

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMÈRI DE TIZI-OUZOU



FACULTE DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES
EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLÔME MASTER EN GÉNIE CIVIL.
OPTION : CONSTRUCTIONS CIVILES & INDUSTRIELLES.

Thème

ÉTUDE D'UNE STRUCTURE RDC+7ÉTAGES
À USAGE D'HABITATION, COMMERCIAL
CONTREVENTÉE PAR VOILES, AVEC LE LOGICIEL ETABS



Réalisé par

M MAKHLOUF Aziz
M^{elle} OSMANI Hanane

Dirigé par

M MANI omar

Promotion 2018/2019

DEDICACE

*Je dédie ce modeste travail:
A mes très chères parents qui m'ont guidé
durant les moments les plus pénibles de ce
long chemin.
A mon très cher frère et sœur .
A toute ma famille sans exception en particulier ma
femme et mes proches.
A tous mes amis(es) de toute ma promotion de génie
civil .
Et ma Binome HANANE.*

A373



Dédicace

Je dédie ce modeste travail:

*A mes très chers parents qui m'ont guidé
durant les moments les plus pénibles de ce long
chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma
soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a
sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce
que je suis.*

A mes très chers frères et soeurs.

*A toute ma famille sans exception et mes proches.
A tous mes amis(es) de toute ma promotion de génie
civil 2019/2020.*

Et mon Binome AZIZ .

HANANE



Introduction

L'histoire de l'humanité à été marquée par un grand nombre de catastrophes naturelles notamment les séismes causant parfois par leur importances des destructions massives. Le dernier séisme du 21 mai 2003, qui a touché la région centre du pays (Boumèrdes, Alger et Tizi – ouzou) on est un exemple très probant.

D'énormes pertes tant humaines que matérielles ont été déplorées.

L'impérieuse nécessité de se doter de nouvelles mesures parasismiques actualisées (règlement parasismique algérien version 2003) pour faire face au danger sans cesse grandissant que représente la haute sismicité du sol algérien sur le tissu urbain en plein expansion s'est révélée d'une importance primordiale.

Pour cela l'élaboration d'un ouvrage parasismique doit comporter deux aspects principaux :

- La prévision de l'ampleur des manifestations sismiques attendues sur le site.*
- La destination de l'ouvrage.*

L'ingénieur en sa qualité de cheville ouvrière dans ce domaine et de par sa responsabilité dans la sécurité publique et la préservation du potentiel économique, doit prendre conscience de l'importance des risques et mettre en application les dispositions qui s'imposent afin d'éviter ou minimiser les dégâts.

Sommaire

Introduction.....	1
Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.....	2 - 14
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....	15 - 30
Chapitre III : Calcul des éléments	31 - 88
Chapitre IV : Modélisation	89 - 105
Chapitre V : Vérification des exigences du RPA	106 - 128
Chapitre VI : Ferrailage des poteaux	129 - 142
Chapitre VII : Ferrailage des poutres	143 - 198
Chapitre VIII : Ferrailage des voiles.....	199 - 209
Chapitre IX : Fondations	210 - 238
Conclusion	239

I. Présentation et description de l'ouvrage

1 Introduction

L'analyse approfondie de l'ouvrage touché par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives, ou de malfaçons d'exécution.

Certes, nous ne devons pas appliquer seulement les règlements mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminantes le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Pour cela, les ingénieurs disposent actuellement de plusieurs outils informatiques et de logiciels de calcul rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Le projet en cours d'étude s'agit d'une structure R+7 à usage d'habitation et commercial ossature mixte contreventée par voiles. La structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V9.7.1.

2 Description de l'ouvrage

Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'une structure (R+07) à usage d'habitation et commercial. Ce bâtiment est d'importance moyen (groupe d'usage 02), implanté à TIZI OUZOU, classée selon le RPA99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Cet ouvrage est composé de :

- un rez-de-chaussée à usage commercial .
- (07) étages à usage d'habitation.
- une cage d'escalier.
- une cage d'ascenseur.

2.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

L'ouvrage a pour dimensions :

- LongueurL = 25.20 m.
- Largeurl = 15.40m.
- Hauteur du rez-de-chausséeh = 4.08m.
- Hauteur d'étage couranth = 03.06m.
- Hauteur totaleh = 25.5m.

2.2 Propriétés mécanique du sol d'assise

Le dossier géotechnique nous a fourni les données suivantes :

- La contrainte admissible du sol : 2 bars
- Le site est considéré comme un site meuble : S3

3 Éléments de l'ouvrage

3.1 La superstructure

C'est la partie de la construction au-dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qui sont :

a) L'ossature

Le bâtiment qui est en ossature mixte composée de :

- Poteaux et poutres formant un système de portiques
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage, essentiellement vis-à-vis des charges horizontales.

b) Les planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages, ils ont pour but de :

- supporter leur poids propre et les charges d'exploitations et les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature.
- assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Le plancher terrasse est inaccessible comporte un system complexe d'étanchéité multicouches avec une protection mécanique en gravier roulé et a une pente (1%) qui facilite l'écoulement d'eau.

Il existe plusieurs types de planchers, on se limitera dans ce chapitre à évoquer les deux types utilisés dans la réalisation de notre bâtiment, à savoir :

- **Planchers en corps creux**

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments d'habitation consiste à utiliser des hourdis creux et des poutrelles sur lesquels repose une dalle de compression en béton armé. Les planchers en corps creux sont constitués:

De nervures :

Appelées également poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) ensuite aux éléments verticaux (poteaux, voiles). La distance entre-axes des poutrelles varie de 0.56 m à 0.65 m. on choisit souvent 0.65 m car c'est la plus commercialisée.

Du remplissage en corps creux :

Les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.

- **Les dalles pleines en béton armée**

Ce sont des planchers en béton armée plus résistants et plus lourds que les corps creux avec une épaisseur de 4 à 5 cm. Ils sont utilisés généralement là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux ; dans la cage d'escalier et d'ascenseur et les balcons. Ils sont armés d'un quadrillage d'armatures ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux efforts des charges
- Réaliser un effet répartiteur entre les poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons.

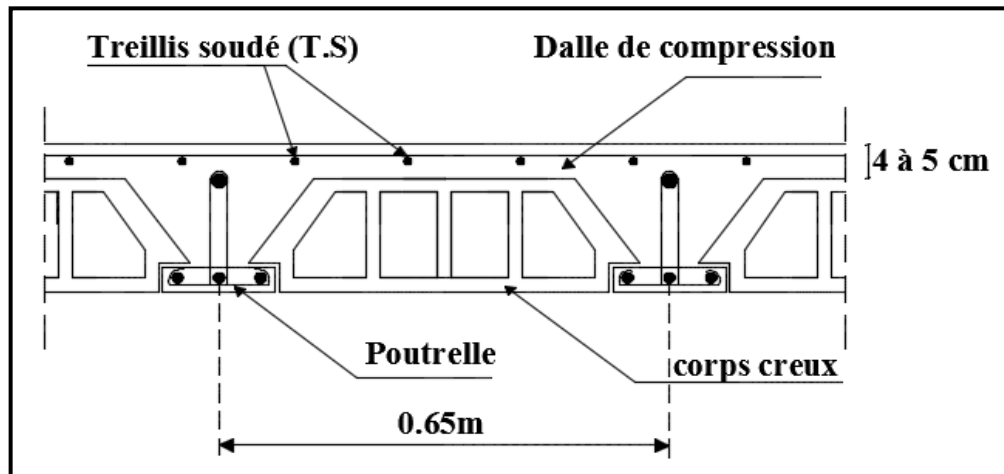


Figure I.1 Schéma du plancher en corps creux

c) Les maçonneries

On distingue deux (02) types :

- **Les murs extérieurs** : sont en double cloisons de (25 cm) d'épaisseur (en brique creuse de 10 cm pour les cloisons extérieures et intérieures +une lame d'air de 5cm).
- **Les murs intérieurs** : ils sont en simple cloison (brique creuse de 10cm)

d) Les escaliers

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant la circulation verticale entre les différents niveaux.

Notre bâtiment comporte un escalier composé de trois volées et deux paliers au RDC et de deux volées avec un palier au niveau des étages courants.

e) Les revêtements

Ils sont en :

- Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les faces extérieures.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

f) **Les voiles**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place.

g) **Système de coffrage**

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles dans le but de diminuer le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques.

h) **Acrotère**

L'acrotère est un élément secondaire de la structure. Il est encastré au niveau de la poutre du plancher terrasse. Il a pour but d'assurer la sécurité des usagers au niveau de la terrasse.

3.2 L'infrastructure

Les fondations : sont des éléments situés à la base de la structure, elles assurent la transmission des charges et surcharges au sol qui se trouve en liaison directe.

Le choix du type de fondation dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

4 Hypothèse de calcul

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément au règlement **BAEL 91 modifié 99** (béton armé aux états limites) basé sur la théorie des états limites, ainsi que le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003 et au DTR BC22 (charges et surcharges d'exploitation).

4.1 États limites ultimes (ELU)

Les états correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- équilibre statique.
- résistance des matériaux de la structure.
- stabilité de forme.

Hypothèses :

- les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- le béton tendu est négligé dans les calculs.
- l'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple.

4.2 États limites de service (ELS)

Ils constituent les frontières au-delà des quelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- ouverture des fissures.
- déformation des éléments porteurs.
- compression dans le béton.

Hypothèses :

- les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- le béton tendu est négligé dans les calculs.
- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15E_b$).

5 Les caractéristiques mécaniques des Matériaux**5.1 Le béton**

Le béton est un mélange des granulats (graviers + sable) et d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau de gâchage, dosés de manière à obtenir les quantités nécessaires pour son utilisation.

La composition du béton sera déterminée en laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux utilisés permettant l'obtention d'un béton aux qualités requises.

➤ **La résistance caractéristique du béton à la compression**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours (résistance caractéristique) notée f_{c28} . Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées (16x32). Dans notre étude on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$\text{Pour } j < 28 \text{ jours : } \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{(4,76 + 0,83j)} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (BAEL91 modifié 99/A.2.1,11).} \\ f_{cj} = \frac{j}{(1,40 + 0,95j)} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ **Résistance caractéristique du béton à la traction**

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{Art.A2.1.12, BAEL 91 modifié 99})$$

Dans notre cas on a : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa}$

➤ **module de déformation longitudinale du béton**

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

➤ **module de déformation longitudinale instantanée**

Une déformation instantanée est une déformation résultante de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24h.

Le module de déformation longitudinale instantanée de béton E_{ij} est :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 21})$$

Pour $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$ on aura : $E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$

➤ **le module de déformation longitudinale différée**

C'est une déformation causée par un chargement de longue durée. et à fin de tenir compte l'effet de retrait et de fluage, on prend un module de déformation différée égale à :

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

Pour $f_{cj}=25\text{MPa}$ on aura : $E_{ij}=10818.86\text{MPa}$. (BAEL91 modifié 99/Art A.2.1, 22)

➤ **module de déformation transversale du béton**

Le module de déformation transversal est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (\text{BAEL91 modifié 99/Art A.2.1 ,3})$$

Avec :

{	E : module de Young
{	v: Coefficient de poisson du béton

➤ **coefficient de poisson**

Le coefficient de poisson du béton est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton .Il est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0.0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{array} \right.$$

➤ **Notions d'états limites**

On appelle état limite, un état particulier au delà duquel l'ouvrage ou un de ses éléments ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles il a été construit. C'est un état qui satisfait strictement aux conditions (stabilité, résistance, déformations non nuisibles) sous l'effet des actions (forces, moments, couples).

La théorie des états limites considère 2 états:

a) **État limite ultime**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante, dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure. Au delà de l'état limite ultime, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

Diagramme de contrainte / déformation

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabolé-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations :

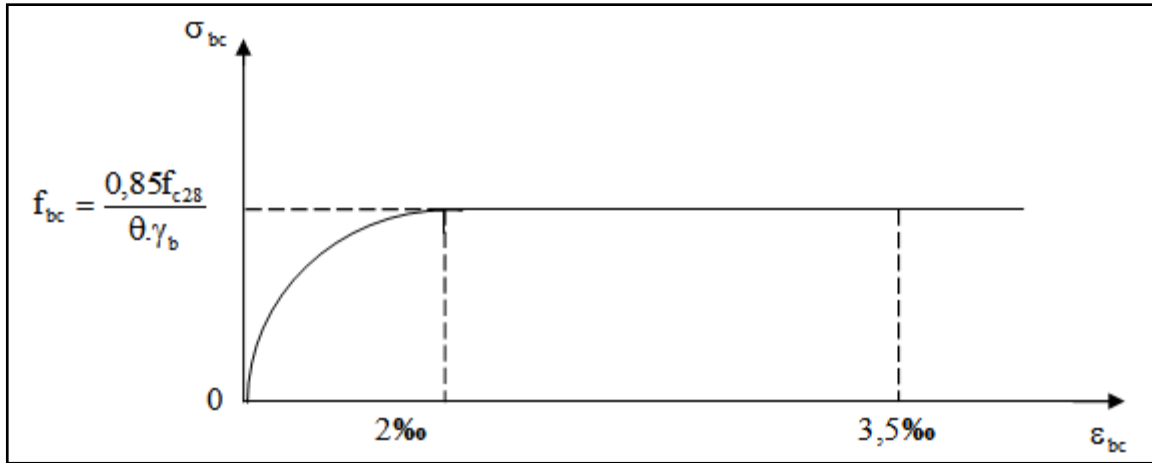


Figure I.2 Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)

Où : $f_{bc}=f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$ (BAEL91 modifié 99/Art A .4.3 ,41).

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b=1.15 \text{ en situation accidentelle (SA)} \\ \gamma_b=1.5 \text{ en situation durable (SD)} \end{array} \right.$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des actions considérées

$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \dots\dots\dots t > 24 \text{ h} \\ \theta = 0,9 \dots\dots\dots 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0,85 \dots\dots\dots t \leq 1 \text{ h} \end{array} \right.$

0,85 : un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée « t » d'application des charges entraînant une diminution de la résistance.

Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$: $f_{bu} = 14,167\text{MPa}$ en SD.
 $f_{bu}=21.739\text{MPa}$ en SA.

σ_b : contrainte de calcul du béton en compression.

f_{c28} : contrainte de béton à la compression à l'âge de 28 jours.

ε_{bc} : déformation de béton en compression

(pour $\varepsilon_{bc} < 2\%$ on applique la loi de Hooke qui dit : $\sigma_{bc} = \varepsilon_{bc} E$)

b) L'état Limite de Service(ELS)

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

On distingue :

- l'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton (éclatement)
- L'état limite de service d'ouverture des fissures. (ouvertures)
- L'état limite de service de déformation. (flèche)

La contrainte limite de service est donnée par la relation suivante :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$ avec : $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à l'ELS

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

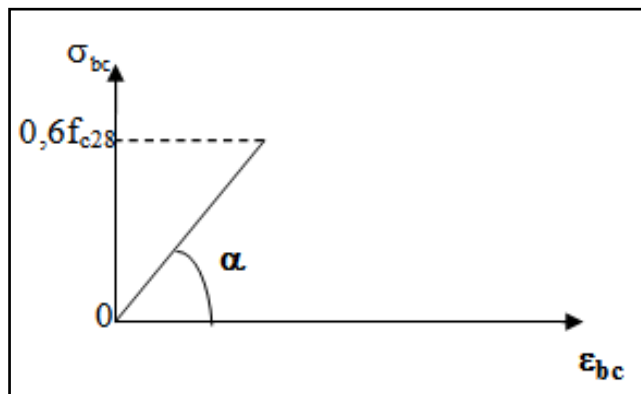


Figure I.3 Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS)

➤ **Contrainte limite de cisaillement** (BAEL/Art A.5.1, 21)

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

avec V_u : effort tranchant dans la section étudiée.

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \tau_u = \min (0,13f_{c28}, 5) \text{ MPa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \tau_u = \min (0,10f_{c28}, 4) \text{ MPa} & \text{pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

5.2 Les aciers

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (rond lisse et haute adhérence) :

- Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215MPa et 235 MPa respectivement.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500MPa.
- Treillis soudé de type TS520.

Avec : f_e : limite d'élasticité.

➤ **Module de déformation longitudinale (E_a)**

Il est pris égal à : $E_a = 2.10^5 \text{ MPa}$ (BAEL91 modifié 99, Art A.2.2,1)

➤ **Contrainte limite d'élasticité de l'acier**

À l'ELU :
$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99, Art A.2.1, 3})$$

Avec γ_s : coefficient de sécurité
$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{Situation courante} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier en situation courante, qui est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \sigma_{st} = 348 \text{ MPa pour les H.A} \\ \sigma_{st} = 204 \text{ MPa pour les R.L} \end{cases}$$

À l'ELS :

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues. On distingue trois cas de fissuration:

- **Fissuration peu nuisible :** la contrainte n'est soumise à aucune limitation
 $\sigma_s \leq f_e / \gamma_s$ (BAEL 91 modifié 99, Art A.4.5, 32)

- **Fissuration préjudiciable :** c'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.
$$\sigma_s \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right\}$$
 (BAEL 91 modifié 99, Art A.4.5, 33)

- **Fissuration très préjudiciable :** c'est le cas des milieux agressifs
$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right\}$$
 (BAEL 91 modifié 99, Art A. 4.5.34)

Avec η : coefficient de fissuration
$$\begin{cases} \eta = 1,0 \dots \dots \dots \text{Pour les ronds lisses (R.L)} \\ \eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{Pour les hautes adhérences (H.A)} \end{cases}$$

6- La réglementation utilisée

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles et normes suivantes :

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003.
- Règles BAEL 91 révisées 99 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites).
- Charges permanentes et charges d'exploitations DTR B.C 2.2.

7 - Protection des armatures (BAEL91.Art A.7.1)

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

- $c \geq 1$ cm : si l'élément est situé dans un milieu couvert non exposé aux condensations.
- $c \geq 3$ cm : si l'élément est situé au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation).
- $c \geq 5$ cm : si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposition à la mer...).

II. Pré dimensionnement des éléments

Le pré-dimensionnement a pour but de définir les dimensions préliminaires des différents éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles...etc.).

Ces dimensions sont choisies selon les exigences réglementaires du RPA99 version 2003 et du BAEL91 modifié 99. Les dimensions obtenues ne sont pas définitives. Elles peuvent être augmentées après vérification dans la phase du dimensionnement.

1 Pré dimensionnement des éléments

1-1 Les planchers

Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux et a pour fonction :

- Résistance: les planchers sont infiniment rigides dans le plan horizontal, ils supportent leurs poids propre et les surcharges du niveau et transmettent ces charges aux poutres qui les transmettent à leur tour aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protéger contre les incendies
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Dans notre projet, on distingue un seul type de plancher. Ce dernier est constitué d'un corps creux d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{Art B6.8.424/BAEL91})$$

Avec : h_t : hauteur du plancher.

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Le RPA exige pour les poteaux : $\min(b, h) \geq 25$ cm en zone IIa, on prend $\min = 25$ cm.

Dans notre cas : $L = 420 - 25 = 395$ cm

$$h_t = (395 / 22.5) = 17.57 \text{ cm.} \quad \text{Soit } h_t = 20 \text{ cm}$$

On prend un plancher (16+4) cm valable pour tous les niveaux, avec :

- épaisseur du corps creux : **16cm.**
- épaisseur de la dalle de compression : **4 cm.**

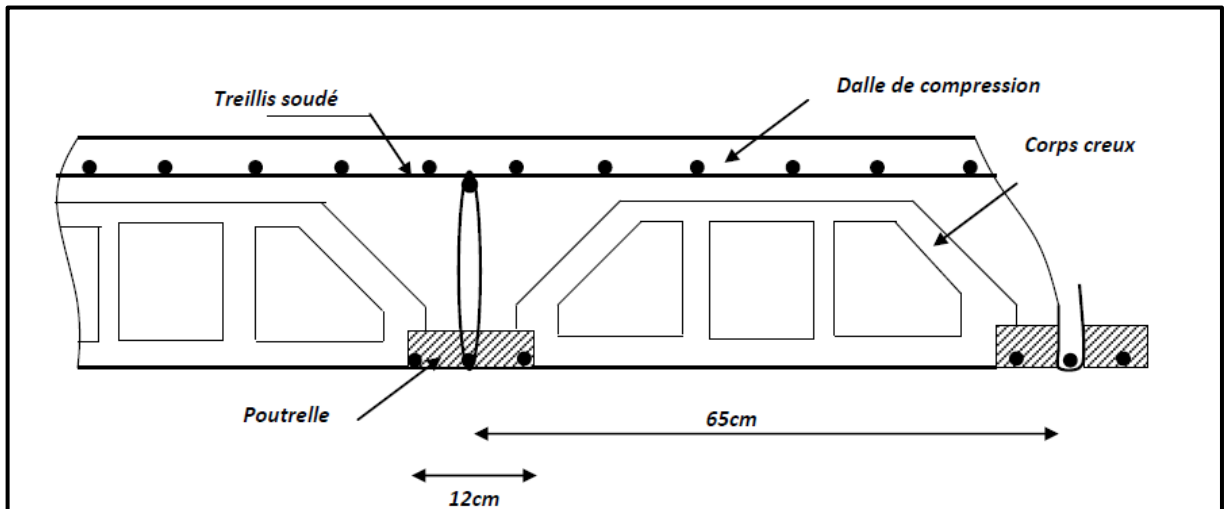


Figure II.1 Coupe transversale d'un plancher en corps creux (16+4)

1-2 Les poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre à savoir la hauteur totale h_t et la largeur b doivent répondre aux conditions suivantes :

$$\text{Hauteur « } h_t \text{ » : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{BAEL.91 Art A.4.14})$$

$$\text{Largeur « } b \text{ » : } 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

Avec h : la hauteur de la poutre et b la largeur de la poutre.

L_{\max} : étant la portée libre de la plus grande travée considérée.

Par ailleurs l'article 7.5.2 du RPA exige les conditions telles que :

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

a) Poutres principales

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

$$\frac{415}{15} \leq ht \leq \frac{415}{10} \rightarrow 27.66 \text{ cm} \leq ht \leq 41.5 \text{ cm}. \text{ On prend : } \quad \mathbf{ht = 35 \text{ cm.}}$$

Par conséquent, la largeur b sera : $0.4ht \leq b \leq 0.7ht$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}. \text{ On prend : } \mathbf{b = 25 \text{ cm.}}$$

Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Art 7.5.1)

- $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$
- $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$
- $h_t / b = 35 / 25 = 1.4 \leq 4 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$

La section des poutres principales est donc : $\mathbf{(b \times ht) = (25 \times 35) \text{ cm}^2.}$

b) Poutres secondaires

Sachant que $L_{\max} = 420 - 25 = 395 \text{ cm}$

$$\frac{395}{15} \leq ht \leq \frac{395}{10} \rightarrow 26.33 \text{ cm} \leq ht \leq 39.5 \text{ cm}. \text{ On prend : } \quad \mathbf{ht = 35 \text{ cm.}}$$

La largeur b est : $0.4ht \leq b \leq 0.7ht$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}. \text{ On prend : } \mathbf{b = 25 \text{ cm.}}$$

Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Art 7.5.1)

- $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$
- $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$
- $h_t / b = 35 / 25 = 1.4 \leq 4 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$

La section de la poutre secondaire est donc : $\mathbf{(b \times ht) = (25 \times 35) \text{ cm}^2.}$

Conclusion :

Les conditions imposées par RPA99 sont toutes vérifiées. Les sections adoptées sont comme suit :

- **Poutres principales :** $(25 \times 35) \text{ cm}^2$
- **Poutres secondaires :** $(25 \times 35) \text{ cm}^2$

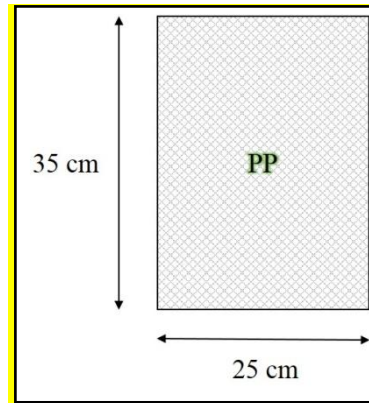


Figure II.2 Section des poutres principales (sens transversal)

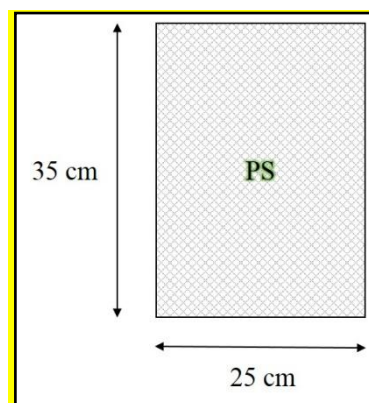


Figure II.3 Section des poutres secondaires (sens longitudinal)

1-3 Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/V2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations.

D'après le RPA99 /2003 article 7.7.1, les voiles doivent satisfaire la condition suivante : $L \geq 4e$

Avec L et e respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

De même l'article 7.7.1 RPA99 version 2003 spécifie une épaisseur minimale de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure suivante :

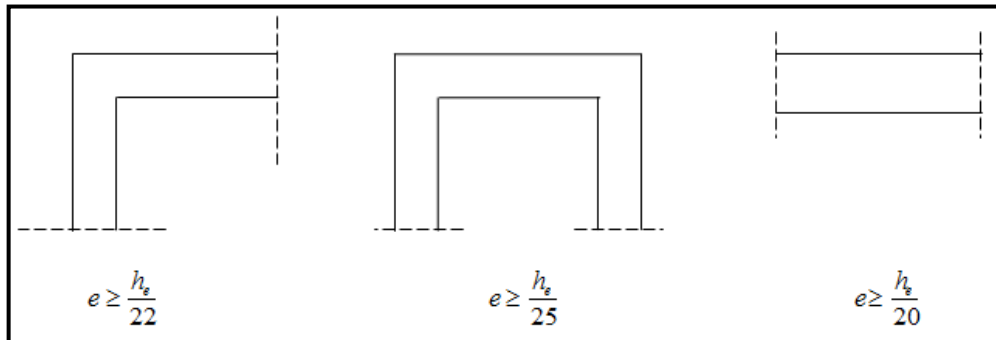


Figure II.4 Épaisseurs des voiles - coupe en élévation

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

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

Pour le RDC :

$$H_{ss} = 4,08\text{m} = 408\text{cm} \Rightarrow h_e = 408 - 20 = 388\text{cm} \Rightarrow e \geq \frac{388}{20} = 19,4 \text{ cm} ; e \geq 15 \text{ cm}.$$

L'épaisseur adoptée est : **e=20cm**

Pour les étages courants:

$$H_{ec} = 3,06\text{m} = 306\text{cm} \Rightarrow h_e = 306 - 20 = 286\text{cm} \Rightarrow e \geq \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm} ; e \geq 15 \text{ cm}$$

Donc : **e=15cm**

$L \geq 4e = 80 \text{ cm} \geq 80 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

(L et e respectivement la portée et l'épaisseur du voile.)

2 Détermination des charges et surcharges

Le but de la descente des charges est de déterminer pour chaque élément porteur la charge qui lui revient au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

Soient : **G**: Charges permanentes.

Q: Surcharges d'exploitation.

2-1 Charges permanentes2-1-1 Les Planchersa) Plancher terrasse en corps creux

Tableau II.1 Caractéristiques du plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravier	0.05	20	1
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.8
7	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
G total =				5.61 KN/m²

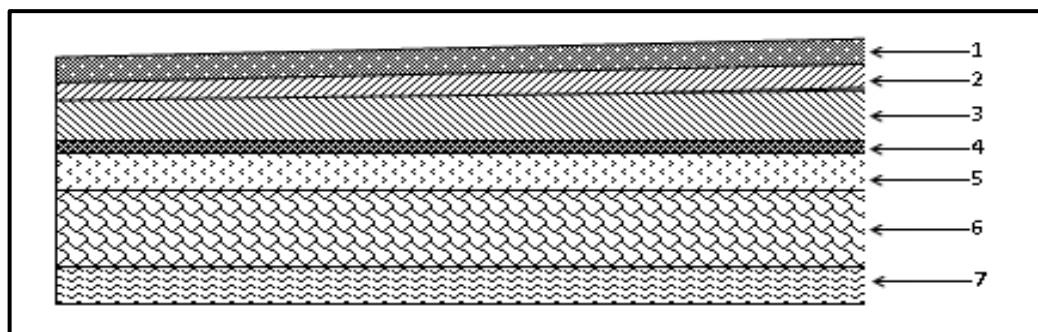


Figure II.5 Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

b) Plancher d'étage courant

Tableau II.2 Caractéristiques du plancher étages courants

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/ m ²)
1	Cloison en briques creuses (y compris enduit en plâtre)	0,10+0.04	9+10	0.90 +0.40 =1.30
2	Revêtement en carrelage	0,02	20	0.4
3	Mortier de pose	0,02	20	0.4
4	Couche de sable	0,03	18	0.54
5	Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)	0,20	14	2.8
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0.2
G total =				5.64KN/ m²

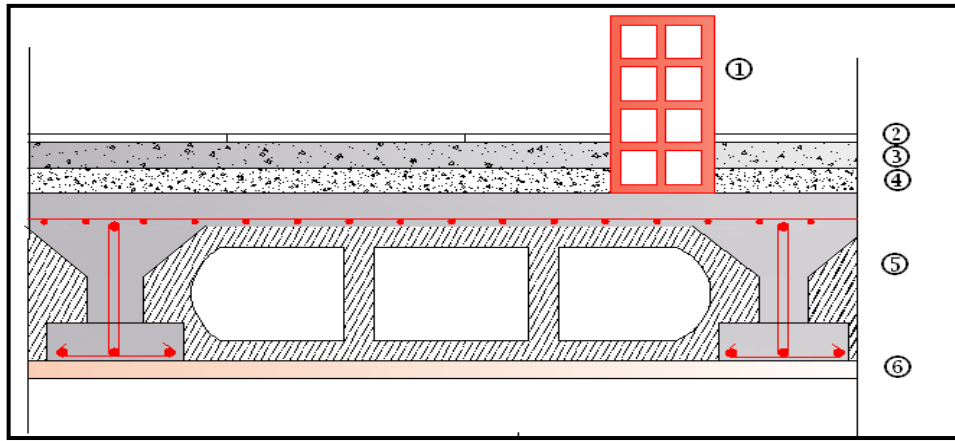


Figure II.6 Coupe transversale du plancher courant

2-1-2 Maçonneries

a) **Mur extérieur**

Tableau II.3 Charges revenant aux murs extérieurs

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN /m ²)
1	Enduit ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse (10 cm)	0,10	9	0,90
3	Brique creuse (10 cm)	0,10	9	0,90
4	Lame d'aire	0,05	/	/
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
G total =				2.36KN /m²

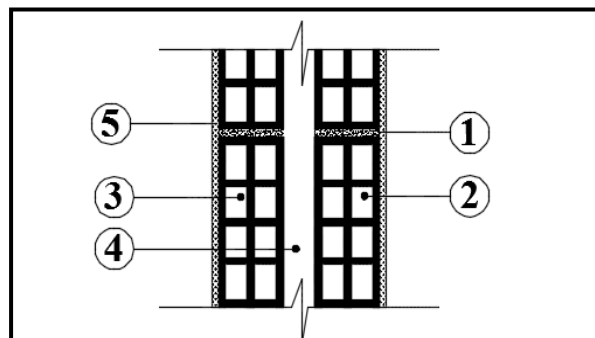


Figure II.7 Coupe transversale d'un mur extérieur

b) Mur intérieur

Tableau II.4 Charges revenant aux murs intérieurs

N°	Élément	Épaisseur (m)	Charge (KN/m2)
1	Enduit de plâtre	0,02	0,20
2	Briques creuses	0,10	0,90
3	Enduit de plâtre	0,02	0,20
G total =			1,3KN/m2

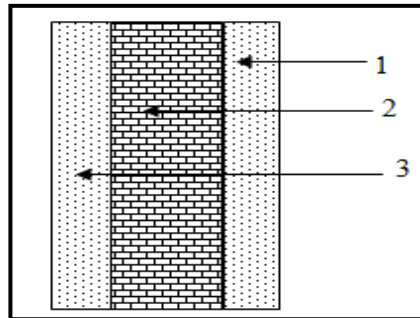


Figure II.8 Coupe transversale du mur verticale

2-1-3 Dalle pleine

Tableau II.5 Charge permanente de la dalle pleine

N0	Éléments	Épaisseur (m)	ρ (KN/m3)	G (KN/m2)
01	Cloisons intérieures	0.14	/	1.3
02	Carrelage	0.02	20	0.4
03	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Couche de sable	0.03	18	0.54
05	Dalle pleine	0.15	25	3.75
06	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G total =				6.59 KN/m2

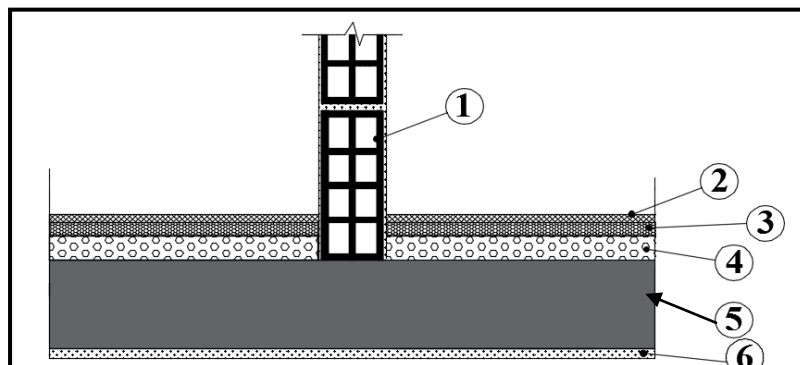


Figure II.9 Coupe transversale de la dalle pleine

2-1-4 Acrotère

La hauteur de l'acrotère est égale à : 60 cm

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

Poids propre : $G = \rho \times S \times 1ml$

$$G = 25 \times 0.1 \times 1ml = 2.5 \text{ KN/ml}$$

2.2 Surcharges d'exploitation

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR BC.22 comme suit :

- Plancher terrasse (inaccessible)..... $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$.
- Planchers étages courants à usage d'habitation... $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher RDC, à usage commercial..... $Q = 4,00 \text{ KN/m}^2$.
- L'escalier..... $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$.
- Balcons..... $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$.
- L'acrotère..... $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$.

2-3 Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS en compression simple ; en considérant un effort normal N qui sera appliqué sur la section du béton du poteau le plus sollicité, cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$s \geq \frac{N_s}{0.3 f_{c28}} \quad (\text{art7.4.3.1.RPA 99/2003})$$

Avec: $N_s = G + Q$

N_s : effort normal revenant au poteau considéré ;

G : charges permanentes.

Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges.

S : section des poteaux.

σ_{bc} : contrainte de compression admissible du béton

Selon le (RPA 99 , A7.4.1) les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour un poteau rectangulaire de la zone IIa , on a :

$$\text{Min } (b, h) \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min } (b, h) \geq h_e/20$$

$$1/4 \leq b/h \leq 4$$

- **Descente des charges**

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu' aux fondations d'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile) ; appelée surface d'influence.

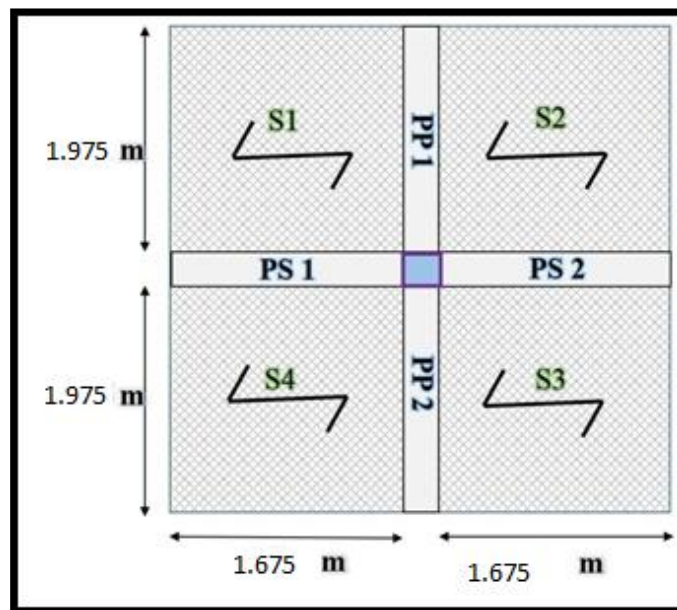


Figure 10 Surface d'influence du poteau le plus sollicité (C4).

a) **Surface d'influence**

C'est la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité.

Dans notre cas on a

$$(4.20/2) - (0.25/2) = 1.975\text{m}$$

$$(3.60/2) - (0.25/2) = 1.675\text{m}$$

$$(4.40/2) - (0.25/2) = 2.075\text{m}$$

$$(3.60/2) - (0.25/2) = 1.675\text{m}$$

La section nette :

$$S_1 = (1.975 \times 2.075) = 4.10\text{m}$$

$$S_2 = (1.675 \times 2.075) = 3.48\text{m}$$

$$S_3 = (1.975 \times 1.675) = 3.31\text{m}$$

$$S_4 = (1.675 \times 1.675) = 2.81\text{m}$$

$$S_n = (4.10 + 3.48 + 3.31 + 2.81) = 13.70\text{m}$$

La section brute :

$$S_b = (4.62 + 3.96 + 3.78 + 3.24) = 15.6\text{ m}$$

b) Poids revenant à chaque plancher

Poids du plancher : $P = G \times S$

Plancher terrasse : $P = 5.61 \times 13.70 = 76.857\text{ KN}$

Plancher d'étage courante : $P = 5.64 \times 13.70 = 77.268\text{KN}$

c) poids des poutres

Poutre principale : $P_{pp} = (0.25 \times 0.35 \times 2.075 + 0.25 \times 0.35 \times 1.675) \times 25 = 8.203\text{ KN}$

Avec : $\rho = 25\text{ KN} / \text{m}^2$

Poutre secondaire : $P_{ps} = (0.25 \times 0.35 \times 1.975 + 0.25 \times 0.35 \times 1.675) \times 25 = 7.984\text{ KN}$

D'où le poids total $P = 8.203 + 7.984 = 16.187\text{KN}$

d) Poids des poteaux

Poteaux des étages courants : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.06 = 4.781\text{ KN}$

Poteau du RDC : $G_P = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 4.08 = 6.375\text{ KN}$

e) Surcharges d'exploitation

Plancher terrasse : $Q \times S = 1 \times 15.6 = 15.6 \text{ KN}$

Plancher des étages courant : $Q = 1.5 \times 15.6 = 23.4 \text{ KN}$

Plancher RDC : $Q = 4 \times 15.6 = 62.4 \text{ KN}$

f) Loi de dégression de charges

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée $n \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

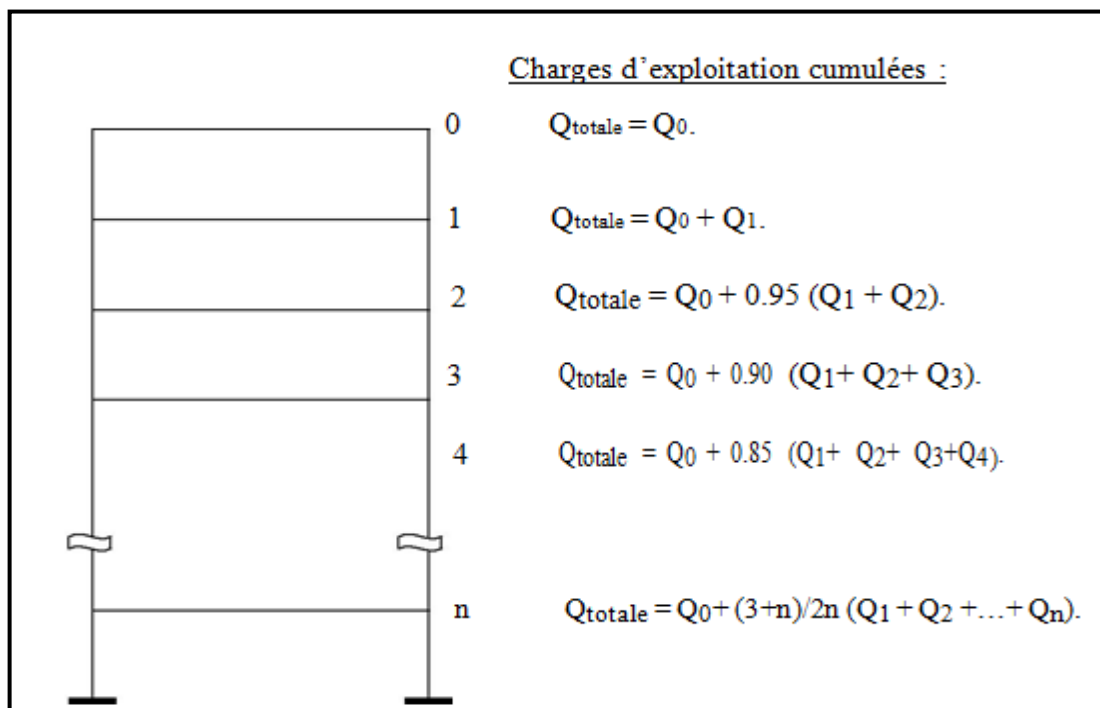


Figure II.11 Dégression des charges

Pour $n \geq 5$:

$$\Sigma_n = Q_0 + \frac{(3+n)}{2n} \times \sum_{i=1}^n Q_n$$

Les coefficients réducteurs sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.6 Tableau des Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	0	1	2	3	4	5	6	7
Étage	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficients	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,075	0,714

Les surcharges cumulées :

La terrasse : Q_0

7ème : $Q_0 + Q_1$

6ème : $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

5ème : $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

4ème : $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

3ème : $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

2ème : $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

1er : $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

RDC: $Q_0 + 0,688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

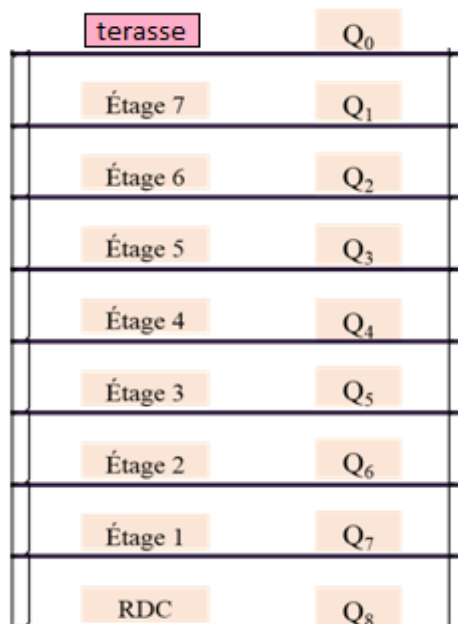


Figure II.12 Schéma de la descente des charges de la bâtisse

Application numérique :

- E7: 15,6 KN
- E6 : 15,6+23 ,4 = 39 KN
- E5: 15,6+0.95 (2×23,4) = 60,06KN
- E4: 15,6+0.9 (3×23,4) =78,78KN
- E3: 15.6 + 0.85 (4×23,4) = 95,16 KN
- E2: 15.6 +0,8 (5×23,4) = 109,2KN
- E1: 15,6+0,75 (6×23,4) = 120,9KN
- RDC: 15,6 + 0,714 (7×23,4) = 132,55 KN

Tableau II.7 Tableau récapitulatif de la descente de charge

Niveau	Poids des planchers (KN)	Poids des poteaux (KN)	Poids des poutres (KN)	G tot	G cumul	Q cumul	Ns = Gc + Qc	S (cm ²)	S min (cm ²)	S adoptée (cm ²)
TERASSE	76,857	0,00	16,187	93,04	93,04	15,6	108,64	72,42	25×25	35×35
ÉTAGE 6	77,268	4,781	16,187	98,24	191,28	39	230,28	153,52	25×25	35×35
ÉTAGE 5	77,268	4,781	16,187	98,24	289,52	60,06	349,58	233,05	25×25	35×35
ÉTAGE 4	77,268	4,781	16,187	98,24	387,76	78,78	466,54	311,02	25×25	40×40
ÉTAGE 3	77,268	4,781	16,187	98,24	486	95,16	581,16	387,44	25×25	40×40
ÉTAGE 2	77,268	4,781	16,187	98,24	584,24	109,2	693,44	462,29	25×25	40×40
ÉTAGE 1	77,268	4,781	16,187	98,24	682,48	120,9	803,38	535,58	25×25	45×45
RDC	77,268	6,375	16,187	99,83	782,31	132,55	914,86	609,90	25×25	45×45

g) Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.} \rightarrow \text{En zone I et IIa.}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Vérification pour les poteaux (35×35) :

- Min (35 ; 35) = 35cm ≥ 25cm..... Condition vérifiée
- Min (35 ; 35) = 35cm ≥ he/20 = 408 / 20 = 20,4 cm..... Condition vérifiée
- 35/35 = 1 → 1/4 < 1 < 4 Condition vérifiée

Étant donné les conditions vérifiées pour la section la plus petite ; les recommandations du RPA sont alors respectées.

h) Vérifications au flambement

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.

Il faut vérifier que l’élancement λ des poteaux est : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$.

Avec : l_f : longueur de flambement ($l_f = 0.7l_0$)

l_0 : hauteur libre du poteau

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

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

I : moment d’inertie du poteau ($I = \frac{b \cdot h^3}{12}$).

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^3}{12}}} = 0.7l_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Tableau II.8 Vérification des poteaux au flambement

Section des poteaux (cm ²)	$I = \frac{b \times h^3}{12} \times 10^{-2}$ (m ⁴)	$i = \sqrt{\frac{I}{S}} \times 10^{-2}$ (m)	Lo (m)	Lf (m)	$\lambda = \frac{L_f}{i}$	Vérification
(45×45)	0,342	12,99	4,08	2,856	21,98 ≤ 50	Condition vérifiée
(45×45)	0,342	12,99	3,06	2,142	16,48 ≤ 50	Condition vérifiée
(40×40)	0,213	11,55	3,06	2,142	18,54 ≤ 50	Condition vérifiée
(35×35)	0,125	10,10	3,06	2,142	21,20 ≤ 50	Condition vérifiée

Tableau II.9 Sections adoptées des poteaux

Étages	RDC, 1 ^{er}	2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}
Section (cm ²)	(45x45)	(40x40)	(35x35)

Calculs des rigidités et inerties

L'article 7.6.2 du RPA 2003 exige que les rigidités linéaires des poteaux doivent être supérieures à celles des poutres

$$M_n + M_s \geq 1,25 (M_w + M_s).$$

$$\text{On a : } \sigma = M_v / I_{\text{donc}} M = \sigma I / v$$

$$\sigma I_{\text{pot}} / v + \sigma I_{\text{pot}} / v \geq 1,25 (\sigma I_{\text{pout}} / v + \sigma I_{\text{pout}} / v)$$

$$\text{On aura : } \quad \mathbf{I_{\text{pot}} \geq 1,25 I_{\text{pout}}}$$

$$\text{Inertie poutres principales (25x35) : } \quad I_{\text{pout}} = (25 \times 35^3) / 12 = 89322,916 \text{ cm}^4$$

Inertie poteaux :

$$\text{-RDC, 1^{er}:} \quad I_{\text{pot}} = (45 \times 45^3) / 12 = 341718,75 \text{ cm}^4$$

$$\text{-2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage :} \quad I_{\text{pot}} = (40 \times 40^3) / 12 = 213333,33 \text{ cm}^4$$

$$\text{-5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} étage :} \quad I_{\text{pot}} = (35 \times 35^3) / 12 = 125052,083 \text{ cm}^4$$

Pour tous les cas, on a $I_{\text{pot}} > 1,25 I_{\text{pout}}$, donc la condition est vérifiée.

III.Calcul des éléments

Introduction

On procédera dans ce chapitre au dimensionnement et au calcul des éléments secondaires constituant notre structure.

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et surcharges d'exploitation.

On peut énumérer l'ensemble de ces éléments comme suit :

- L'acrotère,
- Le plancher en corps creux,
- L'escalier,
- La poutre palier,
- La salle machine.

III.1 Acrotère

III.1.1 Introduction

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée sous l'effet de :

- Un effort normal N_G dû à son poids propre G .
- Un effort horizontal Q dû à la main courante estimée à 1KN/ml engendrant un moment de renversement M_Q .

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

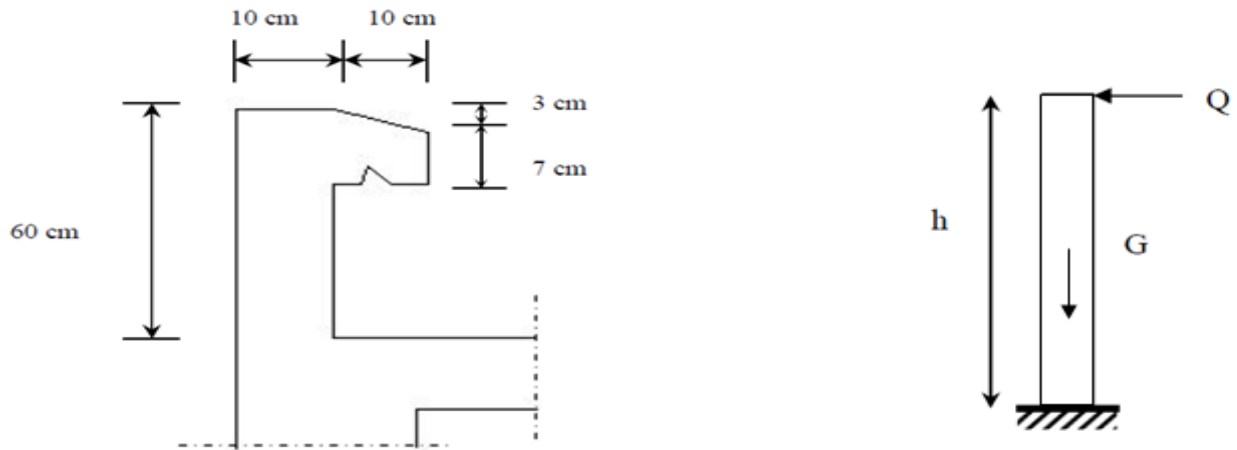


Figure III.1 Coupe transversale et schéma statique de l'acrotère

III.1.2 Calcul à l'ELU

Le calcul des sollicitations se fait pour une bande de 1 m de largeur.

A) Evaluation des sollicitations

➤ chargement:

- charge permanente « G » :

Poids propre: $G = \rho \times S \times 1 \text{ ml} \Rightarrow G = 25 \times S$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[\frac{0,03 \times 0,1}{2} + 0,07 \times 0,1 + 0,1 \times 0,6 \right] = 1,7125 \text{ [KN/ ml]}$$

- Surcharge d'exploitation « Q » (Effort horizontal dû à la main courante) :

$Q = 1 \text{ [KN/ml]}$.

- Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 / RPA 99)

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale : $F_p = 4 A \cdot C_p \cdot w_p$

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

$$A = 0.15 \text{ (Zone II}_a\text{, groupe d'usage 2)}$$

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires

$$C_p = 0.3$$

w_p : poids de l'acrotère

$$w_p = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.7125 = 0.30825 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$. \Rightarrow le calcul se fait sous Q non pas sous P .

- **Calcul des sollicitations**

- Effort normal à la base dû au poids propre : $N_G = G \times 1 = 1.7125 \text{ KN}$

- Effort tranchant dû à la surcharge Q : $T_Q = Q \cdot 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$

- Moment de renversement dû à G : $M_G = 0$

Moment de renversement dû à Q à la base : $M_Q = T \cdot H = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$.

➤ **Diagramme des efforts interne**

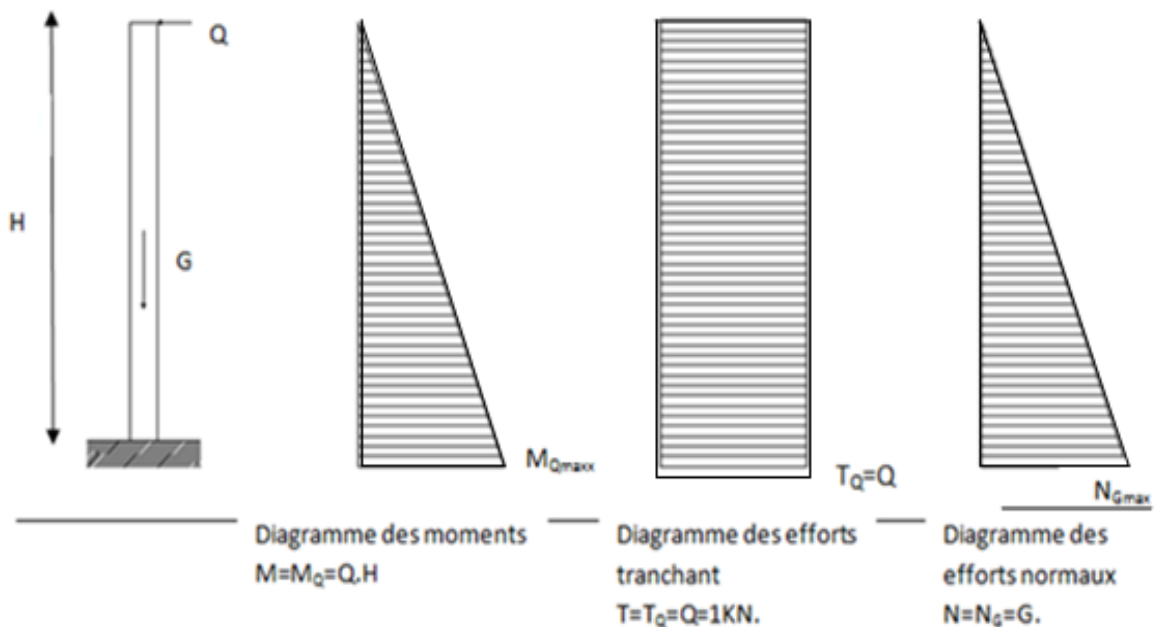


Figure III.2 Schématisation des efforts internes

B) Les combinaisons de charges**L'ELU**

La combinaison des charges est : $1.35G + 1.5Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1,35.N_G = 1,35 \times 1,7125 = \mathbf{2,312 \text{ KN/ml.}} \\ M_u = 1.5M_Q = 1.5 \times 0.6 = \mathbf{0.90 \text{ KN}} \\ T_u = 1.5T_Q = \mathbf{1.5 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

L'ELS

La combinaison des charges est : $G + Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = N_G = \mathbf{1.7125 \text{ KN}} \\ M_s = M_Q = \mathbf{0.6 \text{ KN.m}} \\ T_s = T_Q = \mathbf{1 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

C) Ferrailage de l'acrotère

Le calcul se fera à L'ELU puis sera vérifié à L'ELS.

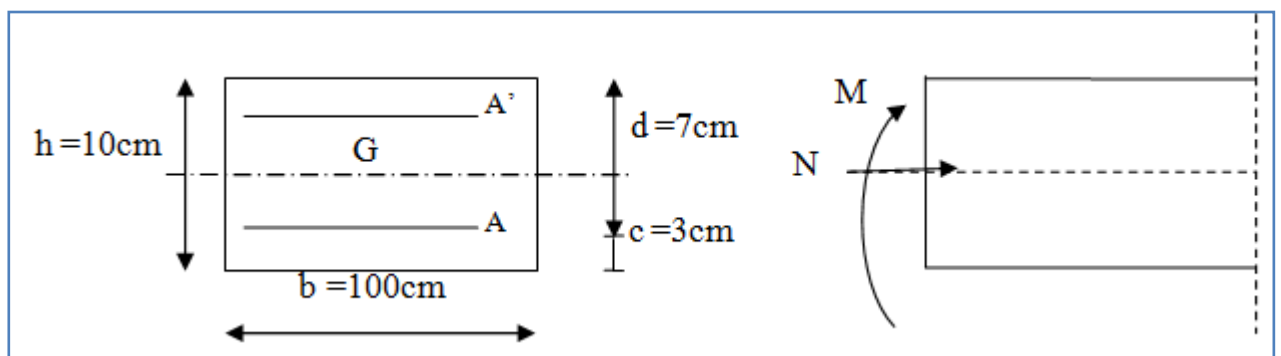
➤ **Calcul des armatures à l'ELU**

Figure III.3 La section de l'acrotère

Le ferrailage se fera comme pour une console qui travaille en flexion composée, ce qui nous conduit à l'étude d'une section rectangulaire de hauteur « $h=10\text{cm}$ » et de largeur « $b=100\text{cm}$ », soumise à la flexion composée à l'ELU sous N_u et M_u , puis passer aux vérifications de la section à l'ELS sous N_s et M_s .

Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.312} = 39\text{cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\text{cm} \rightarrow \text{Le centre de pression se trouve à l'extérieur}$$

de la section limitée par les armatures donc celle-ci est partiellement comprimée **SPC**. Donc

l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment M_f , qui sert à déterminer la section des armatures fictives A_f , puis on passe à la flexion composée où la section des armatures sera déterminée en fonction de A_f déjà calculée.

Calcul de la section d'armature en flexion simpleMoment fictif M_f

$$M_f = N_u \cdot g \text{ avec } g = e_u + (h/2 - c)$$

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

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

$$M_f = 2.312 [0.39 + (0.05 - 0.03)] = 0.95 \text{KN.m}$$

Armature fictives (flexion simple)

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.95 \times 10^3}{1000 \times (70)^2 \times 14.2} = 0.0136$$

$\mu_b = 0.0136 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$

On prend $\mu_b = 0.014 \rightarrow \beta = 0.993$ (valeur tirée du tableau des coefficients)

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 = 348 \text{MPa}$$

$$A_{stf} = \frac{0.95 \times 10^3}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.393 \text{ cm}^2$$

Armature réelles (flexion composée)

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.392 - \frac{2.312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.327 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.327 \text{ cm}^2.$$

D) Vérifications à l'ELU**➤ Condition de non fragilité du béton (BAEL91/ Art 4.2.1)**

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

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

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{0.7125} = 0,84 \text{ m} = 84 \text{ cm}$$

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

$$\text{D'où : } A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{35 - (0,455 \times 7)}{35 - (0,185 \times 7)} \right] = 0,8 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2 > A = 0.327 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La section n'est pas vérifiée alors on adoptera la section minimale d'armatures imposée par cette condition.

$$A = A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA8} \Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}.$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4 \text{ HA8} \Rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement Soit } S_t = 17 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement** (BAEL 91 Art A.5.2.1)

La fissuration est préjudiciable, donc : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = 3.333MPa$

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

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^2 \times 70} = 0.21MPa \leq \bar{\tau} = 3.33MPa \text{ Condition vérifiée.}$$

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

➤ **Vérification de l'adhérence**

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

$$\Psi_s = 1.5 \text{ (Acier de haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.048} = 0.237MPa.$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres. $\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.048 \text{ cm.}$

$$\tau_{se} = 0.238 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Ancrages des barres aux appuis** [BAEL 91 A.6.1, 2 1]

La longueur de scellement droit : correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne.

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 28.17 \text{ cm} \quad \text{Avec:} \quad \begin{cases} \tau_s = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.} \\ f_c = 400 \text{ MPa} \\ \Psi_s = 1.5 \text{ (HA)} \end{cases}$$

D'après le [BAEL 91 Art .6.1, 22], la longueur de scellement pour les HA 400 est de :

$$l_s = 35\phi = 35 \times 8 = 28 \text{ cm avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Donc : on opte à $l_s = 30 \text{ cm}$

➤ **Espacement des barres**

- Armatures principales : $S_t=25\text{cm} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30\text{cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée**
- Armatures de répartition : $S_t=17\text{cm} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = 40 \text{ cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

E) Vérifications 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 :

➤ **Vérification des contraintes dans l'acier**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec $\eta=1,6$ pour les aciers de haute adhérence (H.A) de diamètre supérieur à 6 mm.

$$\text{et on : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9155 \\ K_1 = 44.17 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.9155 \times 70 \times 201} = 46.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 46.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

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

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

$$\sigma_{bc} = 1.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

F) Schéma de ferrailage de l'acrotère : le Ferrailage adopté

- Armatures principales : 4HA8/ml = 2,01 cm² avec un espacement de 25cm.
- Armatures secondaires : 4HA8/ml = 2.01 cm² avec un espacement de 17cm

III.2 Calcul des plancher

Introduction

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

On fera l'étude pour les deux types de planchers (plancher à usage service et à usage d'habitation)

Plancher en corps creux

III.2.1 Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm**) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au (BAEL 91 art B.6.8.423).

33 cm pour les barres // aux poutrelles.

20 cm pour les barres \perp aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

Avec : **L = 65 cm** ; distance entre axes des poutrelles.

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

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

➤ Armatures parallèles aux poutrelles

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

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

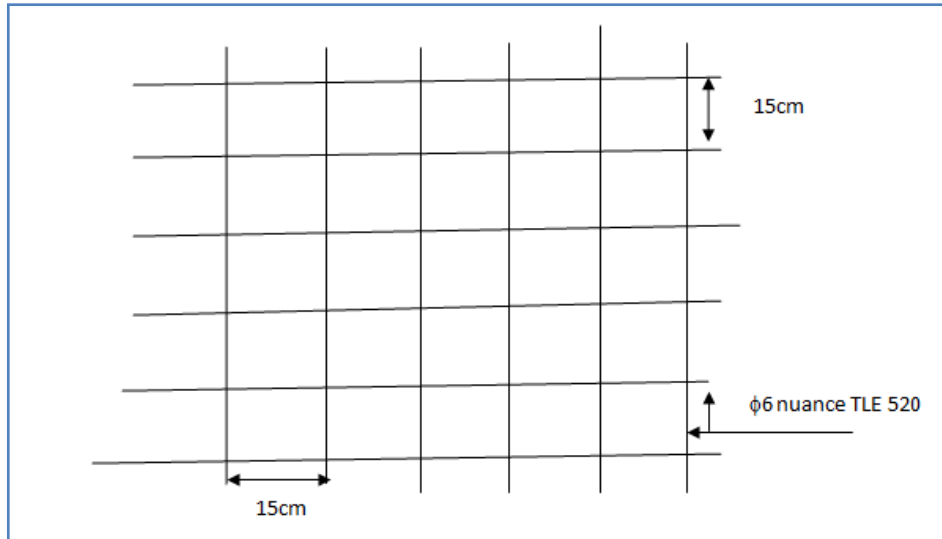


Figure III.4 Treillis soudées de 15 x15 cm

III.2.2 Calcul de la poutrelle

III.2.2.1 Calcul de la poutrelle (nervures)

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués. Leur section est en T, la distance entre axe est de 65 cm, le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu. Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul ce fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression,
- Après le coulage de la dalle de compression.

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

Avant le coulage du béton de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée, elle supporte son poids propre, le poids de corps creux et la surcharge de l'ouvrier

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

➤ Combinaison des charges :

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

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

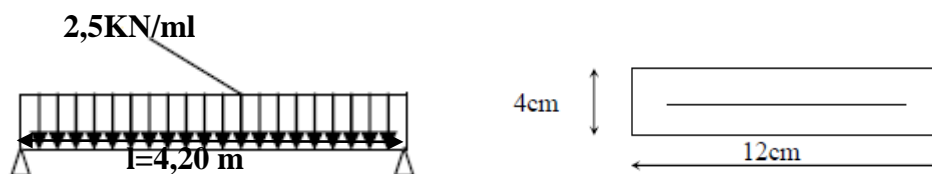


Figure III-4-5: Schéma statique de la poutrelle.

- Calcul du moment : $M_t = q_u \frac{l^2}{8} = 2,5 \times \frac{4,20^2}{8} = 5,51 \text{ KN m.}$
- Calcul effort tranchant : $T_u = q_u \frac{l}{2} = 2,5 \times \frac{4,20}{2} = 5,25 \text{ KN m.}$

Calcul des Armatures :

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

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5,51 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 8,083 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

✓ Comme la hauteur (4cm) de la poutrelle est faible pour placer les armatures de compression, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de manière à ce que les armatures de compression ne soient pas nécessaire.

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

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

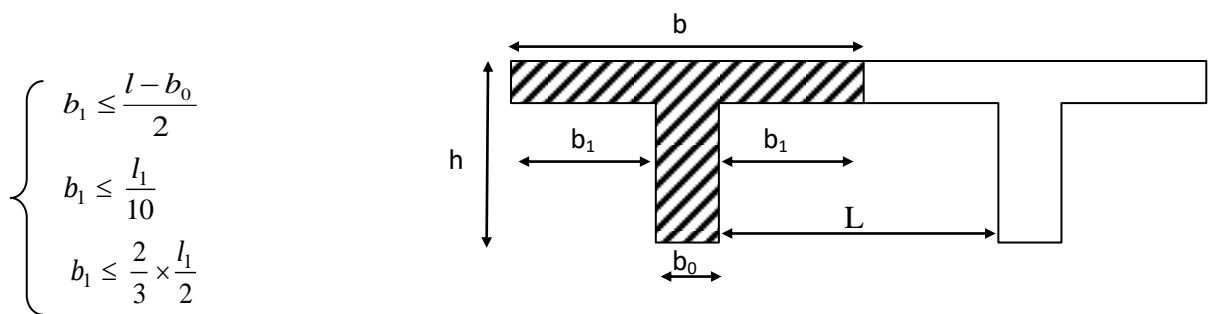
La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « **q_u** » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

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

➤ **Dimension de la poutrelle**

La largeur des hourdis est à prendre en compte de chaque coté une nervure à partir de son parement est limitée par les plus restrictives des conditions ci-après :

Avec : **L** : distance entre-axe des poutrelles ;



l₁ : portée de la plus grande travée telle que l₁ = 4.20 m (la travée la plus sollicitée) ;

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs ;

b₀ : largeur de la nervure (b₀ = 12 cm) ;

h₀ : épaisseur de la dalle de compression (h₀ = 4 cm)

$$b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{420}{10} = 42 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} = 140 \text{ cm}$$

On prend: **$b_1 = 26.5 \text{ cm}$**

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm} \rightarrow \quad b = 65 \text{ cm}$$

➤ Charges permanentes et surcharges d'exploitations

Poids propre de plancher

- Étage courant : $G_e = 5.64 \text{ KN/m}^2$
- Plancher terrasse : $G_t = 5.61 \text{ KN/m}^2$

$$G_e = 5.64 \times 0.65 = 3.666 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 5.61 \times 0.65 = 3.64 \text{ KN/ml}$$

Surcharges d'exploitation :

- Étage de service (RDC à usage commercial)..... $Q = 4 \times 0.65 = 2.6 \text{ KN/ml}$
- Étages courants à usage d'habitation..... $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$
- Plancher terrasse..... $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

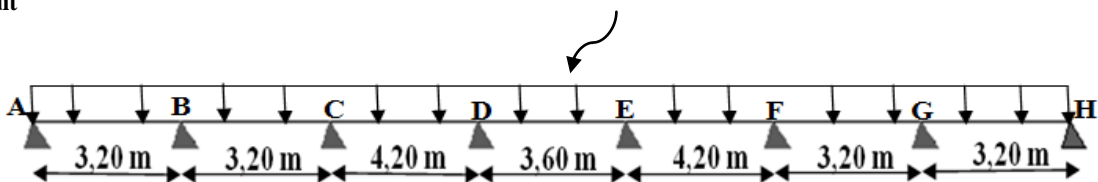
ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

ELS : $q_s = G + Q$

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU	ELS
RDC	3.66	2.6	8.84	6.26
Étage courant	3.66	0.975	6.40	4.635
Plancher terrasse	3.64	0.65	5.89	4.296

➤ Schéma statique de calcul

q_u réduit



➤ Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants

Choix de la méthode

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue à l'aide de l'une de ces 3 méthodes :

- ✓ Méthode forfaitaire ;
- ✓ Méthode de Caquot ;
- ✓ Méthode des trois moments ;

Méthode forfaitaire➤ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

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

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

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le BAEL 91 modifié 99, on peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivantes sont remplies :

1. La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 c'est-à-dire :

$$Q \leq \min\{2G; 5\} \text{ KN/m}^2$$

- $Q = 4 \text{ KN/m}^2$
- $2G = 2 \times 5.64 = 11.28 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2 \leq \min\{2G; 5\} = 5 \text{ KN/m}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

2- La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable → **Condition vérifiée**

3- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. Comme il n'y a pas de changement de section. → **Condition vérifiée**

4- Les portées successives sont dans un rapport compris entre « 0.8 » et « 1.25 »

$$\text{avec: } \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{320}{420} = 0.76 \quad \rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Conclusion

La méthode forfaitaire ne peut pas être appliquée ⇒ donc on utilise la méthode de **CAQUOT minorée**; cependant il faut réduire les moments sur appuis en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3 G$.

Méthode de Caquot:➤ **Domaine d'application :**

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation élevées : $Q > 2g$ ou 5KN/m^2 , Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions de la méthode Forfaitaire n'est pas validée.

➤ **Principe de la méthode:****La méthode proposée par Albert Caquot tient compte :**

_ de la variation du moment d'inertie due aux variations de la largeur de la table de compression, en réduisant légèrement les moments sur appui et en augmentant proportionnellement ceux en travée.

_ de l'amortissement de l'effet des chargements des poutres en BA, en ne considérant que les travées voisines de l'appui pour déterminer le moment sur appui.

1-Les sollicitations :• **Evaluation des charges :**

En réduisant les moments sur appuis dues aux charges permanentes par un coefficient réducteur (2/3) d'après BAEL 91 modifié 99.

$$\text{ELU: } q_{u \text{ réduit}} = 0.65 (1,35 \times \frac{2}{3}G + 1,5Q)$$

$$\text{ELS: } q_{s \text{ réduit}} = 0.65 (\frac{2}{3}G + Q)$$

$$\text{ELU: } q_{u \text{ réel}} = 0.65 (1,35G + 1,5Q)$$

$$\text{ELS: } q_{s \text{ réel}} = 0.65 (G + Q)$$

				<i>Aux appuis</i>		<i>En travées</i>	
	<i>G</i> <i>KN/ml</i>	<i>G'=2/3</i> <i>G</i> <i>KN/ml</i>	<i>Q</i> <i>KN/ml</i>	<i>q_u réduit</i> <i>KN/ml</i>	<i>q_s réduit</i> <i>KN/ml</i>	<i>q_u réel</i> <i>KN/ml</i>	<i>q_s réel</i> <i>KN/ml</i>
Plancher terrasse	3.64	2.43	0.65	4.26	3.08	5.89	4.29
Plancher Etage courant	3.66	2.44	0.975	4.76	3.42	6.40	4.64
Plancher Etage commercial	3.66	2.44	2.6	7.19	5.04	8.84	6.26

Calcul à L'ELU:

Moments sur appuis:

$$M_a = - \frac{q_w l' w^3 + q_e l' e^3}{8,5(l' w + l' e)} \quad (\text{en valeur absolue})$$

Avec:

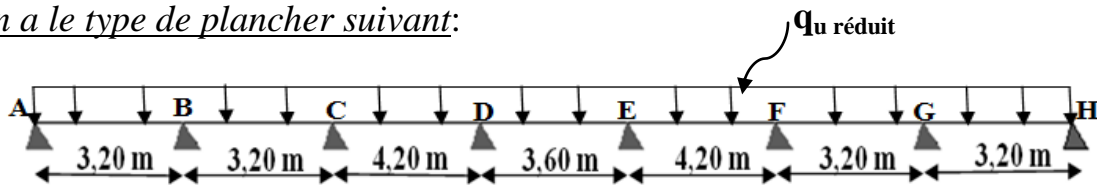
l'_w, l'_e : longueur fictives de gauche et droite d'une travée considérer

q_w, q_e : chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.

$l' = l$ pour les deux travées de rive.

$l' = 0.8 l$ pour les travées intermédiaires.

On a le type de plancher suivant:



Plancher des étages courants:

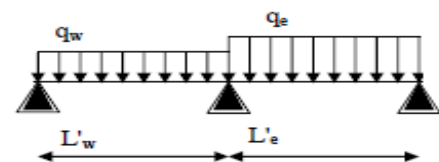
AN:

$$M_A = \left| \frac{0 + 4,76 \times (3,20)^3}{8,5 \times 3,20} \right| = 5,73 \text{ KNm} = M_H$$

$$M_B = \left| \frac{4,76 \times (3,20)^3 + 4,76 \times (2,56)^3}{8,5(3,20 + 2,56)} \right| = 4,82 \text{ KNm} = M_G$$

$$M_C = \left| \frac{4,76 \times (2,56)^3 + 4,76 \times (3,36)^3}{8,5(2,56 + 3,36)} \right| = 5,18 \text{ KNm} = M_F$$

$$M_D = \left| \frac{4,76 \times (3,36)^3 + 4,76 \times (2,88)^3}{8,5(3,36 + 2,88)} \right| = 5,55 \text{ KNm} = M_E$$



Moment de flexion maximal en travée : $M_t(x) = \frac{q \cdot x}{2} (l - x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_{(i+1)} \frac{x}{l}$

Avec: $x = \frac{l}{2} + \frac{M_{(i+1)} - M_i}{ql}$

Efforts tranchants :

$$V(x) = \frac{ql}{2} - qx + \frac{M_{(i+1)} - M_i}{l}$$

Avec :

M_i : moment en appui (i) de la travée considérée.

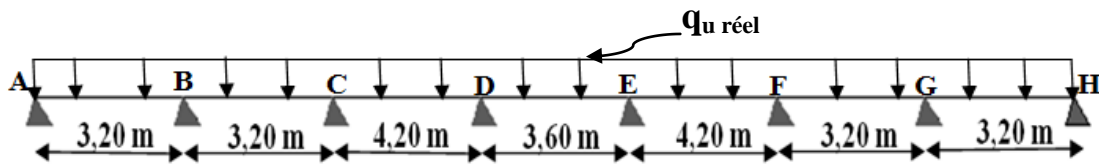
$M_{(i+1)}$: moment en appui (i+1) de la travée considérée.

l : portée de la travée.

Remarque:

M_i et $M_{(i+1)}$ apprendre avec leurs signe

le calcul se fera pour le type de plancher suivant:



Pour le plancher étage courant:

Travées	$l(m)$	$q_u \text{ réel}$	M_i (KN.m)	$M_{(i+1)}$ (KN.m)	V (KN)	X (m)	$M_i(x)$ (KN.m)
A-B	3,20	6.40	5.73	4.82	$V_A=10.52$ $V_B=-9.96$	1,64	2.78
B-C	3,20	6.40	4.82	5.18	$V_B=10.13$ $V_C=-10.35$	1,58	3.19
C-D	4,20	6.40	5.18	5.55	$V_C=13.35$ $V_D=-13.53$	2,09	8.75
D-E	3,60	6.40	5.55	5.55	$V_D=11.52$ $V_E=-11.52$	1,80	4.81
E-F	4,20	6.40	5.55	5.18	$V_E=13.53$ $V_F=-13.35$	2,11	8.75
F-G	3,20	6.40	5.18	4.82	$V_F=10.35$ $V_G=-10.13$	1,62	3.19
G-H	3,20	6.40	4.82	5.73	$V_G=9.96$ $V_H=-10.52$	1,56	2.78

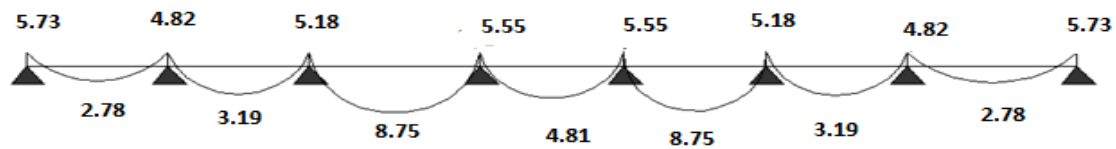


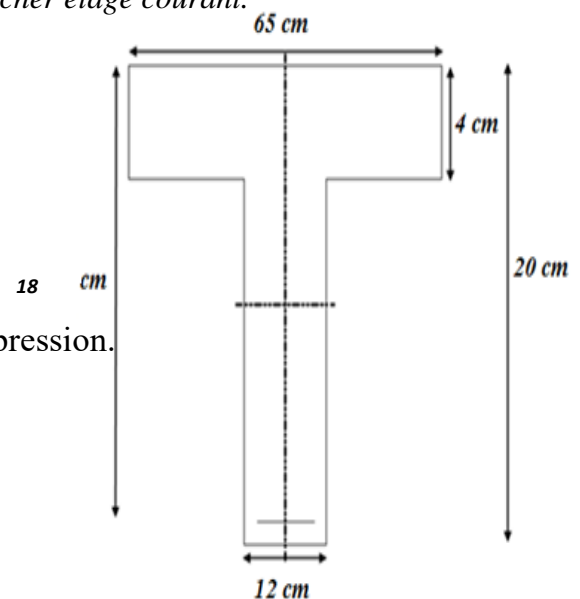
Figure III-4-7: Diagramme des moments fléchissant du plancher étage courant.

Ferrailage des poutrelles à l'ELU:

Les poutrelles seront calculées comme une section en T :

Position de l'axe neutre :

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



Pour le ferrailage on choisit le plancher étage courant (on a ici le moment max)

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

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

$$\underline{\text{On a}} : M_t^{\max} = 8,75 \text{ KN m}$$

$$M_a^{\max} = 5,73 \text{ KN m}$$

✓ $M_T = 8,75 \text{ KN m} < M_0 = 59,07 \text{ KN m} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire $(b \times h) = (65 \times 20)$

Calcul des Armatures longitudinales :

- En travées : $M_{\max}^T = 8,75 \text{ KN. m}$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8,75 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,030 < \mu_{id} = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,030 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,75 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 348} = 1,42 \text{ cm}^2$$

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

- Aux appuis : $M_{\max}^a = 5,73 \text{ KN. m}$

$$\mu_A = \frac{M_u^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5,73 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,020 < \mu_{id} = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_A = 0,020 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,990$$

$$A_A = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,73 \times 10^3}{0,990 \times 18 \times 348} = 0,92 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armature: 1HA12 $\Rightarrow A_{Ap} = 1,13 \text{ cm}^2$.

Calcul des Armatures Transversales :**Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 BAEL 91 modifiée 99).**

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

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

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

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

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

Vérification à l'ELU :**1. Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL 91/Art B.4.2.1)****1-Calcul de la section minimale.**

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

• **En travée :**

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

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

• **Aux appuis :**

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

$$A_{st}^{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99).

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

Avec : $T_{\max} = 13,53 \text{ KN.}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.} \\ \tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{13,53 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,63 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

✓ $\tau_u = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.}$

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

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

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

Avec: Ψ_s : Coefficient de scellement

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

et $\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9d \sum u_i}$

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

AN:

- En travée :

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

$$\tau_{se} = \frac{13.53 \times 10^3}{0.9 \times 94,2 \times 180} = 0,89 \text{ MPa.}$$

✓ $\tau_{se} = 0,89 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

- Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 1 \times 3,14 \times 12 = 37,68 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.53 \times 10^3}{0.9 \times 37,68 \times 180} = 2,22 \text{ MPa.}$$

✓ $\tau_{se} = 2,22 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

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

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

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

✓ soit: $S_t = 16 \text{ cm}$

5. Ancrage des armatures (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.22).

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

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

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

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

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

✓ on prend $l_s = 15 \text{ cm}$

6. Influence de l'effort tranchant.

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

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

$$A_{min} = \left(13.53 - \frac{5,73}{0,9 \times 0,18} \right) \times \frac{1,15}{400} = -0,06 \text{ cm}^2$$

✓ $A_{st} = 1,13 \text{ cm}^2 > A = -0,06 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée; Les armatures calculées sont suffisants.

Sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).

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

Avec :

$$T \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b} = 0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} = \frac{0,36 \times 25 \times 12 \times 18}{1,5} 10^{-1} = 129,6 \text{ KN.}$$

✓ $T_{\max} = 13,53 \text{ KN} < T = 129,6 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Calcul à L'ELS:➤ Plancher d'étage courant :Moments sur appuis:

AN:

$$M_A = \frac{0 + 3,42 \times (3,20)^3}{8,5 \times 3,20} = 4,12 \text{ KNm} = M_H$$

$$M_B = \left| \frac{3,42 \times (3,20)^3 + 3,42 \times (2,56)^3}{8,5(3,20 + 2,56)} \right| = 3,46 \text{ KNm} = M_G$$

$$M_C = \left| \frac{3,42 \times (2,56)^3 + 3,42 \times (3,36)^3}{8,5(2,56 + 3,36)} \right| = 3,72 \text{ KNm} = M_F$$

$$M_D = \left| \frac{3,42 \times (3,36)^3 + 3,42 \times (2,88)^3}{8,5(3,36 + 2,88)} \right| = 3,99 \text{ KNm} = M_E$$

Moments en travées et l'effort tranchant :

Travées	$l(m)$	$q_s \text{ réel}$	M_i (KN.m)	$M_{(i+1)}$ (KN.m)	V (KN)	X (m)	$M_t(x)$ (KN.m)
A-B	3,20	4,64	4,12	3,46	$V_A=7,63$ $V_B=-7,21$	1,64	3,93
B-C	3,20	4,64	3,46	3,72	$V_B=7,43$ $V_C=-7,5$	1,58	2,22
C-D	4,20	4,64	3,72	3,99	$V_C=9,68$ $V_D=-9,8$	2,08	6,37
D-E	3,60	4,64	3,99	3,99	$V_D=8,35$ $V_E=-8,35$	1,80	3,53
E-F	4,20	4,64	3,99	3,72	$V_E=9,8$ $V_F=-9,68$	2,11	6,37
F-G	3,20	4,64	3,72	3,46	$V_F=7,5$ $V_G=-7,43$	1,62	2,22
G-H	3,20	4,64	3,46	4,12	$V_G=7,21$ $V_H=-7,63$	1,56	3,93

Vérification à l'ELS.**1. Vérification des contraintes :****On doit vérifier:** $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$: Dans l'acier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$: Dans le béton**- Aux appuis :****• Vérification de la contrainte dans les aciers**

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

$$\text{Avec : } A_A = 1,13 \text{ cm}^2 ; M_{\max}^s = 4,12 \text{ KN.m}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_A}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 30,87 \\ \beta_1 = 0,891 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{4,12 \times 10^3}{0,891 \times 18 \times 1,13} = 227,34 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

✓ $\sigma_{st} = 227,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ La Condition est vérifiée.

• Vérification de la contrainte dans le béton.

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{30,87} = 0,032$$

$$\sigma_{bc} = 0,032 \times 227,34 = 7,27 \text{ MPa}$$

✓ $\sigma_{bc} = 7,27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition est vérifiée.

• En travée :**• Vérification de la contrainte dans les aciers**

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

$$\text{Avec : } A_t = 2,35 \text{ cm}^2 ; M_t = 6,37 \text{ KN.m}$$

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{6,37 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 175,92 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

✓ $\sigma_{st} = 175,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition est vérifiée.

• **Vérification de la contrainte dans le béton.**

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

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

$$\sigma_{bc} = 0,051 \times 175,92 = 8,97 \text{ MPa.}$$

✓ $\sigma_{bc} = 8,97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition est vérifiée.

2. **Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

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

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

AN:

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{420} = 0,048 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{420} = 0,048 > \frac{M_{st}}{15 M_{0s}} = \frac{6,37}{15 \times 10,23} = 0,041 \rightarrow \text{Condition vérifiée. } \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d}$$

$$= \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01 = \frac{3,6}{f_e} = 0,01 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ donc la flèche est vérifié

Conclusion:

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

- *Armatures longitudinales*
-En travées: 3HA10
-Aux appuis: 1HA12
- *Armatures transversales: Etrier 2HA8*
- *treillis soudé: TSØ5 – 150 * 150*

3-Calcul des Escaliers:

- **Définition:**

L'escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre ; il est composé d'une succession régulière de plan horizontaux; il est en béton armé coulé sur place dont il est constitué de palier et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

- **Le constituant d'un escalier:**

- **La marche:** surface plane de l'escalier sur laquelle le pied se pose pour utiliser l'escalier.
- **Contremarche:** face verticale reliant deux marche successive.
- **Nez de marche:** est l'intersection de la marche et la contre marche, est parfois saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche "h":** est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron "g":** est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches, il y a une valeur constante, de **28 cm** au minimum.
- **Un palier:** C'est la partie horizontale d'un escalier, le palier qui se retrouve entre deux volées s'appelle palier de repos, et le palier qui se retrouve aux deux extrémités d'un escalier s'appelle: palier d'arrivée ou palier de départ
- **La paillasse:** est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **L'emmarchement "E":** représente la largeur de la marche.

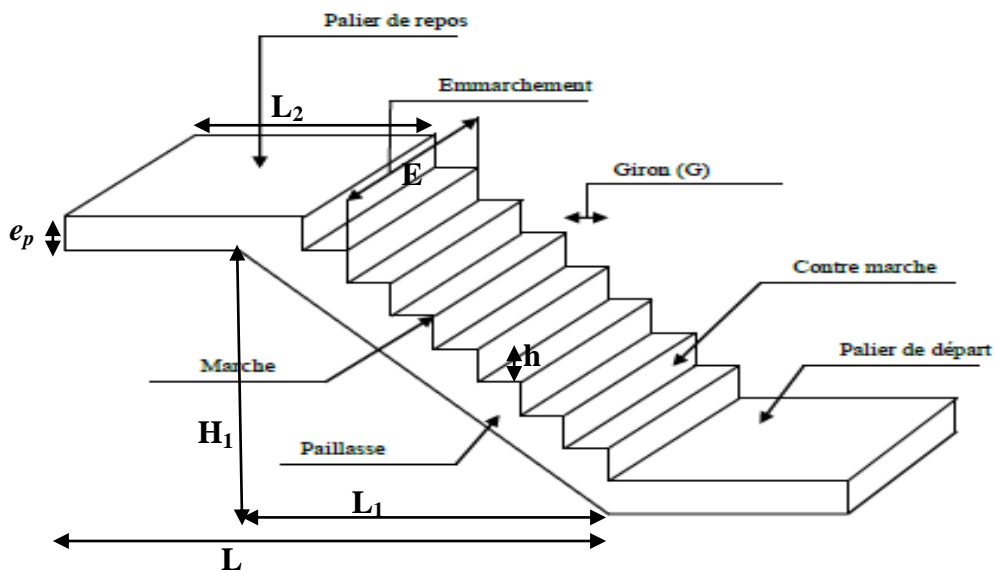


Figure III-4-1: Schéma de l'escalier.

Avec:

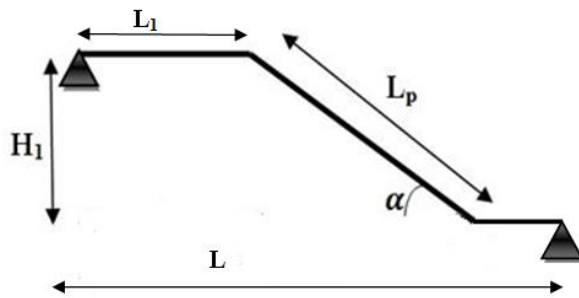
L_1 : largeur de la volée

L_2 : longueur du palier

H_1 : hauteur de la volée

L : portée entre nus des appuis

Remarque: Dans la structure il ya trois types d'escaliers ,le calcul de ferrailage se fera pour le cas le plus défavorable pour cela on opte pour le 1er type d'escalier celui des étages courant qui est calculer comme étant une poutre simplement appuyer sur ces deux extrémités.



- **A-Dimensionnement de l'escalier :**

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de BLONDEL entenant compte des dimensions données sur le plan.

On a : $59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{ cm}$

Avec : g:Le giron $28 \leq g \leq 32$ [cm].

h:Hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18$ [cm].

✓ On adopte: $h=17\text{cm}$ et $g=30\text{ cm}$

Vérification de la relation de BLONDEL

$59\text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66\text{ cm} \Rightarrow 59\text{ cm} \leq 64\text{ cm} \leq 66\text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

- ❖ **Le nombre de contremarches:**

$n' = H/h$

AN: $n' = H_1 / h = 153 / 17 = 9 \rightarrow n' = 9$ contre marches

- ❖ **Nombre de marches :**

$n = n' - 1$

AN: $n = n' - 1 = 9 - 1 = 8$ marches.

- ❖ **La longueur de la pailasse (L_p):**

On a : $L_2 = n \times g = 8 \times 30 = 240\text{ cm}$

$H_1 = n' \times h = 9 \times 17 = 153\text{ cm}$

✓ $L_p = \sqrt{240^2 + 153^2} = 284,62\text{ cm}$

- ❖ **Angle d'inclinaison:**

$\text{tag}\alpha = H_1/L_2 = 153/240 = 0,64 \rightarrow \alpha = 32,52^\circ$

- ❖ **l'épaisseur de la pailasse " e_p ":**

On a : $L_0/30 \leq e_p \leq L_0/20$

Avec : $L_0 = \text{portée entre nue des appuis} = L_p + L_1 = 284,62 + 140 = 424,62\text{ cm}$

AN: $14,15 \leq e_p \leq 21,23\text{ cm}$

✓ en prend: $e_p = 17\text{ cm}$

❖ l'épaisseur du palier "e_p":

On a: $e_p \geq L/10$

L : portée du palier

AN: $e_p \geq 140 / 10 = 14$ cm

✓ en prend: $e_p = 17$ cm

• Détermination des charges et surcharges:1. Charges permanente:

Pour la paillasse:

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	1	20	0,20
Mortier de pose	3	22	0,66
Enduit de plâtre	2	10	0,20
Marches	0,17/2	25	2,125
Paillasse	0,17/cos α	25	5,01
Garde corps			0,1
Totale			8,29

Tab III-4-3: Evaluation des charges permanentes de la paillasse.

Pour le palier:

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Palier	17	25	4,25
Carrelage	1	20	0,20
Mortier de pose	3	22	0,66
Lit de sable	3	18	0,54
Enduit de plâtre	2	10	0,20
Totale			5,85

Tab III-4-4: Evaluation des charges permanentes du palier.

✓ On a: $G_{\text{paillasse}} = 8,29 \times 1\text{m} = 8,29$ KN/ml

$G_{\text{palier}} = 5,85 \times 1\text{m} = 5,85$ KN/ml

2. Surcharge d'exploitation.

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

a)-Calcul à l'état limite ultime:

Combinaisons de charge :

L'ELU : $qu = 1,35G + 1,5Q$

- Le palier: $q_{u1} = (1,35 \times 5,85 + 1,5 \times 2,5) = 11,65 \frac{KN}{ml}$
- La paillasse: $q_{u2} = (1,35 \times 8,29 + 1,5 \times 2,5) = 14,94 \frac{KN}{ml}$

Effort interne:

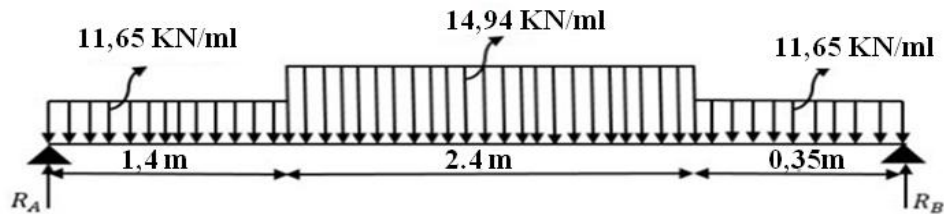


Figure III-4-3: Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

Calcul des réactions d'appuis:

$$\left. \begin{aligned} \sum F_x &= 0 \\ \sum F_y &= 0 \\ \sum M_A &= 0 \end{aligned} \right\}$$

▪ $\frac{\sum F}{y} = R_A + R_B = (11,65 \times 1,40) + (14,94 \times 2,4) + (11,65 \times 0,35) = 56,24 \text{ KN}$

▪ $\sum M_A = 0$

$$4,15 R_B - \left[(11,65 \times 1,40) \frac{1,40}{2} + (14,94 \times 2,4) 2,6 + (11,65 \times 0,35) 3,97 \right] = 0$$

✓ $R_B = 29,11 \text{ KN}$

✓ $R_A = 56,24 - 29,11 = 27,13 \text{ KN}$.

Calcul des efforts internes :

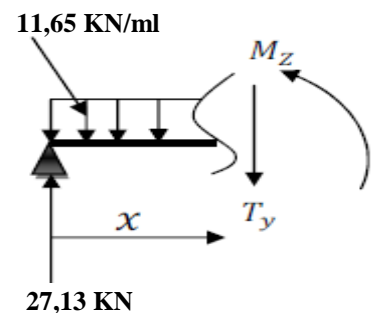
Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1,4\text{m}$

$T(x) = 27,13 - 11,65 x$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 27,13 \text{ KN} \\ x = 1,40 \text{ m} & T(1,40) = 10,82 \text{ KN} \end{cases}$$

$M(x) = 27,13 x - 11,65 \frac{x^2}{2}$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \\ x = 1,40 \text{ m} & M(1,40) = 26,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$



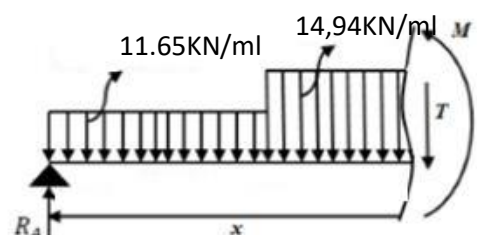
Tronçon 2: $1,4 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$

$T(x) = 10,82 - 14,94(x - 1,4)$

$$\begin{cases} x = 1,4 & T(1,4) = 10,82 \text{ KN} \\ x = 2,4 \text{ m} & T(2,4) = -4,12 \text{ KN} \end{cases}$$

$M(x) = 27,13 x - 16,31(x - 0,7) - 14,94(x - 1,4)^2$

$$\begin{cases} x = 1,4 & M(1,4) = 26,56 \text{ KN.m} \\ x = 2,4 \text{ m} & M(2,4) = 22,46 \text{ KN.m} \end{cases}$$



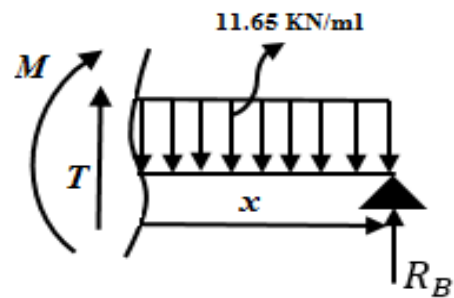
Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 0,35\text{m}$

$$T(x) = -29,11 + 11,65x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = -29,11 \text{ KN} \\ x = 0,35\text{m} & T(0,35) = -25,03 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 29,11x - 11,65 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \\ x = 0,35\text{m} & M(0,35) = 9,47 \text{ KN.m} \end{cases}$$



- **Calcul du moment max:**

Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 0,35 \text{ m}$

$$\Rightarrow T(x) = 29,11 - 11,65x = 0$$

La distance correspondant au moment max est : $x = \frac{29,11}{11,65} = 2,49 \text{ m} > 0,35 \text{ m}$

Donc : $M_{\max} = 29(2,49) - 11,65 \frac{(2,49)^2}{2} = 36,09 \text{ KN.m}$

➤ Il faut tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

- **M_{\max} aux appuis :**

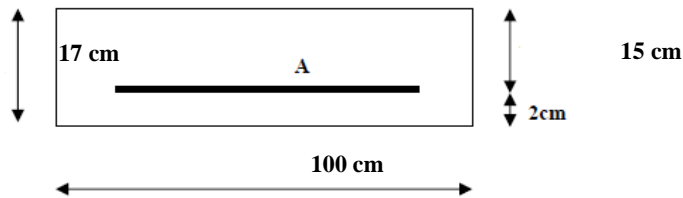
$$M_{\max}^A = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 36,09 = -10,83 \text{ KN.m}$$

- **M_{\max} en travée :**

$$M_{\max}^t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 36,09 = 30,68 \text{ KN.m}$$

- Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande de 1 mètre.



✓ Aux appuis : $M_{max}^A = -10,83 \text{ KN.m}$

- Armature principale :

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{bd^2f_{bu}} = \frac{10,83 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0,034 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,83 \times 10^3}{0.983 \times 15 \times 348} = 2,11 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armature 6HA8 $\Rightarrow A_{Ap} = 3,01 \text{ cm}^2$,
Avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{3,01}{4} = 0,75 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armature 4HA8 $\Rightarrow A_{Ap} = 2,01 \text{ cm}^2$,
avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ En travée : $M_{max}^t = 30,68 \text{ m}$

- Armature principale :

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{30,68 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0,01 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{30,68 \times 10^3}{0,995 \times 15 \times 348} = 5,91 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armature 6HA12 $\Rightarrow A_{Ap} = 6,78 \text{ cm}^2$,
avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

- ✓ On opte pour une section d'armature 4HA8 $\Rightarrow A_{Ap} = 2,01 \text{ cm}^2$,
avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

Vérification à l'ELU.

1. Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL 91 modifier 99 Art B.4.2.1).

On doit vérifier que: $A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{ft_{28}}{fe}$

AN: $A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1 / 400 = 1,81 \text{ cm}^2$

- ✓ **Aux appuis :**

On constate que: $A_{\text{adop}} = 3,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifier

- b) **En travée :**

- ✓ on constate que: $A_{\text{adop}} = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifier

2. Vérification des espacements des barres :

Armature principale : $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$
 Aux appuis $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$
 En travées $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ } \rightarrow condition vérifier

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

Aux appuis $S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$
 En travées $S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ } \rightarrow condition vérifier

3. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifié 99).

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$
 $T_{\max} = 29 \text{ KN}$

AN: $\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{29 \times 10}{100 \times 15} = 0,193 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min(0,15f_{c28}/\gamma_b; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \end{array} \right.$

- ✓ on conclue que: $\tau_u = 0,193 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifier

4. Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifier 99 Art 6.1.3).

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

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

$$et: \tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 d \sum u_i}$$

AN:

$$\bullet u_i = n \pi Q = 6 \pi 12 = 6 \times \pi \times 1,2 = 22,61 \text{ cm}$$

$$\bullet \tau_{se} = \frac{29 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 226,1} = 0,95 \text{ MPa}$$

✓ on conclue que: $\tau_{se} = 0,95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifier

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

5. Influence de l'effort tranchant.

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

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

$$A_{min} = \left(29 - \frac{10,83}{0,9 \times 0,15} \right) \times \frac{1,15}{400} = -0,15 \text{ cm}^2$$

✓ $A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 > A = -0,15 \rightarrow$ Condition vérifiée; Les armatures calculées sont suffisants.

Sur le béton (BAEL 91/99 Art A 5.1.313).

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

Avec :

$$T \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b} = 0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} = \frac{0,36 \times 25 \times 100 \times 15}{1,5} 10^{-1} = 900 \text{ KN.}$$

✓ $T_{max} = 29 \text{ KN} < T = 900 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée.

6. ancrage des armatures (longueur de scellement)(Art 6.1.22 BAEL 91 modifier 99).

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

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

$$AN: l_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

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

$$l_{ad} = 0,4 l_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm}$$

✓ on prend $l_s = 16 \text{ cm}$

b)-Calcul à l'état limite de service:

Combinaisons de charge :

- L'ELS : $q_s = G + Q$

$$\bullet \text{ Le palier: } q_{s1} = (5,85 + 2,5) = 8,35 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$\bullet \text{ La paillasse: } q_{s2} = (8,29 + 2,5) = 10,79 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

• les efforts interne :

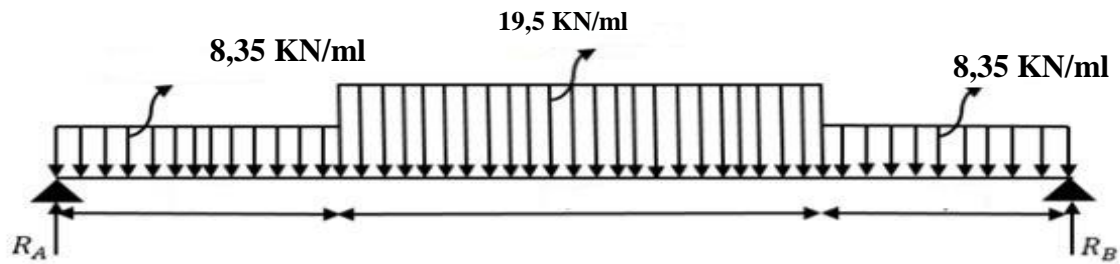


Figure III-4-3: Schéma statique du 1^{er} type d'escalier à l'ELS.

• **Calcul des réactions d'appuis:**

$$\left. \begin{aligned} \sum F_x &= 0 \\ \sum F_y &= 0 \\ \sum M_A &= 0 \end{aligned} \right\}$$

- $\sum_y^F = R_A + R_B = (8,35 \times 1,40) + (10,79 \times 2,4) + (8,35 \times 0,35) = 40,51 \text{ KN}$
- $\sum M_A = 0$
 $4,15 R_B - \left[(8,35 \times 1,40) \frac{1,40}{2} + (10,79 \times 2,4) 2,6 + (8,35 \times 0,35) 3,97 \right] = 0$
- ✓ $R_B = 21 \text{ KN}$
- ✓ $R_A = 40,51 - 21 = 19,5 \text{ KN.}$

• **Calcul des efforts internes :**

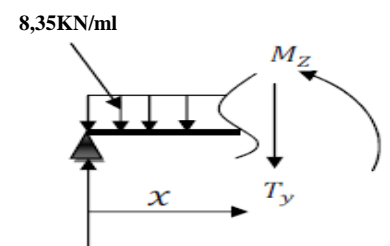
Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1,4\text{m}$

$$T(x) = 19,5 - 8,35 x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 19,5\text{KN} \\ x = 1,40\text{m} & T(1,40) = 7,81\text{KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 19,5 x - 8,35 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \\ x = 1,40\text{m} & M(1,40) = 19,12 \text{ KN.m} \end{cases}$$



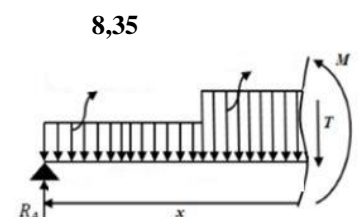
Tronçon 2: $1,4 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$

$$T(x) = 7,81 - 10,8 (x - 1,4)$$

$$\begin{cases} x = 1,4 & T(1,4) = 7,81 \text{ KN} \\ x = 2,4\text{m} & T(2,4) = -3 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 19,5 x - 8,35(x - 0,7) - 10,8 (x - 1,4)^2$$

$$\begin{cases} x = 1,4 & M(1,4) = 21,45 \text{ KN.m} \\ x = 2,4\text{m} & M(2,4) = 21,81 \text{ KN.m} \end{cases}$$



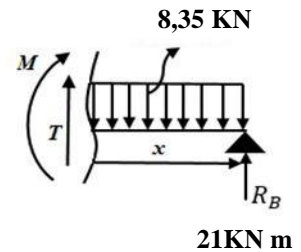
Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 0,35\text{m}$

$$T(x) = -21 + 8,35 x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = -21 \text{ KN} \\ x = 0,35\text{m} & T(0,35) = -18,07 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 21 x - 8,35 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \\ x = 0,35\text{m} & M(0,35) = 6,84 \text{ KN.m} \end{cases}$$



- **Calcul du moment max:**

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 0,35\text{m}$

$$\Rightarrow T(x) = 21 - 8,35x = 0$$

La distance correspondant au moment max est : $x = \frac{21}{8,35} = 2,5 \text{ m} > 1,4 \text{ m}$

$$\text{Donc : } M_{\max} = 20,87 (2,5) - 8,35 \frac{(2,5)^2}{2} = 26,08 \text{ KN.m}$$

➤ Il faut tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

- ***M_{max} aux appuis :***

$$M_{\max}^A = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 26,08 = -7,82 \text{ KN.m}$$

- ***M_{max} en travée :***

$$M_{\max}^t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 26,08 = 22,17 \text{ KN.m}$$

- **Vérification à l'ELS.**

- Vérification des contraintes:**

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

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

- Aux appuis :

- **Vérification de la contrainte dans les aciers**

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

$$\text{Avec : } A_A = 3,01 \text{ cm}^2 ; M_{\max}^s = 7,82 \text{ KN.m}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_A}{b \times d} = \frac{100 \times 3,01}{100 \times 15} = 0,201$$

$$\left. \begin{array}{l} K_1 = 54,03 \\ \beta_1 = 0,927 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{7,82 \times 10^3}{0,927 \times 15 \times 3,01} = 186,84 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

✓ $\sigma_{st} = 186,84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ La Condition est vérifiée.

- **Vérification de la contrainte dans le béton.**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{54,03} = 0,018$$

$$\sigma_{bc} = 0,018 \times 186,84 = 3,36 \text{ MPa}$$

✓ $\sigma_{bc} = 3,36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition est vérifiée.

- **En travée :**

- **Vérification de la contrainte dans les aciers**

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

$$\text{Avec : } A_t = 6,78 \text{ cm}^2 ; M_t = 22,17 \text{ KN.m}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 15} = 0,452$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 33,93 \\ \beta_1 = 0,897 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{22,17 \times 10^3}{0,897 \times 15 \times 6,78} = 243,03 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

✓ $\sigma_{st} = 243,03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition est vérifiée.

- **Vérification de la contrainte dans le béton.**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{33,93} = 0,029$$

$$\sigma_{bc} = 0,029 \times 243,03 = 7,05 \text{ MPa.}$$

✓ $\sigma_{bc} = 7,05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition est vérifiée.

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

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

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

On doit vérifier que :

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

AN: $\frac{h}{l} = \frac{0,17}{4,4} = 0,038 < \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow$ **Condition n'est pas vérifiée.**

Donc la flèche n'est pas vérifiée

➤ Calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_v I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \text{ Avec } : q_s = 10,79 \text{ KN/ml}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{C28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie de la section homogénéisée

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

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}; \quad S_{xx} : \text{Moment statique}$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 15 = 15975,5 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 17) + 15 \times 6,78 = 1801,7 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{15975,5}{1801,7} = 8,87 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,87 = 8,13 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (8,87^3 + 8,13^3) + 15 \times 6,78 \times (8,13 + 2)^2 = 51610,53 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{10,79 \times 4,4^2 \times 10^3}{10818,86 \times 10^6 \times 51610,53 \times 10^{-8}} = 0,000097 \text{ m} = 0,001 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm}$$

$$f = 0,001 \text{ cm} < \bar{f} = 0,88 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion:

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

• Aux appuis :

- Armatures principale: 6HA8 avec un espacement de 20 cm
- Armatures de répartition: 4HA8 avec un espacement de 20 cm

• En travées:

- Armatures principale: 6HA12 avec un espacement de 20 cm
- Armatures de répartition: 4HA8 avec un espacement de 20 cm

5-Calcul de la poutre palière:

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la palier, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux .

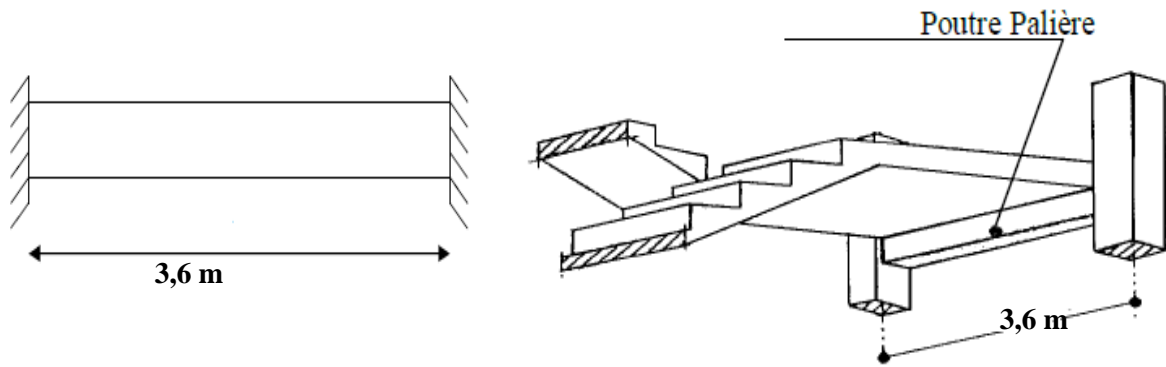


Figure III-5-1: Schéma de la poutre palière

1-Dimensionnement :

On opte pour le dimensionnement suivant qui a été constaté auparavant dans le chapitre précédent:

- La portée max=360 cm
- La largeur: $b=25$ cm
- La hauteur: $h=30$ cm
- L'encrage $c=c'=3$ cm
- La hauteur utile: $d=27$ cm

2-Evaluation des charges et surcharges :

• Les charges permanentes :

Poids propre de la poutre : $0,25 \times 0,30 \times 25 = 1,875$ KN/ml

Poids du mur (double cloison) : $2,44 \times 1 \text{ m} = 2,44$ KN/ml

Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 29$ kN

Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 20,87$ kN

• La surcharge d'exploitation :

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

Calcul à L'ELU:

• Combinaisons de charges :

-ELU : $q_u = 1,35 G + R_u = 1,35 \times (1,875 + 2,44) + 29 = 34,83$ KN/ml.

- Calcul des efforts internes :

Moment isostatique :

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{34,83 \times (3,6)^2}{8} = 56,42 \text{ KN m.}$$

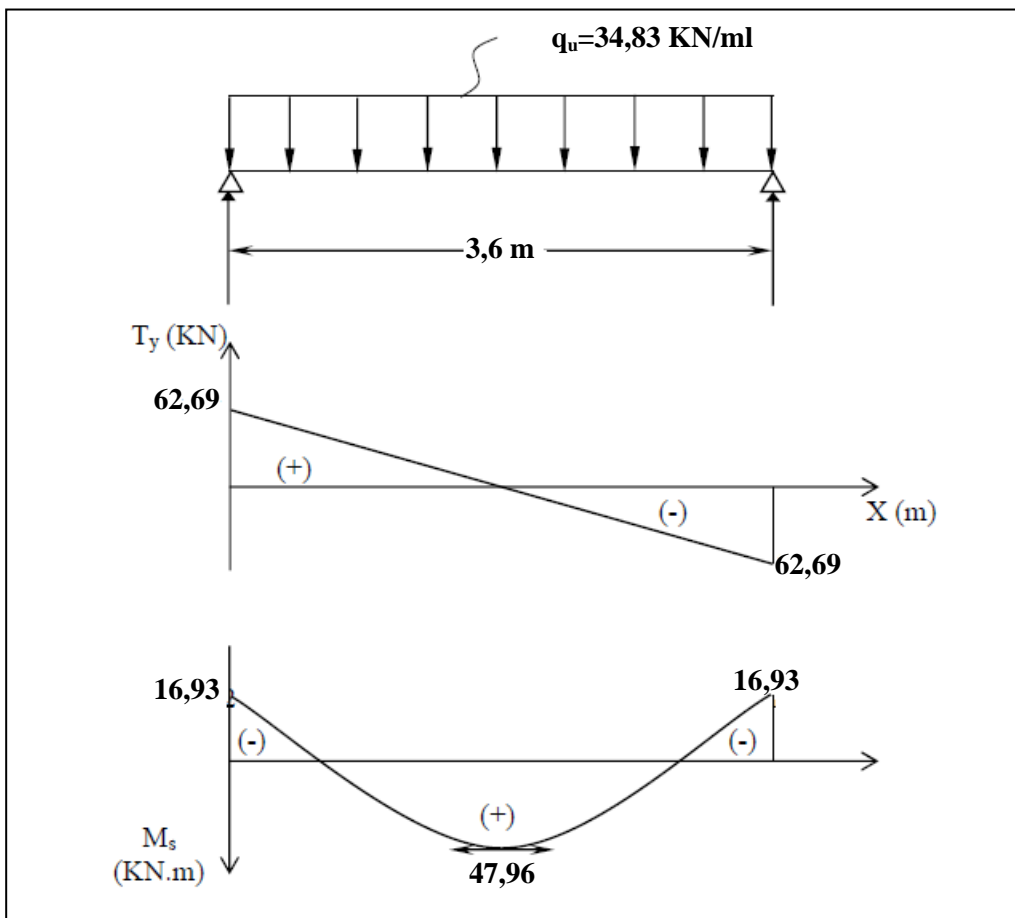
Effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{34,83 \times 3,6}{2} = 62,69 \text{ KN.}$$

En tenant compte de l'effort de semi encastrement on aura :

$$M_{\max}^A = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 56,42 = -16,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}^t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 56,42 = 47,96 \text{ KN.m}$$

Diagrammes des efforts internes :

- Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$) tel que:

✓ Aux appuis : $M_{\max}^A = -16,93 \text{ KN.m}$

- Armature principale :

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{bd^2f_{bu}} = \frac{16,93 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14,2} = 0,065 < \mu_l =$$

$$0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,966$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16,93 \times 10^3}{0,966 \times 27 \times 348} = 1,86 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armature 4HA8 $\Rightarrow A_{Ap} = 2,01 \text{ cm}^2$

✓ En travée : $M_{\max}^t = 47,96 \text{ KNm}$

- Armature principale :

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{47,96 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14,2} = 0,185 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,897$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{47,96 \times 10^3}{0,897 \times 27 \times 348} = 5,69 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armature 4HA14 $\Rightarrow A_{Ap} = 6,15 \text{ cm}^2$

Calcul des Armatures Transversales :

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

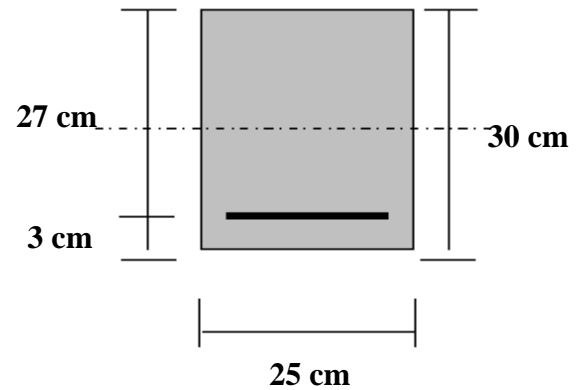
$$\text{On a : } \phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{lmax} ; \frac{b}{10} \right)$$

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

$$\phi_t = \min \left(\frac{300}{35} ; 14 ; \frac{250}{10} \right) = \min(8,6 ; 14 ; 25) \Rightarrow \phi = 8,6 \text{ mm} = 0,86 \text{ cm}$$

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

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



- Vérification à l'ELU :

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

1-Calcul de la section minimale.

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

- En travée :

$$A_{st}^{\min} = \frac{0,23 \times 25 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,81 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{\min} = 0,81 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 6,15 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$A_{st}^{\min} = \frac{0,23 \times 25 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,81 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{\min} = 0,81 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

8. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99).

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

Avec : $T_{\max} = 62,69 \text{ KN.}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2,5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{62,69 \times 10^3}{250 \times 270} = 0,93 \text{ MPa.}$$

✓ $\tau_u = 0,93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.}$

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

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

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

Avec: Ψ_s : Coefficient de scellement

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

et $\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9d \sum u_i}$

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

AN:

- En travée :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3,14 \times 1,4 = 17,58 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{62,69 \times 10^3}{0,9 \times 175,8 \times 270} = 1,47 \text{ MPa.}$$

✓ $\tau_{se} = 1,47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

- Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{62,69 \times 10^3}{0,9 \times 100,5 \times 270} = 2,57 \text{ MPa.}$$

✓ $\tau_{se} = 2,57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

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

10. Influence de l'effort tranchant.

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

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

$$A_{min} = \left(62,69 - \frac{16,93}{0,9 \times 0,27} \right) \times \frac{1,15}{400} = -0,02 \text{ cm}^2$$

✓ $A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 > A = -0,02 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée;

Les armatures calculées sont suffisantes.

Sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).

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

Avec :

$$T \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b} = 0,36 \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b} = \frac{0,36 \times 25 \times 25 \times 27}{1,5} 10^{-1}$$

$$= 405 \text{ KN.}$$

$T_{max} = 62,69 \text{ KN} < T = 405 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée.

11. Ancrage des armatures (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.22).

$$\text{On: } a l_s = \frac{\sigma_{fe}}{4 \tau_{su}}$$

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

$$\text{AN: } l_s = \frac{400 \times 1,4}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

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

$$l_{ad} = 0,4 l_s = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm}$$

✓ on prend $l_s = 20 \text{ cm}$

12. Espacement des barres : (Art 7-5-2-2/RPA 99 version 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0,003 b} = \frac{6,15}{0,003 \times 25} = 82 \text{ cm}^2$$

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{H}{4} ; 12\phi \right\} = \min(7,5 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm}) = 7,5 \text{ cm}$$

✓ on opte pour $S_t = 8 \text{ cm}$.

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{H}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} ,$$

✓ on opte pour $S_t = 15 \text{ cm}$.

Calcul à L'ELS:

• **Combinaisons de charges :**

$$\text{-ELS: } q_s = G + R_s = (1,875 + 2,44) + 20,87 = 25,18 \text{ KN/ml.}$$

• **Calcul des efforts internes :**

Moment isostatique :

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{25,18 \times (3,6)^2}{8} = 40,79 \text{ KN m.}$$

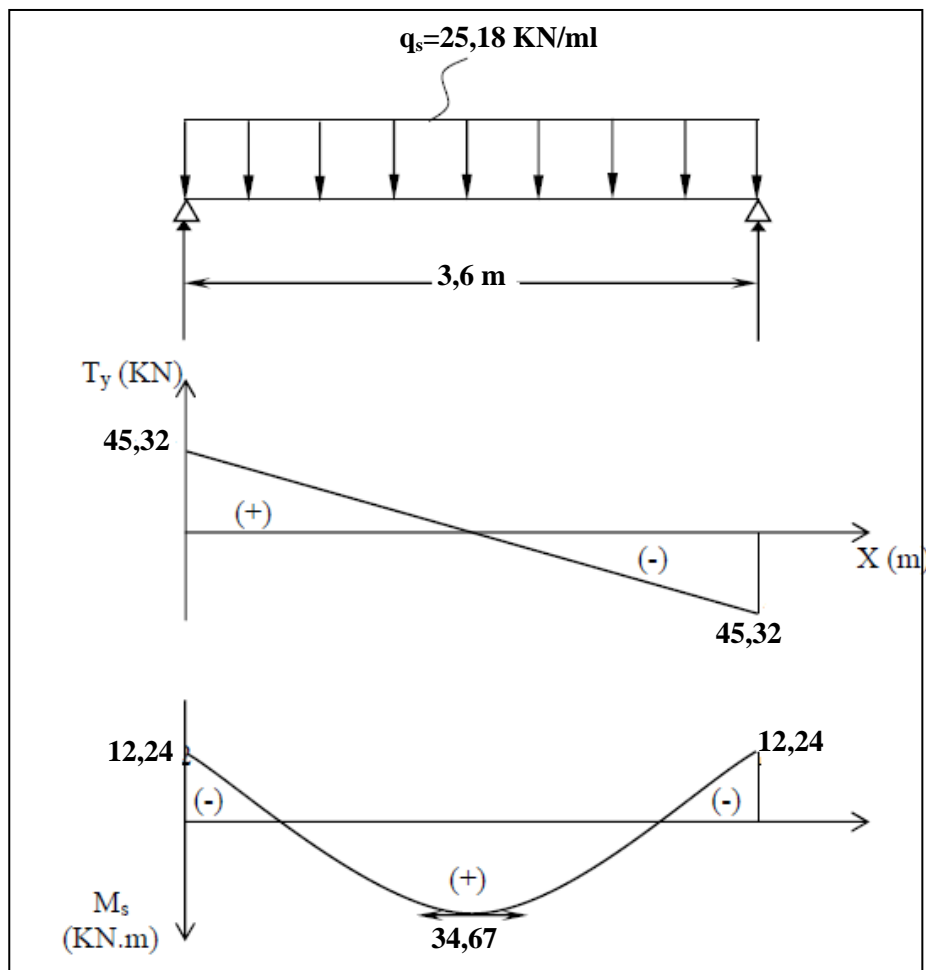
Effort tranchant :

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{25,18 \times 3,6}{2} = 45,32 \text{ KN.}$$

En tenant compte de l'effort de semi encastrement on aura :

$$M_{\max}^A = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 40,79 = -12,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}^t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 40,79 = 34,67 \text{ KN.m}$$

Diagrammes des efforts internes :

- Vérification à l'ELS.

4. Vérification des contraintes:

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

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

- Aux appuis :

- Vérification de la contrainte dans les aciers

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

Avec : $A_A = 2,01 \text{ cm}^2$; $M_{\max}^s = 12,24 \text{ KN.m}$

β_1 est en fonction de : $\rho_1 = \frac{100 \times A_A}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{25 \times 27} = 0,298$

$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 43,14 \\ \beta_1 = 0,914 \end{array} \right\} \Rightarrow$ Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{12,24 \times 10^3}{0,914 \times 27 \times 2,01} = 246,76 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$\sigma_{st} = 246,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ La Condition est vérifiée.

- **Vérification de la contrainte dans le béton.**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{43,14} = 0,023$$

$$\sigma_{bc} = 0,023 \times 246,76 = 5,68 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \sigma_{bc} = 5,68 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

- **En travée :**

- **Vérification de la contrainte dans les aciers**

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

$$\text{Avec : } A_t = 6,15 \text{ cm}^2 ; M_t = 34,67 \text{ KN.m}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6,15}{25 \times 27} = 0,911$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 22,14 \\ \beta_1 = 0,865 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{34,67 \times 10^3}{0,865 \times 27 \times 6,15} = 241,38 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\checkmark \sigma_{st} = 241,38 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton.**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{22,14} = 0,045$$

$$\sigma_{bc} = 0,045 \times 241,38 = 10,86 \text{ MPa.}$$

$$\checkmark \sigma_{bc} = 10,86 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

5. Etat limite d'ouverture des fissures :

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

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

On doit vérifier que :

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

$$\frac{h}{l} = \frac{0,3}{3,6} = 0,083 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 M_0} = \frac{34,67}{10 \times 40,79} = 0,085 > \frac{h}{l} = 0,083 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{6,15}{25 \times 27} = 0,0091 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ donc la flèche est vérifiée

conclusion:

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le ferrailage des balcons celui adopté précédemment :

les armatures longitudinales:

- en travée : 4HA14
- aux appuis : 4HA8

les armatures transversales:

Cadre et épingle en HA8

III.6 Calcul de la dalle salle machine

Introduction

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis, il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettant manifestement l'accès des personnes, se déplaçant le long de guides verticaux.

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé réalisée en dalle pleine de dimensions $(1,20 \times 1,40) = 1,68 \text{ m}^2$ appuyée sur ses 4 cotés. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau, estimée à 8 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ et transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle donne lieu à des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées suivant la petite et la grande portée.

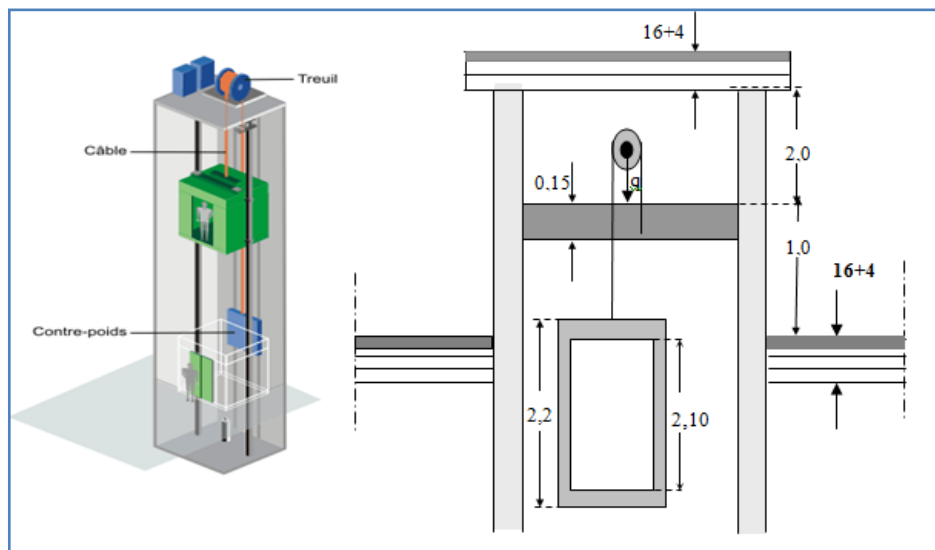


Figure III.5 Schéma représentatif de la salle machines

III.6.1 Dimensionnement

La dalle repose librement sur les porteurs et est soumise à une charge localisée. Le calcul s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Avec une épaisseur de la dalle :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{120}{30} = 4,00 \text{ cm}$$

Nous avons la limite du **RPA** minimale qui est de 12cm. Pour notre cas, on opte pour **$h_t=15\text{cm}$**

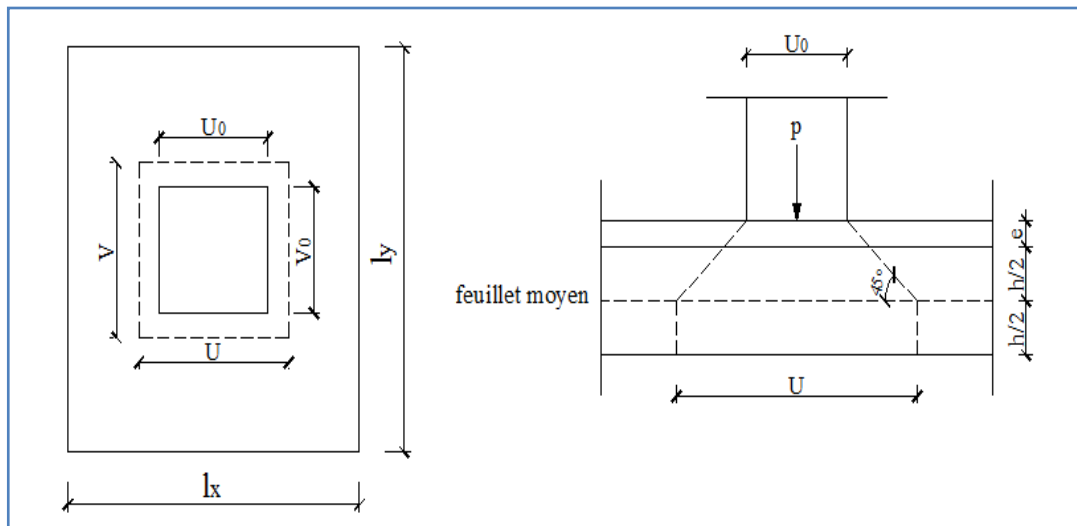


Figure III.6 Diffusion de charges dans le feuillet moyen.

Calcul de U et V

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_t \\ V = V_0 + 2\xi e + h_t \end{cases}$$

Avec:

- h_t : épaisseur de la dalle. ($h_t = 15$ cm)
- e : épaisseur du revêtement (5cm)
- ξ : Coefficient de remplissage qui est égale à 1 pour un remplissage en béton.
- U_0, V_0 : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($U_0 = V_0 = 80$ cm).

Donc :

$$\begin{cases} U = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105\text{cm} \\ V = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105\text{cm} \end{cases}$$

➤ Évaluation de moments M_{X1} et M_{Y1} dus aux systèmes de levage à L'ELU

$$\begin{cases} M_{x1} = q \cdot (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y2} = q \cdot (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec :

- M_1 et M_2 : coefficients déterminés à partir des abaques de PIGEAUD en fonction des rapports (L_x/L_y , U/L_x , V/L_y)
- q : charge totale appliquée sur un rectangle centré.
- U, V : côtés de la surface réduite.
- ν : Coefficient de poisson de béton qui est égal à : $\nu=0$ à l'ELU
 $\nu=0.2$ à l'ELS

Détermination les coefficients M_{01} et M_{02}

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,20}{1,40} = 0,90$$

$1 < \rho = 0.9 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Le calcul se fera en flexion on considérant deux bandes de 1m de longueur au milieu de chaque portée.

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,20}{1,40} \approx 0,9 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{105}{1,20} \approx 0,9 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{105}{260} = 0,80 \end{aligned} \right\}$$

Donc : à partir des abaques de PIGEAUD, en fonction de ces rapports et par interpolation, nous aurons : $M_{01}=0.055$; $M_{02}=0.043$

Calcul les moments M_{x1} et M_{y1} dues au poids propre de la dalle à l'ELU

$$\left. \begin{aligned} M_{x1} &= (M_1 + \nu M_2) q_u \\ M_{y1} &= (M_2 + \nu M_1) q_u \end{aligned} \right\} \text{ avec } \nu=0 \text{ à l'ELU et } q_u=1.35P=1.35 \times 80=108 \text{KN/ml}$$

Donc :

$$M_{x1} = q_u M_{01} = 108 \times 0.055 = 5.94 \text{KN.m}$$

$$M_{y1} = q_u M_{02} = 108 \times 0.043 = 4.644 \text{KN.m}$$

➤ Évaluation de moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_y q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_x M_{x2} \end{cases}$$

Avec : μ_x et μ_y données en fonction de $\rho=0.9$ donc : $\mu_x=0.0498, \mu_y=0.693$

$q_u = 1,35G + 1,5Q$ et Q : charge d'exploitation = 1KN/ml

G : poids propre de la dalle : $G = \gamma_b \cdot e_{dalle} \cdot 1ml = 25 \times 0.15 \times 1 = 3.75KN/ml$

$$q_u = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.563KN/ml$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_y q_u \cdot l_x^2 = 0.0498 \times 6.563 \times 1.2^2 = 0.470KN/ml \\ M_{y2} = \mu_x M_{x2} = 0.47 \times 0.693 = 0.326KN/ml \end{cases}$$

Superposition des moments : M^ts

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.94 + 0.47 = 6.41KN.m$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.644 + 0.326 = 4.97KN.m$$

Correction des M_x et M_y : Les moments calculés seront affectés par le coefficient (0.85) en travée et (-0.3) aux appuis.

En travée :

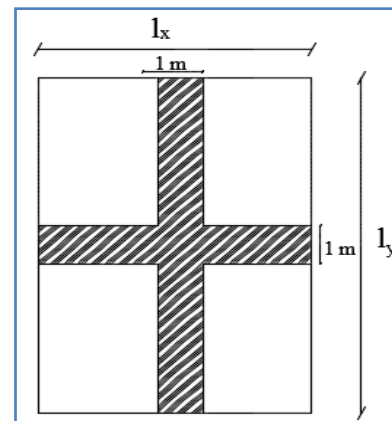
$$M_x^t = 0.85 \times 6.41 = 5.448KN.m$$

$$M_y^t = 0.85 \times 4.97 = 4.224KN.m$$

Aux appuis :

$$M_x^a = -0.3 \times 6.41 = -1.923KN.m$$

$$M_y^a = -0.3 \times 4.97 = -1.491KN.m$$



III.6.2 Ferrailage à L'ELU

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $d = 12 \text{ cm}$.

➤ **Dans le sens de la petite portée x-x**

En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.448 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.026$$

Avec : $f_{bu} = 14.20 \text{ MPa}$

$$d = h - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$M_x^t = 5.448 \text{ KN.m}$$

$\mu = 0.026 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ section simplement armée

$$\mu = 0.02664 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.448 \times 10^3}{0.995 \times 12 \times 348} = 1.32 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement du $S_t = 25 \text{ cm}$.

Aux appuis

$$M_x^a = 1.923 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.923 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0094 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{section simple armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.01 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.923 \times 10^3}{0.996 \times 12 \times 348} = 0.462 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_a = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Dans le sens de la grande portée y-y

- En travée : $M_y^t = 4.224 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.224 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.020$$

$\mu = 0.02 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$$\mu = 0.02 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.224 \times 10^3}{0.990 \times 12 \times 348} = 1.022 \text{ cm}^2$$

$A_t = 1.022 \text{ cm}^2$ adopté une section : $A_t = \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}$ Avec : un espacement : $S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$.

- Aux appuis : $M_y^a = 1.491 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.491 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0070 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{section simple armée}$$

(SSA)

$$\mu = 0.007 \longrightarrow \beta = 0.9965$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.491 \times 10^3}{0.9965 \times 12 \times 348} = 0.36 \text{ cm}^2$$

On adopte à : $A_a = \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}$ avec un espacement : $S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$

III.6.3 Vérification à l'ELU**➤ Condition de non fragilité**

La condition de non fragilité donne la section minimale des armatures tendues, qui sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence $W_0=80 \text{ ‰}$ dépend de la nuance des aciers, de leur diamètre et de la résistance à la compression du béton.

Direction principale sens x-x

$$W_x = \frac{A_{x\min}}{bh} \geq W_0 (3 - \alpha_x) / 2 \rightarrow A_{x\min} \geq W_0 \cdot b \cdot h (3 - \alpha_x) / 2$$

Avec : $\alpha_x=0.9$ et $W_0=0.8 \text{ ‰}$ pour les H.A FeE400 de diamètre supérieur à 6mm

$$W_0 \cdot b \cdot h (3 - \alpha_x) / 2 = 0.0008 \times 100 \times 15 \times (3 - 0.9) / 2 = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_x = A_{x\min} = 1.26 \text{ cm}^2 < A_x = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Direction secondaire sens y-y

$$W_y = \frac{A_{y\min}}{bh} \geq W_0 (3 - \alpha_y) / 2 \quad A_{y\min} \Leftrightarrow W_0 \cdot b \cdot h (3 - \alpha_y) / 2$$

Avec : $\alpha_y=0.8$

$$W_0 \cdot b \cdot h (3 - \alpha_y) / 2 = 0.0008 \times 100 \times 15 \times (3 - 0.8) / 2 = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$A_y = A_{y\min} = 1.32 \text{ cm}^2 < A_y = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Condition de non poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL91 modifié 99)

$$P_u \leq Q = 0.045 \mu_c h f_{c28} / \gamma_b = (0.045)(4.2)(0.15)(25/1.5) = 450 \text{ KN}$$

Avec : $\mu_c = 2 \times (U+V) = 2 \times (1.05+1.05) = 4.2 \text{ m}$ Périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen.

P_u : Charge de calcul à l'ELU = 1.35P

h : épaisseur totale de la dalle

$$P_u = 108 \text{ KN/ml} < Q = 450 \text{ kN/ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc : aucune armature transversale n'est nécessaire.

➤ **Contrainte tangentielle**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min\left(\frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \bar{\tau}$;

La fissuration est peu nuisible

U= V, alors on a l'expression de V_u dans les deux sens est :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u = \frac{P_u}{2U+V} = \frac{P_u}{3U} = \frac{1,35 \times 108}{3,1} = 34,286 \text{ KN} \quad \text{donc : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{34,286}{100 \times 12} = 0,0286 \text{ MPa} \\ \min\left(\frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \min\left\{\frac{0,07 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa}\right\} = 1,167 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Donc : $\tau_u = 0,0286 < \bar{\tau} = 1,167 \text{ MPa} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

➤ **Écartement des barres (Art A.8.2.42 BAEL 91)**

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

Direction principale ou plus sollicitée : min (2h, 25cm).

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = \min(30\text{cm}, 25\text{cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

Direction secondaire ou moins sollicitée: min (3h, 33cm).

$$St = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = (45\text{cm}, 33\text{cm}) = \mathbf{33\text{cm}}.$$

➤ **Diamètre minimale des barres**

Il faut vérifier la condition suivante : $\phi_{\max} \leq h_0/10 = 15/10 = 1,5 \text{ cm}$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.6.4 Vérification de l'E.L.S

➤ **Évaluation les moments M_x et M_y dus aux system à L'ELS**

$$M_{01} = 0,055$$

$$M_{02} = 0,043$$

Moment engendré par le système de levage

$$M_{x1} = (M_1 + V M_2) P_s.$$

$$M_{y1} = (M_2 + V M_1) P_s. \text{ Avec : } P_s = 80 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = (0,055 + 0,2 \times 0,043) \times 80 = 5,088 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0,043 + 0,2 \times 0,055) \times 80 = 4,32 \text{ KN.m}$$

Moment engendré par le poids propre de la dalle

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/m}^2. \text{ Avec : } G = e_{\text{dalle}} \cdot \gamma_b \cdot 1 \text{ ml} = 15 \times 25 \times 1 \text{ mL} = 3,75 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,90 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0529. \\ \mu_y = 0,846. \end{array} \right.$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0529 \times 4,75 \times (1,2)^2 = 0,362 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,306 \text{ KN.m.}$$

Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,088 + 0,362 = 5,45 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,32 + 0,306 = 4,626 \text{ KN.m}$$

Correction des M_x et M_y . Les moments calculés seront munies en leur affectant le coefficient (0.85) en travée et (-0.3) aux appuis.

En travée :

$$M_x^t = 0,85 \times 5,45 = 4,6325 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 4,626 = 3,9321 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = -0,3 \times 5,45 = -1,635 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 \times 4,626 = -1,3878 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Sens x-x

En travée

$$M_x^t = 4.655 \text{ kN.m} \quad ; \quad A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

Contrainte de compression dans l'acier

$$\text{et : } \rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.933 \\ K_1 = 59.63 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times A_s} = \frac{4.655 \times 10^3}{0.919 \times 12 \times 2.01} = 210 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\sigma_s = 210 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte de compression dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{210}{59.63} = 3.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.52 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis

$$M_{xa} = 1.643 \text{ kN.m} \quad ; \quad A_a = 2.01 \text{ cm}^2$$

Contrainte de compression dans l'acier

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.933 \\ K_1 = 59.63 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times A_s} = \frac{1.643 \times 10^3}{0.933 \times 12 \times 2.01} = 73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Contrainte de compression dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{73}{59.63} = 1.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.22 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifier}$$

Sens y-y

En travée

$$M_y^t = 3.934 \text{ kN.m.} \quad A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

Contrainte de compression dans l'acier :

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.933 \\ K_1 = 59.63 \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{et : } \sigma_s = \frac{M_s^t}{\beta \times d \times A_s} = \frac{3.934 \times 10^3}{0.919 \times 12 \times 2.01} = 174.8 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 174.8 \text{ Pa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte de compression dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{174.8}{59.63} = 2.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.93 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis

Contrainte de compression dans l'acier :

$$M_y^a = 1.3884 \text{ kN.m} \quad ; \quad A_a = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.933 \\ K_1 = 59.63 \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times A_s} = \frac{1.3884 \times 10^3}{0.933 \times 12 \times 2.01} = 59.051 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 59.01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Contrainte de compression dans le béton On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = (0.6) (25) = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{59.03}{59.63} = 0.989 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = 0.989 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

➤ Vérification de l'état limite de déformation

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

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = 0.125 \geq \frac{M_u}{10M_0} = \frac{4.655}{10 \times 3.934} = 0.12 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{2.01}{100.12} = 0.001675 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

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

IV. Modélisation

IV.1 Introduction

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

IV.2 Logiciel utilisé pour la modélisation

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure.

Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par les différentes actions appliquées (charges statiques et dynamiques). « ETABS » est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems ». Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures de Génie Civil, particulièrement celles de type bâtiment. Ces dernières peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau choisi par l'utilisateur.

ETABS permet en une seule interface la saisie graphique des éléments ainsi que de nombreuses possibilités d'analyses statiques et dynamiques avec des compléments de conception et vérification des structures en béton armé et/ou en charpente métallique. L'interprétation des résultats est facilitée, avec deux méthodes possibles : tableaux ou graphismes. Il donne ainsi un accès facile et rapide aux résultats tel que la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc. Dans notre projet on a utilisé la version **ETABS V 9.7.0**

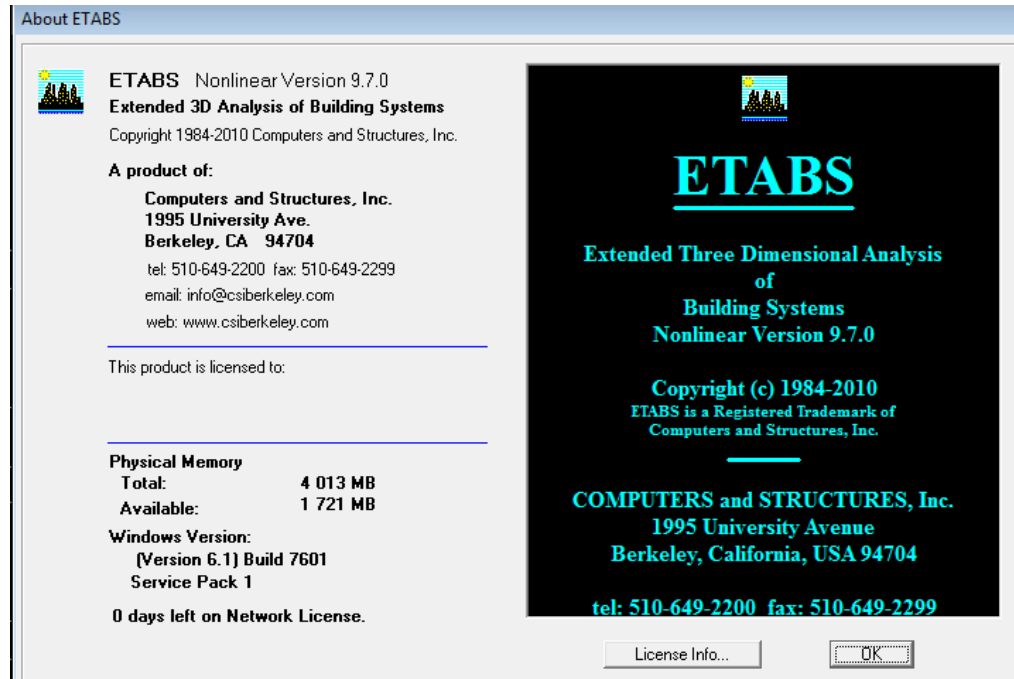


Figure IV.1 Version utilisée du logiciel ETABS

IV.2.1 Historique

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie « computers and structures Inc. Berkeley, California », sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire date de l'année 2009, désignée par ETABS Non linéaire 9.7.0. Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), et des améliorations sont apportées au fur et à mesure. Parmi elles, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde.

IV.2.2 Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages du Génie Civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi :

- La modélisation de tous types de bâtiments.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.

IV.2.3 Rappel (terminologie)

Frame section :	Coffrage	Grid line :	Ligne de grille
Colonne :	Poteau	Joints :	Nœuds
Beam :	Poutre	Frame :	Portique (cadre)
File :	Fichier	Shell :	Voile
Copy :	Copier	Elément :	Élément
Move :	Déplacer	Restraintes :	Points d'application de la charge
Save :	Enregistrer	Loads :	Charges
Save as :	Enregistrer sous	Uniformed loads :	Charges uniformes
Add :	Ajouter	Define :	Définir
Delete :	Supprimer	Material :	Matériaux
Story :	Étage	Concrete :	Béton
Height :	Hauteur	Steel :	Acier

IV.3 Manuel d'utilisation du logiciel ETABS

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- A) Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- B) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- C) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...)
- D) Définition des charges statiques (G, Q).
- E) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- F) Définition de la charge sismique E.
- G) Chargement des éléments.
- H) Introduction des combinaisons d'actions.
- I) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

Pour accéder à l'interface du logiciel, notre machine fonctionne sur un système d'exploitation « Windows 7 ». On clique sur l'icône exécutable représentée sur la figure suivante :

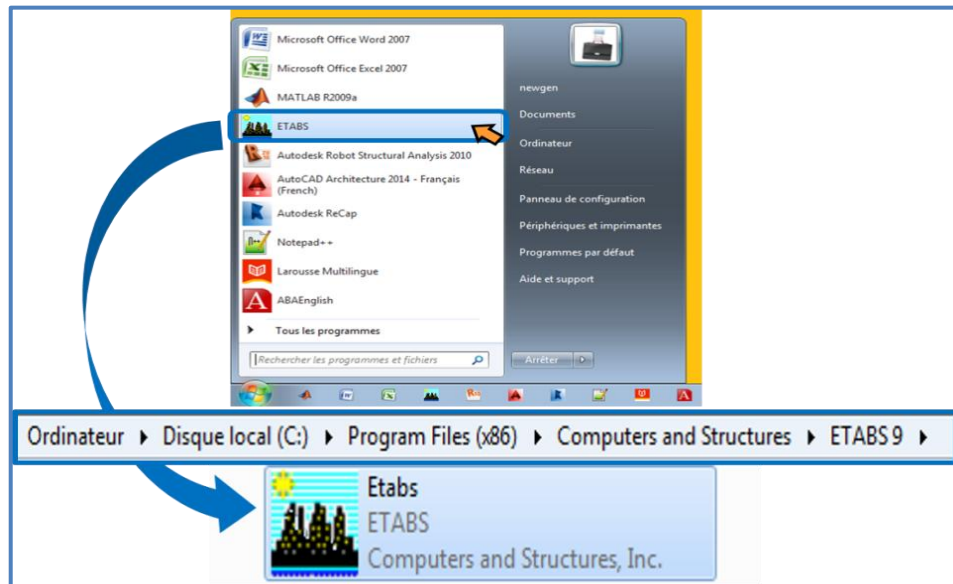


Figure IV.2 Icône du logiciel ETABS sur système d'exploitation Windows 7

Étape A : Introduction de la géométrie de l'ouvrage

➤ Choix des unités

C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**

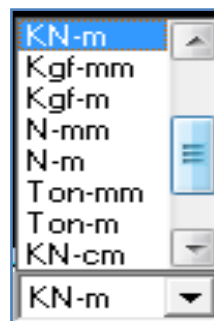


Figure IV.3 Choix des unités

➤ Géométries de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, puis on clique sur **Default.edb**.

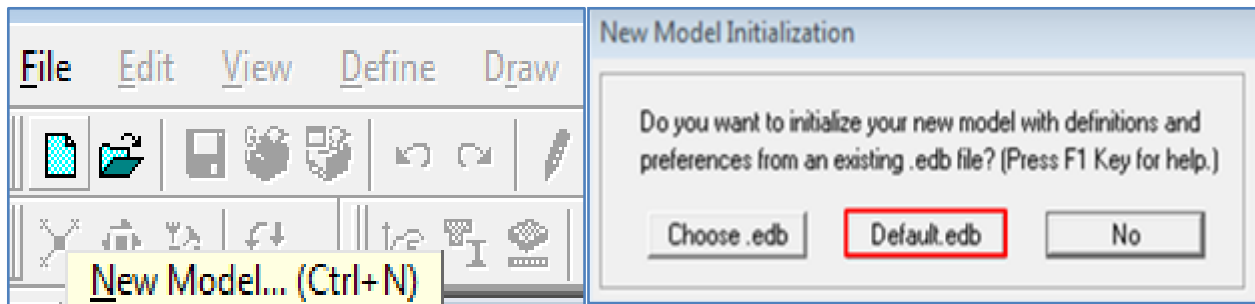


Figure IV.4 Démarrer un nouveau model

Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre de ligne de construction suivant les deux directions X et Y.
- Le nombre de travées dans les deux sens X et Y.
- Les hauteurs des différents étages.
- Les longueurs des travées.

NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure

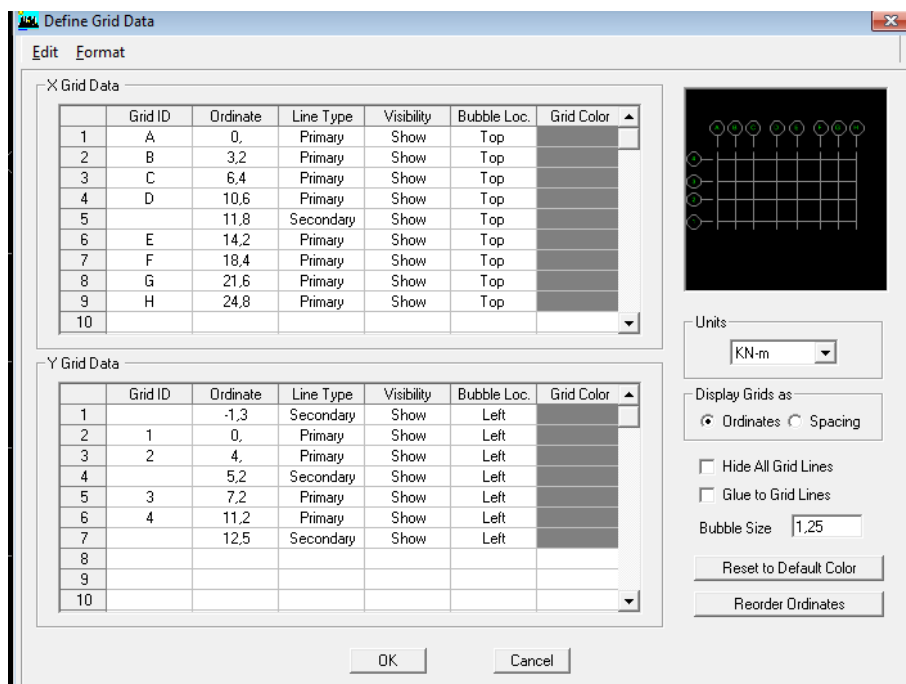


Figure IV.5 Introduction de la géométrie de base

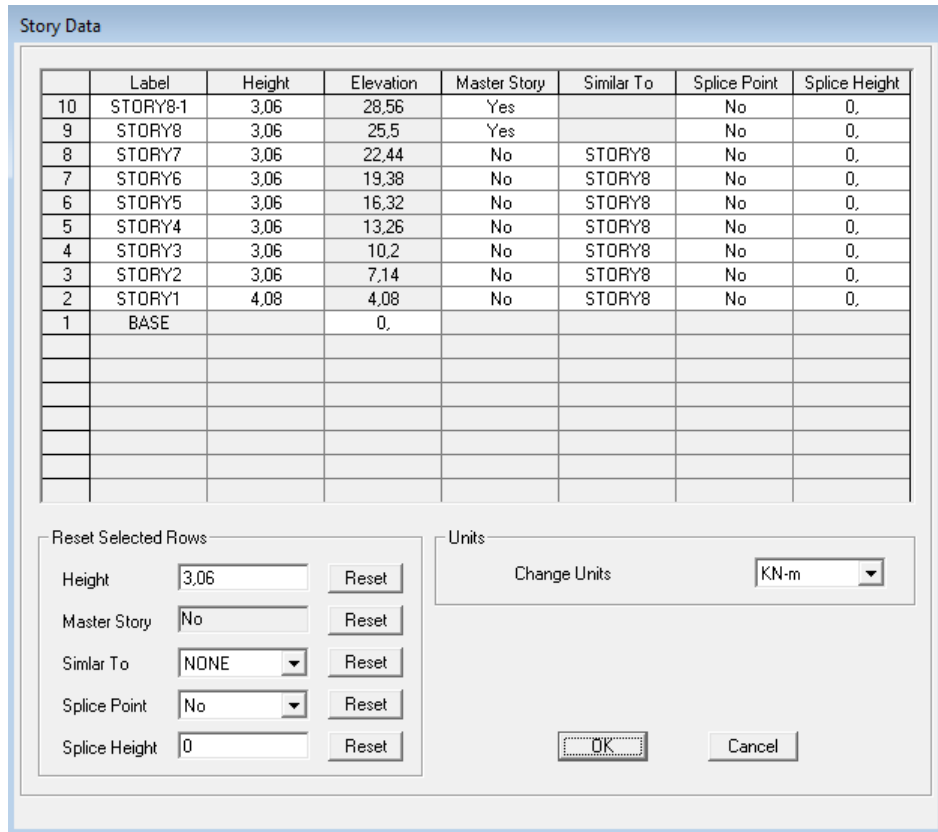


Figure IV.6 Introduction des étages

Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

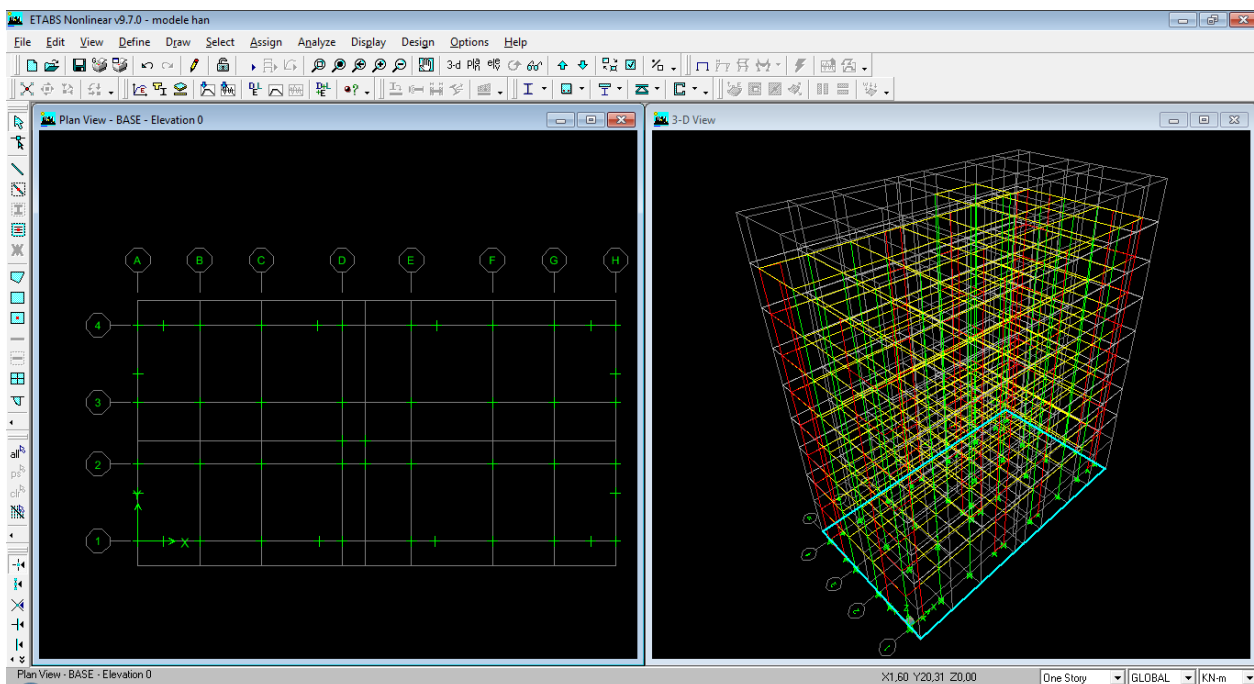


Figure IV.7 Affichage en plan et en 3D

Étape « B » : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre), pour cela on clique sur :



Define → **Material Properties** → **Conc**→**Modify/Show Material**

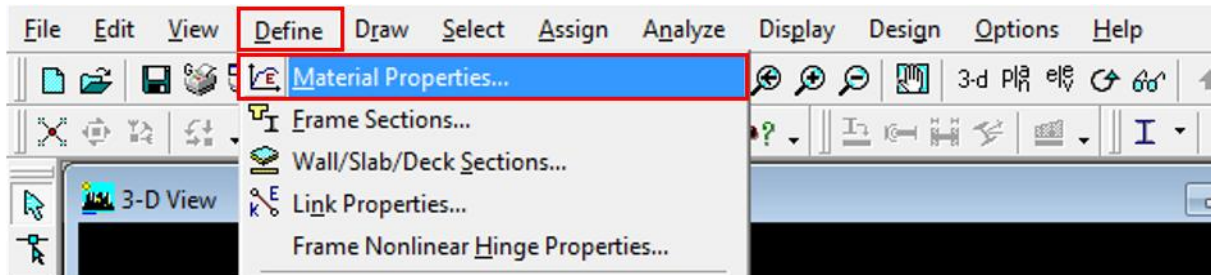


Figure IV.8 Définition des matériaux

Dans la boîte dialogue qui apparaît, on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

Material Property Data	
Material Name	BETON
Display Color	Color [Cyan]
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
Type of Design	Design [Concrete]
Analysis Property Data	
Mass per unit Volume	2,5
Weight per unit Volume	25,
Modulus of Elasticity	32164200,
Poisson's Ratio	0,2
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	13401750,
Design Property Data (ACI 318-99)	
Specified Conc Comp Strength, f'c	25000,
Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000,
Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000,
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	Shear Strength Reduc. Factor []
[OK] [Cancel]	

Figure IV.9 Caractéristiques du béton

Étape « C » : Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à définir les propriétés géométriques des éléments structuraux. On commence par les poutres principales (PP) puis les poutres secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

Define → Frame Sections  → ADD Rectangular.

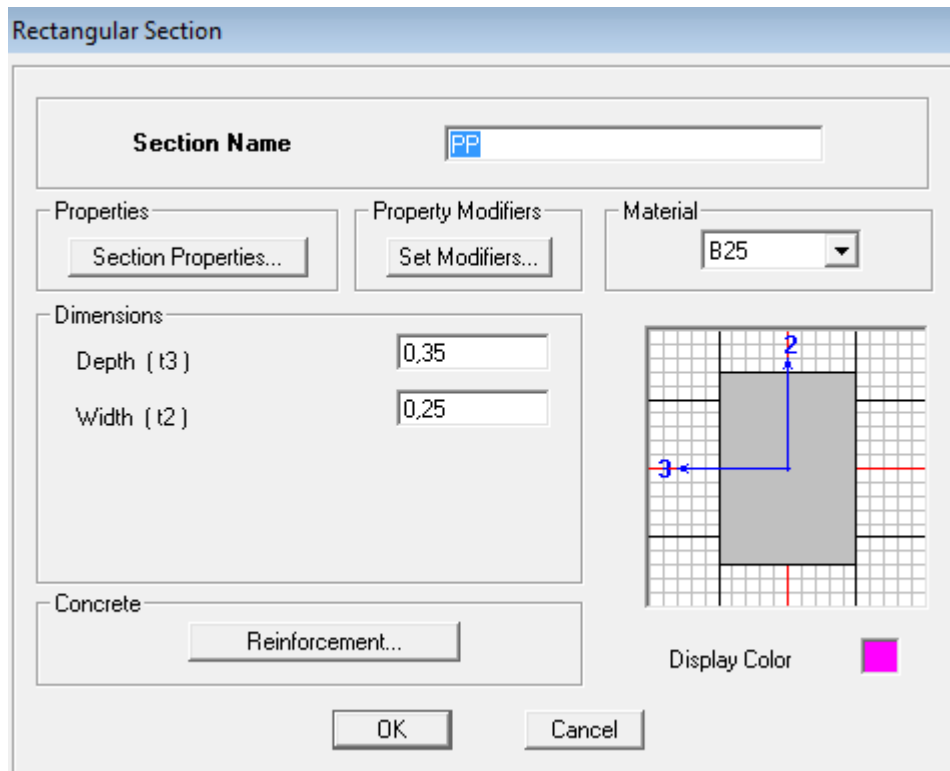


Figure IV.10 Définition des poutres

On procède de la même manière pour les poteaux.

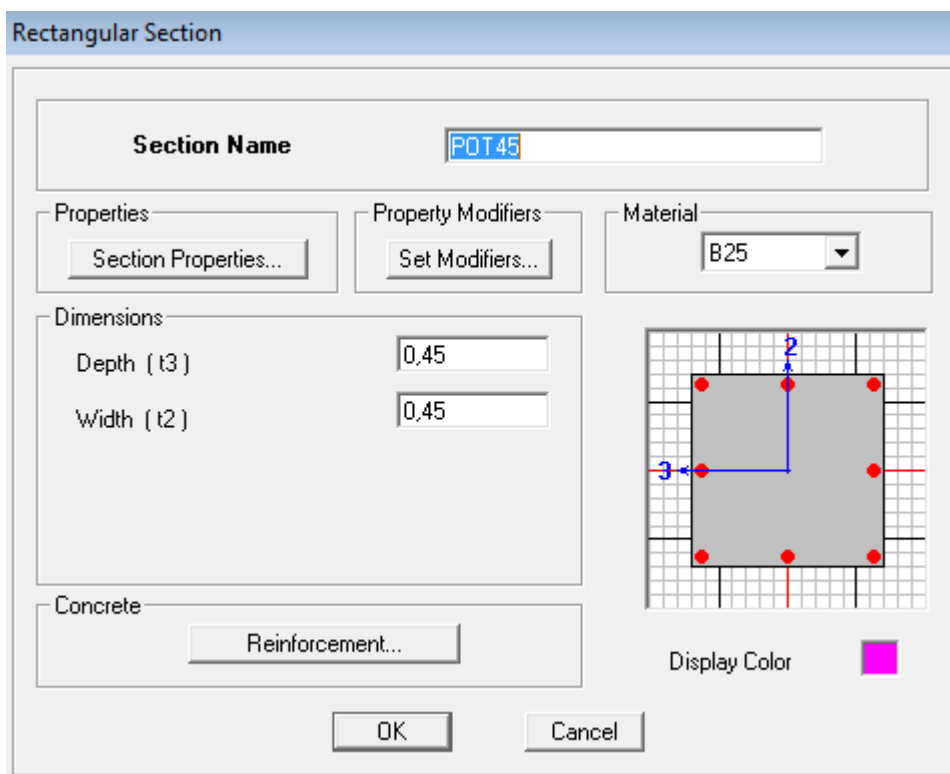



Figure IV.11 Définition des poteaux

Une fois qu'on termine la définition des poteaux et des poutres, on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, d'abord on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique : **Define** → **Wall/Slabs/ decks Section**  → **Add New Section** → Puis on définit leurs propriétés.

- On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

Elément Shell : il est utilisé pour la modélisation des voiles et des dalles. Les sections de ces éléments sont définies par l'épaisseur.

Elément membran : il est utilisé pour les éléments minces.

Elément plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

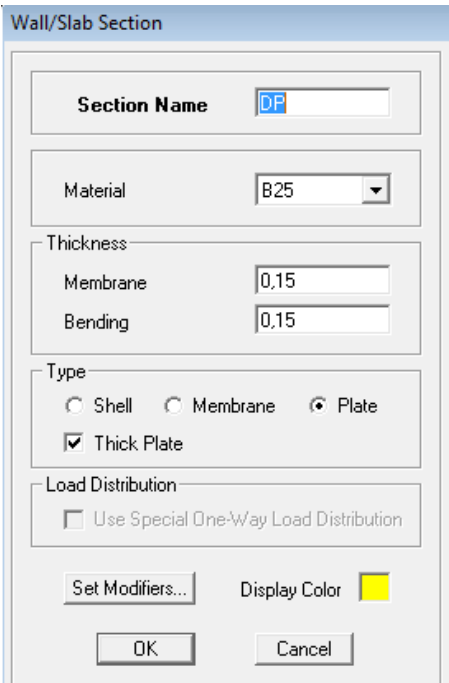



Figure IV.12 Définition des dalles

➤ Dessin des éléments de la structure



Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

Pour les poteaux



On clique sur le bouton 

Une fenêtre s'affiche (**proprietés of Object**) **None** on choisit le nom de la section pot (35× 35) par exemple et on valide.

Pour la poutre et les voiles

De même que pour les poteaux, sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  Pour les voiles.

Pour les planchers et dalle pleine

On clique sur le bouton  ou 

Une fenêtre s'affiche (**proprietés of Object**) →None on choisit le nom de la section et on valide.

Enfin, on obtient la structure suivante :

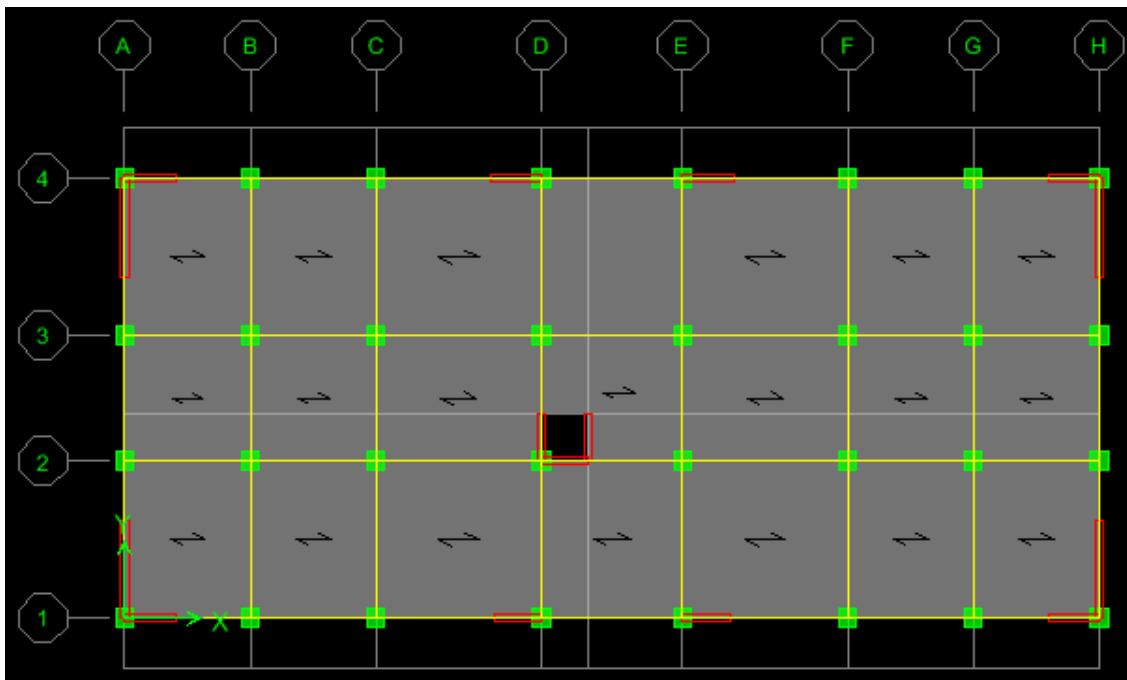



Figure IV.13 Vue en plan des éléments structuraux d'un étage

Après avoir terminé l'étape de modélisation des différents éléments structuraux, on doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne tout les nœuds à

la base et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :

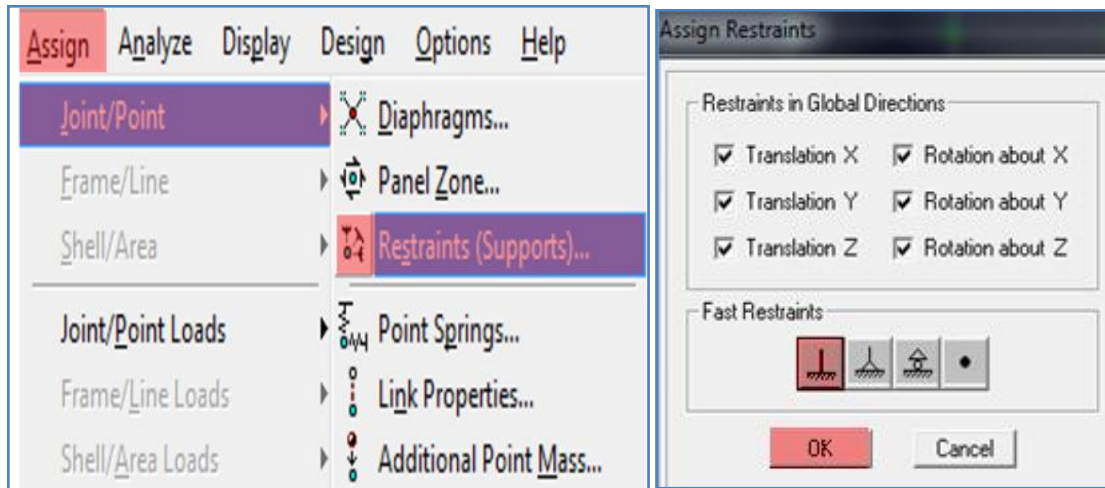


Figure IV.14 Définition des appuis

On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

➤ Masse source

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{équation 4-5 RPA 99}).$$

W_i : poids total de la structure.

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003. On le prend dans notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation).

Pour ce qui est de l'inertie massique, elle est déterminée automatiquement par ETABS.

Define → Masse Source  → From Loads.

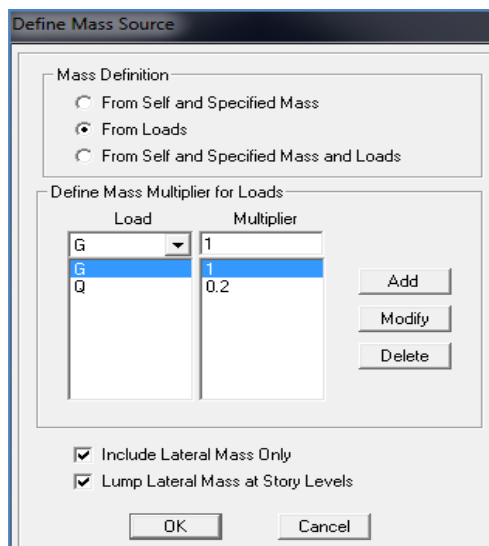


Figure IV.15 Définition du poids propre

➤ Diaphragme

Les masses de planchers sont supposées être concentrées en leurs centres. Ces derniers sont désignés par la notation de « Nœuds Maitres ».

Comme les planchers sont supposés être infiniment rigides, on doit relier les nœuds d'un même plancher (nœuds esclaves) à leur nœud maitre, de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS, et aussi le comportement de la structure suivra les degrés de libertés des nœuds maitres des différents planchers.

On sélectionne le premier étage → Assign → Joint/Point → Diaphragmas  → D1 → OK.

On suit la même procédure pour les autres étages.

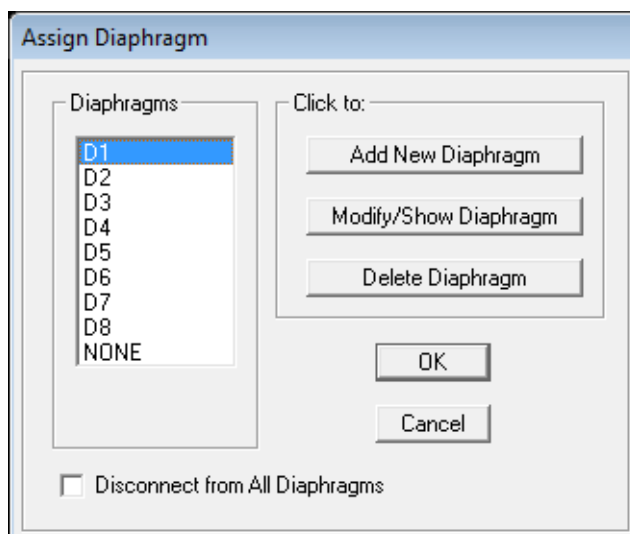


Figure IV.16 Introduction des diaphragmes

Étape « D » : Définition des charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et à des charges d'exploitations

(Q), pour les définir on clique sur : **Define** → **StaticLoad Cases**.

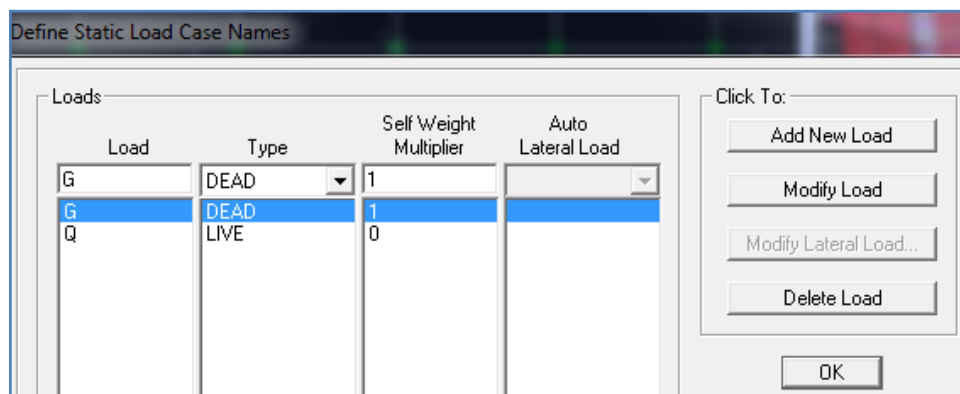


Figure IV.17 Définition des charges statiques

Étape « E » : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003

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 tire le spectre de réponse du RPA99/version 2003 après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, puis on clique sur : **Text** → **Enregistrer**.

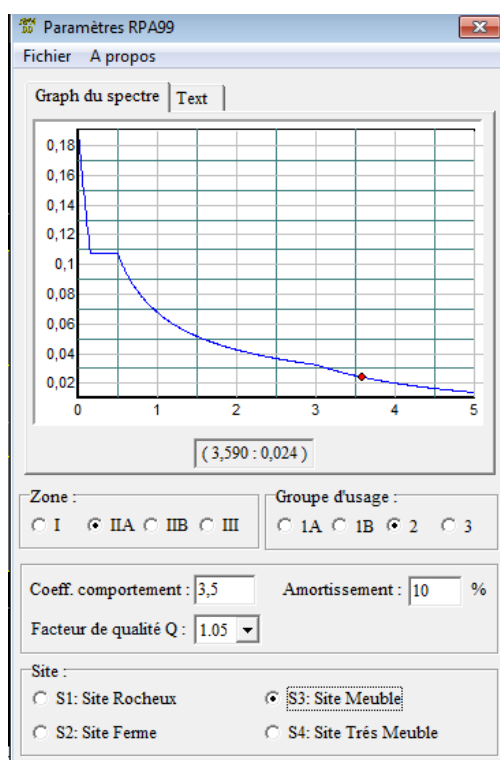


Figure IV.18 Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, on clique sur :

Define → **Response spectrum** → **Function Spectre from file.**

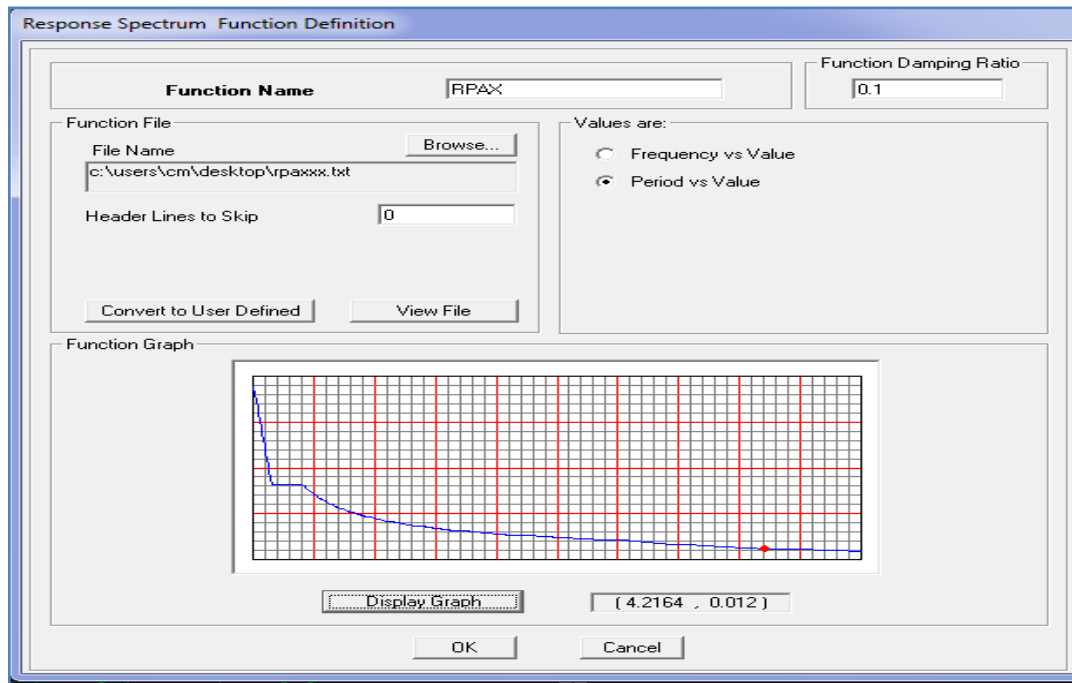


Figure IV.19 Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

Étape « F » : Définition de la charge sismique « E »

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique « E » suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define** → **Response Spectrum Cases** → **Add New Spectrum.**

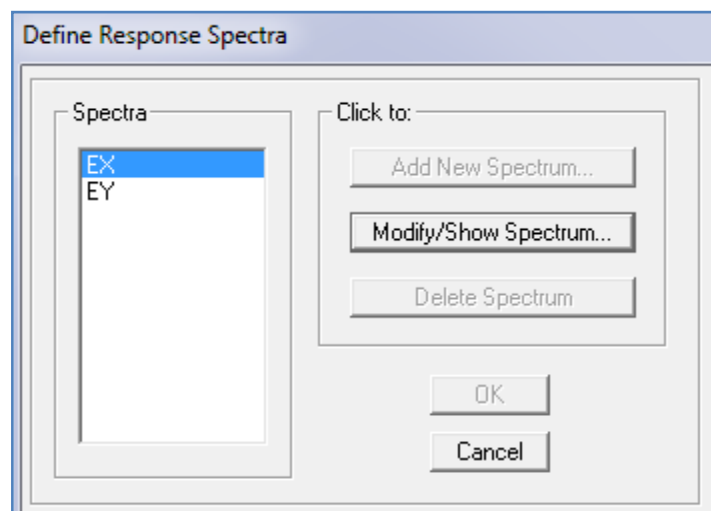


Figure IV.20 Définition des charges sismiques

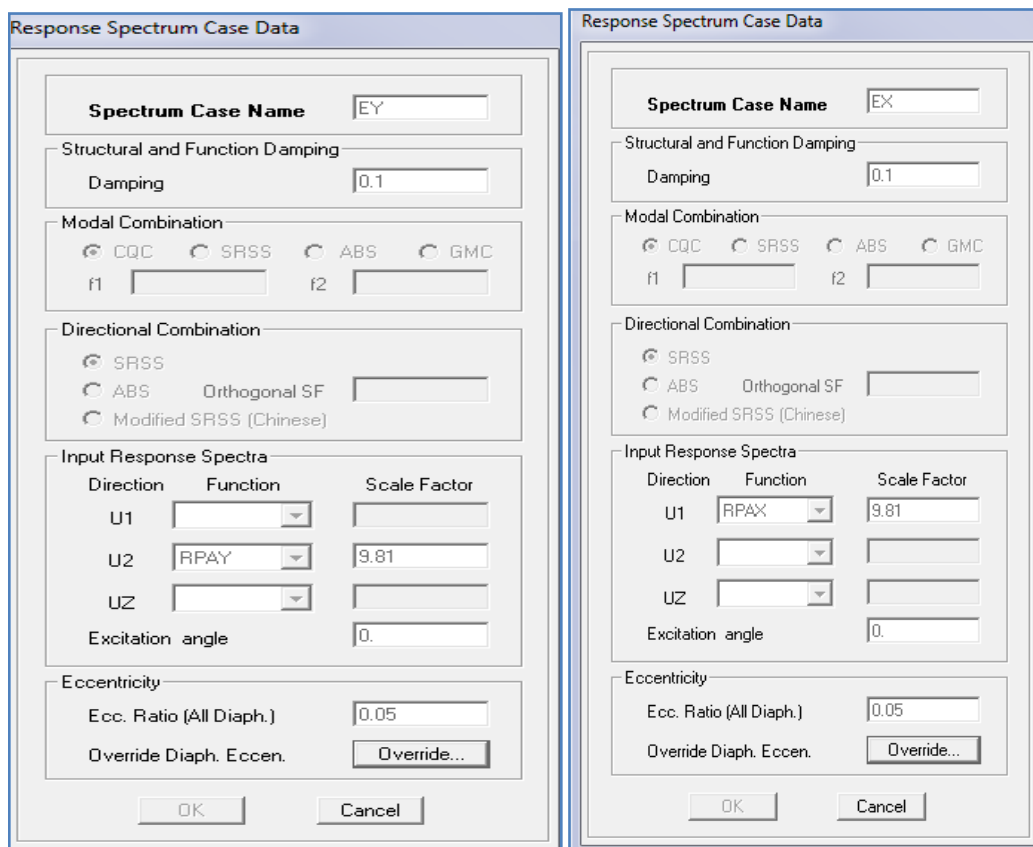


Figure IV.21 Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales

Étape « G » : Chargement des éléments

On sélectionne les éléments poutre de la périphérie et on leur affecte le chargement/ml (dus aux : mur extérieur, l'acrotère, l'escalier) qui leur revient en cliquant sur :

Assign → **frame/ line load** → **distributed**.

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en

cliquant sur : **assign** → **shell/areas load** → **uniform**. 

Étape « H » : Introduction des combinaisons d'actions

➤ Combinaisons aux états limites

ELU : 1,35 G+1,5 Q

ELS : G+Q

➤ Combinaisons accidentelle du RPA99/version 2003

GQE : $G+Q \pm E$

08 GE : $0,8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel, on clique sur :

Define → **Loads Combinaisons**  → **Add New Combo.**

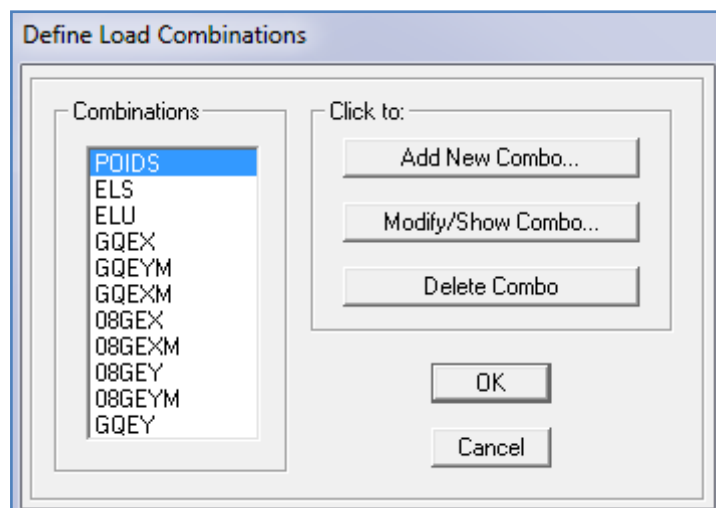



Figure IV.22 Introduction des combinaisons d'actions

Étape « I » : Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

➤ Lancement de l'analyse

Avant de lancer l'analyse de la structure on clique d'abord sur **Lock /unlock model**  pour bloqué le model, et on se positionne sur : **Analyze**→**RunAnalysis (F05)** pour lancer l'analyse.

➤ Visualisation des résultats



Déformée de la structure : on clique sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites afin de visualisé la déformé suivant la charge introduite.

Diagramme des efforts internes : on se positionne sur un portique, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces / Stresses Diagrame** .

Déplacement : pour extraire les déplacements, on sélectionne tout le plancher du niveau

Considééré, puis on clic sur **Show Tables** puis on coche **Displacement** et onchoisi la combinaison.

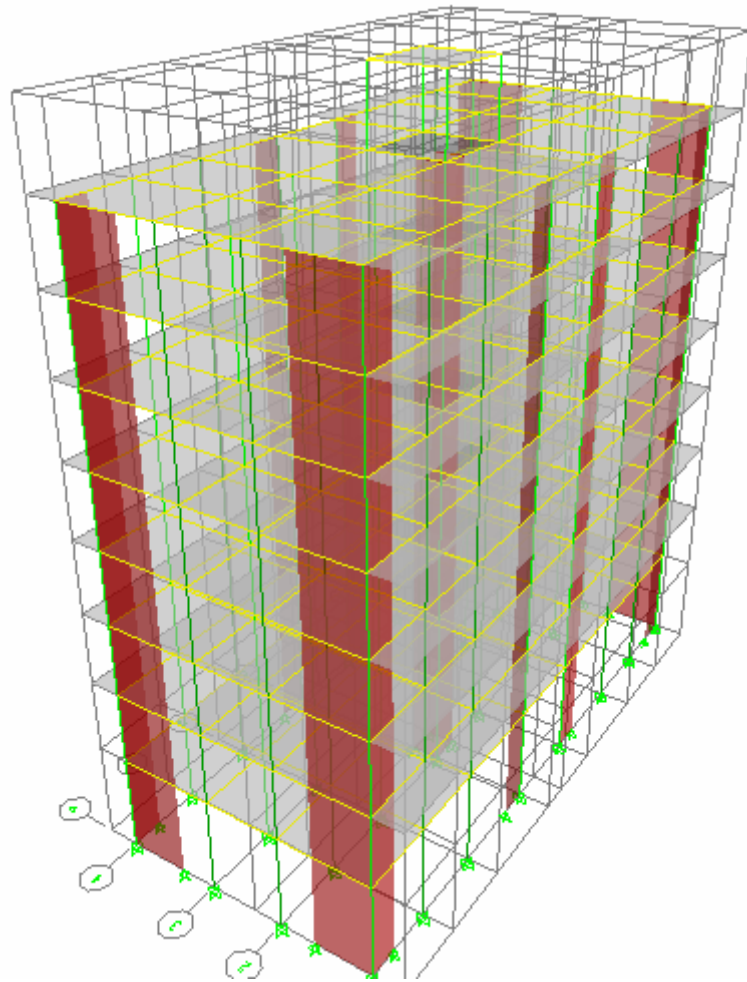


Figure IV.23 Vue en 3D de la structure

V.Vérification des exigences du RPA

Introduction

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA99 version2003 qui sont :

- 1) Le pourcentage de participation de la masse modale.
- 2) L'effort tranchant à la base.
- 3) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux
- 4) Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R
- 5) Justification vis-à-vis des déplacements
- 6) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- 7) Vérification de l'Effet de la torsion d'axe vertical.

V.1 Présentation de l'ouvrage

- ✓ Notre projet est un bâtiment en **R+7**, implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou, classée selon le RPA 99 version en 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone II-a).
- ✓ Bâtiment à usage multiples (habitation, commerces, bureautique).
- ✓ Site meuble S3 (rapport géotechnique)
- ✓ Système structurel : portiques + voiles

V.1.1 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période maximale donnée par le logiciel ETABS égale à 0,76 s

Display→show tables→ANALYSIS RESULTS→modal information

→Building Modal Information→Modal Participating Mass Ratios

On aura la fenêtre représentée sur la page suivante.

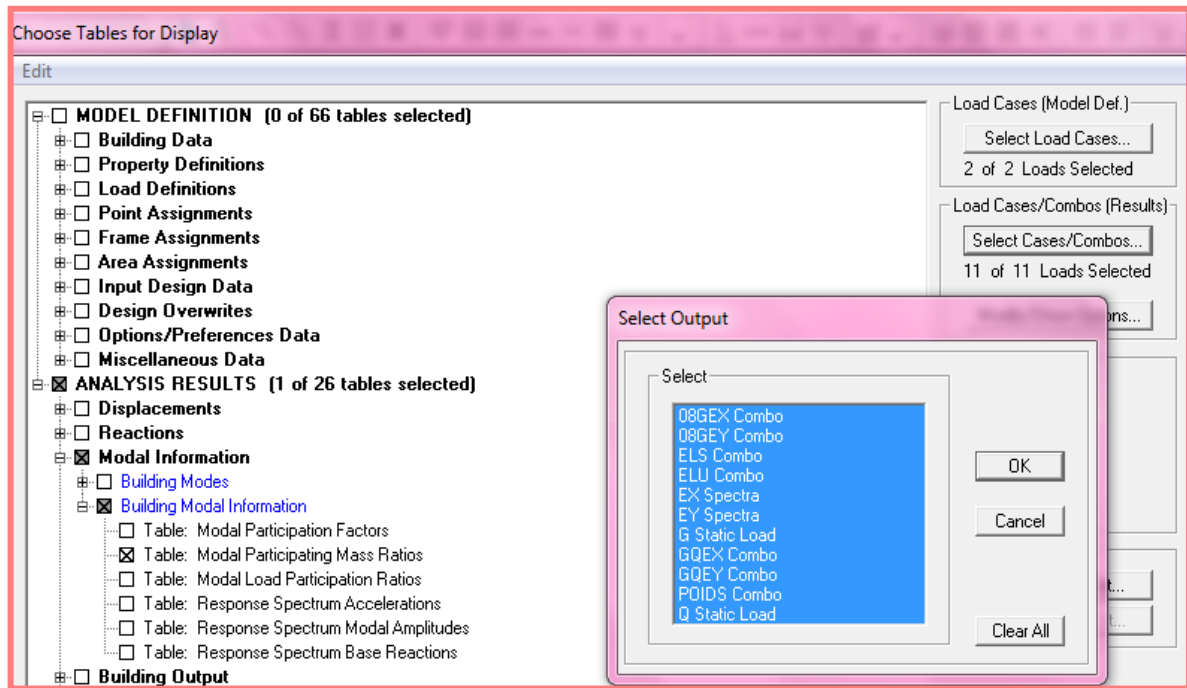


Figure V.1 Affichage des informations modales

Les résultats seront affichés comme suit :

Tableau V.1 La période et des masses participantes

Modal Participating Mass Ratios									
Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRX	SumRY
▶	1	0,766998	76,9346	0,0630	76,9346	0,0630	0,0259	0,0890	99,4464
	2	0,723919	0,0746	72,9390	77,0091	73,0020	0,0011	98,8804	99,5377
	3	0,501683	0,0329	0,0013	77,0421	73,0033	72,7723	98,8822	99,5728
	4	0,224430	13,1129	0,0007	90,1550	73,0040	0,0043	98,8823	99,6532
	5	0,186275	0,0018	16,4991	90,1568	89,5031	0,0003	99,6378	99,6535
	6	0,125942	0,0003	0,0003	90,1571	89,5034	17,0004	99,6378	99,6535
	7	0,116524	1,6233	0,0001	91,7803	89,5035	0,0049	99,6378	99,7659
	8	0,114264	0,0004	0,4512	91,7807	89,9547	0,0057	99,6808	99,7660
	9	0,101001	0,6730	0,0105	92,4537	89,9652	0,0763	99,6816	99,7968
	10	0,099540	2,7614	0,0075	95,2151	89,9726	0,0341	99,6822	99,9267
	11	0,079055	0,0014	5,4565	95,2164	95,4292	0,0001	99,9244	99,9268
	12	0,059151	2,2529	0,0003	97,4694	95,4294	0,0012	99,9244	99,9586

- ◆ Le premier mode de vibration est : **une translation suivant l'axe X-X,**
Il mobilise 76.93 % de la masse.> 50%
- ◆ Le deuxième mode de vibration est : **une translation suivant l'axe Y-Y,**
Il mobilise 72.93 % de la masse.> 50%

Le troisième mode de vibration est : **une rotation suivant Z-Z,**
Il n'y a pas de torsion.

➤ **Nombres de modes propres (RPA99 version 2003 Article 4.3, 4)**

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soit égales au moins à 90% de la masse totale de la structure.

Dans notre cas le nombre de mode à retenir est : **11 modes.**

11ème mode → Sens X-X : 95.21% > 90% → **Condition vérifiée.**

Sens Y-Y : 95.42% > 90% → **Condition vérifiée.**

V.1.2 Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \text{ (Formule 4-1 ; RPA 99 version 2003 article 4.2.3).}$$

- A: coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA 99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.
- R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,
- D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, de facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.
- Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).

W : poids de la structure.

L'application numérique dans notre cas nous amène aux résultats qui suivent.

A) Coefficient d'accélération de zone (A)

Il est donné par le tableau 4.1 du RPA 99 version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone IIa, groupe d'usage 2 → **A=0.15**

B) Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec: } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad (\text{Formule 4.2 RPA 99 version 2003}).$$

D'après le tableau 4.7 du RPA 99 version 2003 :

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{array} \right\} \quad \text{Site meuble S3}$$

➤ Facteur de correction d'amortissement η

Il est donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$ (Formule 4.3 RPA99 version 2003)

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique. Il est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend : $\xi=10\% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 \geq 0.7$

$$\eta = 0.76 > 0,7$$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante: $T = C_T h_N^{3/4}$

Avec h_N la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n.

$$h_n = 25.50 \text{ m}$$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du RPA 99 version 2003

$$C_T = 0,05.$$

Remarque

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T = 0,05 \times (25.50)^{3/4} \rightarrow T = 0,57 \text{ sec}$$

Selon l'article 4.24 du RPA 99 version 2003

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur "D" est déterminée à partir du tableau suivant :

	Condition sur T	Période choisie
1 ^{er} cas	T analytique < T empirique	T = T empirique
2 ^{ème} cas	T empirique < T analytique < 1,3 T empirique	T = T analytique
3 ^{ème} cas	1,3 T empirique < T analytique	T = 1,3 T empirique

$$D'où : T = 1,3 \times 0,57 = 0,74 \text{ sec} \leq T_{\text{analytique}} = 0,76 \text{ sec} \rightarrow \text{3^{ème} cas}$$

$$\text{Donc } T = 1,3 T_{\text{empirique}} \rightarrow T = 0,74 \text{ s}$$

$$\text{Finalement : } D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,74} \right)^{2/3} \rightarrow D = 1,46$$

C) Facteur de qualité (Q)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Les conditions minimales sur les files de contreventement ;
- La redondance en plan ;
- La régularité en plan ;
- La régularité en élévation ;
- Le contrôle de la qualité des matériaux ;
- Le contrôle de l'exécution des travaux ;

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q=1+\sum P_q$$

Avec P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité, sa valeur est donnée par les tableaux suivants :

Sens x-x

Critère q	Observé (oui ou non)	P_q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Oui	0,00
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Oui	0,00

Sens y-y

Critère q	Observé (oui ou non)	P_q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Oui	0,00
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Oui	0,00

On aura finalement :

$$Q_x= 1,05 \text{ et } Q_y= 1,05.$$

D) Détermination du poids de la structure W

Pour chaque niveau « i » on aura :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

D'où : $W_T = \sum_1^9 W_i$

Avec W_{Gi} : Le poids du niveau i revenant à la charge permanente.

W_{Qi} : Le poids du niveau i revenant à la charge d'exploitation.

$\beta = 0,20$ (cas de bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés) ; donné par le tableau 4-5 du RPA 99 version 2003

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes :

Display → show tables → sélectionner Building Output Table
→ Story Shears → POIDS Combo

On aura la fenêtre suivante :

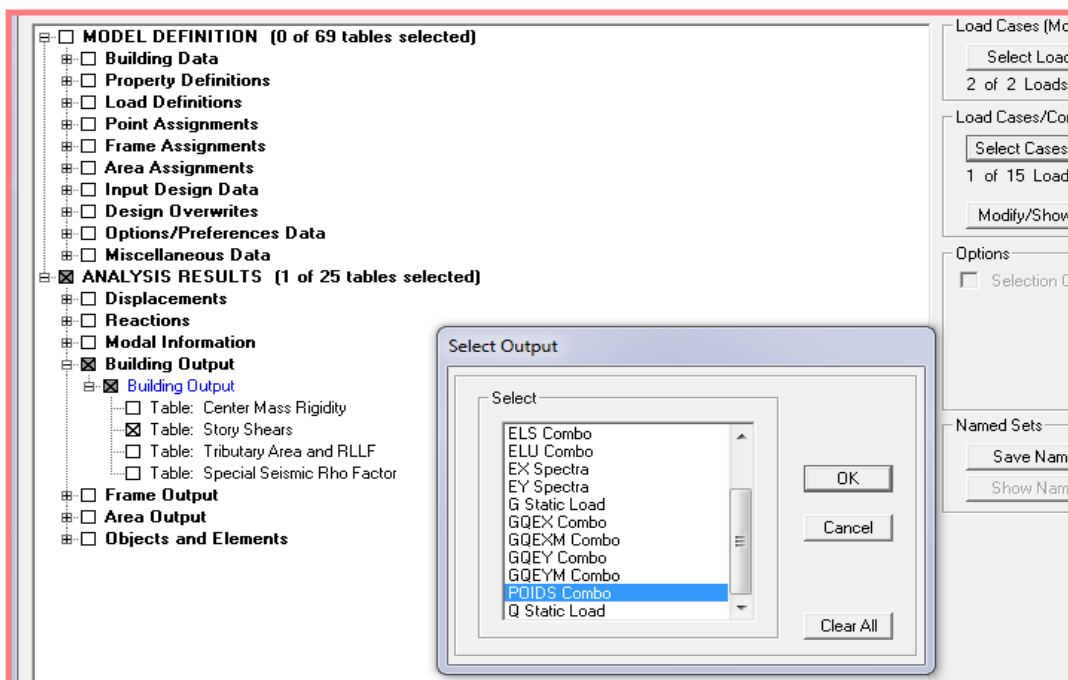


Figure V.2 Extraction du poids de la structure sur ETABS.

On aura les résultats représenté par le tableau suivant.

Tableau V.2 Valeur du poids total de la structure

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY8-1	POIDS	Bottom	134,17	0,00	0,00	0,000	751,331	-1663,6
STORY8	POIDS	Top	2619,97	0,00	0,00	0,000	14668,655	-32488,1
STORY8	POIDS	Bottom	3283,99	0,00	0,00	0,000	18338,207	-40656,1
STORY7	POIDS	Top	5804,35	0,00	0,00	0,000	32453,659	-71919,1
STORY7	POIDS	Bottom	6468,37	0,00	0,00	0,000	36123,211	-80087,1
STORY6	POIDS	Top	8988,74	0,00	0,00	0,000	50238,664	-111349,1
STORY6	POIDS	Bottom	9652,76	0,00	0,00	0,000	53908,216	-119517,1
STORY5	POIDS	Top	12173,12	0,00	0,00	0,000	68023,669	-150780,1
STORY5	POIDS	Bottom	12928,94	0,00	0,00	0,000	72207,300	-160086,1
STORY4	POIDS	Top	15449,30	0,00	0,00	0,000	86322,753	-191349,1
STORY4	POIDS	Bottom	16205,12	0,00	0,00	0,000	90506,385	-200655,1
STORY3	POIDS	Top	18725,49	0,00	0,00	0,000	104621,838	-231918,1
STORY3	POIDS	Bottom	19481,31	0,00	0,00	0,000	108805,470	-241224,1
STORY2	POIDS	Top	22001,67	0,00	0,00	0,000	122920,922	-272486,1
STORY2	POIDS	Bottom	22861,53	0,00	0,00	0,000	127687,178	-283083,1
STORY1	POIDS	Top	24969,87	0,00	0,00	0,000	139696,840	-309236,1
STORY1	POIDS	Bottom	26116,35	0,00	0,00	0,000	146051,848	-323365,1

On choisit la valeur indiquée pour RDC_ Bottom

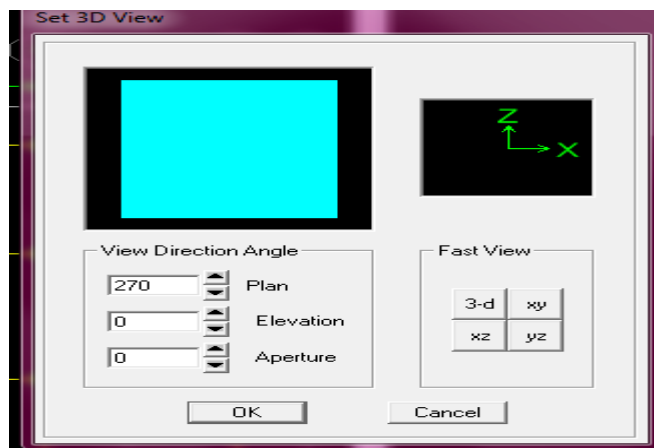
Donc: $W=26116.35KN$

E) Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R

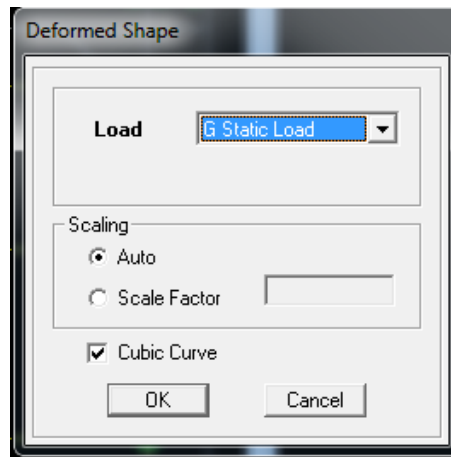
Dans cette étape, on doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

View → set 3D view → une fenêtre apparait on sélectionne XZ et on met 0 pour Aperture.

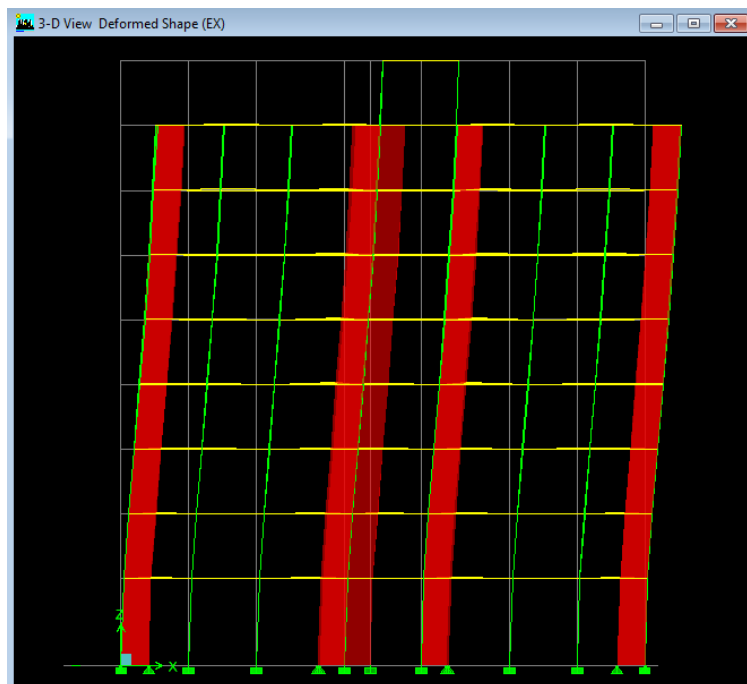


Ensuite → **display** → **show deformed shape** → on sélectionne la combinaison E.



Ensuite **draw** → **draw section cut**

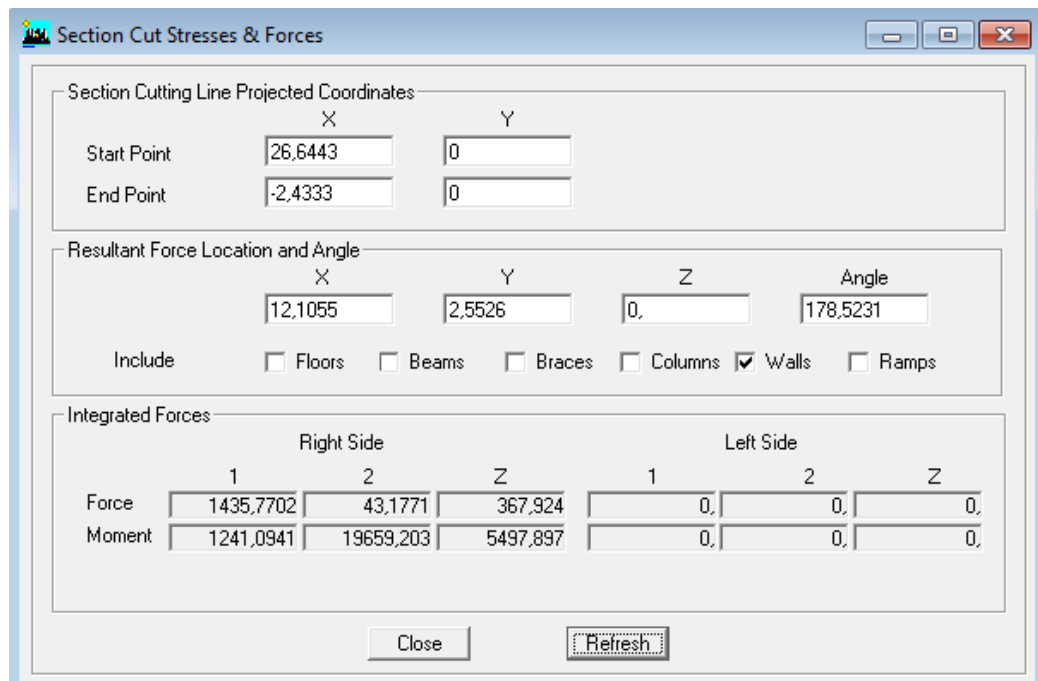
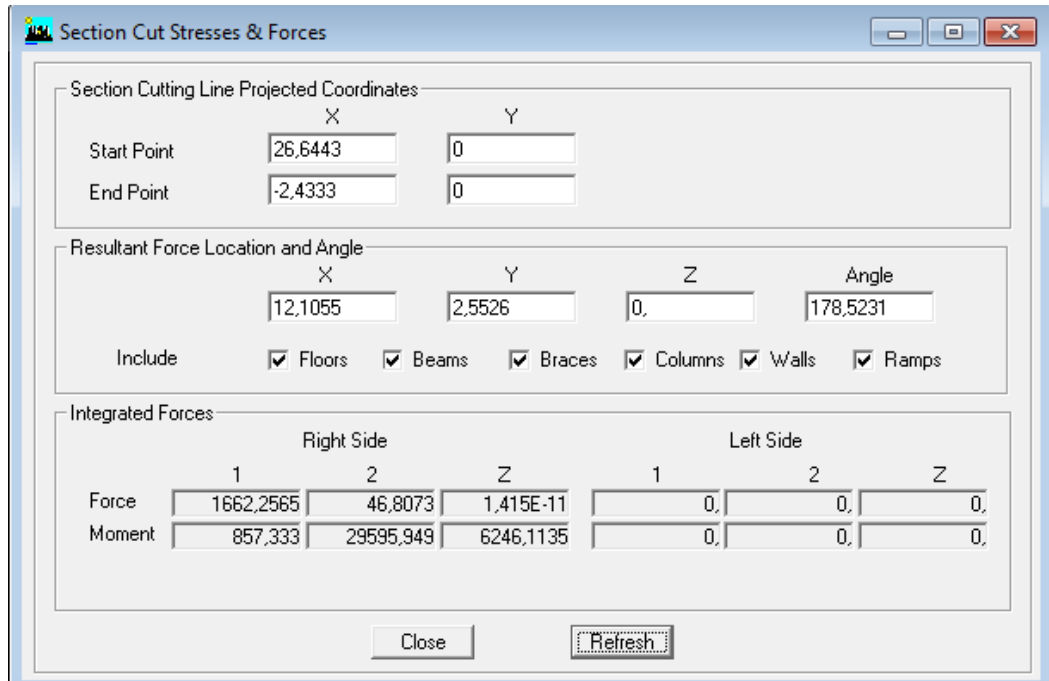
→ On dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient cette fenêtre accompagnée en bas.



Pour avoir les efforts repris par les portiques on décoche **FloorsBeamsBracesColumnsRamps** et on clic sur **refresh** on aura une nouvelle valeur dans force case 1 ainsi :

Les charges horizontales

Sens X-X



On a 1662.26 → 100%

1435.77 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

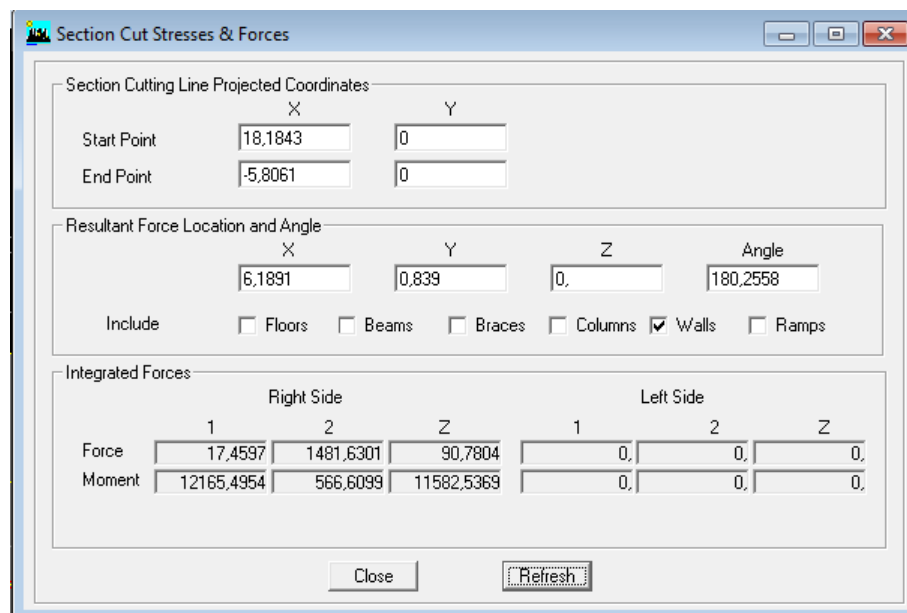
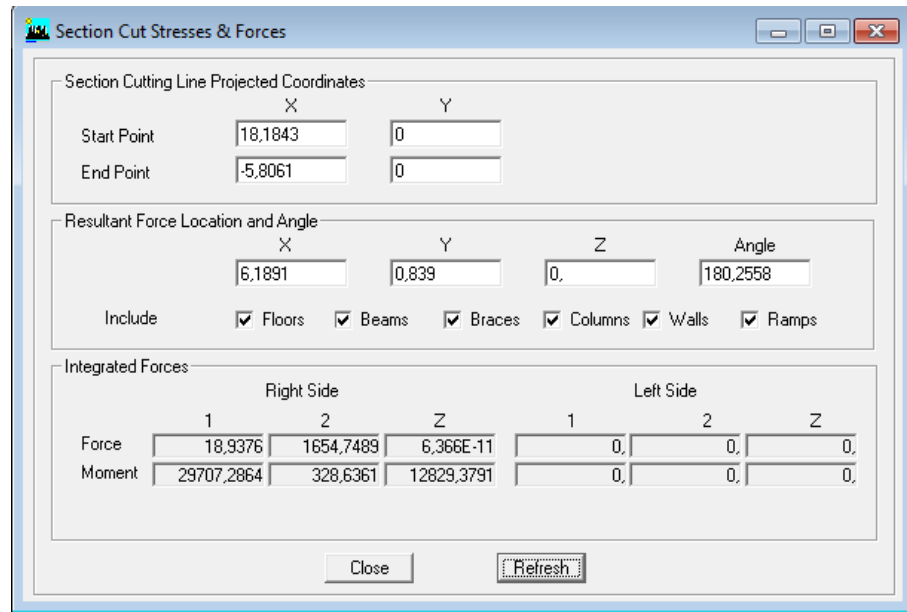
$$X = \frac{1435.77 \times 100}{1662.26} = \mathbf{86.37\%}$$

Donc : Effort repris par les voiles= **86.37%**

Effort repris par les portiques= **13.63 %**

Sens Y-Y

De l'Etabs on obtient les tableaux suivant :



On a 1654.74 → 100%

1481.63 → X

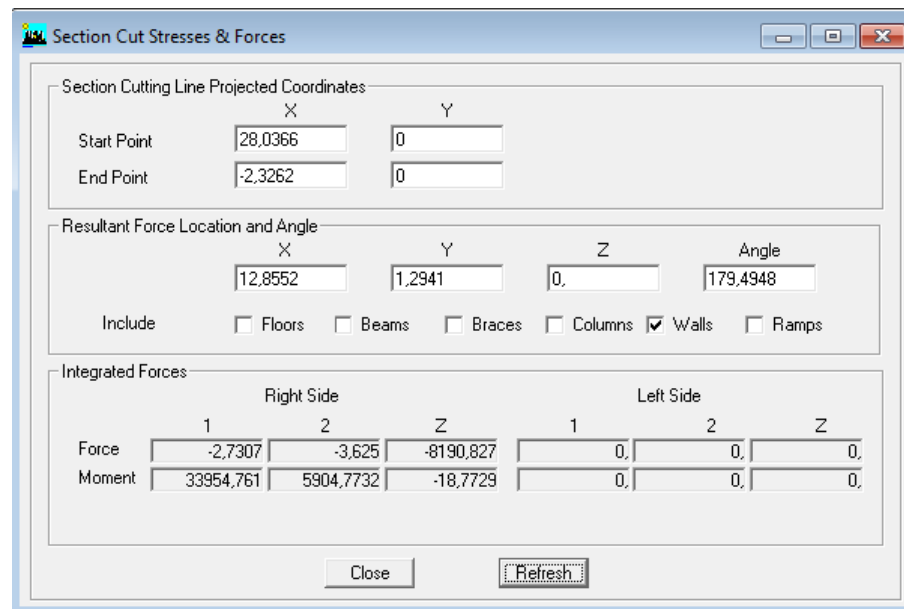
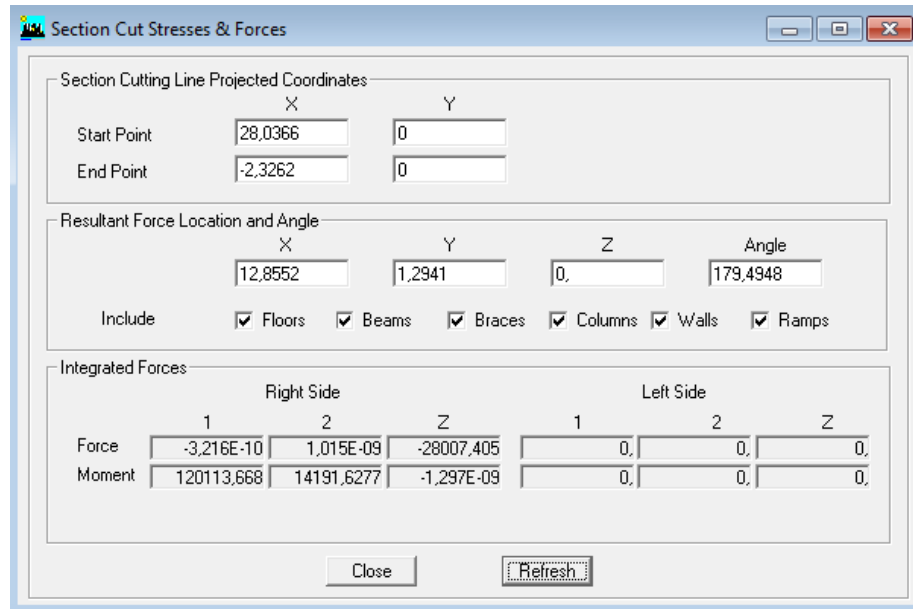
X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{1481.63 \times 100}{1654.74} = 89.54 \%$$

Donc : Effort repris par les voiles= **89.54 %**

Effort repris par les portiques= **10.46 %**

Les Charges verticales



On a 28007.40 → 100%

8190.82 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{8190.82 \times 100}{28007.40} = 29.25 \%$$

Donc : Effort repris par les voiles=29.25%

Effort repris par les portiques=70.75 %

Selon les résultats trouvés et le tableau 4.3 du RPA 99 version 2003 :

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Selon les résultats trouvée, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles ≥20% et la majorité des chrges horizontales sont reprises par les voiles.

D’après RPA 99 version 2003 l’article 3.4 , qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement par voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement **R= 3.5**

Finalement, le calcul de la force sismique à la base par la méthode statique équivalente nous donne les valeurs suivantes :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (\text{Formule 4-1 ; RPA 99 version 2003 article 4.2.3}).$$

MSE (RPA 99 V/ 2003)	SensX		Sens Y	
Coefficient	A	0,15	A	0,15
	D	1,46	D	1,46
	Q	1,05	Q	1,05
	W	26116.35	W	26116.35
	R	3,5	R	3,5
Forces sismiques V(Kn)	1715,84		1715,84	

➤ **Détermination de l’effort tranchant par l’ETABS**

En procédant par les étapes suivantes :

Display→ **Show tables**→ on selection **Building Modal Information**

→ **Table: responsespectrum base reactions** → on choisit **EX spectra** et **EY spectra**

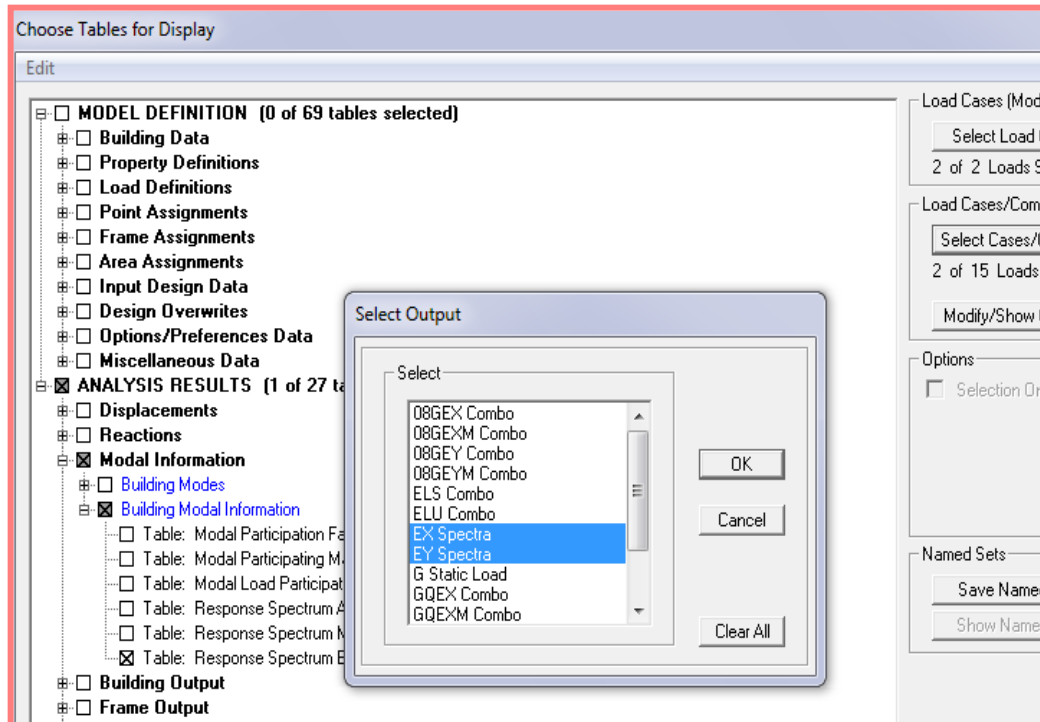


Figure V.3 Méthode d'affichage des valeurs de l'effort sismique sur le logiciel ETABS.

En cliquant sur ok, on aura le tableau suivant:

Tableau V.3 Efforts tranchants à la base donnés par ETABS

Story Shears									
Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY	
STORY5	EY	Bottom	0,00	13,89	1203,09	16471,092	10106,992	110,18	
STORY4	EX	Top	0,00	1368,54	17,07	8487,134	125,255	9797,6	
STORY4	EX	Bottom	0,00	1368,54	17,07	8487,134	175,588	13849,7	
STORY4	EY	Top	0,00	16,25	1374,35	18903,579	10106,992	110,18	
STORY4	EY	Bottom	0,00	16,25	1374,35	18903,579	14147,524	158,05	
STORY3	EX	Top	0,00	1510,87	18,47	9426,060	175,588	13849,7	
STORY3	EX	Bottom	0,00	1510,87	18,47	9426,060	230,200	18307,2	
STORY3	EY	Top	0,00	18,07	1505,39	20827,180	14147,524	158,05	
STORY3	EY	Bottom	0,00	18,07	1505,39	20827,180	18554,961	211,65	
STORY2	EX	Top	0,00	1612,66	19,41	10139,825	230,200	18307,2	
STORY2	EX	Bottom	0,00	1612,66	19,41	10139,825	287,539	23051,7	
STORY2	EY	Top	0,00	19,34	1605,82	22337,849	18554,961	211,65	
STORY2	EY	Bottom	0,00	19,34	1605,82	22337,849	23231,977	269,14	
STORY1	EX	Top	0,00	1662,80	19,91	10494,546	287,539	23051,7	
STORY1	EX	Bottom	0,00	1662,80	19,91	10494,546	366,180	29606,0	
STORY1	EY	Top	0,00	19,91	1654,74	23075,729	23231,977	269,14	
STORY1	EY	Bottom	0,00	19,91	1654,74	23075,729	29707,060	348,46	

On choisit la valeur maximale dans chaque sens : **V_x = 1662,80 KN**

V_y = 1654,74 KN

◆ Comparaison des résultats des forces sismiques

	V_{MSE} (KN)	$0.8V_{MSE}$ (KN)	V_{ETABS} (KN)	$V_{ETABS} > 0.8V_{MSE}$
Sens(x-x)	1715,84	1372,672	1662,74	Condition vérifiée
Sens (y-y)	1715,84	1372,672	1654,74	Condition vérifiée

V.1.3 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

On doit satisfaire la condition suivante : $v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3$.

Avec N_d : Effort normal sismique;

B : Section transversale du poteau considéré.

Les valeurs obtenues après calcul sont données comme suit :

- Pour les poteaux 45×45 : $N_d = 1402,22 \text{ KN}$

$$v = \frac{1402,22 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0,28 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les poteaux 40×40 : $N_d = 1022,35 \text{ KN}$

$$v = \frac{1022,35 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0,26 < 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les poteaux 35×35 : $N_d = 518,55 \text{ KN}$

$$v = \frac{518,55 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0,18 < 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.1.5 Justification vis-à-vis des déplacements

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, sont tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99 version 2003. Ils ne doivent pas dépasser

1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k « δ_k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} : \quad (\text{RPA 99 version 2003, formule 4-19})$$

δ_{ek} déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

δ_{kx} déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

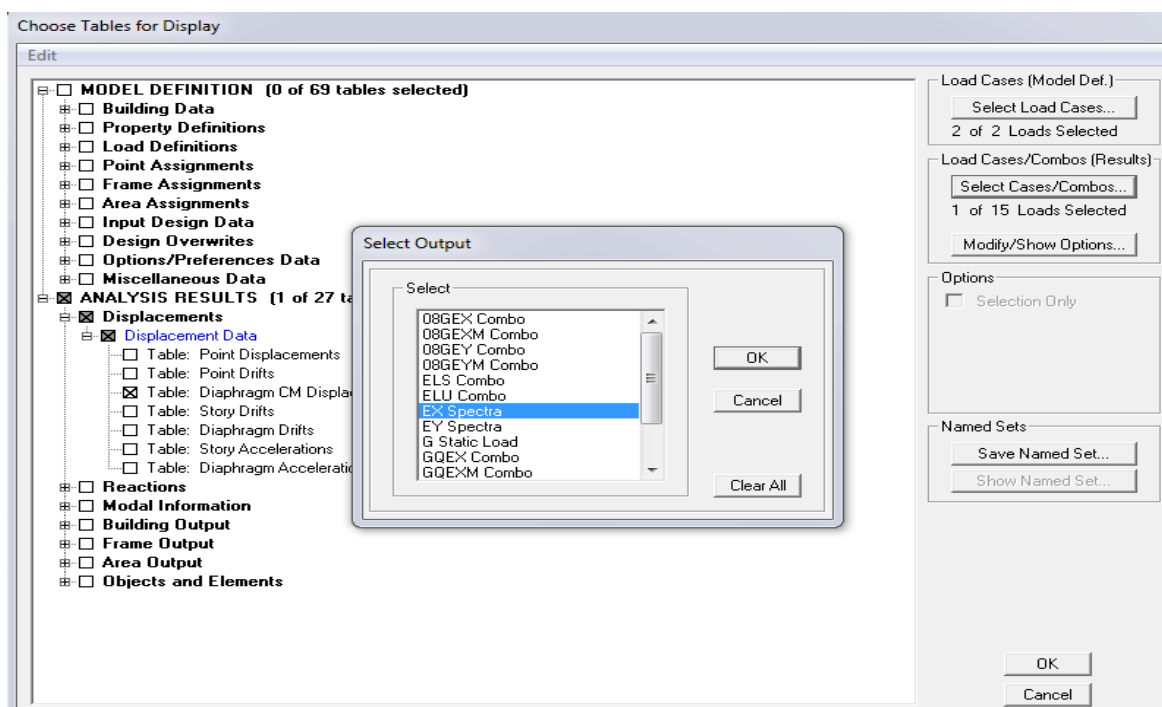
δ_{ky} déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

H_e hauteur de l'étage courant

➤ **Dans le sens longitudinal**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → **Show Tables** → Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



Ensuite :

ANALYSIS RESULTS → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison **Ex** on cliquant sur :

Select Cases/Combos → 2 fois sur **OK**

Diaphragm CM Displacements

Edit View

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ
▶	STORY1	D8	EX	0,0166	0,0003	0,0000
	STORY7	D7	EX	0,0150	0,0002	0,0000
	STORY6	D6	EX	0,0131	0,0002	0,0000
	STORY5	D5	EX	0,0109	0,0001	0,0000
	STORY4	D4	EX	0,0086	0,0001	0,0000
	STORY3	D3	EX	0,0060	0,0001	0,0000
	STORY2	D2	EX	0,0036	0,0000	0,0000
	STORY1	D1	EX	0,0014	0,0000	0,0000

➤ **Dans le sens transversal**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur : *Select cases/combos* →2 fois sur **OK**

Diaphragm CM Displacements

Edit View

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ
▶	STORY1	D8	EY	0,0003	0,0159	0,0000
	STORY7	D7	EY	0,0002	0,0138	0,0000
	STORY6	D6	EY	0,0002	0,0116	0,0000
	STORY5	D5	EY	0,0001	0,0093	0,0000
	STORY4	D4	EY	0,0001	0,0069	0,0000
	STORY3	D3	EY	0,0001	0,0047	0,0000
	STORY2	D2	EY	0,0000	0,0026	0,0000
	STORY1	D1	EY	0,0000	0,0010	0,0000

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison E_x :

Story	Load	δ_{ek}	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$	$\Delta_x=\delta_k-\delta_{k-1}$	1% H _e	conclusion
ETAGE 7	EY	0,0166	3,5	0,0581	0,0056	0,0306	CV
ETAGE 6	EY	0,0150	3,5	0,0525	0,0067	0,0306	CV
ETAGE 5	EY	0,0131	3,5	0,0459	0,0077	0,0306	CV
ETAGE 4	EY	0,0109	3,5	0,0382	0,0081	0,0306	CV
ETAGE 3	EY	0,0086	3,5	0,0301	0,0091	0,0306	CV
ETAGE 2	EY	0,0060	3,5	0,0210	0,0084	0,0306	CV
ETAGE 1	EY	0,0036	3,5	0,0126	0,0077	0,0306	CV
RDC	EY	0,0014	3,5	0,0049	0,0049	0,0408	CV

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison E_y :

Story	Load	δ_{ek}	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$	$\Delta_v=\delta_k-\delta_{k-1}$	1% H_e	conclusion
ETAGE 7	EY	0,0159	3,5	0,0557	0,0074	0,0306	CV
ETAGE 6	EY	0,0138	3,5	0,0483	0,0077	0,0306	CV
ETAGE 5	EY	0,0116	3,5	0,0406	0,0081	0,0306	CV
ETAGE 4	EY	0,0093	3,5	0,0326	0,0084	0,0306	CV
ETAGE 3	EY	0,0069	3,5	0,0242	0,0077	0,0306	CV
ETAGE 2	EY	0,0047	3,5	0,0165	0,0074	0,0306	CV
ETAGE 1	EY	0,0026	3,5	0,0091	0,0056	0,0306	CV
RDC	EY	0,0010	3,5	0,0035	0,0035	0,0408	CV

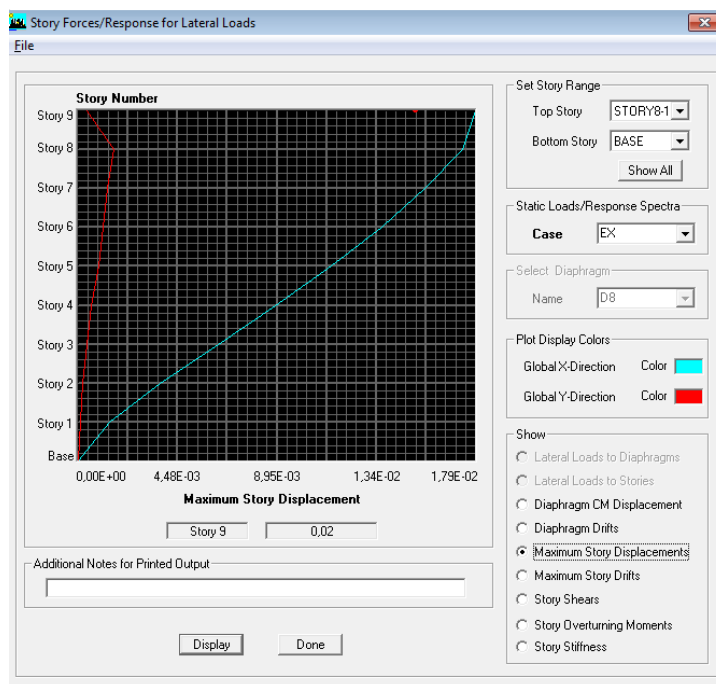
➤ Déplacement maximal

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{Max} \leq f = \frac{h_t}{500} \text{ (Art B.6.5,3/BAEL91) avec } f : \text{ la flèche admissible.}$$

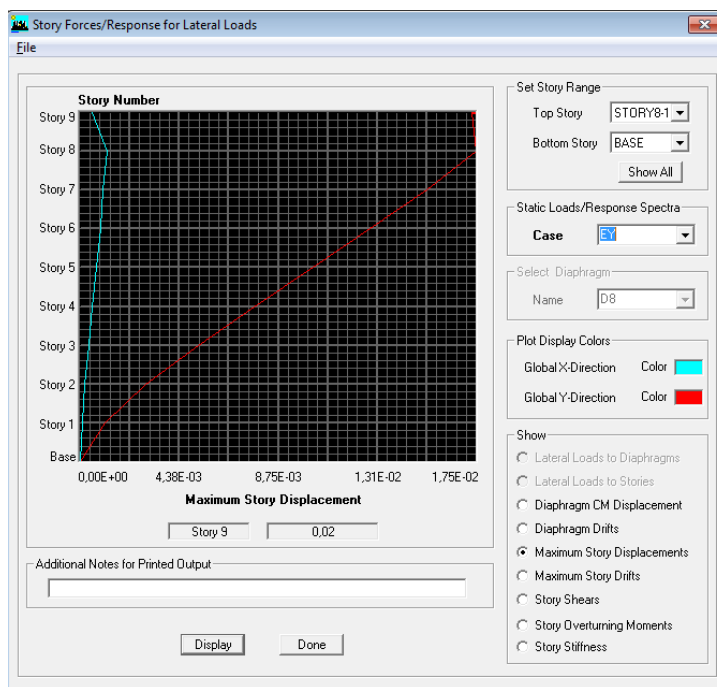
h_t : la hauteur totale du bâtiment

Suivant Ex



$$\delta_{Max} = 0.02m \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{25.5}{500} = 0.051 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant Ey



$\delta_{Max} = 0.02 \text{ m} \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{25.5}{500} = 0.051 \text{ m} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

V.1.6 Vérifications de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non-linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

Avec 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 »

On a :

- Si $\theta_k < 0.10$: les effets du 2ème ordre sont négligés.
- Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets calculés de l'action sismique par un facteur égale à $1/(1-\theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après.

		Sens x-x (sous Ex)				Sens y-y (sous Ey)			
Story	pooids	Δ_{kx} [m]	V_x [kN]	$V_x \times h$	Θ_x	Δ_{ky} [m]	V_y [kN]	$V_y \times h$	Θ_y
ÉTAGE 7	3283,990	0,006	388,940	1190,156	0,017	0,007	418,490	1280,579	0,019
ÉTAGE 6	6468,370	0,007	704,200	2154,852	0,021	0,008	741,380	2268,623	0,022
ÉTAGE 5	9652,760	0,008	966,070	2956,174	0,024	0,008	990,880	3032,093	0,026
ÉTAGE 4	12928,940	0,009	1185,020	3626,161	0,030	0,008	1203,090	3681,455	0,030
ÉTAGE 3	16205,120	0,009	1368,540	4187,732	0,033	0,008	1374,350	4205,511	0,030
ÉTAGE 2	19481,310	0,009	1510,870	4623,262	0,038	0,007	1505,390	4606,493	0,031
ÉTAGE 1	22861,530	0,010	1612,660	4934,740	0,044	0,006	1605,820	4913,809	0,026
RDC	26116,350	0,013	1662,800	6784,224	0,048	0,004	1654,740	6751,339	0,014

Conclusion

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\Theta \leq 0,1$.

Pour déterminer les valeurs des efforts tranchants V_x et V_y et le poids P par logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes :

Pour V_x

Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → Building Output

→ Table: Story Shears → on définit la combinaison Ex on cliquant sur : 2 fois **OK**

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	STORY8-1	EX	Bottom	0,00	25,59	0,43	142,646	1,321	78,30
	STORY8	EX	Top	0,00	388,94	5,58	2368,447	1,321	78,30
	STORY8	EX	Bottom	0,00	388,94	5,58	2368,447	17,511	1240,2
	STORY7	EX	Top	0,00	704,20	9,30	4294,617	17,511	1240,2
	STORY7	EX	Bottom	0,00	704,20	9,30	4294,617	45,412	3372,4
	STORY6	EX	Top	0,00	966,07	12,41	5924,178	45,412	3372,4
	STORY6	EX	Bottom	0,00	966,07	12,41	5924,178	81,268	6266,4
	STORY5	EX	Top	0,00	1185,02	15,15	7303,414	81,268	6266,4
	STORY5	EX	Bottom	0,00	1185,02	15,15	7303,414	125,255	9797,6
	STORY4	EX	Top	0,00	1368,54	17,07	8487,134	125,255	9797,6
	STORY4	EX	Bottom	0,00	1368,54	17,07	8487,134	175,588	13849,7
	STORY3	EX	Top	0,00	1510,87	18,47	9426,060	175,588	13849,7
	STORY3	EX	Bottom	0,00	1510,87	18,47	9426,060	230,200	18307,2
	STORY2	EX	Top	0,00	1612,66	19,41	10139,825	230,200	18307,2
	STORY2	EX	Bottom	0,00	1612,66	19,41	10139,825	287,539	23051,7
	STORY1	EX	Top	0,00	1662,80	19,91	10494,546	287,539	23051,7
	STORY1	EX	Bottom	0,00	1662,80	19,91	10494,546	366,180	29606,0

OK

Pour Vy

De même, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey.

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	STORY8-1	EY	Bottom	0,00	0,37	23,94	296,842	73,260	1,137
	STORY8	EY	Top	0,00	4,94	418,49	5626,691	73,260	1,137
	STORY8	EY	Bottom	0,00	4,94	418,49	5626,691	1334,466	15,25
	STORY7	EY	Top	0,00	7,92	741,38	10023,971	1334,466	15,25
	STORY7	EY	Bottom	0,00	7,92	741,38	10023,971	3586,977	38,78
	STORY6	EY	Top	0,00	10,95	990,88	13492,037	3586,977	38,78
	STORY6	EY	Bottom	0,00	10,95	990,88	13492,037	6552,575	70,03
	STORY5	EY	Top	0,00	13,89	1203,09	16471,092	6552,575	70,03
	STORY5	EY	Bottom	0,00	13,89	1203,09	16471,092	10106,992	110,18
	STORY4	EY	Top	0,00	16,25	1374,35	18903,579	10106,992	110,18
	STORY4	EY	Bottom	0,00	16,25	1374,35	18903,579	14147,524	158,05
	STORY3	EY	Top	0,00	18,07	1505,39	20827,180	14147,524	158,05
	STORY3	EY	Bottom	0,00	18,07	1505,39	20827,180	18554,961	211,65
	STORY2	EY	Top	0,00	19,34	1605,82	22337,849	18554,961	211,65
	STORY2	EY	Bottom	0,00	19,34	1605,82	22337,849	23231,977	269,14
	STORY1	EY	Top	0,00	19,91	1654,74	23075,729	23231,977	269,14
	STORY1	EY	Bottom	0,00	19,91	1654,74	23075,729	29707,060	348,46

OK

Pour P

On effectue les mêmes étapes, on remplace seulement la combinaison P du poids

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	STORY8-1	POIDS	Bottom	134,17	0,00	0,00	0,000	751,331	-1663,6
	STORY8	POIDS	Top	2619,97	0,00	0,00	0,000	14668,655	-32488,1
	STORY8	POIDS	Bottom	3283,99	0,00	0,00	0,000	18338,207	-40656,1
	STORY7	POIDS	Top	5804,35	0,00	0,00	0,000	32453,659	-71919,1
	STORY7	POIDS	Bottom	6468,37	0,00	0,00	0,000	36123,211	-80087,1
	STORY6	POIDS	Top	8988,74	0,00	0,00	0,000	50238,664	-111349,1
	STORY6	POIDS	Bottom	9652,76	0,00	0,00	0,000	53908,216	-119517,1
	STORY5	POIDS	Top	12173,12	0,00	0,00	0,000	68023,669	-150780,1
	STORY5	POIDS	Bottom	12928,94	0,00	0,00	0,000	72207,300	-160086,1
	STORY4	POIDS	Top	15449,30	0,00	0,00	0,000	86322,753	-191349,1
	STORY4	POIDS	Bottom	16205,12	0,00	0,00	0,000	90506,385	-200655,1
	STORY3	POIDS	Top	18725,49	0,00	0,00	0,000	104621,838	-231918,1
	STORY3	POIDS	Bottom	19481,31	0,00	0,00	0,000	108805,470	-241224,1
	STORY2	POIDS	Top	22001,67	0,00	0,00	0,000	122920,922	-272486,1
	STORY2	POIDS	Bottom	22861,53	0,00	0,00	0,000	127687,178	-283083,1
	STORY1	POIDS	Top	24969,87	0,00	0,00	0,000	139696,840	-309236,1
	STORY1	POIDS	Bottom	26116,35	0,00	0,00	0,000	146051,848	-323365,1

OK

V.1.7 Vérification de l'Effet de la torsion d'axe vertical

D'après le RPA 99 version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.05 L$, doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit: C_M : centre de masse.

C_R : centre de rigidité.

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

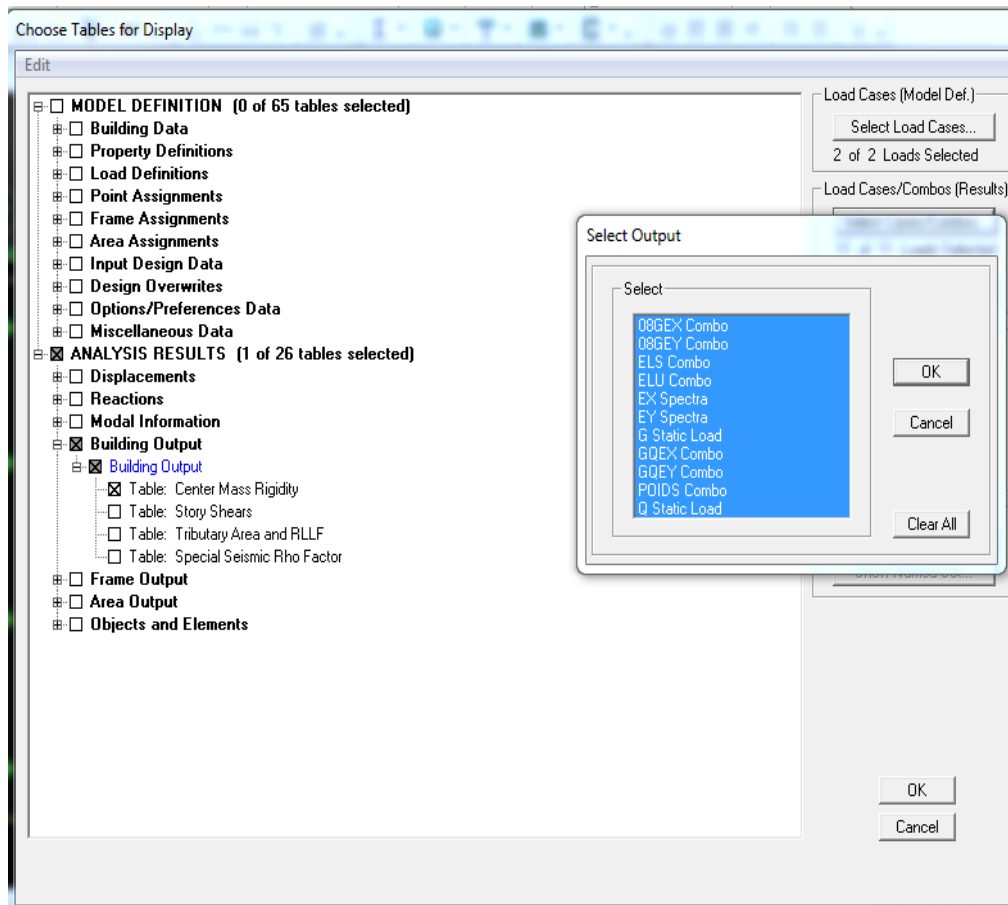
Pour déterminer les valeurs de C_M et C_R par logiciel ETABS, on suit l'étape suivante :

Display → **show tables** → Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → **Building Output**.

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combo → **Center Mass Rigidity** → **OK** → **OK**



On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (centre de gravité et centre de torsion) puis on effectue les calculs. Leur écartement est tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Story	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Conclusion
	XCCM	YCCM	XCR	YCR	e_x	e_y	e_x	e_y	
RDC	12,367	5,65	12,295	5,598	0,072	0,052	1,24	0,56	CV
ÉTAGE 1	12,373	5,584	12,336	5,639	0,037	-0,055	1,24	0,56	CV
ÉTAGE 2	12,373	5,584	12,341	5,684	0,032	-0,1	1,24	0,56	CV
ÉTAGE 3	12,373	5,584	12,343	5,725	0,03	-0,141	1,24	0,56	CV
ÉTAGE 4	12,373	5,583	12,344	5,759	0,029	-0,176	1,24	0,56	CV
ÉTAGE 5	12,372	5,583	12,344	5,79	0,028	-0,207	1,24	0,56	CV
ÉTAGE 6	12,903	5,5	12,344	5,818	0,559	-0,318	1,24	0,56	CV
ÉTAGE 7	13,45	5,233	12,347	5,842	1,103	-0,609	1,24	0,56	CV

Conclusion

On remarque que la condition de l'effet de torsion est vérifiée pour tous les étages dans le sens

X-X et dans le sens Y-Y.

Ferrailage des poteaux

VI. 2.1. Introduction

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal (N_{\max}) et moment correspondant (M_{cor}).
- effort normal minimal (N_{\min}) et le moment correspondant (M_{cor}).
- moment fléchissant maximal (M_{\max}) et l'effort normal correspondant (N_{cor}).

Les caractéristiques de calculer en situation durable et accidentelle :

Situation	θ	béton			Aciers		
		γ_b	$F_{c28}(\text{MPa})$	$F_{bu}(\text{MPa})$	$F_e(\text{MPa})$	γ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	0.85	1.5	25	14.2	400	1.15	348
Accidentelle	1	1.15	25	18.48	400	1	400

VI.1.2. Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 Version 2003 et BAEL 91 modifié 99 comme suite :

- Situation durable à l'ELU selon BAEL91 modifiée 99 : $1,35 G + 1,5 Q \dots \dots \dots (1)$
- Situation accidentelle (article 5.2) selon le RPA99 version 2003 :
- $G + Q \pm E \dots \dots \dots (2)$
- $0,8 G \pm E \dots \dots \dots (3)$

VI.1.3. Recommandation du RPA 99 version 2003

- Armatures longitudinales

D'après l' (Art 7.4.2.1) du RPA99/version 2003:

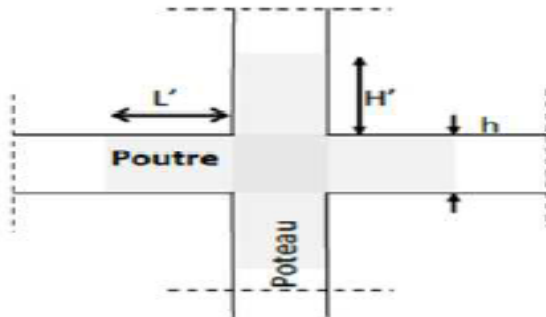
- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à:
 - Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
 - Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Tableau VI.1 Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA

Section des poteaux	Pourcentage minimal $A_{min}=0,008 \times b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement $A_{max}=0,06 \times b \times h$ (cm ²)	Zone courante $A_{max}=0,04 \times b \times h$ (cm ²)
Poteaux (45x45)	16.2	121.5	81
Poteaux (40x40)	12.8	96	64
Poteaux (35x35)	9.8	73.5	49

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur de recouvrement est $L_r = 40 \phi_L$ en zone **IIa**
- La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser 25cm en zone **IIa**.

Délimitation de la zone nodale :



$$h' = \{h_e/6, b_1, h_1, 60\}$$

Pour:

- les poteaux de RDC (45x45) : $h' = \{408/6, 45, 60\} = 68\text{cm}$
- les poteaux (40x40) : $h' = \{306/6, 40, 60\} = 60\text{cm}$
- les poteaux (35x35) : $h' = \{306/6, 35, 60\} = 60\text{cm}$

$$L' = 2 \times h$$

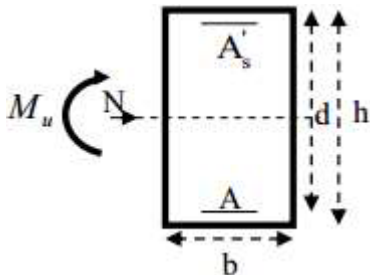
Pour les poutres (25x35) : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$

VI.1.4. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

➤ **Exposé de la méthode de calcul à l'ELU**

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et un moment fléchissant M_f , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

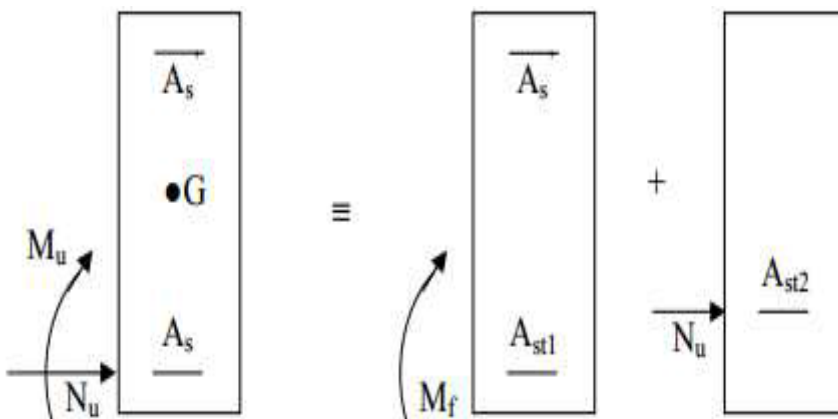


1^{er} cas : Section partiellement comprimée (SPC)

Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

$$\begin{cases} e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u \cdot (d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{cases} \text{ Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

M_f : Moment fictif



Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\text{avec: } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.20 \text{ MPa}$$

- Si : $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée.

On détermine β du tableau

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est : $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

$$\text{si: } A_s < 0 \quad \text{donc: } A_s = \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0.23bh \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

- Si : $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée

On calcule : $M_r = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

Avec : M_r : Moment ultime pour une section simplement armée (SDA)

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

La section réelle d'armature est : $A'_s = A'$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

2^{ème} cas : Section entièrement comprimée (SEC)

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u \cdot (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right.$$

Les sections d'armatures sont

$$A_1 = \frac{N - 100 \cdot \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} ; A_2 = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.375 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b h f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

➤ Exemple de calcul a l'ELU

Pour les poteaux (45x45) :

$$N_u = -1402,22 \text{ KN} ; M_u = 78,04 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'excentricité (e) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 78.04/1402.22 = 0.056 \text{ m}$$

$$e_u = 5.6 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = 45/2 - 2 = 22.5 \text{ cm} \rightarrow \text{(S.E.C)}$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

On a:

$$M_f = 78.04 + 1402.22 (0.45/2 - 0.03) = 351.47 \text{ KN.m}$$

$$\left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{0.03}{0.45} \right) \times 0.45 \times (0.45)^2 \times 14.2 \cdot 10^3 = 366.19 \text{ KN.m}$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f = 351.47 \text{ KN.m} < \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = 366.19 \text{ KN.m} \rightarrow \text{(S.P.C)}$$

• Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \left(\frac{351.47 \times 10^3}{45 \times 42^2 \times 14.2} \right) = 0.312 \text{ KN.m}$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{(S.S.A) (As' = 0)}$$

$$\mu = 0.312 \rightarrow \beta = 0.807$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{351.47 \times 10^6}{0.807 \times 42 \times 348 \times 10^2} = 297.98 \text{ mm}^2 = 2.98 \text{ cm}^2$$

La section réelle d'armature est:

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 297.47 - \frac{1402.22 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 257.18 \text{ mm} = 2.57 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

➤ **Calcul du ferrailage des poteaux :**

Le ferrailage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec ». Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal

Section	poteau	Effort normal N « KN »	Moment M « KN.m »	observation	As cm ²	Ai Cm ²
Zone I (45x45)	C19	Nmax=1402,22 (ELU)	Mcorr= -1,649	SEC	0	0
	C29	Nmin= -409,35 (08GEY)	Mcorr= 6,851	SET	5,38	6,39
	C5	Ncorr = 501,02 (GQEX)	Mmax= -78,036	SET	12,95	1,45
Zone II (40x40)	C19	Nmax=1022,35 (ELU)	Mcorr= -7,023	SEC	0	0
	C31	Nmin= -167,64 (08GEY)	Mcorr= 39,397	SPC	0	5,67
	C30	Ncorr= 336,46 (GQEX)	Mmax= -71,726	SPC	1,39	0
Zone III (35x35)	C19	Nmax= 518,55 (ELU)	Mcorr= -9,523	SEC	0	0
	C31	Nmin= -28,14 (08GEY)	Mcorr= 32,96	SPC	0	3,48
	C30	Ncorr= 17,32 (08GEY)	Mmax= 55,22	SPC	0	5,03

- Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures As correspondante recommandée par le règlement « RPA.99/modifiée2003 » en zone IIa.

Niveau	Section (cm ²)	As(cm ²)	Ai(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Choix de A (cm ²)
RDC et 1er étage.	(45x45)	12,95	6,39	16.2	16.08	4HA16+4HA16
2ème au 4ème étage	(40x40)	1,39	5,67	12.8	14.2	4HA16+4HA14
5ème au 7ème étage	(35x35)	0	5,03	9.8	10.68	4HA14+4HA12

VII.2.5. Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement
- Positionner les armatures longitudinales

➤ **Selon BAEL 91 modifier 99 (Art A8.1.3)**

• **Le diamètre :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \phi_l \max / 3 \rightarrow \phi_t = 16 / 3 = 5.33$$

Soit: $\phi_t = 8\text{mm}$ Avec : Φ_l : est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

➤ **Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e}$$

Avec : A_t : armatures transversales

V_u : effort tranchant de calcul

h_e : hauteur totale de la section brute

S_t : espacement des armatures transversales

Espacement des armatures transversales « S_t » Selon le RPA99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale

$$S_t \leq \min (10\phi_l ; 15\text{cm}) \quad \text{longitudinale}$$

$$S_t \leq \min (10 \times 1,2 ; 15\text{cm}) = \min (12 ; 15\text{cm}) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante

$$S_t \leq 15 \phi_l$$

$$S_t \leq 15 \phi_l = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Avec : $\phi_l = 12\text{mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Conclusion :

On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante

- **Coefficient correcteur « ρ »** : qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

$$\rho = 2.5 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3.75 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5$$

- **Calcul d'élancement géométrique :**

Tableau VI.3 des valeurs de l'élancements géométrique λ_g .

SECTION DES POTEAUX (cm ²)	L ₀ (m)	L _f =0.7L ₀ (m)	$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$
(45x45)	4.08	2.856	6.347
(45x45)	3.06	2.142	4.76
(40x40)	3.06	2.142	5.355
(35x35)	3.06	2.142	6.12

niveau	Section (cm ²)	Effort tranchant max à l'ELU (KN)	Effort tranchant max à l'ELS (KN)
RDC et 1er étage	Zone I (45x45)	50.72	10.23
Du 2ème au 4ème étage	Zone II (40x40)	52.7	08.17
Du 5ème au 7ème étage.	Zone III (35x35)	38.92	15.11

Poteau (35x35) (étages 5-6-7) :

$$\lambda_g = 6.12 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

Vu : L'effort tranchant max Vu = 38.92 KN

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 38.92}{350 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 69,50 \text{ mm}^2$$

En zone courante: $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 38.92}{350 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 104.25 \text{ mm}^2$$

Poteau (40×40) (étages 2-3-4)

$$\lambda_g = 5.335 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 52.70 \text{ KN}$

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 52.70}{400 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 82.34 \text{ mm}^2$$

En zone courante: $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 52.70}{400 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 123.51 \text{ mm}^2$$

Poteau (45×45) (étage 1)

$$\lambda_g = 4.76 \rightarrow \lambda_g < 5 \rightarrow \rho = 3.75$$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 50.72 \text{ KN}$

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 50.72}{450 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 105.67 \text{ mm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 50.72}{450 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 158.5 \text{ mm}^2$$

Poteau (45×45) (RDC)

$$\lambda_g = 6.347 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 50.72 \text{ KN}$

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 50.72}{450 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 70.45 \text{ mm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 50.72}{450 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 105.67 \text{ mm}^2$$

VI.1.6. Vérifications à l'ELU

➤ Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales selon RPA (article 7.4.2.2)

$A_t / b.S_t$ en % est donnée comme suit :

- si $\lambda_g \geq 5$ la quantité d'armatures transversale est 0.3%
- si $\lambda_g < 3$ la quantité d'armatures transversale est 0.8%
- si $3 \leq \lambda_g < 5$ la quantité d'armatures transversale est donnée par interpolation entre les valeurs limites précédentes

Tableau VI.4 Sections des armatures transversales

poteaux	λ_g	$\frac{A_t}{b \times S_t}$ (%)	Zones	$A_{\min} = \% \times b \times S_t (\text{cm}^2)$	$A_{\text{calculé}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{choi}} (\text{cm}^2)$	Vérification $A_{\min} < A_{\text{choi}}$
(45x45) RDC	6.347	0.3%	nodale	1.35	0.70	4Ø10 = 3.14	CV
			courante	2.025	1.06	4Ø10 = 3.14	CV
(45x45) 1 ^{er} étage	4.76	0.36%	nodale	1.62	1.06	4Ø10 = 3.14	CV
			courante	2.43	1.59	4Ø10 = 3.14	CV
(40x40) du 2 ^{ème} au 4 ^{ème} étage	5.355	0.3%	nodale	1.2	0.82	4Ø10 = 3.14	CV
			courante	1.8	1.24	4Ø10 = 3.14	CV
(35x35) du 5 ^{ème} au 7 ^{ème} étage.	6.12	0.3%	nodale	1.05	0.695	4Ø10 = 3.14	CV
			courante	1.575	1.043	4Ø10 = 3.14	CV

Remarque :

D'après le tableau ci-dessus, $A_{\min} < A_{\text{choi}}$, les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées avec un cadre de T10 de sections transversales ($4\text{Ø}10 = 3.14 \text{ cm}^2$) dans la zone courante et la zone nodale.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimale : $10 \phi_t \text{ min} = 8\text{cm}$.

➤ **Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1)**

La longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \phi_1$

- Pour les **HA12** : $L = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$
- Pour les **HA14** : $L = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$
- Pour les **HA16** : $L = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$

➤ **Longueur de scellement droit (BAEL 91 modifiée 99/Art 2.3.2)**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec: } \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

Et : $\Psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence , $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

❖ Pour les HA12 :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

❖ Pour les HA14 :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

❖ Pour les HA16 :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}$$

➤ **Vérification au cisaillement : (RPA/ Art 7.4.3.2)**

On doit vérifier que:

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec : $\rho_d = 0.075$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_d = 0.04$ si $\lambda_g \leq 5$

Tableau VI.5 Vérification au cisaillement

poteaux	V_u	b	H	λ_g	ρ_d	τ_b	$\bar{\tau}$	Vérification $\tau_b \leq \tau_{bu}$
(45x45) RDC	50.72	45	45	6.347	0.075	0.250	1.875	CV
(45x45) 1 ^{er} étage	50.72	45	45	4.76	0.040	0.250	1	CV
(40x40) du 2 ^{ème} au 4 ^{ème} étage	52.70	40	40	5.355	0.075	0.330	1.875	CV
(35x35) du 5 ^{ème} au 7 ^{ème} étage.	38.92	35	35	6.12	0.075	0.320	1.875	CV

VI.1.7. Vérification à L'ELS

➤ Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

➤ Condition de non fragilité

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :

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

Avec : A_{min} : section minimale d'aciers tendus

f_{t28} : résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours

f_e : contrainte limite élastique des aciers

e_s : excentricité de l'effort normal à l'ELS

d : hauteur utile

A_s : la section d'armature longitudinale adopté.

Tableau VI.6 vérification de la condition de non fragilité.

Section	Effort normal Nu « KN »	Moment M _s « KN.m »	e _s « m »	A _{min}	A _{adopté} (cm ²)	Remarque
Zone I (45x45)	Nmax=1402,22 (ELU)	Mcorr= -1,649	0,001	5,61	16.08	CV
	Nmin= -409,35 (08GEY)	Mcorr= 6,851	0,017	5,62		
	Ncorr = 501,02 (GQEX)	Mmax= -78,036	0,156	5,68		
Zone II (40x40)	Nmax=1022,35 (ELU)	Mcorr= -7,023	0,007	4,40	14.2	CV
	Nmin= -167,64 (08GEY)	Mcorr= 39,397	0,235	4,49		
	Ncorr= 336,46 (GQEX)	Mmax= -71,726	0,213	4,48		
Zone III (35x35)	Nmax= 518,55 (ELU)	Mcorr= -9,523	0,018	3,33	10.68	CV
	Nmin= -28,14 (08GEY)	Mcorr= 32,96	1,171	3,81		
	Ncorr= 17,32 (08GEY)	Mmax= 55,22	3,188	5,63		

➤ **Etat limite de compression du béton (BAEL 91modifier 99 Art A.4.5.2)**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

Remarque :

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

-Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC] :

Tableau VI.7 Vérification des contraintes.

Section	Effort normal N_s « KN »	Moment M_s « KN.m »	Observation	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Vérification
(45x45)	Nmax=1022,78	Mcorr= -1,2	SEC	4,03	4,13	15	CV
	Nmin= 233,45	Mcorr = -0,46	SEC	0,91	0,95		CV
	Ncorr = 709,01	Mmax= 20,424	SEC	3,7	1,95		CV
(40x40)	Nmax=745,75	Mcorr= -5,107	SEC	3,38	3,98	15	CV
	Nmin= 108,53	Mcorr= -0,485	SEC	0,51	0,56		CV
	Ncorr=270,4	Mmax= -17,83	SEC	0,27	2,39		CV
(35x35)	Nmax= 378,61	Mcorr= -6,925	SEC	1,82	3,08	15	CV
	Nmin= 9,99	Mcorr= 0,573	SEC	0,12	0,01		CV
	Ncorr= 64,65	Mmax= -21,383	SPC	0	2,78		CV

VI.1.7. Conclusion

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Tableau : Résultats de ferrailage des poteaux

Niveaux	Section	Ferrailage
RDC et 1 ^{er} étage	(45x45)	4HA16+4HA16
du 2 ^{ème} au 4 ^{ème} étage	(40x40)	4HA16+4HA14
du 5 ^{ème} au 7 ^{ème} étage	(35x35)	4HA14+4HA12

VII Ferrailage des poutres

VII.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux .Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Les poutres comportent des armatures longitudinales et transversales.

Le calcul de la section d'armature se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$ à l'ELU ; BAEL 91
- $G + Q$ à l'ELS ; BAEL91
- $G + Q \pm E$; RPA99/Version 2003
- $0,8G \pm E$; RPA99/Version 2003

VII.2 Recommandations du RPA99/version 2003 :

1) Armatures longitudinales (version 2003 art 7.5.2.1 RPA) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- ❖ Poutres principales :(25x35)
- ❖ Poutres secondaires : (25 × 35)

$$\text{Donc : } A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,38 [\text{cm}^2]$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ 4% en zone courante

$$A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 [\text{cm}^2]$$

- ✓ 6% en zone de recouvrement.

$$A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52.5 [\text{cm}^2]$$

2) Armatures transversales (version 2003 art 7.5.2.2RPA) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} s_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{En zone nodale.} \\ s_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{En dehors de la zone nodale.} \end{array} \right.$$

Avec :

ϕ Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

VII.3 Calcul des armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \text{ Avec } f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action, il a pour valeur :

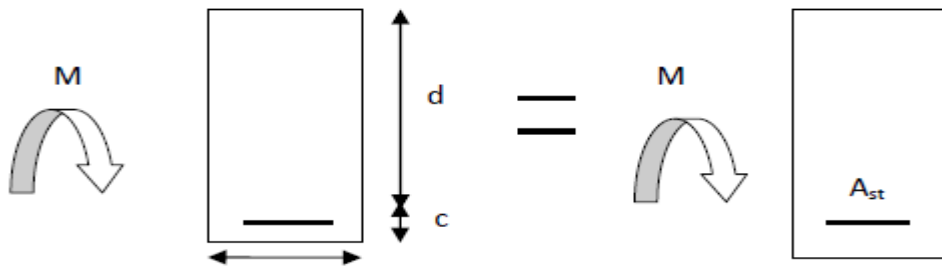
$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ Si } t \geq 24h \\ \theta = 0,9 \text{ Si } 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0,85 \text{ Si } t \leq 1h \end{array} \right.$$

❖ **1er cas:**

Si $\mu < \mu_l = 0,392$ → Section simplement armée (SSA) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

La section d'acier tendue :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$



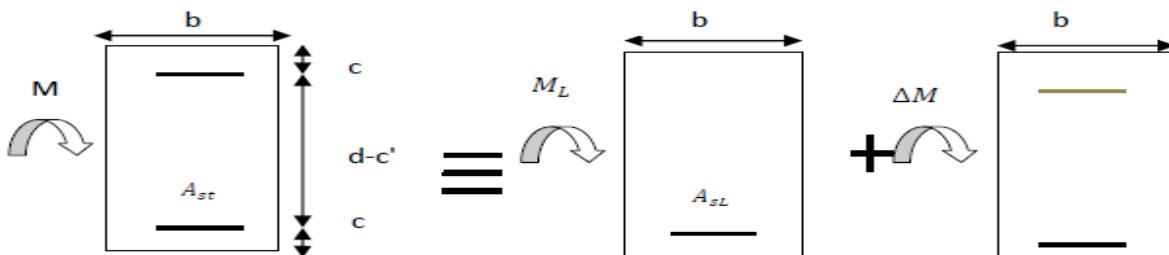
Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

d : Distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

❖ 2^{ème} cas:

$\mu > \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections.



$$A_{st} = A_{SL} + A_{S2} = \frac{M_e}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{SC} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u -$$

M_u :Moment sollicitant.

M_e :Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

Remarque :

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

Tableau VII.1 Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

	f_{c28} [MPa]	f_e [MPa]	f_{bu} [MPa]	γ_b	γ_s	θ	σ_{st} [MPa]
Situation Accidentelle	25	400	21,74	1,15	1	0,85	400
Situation Courante	25	400	14,2	1,5	1,15	1	348

Exemple de calcul :**1-Poutres principales(25 × 35)**➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{64,47 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14,2} = \mathbf{0,178} < \mu_l = \mathbf{0,392}$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = \mathbf{0,178} \longrightarrow \beta = 0,901$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{64,47 \times 10^3}{0,901 \times 32 \times 348} = 6,43 \text{ [cm}^2\text{]}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{90,215 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14,2} = \mathbf{0,248} < \mu_l = \mathbf{0,392}$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = \mathbf{0,248} \longrightarrow \beta = 0,855$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{90,215 \times 10^3}{0,855 \times 32 \times 348} = 9,48 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Poutre principale	M_{\max} (KN.m)	μ	obs	β	A_s (cm ²)	ferrailage	A adoptée (cm ²)
En travée	64.47	0,177	SSA	0,901	6.43	3HA14+3HA14	09.24
Aux appuis	90.215	0,248	SSA	0,855	9.48	3HA14+3HA16	10 ,65

2-Poutre secondaires(25 × 35) :**➤ En travée :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{37.99 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14,2} = 0,105 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,105 \longrightarrow \beta = 0,945$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{37.99 \times 10^3}{0,945 \times 32 \times 348} = 3.61 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{61.72 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14,2} = 0,170 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,170 \longrightarrow \beta = 0,906$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{61.72 \times 10^3}{0,906 \times 32 \times 348} = 6.12 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Poutre principale	$M_{\max}(\text{KN.m})$	μ	obs	β	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	ferrailage	A adoptée (cm ²)
En travée	37.99	0,105	SSA	0,945	3.61	3HA14	4.62
Aux appuis	61.72	0,170	SSA	0,906	6.12	3HA14+2HA12	8,01

VII.4 Vérification des armatures longitudinales :

A) Condition de non fragilité : (BAEL91Art A.4.2)

1. Poutres principales PP :

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 32 \times 2,1}{400} = 0,966[\text{cm}^2]$$

- Aux appuis :

$$A_{\text{adoptée}} = 10,65\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,966[\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 10,65\text{cm}^2 > A_{\text{min}} (\text{RPA}) = 4,375 [\text{cm}^2]$$

- En travée :

$$A_{\text{adoptée}} = 10,65 > A_{\text{min}} = 0,966[\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Poutres secondaires PS :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 32 \times 2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :

$$A_{\text{adoptée}} = 8,01\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,966[\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 8,01 > A_{\text{min}} (\text{RPA}) = 4,375[\text{cm}^2]$$

- En travée :

$$A_{\text{adoptée}} = 6,03 > A_{\text{min}} = 0,966[\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

1. Poutres principales PP :

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$ Avec : $T_u^{\text{max}} = 111,76[\text{KN}]$ effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{111,76 \times 10^3}{250 \times 320} = 1,397[\text{MPa}]$$

$$\diamond \quad \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 [\text{MPa}]\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ [MPa]}\right) \bar{\tau}_u = \longrightarrow \min(3,33; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 1,397 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Poutres secondaires PS :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u \text{ Avec : } T_u^{\max} = 51,48 \text{ [KN]} \text{ effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.}$$

$$\tau_u = \frac{51,48 \times 10^3}{250 \times 320} = 0,643 \text{ [MPa]}$$

$$\diamond \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ [MPa]}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ [MPa]}\right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 0,643 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

C) Influence de l'effort tranchant :0

1. Poutres principales PP :

➤ Sur le béton : (BAEL 91 modifiée Art A.5.1.313.)

$$T_u = \frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = \frac{0,4 \times 25}{1,5} \times 0,9 \times 320 \times 250 = 480 \text{ [KN]}$$

On a :

$$T_u^{\max} = 111,76 \text{ [KN]} < 480 \text{ [KN]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sur acier : (BAEL 91 modifiée Art A.5.1.312.)

On doit vérifier que :

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{a\max}}{0,9 \times d}\right) > 0$$

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{a\max}}{0,9 \times d}\right) = \left(111,76 - \frac{98,522}{0,9 \times 0,32}\right) = -230,33 < 0 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

2. Poutres secondaires PS :

➤ Sur le béton : (. BAEL 91 modifiée Art A.5.1.313)

$$\frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = \frac{0,4 \times 25}{1,5} \times 0,9 \times 320 \times 250 = 480 \text{ [KN]}$$

On a :

$$T_u^{\max} = 51,48 \text{ [KN]} < 480 \text{ [KN]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sur acier : (BAEL 91 modifiée Art A.5.1.312.)**

On doit vérifier que :

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \times d} \right) > 0$$

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \times d} \right) = \left(51,48 - \frac{74,314}{0,9 \times 0,32} \right) = -206,55 < 0 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

D) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A.6.1. 3 BAEL91)

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

1. Poutres principales PP :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 1,6 + 3 \times 3,14 \times 1,4 = 28,26 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{111,76 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 282,6} = 1,373 \text{ [MPa]}$$

$\tau_{se} = 1,373 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ [MPa]} \quad \longrightarrow \text{ Condition vérifiée.}$

2. Poutres secondaires PS :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 1,2 + 3 \times 3,14 \times 1,4 = 24,492 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{51,48 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 244,92} = 0,729 \text{ [MPa]}$$

E) Ancrage des armatures (longueur de scellement) (BAEL 91 modifiée 99art 6.1.22) :

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{su}}$

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

- Pour les \varnothing_{12} : $L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ [cm]}$
- Pour les \varnothing_{14} : $L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ [cm]}$
- Pour les \varnothing_{16} : $L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ [cm]}$

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 $0,4l_s$, pour les aciers HA.

- Pour les \varnothing_{12} : $L_a = 16,932 \text{ [cm]}$
- Pour les \varnothing_{14} : $L_a = 19,75 \text{ [cm]}$
- Pour les \varnothing_{16} : $L_a = 22,576 \text{ [cm]}$

F) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{35}, \emptyset_1, \frac{b}{10}\right) = \min(1; 1,2; 2,5) = 1 \text{ [cm]}$$

\emptyset_1 : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

on prend $\emptyset = 8 \text{ [mm]}$

On choisira un cadre + un étrier soit $\emptyset = 8 \text{ [mm]}$

❖ Espacement d'armatures :**• Poutres principales :****➤ Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset_1\right) \longrightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1,4\right)$$

$$S_t \leq \min(8,75; 16,8) \text{ Soit : } S_t = 8 \text{ [cm]}$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b$$

(RPA version 2003 Art 7.5.2.2)

$$A_{tmin} = 0,003 \times 8 \times 25 = 0,6 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{➤ Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \quad S_t \leq 17,5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ [cm]}$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Poutres secondaires :**➤ Zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset_1\right) S_t \leq \longrightarrow \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1,2\right)$$

$$S_t \leq \min(8,75; 14,4) \text{ Soit : } S_t = 8 \text{ [cm]}$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 8 \times 25 = 0,6 \text{ [cm}^2\text{]}$$

➤ Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \longrightarrow S_t \leq 17,5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ [cm]}$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ [cm}^2\text{]}$$

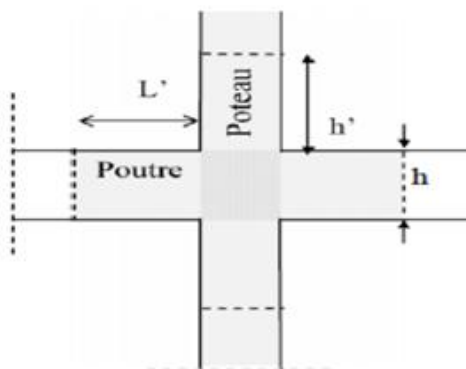
G) Délimitation de la zone nodale RPA99/version 2003 Art 7.4.2.1:

$$\begin{cases} L' = 2 \times h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\right) [\text{cm}] \end{cases}$$

h: Hauteur de la poutre.

b₁, h₁: Dimensions du poteau.

h_e: Hauteur entre nus des poteaux.



Délimitation de la zone nodale.

On aura :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\right) [\text{cm}]$$

- Poutres principales : $L' = 2 \times 35 = 70$ [cm]
- Poutres secondaires : $L' = 2 \times 35 = 70$ [cm]

✓ **Remarque :**

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5[cm]** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Armatures transversales minimales :**
- **Poutres principales et poutre secondaire :**

❖ **Zone nodale :**

$$A_{\text{tmin}} = 0,003 \times 8 \times 25 = 0,6 [\text{cm}^2]$$

$$A_{\text{adop}} = 2,01 [\text{cm}^2] > A_{\text{tmin}} = 0,6 [\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Zone courante:**

$$A_{\text{tmin}} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 [\text{cm}^2]$$

$$A_{\text{adop}} = 2,01[\text{cm}^2] > A_{\text{tmin}} = 1,125 [\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.5 Vérification à L'ELS :

1. Etat d'ouverture des fissures :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

2. Etat limite de compression du béton :

On détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- ❖ Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348[\text{MPa}]$
- ❖ Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15[\text{MPa}]$

- Vérification de la contrainte dans le béton :

La contrainte de compression de béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15[\text{MPa}]$$

- Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

β_1 Est en fonction de : $\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

(β_1, K_1) Sont tirer du tableau à l'ELS.

Poutre principale :

PP	M _{max} (KN.m)	A _{st}	ρ	α	β	K ₁	k	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
En travée	28,447	10,65	1,33	0,463	0,845	17,36	0,057	98,78	5,63	15	cv
Aux appuis	50,144	10,65	1,33	0,463	0,845	17,36	0,057	174,12	9,92	15	cv

➤ **poutre secondaire :**

PP	M _{max} (KN.m)	A _{st}	ρ	α	β	K ₁	k	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
En travée	30,358	6,78	0,847	0,394	0,870	23,18	0,043	160,83	6,91	15	cv
Aux appuis	43,822	8,01	1,001	0,418	0,860	20,48	0,047	198,80	9,34	15	cv

VII.2.6 Vérification de la flèche :

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens .BAEL99 (art.6.5.2)

$$f_{ETABS} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

➤ **sens des poutres principales :**

$$0,079[\text{cm}] < \frac{400}{500} = 0,8[\text{cm}] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **sens des poutres secondaires :**

$$0,02607[\text{cm}] < \frac{380}{500} = 0,76[\text{cm}] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ferrailage des voiles

Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges permanent et surcharges), et à des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les voiles seront calculés en flexion composé sous les combinaisons les plus défavorables.

Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

VIII-1 Combinaison d'action

Les combinaisons à prendre en comptes sont données ci-dessous :

Selon le RPA version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

Selon le (BAEL 91 modifiée 99) :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs on décompose notre structure en trois zones :

- Zone I : entre sols au 2^{ème} étages.
- Zone II : 3^{ème} au 6^{ème} étages
- Zone III : du 7^{ème} étages jusqu'au 9^{ème} étages.

VIII-2 Ferrailage des voiles

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la **RDM**, qui se fait pour une bande de largeur (d).

➤ **Exposé de la méthode de calcul**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N, M**) :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : **B** : section du voile. , **B = L × e**.

I : moment d'inertie du voile considéré.

V=V' : bras de levier du voile : $V = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) \text{ RPA 99 (Art.7.7.4).}$$

Avec : **h_e**: hauteur entre nus du planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée, avec $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$

L_t = L - L_c avec L_t : longueur de la zone tendue.

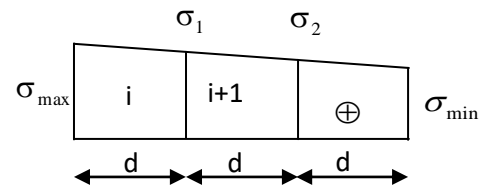
En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

1. section entièrement comprimée (SEC).
2. Section partiellement comprimée (SPC).
3. Section entièrement tendue (SET).

❖ Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$



Avec e : épaisseur du voile. Figure VI-III-1: Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

❖ Section partiellement comprimée :

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e \sigma_{\max}$$

$$N_i = \frac{\sigma + \sigma_1}{2} \times d \times e + \sigma_{\min}$$

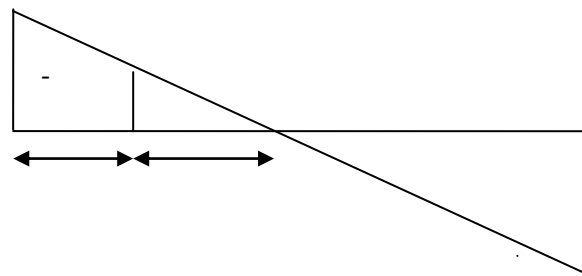


Figure VI-III-2: Diagramme des contraintes d'une (S.P.C)

❖ Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

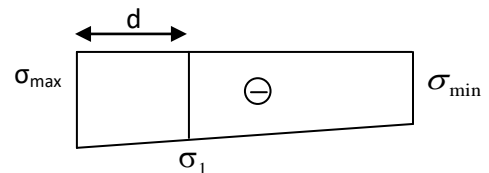


Figure VIII-3: Diagramme des contraintes d'une (S.E.T)

1- Armatures verticales :

❖ Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec : B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa.

❖ **Section partiellement comprimée (BAEL91 Art. A.11.3):**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

Avec σ_{s10} : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 400 MPa.

❖ **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

2- Armatures minimales :

❖ **Compression simple (2BAEL91 modifiée 99 Art. A.8.1.) :**

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec B : section du béton comprimée.

❖ **Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec : B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

3- Exigences de R PA 99 révisé 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

❖ Globalement dans la section du voile **15 %**.

❖ En zone courantes **0.10 %**.

4- Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ .

- D'après le (BEAL 91 modifiée 99) : $A_H = \frac{A_v}{4}$
- D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \times B$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **0.1** de l'épaisseur du voile.

5- Armatures transversales :(RPA 2003 article 7.7.4.3)

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 RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingle au mètre carré.

6- Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit **s'ajouter** à la **section d'aciers tendus** nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

7- Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est \geq **4HA10**.

8- Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 modifier 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

9- Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

11- Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser (0.10) de l'épaisseur du voile.

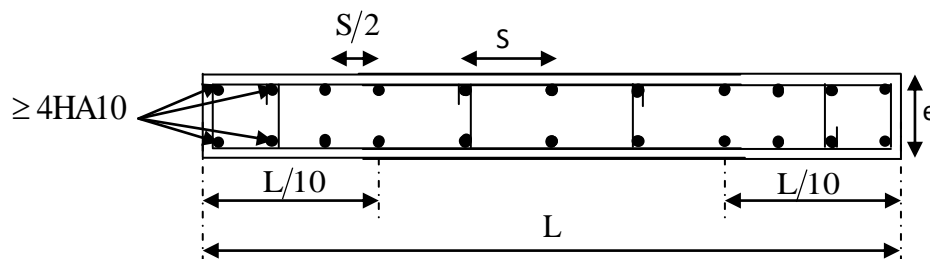


Figure VIII-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VIII-3 Vérifications➤ **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère l'effort : $N_s = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec : N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**➤ **D'après le RPA 2003**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{Avec : } V = 1.4 \times V_{u,calcul}$$

D'ou: b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile (**d = 0.9 × h**).

h : Hauteur totale de la section brute.

➤ **D'après le BAEL :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

	Voile VL1			
	zone	I	II	III
caracteristiques	L (m)	1,3	1,3	1,3
geometriques	e(m)	0,2	0,15	0,15
	B(m ²)	0,26	0,195	0,195
	I(m ⁴)	0,037	0,027	0,027
	v=v'=L/2 (m)	0,65	0,65	0,65
sollicitations de calcul	Nmax (KN)	1194,59	812,43	444,82
	Nmin (KN)	-14,09	278,32	187,39
	M (KNm)	528,05	217,45	118,05
	Nser (KN)	708,06	593,91	325,28
	T (KN)	173,02	129,22	96,72
	σmax (KN/m ²)	7911,43	3551,71	2989,47
	σmin (KN/m ²)	-3324,99	-24,27	-520,56
	nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,915	1,291	1,107
	Lc(m)	0,385	0,009	0,193
	d1 = d2 (cm)	0,192	0,004	0,096
	σ1 (KN/m ²)	1662,495	12,135	260,280
	N1 (KN)	95,931	0,012	5,645
N2 (KN)	31,977	0,004	1,882	
	Av1 (cm ²)	2,757	0,000	0,162
	Av2 (cm ²)	0,919	0,000	0,054
section minimale (RPA99v2003)	Amin (cm ²)	1,923	0,033	0,723
	Avj (cm ²)	6,661	4,975	3,724
	A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	4,422	1,244	1,093
	A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	2,584	1,244	0,985
choix par nappe	bande 1	2x2HA14= 6,16 cm ²	2x2HA12= 4,52 cm ²	2x2HA12= 4,52 cm ²
	bande2	2x3HA12= 6,79 cm ²	2x3HA12= 6,79 cm ²	2x3HA10= 4,71 cm ²
espacement	bande 1	10	10	10
	bande2	20	20	20
Armatures horizontales/nappe	Av/4	1,11	0,31	0,27
	0,15%B	0,577	0,013	0,289
	Ah	1,11	0,31	0,29
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
verificationdes contrainte	ζb=5	0,440	0,328	0,246
	ζu=3,25	0,314	0,235	0,176
	σbc=15	2,381	2,105	0,894

	Voile VL2			
	zone	I	II	III
caracteristiques	L (m)	1,2	1,2	1,2
geometriques	e(m)	0,2	0,15	0,15
	B(m ²)	0,24	0,18	0,18
	I(m ⁴)	0,029	0,022	0,022
	v=v'=L/2 (m)	0,6	0,6	0,6
sollicitations de calcul	Nmax (KN)	875,79	588,84	325,5
	Nmin (KN)	-29,18	153,99	126,4
	M (KNm)	585,19	230,123	101,49
	Nser (KN)	532,03	430,12	237,76
	T (KN)	224,35	138,95	77,69
	σmax (KN/m ²)	5607,76	2661,6	1677,71
	σmin (KN/m ²)	-1987,1	-75,97	-119,76
	nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,886	1,167	1,120
	Lc(m)	0,314	0,033	0,080
	d1 = d2 (cm)	0,157	0,017	0,040
	σ1 (KN/m ²)	993,550	37,985	59,880
	N1 (KN)	46,791	0,142	0,539
N2 (KN)	15,597	0,047	0,180	
	Av1 (cm ²)	1,345	0,004	0,015
	Av2 (cm ²)	0,448	0,001	0,005
section minimale (RPA99v2003)	Amin (cm ²)	1,570	0,125	0,300
	Avj (cm ²)	8,637	5,350	2,991
	A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	3,504	1,341	0,763
	A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	2,608	1,339	0,753
choix par nappe	bande 1	2x2HA14= 6,16 cm ²	2x2HA12= 4,52 cm ²	2x2HA12= 4,52 cm ²
	bande2	2x3HA12= 6,79 cm ²	2x3HA12= 6,79 cm ²	2x3HA10= 4,71 cm ²
espacement	bande 1	7,5	7,5	7,5
	bande2	20	20	20
Armatures horizontales/nappe	Av/4	0,88	0,34	0,19
	0,15%B	0,471	0,050	0,120
	Ah	0,876	0,335	0,191
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
verificationdes contrainte	ζb=5	0,570	0,353	0,197
	ζu=3,25	0,407	0,252	0,141
	σbc=15	1,918	1,610	0,682

	Voile VT1			
	zone	I	II	III
caracteristiques	L (m)	2,5	2,5	2,5
geometriques	e(m)	0,2	0,15	0,15
	B(m ²)	0,5	0,375	0,375
	I(m ⁴)	0,260	0,195	0,195
	v=v'=L/2 (m)	1,25	1,25	1,25
sollcitations de calcul	Nmax (KN)	1526,22	860,32	483,68
	Nmin (KN)	272,55	132,23	40,99
	M (KNm)	1697,13	767,92	242,93
	Nser (KN)	727,1	576,89	304,87
	T (KN)	375,1	288,85	163,92
	σmax (KN/m ²)	7743,17	3170,84	1610,04
	σmin (KN/m ²)	-5256,48	-1296,87	-543,66
	nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,489	1,774	1,869
	Lc(m)	1,011	0,726	0,631
	d1 = d2 (cm)	0,505	0,363	0,316
	σ1 (KN/m ²)	2628,240	648,435	271,830
	N1 (KN)	398,529	52,938	19,299
	N2 (KN)	132,843	17,646	6,433
	Av1 (cm ²)	11,452	1,521	0,555
	Av2 (cm ²)	3,817	0,507	0,185
section minimale (RPA99v2003)	Amin (cm ²)	5,054	2,721	2,367
	Avj (cm ²)	14,441	11,121	6,311
	A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	15,062	4,301	2,132
	A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	7,428	3,287	1,763
choix par nappe	bande 1	2x4HA16= 16,08cm ²	2x4HA14= 12,32 cm ²	2x4HA12= 9,05cm ²
	bande2	2x5HA14= 15,39cm ²	2x5HA12= 11,31 cm ²	2x5HA10= 7,85cm ²
espacement	bande 1	15	15	15
	bande2	25	25	25
Armatures horizontales/nappe	Av/4	3,77	1,08	0,59
	0,15%B	1,516	1,089	0,947
	Ah	3,766	1,089	0,947
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
verificationdes contrainte	ζb=5	0,953	0,734	0,417
	ζu=3,25	0,681	0,524	0,298
	σbc=15	1,353	1,248	0,561

	Voile VT2			
	zone	I	II	III
caracteristiques	L (m)	1,2	1,2	1,2
geometriques	e(m)	0,2	0,15	0,15
	B(m ²)	0,24	0,18	0,18
	I(m ⁴)	0,029	0,022	0,022
	v=v'=L/2 (m)	0,6	0,6	0,6
sollicitations de calcul	Nmax (KN)	1290,75	577,87	403,89
	Nmin (KN)	396,56	149,88	-9,39
	M (KNm)	245,56	78,33	32,97
	Nser (KN)	525,43	422,13	232,33
	T (KN)	69,78	32,04	21,11
	σmax (KN/m ²)	6271,97	2713,89	1875,73
	σmin (KN/m ²)	-2649,23	-42,88	-309,22
	nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,844	1,181	1,030
	Lc(m)	0,356	0,019	0,170
	d1 = d2 (cm)	0,178	0,009	0,085
	σ1 (KN/m ²)	1324,615	21,440	154,610
	N1 (KN)	70,804	0,045	2,954
	N2 (KN)	23,601	0,015	0,985
	Av1 (cm ²)	2,035	0,001	0,085
	Av2 (cm ²)	0,678	0,000	0,028
section minimale (RPA99v2003)	Amin (cm ²)	1,782	0,070	0,637
	Avj (cm ²)	2,687	1,234	0,813
	A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	2,706	0,310	0,288
	A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	1,350	0,309	0,231
choix par nappe	bande 1	2x2HA14= 6,16 cm ²	2x2HA12= 4,52 cm ²	2x2HA12= 4,52 cm ²
	bande2	2x3HA12= 6,79 cm ²	2x3HA12= 6,79 cm ²	2x3HA10= 4,71 cm ²
espacement	bande 1	7,5	7,5	7,5
	bande2	20	20	20
Armatures horizontales/nappe	Av/4	0,68	0,08	0,16
	0,15%B	0,535	0,028	0,255
	Ah	0,677	0,077	0,255
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
verificationdes contrainte	ζb=5	0,177	0,081	0,054
	ζu=3,25	0,127	0,058	0,038
	σbc=15	1,895	1,580	0,666

Ferrailage des voiles

Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges permanent et surcharges), et à des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les voiles seront calculés en flexion composé sous les combinaisons les plus défavorables.

Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

VI-1 Combinaison d'action

Les combinaisons à prendre en comptes sont données ci-dessous :

Selon le RPA version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

Selon le (BAEL 91 modifiée 99) :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs on décompose notre structure en trois zones :

- Zone I : entre sols au 2^{ème} étages.
- Zone II : 3^{ème} au 6^{ème} étages
- Zone III : du 7^{ème} étages jusqu'au 9^{ème} étages.

VI-2 Ferrailage des voiles

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la **RDM**, qui se fait pour une bande de largeur (d).

➤ **Exposé de la méthode de calcul**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N, M**) :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : **B** : section du voile. , **B = L × e**.

I : moment d'inertie du voile considéré.

V=V' : bras de levier du voile : $V = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) \text{ RPA 99 (Art.7.7.4).}$$

Avec : **h_e**: hauteur entre nus du planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée, avec $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$

L_t = L - L_c avec L_t : longueur de la zone tendue.

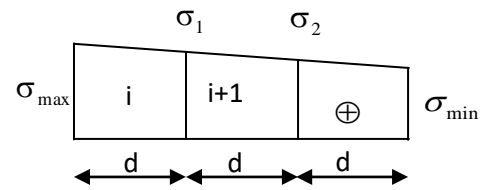
En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

1. section entièrement comprimée (SEC).
2. Section partiellement comprimée (SPC).
3. Section entièrement tendue (SET).

❖ Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$



Avec e : épaisseur du voile. Figure VI-III-1: Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

❖ Section partiellement comprimée :

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e \sigma_{\max}$$

$$N_i = \frac{\sigma + \sigma_1}{2} \times d \times e + \sigma_{\min}$$

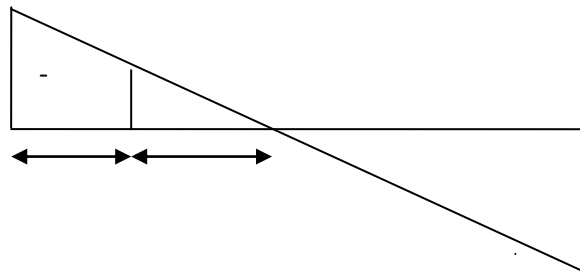


Figure VI-III-2: Diagramme des contraintes d'une (S.P.C)

❖ Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

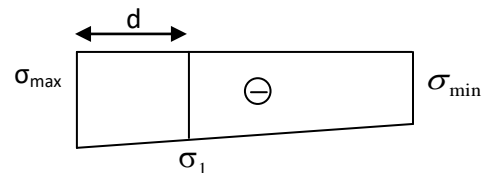


Figure VI-III-3: Diagramme des contraintes d'une (S.E.T)

1- Armatures verticales :

❖ Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec : B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa.

❖ **Section partiellement comprimée (BAEL91 Art. A.11.3):**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

Avec σ_{s10} : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 400 MPa.

❖ **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

2- Armatures minimales :

❖ **Compression simple (2BAEL91 modifiée 99 Art. A.8.1.) :**

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec B : section du béton comprimée.

❖ **Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec : B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

3- Exigences de R PA 99 révisé 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

❖ Globalement dans la section du voile **15 %**.

❖ En zone courantes **0.10 %**.

4- Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

- D'après le (BEAL 91 modifiée 99) : $A_H = \frac{A_v}{4}$
- D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \times B$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **0.1** de l'épaisseur du voile.

5- Armatures transversales :(RPA 2003 article 7.7.4.3)

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 RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingle au mètre carré.

6- Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit **s'ajouter** à la **section d'aciers tendus** nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

7- Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est \geq **4HA10**.

8- Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 modifier 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

9- Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

11- Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser (0.10) de l'épaisseur du voile.

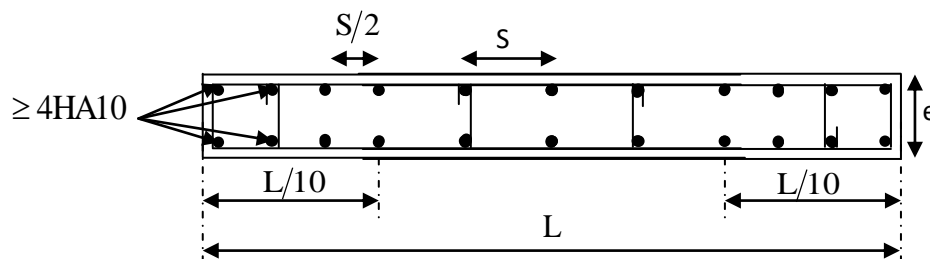


Figure VI-III-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI-II-3 Vérifications**➤ Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère l'effort : $N_s = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec : N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :**➤ D'après le RPA 2003**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{Avec : } V = 1.4 \times V_{u,calcul}$$

D'ou: b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile (**d = 0.9 × h**).

h : Hauteur totale de la section brute.

➤ D'après le BAEL :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

	Voile VL1			
	zone	I	II	III
caracteristiques	L (m)	1,3	1,3	1,3
geometriques	e(m)	0,2	0,15	0,15
	B(m ²)	0,26	0,195	0,195
	I(m ⁴)	0,037	0,027	0,027
	v=v'=L/2 (m)	0,65	0,65	0,65
sollicitations de calcul	Nmax (KN)	1194,59	812,43	444,82
	Nmin (KN)	-14,09	278,32	187,39
	M (KNm)	528,05	217,45	118,05
	Nser (KN)	708,06	593,91	325,28
	T (KN)	173,02	129,22	96,72
	σmax (KN/m ²)	7911,43	3551,71	2989,47
	σmin (KN/m ²)	-3324,99	-24,27	-520,56
	nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,915	1,291	1,107
	Lc(m)	0,385	0,009	0,193
	d1 = d2 (cm)	0,192	0,004	0,096
	σ1 (KN/m ²)	1662,495	12,135	260,280
	N1 (KN)	95,931	0,012	5,645
N2 (KN)	31,977	0,004	1,882	
	Av1 (cm ²)	2,757	0,000	0,162
	Av2 (cm ²)	0,919	0,000	0,054
section minimale (RPA99v2003)	Amin (cm ²)	1,923	0,033	0,723
	Avj (cm ²)	6,661	4,975	3,724
	A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	4,422	1,244	1,093
	A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	2,584	1,244	0,985
choix par nappe	bande 1	2x2HA14= 6,16 cm ²	2x2HA12= 4,52 cm ²	2x2HA12= 4,52 cm ²
	bande2	2x3HA12= 6,79 cm ²	2x3HA12= 6,79 cm ²	2x3HA10= 4,71 cm ²
espacement	bande 1	10	10	10
	bande2	20	20	20
Armatures horizontales/nappe	Av/4	1,11	0,31	0,27
	0,15%B	0,577	0,013	0,289
	Ah	1,11	0,31	0,29
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
verificationdes contrainte	ζb=5	0,440	0,328	0,246
	ζu=3,25	0,314	0,235	0,176
	σbc=15	2,381	2,105	0,894

	Voile VL2			
	zone	I	II	III
caracteristiques	L (m)	1,2	1,2	1,2
geometriques	e(m)	0,2	0,15	0,15
	B(m ²)	0,24	0,18	0,18
	I(m ⁴)	0,029	0,022	0,022
	v=v'=L/2 (m)	0,6	0,6	0,6
sollicitations de calcul	Nmax (KN)	875,79	588,84	325,5
	Nmin (KN)	-29,18	153,99	126,4
	M (KNm)	585,19	230,123	101,49
	Nser (KN)	532,03	430,12	237,76
	T (KN)	224,35	138,95	77,69
	σmax (KN/m ²)	5607,76	2661,6	1677,71
	σmin (KN/m ²)	-1987,1	-75,97	-119,76
	nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,886	1,167	1,120
	Lc(m)	0,314	0,033	0,080
	d1 = d2 (cm)	0,157	0,017	0,040
	σ1 (KN/m ²)	993,550	37,985	59,880
	N1 (KN)	46,791	0,142	0,539
N2 (KN)	15,597	0,047	0,180	
	Av1 (cm ²)	1,345	0,004	0,015
	Av2 (cm ²)	0,448	0,001	0,005
section minimale (RPA99v2003)	Amin (cm ²)	1,570	0,125	0,300
	Avj (cm ²)	8,637	5,350	2,991
	A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	3,504	1,341	0,763
	A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	2,608	1,339	0,753
choix par nappe	bande 1	2x2HA14= 6,16 cm ²	2x2HA12= 4,52 cm ²	2x2HA12= 4,52 cm ²
	bande2	2x3HA12= 6,79 cm ²	2x3HA12= 6,79 cm ²	2x3HA10= 4,71 cm ²
espacement	bande 1	7,5	7,5	7,5
	bande2	20	20	20
Armatures horizontales/nappe	Av/4	0,88	0,34	0,19
	0,15%B	0,471	0,050	0,120
	Ah	0,876	0,335	0,191
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
verificationdes contrainte	ζb=5	0,570	0,353	0,197
	ζu=3,25	0,407	0,252	0,141
	σbc=15	1,918	1,610	0,682

	Voile VT1			
	zone	I	II	III
caracteristiques	L (m)	2,5	2,5	2,5
geometriques	e(m)	0,2	0,15	0,15
	B(m ²)	0,5	0,375	0,375
	I(m ⁴)	0,260	0,195	0,195
	v=v'=L/2 (m)	1,25	1,25	1,25
sollcitations de calcul	Nmax (KN)	1526,22	860,32	483,68
	Nmin (KN)	272,55	132,23	40,99
	M (KNm)	1697,13	767,92	242,93
	Nser (KN)	727,1	576,89	304,87
	T (KN)	375,1	288,85	163,92
	σmax (KN/m ²)	7743,17	3170,84	1610,04
	σmin (KN/m ²)	-5256,48	-1296,87	-543,66
	nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,489	1,774	1,869
	Lc(m)	1,011	0,726	0,631
	d1 = d2 (cm)	0,505	0,363	0,316
	σ1 (KN/m ²)	2628,240	648,435	271,830
	N1 (KN)	398,529	52,938	19,299
	N2 (KN)	132,843	17,646	6,433
	Av1 (cm ²)	11,452	1,521	0,555
	Av2 (cm ²)	3,817	0,507	0,185
section minimale (RPA99v2003)	Amin (cm ²)	5,054	2,721	2,367
	Avj (cm ²)	14,441	11,121	6,311
	A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	15,062	4,301	2,132
	A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	7,428	3,287	1,763
choix par nappe	bande 1	2x4HA16= 16,08cm ²	2x4HA14= 12,32 cm ²	2x4HA12= 9,05cm ²
	bande2	2x5HA14= 15,39cm ²	2x5HA12= 11,31 cm ²	2x5HA10= 7,85cm ²
espacement	bande 1	15	15	15
	bande2	25	25	25
Armatures horizontales/nappe	Av/4	3,77	1,08	0,59
	0,15%B	1,516	1,089	0,947
	Ah	3,766	1,089	0,947
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
verificationdes contrainte	ζb=5	0,953	0,734	0,417
	ζu=3,25	0,681	0,524	0,298
	σbc=15	1,353	1,248	0,561

	Voile VT2			
	zone	I	II	III
caracteristiques	L (m)	1,2	1,2	1,2
geometriques	e(m)	0,2	0,15	0,15
	B(m ²)	0,24	0,18	0,18
	I(m ⁴)	0,029	0,022	0,022
	v=v'=L/2 (m)	0,6	0,6	0,6
sollicitations de calcul	Nmax (KN)	1290,75	577,87	403,89
	Nmin (KN)	396,56	149,88	-9,39
	M (KNm)	245,56	78,33	32,97
	Nser (KN)	525,43	422,13	232,33
	T (KN)	69,78	32,04	21,11
	σmax (KN/m ²)	6271,97	2713,89	1875,73
	σmin (KN/m ²)	-2649,23	-42,88	-309,22
	nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,844	1,181	1,030
	Lc(m)	0,356	0,019	0,170
	d1 = d2 (cm)	0,178	0,009	0,085
	σ1 (KN/m ²)	1324,615	21,440	154,610
	N1 (KN)	70,804	0,045	2,954
	N2 (KN)	23,601	0,015	0,985
	Av1 (cm ²)	2,035	0,001	0,085
	Av2 (cm ²)	0,678	0,000	0,028
section minimale (RPA99v2003)	Amin (cm ²)	1,782	0,070	0,637
	Avj (cm ²)	2,687	1,234	0,813
	A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	2,706	0,310	0,288
	A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	1,350	0,309	0,231
choix par nappe	bande 1	2x2HA14= 6,16 cm ²	2x2HA12= 4,52 cm ²	2x2HA12= 4,52 cm ²
	bande2	2x3HA12= 6,79 cm ²	2x3HA12= 6,79 cm ²	2x3HA10= 4,71 cm ²
espacement	bande 1	7,5	7,5	7,5
	bande2	20	20	20
Armatures horizontales/nappe	Av/4	0,68	0,08	0,16
	0,15%B	0,535	0,028	0,255
	Ah	0,677	0,077	0,255
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
verificationdes contrainte	ζb=5	0,177	0,081	0,054
	ζu=3,25	0,127	0,058	0,038
	σbc=15	1,895	1,580	0,666

FONDATIONS

Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent-en :

- **Un effort normal** : charge et surcharge verticale centrée (valeur extérieure) ;
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique ;
- **Un moment** : qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de grande capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes** : Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol est assez profond (pieux, puits).

IX.1) Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ;
- Le tassement du sol.

IX.2) 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. Une étude préalable du sol nous a donné les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

IX.3) pré dimensionnement des fondations :

VI.3.1) Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Homothétie des dimensions : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}). \text{ D'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$N_{ser} = 1022,78 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2,26 \text{ m}^2$$

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

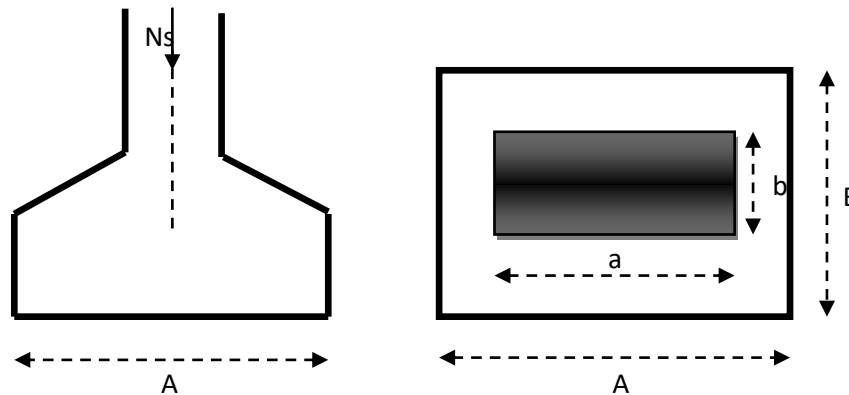


Figure VI-1 :Schéma de la semelle isolée.

IX.3.2) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

Elles sont dimensionnées à 1 ELS sous l'effort N, données par la condition la plus défavorable.

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_s \rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_s \rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle ;

L : Longueur de la semelle ;

G : Charge permanente revenant au voile considéré ;

Q : Surcharge d'exploitation revenant au voile considéré ;

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol ($\sigma_{sol}=0,2$ MPa).

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens longitudinale:

Voile	Nser (G+Q)	L(m)	B(m)	S=B.L(m ²)
VL ₁	378,30	1,30	1,46	1,89
VL ₂	668,20	1,30	2,57	3,34
VL ₃	368,12	1,30	1,42	1,84
VL ₄	635,70	1,30	2,45	3,18
VL ₅	708,06	1,30	2,72	3,54
VL ₆	380,97	1,30	1,47	1,90
VL ₇	647,75	1,30	2,49	3,24
VL ₈	372,63	1,30	1,43	1,86
VL ₉	532,03	1,20	2,22	2,66
				23,46

Tableau IX-1: Surface des semelles filantes sous les voiles (Sens longitudinale)

Sens transversale:

Voile	Nser (G+Q)	L(m)	B(m)	S=B.L(m ²)
VT ₁	729,75	2,50	1,46	3,65
VT ₂	721,08	2,50	1,44	3,61
VT ₃	737,82	2,50	1,48	3,69
VT ₄	727,1	2,50	1,45	3,64
VT ₅	543,38	2,50	1,09	2,72
VT ₆	525,43	1,20	2,19	2,63
				19,92

Tableau IX-2: Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)

La surface des semelles filantes sous voiles est : $A_{sv} = S_1 + S_2 = 23.46 + 19.92 = 43.38 \text{ m}^2$

IX.3.3) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

- **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Étapes de calcul :**

1-Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.

2-Détermination de coordonnées de la résultante R : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i}$.

3 - Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

Si $e \leq \frac{L}{6}$ \longrightarrow Répartition trapézoïdale.

Si $e > \frac{L}{6}$ \longrightarrow Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

4-Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}}$

5- Détermination de la hauteur de la semelle :

$\frac{L}{6} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$ Avec : L est la distance entre nus des poteaux

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N_{ser} (KN)	M_i (KN,m)	e_i (m)	$N_{ser} \times e_i$ (KN.m)
1	367.85	-2.765	-12,4	-4561,34
2	819,01	-11,538	-9,2	-7534,892
3	949,02	13,073	-5	-4745,1
4	847,26	11,986	-1,8	-1525,068
5	1022,78	12,757	1,8	1841,004
6	969,57	13,117	5	4847,85
7	819,2	11,521	9,2	7536,64
8	364,26	-2,761	12,4	4516,824
Somme	6158.96	45.39		375.918

Tableau IX-3 : Détermination de la résultante des charges.

Exemple de calcul :

- ✓ La charge totale transmise par les poteaux est : $R = \sum N_i = 6158.96$
- ✓ Coordonnées de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i} = \frac{375.918 + 45.39}{6158.96} = 0.07$
- ✓ Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0.07 \leq \frac{L}{6} = \frac{25.25}{6} = 4.21 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{6158.96}{25.25} \left(1 + \frac{6 \times 0.07}{25.55} \right) = 247.98 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{6158.96}{25.25} \left(1 - \frac{6 \times 0.07}{25.25} \right) = 239.86 \text{ KN/m}^2$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{6158.96}{25.25} \left(1 + \frac{3 \times 0.07}{25.25} \right) = 245.95 \text{ KN/m}^2$$

- ✓ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = B \geq \frac{245.95}{200} = 1.23 \text{ m}$$

On prend : **B = 1,5m.**

On aura donc **S = 1,5 × 25.25 = 37.88 m²**

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : **S_t = S × n + S_v**

S_t = 37.88 × 4 + 43.38 = 194.9 m²

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est : **S_{bat} = 294.16 m²**

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{194.9}{294.16} = 0.6626 \longrightarrow 66.26 \% \text{ de la surface de l'assise}$$

La surface totale des semelles représente 66.26 % de la surface du bâtiment.

Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on opte alors pour radier général.

IX.4) Étude de radier :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

IX.4.1) Pré dimensionnement du radier

- **Condition d'épaisseur minimale**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{min} = 25cm$).

- **Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{k \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \text{ ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \times \frac{3k}{E}}$$

Avec :

Le : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen;

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MP}$

L_{max} : Distance maximale.

$$\text{d'où: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,20\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 0.83 \text{ m}$$

- **Condition forfaitaire :** $\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} = 0,525 \leq h \leq 0,84$

Avec : L_{max} = 4.20 m.

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de : **h = 100 cm.**

➤ **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ avec une hauteur minimale de 25 cm}$$

$$h_d \geq \frac{420}{20} = 21 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prend : } h_d = 30\text{cm.}$$

➤ **La nervure:**

La nervure du radier doit satisfaire à la condition suivante:

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{420}{10} = 42 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prend : } h_n = 70\text{cm.}$$

D'où:

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \rightarrow 0.4 \times 70 \leq b_n \leq 0.7 \times 70$$

$$28 \leq b_n \leq 49 \rightarrow b_n = 50 \text{ cm}$$

Résultats :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- Hauteur de la dalle: $h_d = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur de la nervure: $h_n = 70 \text{ cm}$.
- Largeur de la nervure: $b_n = 50 \text{ cm}$.

IX.4.2) Détermination des efforts :**A) Charges revenant à la superstructure**

Charge permanente $G = 25356.96 \text{ K}$

Charge d'exploitation $Q = 3796.92 \text{ KN}$

B) Combinaison d'action :

A l'ELU : $N_U = 1,35G + 1,5 Q = 39927.28 \text{ KN}$

A l'ELS : $N_S = G + Q = 29153.88 \text{ KN}$

C) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{L'ELU : } S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{39927.28}{1,33 \times 200} = 150.10 \text{ m}^2$$

$$\text{L'ELS : } S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{29153.88}{200} = 145.77 \text{ m}^2$$

D'où : $S_{\text{rad}} = \max (S^{\text{ELU}} ; S^{\text{ELS}}) = 150.10 \text{ m}^2$.

$$S_{\text{bat}} = 294.16 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 150.10 \text{ m}^2$$

Remarque

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30 \right) \text{ Avec } h : \text{ la hauteur de la nervure.}$$

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left(\frac{100}{2} ; 30 \right) \rightarrow L_{\text{déb}} \geq 50 \text{ cm}$$

On prend $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$.

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} \longrightarrow S_{\text{déb}} = (25.25 + 11.65) \times 2 \times 0,50 + 4 \times (0,50)^2 = 37.9 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{rad}} = 294.16 + 37.9 = 332.06$$

$$S_{\text{rad}} = 332.06 \text{ m}^2.$$

D) Détermination des efforts à la base du radier

a) Poids de radier :

P_{rad} = Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids du (T.V.O) + Poids de la dalle flottante.

- Poids de la dalle : $g_1 = S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho_b \rightarrow 332.06 \times 0.3 \times 25 = 2490.45 \text{ KN}$
- Poids des nervures : $g_2 = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$
 $g_2 = [(0,50 \times (1 - 0,30) \times 11.65 \times 8) + (0,50 \times (1 - 0,30) \times 25.25 \times 4)] \times 25$
 $g_2 = 1699.25 \text{ KN}$
- Poids du TVO : $g_3 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho$
 Avec : $S_{\text{ner}} = b_n \times L \times n = (0,50 \times 25.25 \times 4) + (0,50 \times 11.65 \times 8) = 97.10 \text{ m}^2.$

$$g_3 = (332.06 - 97.10) \times (1 - 0,3) \times 17 = 2796.02 \text{ KN}.$$

- Poids de la dalle flottante libre : $g_4 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b$
 $g_4 = (332.06 - 97.10) \times 0,1 \times 25 = 587.40 \text{ KN}.$

$$p_{\text{rad}} = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 = 2490 + 1699.25 + 2796.02 + 587.40 = 7572.67$$

b) Charge permanente apportée sur le radier GT

$G_T = P$ (superstructure) + P (infrastructure)

$$G_T = 25356.96 + 7572.67 = 32929.63 \text{ KN}.$$

c) Charge d'exploitation apportée sur le radier QT

Surcharge du bâtiment : $Q_{\text{bat}} = 3796.92 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q_{\text{rad}} = 4 \times 332.06 = 1328.24 \text{ KN}$

Surcharge totale : $Q_T = 5125.16 \text{ KN}$

d) Combinaison d'actions :

$$\text{A l'ELU} : N_U = 1,35 G_T + 1,5 Q_T = 1,35 \times 32929.63 + 1,5 \times 5125.16 = 52142.74 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS} : N_S = G_T + Q_T = 32929.63 + 5125.16 = 38054.79 \text{ KN}$$

IX.4.3) vérifications :**A) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$

$b=100\text{cm}; d=0.9h_d=27\text{cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{l_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{l_{\max}}{2} = \frac{52142.74 \times 1}{332.06} \times \frac{4.20}{2} = 329.76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{329.76}{1 \times 0.27} = 1221 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 1,221 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 1,221 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B) Vérification de la stabilité du radier :

Elle consiste, à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

- ✓ Efforts normaux dus aux charges verticales.
- ✓ Effort de renversement du au séisme.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} \cdot h$$

$M_{j(k=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(k=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

h : profondeur de l'infrastructure

On doit vérifier les conditions suivantes :(RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

➤ ELU:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{\text{sol}}$$

➤ ELS:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

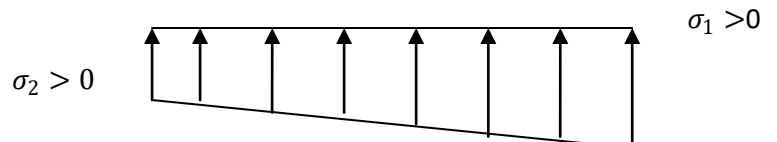


Figure VI-2 : Diagramme des contraintes du sol.

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2, \quad 1,33\sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 52142.74 \text{ KN} \quad N_s = 38054.79 \text{ KN}$$

$$M_{0x} = 29606.103 \text{ KN.m} \quad T_{0x} = 1662.80 \text{ KN}$$

$$M_{0y} = 29604.82 \text{ KN.m} \quad T_{0y} = 1565.93 \text{ KN}$$

- **Calcul du CDG et des moments d'inertie**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 12.625 \quad Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 5.825$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{25.25 \times 11.65^3}{12} = 3327.04$$

$$I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{11.65 \times 25.25^3}{12} = 15628.91$$

- **Calcul des moments:**

$$M_x = 29606.103 + (1662.82 \times 1) \longrightarrow M_x = 31268.92 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 29604.82 + (1565.93 \times 1) \longrightarrow M_y = 31170.75 \text{ KN.m}$$

- **Sens longitudinal xx:**

- **A ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{31268.92}{322.06} + \frac{29606.103}{15628.91} \times 12,625 = 118.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{31268.92}{322.06} - \frac{29606.103}{15628.91} \times 12,625 = 70.25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 118.08 + 70.25}{4} = 106.12 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 106.12 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{\text{sol}}^{\text{cal}} = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• A P'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{38054.79}{332.06} + \frac{29606.103}{15628.91} \times 12,625 = 138.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{38054.79}{332.06} - \frac{29606.103}{15628.91} \times 12,625 = 90.69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 138.52 + 90.69}{4} = 126.56 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 126.56 \text{ KN / m}^2 < \sigma_{\text{sol}}^{\text{cal}} = 200 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens transversale yy:

A ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{52142.74}{332.06} + \frac{29604.82}{3327.04} \times 5.825 = 208.86 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{52142.74}{332.06} - \frac{29604.82}{3327.04} \times 5.825 = 105.20 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 208.86 + 105.20}{4} = 182.94 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 182.94 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{\text{sol}}^{\text{cal}} = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• A P'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{38054.79}{332.06} + \frac{29604.82}{3327.04} \times 5.825 = 166.43 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{38054.79}{332.06} - \frac{29604.82}{3327.04} \times 5.825 = 62.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 166.43 + 62.77}{4} = 140.51 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 140.51 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}}^{\text{cal}} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

C) Vérification au poinçonnement : (BAEL91Art.A.5.2.42)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

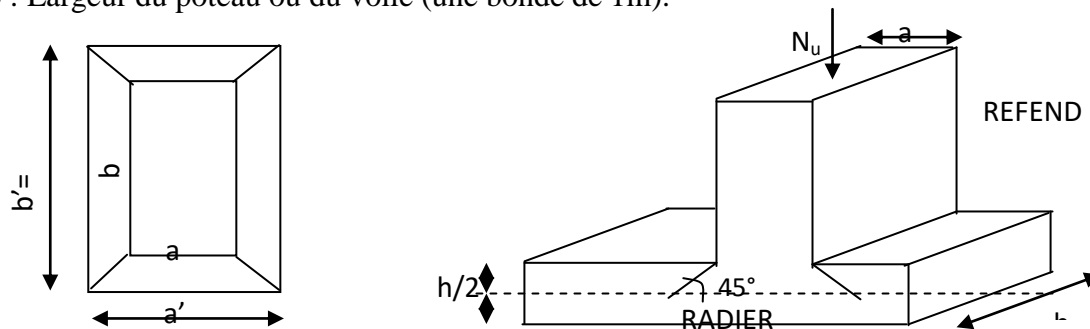


Figure VI.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

• **Vérification pour les poteaux (Poteau le plus sollicité)**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 1) = 5,8m$$

$$N_u = 1402,22 \text{ KN.m.}$$

$$N_u = 1402,22 < \frac{0,045 \times 5,8 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4350 \text{ KN.m}$$

• **Vérification pour les voiles (Voile le plus sollicité)**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 1) = 6,4m$$

$$N_u = 1526,22 \text{ KN.m.}$$

$$N_u = 1526,22 < \frac{0,045 \times 6,4 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4800 \text{ KN.m}$$

IX .5) ferrailage de radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de ladalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BEAL 91**

VI.5.1 Les contraintes prise en compte dans les calculs

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

La contrainte moyenne max à l'ELU : $\sigma_m = 182.94 \text{ KN/m}^2$

La contrainte moyenne max à l'ELS : $\sigma_m = 140.51 \text{ KN/m}^2$

D'où :

A l'ELU

$$q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 182.94 - \frac{7572.67}{332.06} = 160.13 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS

$$q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 140.51 - \frac{7572.67}{332.06} = 117.70 \text{ KN/m}^2$$

IX.5.2 Ferrailage de la dalle :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

A) Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis

On distingue deux cas

- **1^{er} cas:** $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$ La dalle travaille dans un seul sens. (Flexion longitudinale négligée).

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8}; M_{0y} = 0$$

- **2^{ème} cas:** $0.4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$ La dalle travaille dans les deux sens

- ✓ Dans le sens de la petite portée $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$
- ✓ Dans le sens de la grande portée $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de **PIGEAUD**. Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol

B) Identification du panneau le plus sollicité :

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $l_x = 4.20m$, $l_y = 4,00m$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.00}{4.20} = 0,95 \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Panneau	L_x (m)	L_y (m)	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	ELU		ELS	
				U_x	U_y	U_x	U_y
1	4,00	4,20	0,95	0,0410	0,888	0,0483	0,923

C) Calcul a l'ELU :

a) Evaluation des moments M_x, M_y :

$$v = 0; \rho = 0,95 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0410 \\ \mu_y = 0,888 \end{cases}$$

On aura donc:

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 0,0410 \times 160.13 \times 4,20^2 = \mathbf{115.81 \text{ KN.m}}$$

$$M_{0y} = 0,509 \times 115.81 = \mathbf{58.95 \text{ KN.m}}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de :

0.75 : pour les moments en travées,

0.50 : pour les moments sur appuis intermédiaires,

0.30 : pour les moments sur appuis de rive.

• **Moments sur appuis intermédiaire :**

$$M_{a-x} = 0.5 \times 115.81 = 57.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0.5 \times 58.95 = 29.48 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis de rive :**

$$M_{a-x} = 0.30 \times 115.81 = 34.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0.30 \times 58.95 = 17.69 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée :**

$$M_{t-x} = 0.75 \times 115.81 = 86.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{t-y} = 0.75 \times 58.95 = 44.21 \text{ KN.m}$$

b) Ferraillage a l'ELU :

- **le sens x - x(longitudinal)**

- ✓ **Aux appuis :**

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{57.91 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,056 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,056 \rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B d \sigma_{st}} = \frac{57.91 \times 10^3}{0,971 \times 27 \times 348} = 6.35 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 = 10.05 cm²/ml avec : S_t=20cm.

- ✓ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{86.86 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,084 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,084 \rightarrow \beta = 0,956 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{86.86 \times 10^3}{0,956 \times 27 \times 348} = 9.67 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 = 10.05cm²/ml Avec : S_t = 20 cm

- **le sens y - y (transversal):**

- ✓ **Aux appuis :**

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{29.48 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,028 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{sa} = \frac{M}{Bd\sigma_{stt}} = \frac{29,48 \times 10^3}{0,986 \times 27 \times 348} = 3,18 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14 = 6,15 cm²/ml avec S_t = 25

✓ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{44,21 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,043 (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,043 \rightarrow \beta = 0,978 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{44,21 \times 10^3}{0,978 \times 27 \times 348} = 4,81 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14 = 6.15cm²/ml Avec : S_t = 25 cm

c) Vérification a l'ELU :

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} \quad \text{Avec} \quad \rho_0 = 0,0008 \quad \text{pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3-0,75}{2} = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} A_{ua}^x = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{ut}^x = 8,04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 8,04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

• **Espacements des armatures : (BAEL91 Art :8.2, 42):**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs cidessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle :

Sens x-x

$$S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{120; 33\text{cm}\}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sensy-y

$$S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{120; 33\text{cm}\}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min\left(0,5 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2,5$$

$$V_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{223,35 \times 3}{2} = 335,025$$

$$\tau_u = \frac{335,025 \times 10^{-3}}{1 \times 0,4} \leq 2,5$$

D) Calcul a l'ELS :

a) Evaluation des moments M_x, M_y :

$$v = 0,2; \rho = 0,75 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0685 \\ \mu_y = 0,644 \end{cases}$$

On aura donc:

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 0,0685 \times 155,19 \times 3,00^2 = \mathbf{95,67\text{KN.m}}$$

$$M_{0y} = 0,644 \times 95,67 = \mathbf{61,61\text{KN.m}}$$

- **Moments sur appuis intermédiaire :**

$$M_{a-x} = 0,5 \times 95,67 = 47,83\text{KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,5 \times 61,61 = 30,80\text{KN.m}$$

- **Moments sur appuis de rive :**

$$M_{a-x} = 0,30 \times 95,67 = 28,701\text{KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,30 \times 61,61 = 18,483\text{KN.m}$$

- **Moments en travée :**

$$M_{t-x} = 0,75 \times 95,67 = 71,75\text{KN.m}$$

$$M_{t-y} = 0,75 \times 61,61 = 46,20\text{KN.m}$$

b) Vérification a L'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Sens X-X :**

- ✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{58,215}{47,83} = 1,21 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,030 \longrightarrow \alpha = 0,0381$$

$$\alpha = 0,0381 \leq \frac{1,21-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,355 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{87,32}{71,75} = 1,21 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,044 \longrightarrow \alpha = 0,0562$$

$$\alpha = 0,0562 \leq \frac{1,21-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,355 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y :**

- ✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{29,63}{30,80} = 0,96 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,016 \longrightarrow \alpha = 0,0201$$

$$\alpha = 0,0201 \leq \frac{0,96-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,23 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{44,4}{46,20} = 0,96 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,022 \longrightarrow \alpha = 0,0279$$

$$\alpha = 0,0279 \leq \frac{0,96-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,23 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

IX.5.3) Ferraillage de débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur $L= 55 \text{ cm}$, soumise à une charge uniformément répartie

A) Sollicitation de calcul

A l'ELU

$$q_u = 221,8 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-221,8 \times 0,55^2}{2} = -33,547 \text{ KN.m}$$

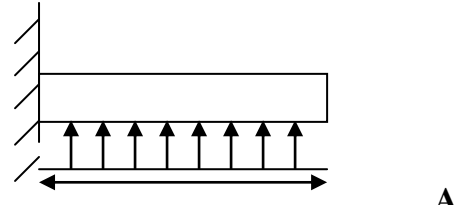


Figure VI-4 : Schéma statique du débord

l'ELS

$$q_s = 163,98 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-163,98 \times 0,55^2}{2} = -24,80 \text{ KN.m}$$

B) Calcul des armatures

a) Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 37 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{33,547 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,019 \rightarrow \beta_u = 0,991$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{33,547 \times 10^3}{0,991 \times 37 \times 348} = 2,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 5 \text{ HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

Avec $S_t = 12 \text{ cm}$

b) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend } 4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \dots \dots S_t = 20 \text{ cm.}$$

C) Vérification à l'ELU

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,47 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 4,47 \text{ cm}^2 < A_u = 5,65 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

D) Vérification à l'ELS

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{33,547}{24,80} = 1,35$$

$$\mu = 0,018 \longrightarrow \alpha = 0,0227$$

$$\alpha = 0,0227 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

IX.5.4) Ferrailage de la nervure

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

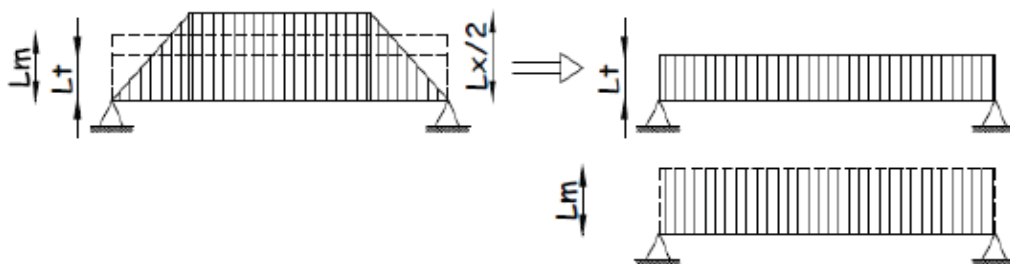


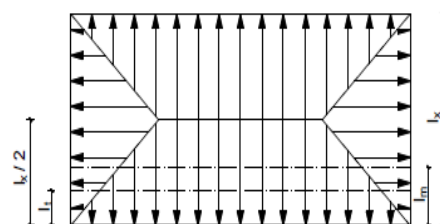
Figure VI-5: Présentation des chargements simplifiés.

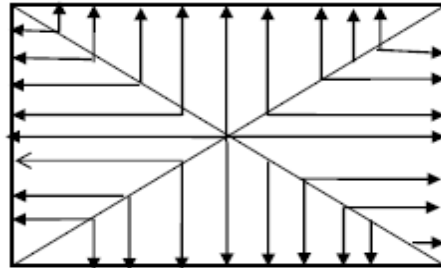
Deux types de chargement peuvent se présenter :

1er Cas : Chargement trapézoïdale :

Moment fléchissant : $I_m = I_x \left(0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$

Effort tranchant : $I_t = I_x \left(0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$



2^{ème} Cas : Chargement triangulaires :Moment fléchissant : $I_m = 0.333xI_x$ Effort tranchant : $I_t = 0.25xI_x$ **Figure VI-6:** Répartition trapézoïdale.**Figure VI-7 :** Répartition triangulaire.**Détermination des charges :**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(182.94 - \frac{7572.67}{332.06} - \frac{1699.25}{97.10} \right) \times 1\text{ml} = 177.63 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(140.51 - \frac{7572.67}{332.06} - \frac{1699.25}{97.10} \right) \times 1\text{ml} = 135.20 \text{ KN/ml}$$

- Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u I_m$$

$$Q_S = q_s I_m$$

- Pour les efforts tranchants :

$$Q_U = q_u I_t$$

$$Q_S = q_s I_m$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

• Sens longitudinale :

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	Lx	Ly	P	Charge	lm	Lt	qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A - B	1	3,2	4	0,80	Triangulaire	1,07	0,75	177,63	135,2	189,28	378,57	144,07	288,14	142,10	284,21	108,16	216,32
	2	3,2	4	0,80	Triangulaire	1,07	0,75	177,63	135,2	189,28		144,07		142,10		108,16	
B - C	1	3,2	3,2	1,00	Triangulaire	1,07	0,75	177,63	135,2	189,28	378,57	144,07	288,14	142,10	284,21	108,16	216,32
	2	3,2	3,2	1,00	Triangulaire	1,07	0,75	177,63	135,2	189,28		144,07		142,10		108,16	
C - D	1	4	4,2	0,95	Triangulaire	1,33	0,75	177,63	135,2	236,60	465,82	180,09	354,55	177,63	353,57	135,20	269,11
	2	3,2	4,2	0,76	Trapèze	1,29	0,75	177,63	135,2	229,21		174,46		175,94		133,91	
D - E	1	3,6	4	0,90	Triangulaire	1,20	0,75	177,63	135,2	212,94	422,30	162,08	321,42	159,87	317,76	121,68	241,86
	2	3,2	3,6	0,89	Trapèze	1,18	0,75	177,63	135,2	209,35		159,35		157,89		120,18	
E - F	1	4	4,2	0,95	Trapèze	1,40	0,75	177,63	135,2	247,85	477,06	188,65	363,11	186,09	362,03	141,64	275,55
	2	3,2	4,2	0,76	Trapèze	1,29	0,75	177,63	135,2	229,21		174,46		175,94		133,91	
F - G	1	3,2	3,2	1,00	Triangulaire	1,07	0,75	177,63	135,2	189,28	378,57	144,07	288,14	142,10	284,21	108,16	216,32
	2	3,2	3,2	1,00	Triangulaire	1,07	0,75	177,63	135,2	189,28		144,07		142,10		108,16	
G - H	1	3,2	3,2	1,00	Triangulaire	1,07	0,75	177,63	135,2	189,28	378,57	144,07	288,14	142,10	284,21	108,16	216,32
	2	3,2	3,2	1,00	Triangulaire	1,07	0,75	177,63	135,2	189,28		144,07		142,10		108,16	

Tableau IX-5 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

- **Sens transversal:**

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	Lx	Ly	P	charge	Lm	Lt	qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
1-2	1	4	4,2	0,95	Triangulaire	1,33	1,00	177,63	135,2	236,60	470,01	180,09	357,74	177,63	353,48	135,20	269,05
	2	3,6	4	0,90	Triangulaire	1,31	0,99	177,63	135,2	233,41		177,65		175,85		133,85	
2-3	1	3,2	4,2	0,76	Triangulaire	1,07	0,80	177,63	135,2	189,28	378,57	144,07	288,14	142,10	284,21	108,16	216,32
	2	3,2	3,6	0,89	Triangulaire	1,07	0,80	177,63	135,2	189,28		144,07		142,10		108,16	
3-4	1	4	4,2	0,95	Triangulaire	1,33	1,00	177,63	135,2	236,60	470,01	180,09	357,74	177,63	353,48	135,20	269,05
	2	3,6	4	0,90	Triangulaire	1,31	0,99	177,63	135,2	233,41		177,65		175,85		133,85	

Tableau IX-6 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

A) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant : (obtenu par le logiciel ETABS)

a) Sens longitudinal :

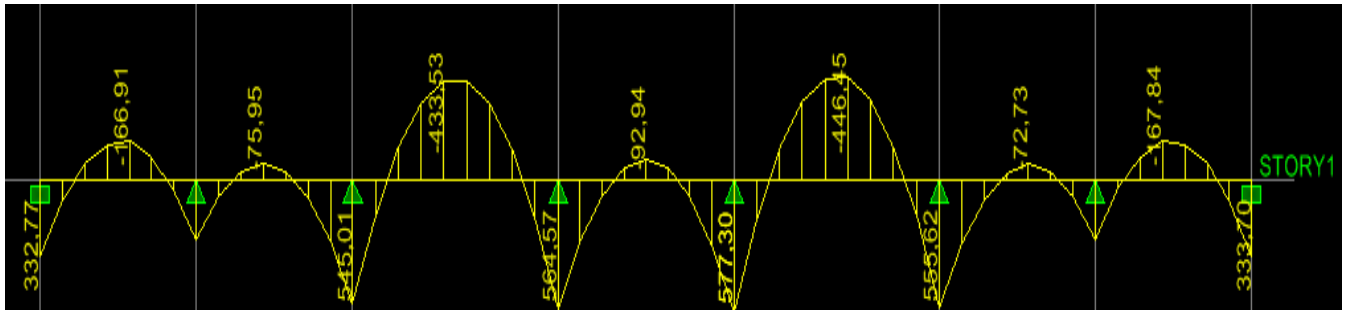


Figure IX-9 :Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

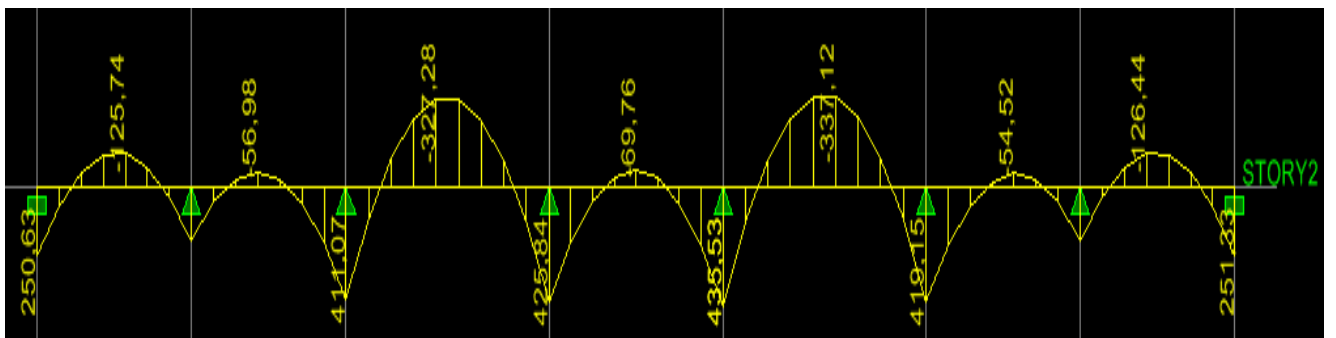


Figure IX-11 :Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

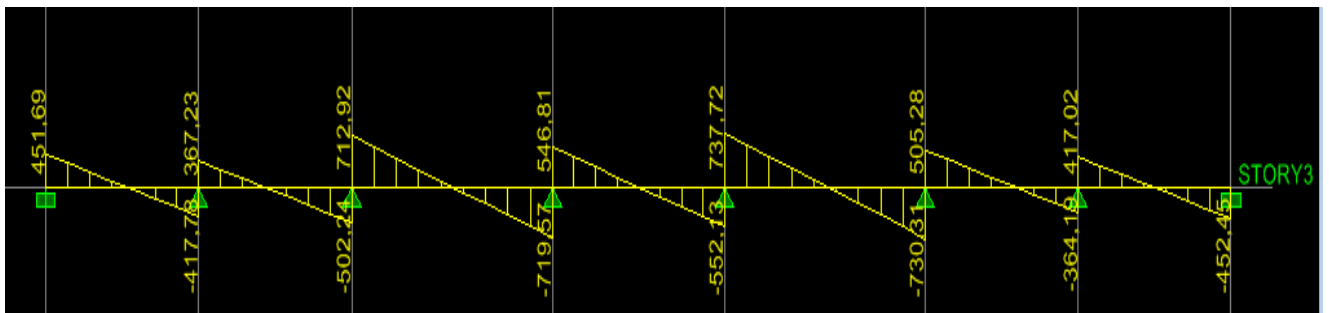


Figure VI-12 :Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

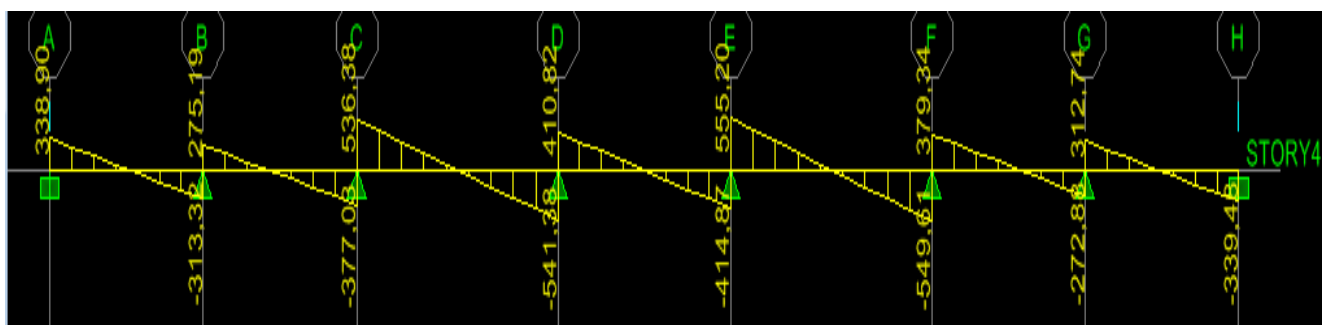


Figure IX-13: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

b) Sens transversale :

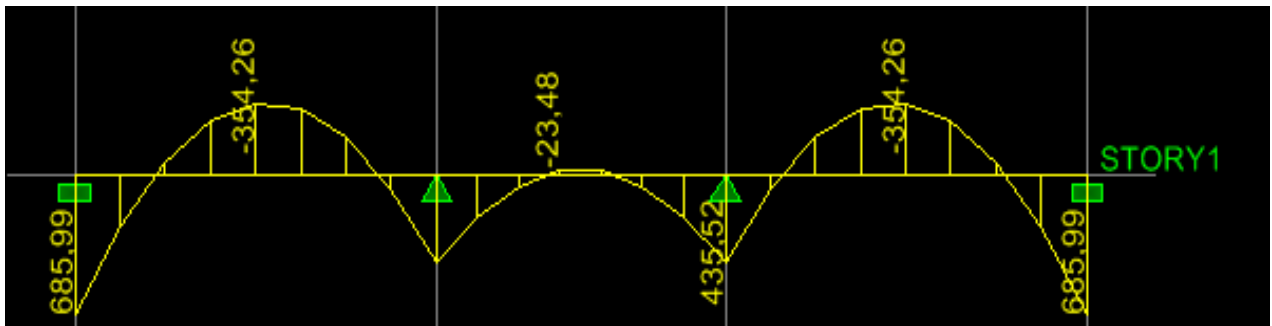


Figure IX-15: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

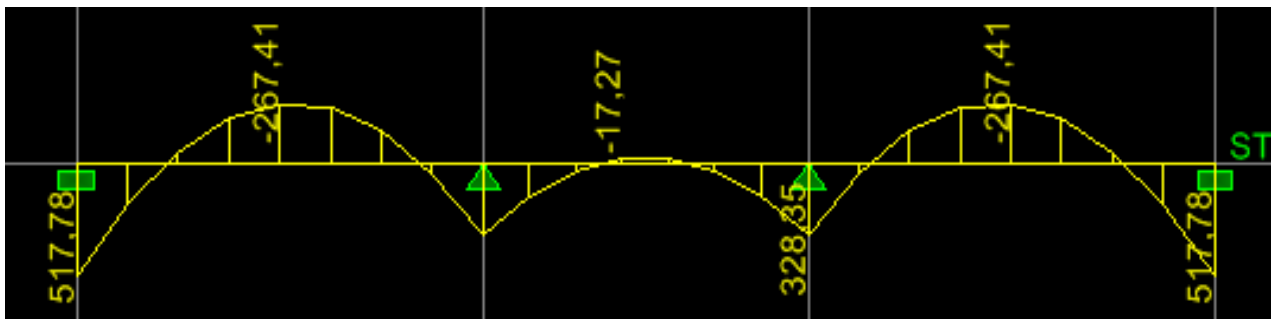


Figure IX.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

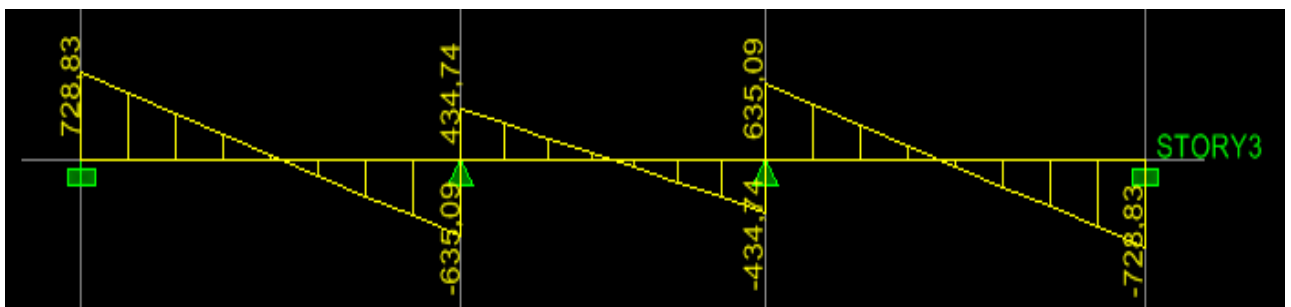


Figure IX.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

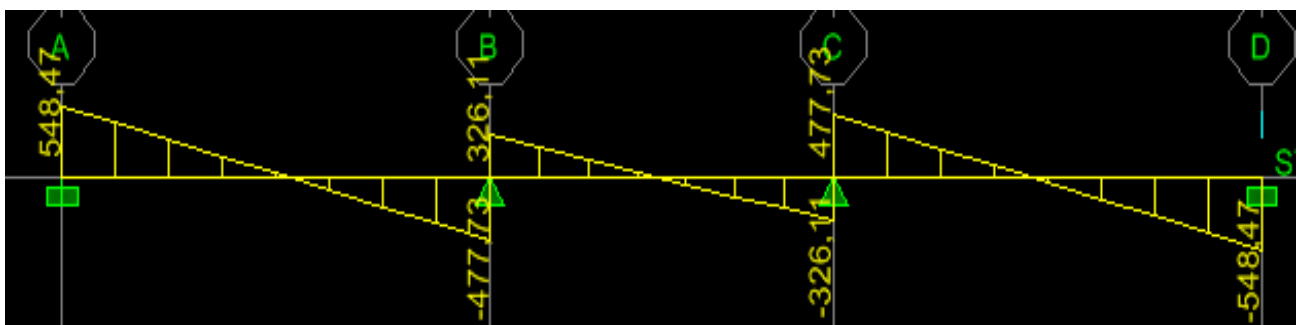


Figure IX.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

B) Sollicitation maximale :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	577,30	435,53	685,99	517,78
M_{tmax} (KN.m)	446,45	337,12	354,26	267,41
T_{max} (KN)	737,72	555,20	728,83	548,47

Tableau IX.7 :Les efforts internes dans les nervures.**C) Le ferrailage :****a) Armatures longitudinales :**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 50$ [cm], $h = 100$ [cm], $d = 95$ [cm], $f_{bc} = 14,2$ [MPa], $\sigma_{st} = 348$ [MPa]

Exemple de calcul :

$$M_{tmax} = 446,45 \text{ [KN. m]} \quad ; \quad M_{amax} = 577,30 \text{ [KN. m]}$$

• Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{577,30 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14,2} = 0,090 < 0,392 \quad \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,090 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,953$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{577,30 \times 10^3}{0,953 \times 95 \times 348} = 18,32 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : $4HA16+4HA14 = 14,2 \text{ [cm}^2\text{]}$

		M [KN.m]	μ	β	A_{cal} [cm ²]	choix	A_{adop} [cm ²]
Sens longitudinal	Appui	577,3	0,090	0,953	18,32	5HA16+5HA16	20,1
	Travée	446,45	0,070	0,964	14,01	5HA16+2HA16	14,07
Sens transversal	Appui	685,99	0,107	0,944	21,98	5HA16 + 5HA20	25,75
	Travée	354,26	0,055	0,971	11,04	5HA16+2HA16	14,07

Tableau IX-7 :Ferrailage des nervures à L'ELU.

b) Armatures transversales :• **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ [mm]}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 8 \text{ [mm]}$

On prend un cadre et un étrier de $\phi = 8 \text{ [mm]}$

• **Espacement des armatures :**✓ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{90}{4}; 12 \times 2 \right\} = \{22,5 ; 24\}$$

Soit $S_t = 20 \text{ [cm]}$

✓ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 22,5 \text{ [cm]}$$

Soit $S_t = 20 \text{ [cm]}$

• **Armatures transversales minimales :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 45 = 2,7 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit $A_t = 6HA 8 = 3,02 \text{ cm}^2$ (02 cadres et 01 étrier).

D) Vérification à l'ELU**a) Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 95 \times 2,1}{400} = 5,74 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_{\text{adopté}} = 20,10 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 5,74 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adopté}} = 14,07 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 5,74 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adopté}} = 25,75 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 5,74 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adopté}} = 14,07 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 5,74 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Contrainte de cisaillement :

$$T_{u\max} = 737,72 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ [MPa]}\right) = \min(2,5 \text{ [MPa]}; 4 \text{ [MPa]}) = 2,5 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{737,72 \times 10^3}{500 \times 950} = 1,55 \text{ [MPa]} \leq \bar{\tau} = 2,5 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

E) Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Sens X-X :**

- ✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{577,30}{435,53} = 1,33 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,090 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,1181$$

$$\alpha = 0,1181 \leq \frac{1,33-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,415 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{446,45}{337,12} = 1,33 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,070 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0907$$

$$\alpha = 0,0907 \leq \frac{1,33-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,41 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y :**

- ✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{685,99}{517,78} = 1,33 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,107 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,1412$$

$$\alpha = 0,1412 \leq \frac{1,33-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,41 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{352,26}{267,41} = 1,32 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,090 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0721$$

$$\alpha = 0,0721 \leq \frac{1,32-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,41 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

F) Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6,2) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à 3[cm²] par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de **100 [cm]**, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3 \left[\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right] \times 1 = 3 [\text{cm}^2] \text{ par paroi.}$$

Soit: 2HA14=3,0 CM²

Conclusion

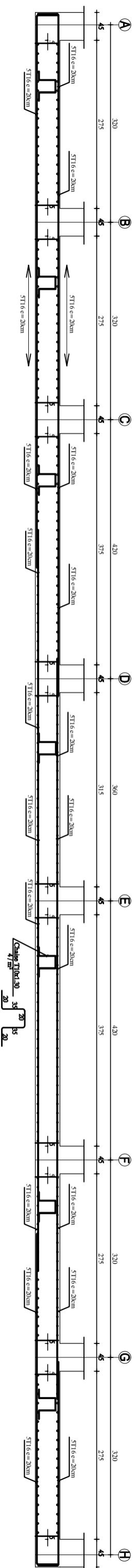
La présente étude nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.

Suite a cela, ce modeste travail nous à permis d'appliquer les différents règlements à savoir : « BAEL91 », « RPA99/version2003 » ainsi que les divers documents techniques.

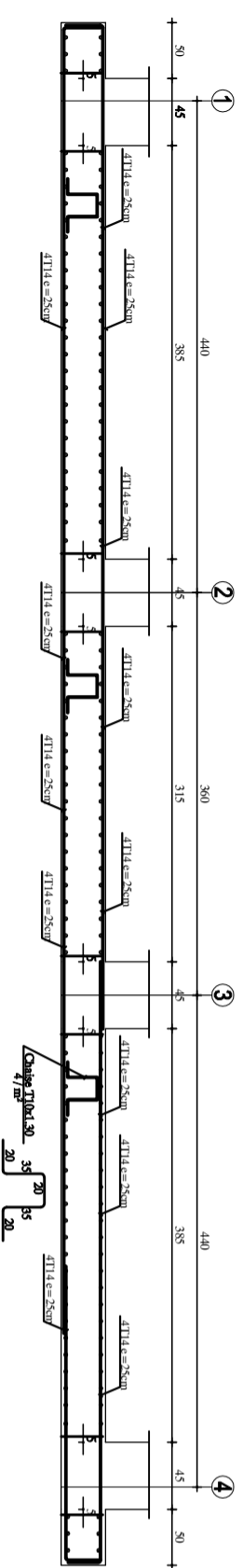
Ce travail nous à incité à ce documenter davantage pour paraître à toutes difficultés rencontrées au cours de sa réalisation et d'améliorer notre vision sur le comportement des bâtisses en général et des voiles en particulier.

En fin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le coté pratique, nous espérons que ce modeste travail sera un apport et support pour les promotions a venir.

FERRAILLAGE DE RADIER : SENS X-X

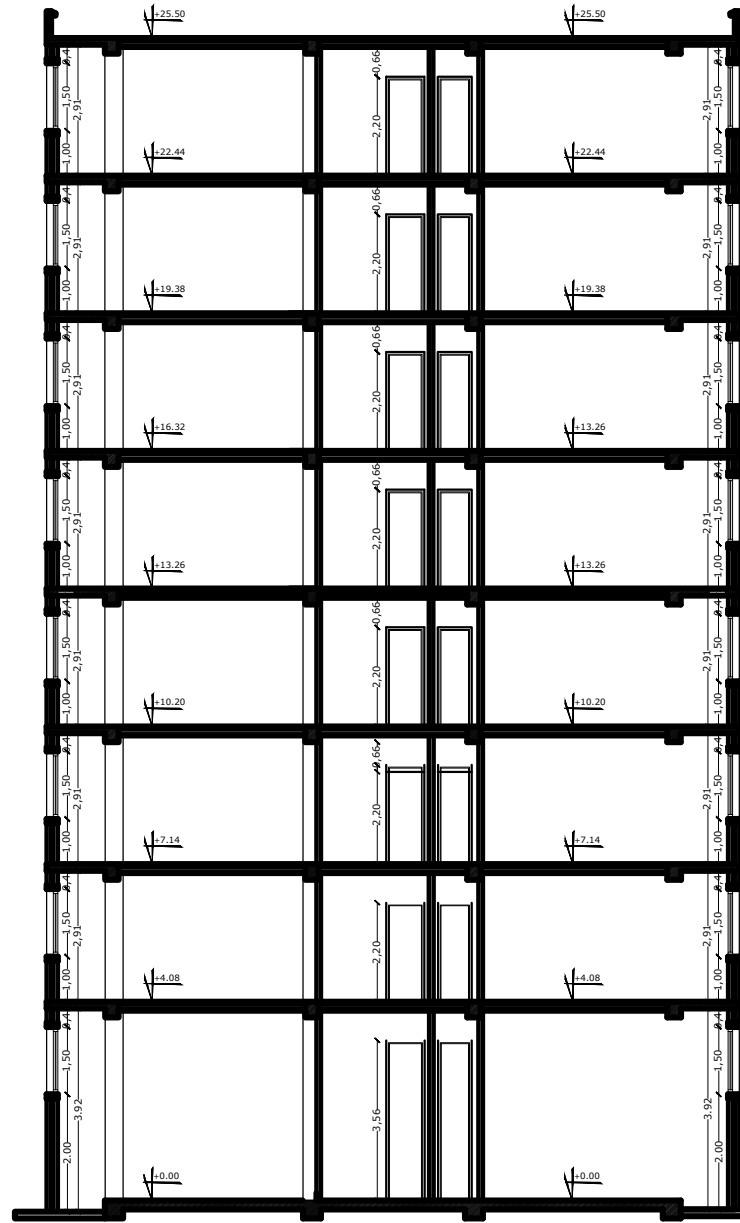


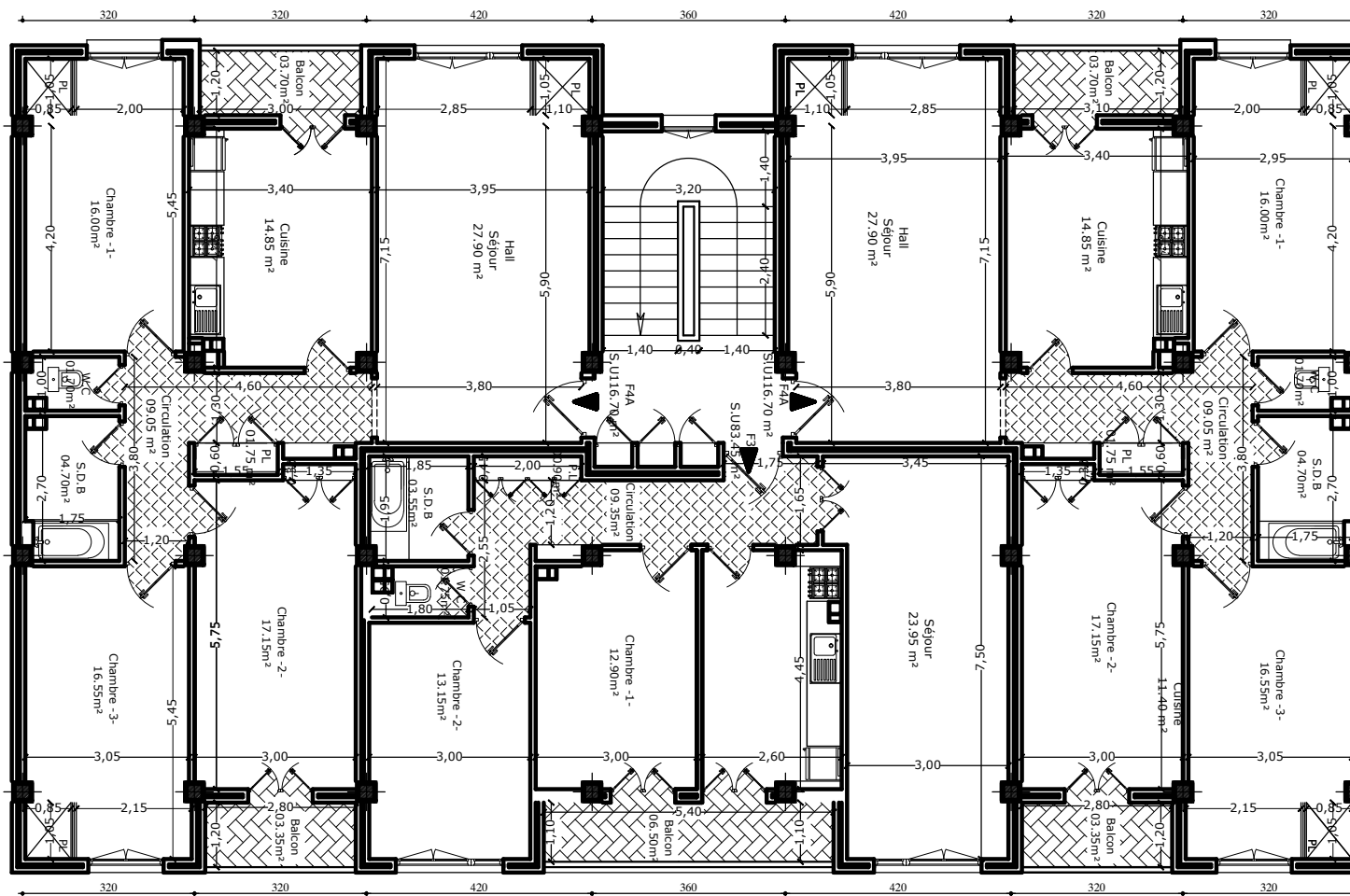
FERRAILLAGE DE RADIER : SENS Y-Y



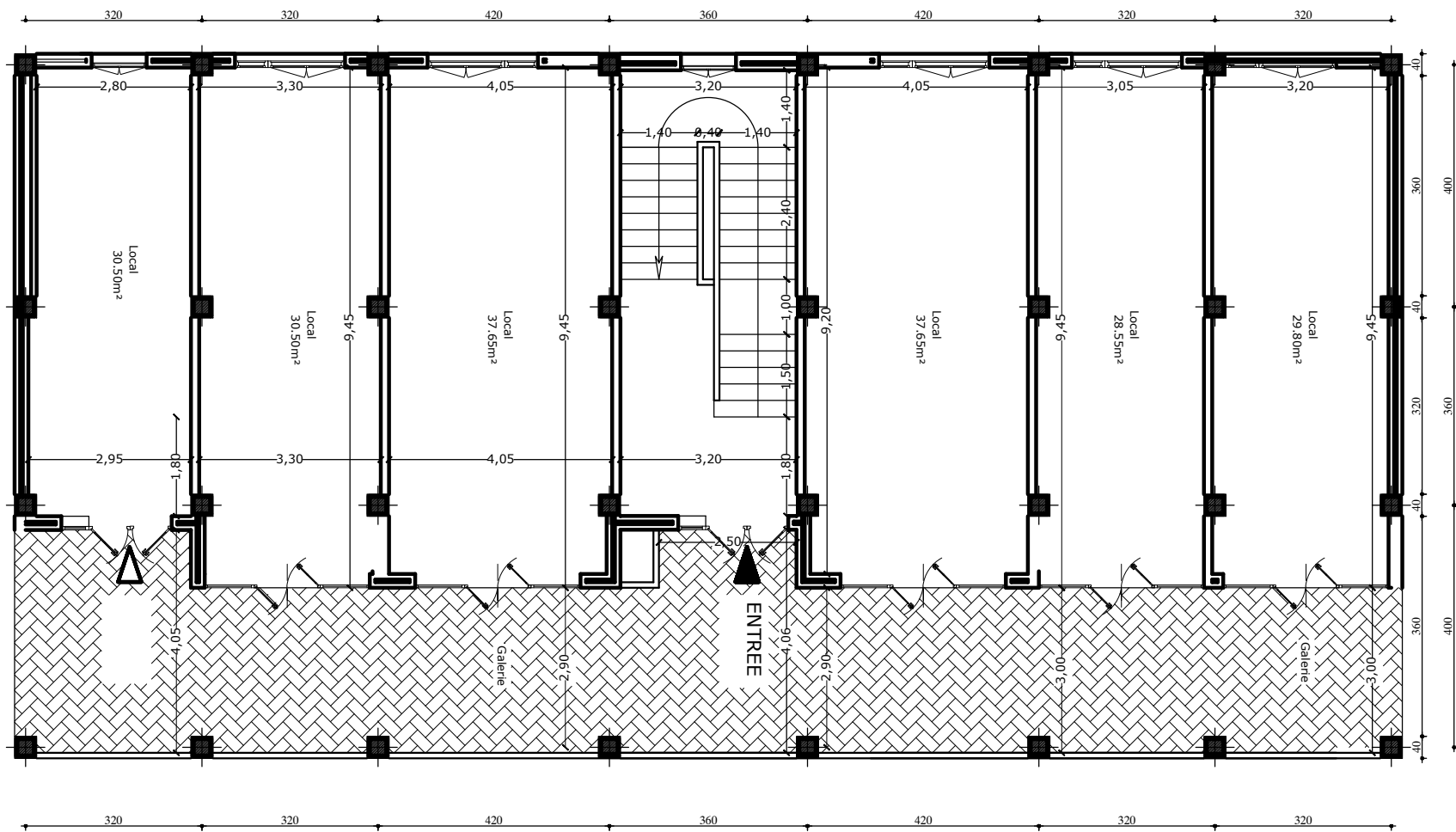
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Ferraillage de la dalle du radier	
Echelle: 1/25	Promotion: 2020
Fiche N°: 11	

Coupe schématique

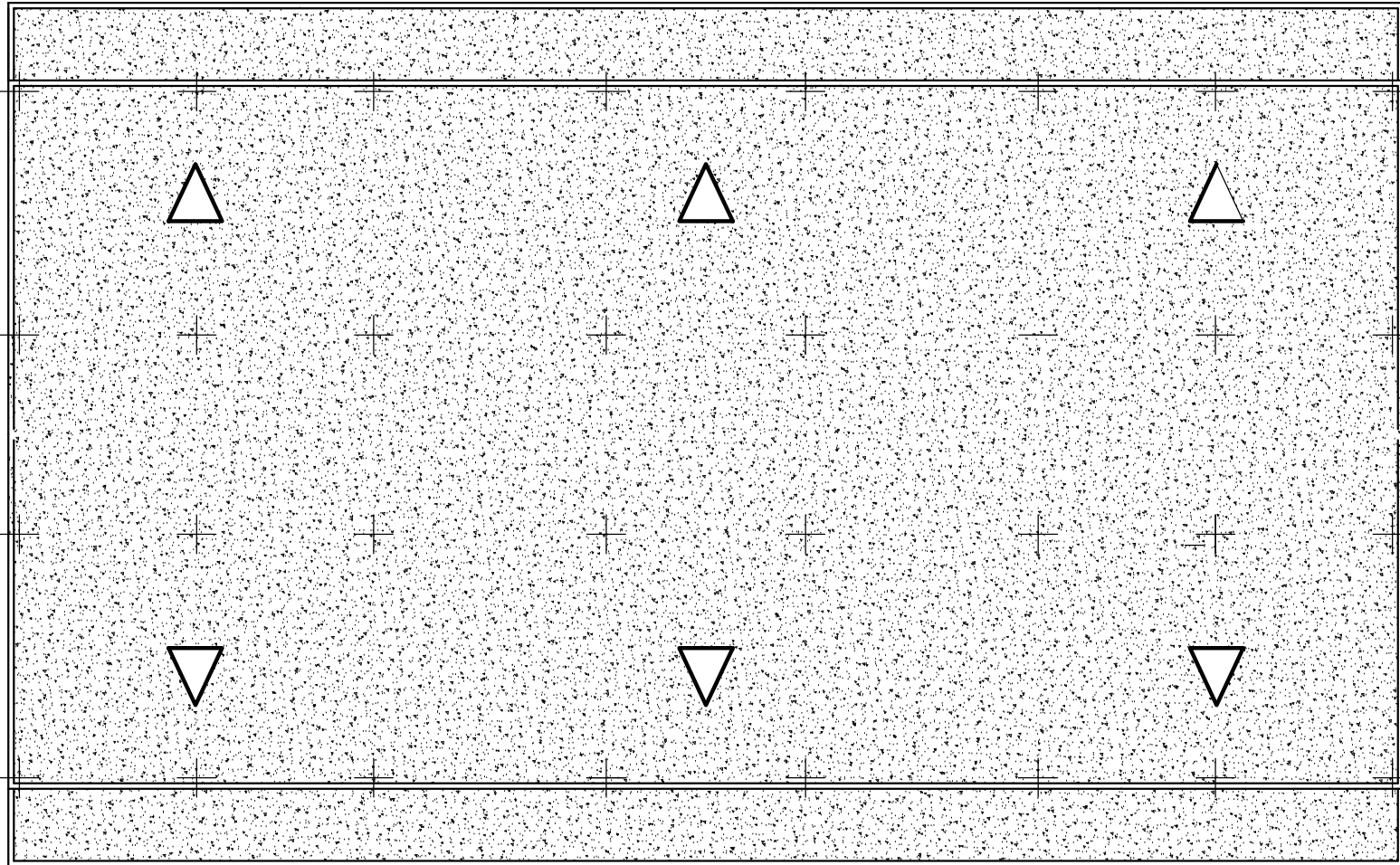




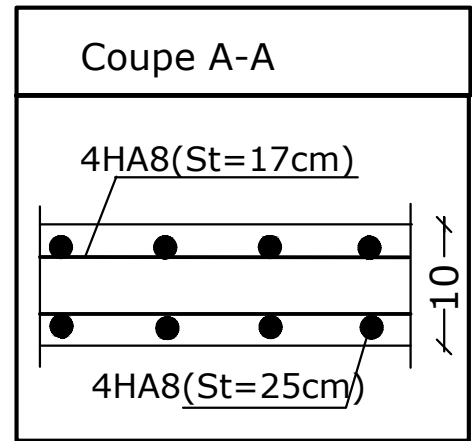
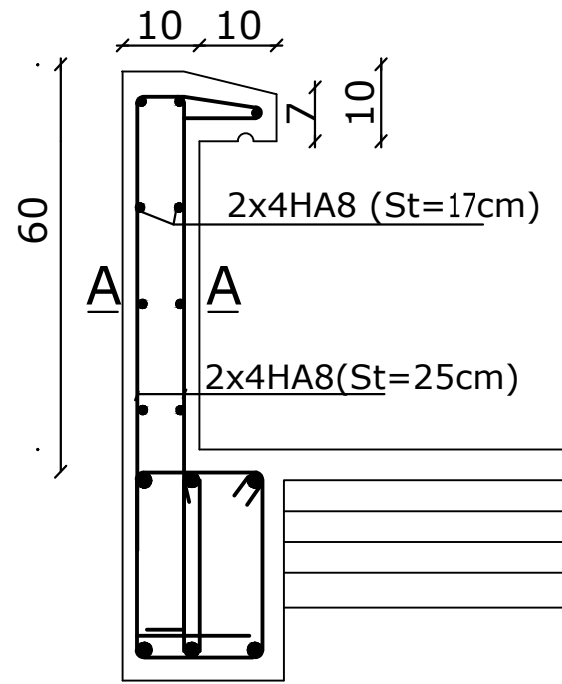
PLAN DES ETAGES COURANTS



PLAN DU RDC

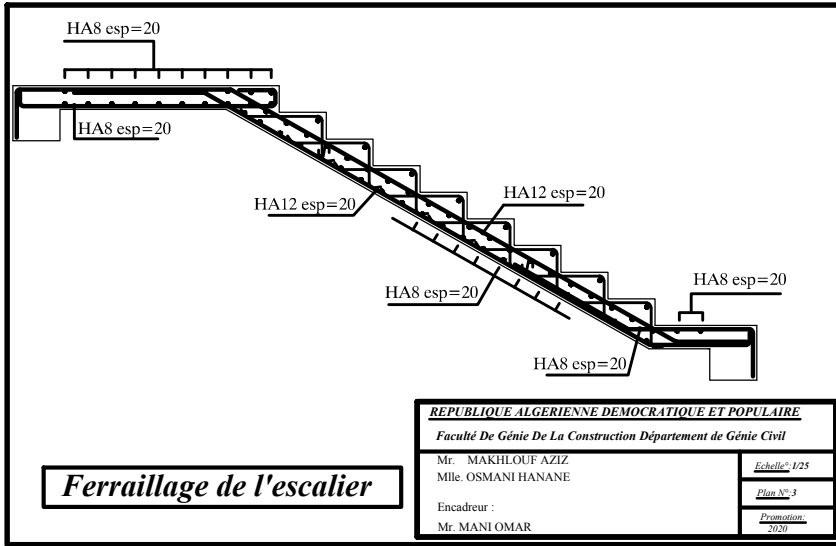


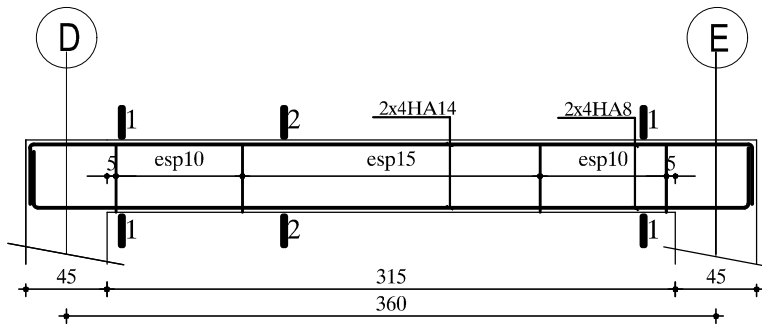
PLAN DE TERRASSE



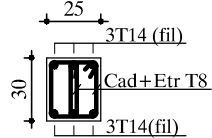
Ferrailage de l'acrotère

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Mr. MAKHLOUF AZIZ Mlle. OSMANI HANANE	<i>Echelle</i> : 1/25
Encadreur :	<i>Plan N°</i> : 1
Mr. MANI OMAR	<i>Promotion</i> : 2020

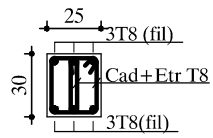




coupe 1-1



coupe 2-2



Ferrailage de la poutre palière

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Mr. MAKHLOUF AZIZ
Mlle. OSMANI HANANE

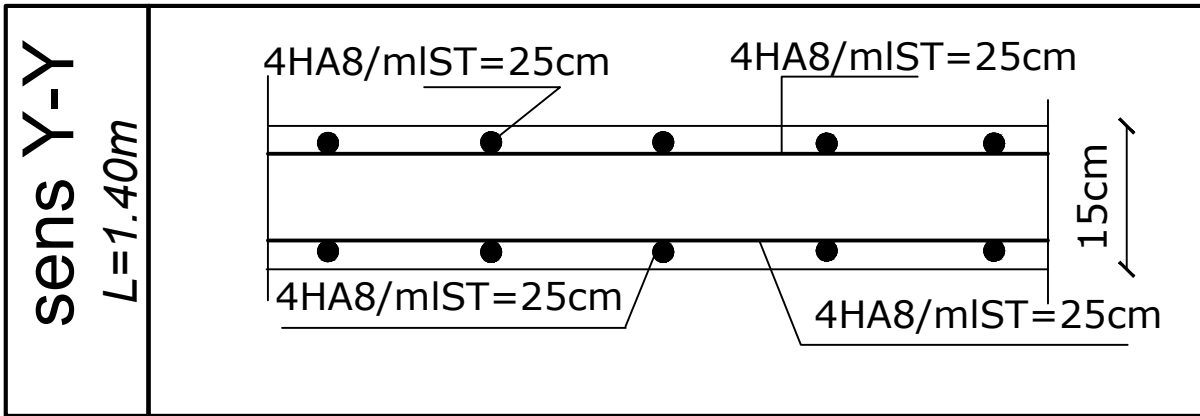
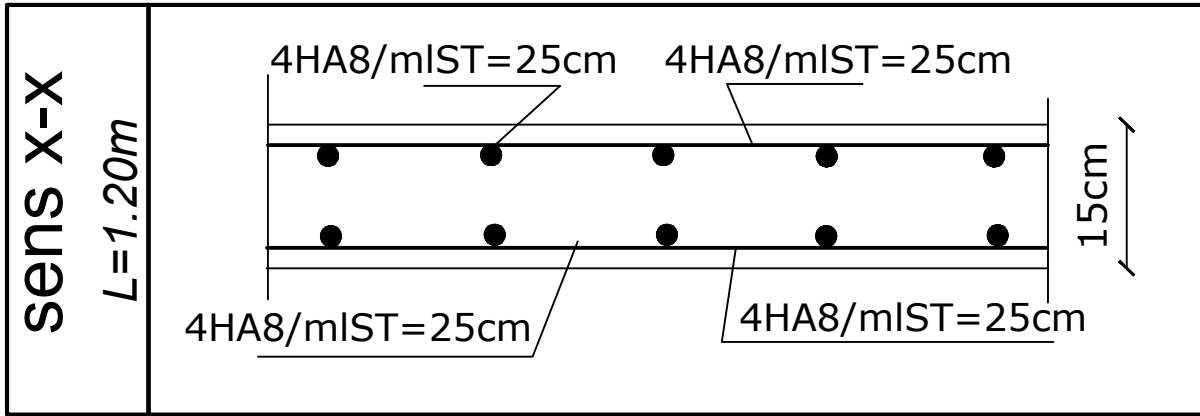
Echelle: 1/25

Encadreur :

Plan N°: 4

Mr. MANI OMAR

Promotion:
2020



***Ferrailage de la dalle
salle machine***

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Mr. MAKHLOUF AZIZ
Mlle. OSMANI HANANE

Echelle: 1/25

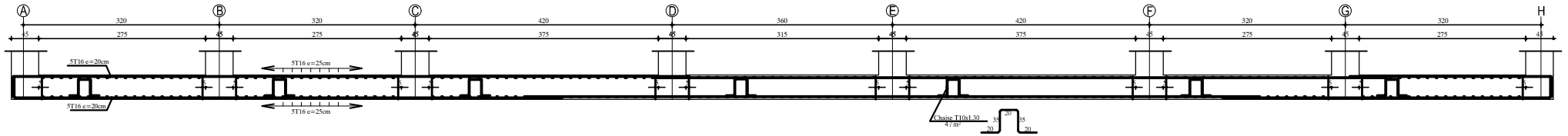
Encadreur :

Plan N°:5

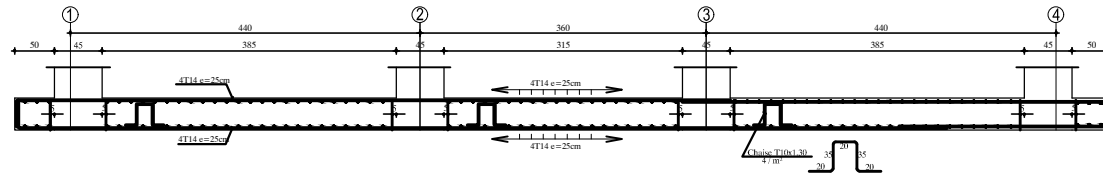
Mr. MANI OMAR

*Promotion:
2020*

FERRAILLAGE DE RADIER : SENS X-X



FERRAILLAGE DE RADIER : SENS Y-Y



Ferrailage de la dalle du radier

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Mr. MAKHLOUF AZIZ
Mlle. OSMANI HANANE

Encadreur :
Mr. MANI OMAR

Echelle°: 1/25

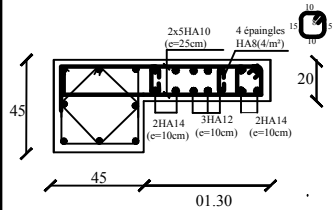
Plan N°: 11

*Promotion:
2020*

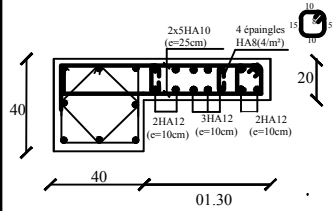
Voile Longitudinal:VL1

L=1.30m

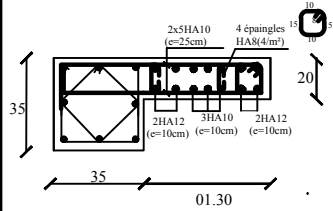
ZONE (I)



ZONE (II)



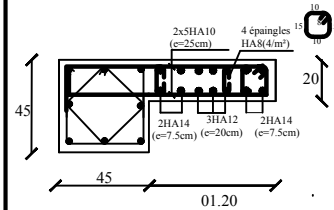
ZONE (II)



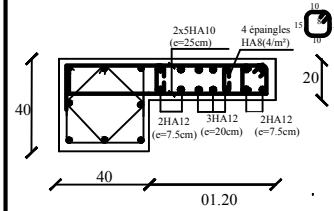
Voile Longitudinal:VL1

L=1.20m

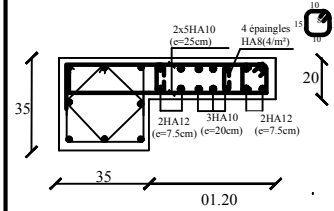
ZONE (I)



ZONE (II)



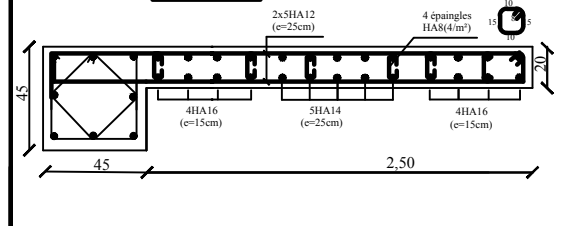
ZONE (II)



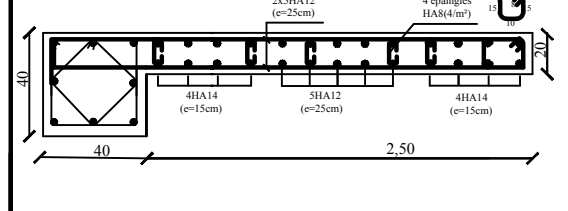
Voile Transversal :VT1

L=2.50m

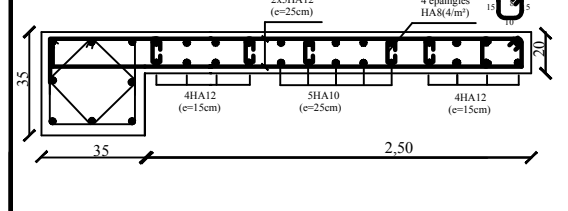
ZONE (I)



ZONE (II)



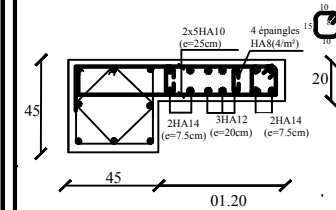
ZONE (II)



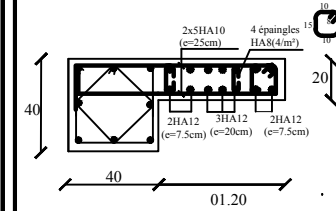
Voile Transversal:VT2

L=1.20m

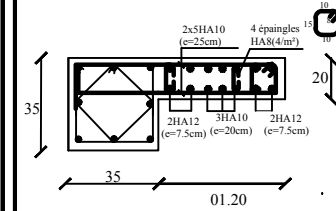
ZONE (I)



ZONE (II)



ZONE (II)



Ferrailage des voiles

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

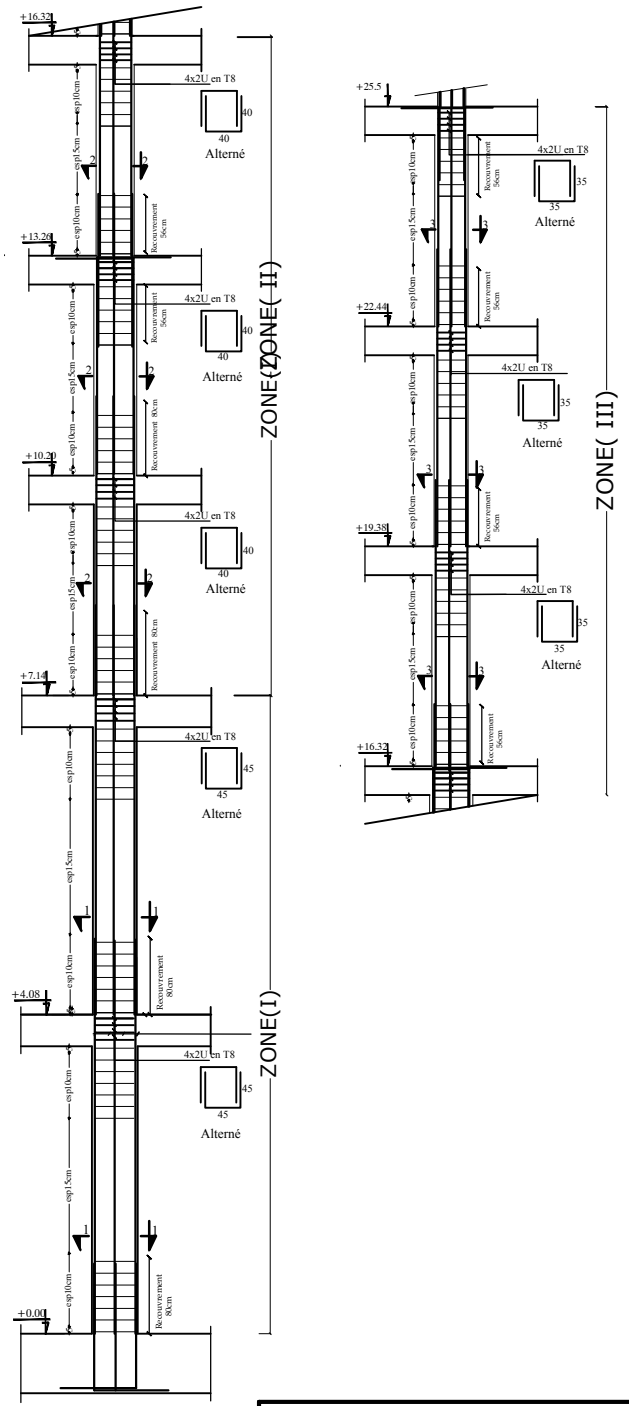
Mr. MAKHLOUF AZIZ
Mlle. OSMANI HANANE

Encadreur :
Mr. MANI OMAR

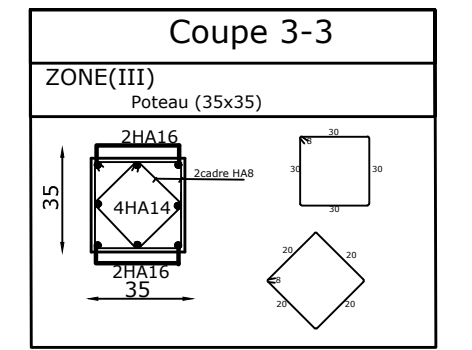
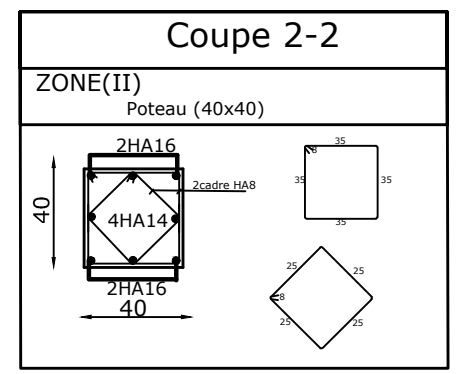
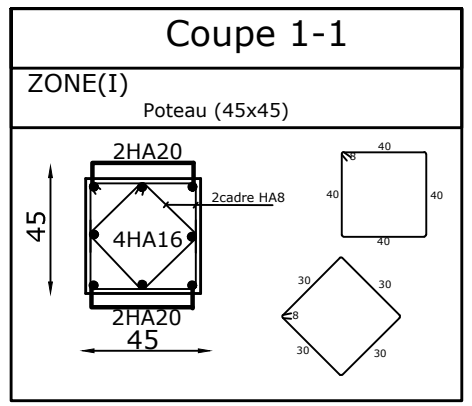
Echelle: 1/25

Plan N°:9

Promotion:
2020



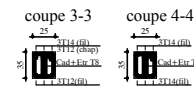
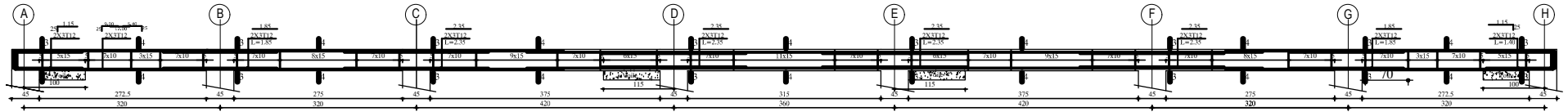
Ferrailage des poteaux



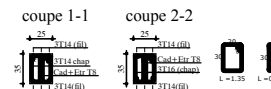
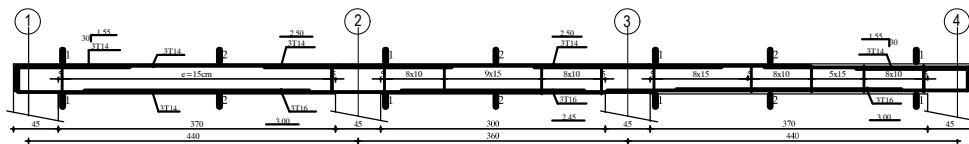
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Mr. MAKHLOUF AZIZ Mlle. OSMANI HANANE	<i>Echelle: 1/25</i>
Encadreur :	<i>Plan N°: 7</i>
Mr. MANI OMAR	<i>Promotion: 2020</i>

Ferraillage des poutres principales



Ferraillage des poutres secondaires



Ferraillage des poutres

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Mr. MAKHLOUF AZIZ
Mlle. OSMANI HANANE

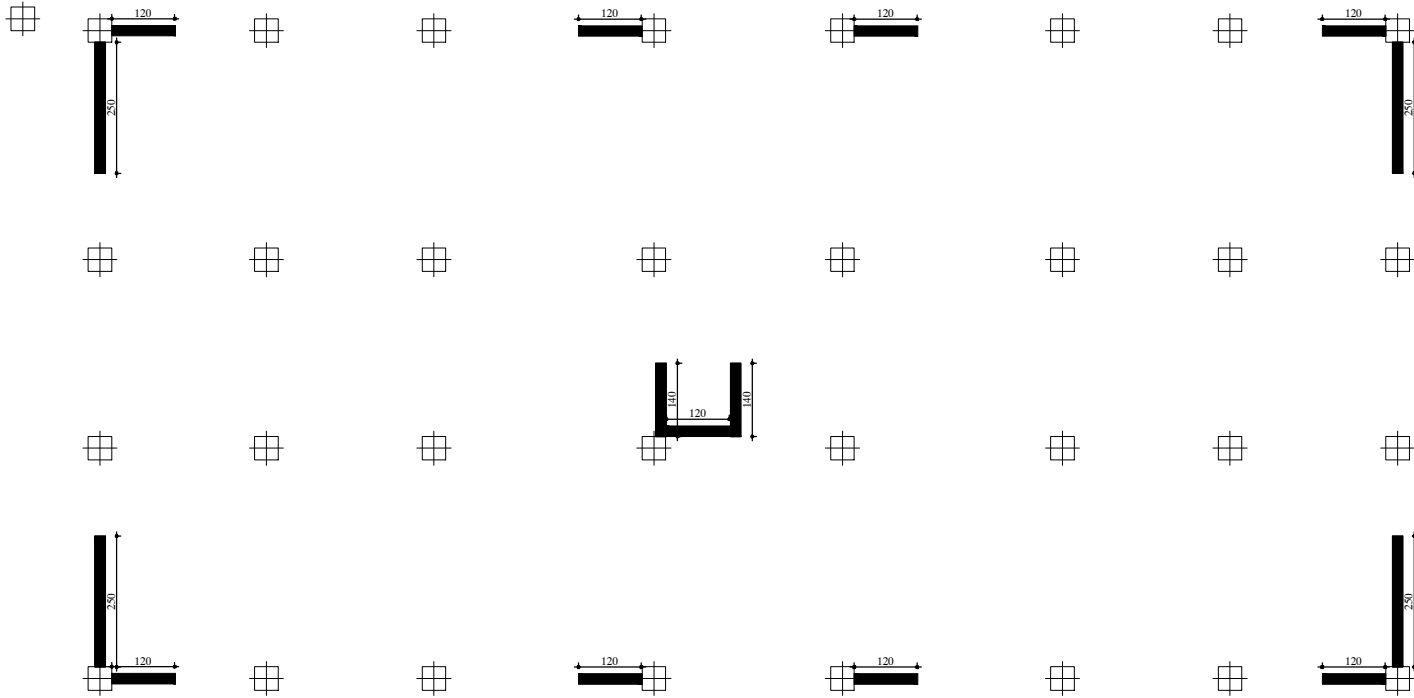
Echelle°:1/25

Plan N°:8

Encadreur :

Mr. MANI OMAR

Promotion:
2020



DISPOSITION DES VOILES

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

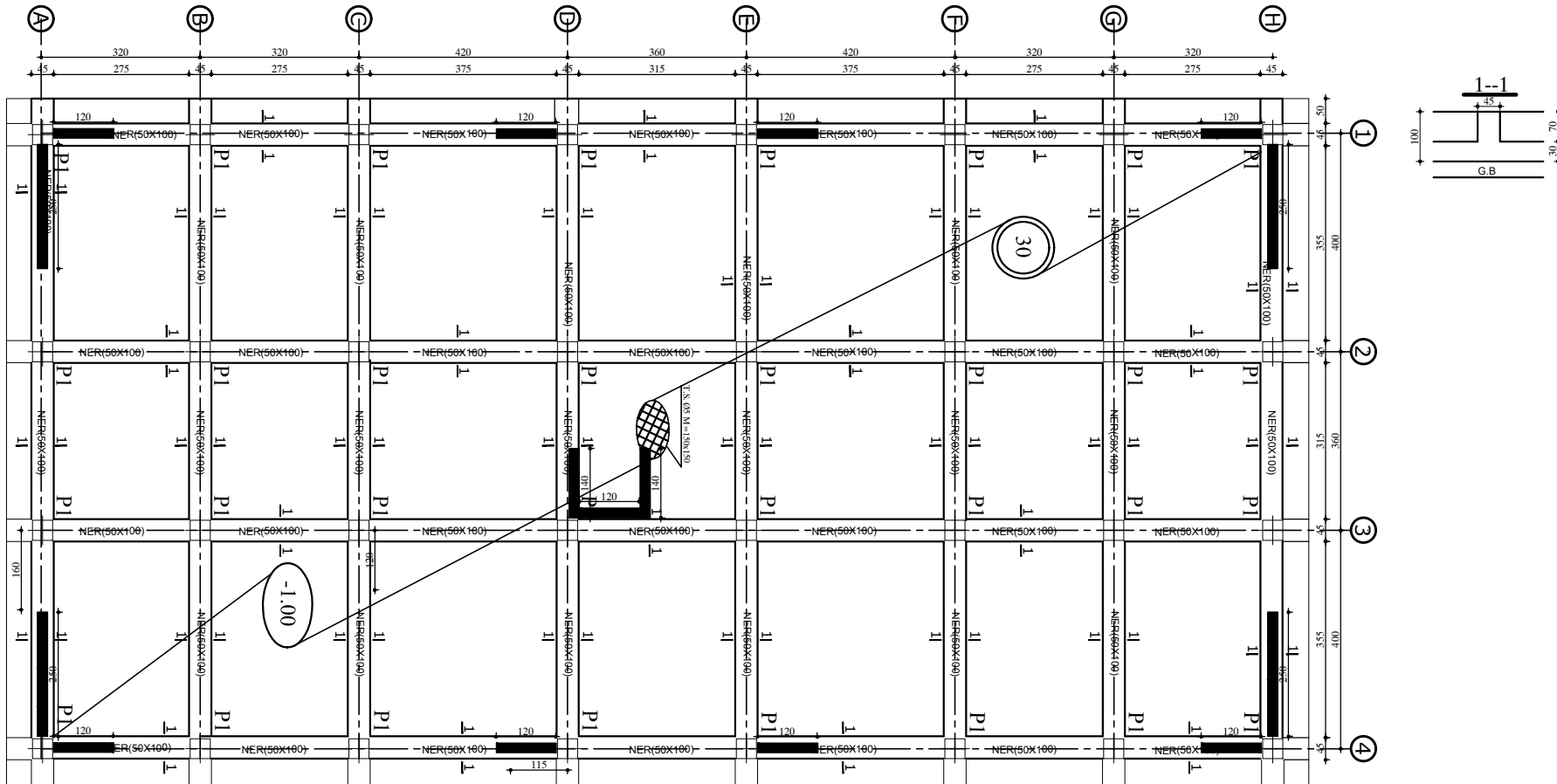
Mr. MAKHLOUF AZIZ
Mlle. OSMANI HANANE

Encadreur :
Mr. MANI OMAR

Echelle: 1/50

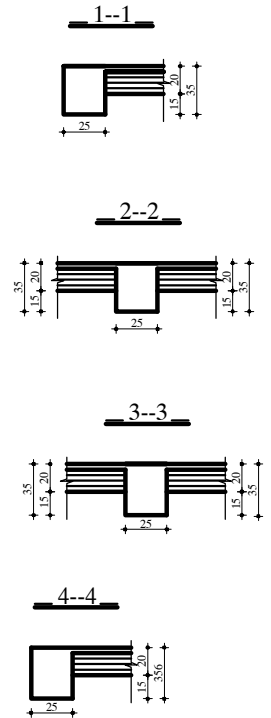
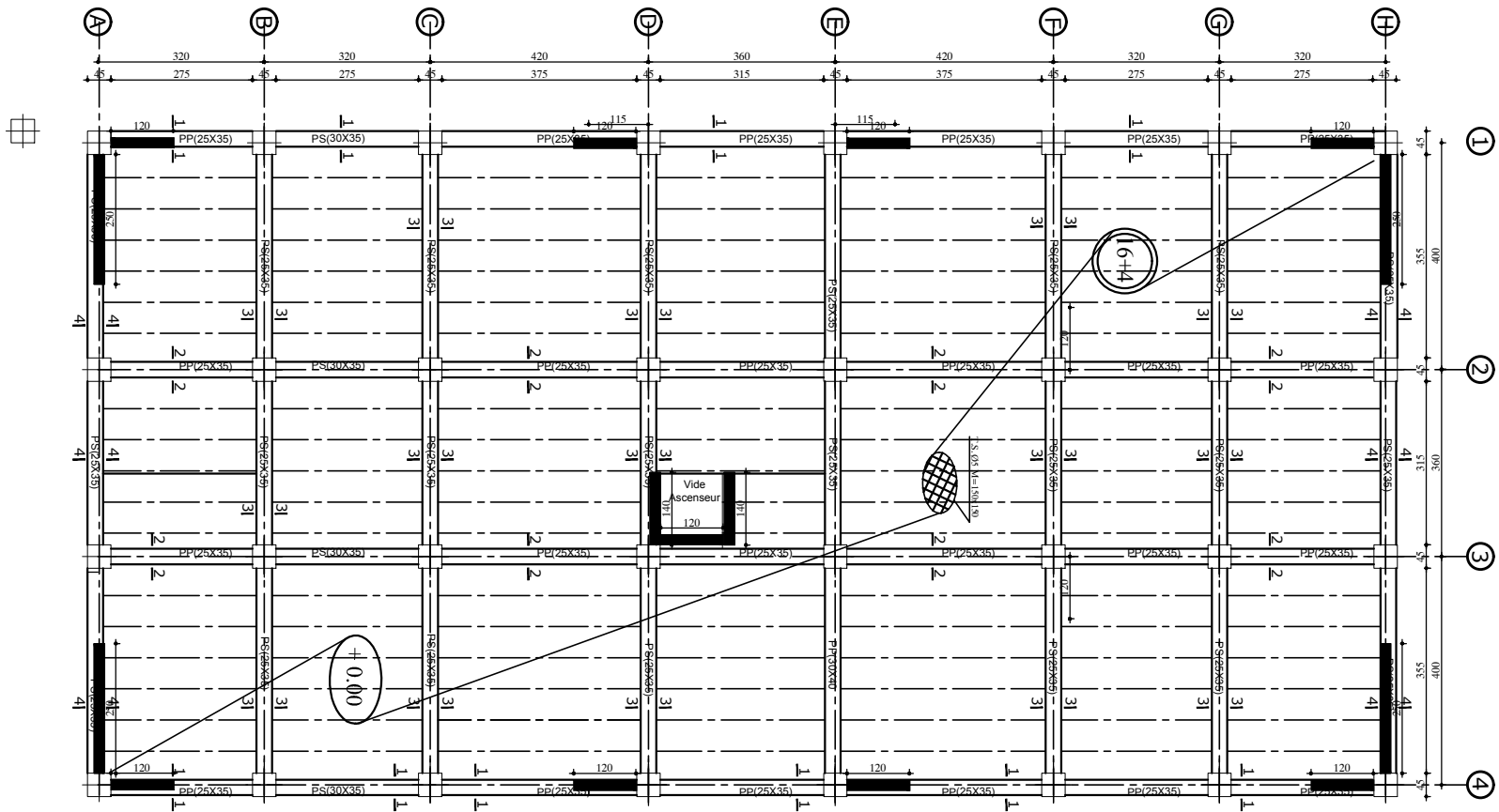
Plan N°: 12

*Promotion:
2020*



PLAN DES FONDATIONS

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>	
Mr. MAKHLOUF AZIZ Mlle. OSMANI HANANE	<i>Echelle°: 1/25</i>
Encadreur :	<i>Plan N°: 13</i>
Mr. MANI OMAR	<i>Promotion: 2020</i>



PLAN DE COFFRAGE RDC

NIV : +0.00

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Mr. MAKHLOUF AZIZ
Mlle. OSMANI HANANE

Encadreur :
Mr. MANI OMAR

Echelle: 1/25

Plan N°: 14

Promotion:
2020