

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'Etudes

En vue de l'obtention du diplôme de Master professionnel
en Génie civil
Option : Construction civile et industrielle

Thème

Etude d'une structure (R+8) à
usage d'habitation contreventée
par voiles et portiques
Application du logiciel ETABS

Encadré par:

M^{me} BOUZELHA Karima

Réalisé par :

M^{me} BOUZAR
née MOKHTARI Ghenima

Promotion : 2012/2013

Remerciements

Je tiens à présenter mes vifs remerciements à ma promotrice M^{me} BOUZELHA Karima pour sa disponibilité et tous les conseils quelle m'a apporté tout au long de mon travail.

Mes gratitudes aux membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail

Je remercie également l'ensemble des enseignants qui ont contribué à ma formation.

Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.

Dédicaces

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

à mon très cher MARI

à la mémoire de mon cher frère SAID

à sa femme DJOUHER et ses enfants YORAM, RACHELLE, IMMA et ILYANA

à mes chers PARENTS

à mes sœurs DRIFA ET MALIKA

à ma sœur ZOHRA, son mari FARID et sa fille SARAH

à mes frères MOHAMED et RAMDHAN

à ma très chère copine FATIHA

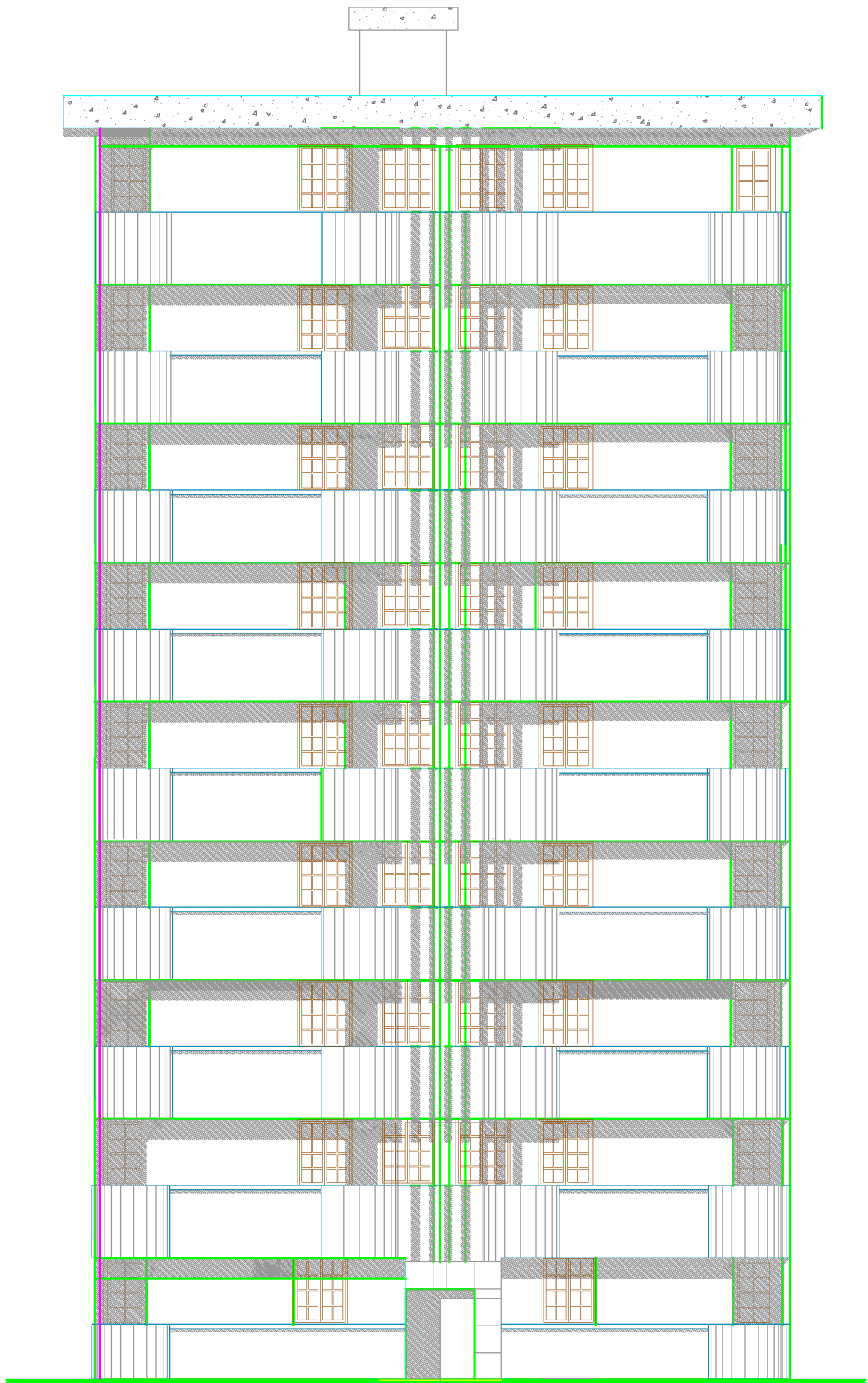
à mes amis KAHINA, SAMIA, SIHAM et ZOULIKHA

à toute la famille MOKHTARI et toute la famille BOUZAR

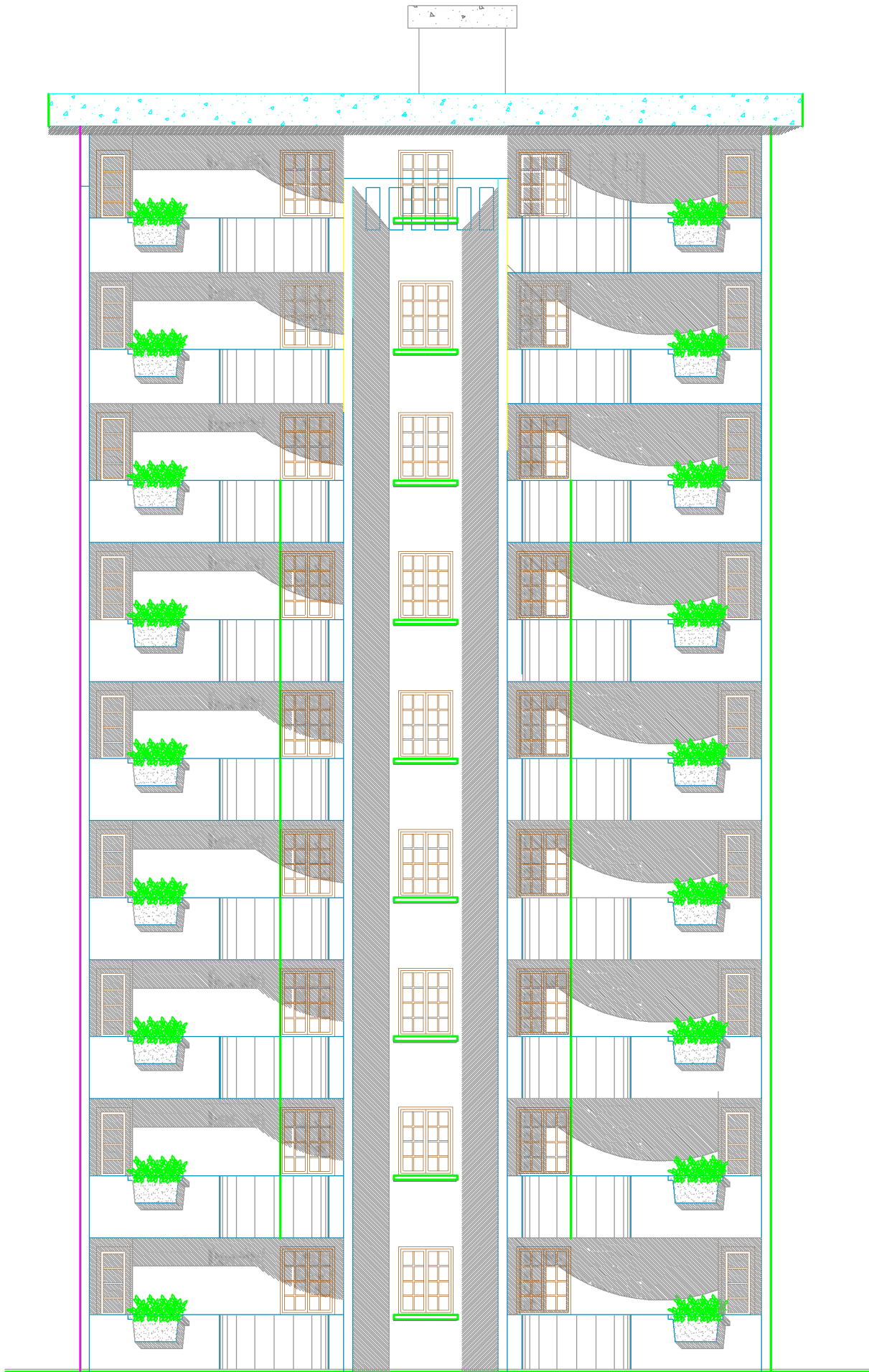
Sommaire

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et matériaux	1
Chapitre2 : Prédimensionnement des éléments	10
Chapitre 3 : Calcul des éléments non structuraux.....	24
3.1. Calcul de l'acrotère	24
3.2. Calcul des balcons	30
3.3. Calcul des portes à faux	36
3.4. Calcul des planchers	42
3.5. Calcul des escaliers	53
3.6. Calcul de la dalle pleine de la salle machine	77
Chapitre 4 : Etude de contreventement	85
4.1. Caractéristiques géométriques des portiques	85
4.2. Caractéristiques géométriques des voiles	91
4.3. Calcul des inerties fictives des portiques	94
4. 4. Calcul du centre de torsion.....	100
4.5. Calcul du centre de masse	105
4.6. Calcul du l'exentricité	105
Chapitre 5 : Modélisation de la structure et vérification des exigences du RPA .	117
5.1. Description de l'ETABS	117
5.2. Choix de la méthode de calcul	119
5.3. Vérification de la structure selon les exigences du RPA 2003	121
Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux.....	131
6.1. Ferrailage des poutres	131
6.2. Ferrailage des poteaux	140
6.3. Ferrailage des voiles	155

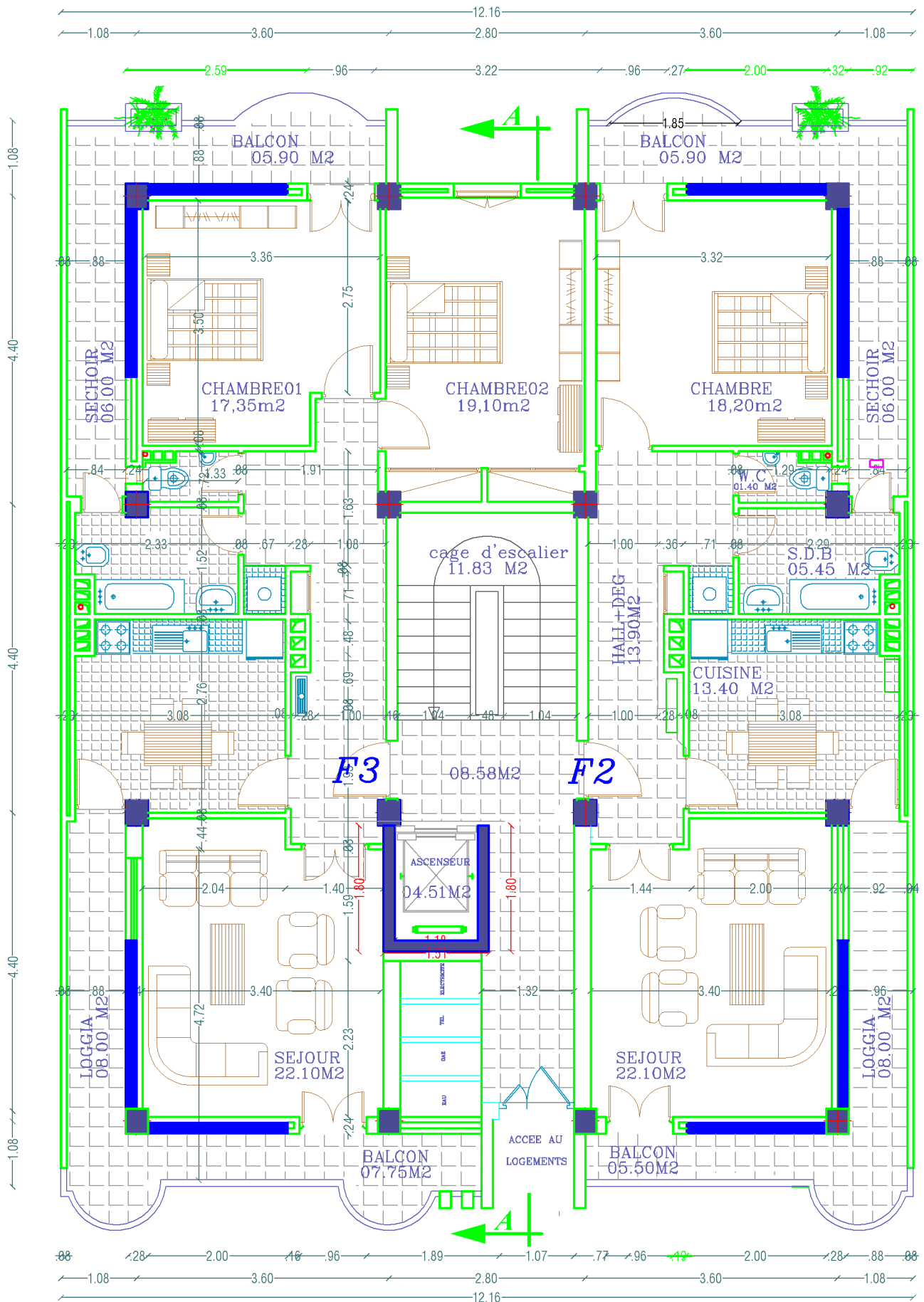
Chapitre 7 : Etude de l'infrastructure	168
7.1. Etude géotechnique du sol	168
7.2. Choix du type de fondation	168
7.3. Dimensionnement	168
7.4. Ferrailage du radier	177
Conclusion générale	188
Référence bibliographiques	
Annexe	



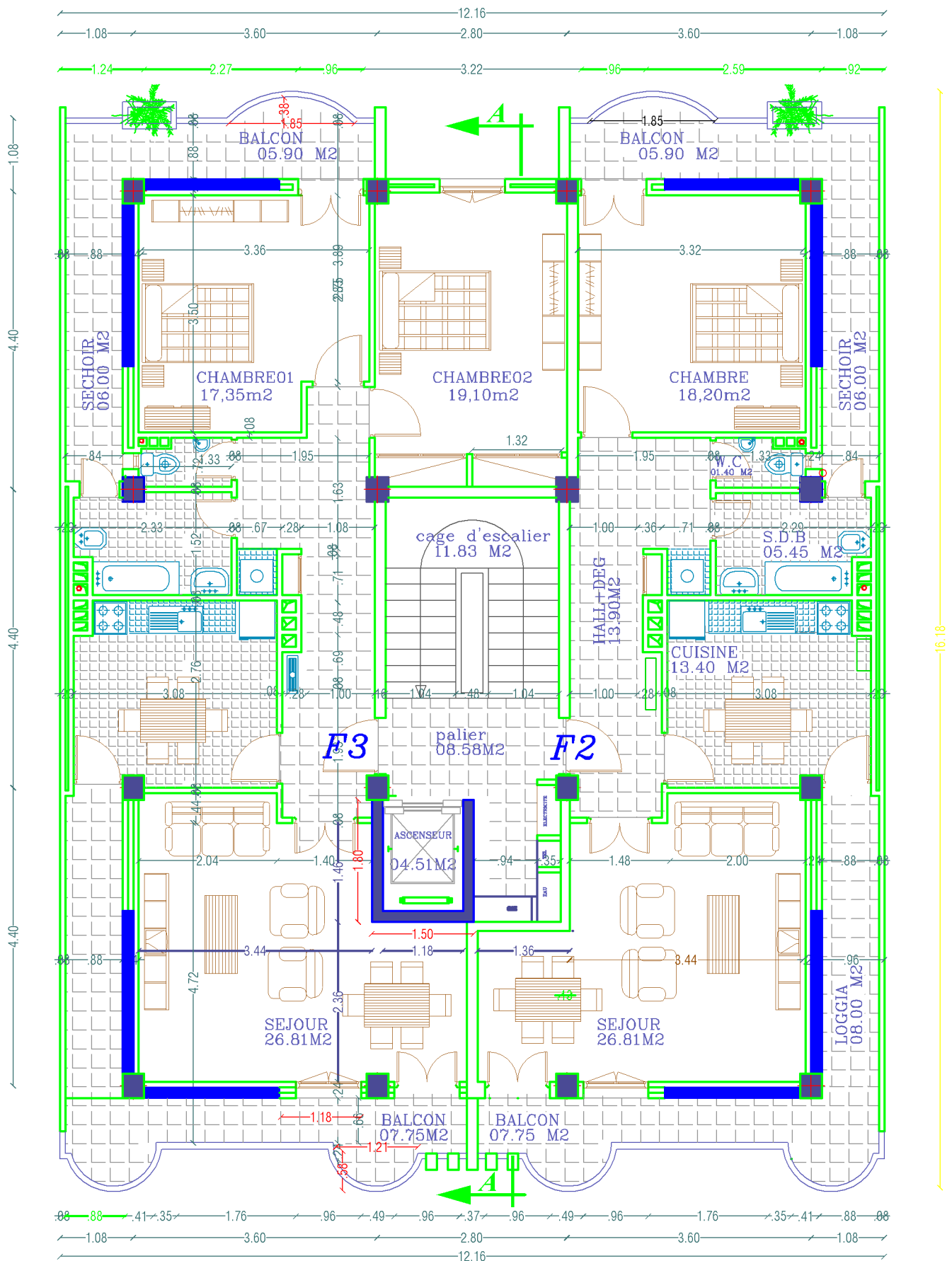
FACADE PRINCIPALE



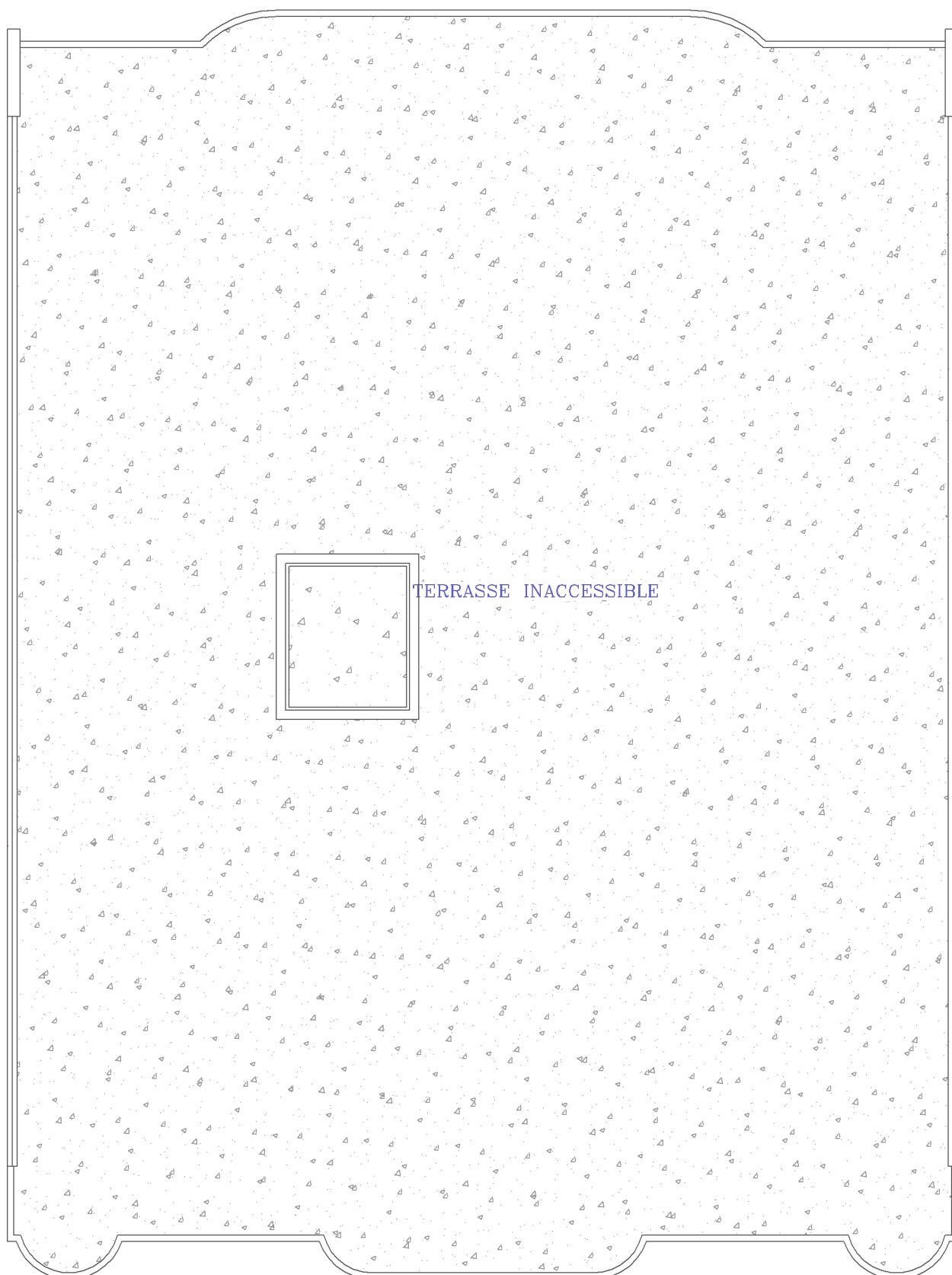
FACADE POSTERIEURE



vue en plan, REZ DE CHAUSSEE



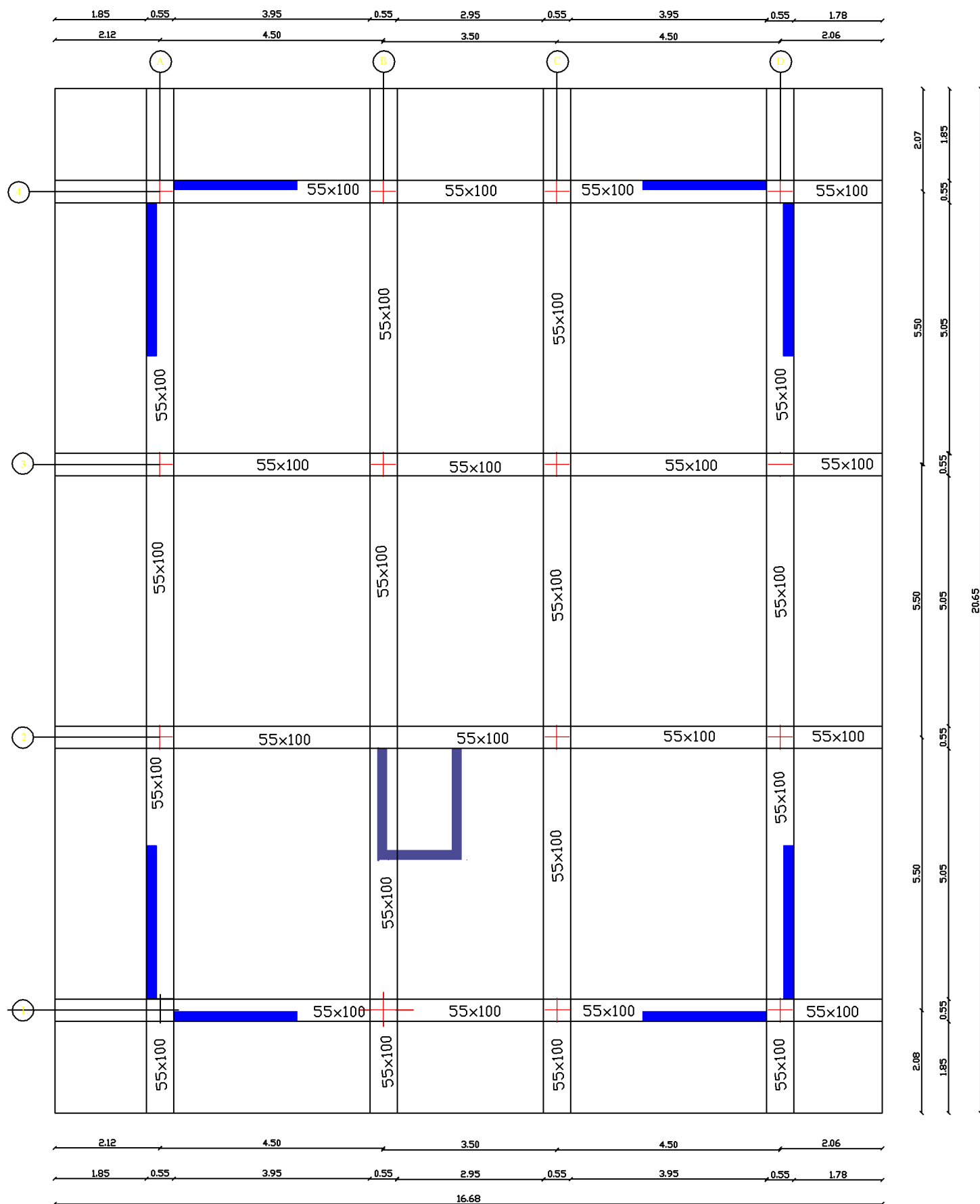
VUE EN PLAN, ETAGE COURANT



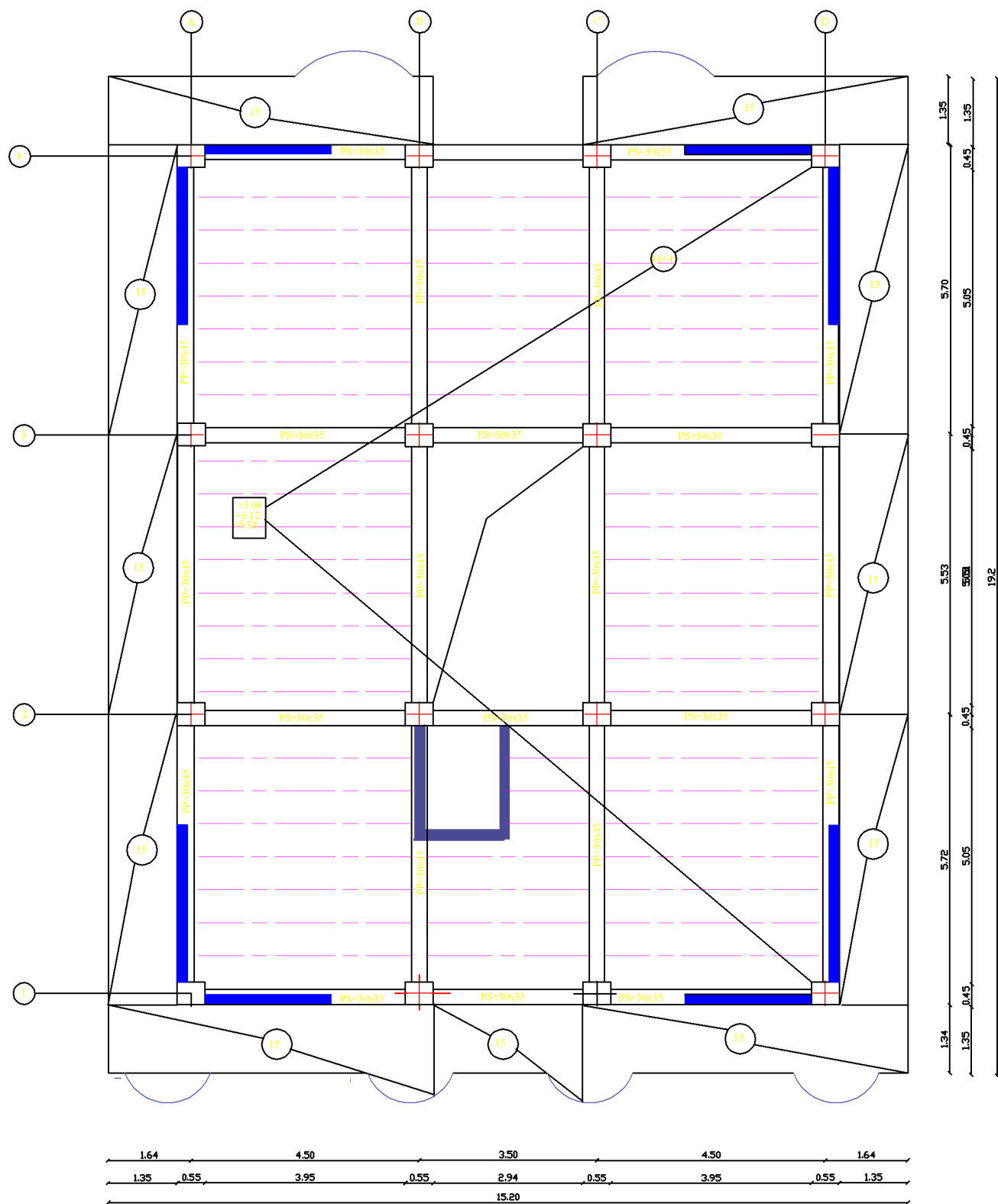
VUE EN PLAN TERRASSE



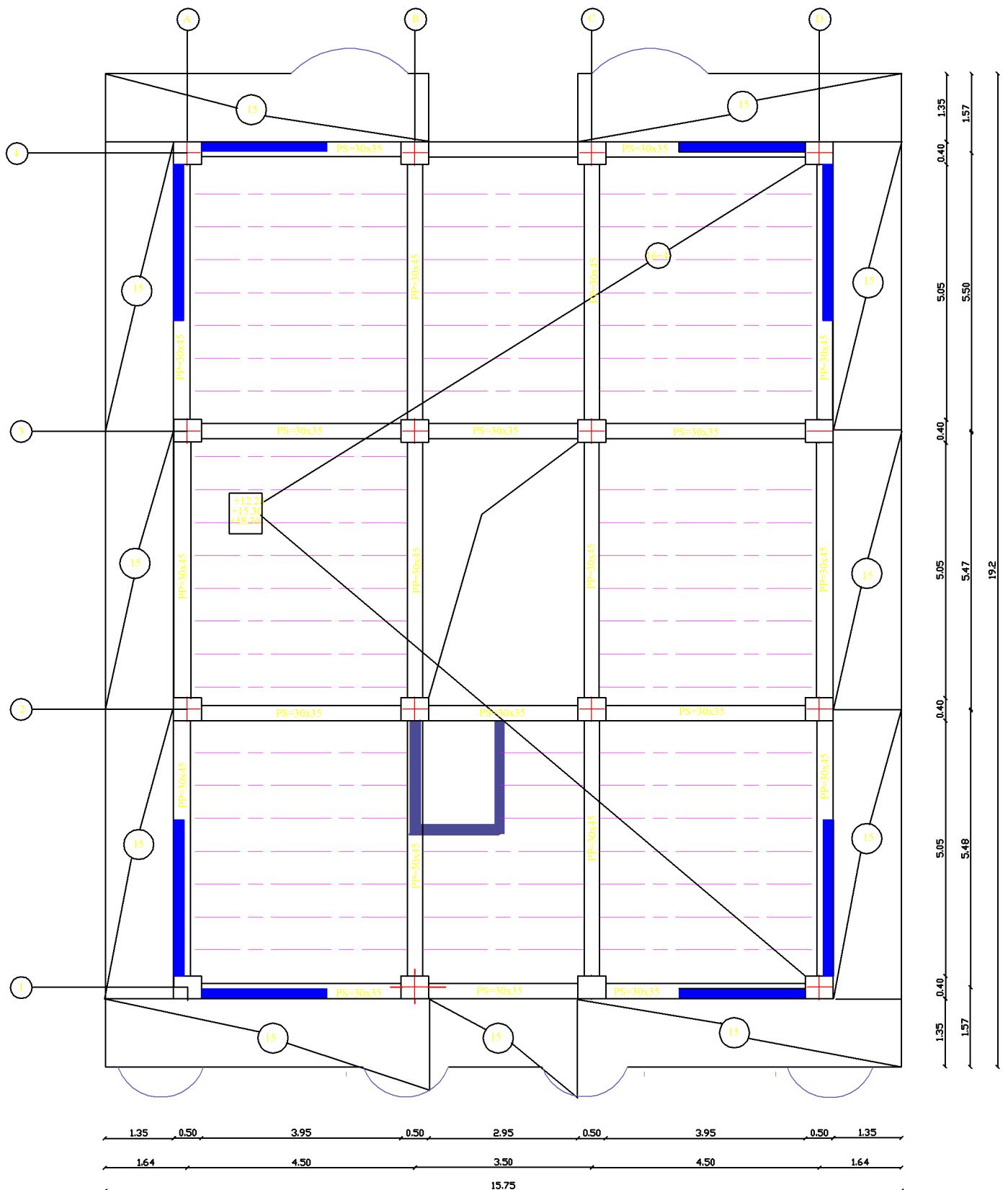
COUPE A.A



PLAN DE COFFRAGE Niv 0.00



PLAN DE COFFRAGE Niv +3.06, 6.12, 9.18



PLAN DE COFFRAGE Niv 12.24, 15.30, 18.36

Chapitre 1

Présentation de l'ouvrage et matériaux

Introduction

Le premier chapitre consiste en une présentation de tous les éléments constitutifs du projet faisant l'objet de notre étude, ainsi que les principaux matériaux utilisés.

Notons, par ailleurs, que l'étude sera effectuée conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- le Règlement Parasismique Algérien (**RPA, 2003**),
- les Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL, 1999**),
- les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA, 1993**).

1-1- Présentation de l'ouvrage

Notre projet nous a été confié par le bureau d'étude URT0. Il consiste en l'étude d'un bâtiment (RDC + 8 étages) à usage d'habitation. L'ouvrage sera implanté dans la wilaya de Tizi Ouzou ; classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA, 2003) comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

La structure est composée :

- d'un RDC + huit étages courants à usage d'habitation ;
- d'une cage d'escalier ;
- et d'une cage d'ascenseur.

1-2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- | | |
|--|---------|
| • Hauteur totale du bâtiment..... | 27.54m |
| • Hauteur totale du bâtiment y compris l'acrotère..... | 28.14 m |
| • Longueur totale du bâtiment..... | 20.22 m |
| • Largeur totale du bâtiment..... | 15.20 m |
| • Hauteur de l'acrotère..... | 0.60m |

1-3- Eléments constitutifs de l'ouvrage

1-3-1- Ossature

Le bâtiment est en ossature mixte. Il est composé de portiques (poteaux- poutres) et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) formant ainsi un système de contreventement rigide, assurant la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales ainsi que les charges verticales.

1-3-2- Planchers

a- Plancher à corps creux

Ce sont des éléments de structure horizontaux. Ils limitent les étages et ont pour fonctions principales :

- la résistance mécanique : supposé être infiniment rigide dans le plan horizontal, les planchers doivent supporter leurs poids propre ainsi que les surcharges du niveau,

- l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux,
- la transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement.

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur les poutrelles préfabriquées.

b- Dalles pleine en béton armé

Prévues pour les balcons, les porte-à-faux et les paliers de repos des escaliers.

1-3-3- Balcons

Ce sont des airs consolidés au niveau de chaque plancher. Ils seront réalisés en dalle pleine.

1-3-4- Escaliers

Le bâtiment est muni d'une seule cage d'escalier, composée de deux volés avec un palier de départ et un palier de repos. Les escaliers seront réalisés en béton armé coulé sur place.

1-3-5-Cage d'ascenseur

Notre bâtiment sera muni d'une cage d'ascenseur, réalisée en béton armé coulé sur place.

1-3-6- Maçonnerie

• Murs extérieurs

Ils seront réalisés en double cloisons en brique creuse de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5 cm.

• Murs intérieurs

Ils seront réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour les murs de séparation des pièces et en double cloison pour les murs de séparation des appartements.

1-1-7- Revêtements

Ils seront réalisés en :

- mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de façade extérieurs,
- enduit en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les cloison intérieur et plafonds,
- carrelage pour les planchers et escaliers,
- céramique pour les cuisines et salles d'eaux.

1-3-8- Système de coffrage

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

1-4- Etude du sol

Nous exploitons les données du bureau d'étude **URTO** relatives au sol de fondation. Ainsi, celui-ci rapporte que la structure est implantée sur un sol d'une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 2$ bars

Le sol est donc classé d'après la classification du RPA2003 comme sol ferme.

1-5- Caractéristiques mécaniques des matériaux

1-5-1- Le béton

Le béton est un mélange optimal de :

- liants (ciments artificiels),

- granulats (sables, gravillons, graviers...),
- eau de gâchage,
- éventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge,...).

Il sera dosé à 350 Kg/m^3 de ciment C_{pj} .

Le béton est défini du point de vue mécanique par :

- **Résistance caractéristique à la compression**

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge, noté f_{c28} . La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. Pour $j \leq 28$ jours elle est calculée comme suit (BAEL99/A.2.1,11) :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83 \times j)} \times f_{c28} \xrightarrow{\text{pour}} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa,} \\ f_{cj} = \frac{j}{(1.40 + 0.95 \times j)} \times f_{c28} \xrightarrow{\text{pour}} f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{array} \right\}$$

Pour le calcul de notre structure, nous adoptons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

- **Résistance caractéristique à la traction**

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours, noté f_{tj} , est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante (BAEL99/A.2.1,12) :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ ce qui donne $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

- **Module de déformation longitudinal du béton**

- **Module de déformation longitudinal instantanée du béton**

Il est utilisé pour les calculs sous contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{ART A. 2.1.21, BAEL 99}).$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; on a $E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$

- **Module de déformation longitudinal différé du béton**

Lorsque les contraintes normales appliquées sont de longue durée, on utilise le module différé qui prend en compte les déformations du fluage du béton.

Ce module est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} [\text{MPa}].$$

Pour notre cas, $f_{c28} = 25 [\text{MPa}]$

$$E_{v28} = 10819 [\text{MPa}].$$

- **Module de déformation transversale**

Noté G , il caractérise la déformation du matériau, sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

$$G = E/2 (1 + \nu) \text{ MPa}$$

avec :

ν : coefficient de poisson $\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$

E : module de Young

$$\begin{cases} \frac{\Delta d}{d} : \text{déformation relative transversale} \\ \frac{\Delta L}{L} : \text{déformation relative longitudinale} \end{cases}$$

- **Coefficient de poisson**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et longitudinale : $\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta L / L}$

Il est pris égal à :

$$\nu = 0 \quad \text{à l'ELU} \quad (\text{ART A. 2.1. 3, BAEL 99}).$$

$$\nu = 0.2 \quad \text{à l'ELS} \quad (\text{ART A. 2.1. 3, BAEL 99}).$$

- **Etat limite de contrainte de béton**

Un état limite est un état au-delà duquel une structure ou un de ses éléments constitutifs cesseront de remplir les fonctions pour lesquelles ils sont conçus. On les a donc classés en état limite ultime (ELU) et état limite de service (ELS).

- **Etats limites ultimes (ELU)**

Ils sont associés à l'effondrement de la structure, ou à d'autres formes de ruine structurale qui peuvent mettre en danger la sécurité des personnes.

La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad [\text{MPa}]$$

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité} \quad \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \mapsto \text{situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées

$\theta=1$: si la durée d'application est $>24\text{h}$,

$\theta=0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\theta=0.85$: si la durée d'application est $< 1\text{h}$,

Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 14.2$ [MPa]

Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta=0.85$, on aura $f_{bu} = 21.74$ [MPa]

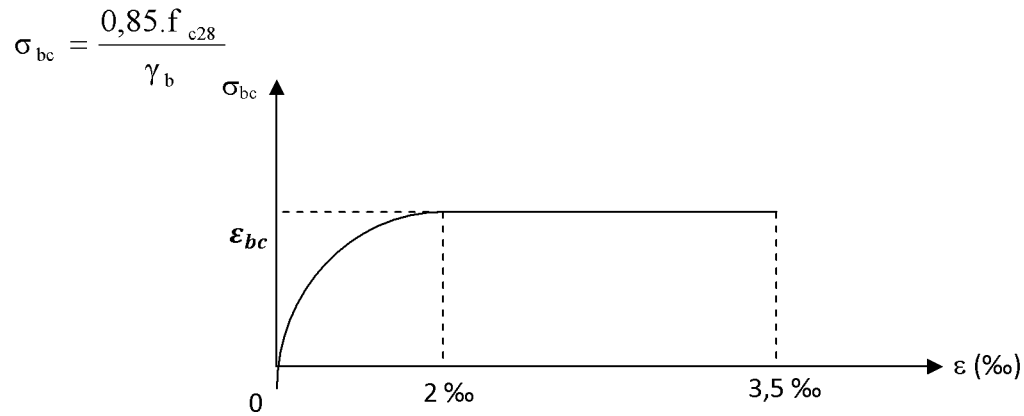


Figure 1-1- Diagramme des contraintes-déformation à l'ELU

▪ **Etats limites de services (E.L.S)**

Ils correspondent aux états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration ne sont plus satisfaites.

La contrainte admissible du béton à la compression est donnée par l' Art A.4.5, 2 BAEL 1999

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ à l'ELS.

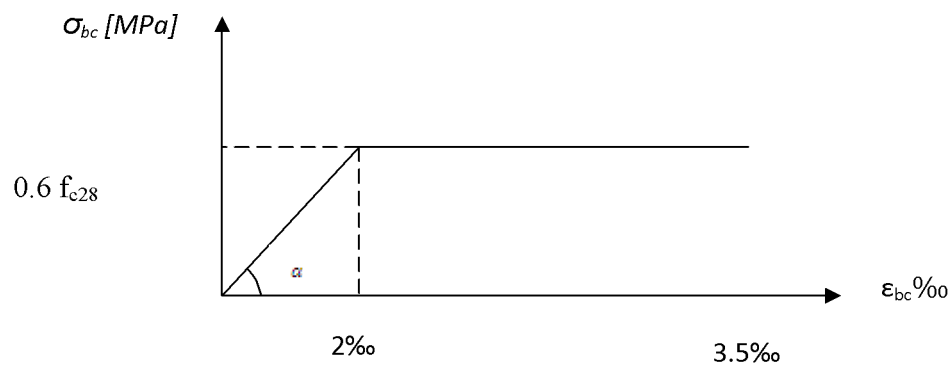


Figure 1-2- Diagramme des contraintes-déformation à l'ELS

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

$\text{tg} \alpha = \varepsilon_b$ = module d'élasticité.

• **la contrainte de cisaillement ultime**

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

1-5-2-Acier

Les aciers sont souvent associés au béton pour reprendre les efforts de tractions auxquels ce dernier ne résiste pas. Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces extérieures à savoir :

- barres lisses,
- barres à haute adhérence (HA),
- treillis soudé.

Dans le présent ouvrage, nous auront à utiliser les deux types d'armatures :

Aciers à haute adhérence [feE400].....fe = 400 MPa,

Treillis soudés [TL 520]..... fe = 520 MPa.

fe : limite d'élasticité de l'acier.

On définit les aciers par :

- **Module d'élasticité longitudinale**

Le module d'élasticité longitudinale est pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa} \quad \text{Art (A.2.2.1 BAEL 99).}$$

- **Contrainte limite ultime des aciers**

Elle est définie par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\bar{\sigma}_{st}$: contrainte admissible d'élasticité de l'acier,

fe: limite d'élasticité garantie,

γ_s : coefficient de sécurité avec :

$\gamma_s = 1,15$; pour les situations durables,

$\gamma_s = 1$; pour les situations accidentelle

Tableau 1.1 : contrainte limite ultime des aciers

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ Mpa}$
$f_e = 520 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 452 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 500 \text{ Mpa}$

- **Contrainte limite de service des aciers**

Afin de limiter l'apparition des fissures dans le béton et donc, éviter la corrosion des armatures, on doit limiter les contraintes dans les aciers.

On distingue trois (03) cas de fissurations :

▪ **Fissuration peu nuisible**

La fissuration est considérée peu nuisible quand l'élément se trouve dans les locaux couverts et il n'est soumis à aucune condensation. Dans ce cas il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers.

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e \quad (\text{A.4.5, 32 BAEL99})$$

▪ **Fissuration préjudiciable**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments sont soumis à des condensations et exposés aux intempéries. Dans ce cas la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale à :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \quad \text{Art.A.4.5, 33 (BAEL1999)}$$

▪ **fissuration très préjudiciable**

La fissuration est considérée très préjudiciable lorsque les éléments sont exposés à un milieu agressif (eau de mer).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \quad \text{Art.A.4.5, 34 (BAEL1999)}$$

avec:

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

η : Coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les HA } (\varphi \geq 6 \text{ mm}) \\ \eta = 1,3 \text{ pour les HA } (\varphi < 6 \text{ mm}) \end{array} \right.$$

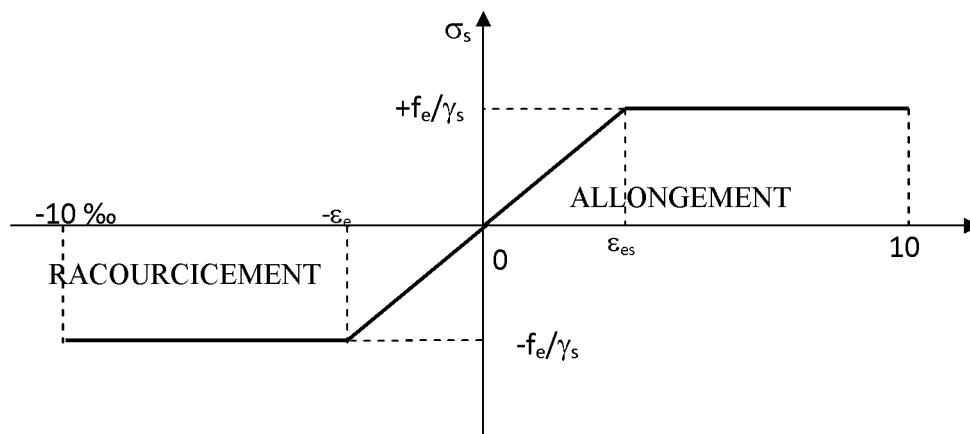


Figure 1-3- Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.S

- **Protection des armatures Art 7.1 (BAEL1999)**

Afin de prémunir les aciers des effets d'intempéries et d'agents agressifs, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. On doit donc respecter les prescriptions suivantes :

- **C = 5 cm**, pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux tout autre atmosphères très agressives, tel les industries chimique ;
- **C = 3 cm**, pour des parois soumises à des actions agressives , à des intempéries ou à des condensations ;
- **C = 1 cm**, pour les parois situées dans un local couvert et clos, et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Chapitre 2

Prédimensionnement des éléments

Introduction

En respectant les recommandations en vigueur, et à l'aide des règles de conception et de calcul des constructions nous allons pouvoir prédimensionner dans ce chapitre les éléments structuraux de notre ouvrage; à savoir les planchers, les poteaux, les poutres et les voiles.

2-1- Prédimensionnement des planchers

2-1-1- plancher en corps creux

Le plancher est constitué de corps creux s'appuyant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée. Le tout complété par une dalle de compression armée d'un treillis soudé.

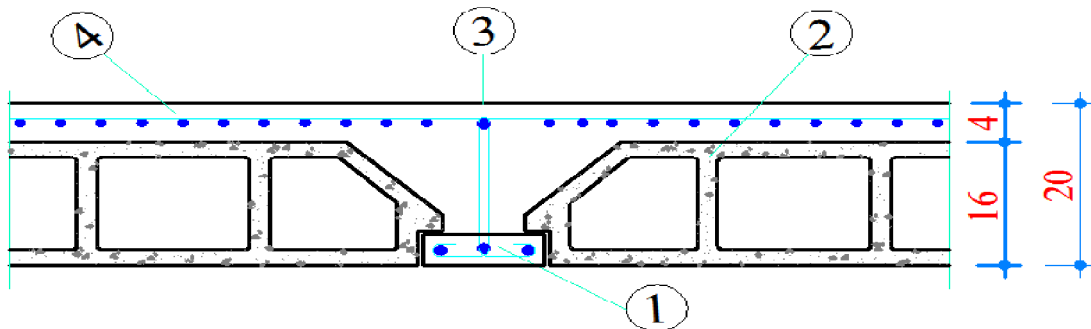


Figure 2-1: Coupe verticale du plancher

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum du plancher doit satisfaire la condition suivante :

$$ht \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{Art B 6-8-423 (BAEL 1999).}$$

avec L : la plus grande portée dans le sens des poutrelles entre nus des appuis.

ht : hauteur total des planchers.

Dans notre cas $L_{\max} = 450 - 40 = 405 \text{ cm}$

$$ht = \frac{410}{22.5} = 18.22 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur : $h_t = (16 + 4) \text{ cm}$

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

1 - Poutrelle 3 - Dalle de compression
2 - Corps creux 4 - Treillis soudé

2-1-2- Dalles

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions. Leurs épaisseurs est déterminés selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

- la résistance à la flexion,

- l'isolation acoustique,
- la résistance au feu.

2-1-2-1- Condition de résistance à la flexion

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

$$e \geq L_0 / 10$$

L_0 : portée libre,

e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1.35m$$

$$e \geq 1.35/10 = 0.135m = 13.5 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de 15 cm.

2-2- Pré dimensionnement des poutres

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

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

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

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

- h : hauteur de la poutre,
- b : largeur de la poutre,
- L : portée maximum entre nus d'appuis.

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

$$b \geq 20\text{cm} \quad ; \quad h \geq 30 \text{ cm} \quad ; \quad h/b < 4 \quad (\text{RPA 2003 Art 7.5.1})$$

2-2-1- Poutres principales (PP)

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, constituant ainsi un appui à celle-ci.

Sachant que :

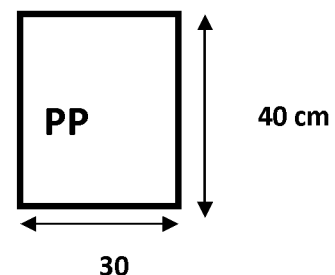
$$L_{\max} = 550 - 45 = 505 \text{ cm}$$

$$505/15 \leq h_{pp} \leq 505/10 \rightarrow 33.66\text{cm} \leq h_{pp} \leq 50.5\text{cm}$$

Nous optons pour $h_{pp} = 40\text{cm}$

$$0.4 \times 40 \leq b_{pp} \leq 0.7 \times 40 \rightarrow 16 \text{ cm} \leq b_{pp} \leq 31.5 \text{ cm}$$

Nous optons pour $b_{pp} = 30 \text{ cm}$



2-2-2- Poutres secondaires (PS)

Elles sont parallèles aux poutrelles elles assurent le chaînage.

On a: $L_{\max} = 450 - 25 = 425 \text{ cm}$

$$425 / 15 \leq h_{ps} \leq 425 / 10$$

$$28.33 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 42.5 \text{ cm}$$

Nous optons pour $h_{ps}=35 \text{ cm}$

$$0.4 \times 35 \leq b_{ps} \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b_{ps} \leq 28 \text{ cm}$$

Nous optons pour $b_{ps}= 30 \text{ cm}$

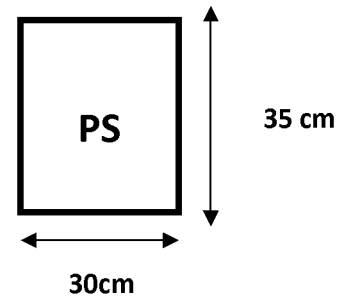


Tableau 2- 1 : vérification aux exigences du RPA

conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35cm	vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	vérifiée
$h / b \leq 4$	1.33	1.16	vérifiée

Les conditions du RPA sur le coffrage des poutres sont bien respectées, donc les sections adoptées sont :

- Poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

2-3- Prédimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et d'autre part, à reprendre une partie des charges verticales.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1. (RPA, 2003), qui définit ces éléments comme satisfaisant la condition :

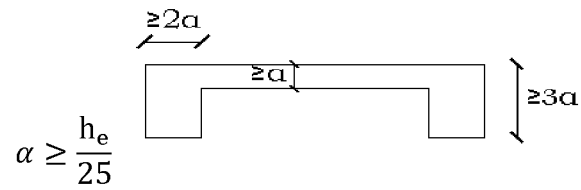
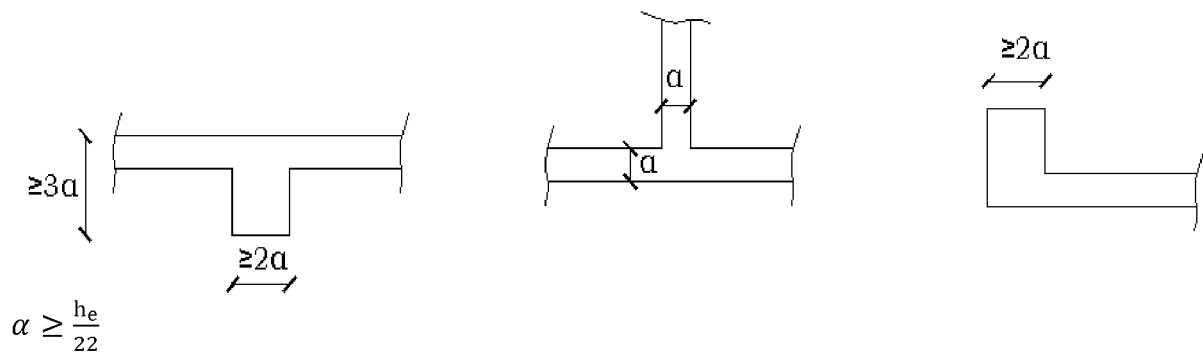
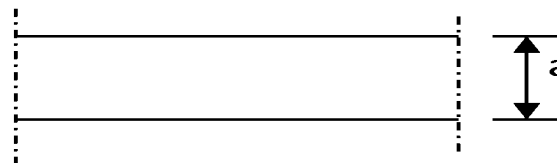
$$L \geq 4a \text{ avec } a \geq 15 \text{ cm}$$

a : épaisseur des voiles.

L : longueur min des voiles.

2-3-1- Epaisseur du voile

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

1er cas :2eme cas :3eme cas :

$$\alpha \geq \frac{h_e}{20}$$

avec : $h_e = h - e_p$ h : hauteur d'étage, e_p : épaisseur du plancher.

$$e_p = (16 + 4) = 20 \text{ cm}$$

Dans notre cas :

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

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

$$\alpha \geq \frac{h_e}{20} = 14.3$$

Nous adopterons pour tous les voiles une épaisseur de $a = 20 \text{ cm}$

2-3-2- Longueur du voile

$$L \geq 4 \times a \rightarrow L \geq 4 \times 20 = 80\text{cm}$$

2-4- Détermination des charges et surcharges

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitations, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B .C.2.2, 1993)

2-4-1- Charges permanentes

a) plancher terrasse inaccessible

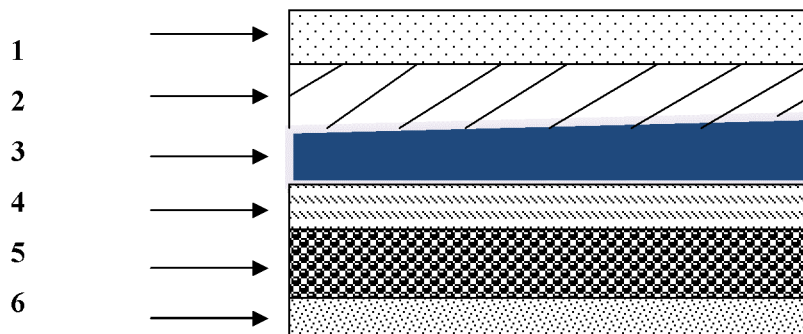


Figure 2-2: Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible

Tableau 2-2 : Charges revenant au plancher terrasse inaccessible

N°	Eléments	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge G_i (KN/m ²)
01	Couche de gravier	20	0.05	1.00
02	Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
03	Béton en forme de pente	22	0.05	1.1
04	Isolation thermique	4	0.04	0.16
05	Plancher en corps creux	14	0.2	2.80
06	Enduit sous plafond	12	0.02	0.24
Totale			$G_t = 5.42 \text{ KN/m}^2$	

b) Dalle pleine (balcons)

Tableau 2-3 : Charges revenant à la dalle pleine

N ^o	Composition	Epaisseur [m]	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
1	Mortier de pose	0.02	20	0.40
2	Couche de sable	0.02	18	0.36
3	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
4	Carrelage	0.02	20	0.40
5	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
$G_{dp} = 5.27 KN/m^2$				

c) Plancher étage courant (corps creux)

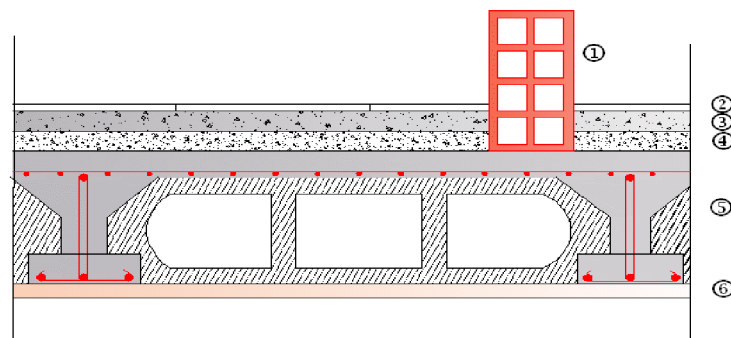


Figure 2-3 : Coupe verticale du plancher courant

Tableau 2-4 : Charges revenant au plancher étage courant

	Composition	Epaisseur (m)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
1	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	0.10	/	1,00
2	Revêtement carreaux Grés- Cérame	0.09	/	0.20
3	Mortier de pose	0.02	20	0,40
4	Couche de sable	0.02	18	0,36
5	Plancher en corps creux	0.2	/	2,85
6	Enduit plâtre	0.02	/	0,10
				$G_{pc} = 4.91 (KN / m^2)$

d) Mur extérieur

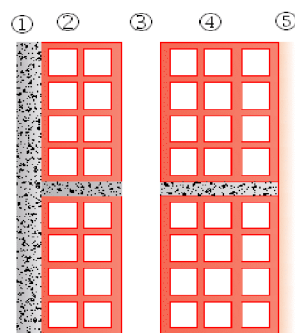


Figure 2-4 : Coupe verticale d'un mur extérieur

Tableau 2-5 : Charges revenant aux murs extérieurs

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
1	Enduit au mortier de ciment	0.03	18	0,54
2	Cloison en briques creuses 8 trous	0.10	-	0,90
3	Cloison en briques creuses 12 trous	0.15	-	1.30
4	Lame d'air	0.05	-	-
5	Enduit de plâtre sur la face intérieure	0.02	10	0,20
$G_{me} = 2.94 (KN / m^2)$				

e) Mur intérieur :

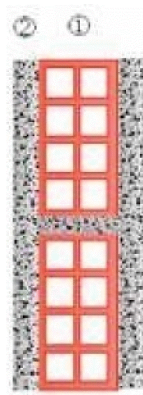


Figure 2.5 : coupe verticale d'un mur intérieur

Tableau 2-6 : Charges revenant aux murs intérieurs

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
1	Brique creuse	0.10	9	0.9
2	Enduit en pâte	0.02	10	0.2
$G_{mi} = 1.1 \text{ kn/m}^2$				

f) L'acrotère

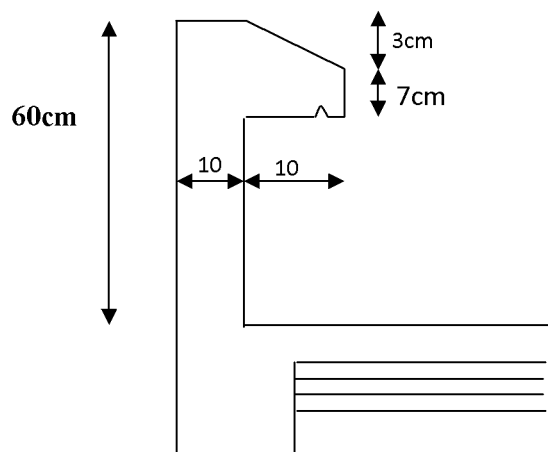


Figure 2-6 : coupe verticale de l'acrotère

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

On a $h_t = 80 \text{ cm}$

$$G = 25 \left[(0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + \frac{0,03 \times 0,2}{2} \right]$$

$$G = 1.75 \text{ KN/ml}$$

2-4-2- Surcharges d'exploitations

Tableau 2-7 : Surcharges d'exploitation

Eléments	Surcharge (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Balcon et porte-à-faux	3.5
Escalier	2.5
acrotère	1

2-5- Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé. Ils travaillent en flexion composée (principalement en compression) et constituent les points d'appuis pour les poutres. Ils permettent la transmission des charges d'étage en étage puis aux fondations.

Le prédimensionnement des poteaux se fera à partir du dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant. Comme on ne connaît pas les valeurs des moments on peut approcher par l'inertie.

Afin d'éviter l'apparition de la rotule plastique dans les poteaux il faut vérifier **ART 7.6.2 (RPA2003)**

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$M_{s\text{ pot}} + M_{n\text{ pot}} \geq 1.25 (M_{e\text{ pout}} + M_{w\text{ p}})$$

On a: $\sigma = MV/I$ ce qui donne $M = \sigma I/V$

$$\sigma \cdot I_{s\text{ pot}} / V + \sigma I_{n\text{ pot}} / V \geq 1.25 (\sigma I_{e\text{ pout}} / V + \sigma I_{w\text{ pout}} / V)$$

$$I_{s\text{ pot}} + I_{n\text{ pot}} \geq 1.25 (I_{e\text{ pout}} + I_{w\text{ pout}})$$

$$2I_{\text{pot}} \geq 1.25 (2I_{\text{pout}})$$

En fin, on doit vérifier que :

$$I_{\text{pot}} \geq 1.25(I_{\text{pout}})$$

avec:

$M_{n\text{ pot}}$: moment dans le poteau supérieur,

$M_{s\text{ pot}}$: moment dans le poteau inférieur,

$M_{e\text{ pout}}$: moment dans la poutre de droite,

$M_{w\text{ pout}}$: moment dans la poutre de gauche,

σ : contrainte normal,

V : bras de levier,

I_{pot} : inertie du poteau ,

I_{pot} : inertie de la poutre poteau.

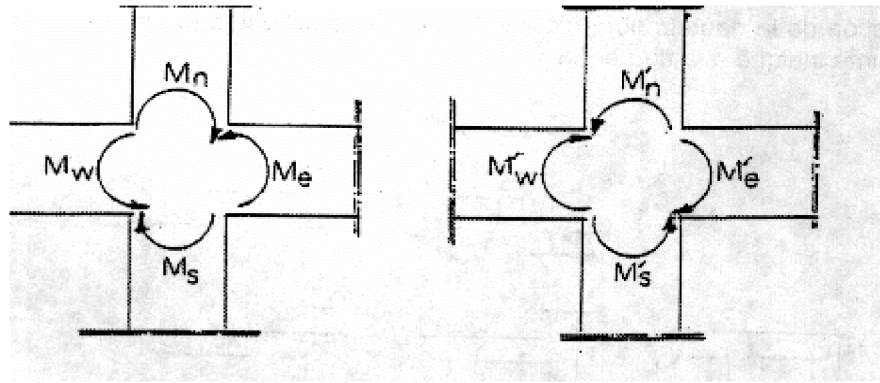


Figure 2.7: dimensionnement d'un nœud poutre-poteau

Calcul de l'inertie de la poutre :

- La section de la poutre principale est **(30x40) cm²**.

$$I_{x_{pout}} = \frac{bxh^3}{12} = 0.3 \times 0.4^3 / 12 = 1.6 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{y_{pout}} = \frac{hxb^3}{12} = 0.4 \times 0.3^3 / 12 = 0.9 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$1.25I_{x_{pout}} = 1.25 \times 1.60 \times 10^5 = 2 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$1.25I_{y_{pout}} = 1.25 \times 0.9 \times 10^5 = 1.125 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

Il faut qu'on trouve : $I_{x_{pot}} \geq 2 \times 10^5 \text{ cm}^4$

et

$$I_{y_{pot}} \geq 1.125 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

Calcul des inerties des poteaux :

- (25X35) cm²**

$$I_{x_{pot}} = 25 \times 35^3 / 12 = 3.25 \times 10^4 \text{ cm}^4 < 2 \times 10^5 \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$I_{y_{pot}} = 35 \times 25^3 / 12 = 3.25 \times 10^4 \text{ cm}^4 < 1.125 \times 10^5 \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

- (30X40) cm²**

$$I_{x_{pot}} = 30 \times 40^3 / 12 = 1.6 \times 10^5 \text{ cm}^4 < 2 \times 10^5 \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$I_{y_{pot}} = 40 \times 30^3 / 12 = 0.9 \times 10^5 \text{ cm}^4 < 1.125 \times 10^5 \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

- (35X45) cm²**

$$I_{x_{pot}} = 35 \times 45^3 / 12 = 2.66 \times 10^5 \text{ cm}^4 > 2 \times 10^5 \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$I_{y_{pot}} = 45 \times 35^3 / 12 = 1.61 \times 10^5 > 1.125 \times 10^5 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc la section des poteaux pour tous les niveaux est de (35X45) cm².

2-5-1-Vérification relative au coffrage (ART 7.4.1. RPA 2003)

- les poteaux doivent être coulés sur toute la hauteur d'étage en une seule fois et les décalages sont interdits.
- Vérification des sections**

Tableau 2-8 : Vérification des sections selon RPA 2003 (Art 7.4.1)

<i>poteaux</i>	<i>Conditions exigées par RPA</i>	<i>Valeur calculée</i>	<i>observation</i>
35x45	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) = 35	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ h _e /20	h _e /20 = 15.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 0.77	Condition vérifiée

2-5-2- Vérification de la résistance des poteaux 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.

Pour qu'il n'y ait de flambement il faut que l'élancement « λ » soit ≤ 50

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

Avec

L_f : longueur de flambement,

L_f = 0,7 l₀ tel que l₀ : portée réelle du poteau (Hauteur libre).

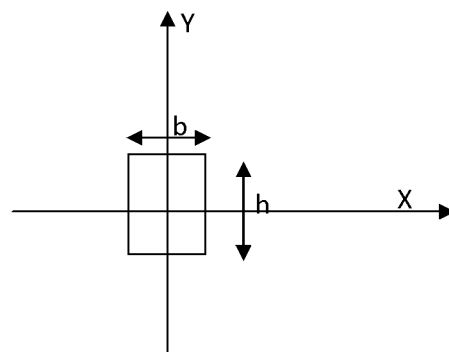
$$i : \text{rayon de giration} = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

I : étant le moment d'inertie du poteau, et A la section transversale du poteau (b x h)

$$I = \frac{hb^3}{12} \text{ (Section rectangulaire)}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{hb^3}{12hb}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} = \frac{b}{3.46}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7l_0 \cdot 3,46}{b}$$



Poteau (35x45)

Pour $l_0 = 3.06 - 0.40 = 2.66$ et $b = 0.35\text{m} \rightarrow \lambda = 18.41 < 50$ (vérifiée).

La condition de la résistance au flambement est vérifiée.

Conclusion

En conclusion, nous retenons comme résultats les dimensions suivantes :

- hauteur des planchers : **$h_t = 20\text{cm}$ (16+4)**
- épaisseur de la dalle pleine (balcons) : **$h_t = 15\text{ cm}$**
- section des poutres :
 - Poutres principales **(30× 40)**
 - Poutres secondaires **(30×35)**
- section des voiles : **$a = 15\text{cm}$**
- section des poteaux **(35× 45)**

Chapitre 3

Calcul des éléments non structuraux

Introduction

Le chapitre 3 qui fait l'objet de cette étude portera sur le calcul des éléments non structuraux de notre structure : l'acrotère, les planchers, les escaliers, les balcons et la dalle pleine de la salle machine. Le calcul sera mené conformément aux règles en vigueur CBA et BAEL.

3-1- Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il sert de protection pour l'étanchéité et joue le rôle d'un garde-corps. Il est assimilé à une console encastree au niveau du plancher du dernier étage. Elle est soumise à un effort G dû à son poids propre, et un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

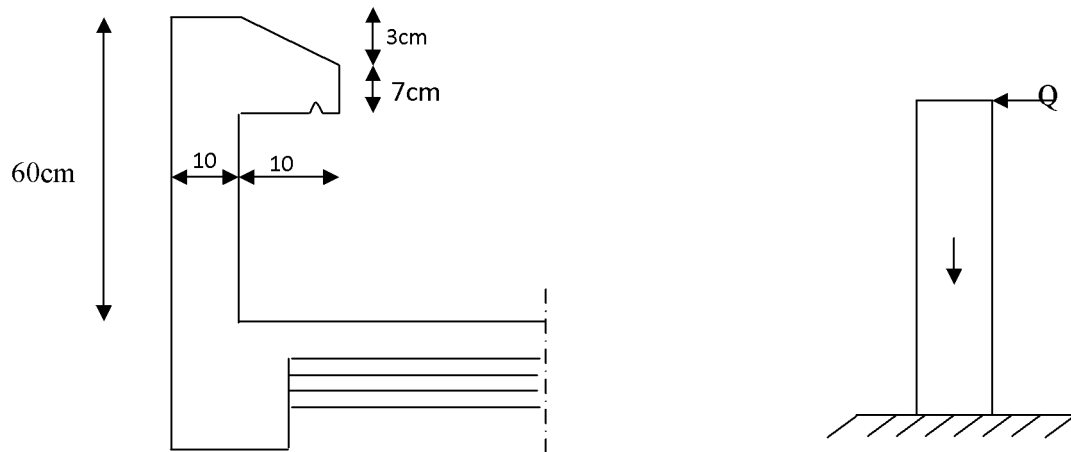


Figure 3.2 : schéma statique de l'acrotère

3-1-1- Détermination des sollicitations

- Le poids propre de l'acrotère : $G = \rho \times S$

ρ : masse volumique du béton

S : section transversale de l'acrotère

$$G = \left[(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + \left(0.03 \times \frac{0.1}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 1.713 \text{ KN/ml}$$

- Effort normal dû au poids propre : $N = G \times 1 \text{ m} = 1.713 \times 1 = 1.713 \text{ KN}$
- Surcharge due à la poussée latérale : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$
- Moment de renversement dû à la surcharge Q : $M = Q \times H \times 1$

$$M = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ m} = 1 \text{ m}$

Les diagrammes des efforts internes sont représentés sur la figure 3.3 ci-dessous

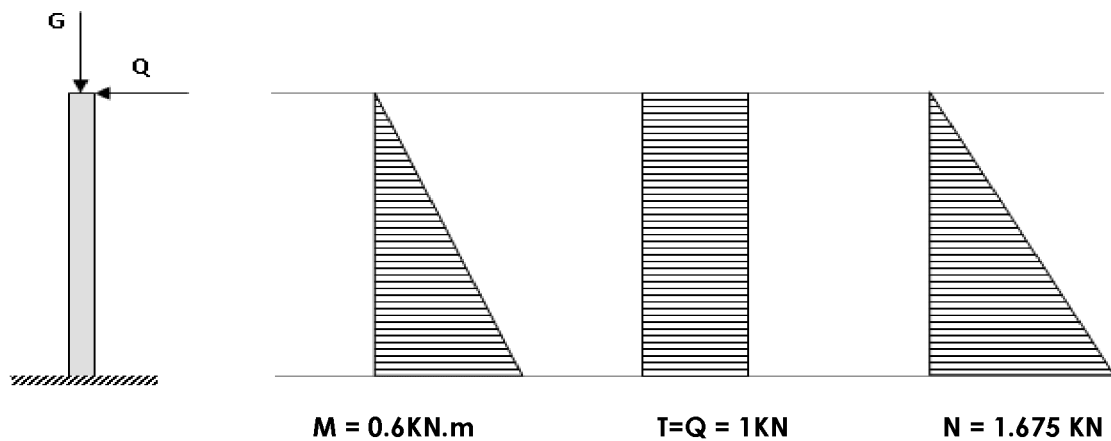


Figure 3.3 : Diagramme des efforts internes (M, N, T)

3-1-2- Combinaisons de charges

a- Etat limite ultime

La combinaison de charge à considérer est : $1.35G + 1.5Q$

- Effort normal de compression :

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.713 = 2.31 \text{ kN}$$

- Effort tranchant

$$T_u = 1.5T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$$

- Moment fléchissant

$$M_u = 1.5M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$$

b- Etat limite de service

La combinaison de charge à considérer est : $G + Q$

- Effort normal de compression

$$N_s = G = 1.675 \text{ kN}$$

- Effort tranchant

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

- Moment fléchissant

$$M_s = M_Q = 0.6 \text{ kN.m}$$

3-1-3- Ferrailage de l'acrotère à L'ELU

Le calcul des armatures sera déterminé en flexion composée à L'ELU puis vérifié à l'ELS. On considère une section rectangulaire ($h \times b$), sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u .

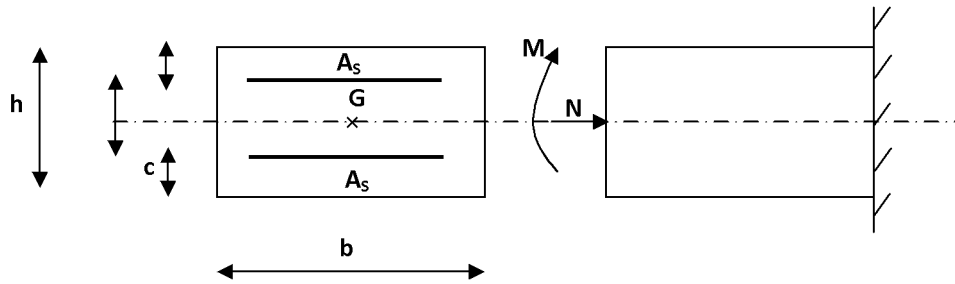


Figure 3.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

h : épaisseur de la section = 10cm.

b : largeur de la section = 100cm.

c et c' : enrobage = 3cm.

d : la hauteur utile : $h-c=7$ cm.

3-1-3-1 Calcul à l'ELU

a) position du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} \approx 0.40m \geq \left(\frac{h}{2} - c' \right) = \left(\frac{0.10}{2} - 0.03 \right) = 0.02m$$

Le centre de pression se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, nous avons donc une **section partiellement comprimée**.

Le calcul des armatures se fera en deux étapes :

b) Etape fictive

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 2.31 \times (0.05 - 0.03) = 0.95 \text{ KN.m}$$

$$\mu_f = \frac{0.95 \cdot 10^3}{14.18 \times 100 \times (7)^2} = 0.014 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_f = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$$

Les armatures fictives en flexion simple

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta_f} = \frac{0.95 \times 10^3}{348 \times 7 \times 0.993} \approx 0.39 \text{ cm}^2$$

c) Etape réelle

Les armatures réelles en flexion composée

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.31 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.32 \text{ cm}^2$$

3-1-4-Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité Art A.4.2.1 (BAEL 1999)

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

- Calcul de l'excentricité e_s

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,713} = 0,35m$$

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times \left[\frac{35 - 0,455 \times (7)}{35 - 0,185 \times (7)} \right] \times 100 \times 7 = 0,80cm^2$$

$$A_s = 0,32cm^2 \leq A_{\min} = 0,80 cm^2 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Le ferrailage se fera avec la section minimale.

Soit : $A_s = 4 \text{ HA8} = 2,01cm^2/ml$ Avec un espacement de $S_t = 25cm$.

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50cm^2$$

Soit : $A_r = 3 \text{ HA8} = 1,51cm^2/60 cm$ avec un espacement de $S_t = 20cm$.

b) Contrainte tangentielle (Art.A.5.1,1 / BAEL91)

La fissuration est préjudiciable, on doit donc vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\text{où: } \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,15 \times 25 / 1,5 ; 4 \text{ MPa} \} = \min \{ 2,5 ; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MP}$$

$$\text{et } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{7 \times 100 \times 10^2} = 0,02 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Condition de l'adhérence des barres (Art. A.6.1, 3 / BAEL99)

Pour connaître le comportement d'interface entre le béton et l'armature, on doit vérifier la condition suivante:

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 \times d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}.$$

$$\text{Aciers haute adhérence} \Rightarrow \Psi_s = 1,5 \rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 0.6 \Rightarrow \sum U_i = 7.536 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 7.536 \times 10} \rightarrow \tau_{se} = 0.316 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.316 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

d) Ancrage des armatures (Art. A.6.1, 22 / BAEL1999)

Pour avoir un bon encrage droit, il faut mettre en œuvre un encrage qui est défini par sa longueur de scellement droit (l_s).

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{où} \quad \tau_{su} = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} \Rightarrow l_s = 28.22 \text{ cm.}$$

On adoptera alors $l_s = 30 \text{ cm.}$

3-1-5- Vérification à l'ELS (BAEL99/A.4.5,33)

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

Il faut vérifier les conditions suivantes :

- dans les aciers : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

1. Contrainte dans les aciers

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max (0.5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\} ;$$

On a des aciers : HA : $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$ et FeE400 $\Rightarrow \eta = 1.6$ (coefficient de fissuration).

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; \max(200; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\} = \min \{266.6; 201.63\} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad \text{avec : } \beta_1 \text{ est fonction de } \rho$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \Rightarrow \beta_1 = 0.9155 \quad \text{et} \quad k_1 = 44.165$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{0.6 \times 10^6}{0.9155 \times 70 \times 201} = 46.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. Contrainte dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{62.11}{44.165} = 1.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{condition vérifiée}$$

3-1-6- Vérification de l'acrotère au séisme art 6.2.3 (BAEL99)

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale suivant la formule suivante :

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

avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas $A = 0.15$ (zone IIa et groupe d'usage 2).

C_p : facteur de force horizontale (variant entre 0.3 et 0.8),

Pour les éléments secondaires $\Rightarrow C_p = 0.3$

W_p : poids de l'élément considéré ($W_p = 2.175 \text{ KN/ml}$),

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 2.175 = 0.391 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

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

Conclusion : L'acrotère sera ferrailé comme suit :

Armatures principales : **4 HA8/ml** avec $e = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition : **3 HA8/60 cm** avec $e = 20 \text{ cm}$.

3-2- Calcul des balcons

Notre structure est constituée de balcons en dalle pleine coulés sur place. Le balcon est calculé comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Il est soumis à des charges permanentes dues à son poids propre et au poids du garde de corps ainsi qu'aux charges d'exploitation (figure 3.1).

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur en flexion simple. Le schéma statique est comme suit :

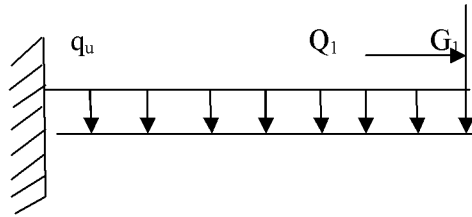


Figure3.4: schéma statique du balcon

3-2-1 Dimensionnement

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} ; \quad \text{avec} \quad L : \text{largeur du balcon}$$

$$e \geq \frac{135}{10} = 13.5 \text{ cm} \quad \text{on prend:} \quad e = 15 \text{ cm}$$

3-2-2 Détermination des sollicitations

- **Surcharge d'exploitation**

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

Surcharge revenant à la main courante : $Q_1=15 \times 1=1 \text{ KN/ml}$ (DTR B.C.2.2)

Tableau 3.1 : Charges permanentes revenants au balcon

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\gamma (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
1	Mortier de pose	0.02	20	0.40
2	Couche de sable	0.02	18	0.36
3	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
4	Carrelage	0.02	20	0.40
5	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
		$G_{dp}=5.27\text{KN/m}^2$		

Tableau 3.2 : Charges concentrée du garde corps

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	$\gamma (KN / m^3)$	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Murs en briques creuses	9	0,01	0,9
Enduit en mortier de ciment	18	2×0,02	0,72
Poids total			G1= 1,62KN/m ²

Poids propre revenant au balcon : $G=5.27KN/m^2 \times 1m=5.27 KN/ml$

Poids propre du garde corps (brique pleine) : $G1=1.62KN/m^2 \times 1m=1.62KN/ml$

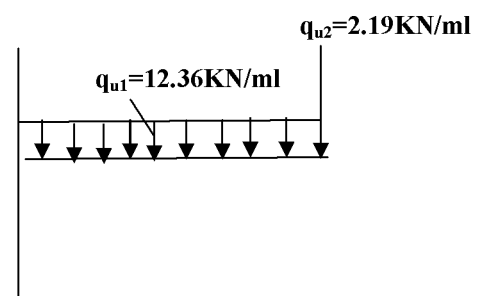
3.2.3 Combinaisons de charges

- à l'ELU

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

Dalle: $q_{u1} = (1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 3.5) = 12.36 KN/ml$

Garde de corps: $q_{u2} = 1.35 \times 1.62 = 2.19 KN/ml$



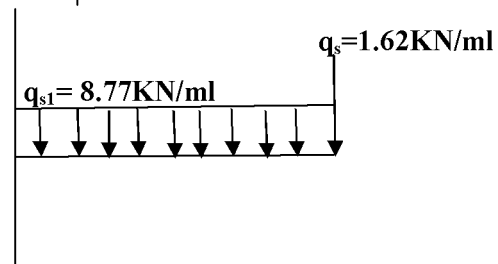
- à l'ELS

$$q_s = G + Q$$

Dalle: $q_{s1} = (5.27 + 3.5) = 8.77 KN/ml$

Garde de corps: $q_{s2} = 1.62 \times 1 = 1.62 KN/ml$

Main courante : $q_{s3} = 1 \times 1 = 1 KN/ml$



3-2-4- Calcul à l'ELU

- Calcul des moments fléchissant

$$\sum M/A=0 \Rightarrow M_z + q_{u1} \frac{x^2}{2} + q_{u2} \times x = 0$$

$$\Rightarrow M_z = -q_{u1} \frac{x^2}{2} - q_{u2} \times x$$

$$\Rightarrow M_z = -12.36 \times \frac{x^2}{2} - 2.19 \times x$$

Pour $x = 0 \rightarrow M_z = 0 KN.m$

Pour $x = 1.35 \rightarrow M_z = -15.72 KN.m$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T_y + q_{u1} \times x + q_{u2} = 0$$

$$\Rightarrow T_y = -q_{u1} \times x - q_{u2}$$

$$\Rightarrow T_y = -12.36 x - 1.62$$

Pour $x = 0 \rightarrow T_y = -1.62 KN$

Pour $x = 1.35 \rightarrow T_y = -18.31 KN$

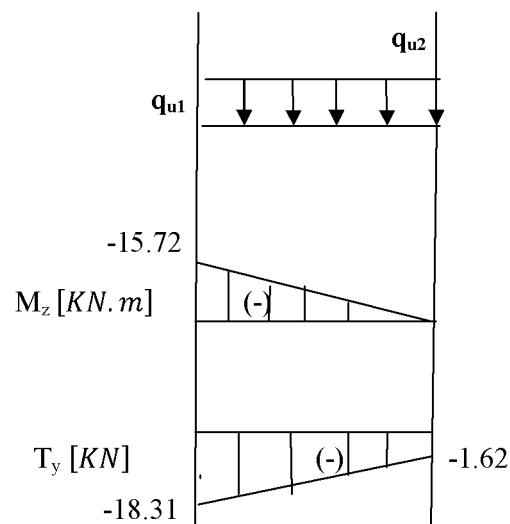


Figure 3.5 : Diagramme des efforts internes

3-2-5- Ferrailage

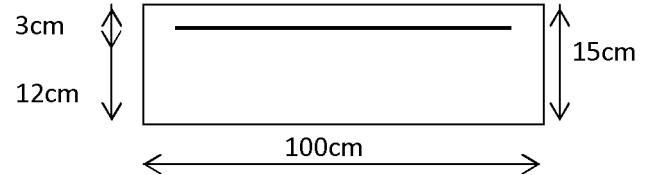
- Armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.72 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.076 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$\mu = 0.076 \Rightarrow \beta = 0.960$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \times \sigma_{st}} = \frac{15.72 \times 10^3}{0.960 \times 12 \times 348} = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ Avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$



- armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement : } S_t = 20 \text{ cm}$$

3-2-6- Vérification à l'ELU

- vérification de la condition de non fragilité (Art 4.2.1/BAEL 99)

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

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 4.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art 6.1.3/BAEL 91)

On doit vérifier : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

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

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = 4\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{18.31 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 150.72} = 1.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- vérification au cisaillement (Art 5.1.1/BAEL 99)

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

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

$$\tau_u = \frac{18.31 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.152 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement $\Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Longueur du scellement droit (Art A.6.1, 22 / BAEL91)

La longueur d'acier ancrée dans le béton est donnée par la formule suivante : $l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$

Calcul de τ_{su}

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 (1.5)^2 \cdot 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$l_s = \frac{1,2400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad l_s = 45 \text{ cm}$$

$$l_s = 45 \text{ cm} > e_{ps} = 25 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, on réalisera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0.4.l_s$ (Art A.6.1, 253 /BAEL99).

$$l_c = 0.4 l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad l_c = 18 \text{ cm}$$

$$\text{soit } l_c = 20 \text{ cm}$$

- Vérification de l'écartement des barres

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Armatures secondaires: $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

3-2-7- Calcul à l'ELS

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

- Calcul des moments flichissant

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow M_z + q_{s1} \frac{x^2}{2} + q_{s2} \times x = 0$$

$$\Rightarrow M_z = -q_{s1} \frac{x^2}{2} - q_{s2} \times x$$

$$\Rightarrow M_z = -8.77 \times \frac{x^2}{2} - 1.62 x$$

$$\text{Pour } x = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$\text{Pour } x = 1.35 \rightarrow M_z = -11.18 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$- q_{s2}$$

$$\Rightarrow T_Y = -8.77 x - 1.62$$

$$\text{Pour } x = 0 \rightarrow T_Y = -1.62 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 1.35 \rightarrow T_Y = -13.46 \text{ KN}$$

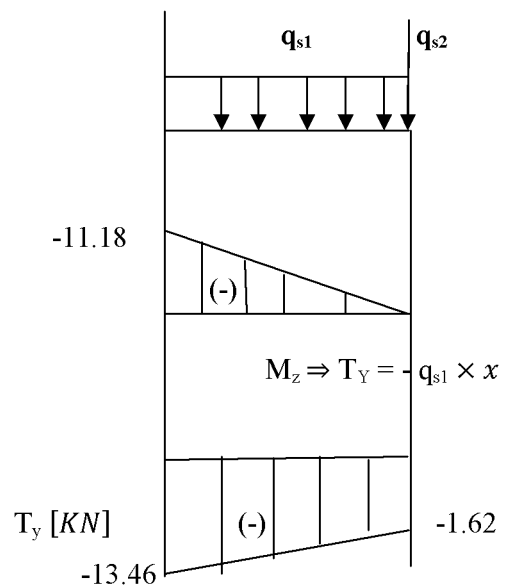


figure 3.6 : Diagramme des efforts internes

3-2-8- Vérification à l'ELS :

- Vérification des contraintes dans le béton**

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ Etat limite de compression de béton (Art A 4.5.2 / BAEL 99)

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y_1$$

a) Calcul de la position de l'axe neutre y_1

$$\frac{b}{2} y_1^2 - n A_s (d - y_1) = 0$$

Avec $n = 15$ (coefficient d'équivalence acier-béton)

$$\frac{100}{2} y_1^2 - 15 \times 5.65 (12 - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 84.75 y_1 - 1017 = 0$$

$$\Delta = 222182.563 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 471.36$$

$$y_1 = 3.87 \text{ cm}$$

b) Inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + A_s (d - y_1)^2 = \frac{100}{3} 3.87^3 + 15 \times 5.65 \times (12 - 3.87)^2$$

$$I = 7533.54 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y_1 = \frac{11.18 \times 10^6}{75335400} \times 38.7 = 5.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.74 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures (Art A4.5.33 / BAEL99)**

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_s}{I} (d - y) = 15 \frac{11.18 \times 10^6}{75335400} (120 - 38.7) = 180.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.}$$

- Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 / BAEL 99)**

Il faut vérifier que : $f_v = \frac{M_s \times l^2}{10 \times I_{fv} E_v} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + 0.4 \times \lambda_v \times u_i}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = \frac{11000 \sqrt[3]{f_{c28}}}{3}$$

$\bar{f}$: flèche admissible,

L : longueur de travée.

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

b : largeur de la section,

σ_s : contrainte de traction dans les armatures,

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la traction,

I_0 : moment d'inertie de la section totale rendue homogène,

I_{fv} : Inertie fictif de la section pour les charges de longue durée,

ρ : rapport des aciers tendus à celui de la section.

On a : $b = 100\text{cm}$; $h = 15\text{cm}$; $d = 13\text{cm}$; $c = 2\text{cm}$; $A = 6,16\text{ cm}^2$

- **Aire de la section homogène**

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A$$

$$B_0 = 100 \times 15 + 15 \times 5,65 = 1584,8\text{ cm}^2$$

- **Moment statique de la section homogène par rapport à l'axe (x, x')**

$$S / xx' = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 12$$

$$S / xx' = 12267 \text{ cm}^3$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + (Y_2 - c)^2 \cdot 15 \cdot A_t$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12267}{1584,8} = 7,74\text{ cm}.$$

$$Y_2 = h_t - y_1 = 15 - 7,74 = 7,26$$

$$I_0 = 29746,59\text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{B_0}{b}\right) \rho} \quad \text{Avec : } \lambda_v : \text{coefficient de déformation}$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0047 \times 348 + 2,1} = 0,55$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{1584,8}{100}\right) \cdot 0,0047} = 0,18$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 29746,59}{1 + 0,4 \times 0,18 \times 0,55} = 31474,85\text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{11,18 \times 10^2 \times (1350)^2}{4 \times 10721,398 \times 31474,85} = 1,51\text{ mm}.$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{1350}{250} = 5,4\text{ mm}$$

$$f_v = 1,51\text{ mm} < \bar{f} = 5,4\text{ mm} \longrightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

3-3- Calcul des porte-à-faux

La structure comporte un seul type de porte à faux dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur : 1,35 m ;
- Longueur : 5.50 m ;

Il est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive et soutenant un mur en double cloison.

3-3-1-Dimensionnement

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} ; \quad \text{avec} \quad L : \text{largeur du balcon}$$

$$e \geq \frac{135}{10} = 13.5 \text{ cm} \quad \text{on prend:} \quad e = 15 \text{ cm}$$

3-4-2- Schéma statique du porte-à-faux

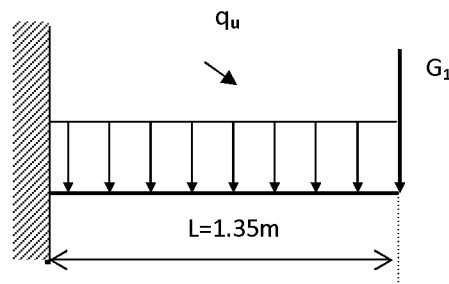


Figure.3.7: Schéma statique du porte-à-faux

3-3-3- Détermination des charges et surcharges

➤ Charges permanentes de la dalle

G due à la dalle pleines : $G_1=5.27\text{KN/ml}$. (Chapitre II)

➤ Charge permanentes de mur

Poids propre des cloisons extérieures : $G_2=2.94\text{KN/ml}$. (Chapitre II)

➤ Surcharge d'exploitation (Chambre)

Charge d'exploitation de la dalle : $Q_1=1.5\text{KN/ml}$.

3-3-4- Combinaisons des charges

• à ELU

$$q_{u1}=1.35G_1+1.5Q_1$$

$$q_{u1}=1.35(5.27) + 1.5(1.5) = 9.36 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2}=1.35G_2$$

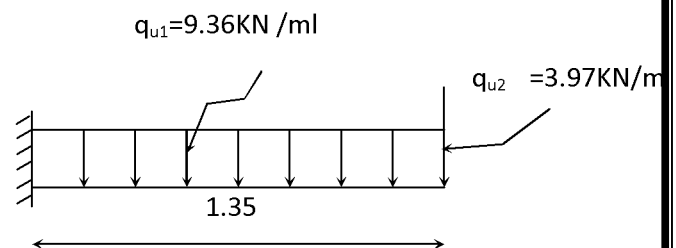


figure 3.8: efforts internes à l'ELU

$$q_{u2} = 1.35(2.94) = 3.97 \text{ KN/ml}$$

- à ELS

$$q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5.27 + 1.5 = 6.77 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{s2} = G_2 = 2.94 \text{ KN/ml}$$

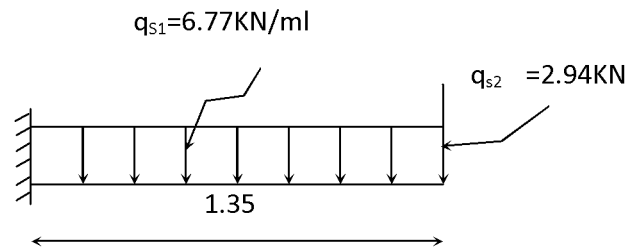


Figure 3.9 : efforts internes à l'ELS

3-3-5- Calcul à l'ELU

Le porte-à-faux est calculée en flexion simple sur une bande de 1m de largeur

- Calcul des moments fléchissant

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow M_z + q_{u1} \frac{x^2}{2} + q_{u2} \times x$$

$$\Rightarrow M_z = -q_{u1} \frac{x^2}{2} - q_{u2} \times x$$

$$\Rightarrow M_z = -9.36 \times \frac{x^2}{2} - 3.97 x$$

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

Pour $x = 1.35 \rightarrow M_z = -13.89 \text{ KN.m}$

- Calcul des efforts

tranchant

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T_y + q_{u1} \times x + q_{u2} = 0$$

$$\Rightarrow T_y = -q_{u1} \times x - q_{u2}$$

$$\Rightarrow T_y = -9.36 x - 3.97$$

Pour $x = 0 \rightarrow T_y = -3.97 \text{ KN}$

Pour $x = 1.35 \rightarrow T_y = -16.61 \text{ KN}$

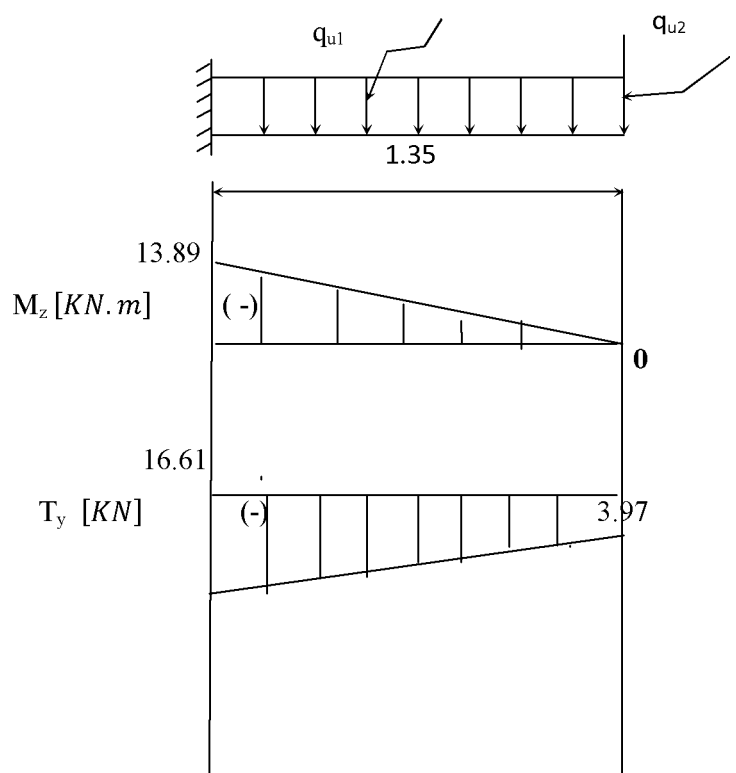


Figure 3.10: Diagramme des efforts internes à l'ELU

3-3-6- Ferrailage à l'ELU

- Armatures principale

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.89 \cdot 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.068 < 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0.068 \Rightarrow \beta = 0.965$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13.89 \cdot 10^3}{0.965 \times 12 \times 348} = 3.44 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12/ml = 4.52 cm² avec un espacement S_t = 33cm.

- Armature de répartition

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

Soit 5HA8 = 2.51 cm² avec S_t = 33cm

3-3-7-Vérification à l'ELU

a) condition de non fragilité (Art 4.2.1/BAEL 99)

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100) \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

b) vérification au cisaillement (Art 5.1.1/BAEL 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right\} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{« fissuration peu préjudiciable »}$$

$$\tau_u = \frac{16.61.10^3}{1000.120} = 0,138 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

c) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (Art 6.1.3/BAEL 99)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{16.61.10^3}{0,9 \times 120 \times 150.72} = 1.02 \text{ MPa}$$

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

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ condition est vérifiée, donc il n'y a pas aucun risque d'entraînement des barres.

d) Longueur de scellement (Art A.6.1, 22 / BAEL91)

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:
$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2.400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit: } L_s = 45 \text{ cm}$$

$L_s = 45 \text{ cm} \square b_{pp} = 30 \text{ cm} \Rightarrow$ On prévoit des croches.

Soit des crochets de longueur $L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$

Soit $L_c = 20 \text{ cm.}$

e) Espacement des barres

➤ Armatures principales

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

➤ **Armatures de répartition**

$St = 30 \text{ cm} \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

3-3-8- Calcul à l'ELS

• **calcul des moments fléchissant :**

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow M_z + q_{s1} \frac{x^2}{2} + q_{s2} \times x$$

$$\Rightarrow M_z = q_{s1} \frac{x^2}{2} - q_{s2} \times x$$

$$\Rightarrow M_z = -6.77 \times \frac{x^2}{2} - 2.94 x$$

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

Pour $x = 1.35 \rightarrow M_z = -10.14 \text{ KN.m}$

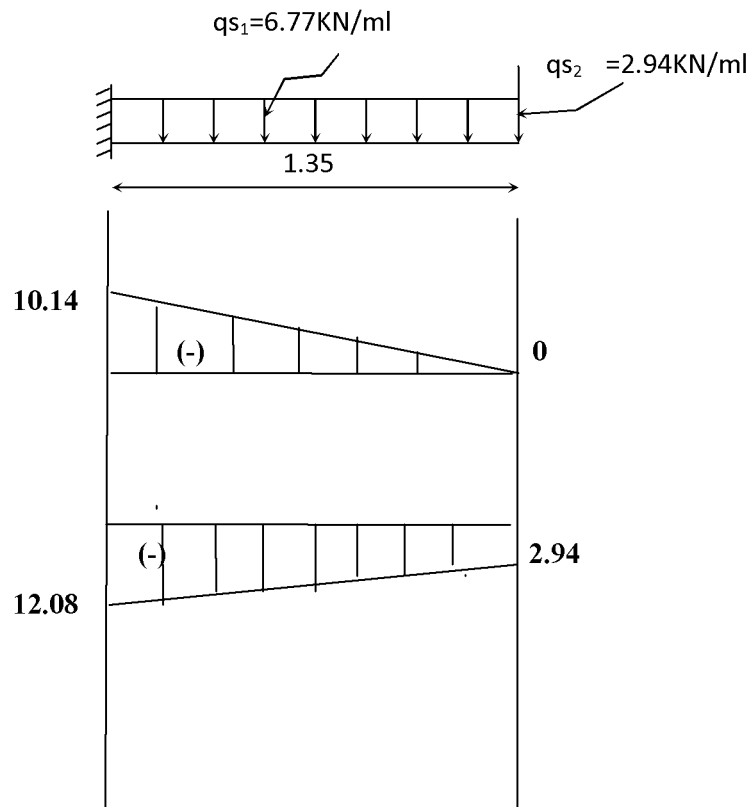


Figure 3.11: Diagramme des efforts internes à l'ELS

• **Calcul des efforts tranchant :**

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T_y + q_{u1} \times x + q_{u2} = 0$$

$$\Rightarrow T_y = -q_{u1} \times x - q_{u2}$$

$$\Rightarrow T_y = -6.77x - 2.94$$

Pour $x = 0 \rightarrow T_y = -2.94 \text{ KN}$

Pour $x = 1.35 \rightarrow T_y = -12.08$

3-3-9- vérification des Contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

- Calcul de la position de l'axe neutre.

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y_1) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 84,75y_1 - 1017 = 0$$

$$\Delta = 222182.563 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 471.36$$

Donc $Y_1 = 3.87 \text{ cm}$.

- Inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{b}{3} Y_1^3 - n A_s (d - Y_1)^2 = 33.33 (3.87)^3 + 15 \times 5.56 (12 - 3.87)^2 = 7533.54 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y = \frac{10.14 \times 10^6}{75335400} \times 38.7 = 5.21 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

3-3-10- Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

3-3-11- Calcul de la flèche (BAEL99/Art B.6.5.2)

Il faut vérifier que :

$$f_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$$

avec :

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_v \cdot \mu}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = \frac{11000 \sqrt{f_{c28}}}{3}$$

$\bar{f}$: La flèche admissible

L : la longueur de travée.

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

b : la largeur de la section

σ_s : La contrainte de traction dans les armatures

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à la traction

I_0 : Le moment d'inertie de la section totale rendue homogène

I_{fv} : Inertie fictif de la section pour les charges de longue durée

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section on a :

$$b = 100\text{cm} ; h = 15\text{cm}; d = 12\text{cm}; c = 3\text{cm}; A = 5.65 \text{ cm}^2$$

- Aire de la section homogène**

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A$$

$$B_0 = 100 \times 15 + 15 \times 5.65 = 1584.75 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 1584.75 \text{ cm}^2$$

- Moment statique de la section homogène par rapport à l'axe (x, x')**

$$S / xx' = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 12$$

$$S / xx' = 12267 \text{ cm}^3$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + (Y_2 - c)^2 \cdot 15 \cdot A_t$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12267}{1584.8} = 7.74 \text{ cm}.$$

$$Y_2 = h_t - y_1 = 15 - 7.74 = 7.26$$

$$I_0 = 29746.59 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{B_0}{b}\right) \rho} \quad \text{Avec : } \lambda_v : \text{coefficient de déformation}$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 12} = 0.0047$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0047 \times 348 + 2.1} = 0.55$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{1584.8}{100}\right) \cdot 0.0047} = 0.18$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 29746.59}{1 + 0.4 \times 0.18 \times 0.55} = 31474.85 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{11.18 \times 10^{-2} \times (1350)^2}{4 \times 10721.398 \times 31474.85} = 1.51 \text{ mm}.$$

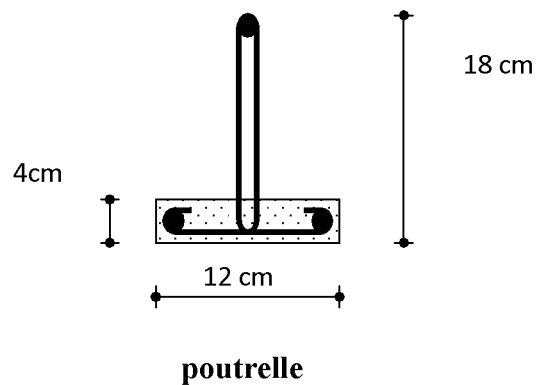
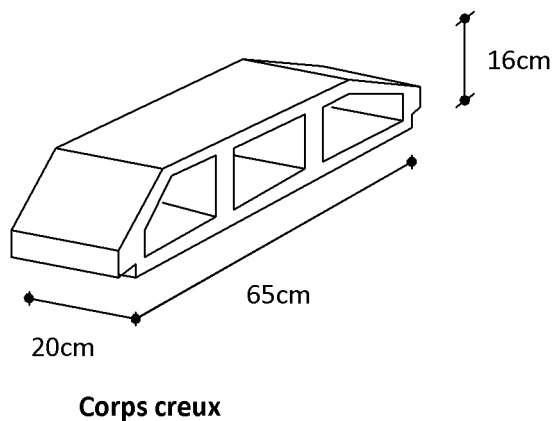
$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{1350}{250} = 5.4 \text{ mm}$$

$$f_v = 1.51 \text{ mm} < \bar{f} = 5.4 \text{ mm} \longrightarrow \text{La flèche est vérifiée}$$

3-4- Les planchers

Notre structure dispose de planchers en corps creux constitués de :

- poutrelles préfabriquées de section en T disposées suivant la petite portée, distantes de 65 cm entre axes et assurent la fonction de portance.
- les corps creux qui se reposent sur les poutrelles sont utilisés comme coffrage perdu et assurent la fonction d'isolation thermique et phonique.
- une dalle de compression en béton armé.



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

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

Les dimensions des mailles sont au plus égale à celles indiquées par le règlement **Art B.6.8,423 (BAEL 1999)** qui est :

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

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

a) les armatures $\perp$ aux poutrelles Art B.6.8,5 (BAEL 1999)

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \ell'}{f_e}$$

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

$$AN : A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{f_{e520}} \geq 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera $A_{\perp} = 6T6 / \text{ml} = 1.17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$.

b) Les armatures parallèles aux poutrelles

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

On adoptera $A_{//} = 6\text{T6} / \text{ml} = 1.17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $St = 15\text{cm}$.

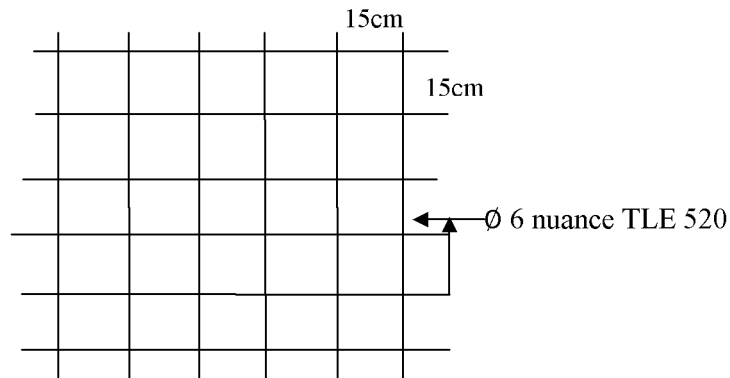


Figure 3.12 : ferrailage de la dalle de compression

3-2-2- Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

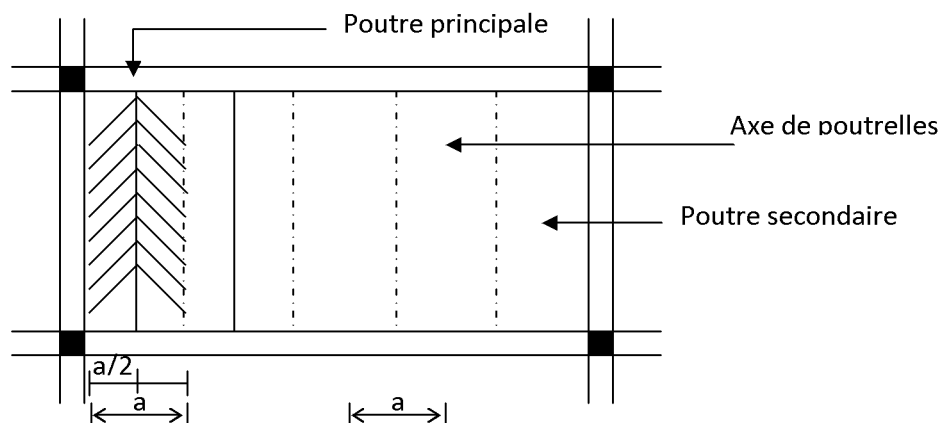


Figure 3.13: surfaces revenant aux poutrelles

1) Calcul avant coulage de la dalle de compression

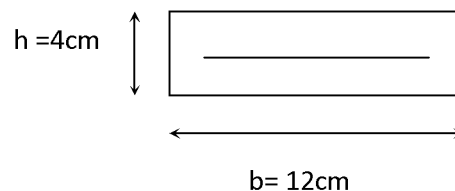
a) Dimensionnement

Largeur de la poutrelle $b=12\text{cm}$

Hauteur de la poutrelle $h=4\text{cm}$

Enrobage $c=2\text{cm}$

Hauteur utile $d = (h-c) = 2\text{cm}$



La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur les deux extrémités, elle travaille en flexion simple. Elle doit supporter, en plus de son poids propre, le poids du corps creux ainsi que celui de l'ouvrier.

- poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- poids du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- surcharge due à l'ouvrier : 1.00 KN/ml

Charge permanente : $G = 0.74 \text{ KN/ML}$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ML}$

b) Ferrailage à L'ELU

Le calcul se fera pour la plus longue travée $L = 4.20 \text{ m}$

- Combinaison d'action à l'ELU

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

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

- Calcul du moment en travée

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = 6.33 \text{ KN.m} \Rightarrow M_u = 6.33 \text{ KN.m}$$

- calcul de l'effort tranchant sur appuis

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = 5.63 \text{ KN} \Rightarrow T = 5.63 \text{ KN}$$

- calcul des armatures

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}, \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.18 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{6.33 \times 10^{-6}}{120 \times 20^2 \times 14.18} = 9.3 > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SDA}$$

Vu que la section du béton est très petite (12×4) cm, il est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire afin d'aider les poutrelles à supporter les charge et surcharges aux quelles elles sont soumises avant coulage. Ces étais sont en général distant de (0.80 à 1.20) m.

2) Calcul après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle sera calculée comme une poutre continue de section en T avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression ainsi que toutes les charges et surcharges revenant au plancher.

a) Dimensionnement

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

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

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

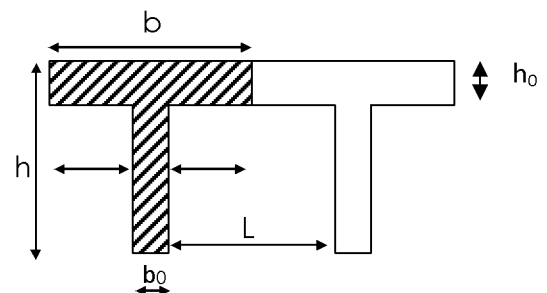
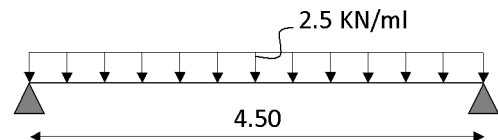
Épaisseur de la dalle de compression : $h_0 = 4 \text{ cm}$

b) Combinaisons de charges

- poids propre du plancher étage courant : $G = 4.91 \times 0.65 = 3.20 \text{ KN / ml}$

- surcharge d'exploitation

Usage d'habitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml}$



c) Méthode de calcul

Les méthodes usuelles pour la détermination des efforts internes sont :

- la méthode forfaitaire,
- la méthode des trois moments,
- la méthode de Caquot.

d) Vérification des conditions de la méthode forfaitaire Art B.6.2, 210 (BAEL99)

1- La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courtes doit respecter la condition suivante : $Q \leq \max\{2G, 5 \text{ KN}\}$

$$2G = 2 \times 3.20 = 6.40 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0.98 \text{ KN/ml} \Rightarrow Q \leq \max\{2G, 5 \text{ KN}\} = 6.40 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2- Le moment d'inertie des sections transversales est le même pour les différentes travées considérées. $\Rightarrow$ Condition vérifiée

3- les portées successives sont dans un rapport compris entre (0.8 et 1.25)

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{4.50}{3.50} = 1.28 > 1.25 \quad ; \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{3.50}{4.50} = 0.78 < 0.8 \quad \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

4- la fissuration est considérée comme non préjudiciable $\Rightarrow$ condition vérifiée

La condition 3 n'est pas vérifiée, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable. On applique la méthode des trois moments.

e) Principe de la méthode des trois moments

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi n poutres isostatiques simplement appuyées, les encastremets aux extrémités seront transformé en travées isostatiques de longueur $L=0$. Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.

Rappel de la méthode

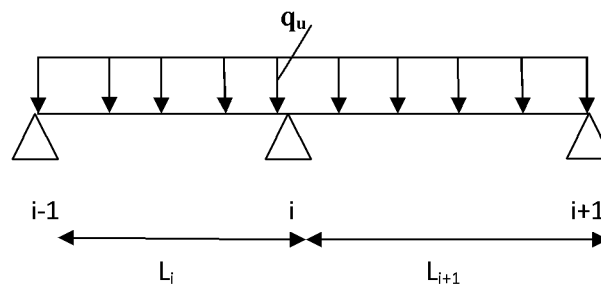


Figure3.14: Schéma de calcul par la méthode des trois moments

• Moment aux appuis

$$M_{i-1} \frac{L_i}{L_{i-1}} + 2M_i \left(\frac{L_i}{L_i} + \frac{L_{i+1}}{L_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{L_{i+1}}{L_{i+1}} = 6E (W_i^g + W_i^d)$$

avec:

M_{i-1} , M_i , M_{i+1} : moments aux appuis $i-1$, i et $i+1$ respectivement.

W_i^g , W_i^d : rotation à gauche et à droite de l'appui i respectivement.

- Equation simplifiée

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

- Moment en travée

$$M(X_i) = \mu(X_i) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} X_i \longrightarrow \text{moment à l'abscisse X de la travée (i+1)}$$

$$\mu(X_i) = q \frac{L_i}{2} X_i - q \frac{X_i^2}{2}$$

$$M(X_i) \text{ prend la valeur maximale quand } T(X) = 0 \text{ c'est-à-dire } X_i = \frac{L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q L_i}$$

- Effort tranchant

$$T(X) = \frac{q L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Avec :

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

q_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

3-2-2-1 Calcul à l'ELU

a) Combinaison de charge

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)0.65 = (1.35 \times 4.91 + 1.5 \times 2.5) \times 0.65 = 6.75 \text{ KN/ml}$$

b) Calcul des moments aux appuis

3.97KN

3.97KN

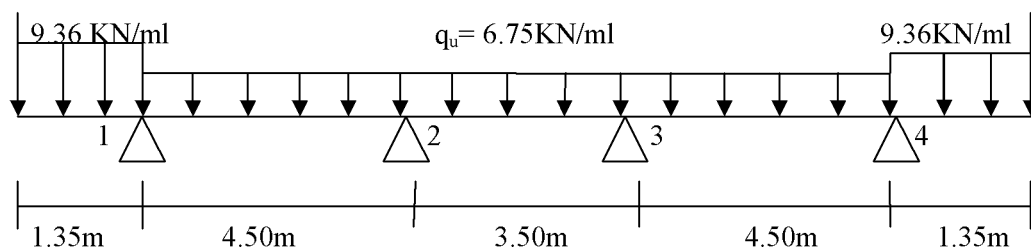


Figure3.15: Schéma statique de la travée

$$\text{Appui 1 : } M_1 = -q l^2/2 - q l = -9.36 \times 1.35^2/2 - 3.97 \times 1.35 = -13.89$$

$$\text{Appui 2 : } 16M_2 + 3.5M_3 = -163.62$$

$$\text{Appui 3 : } 3.5M_2 + 16M_3 = -163.62$$

$$\text{Appui 4 : } M_4 = M_1 = -13.89$$

La résolution du système d'équations, nous donne les moments aux appuis suivant:

$$M_1 = -13.89 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -8.10 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -8.10 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -13.89 \text{ KN.m}$$

c) **Calcul des moments en travée** : Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante

$$M(X_i) = \mu(X_i) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} X_i$$

La position du point où le moment est maximale est : $X_i = \frac{L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{qL_i}$

$$\mu(X_i) = q \frac{L_i}{2} X_i - q \frac{X_i^2}{2}$$

Travée (1-2) : $x_1 = 2.44 \text{ m}$; $M_{\text{max}} = 6.21 \text{ KN.m}$.

Travée (2-3) : $x_2 = 1.75 \text{ m}$; $M_{\text{max}} = 2.24 \text{ KN.m}$.

T01 travée (3-4) : $x_3 = 2.06 \text{ m}$; $M_{\text{max}} = 6.21 \text{ KN.m}$.

Remarque : Les moments calculés par cette présente méthode sont établis pour un matériau homogène. La faible résistance à la traction du béton peut provoquer sa fissuration. Nous allons donc effectuer les corrections suivantes :

Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

Augmentation de 1/3 pour les moments en travées.

On recalcule alors, les moments en travées aux appuis. Les résultats sont illustrés dans le diagramme des moments suivant :

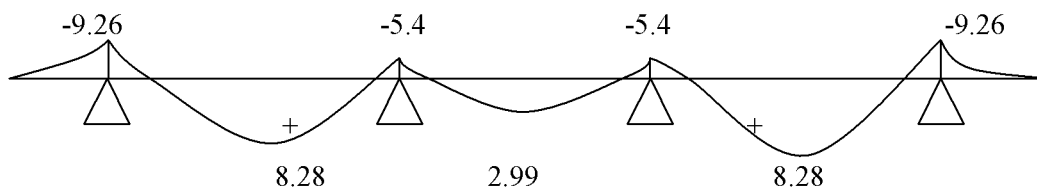


Figure 3.16 : diagramme des moments

- **Calcul de l'effort tranchant**

$$T(X_i) = \frac{qL_i}{2} - qX_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$T(X_{i+1}) = -\frac{qL_i}{2} - qX_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

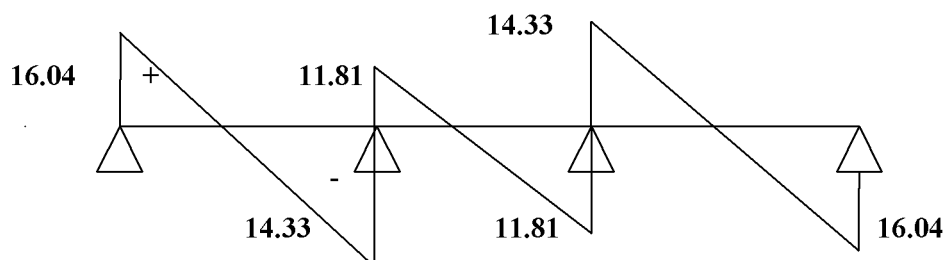


Figure 3.17 : diagramme des efforts tranchants

- **Ferraillage de la poutrelle à L'ELU**

▪ **Armatures longitudinales**

Le ferraillage se fera en considérant le moment maximal :

✓ en travée : $M_t^{max} = 8.28 \text{ KNm}$

✓ sur appui : $M_a^{max} = 9.26 \text{ KNm}$

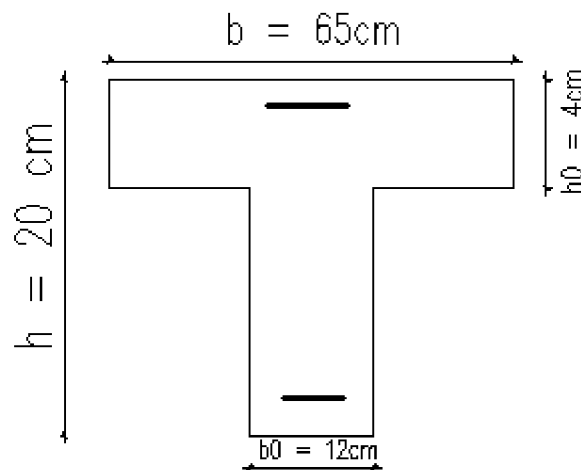
• **En travée**

Calcul du moment équilibré par la dalle de compression

$$M_0 = b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 14.2 \times 10^{-3} = 59.07 \text{ KNm}$$

$$M_0 = 59.07 \text{ KNm}$$

$M_t^{max} = 8.28 \text{ KNm} \Rightarrow M_0 \geq M_t^{max} \Rightarrow$ L'axe neutre se situe dans la table de compression, la section en T à calculer sera donc considérée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.



- calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8.28}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.18 \times 10^3} = 0.028 \Rightarrow \beta = 0.986$$

$$\mu_u = 0.028 < \mu_i = 0.392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.28}{0.986 \times 0.18 \times 348 \times 10^3} = 1.34 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3 \text{ HA } 10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

- **aux appuis** : puisque le béton tendu est négligeable dans le calcul de résistance, alors le calcul se fera pour une section rectangulaire de section $(b \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_{ap}^{max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9.26}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.18 \times 10^3} = 0.168 \Rightarrow \beta = 0.907$$

$$\mu_u = 0.168 < \mu_i = 0.392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ap}^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.26}{0.907 \times 0.18 \times 348 \times 10^3} = 1.63 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 1\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 2.35 \text{ cm}^2$$

▪ **armatures transversales Art A.7.2.2(BAEL99).**

Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 1.0; \frac{12}{10} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \{0.57; 1.0; 1.2\} = 0.57 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm } \square A_t = 2\phi 8 = 1.00 \text{ cm}^2.$$

▪ **espacement des armatures transversales Art A.5.1.22 (BAEL 99).**

L'espacement des armatures transversales est au plus égale au plus bas des espacements suivant :

$$S_t \leq \min \{S_{t1}; S_{t2}\}$$

$$S_{t1} = \min \{0.9 d; 40 \text{ cm}\} = \min \{0.9 \times 18; 40 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.56 \times 400}{0.4 \times 12} = 46.67 \text{ cm}$$

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

vérification à L'ELU

▪ **vérification de la condition de non fragilité du béton (Art A.4.2.1/ BAEL 99)**

• **Aux appuis**

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{On aura: } A_{\min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{sap} = 2.35 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} < A_s \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **En travées**

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} < A_s \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1.1/ BAEL 99)**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{9.26 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.43 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right\} \text{ MPa} \Leftrightarrow \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \right\} \text{ MPa} \Leftrightarrow \min \{3.33; 5\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **Ancrage des barres**

$$\tau_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ Mpa}$$

La longueur de scellement droit : $L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets : $L_c = L_s \times 0.4 = 42.25 \times 0.4 = 16.9 \text{ cm}$

Soit $l_s = 20 \text{ cm}$.

▪ **Influence de l'effort tranchant sur le béton**

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$$

Avec: $a \leq 0.9d$.

$$T_{\max} = 9.26 \text{ KN} \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.18 \times 0.12 \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 129.6 \text{ KN}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures Art 5.1.321(BAEL 1999)**

Lorsque : $T > \frac{M_u}{0.9d}$ on doit prolonger au delà du bord de l'appareil d'appuis (côté travée) et y ancrer

une section d'armature suffisante pour équilibrer un effort égal à : $T + \frac{M_u}{0.9d}$

Appui intermédiaire

$$\left(\frac{M_a}{0.9d} + T_{\max} \right) \times \frac{1.15}{f_e} \leq A_{ap}$$

$$\left(\frac{6.58 \times 10^6}{0.9 \times 180} + 9.26 \times 10^3 \right) \times \frac{1.15}{400} = 1.43 \text{ cm}^2 \leq A_{ap} = 1.54 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée donc les armature}$$

calculée sont suffisantes.

▪ **Vérification l'adhérences des barres au niveau des appuis (Art A.6.1.3/ BAEL99)**

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i} ; \text{ avec: } \mu_i \text{ le périmètre des barres}$$

$$\mu_i = 3.14 \times 14 = 43.96 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{9.26 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 0.91 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} ; \text{ avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_{se} = 0.91 \text{ MPa} \\ \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$S_t \leq \min\{16.2 \text{ cm}; 46.67 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

3-2-2-3 vérification à L'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont associées sont :

- état limite de résistance de béton à la compression ;
- état limite de déformation ;
- état limite de l'ouverture des fissures.

Pour avoir les efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenues à l'ELU par le rapport : $\frac{q_s}{q_u}$

$$q_s = (G + Q) = (4.91 + 2.5) 0.65 = 4.82$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.82}{6.75} = 0.714$$

Diagramme des moments fléchissant

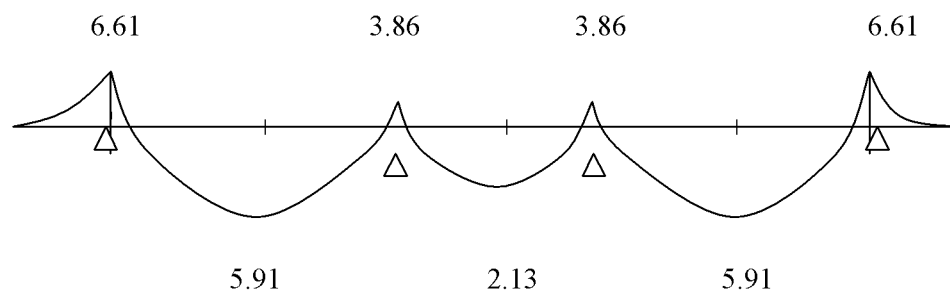


Figure 3.18 : diagramme des moments fléchissant à l'ELS

Diagramme des efforts tranchant

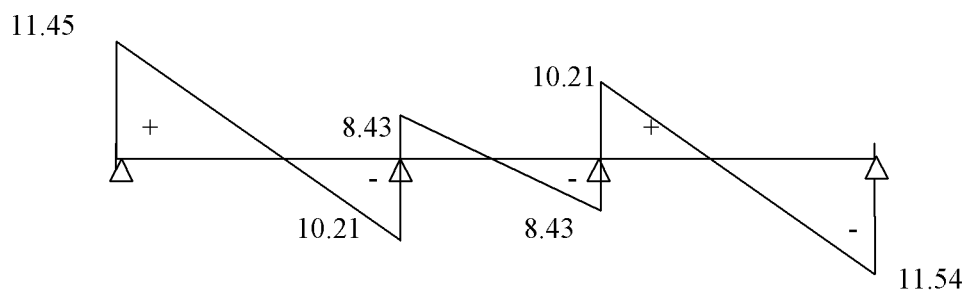


Figure 3.19 : diagramme des efforts tranchant à l'ELS

■ vérification de la résistance du béton à la compression :

Il y a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ (voir chapitre 1) ;

et : $\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1$ avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_s}$ (contrainte de traction des aciers)

β et K_1 sont en fonction de ρ_1 avec : $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d}$

• **sur appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.095 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.856 \\ K_1 = 19.72 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta x d \times A_s} = \frac{5.91 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 1.54 \times 10^2} = 249.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{249.07}{19.72} = 12.63 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 12.63 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **en travées :**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.095 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.856 \\ K_1 = 19.72 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta x d \times A_s} = \frac{8.55 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 2.35 \times 10^2} = 230.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{230.74}{19.72} = 11.70 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 11.70 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **état limite de déformation (Art A.5.1.22/ BAEL 99)**

Les règles de BAEL91 précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour des poutres associées à des ourdis lorsque les conditions suivantes sont satisfaites

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t^{max}}{10 M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

$$\text{or: } \frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0.048 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Donc ; le calcul de la flèche est indispensable.

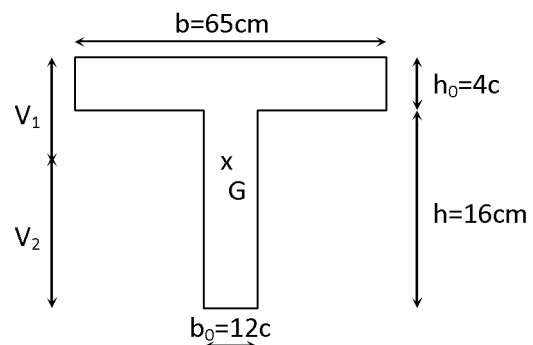
▪ **Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL99)**

$$f_v = \frac{M_t^s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4200}{500} = 8.4 \text{ cm}$$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_t$$

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



Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3553}{492.5} = 7.21 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.21 = 12.79 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.21^3 + 12.79^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.21 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.35 (12.79 - 2)^2$$

$$I_0 = 20009.35 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0109$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0109 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1.51$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0) = \max(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0109 \times 242.357 + 2.1}; 0) = 0.29$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 20009.35}{1 + 1.3 \times 0.74} = 11218.29 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{8.55 \times (4.20)^2}{10 \times 10818.865 \times 10^3 \times 11218.29 \times 10^{-8}} = 0.0014 \text{ m} = 1.4 \text{ mm} < \frac{L}{500} = \frac{4200}{500} = 8.4 \text{ mm} .$$

La flèche est vérifiée.

▪ **vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

3-5- Les escaliers

3-5-1- Définition

Un escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins, permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment.

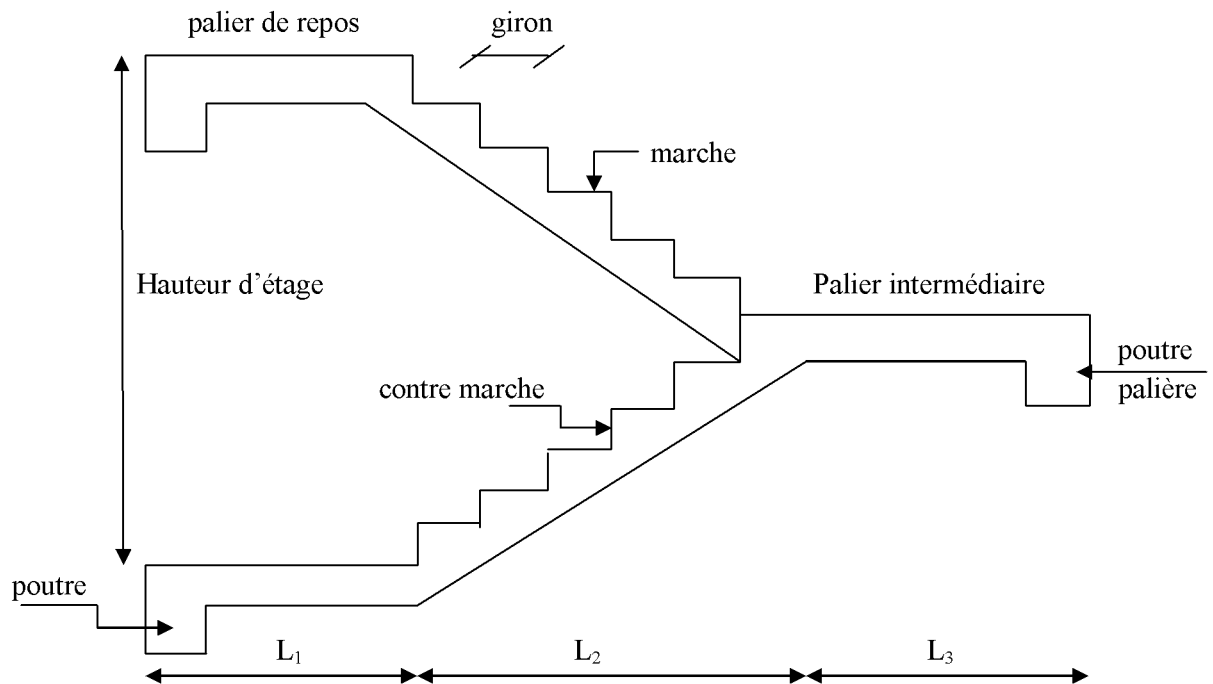


Figure 3.20: Coupe verticale d'un escalier

La marche : surface plane qui reçoit le pas.

La contre marche : partie verticale entre deux marches. L'intersection entre la marche et la contre marche est parfois saillie sur la contre marche.

La hauteur de la marche h : différence de niveau entre deux marches.

Le giron : distance en plan mesurée sur la ligne de foulée séparant deux contres marches

La volée : ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.

Le palier : plate forme constituant un repos entre deux volées consécutives

L'embranchement : largeur de la marche.

Principales notations utilisées :

- g : giron (largeur des marches),
- h : Hauteur des marches ,
- E : Emmarchement,
- H : hauteur d'étage,
- e_p : épaisseur de la paillasse et du palier,
- L_1 : longueur du palier de départ,

- L_2 : longueur projeté de la volée,
- L_3 : longueur du palier d'arrivée,
- n : nombre de contre marche,
- m : nombre de marche.

Notre ouvrage est muni de trois cages d'escaliers qui donne accès aux différents niveaux. Elle est constituée de deux volées et un palier intermédiaire. Les escaliers sont de type droit. Ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

3-5-2- Dimensionnement

Compte tenu des dimensions des plan d'architecture, pour le confort, on vérifie le dimensionnement des marches et contre marches a partir de la formule de BLONDEL :

$$60 < g+2h < 66\text{cm.... (1)}$$

Pour le cas d'un bâtiment recevant du publique :

$$14 \leq h \leq 20 \text{ (cm)}$$

$$28 \leq g \leq 36 \text{ (cm)}$$

- **Calcul du nombre de marches**

Soit n le nombre de contre marches et m le nombre de marches

$$H = 306 \text{ cm}; \quad h=18 \text{ cm} \rightarrow n = \frac{H}{h} = \frac{306}{18} \rightarrow n = 17 \text{ contre marches}$$

$$\text{D'où } m = n - 1 = 17 - 1 = 16 \text{ marches}$$

- **Calcul du giron:**

$$g + 2h \geq 60 \rightarrow g = 60 - 2h \geq 24 \text{ cm}$$

$$g + 2h \leq 66 \rightarrow g = 66 - 2h \leq 36 \text{ cm}$$

$$24 \leq g \leq 36 \rightarrow g=30$$

Les 16 marches seront réparties de la manière suivante :

- **Volée 1** $n = 8$ marches.
- **Volée 2** $n = 8$ marches.

3-5-3-Vérification

- **L'emmarchement** : il doit être supérieur à 1.20 ; dans notre cas il est de 1.40. La condition est donc vérifiée.

- La relation de BLONDEL

$$60 \leq g+2h \leq 66$$

$$60 \leq 30+2(18) \leq 66$$

$60 \leq 66 \leq 66$condition vérifiée

3-5-4- Détermination de l'épaisseur de la paillasse

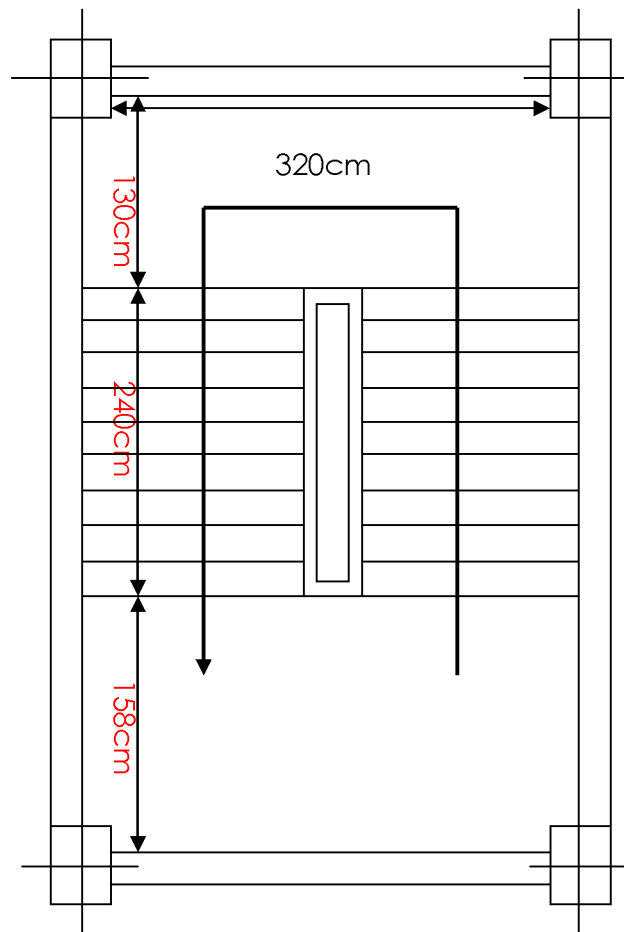


Figure 3.21: Présentation schématique de la cage d'escalier

Comme les volées 1 et 2 sont identiques, nous aurons donc à étudier une paillasse comme suit :

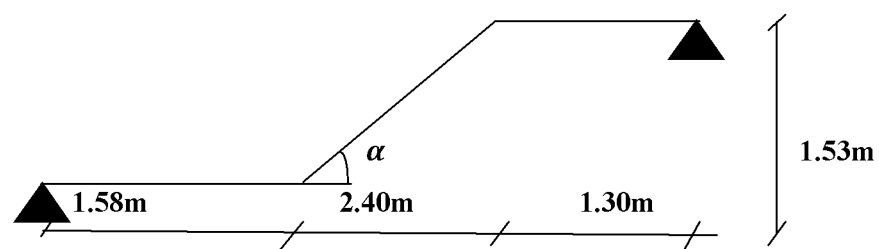


Figure 3.22 : Schéma statique de l'escalier

Le prédimensionnement de la paillasse consiste à vérifier la relation suivante :

$$L/30 \leq e_p \leq L/20 \text{ [cm]}$$

L : longueur entre nus d'appuis

e_p : épaisseur de la paillasse.

- **volée 1**

$$L = L_v + L_{p1} + L_{p2}$$

avec : L_v : longueur de la volée ;

$$L_v = \frac{L_{vp}}{\cos \alpha}$$

L_{vp} : longueur de la volée projetée ;

$$L_{vp} = (m-1)g = (9-1)30 = 240$$

L_{p1} : longueur du palier de départ ;

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{153}{240} = 0.637 \rightarrow \alpha \approx 32.52^\circ.$$

L_{p2} : longueur du palier intermédiaire

$$\text{Donc } L_v = \frac{240}{\cos 32.52} = 284.6 \text{ cm.}$$

$$L = L_v + L_{p1} + L_{p2} = 284.6 + 158 + 130 = 572.6 \text{ cm}$$

$$572.6/30 \leq e_p \leq 572.6/20$$

$$19.08 \leq e_p \leq 28.63$$

Conclusion : on opte pour une paillasse d'épaisseur $e_p = 20 \text{ cm}$

3-5-5- Détermination des charges et surcharges

Le calcul se fera pour 1m d'emmarchement et pour une bonde de 1m de projection horizontale. Ainsi, l'escalier est assimilé à une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

a) La volée

- Poids des marches ($\rho = 25 \text{ KN/m}^3$) $25 \times 1 \times 0.17 / 2 = 2.125 \text{ KN/m}$.
- Poids de la paillasse ($\rho = 25 \text{ KN/m}^3$) $\frac{25}{\cos 32.52} \times 0.20 = 5.93 \text{ KN/m}$.
- Lit de sable ($\rho = 18 \text{ KN/m}^3$; $e = 0.02$) $18 \times 1 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}$
- Mortier de pose ($\rho = 22 \text{ KN/m}^3$; $e = 0.02$) $22 \times 1 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}$
- Carreaux Grés Céram (1cm; $\rho = 20 \text{ KN/m}^3$) $20 \times 0.01 = 0.20 \text{ KN/m}$
- Poids du garde corps 0.20 KN/m
- Enduit de plâtre (2cm; $\rho = 10 \text{ KN/m}^3$) $10 \times 0.02 = 0.20 \text{ KN/m}$

$$G = 9.46 \text{ KN/m}$$

b) Le palier

- Poids propre du palier $0.20 \times 1 \times 25 = 5 \text{ KN/m}$
- Poids total du revêtement $0.36 + 0.44 + 0.2 + 0.2 = 1.2 \text{ KN/m}$

$$G = 6.2 \text{ KN/m}$$

La surcharge d'exploitation est donnée par le DTR, et elle est la même pour la volée et le palier

$$Q = 2.5 \text{ KN/m.}$$

3-5-6- Calcul des efforts internes à l'ELU

a) Combinaison de charges

- Volée : $q_u^v = 1.35 \times 9.46 + 1.5 \times 2.5 = 16.52 \text{ KN/m}$.
- Palier : $q_u^p = 1.35 \times 6.2 + 1.5 \times 2.5 = 12.12 \text{ KN/m}$.

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

b) Etude de la paillasse

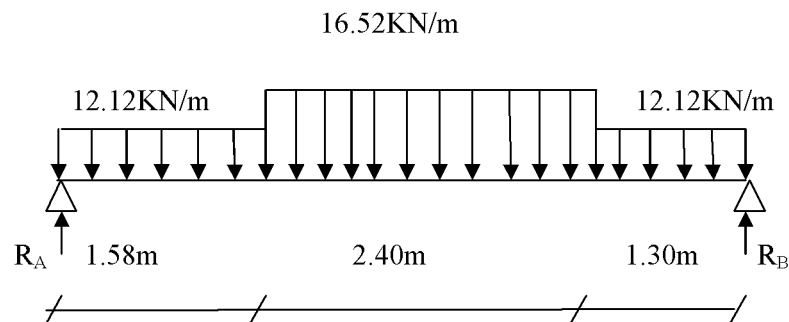


figure3.23 : Efforts internes à l'ELU

b-1) Calcul des réactions d'appuis

$$R_A + R_B = 12.12 \times 1.58 + 16.52 \times 2.40 + 12.12 \times 1.30 = 73.95 \text{ KN.}$$

$$\sum M /_B = 0 \rightarrow R_A \times 5.28 - 12.12 \times 1.58 \times (1.58/2 + 2.40 + 1.30) - 16.52 \times 2.40 \times (2.40/2 + 1.30) - 12.12 \times 1.30 \times 1.30 / 2 = 0$$

Donc $R_A = 36.99 \text{ KN}$

$$R_B = 36.96 \text{ KN}$$

b-2) Calcul des efforts internes

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.58 \text{ m}$

- Moment fléchissant

$$M_z = -12.12 x^2 / 2 + 36.99 x$$

Pour $x = 0 \rightarrow M_z = 0$

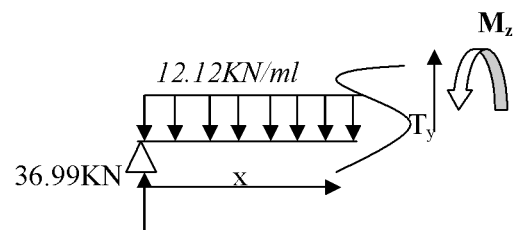
Pour $x = 1.58 \rightarrow M_z = 43.32 \text{ KN.m}$

- Efforts tranchants

$$T_y = 12.12 x - 36.99$$

Pour $x = 0 \rightarrow T_y = -36.99 \text{ KN.}$

Pour $x = 1.58 \rightarrow T_y = -17.84 \text{ KN}$



- **Moment maximum**

$$T_y = 0 \rightarrow M_z = \max$$

$$T_y = 0 \rightarrow x = 3.05$$

$$M_z^{\max}(3.05) = 56.45 \text{ KN.m}$$

- 2^{ème} tronçon : $1.58 \leq x \leq 3.98 \text{ m}$

Moment fléchissant

$$M_z = -(12.12 \times 1.58)(X - 1.58/2) - 16.52(X - 1.58)^2/2 + 36.99X$$

Pour $x = 1.58 \rightarrow M_z = 43.32 \text{ KN.m}$

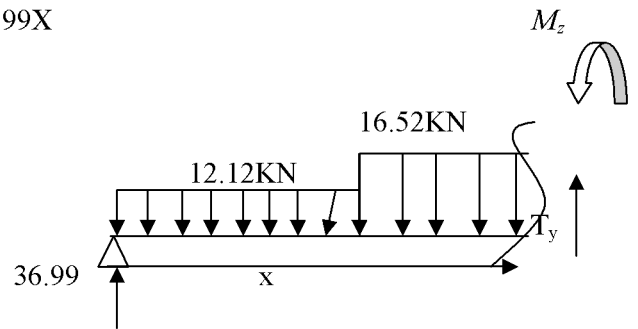
Pour $x = 3.98 \rightarrow M_z = 37.80 \text{ KN.m}$

Efforts tranchants

$$T_y = (12.12 \times 1.58) + 16.52(X - 1.58) - 36.99$$

Pour $x = 1.58 \rightarrow T_y = -17.84 \text{ KN.}$

Pour $x = 3.98 \rightarrow T_y = 21.81 \text{ KN}$



- 3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.30 \text{ m}$

- **moments fléchissant**

$$M_z = -12.12 x^2/2 + 36.96 x$$

Pour $x = 0 \rightarrow M_z = 0$

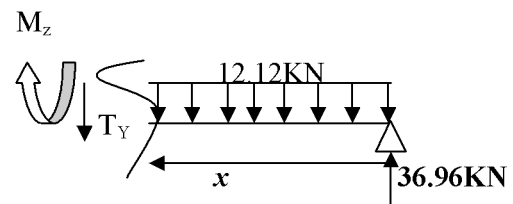
Pour $x = 1.30 \text{ m} \rightarrow M_z = 37.80 \text{ KN.m}$

- **Efforts tranchants**

$$T_y = -12.12 x + 36.96$$

Pour $x = 0 \rightarrow T_y = 36.96 \text{ KN.}$

Pour $x = 1.30 \text{ m} \rightarrow T_y = 21.20 \text{ KN}$



Point du moment maximum

$$T_y = 0 \Rightarrow M_z = \max$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = (12.12 \times 1.58) + 16.52(X - 1.58) - 36.99 = 0$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 2.66$$

$$M_z^{\max}(2.66) = 52.95 \text{ KN.m}$$

Note : afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on multiplie les valeurs de $M_z^{\max}$ par des coefficients de correction, on obtient ainsi :

Aux appuis

$$M_z^{\text{ap}} = -0.3 \times 52.95 = -15.89 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_z^{\text{t}} = 0.85 \times 52.95 = 45.01 \text{ KN.m}$$

b-3) Diagrammes efforts internes

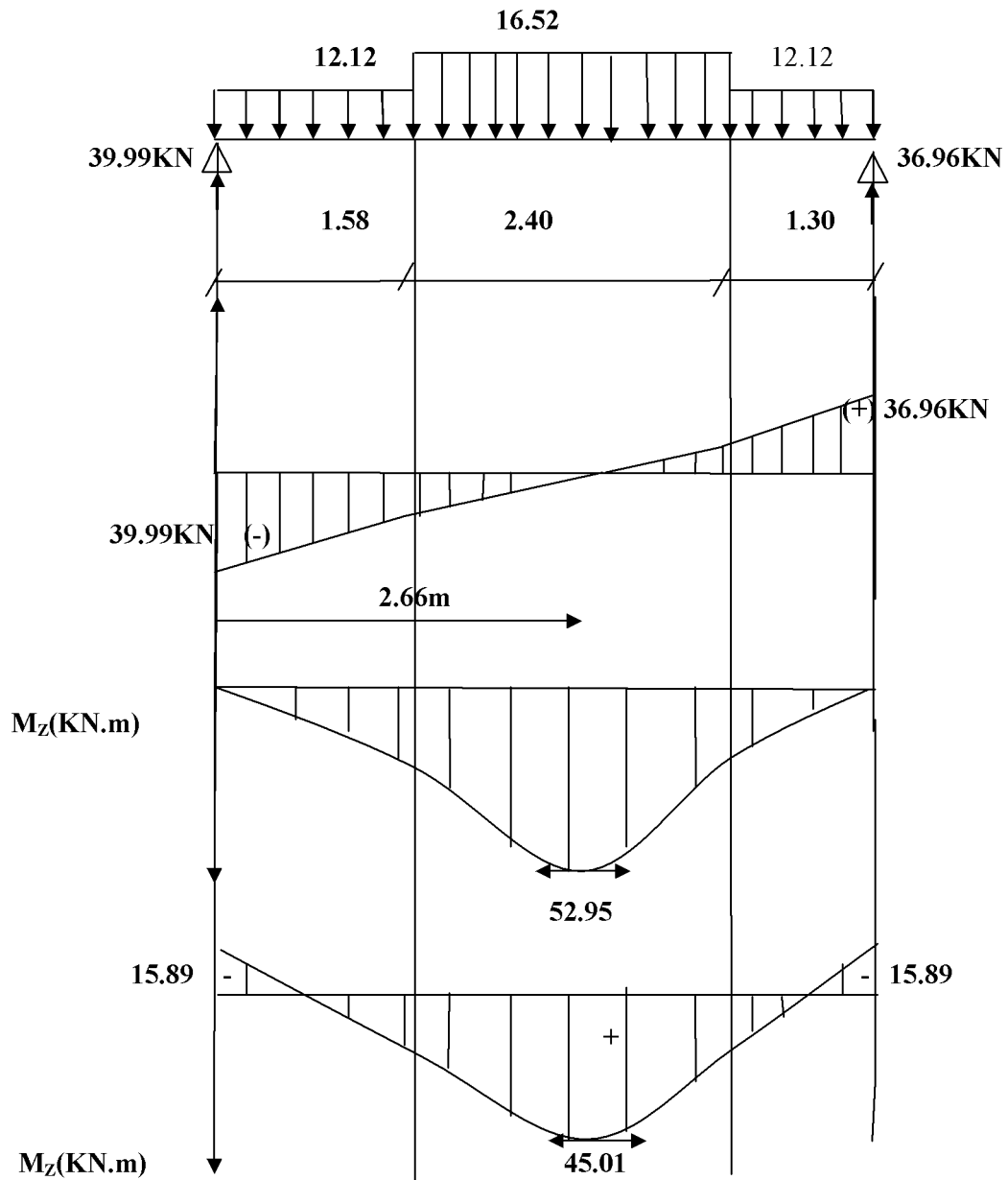


Figure 3.24 : diagramme des efforts internes à l'ELU

3-5-7- Calcul des armatures

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de largeur ($b=1\text{m}$) et d'épaisseur $e_p=20\text{cm}$.

1) Aux appuis

a- Armatures longitudinales

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{15.89 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times (180)^2} = 0.034 \leq \mu_u = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.036 \Rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_a = \frac{M^a_u}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{15.89 \times 10^3}{348 \times 18 \times 0.983} = 2.58 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA10 = 3.14 cm²/ml avec St = 25cm

b- Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA8 = 2.01 cm²/ml avec St = 25cm.

2) En travée

a- Armatures longitudinales

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{45.01 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times (180)^2} = 0.098 \leq \mu_u = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.098 \Rightarrow \beta = 0.948$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{45.01 \times 10^3}{348 \times 18 \times 0.948} = 7.58 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA14 = 7.69 cm²/ml avec St = 20cm

b- Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA8 = 2.01 cm²/ml avec St = 25cm

3-5-8- Vérifications à l'ELU

1. Espacement des armatures Art A.8.2.42 (BAEL 1999)

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

Armatures principales $S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$

Aux appuis : $St = 25\text{cm} \leq 33 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.

En travée : $St = 20\text{cm} \leq 33 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.

Armatures de répartition $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$

Aux appuis : $St = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.

En travée : $St = 25\text{cm} \leq 45 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.

2. Condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\min} = 0.23 d \times b \times f_{t28}/f_e = 0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1/400 = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 8.04 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

3. Contrainte tangentielle (Art A.5.1,1/ BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

• Calcul de $\bar{\tau}_u$

Pour les fissurations non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \min \{0.13 f_{t28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$

avec : $V_{\max} = 39.99 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{39.99 \times 10^3}{1000 \times 180}$$

$$\tau_u = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

4. Entrainement des barres (Art. A.6.1, 3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

Calcul de τ_{se} :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 5 \times 3.14 \times 14 = 219.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{39.99 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 200.96} = 1.12 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Pas de risque d'entrainement des barres}$$

5. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1, 313 / BAEL91)

a- Influence sur le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 39,99 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 180} = 0,49 \text{ Mpa.}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b- Influence sur armatures :(Art 5.1.1, 312 / BAEL91)

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u^{max} + \frac{M_u^a}{0,9d} \right] = \frac{1,15}{400} \left[39,99 \cdot 10^3 + \frac{15,89 \times 10^6}{0,9 \times 180} \right] = 1,67 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,67 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

6. Ancrage des armatures aux appuis

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

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

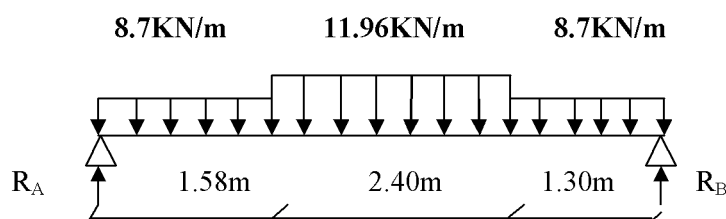
Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle il sera ancré, on opte pour un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4 L_s$

$$L_c = L_s \times 0,4 = 56,27 \times 0,4 = 22,5 \text{ cm}$$

3-5-9- Calcul à l'ELS

a) Combinaison de charges à l'ELS

- Volée : $q_s^v = (9,46 + 2,5) = 11,96 \text{ KN/m.}$
- Palier : $q_s^p = (6,2 + 2,5) = 8,7 \text{ KN/m.}$



b-1) Calcul des réactions d'appuis

$$R_A + R_B = 8.7 \times 1.58 + 11.96 \times 2.40 + 8.7 \times 1.30 = 53.76 \text{ KN.}$$

$$\sum M /_B = 0 \rightarrow R_A \times 5.28 - 8.7 \times 1.58 \times (2.4 + 1.30 + 1.58/2) - 11.96 \times 2.40 \times (2.40/2 + 1.30) - 8.7 \times 1.30 \times 1.30/2 = 0$$

Donc: $R_A = 26.67 \text{ KN}$

$$R_B = 27.09 \text{ KN.}$$

b-2) Calcul des efforts internes

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.58 \text{ m}$

- Moments fléchissant

$$M_z = -8.7 x^2/2 + 23.48 x$$

Pour $x = 0 \rightarrow M_z = 0$

Pour $x = 1.58 \rightarrow M_z = 26.24 \text{ KN.m}$

- Efforts tranchants

$$T_y = 8.7x - 26.67$$

Pour $x = 0 \rightarrow T_y = -26.67 \text{ KN.}$

Pour $x = 1.58 \rightarrow T_y = -12.92 \text{ KN}$

- 2^{ème} tronçon : $1.58 \leq x \leq 3.98 \text{ m}$

Moment flichissant

$$M_z = -(8.7 \times 1.58)(X - 1.58/2) - 11.96(X - 1.58)^2/2 + 26.67X$$

Pour $x = 1.58 \rightarrow M_z = 26.24 \text{ KN.m}$

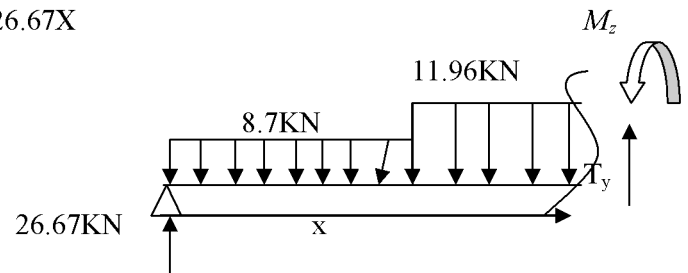
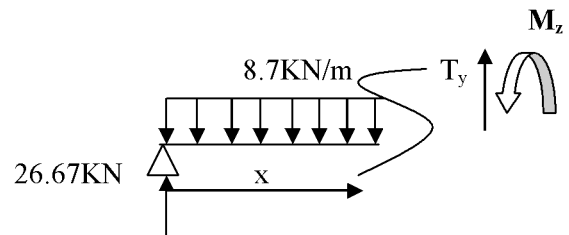
Pour $x = 3.98 \rightarrow M_z = 27.85 \text{ KN.m}$

Efforts tranchants

$$T_y = (8.7 \times 1.58) + 11.96(X - 1.58) - 26.67$$

Pour $x = 1.58 \rightarrow T_y = -12.92 \text{ KN.}$

Pour $x = 3.98 \rightarrow T_y = 15.78 \text{ KN}$



- 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.30 \text{ m}$

- moments fléchissant

$$M_z = -11.4 x^2/2 + 27.09 x$$

Pour $x = 0 \rightarrow M_z = 0$

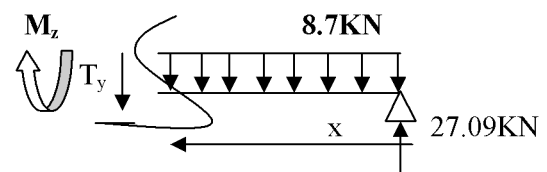
Pour $x = 1.30 \rightarrow M_z = 27.85 \text{ KN.m}$

- Efforts tranchants

$$T_y = -11.96 x + 27.09$$

Pour $x = 0 \rightarrow T_y = 27.09 \text{ KN.}$

Pour $x = 1.30 \rightarrow T_y = 11.54 \text{ KN}$



Point du moment maximum

$$T_y = 0 \Rightarrow M_z = \max$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = (8.7 \times 1.58) + 11.96(X - 1.58) - 26.67 = 0$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 2.66$$

$$M_z^{\max}(2.66) = 38.25 \text{ KN.m}$$

Note : afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on multiplie les valeurs de $M_z^{\max}$ par des coefficients de correction, on obtient ainsi:

$$M_z^{\text{ap}} = -0.3 \times 38.25 = -11.48 \text{ KN.m}$$

$$M_z^{\text{t}} = 0.85 \times 38.25 = 32.51 \text{ KN.m}$$

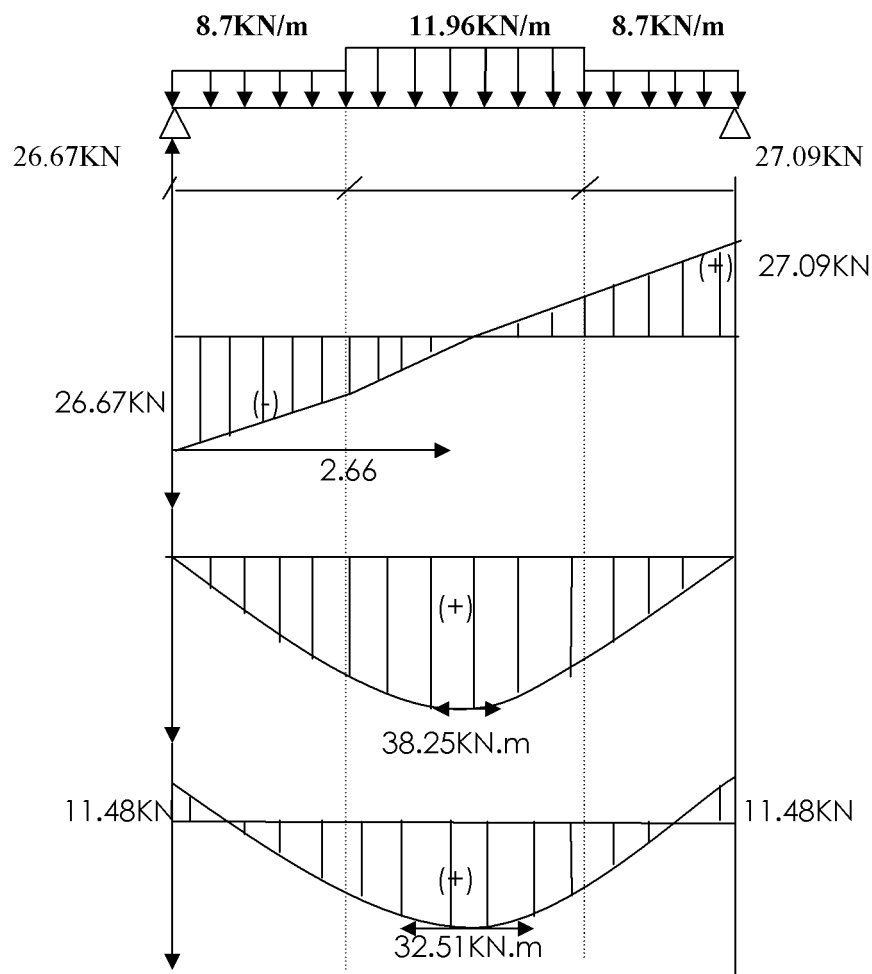
b-3) Diagrammes des efforts internes

Figure 3.25 : Diagramme des efforts internes à l'ELS

3-5-10- Vérification à l'ELS**a) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2 /BAEL99)**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

b) Etat limite de compression de béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91)

- Contrainte dans l'acier

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{7.69}{100 \times 18} \times 100 = 0.427$$

$$\rho_1 = 0.427 \Rightarrow k_1 = 35.31 \text{ et } \beta_1 = 0.9015$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{32.51 \times 10^6}{0.9015 \times 180 \times 7.69} = 260.53 \text{ MPa}$$

donc: $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow$ condition vérifiée

- Contrainte dans le béton

On doit donc vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{243.83}{37.91} = 6.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.43 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Contrainte dans l'acier

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.71}{100 \times 18} \times 100 = 0.260$$

$$\rho_1 = 0.260 \Rightarrow k_1 = 46.73 \text{ et } \beta_1 = 0.919$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{16.57 \times 10^6}{0.919 \times 180 \times 471} = 212.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 212.93 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Contrainte dans le béton

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{212.93}{46.73} = 4.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.56 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \text{Condition vérifiée}$$

c) Etat limite de déformation Art B.6.8, 424 (BAEL 91)

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_c} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{528} = 0.04 < 0.0625$ condition non vérifiée

La condition 1 n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche.

On doit vérifier que :
$$f = \frac{M_t \cdot l^2}{10 \cdot E \cdot V \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est :
$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{5280}{500} = 10.56 \text{ mm}$$

avec :

$\bar{f}$: La flèche admissible.

E : Module de déformation différé = 10819 Mpa (voir chapitre 1)

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ;
$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG.

μ, λ_v : Coefficients.

- Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 8.04$$

$$B_0 = 2120.6 \text{ cm}^2$$

- Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx

$$S/_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 8.04 \times 18 = 22171.8 \text{ cm}^3$$

$$S/_{xx} = 22171.8 \text{ cm}^3$$

- Position du centre de gravité

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{22171.8}{2120.6} = 10.45 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_1 = 10.45 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.45 = 9.55 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_2 = 9.55 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie de la section homogénéisée/G

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{st} (V_2 - c)^2 = (10.45^3 + 9.55^3) \frac{100}{3} + 15 \times 8.04 (9.55 - 2)^2$$

$$I_0 = 73946.17 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{7.69}{100 \times 18} = 0,004$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3B_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,004 \times ((2 + 21.206))} = 1.13$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = \mathbf{0.45}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2.1}{4 \times 0.004 \times 243.83 + 2.1} = 0.61$$

$$\mu = \mathbf{0.61}$$

Calcul de l'inertie fictive I_f

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v\mu} = \frac{1,1 \times 72860.53}{1 + 0.16 \times 0.61} = 73019.85 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \mathbf{73019.85 \text{ cm}^4}$$

Calcul de flèche

$$f = \frac{26.93 \times (5000)^2 \times 10}{10819 \times 73019.85} = 8.52 \text{ mm}$$

$$f = \mathbf{8.52 \text{ mm}}$$

$$f = 8.52 \text{ mm} < \bar{f} = 10 \text{ mm} \longrightarrow \text{Flèche admissible.}$$

3-5-11- Calcul de la poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse ainsi que le poids du mur extérieur.

1) Prédimensionnement

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

avec :

h : hauteur de la poutre ;

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

b : largeur de la poutre ;

$$L = 350 - 40 = 310 \text{ cm}$$

L : portée maximum entre nus d'appuis.

$$\frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10} \Rightarrow 20.67 \text{ cm} \leq h \leq 31.00 \text{ cm}$$

On opte pour : $h = 30 \text{ cm}$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} ;$$

On opte pour : $b = 25 \text{ cm}$

▪ Vérification des conditions du RPA

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiées}$$

$$h/b = 1.2 \leq 4$$

Section adoptée $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

2) Détermination des Charges et surcharges

$$\text{Poids propre de la poutre : } P_{\text{poutre}} = \rho \times V = 25(0.25 \times 0.3) = 1.875 \text{ KN/ml}$$

L'effort tranchant aux appuis : à l'ELU : $T_u = 19.39 \text{ KN}$

à l'ELS : $T_s = 13.92 \text{ KN}$

Combinaison de charges

$$\text{A l'ELU: } q_u = 1.35G + T_u = (1.35 \times 1.875) + 19.39 = 21.92 \text{ kN}$$

$$q_u = 21.92 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS: } q_s = G + T_s = 1.875 + 13.92 = 15.79 \text{ kN}$$

$$q_s = 15.79 \text{ kN/ml}$$

3) Calcul des efforts internes à L'ELU

a. Schéma statique :

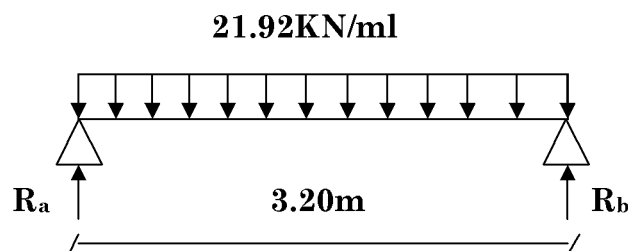


Figure3.26 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU

b) Réactions d'appuis : $R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = 35.07 \text{ KN}$.

c) Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 28.06 \text{ KN.m}$.

d) Moments corrigés : en travée : $M_t = 0,85 M_0 = 23.85 \text{ KN.m}$.

aux appuis : $M_a = -0,3 M_0 = -8,42 \text{ KN.m}$.

e) Effort tranchant : $V_u^{max} = 35.07 \text{ KN}$

f) Diagramme des efforts internes

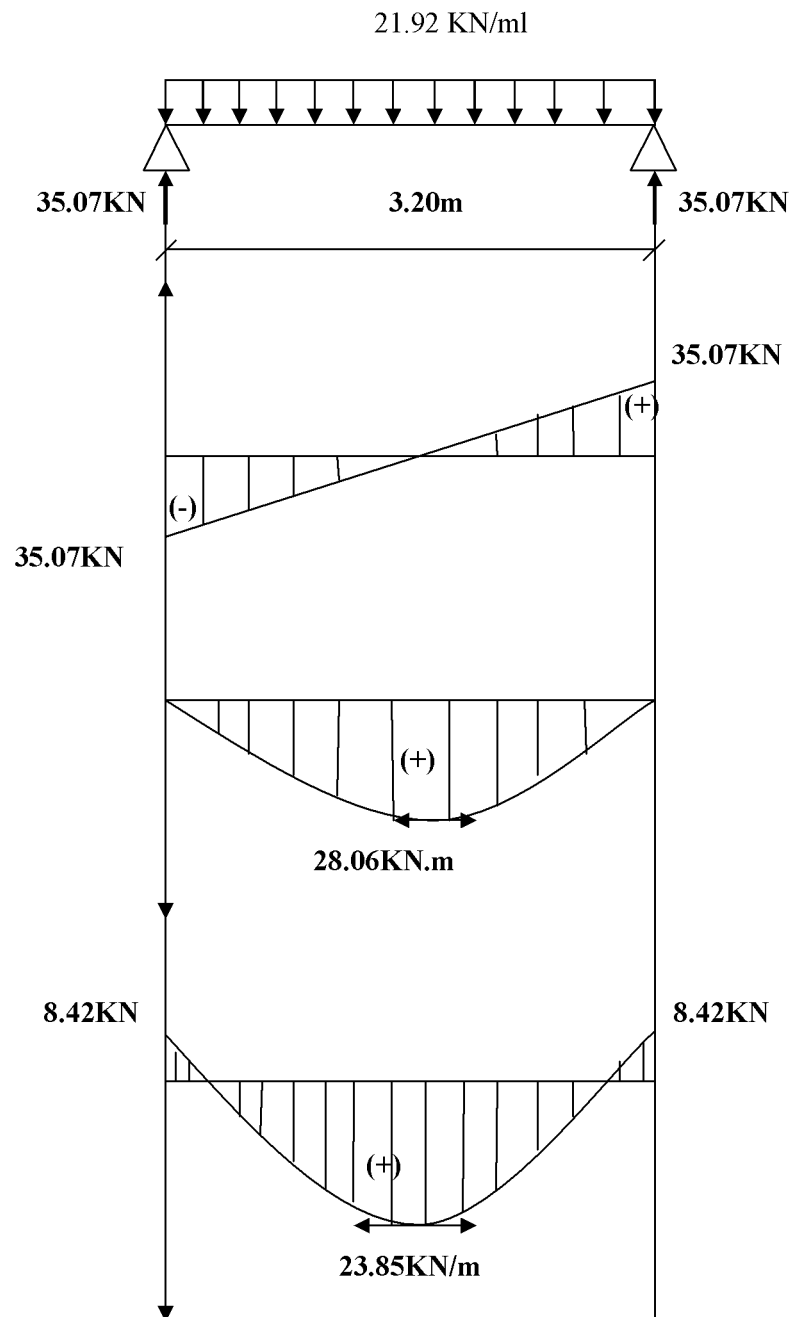


Figure 3.27 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

4) Ferrailage à l'ELU

a. En travée

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{23.85 \times 10^6}{14,2 \times 250 \times (270)^2} = 0,092 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,092 \Rightarrow \beta = 0,951$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{23.85 \times 10^3}{348 \times 27 \times 0,951} = 2.67 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA12 = 3.39 cm²

b. Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.42 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14.2}$$

$$\mu = 0.032 \Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.42 \times 10^3}{0.984 \times 27 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 0.91 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA10 = 2.35 cm²

- Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux

La section des armatures longitudinales doit vérifier le **pourcentage total minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

$$A_s \text{ Totale} = 3HA12 + 3HA10 = 5.74 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 3.75 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

5) Vérification à l'ELU

1) Condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL91)

Il faut vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

- En travée

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.815 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Aux appuis

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.815 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2) Contrainte tangentielle (Art A.5.1, 1/ BAEL91)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$

- Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables

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

Donc : $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa.}$

Calcul de τ_u

On a : $V_{\max} = 35.07 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{35.07 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.52 \text{Mpa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifiée}$$

3) Entrainement des barres (Art A.6.1,3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.1 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{35.07 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 113.1} ; \text{ Donc : } \tau_{se} = 1.28 \text{ Mpa.}$$

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

4) Influence de l'effort tranchant sur les armatures

- Appuis de rive (Art 5.1.1, 312 / BAEL91)

On doit prolonger au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{4 \times 10^4} \left(35070 + \frac{8.42 \times 10^5}{0.9 \times 27} \right) = 1.87 \text{ cm}^2 ;$$

$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > 1.87 \dots \dots \dots$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

5) Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313/BAEL91)

Il faut vérifier que :

$$T_u \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 25 \times 0.9 \times 27 \times \frac{25}{1.5} 10^{-1} = 405 \text{KN}$$

$$T_u = 35.07 \text{KN} \leq 405 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

6) Calcul des armatures transversales**a) Diamètre armatures transversales (Art A.7.2 / BAEL91)**

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_l, \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{300}{35}, 12, \frac{250}{10} \right) \right\} \Rightarrow \text{soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm.}$$

Nous adopterons 1cadre et un étrier en **H48** , Donc **A_t = 2.01cm²**.

b) Espacement max des armatures transversales (Art A.5.1,22 / BAEL91)

$$S_{t \max} \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{cm})$$

$$S_t \leq \min(24.3 ; 40 \text{cm}) = 24.3 \text{cm}$$

- Exigences du RPA pour les aciers transversales
- Zone nodale

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi \right) = \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1.2, 30 \right\} = \min (7.5 \text{cm} ; 14.4 \text{cm}, 30) = 7.5 \text{cm}$$

on opte pour : **S_t = 7cm**

- Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{cm.}$$

On opte pour **S_t = 15cm**

- Quantité d'armatures transversales minimale

$$A_{\min} = 0.003 S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1.125 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- Pourcentage minimum des armatures transversales (Art 5.1, 22 / BAEL91)

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4bst}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.4 \times 25 \times 15}{400} = 0.375 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min du BAEL}}$ condition vérifiée

6) Calcul à l'ELS

$$q_s = G + TS = 1.875 + 13.92 = 15.79 \text{ kN}$$

$$q_s = 15.79 \text{ kN/ml}$$

a) Les réactions d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{15.79 \times 3.2}{2}$$

$$R_A = R_B = 25.26 \text{ KN.}$$

b) L'effort tranchant

$$T = R_A = R_B = 25.26 \text{ KN.}$$

c) Le moment fléchissant

$$M_0 = M_{\text{max}} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{15.79 \times 3.2^2}{8} = 20.21 \text{ KN.m.}$$

d) Correction des moments

$$\text{Aux appuis : } M_{\text{as}} = -0.3M_0 = -0.3 \times 20.21 = -6.06 \text{ KN.m.}$$

$$\text{En travée : } M_{\text{ts}} = 0.85M_0 = 0.85 \times 20.21 = 17.18 \text{ KN.m.}$$

7) Diagramme des efforts internes

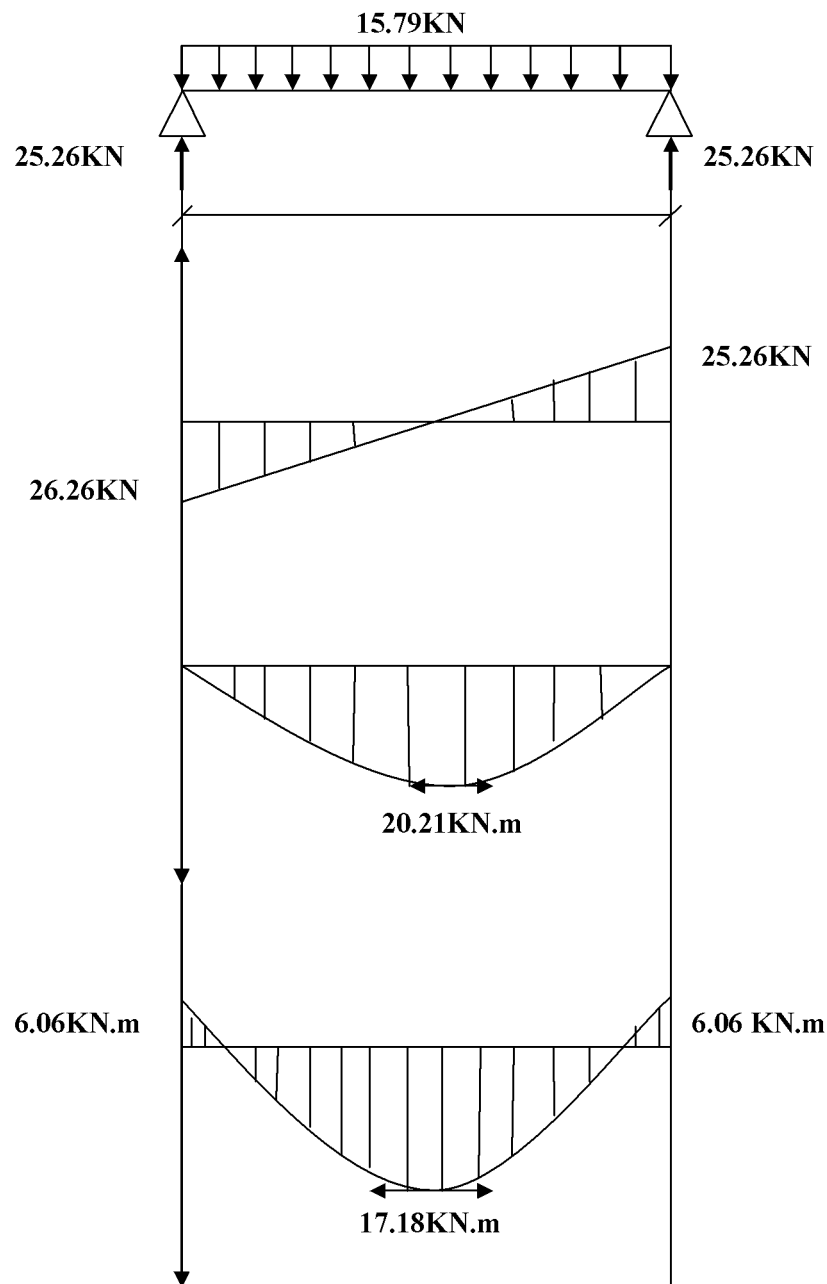


Figure3.28 : Diagramme des efforts internes à l'ELS

8) vérification à l'ELS

a) Etat limite d'ouverture des fissures

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

b) Etat limite de compression de béton

▪ En travée

• Contrainte dans l'acier

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{25 \times 27} \times 100 = 0.502$$

$$\rho_1 = 0.502 \Rightarrow k_1 = 31.88 \text{ et } \beta_1 = 0.8933$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{17.18 \times 10^6}{0.8933 \times 270 \times 339} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = 210.117 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 210.117 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Condition vérifiée}$$

• Contrainte dans le béton

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{210.117}{31.88} \text{ Donc ; } \sigma_{bc} = 6.59 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.59 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Condition vérifiée}$$

▪ Aux appuis

• Contrainte dans l'acier

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2.35}{25 \times 27} \times 100 = 0.348$$

$$\rho_1 = 0.348 \Rightarrow k_1 = 39.55 \text{ et } \beta_1 = 0.9083$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.06 \times 10^6}{0.9081 \times 270 \times 235} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = 105.17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 105.17 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Condition vérifiée}$$

• Contrainte dans le béton

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{105.17}{39.55} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = 2.66 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.66 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Condition vérifiée}$$

c) Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91)

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{30}{320} = 0.094$
- $\frac{1}{16} = 0.0625$.

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{3.39}{25 \times 27} = 0.0050$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$

$$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{17.18}{10 \times 20.21} = 0.085$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10.M_0} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense du calcul de la flèche

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire, donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes .

Conclusion

Le ferrailage de la poutre palière est comme suit

- Appuis : **3HA10** (2.35cm²)
- Travée : **3HA12** (3.39 cm²)
- Cadre et étriers de **HA8**

3-6- Calcul de la dalle pleine de la salle machine

Notre structure comporte une cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine de dimensions $(1.88 \times 2.25) \text{ m}^2$ reposant sur quatre (04) cotés.

La charge totale transmise par le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes. La vitesse d'entraînement $V = 1 \text{ m/s}$.

En plus de son poids propre la dalle est soumise à une charge localisée. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

L'épaisseur de la dalle est de 15cm (voir chapitre II)

3-6-1- Dimensionnement

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.88}{2.25} = 0.84 \\ 0.4 \leq \rho = 0.84 \leq 1 \end{array} \right. \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + 2 \left(\frac{h_0}{2} + \xi e \right) \\ V = V_0 + 2 \left(\frac{h_0}{2} + \xi e \right) \end{array} \right.$$

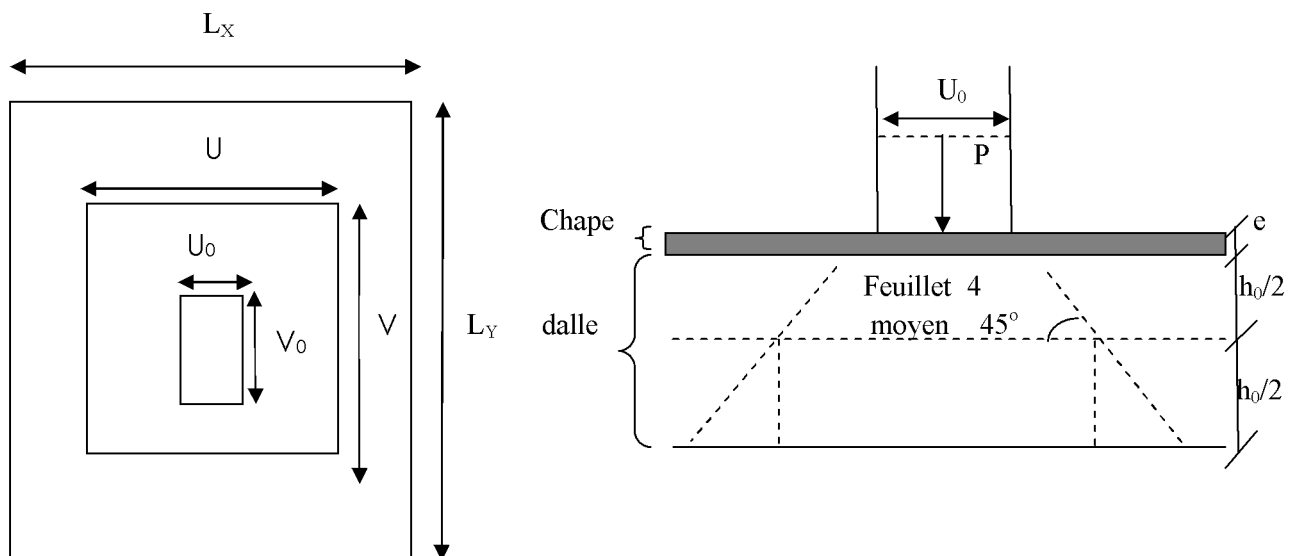


Figure 3.29 : représentation schématique de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen

avec:

h_0 : épaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$)

e : épaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$)

Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle

est composée de béton armé, et d'une chape en béton $\rightarrow \xi = 1.0$

$(U \times V)$: surface d'impact au niveau du feuillet moyen

$(U_0 \times V_0)$: coté du rectangle dans lequel la charge est centrée ($u_0 = v_0 = 80 \text{ cm}$)

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

3-6-2-Détermination des sollicitations

- à l'ELU

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$P_u = 1.35 P$$

avec :

$$G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN/m}^2 \text{ (poids propre de la dalle)}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \text{ (surcharge d'exploitation)}$$

$$\Rightarrow q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie sur une bande de 1 m)}$$

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN (charge concentrée dus au système de levage)}$$

- à l'ELS

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 90 \text{ KN}$$

3-6-3-calcul des moments

a. moment dû au système de levage

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = P_u (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec : M_1 et M_2 : coefficients données par les tables de PIGEAUD en fonction de (ρ_x et les rapports U/L_x et V/L_y).

ν : Coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = 0.84 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{180} = 0.58 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{215} = 0.49 \end{cases} \Rightarrow \text{après interpolation: } \begin{cases} M_1 = 0.0985 \\ M_2 = 0.0726 \end{cases}$$

$$M_{x1} = 121.5(0.0985 + 0) = 11.968 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 121.5(0.0726 + 0) = 8.821 \text{ KN.m}$$

b. moment dû au poids propre de la dalle pleine

Dans le sens L_x : $M_{x2} = \mu_x q_u (L_x)^2$

Dans le sens L_y : $M_{y2} = \mu_y M_{x2}$

on a $\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.84 \\ \nu = 0 \end{array} \right. \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0520 \\ \mu_y = 0.667 \end{array} \right.$

$$M_{x2} = 0.0520 \times 8.05 (1.80)^2 = 1.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.667 \times 1.35 = 0.90 \text{ KN.m}$$

c. superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.968 + 1.35 = 13.32 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.821 + 0.90 = 9.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d. correction des moments

- en travées

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 13.32 = \mathbf{11.32 \text{ KN.m}} \\ M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 9.72 = \mathbf{8.26 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

- sur appuis :

$$M_x^a = M_y^a = 0.3 M_x = 0.3 \times 13.32 = 3.99 \text{ KN.m}$$

3-6-4 Ferrailage

Le ferrailage se fera à l'ELU pour une bonde de 1 m de largeur.

a) Sens x-x

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3.99 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.020 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{st}^a = \frac{M_x^a}{\beta d x \sigma_{st}} = \frac{3.99 \times 10^3}{0.990 \times 12 \times 348} = 0.96 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^a = 4 \text{ HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $St = 33 \text{ cm}$

- En travées :

$$\mu = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11.32 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.055 \rightarrow \beta = 0.9715$$

$$A_{st}^t = \frac{M_x^t}{\beta d x \sigma_{st}} = \frac{11.32 \times 10^3}{0.9715 \times 12 \times 348} = 2.79 \text{ cm}^2$$

on opte pour : $A_{st}^t = 4 \text{ HA10/ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

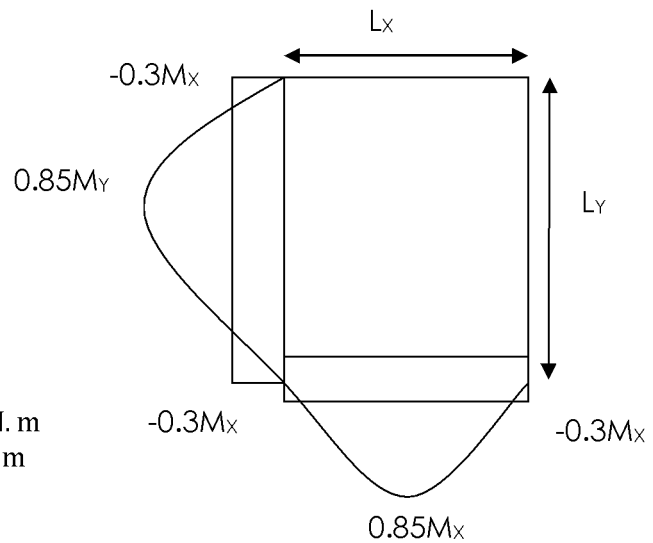


Figure 3.30 : moment fléchissant dans les sens L_x et L_y

b) sens y-y

• Aux appuis

$$\mu = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.99 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.020 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{st}^a = \frac{M_y^a}{\beta d x \sigma_{st}} = \frac{3.99 \times 10^3}{0.990 \times 12 \times 348} = 0.96 \text{ cm}^2$$

on opte pour : $A_{st}^a = 4 \text{ HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

• En travées

$$\mu = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.26 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.040 \rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_{st}^t = \frac{M_y^t}{\beta d x \sigma_{st}} = \frac{8.26 \times 10^3}{0.980 \times 12 \times 348} = 2.02 \text{ cm}^2$$

on opte pour : $A_{st}^t = 4 \text{ HA10/ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

3-6-5- vérification à l'ELU

a- Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91)

Les armatures tendue d'une section transversal soumise à la flexion doivent présenter une section minimum correspondent au taux d'armature suivant:

• Sens x-x

On a : $\omega_0 = 0.8 \times 10^{-3}$ pour les aciers de nuance feE400 ,
avec :

ω_0 : le pourcentage d'acier en travée dans le sens x-x

$$A_x^{min} = \omega_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) b \cdot h = 0.8 \cdot 10^{-3} \left(\frac{3 - 0.84}{2} \right) 100.15 = 1.296 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_x^{min} = 1.296 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 2.01 \text{ cm}^2 \\ A_x^t = 3.14 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_x > A_x^{min} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• Sens y-y

$$A_y^{min} = \omega_0 b \cdot h = 0.8 \cdot 10^{-3} 100.15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_y^{min} = 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 2.01 \text{ cm}^2 \\ A_y^t = 3.14 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_y > A_y^{min} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les conditions de non fragilité sont vérifiées dans les deux sens.

b- Diamètre minimal des barres (art A-7.21 BAEL91)

On doit vérifier que : $\phi_{max} \leq h_0/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$

$\phi_{max} = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

c- Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

- Armatures //à l_x : $S_t = 33\text{ cm} \leq \min(3h ; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée
- Armatures //à l_y : $S_t = 33\text{ cm} \leq \min(4h ; 45\text{ cm}) = 45\text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

d- Condition de non poinçonnement (BAEL 91 Art5.2.42)

les armature transversale ne sont pas nécessaire si la condition suivante est satisfaite :

$$Nu \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{e28}}{\gamma_b}$$

avec :

Uc: périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420\text{ cm} = 4,20\text{ m}.$$

Nu : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$Nu = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121,5\text{ kN}.$$

$$Nu = 121,5 < 0,045 \times 0,15 \times 4,20 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 472,5\text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

e- Contrainte tangentielle

$$\text{Au milieu de } U \Rightarrow T_{\max} = \frac{Nu}{2U+V} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57\text{ kN}.$$

$$\text{Au milieu de } V \Rightarrow T_{\max} = \frac{Nu}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57\text{ kN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{38,57}{1 \times 0,12} = 321,41\text{ kN/m}^2 = 0,32\text{ Mpa} < 0,07 \frac{f_{e28}}{\gamma_b} = 1,167\text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3-6-6- Vérification à l'ELS**3-6-6-1- Calcul des moments****a. Moments dûs au système de levage**

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$\begin{cases} M_{x1}^s = P_s (M_1 + vM_2) \\ M_{y1}^s = P_s (M_2 + vM_1) \end{cases} \quad \text{avec : } v = 0.2 \text{ à l'ELS}$$

$$M_1 = 0.0985\text{ kN.m} \text{ et } M_2 = 0.0726\text{ kN.m} \text{ et } P_s = 90\text{ kN}.$$

$$\begin{cases} M_{x1}^s = 90 (0.0985 + 0.2 \times 0.0726) = 10.17\text{ kN.m} \\ M_{y1}^s = 90 (0.0726 + 0.2 \times 0.0985) = 8.31\text{ kN.m} \end{cases}$$

b. Moments dûs au poids propre de la dalle pleine

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Dans le sens } L_x : M_{x2}^s = \mu_x q_s (L_x)^2$$

$$\text{Dans le sens } L_y : M_{y2}^s = \mu_y M_{x2}^s$$

$$\text{on a } \begin{cases} \rho = 0.84 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0.0589 \\ \mu_y = 0.764 \end{cases}$$

$$M_{x2}^s = 0.0589 \times 5.85 (1.80)^2 = 1.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^s = 0.764 \times 1.12 = 0.85 \text{ KN.m}$$

c. Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x^s = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 10.17 + 1.12 = 11.29 \text{ KN.m} \\ M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 8.31 + 0.85 = 9.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d. Correction des moments

- **En travées**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 M_x^s = 0.85 \times 11.29 = \mathbf{9.59 \text{ KN.m}} \\ M_y^t = 0.85 M_y^s = 0.85 \times 9.16 = \mathbf{7.79 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

- **Sur appuis**

$$M_x^a = M_y^a = 0.3 M_x^s = 0.3 \times 11.29 = 3.39 \text{ KN.m}$$

3-6-6-2- Vérification des contraintes dans le béton

La vérification n'est pas nécessaire, si les conditions suivantes sont satisfaites :

- la section est rectangulaire ,
- la nuance des aciers est de feE400 ,
- $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

- **Sens x-x**

- **En travées**

$$\mu = \frac{M_{tx}^s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.59 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.046 \Rightarrow \alpha = 0.0589$$

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{11.32}{9.59} = 1.18 \Rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34$$

$$\alpha = 0.0589 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.34 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **Sur appuis**

$$\mu = \frac{M_{ax}^s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.39 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.016 \Rightarrow \alpha = 0.0201$$

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{3.99}{3.39} = 1.18 \Rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34$$

$$\alpha = 0.0201 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.34 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Sens y-y**

▪ **En travées**

$$\mu = \frac{M_{ty}^s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.79 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.038 \Rightarrow \alpha = 0.0485$$

$$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{8.26}{7.79} = 1.06 \Rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.06-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.28$$

$$\alpha = 0.0485 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.28 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **Sur appuis**

$$\mu = \frac{M_{ay}^s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.39 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.016 \Rightarrow \alpha = 0.0201$$

$$\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^s} = \frac{3.99}{3.39} = 1.18 \Rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34$$

$$\alpha = 0.01 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.34 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la contrainte de compression du béton n'est pas nécessaire.

3-6-6-3- Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable, donc la vérification n'est pas nécessaire.

3-6-6-4- Vérification au poinçonnement

$$q_u \leq \frac{0,045 U_c \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \cdot (u + v) = 2 \times 2 \times 1.05 = 4.2m ; \text{ et}$$

$$q_u = 8,05 \text{ kN} \leq \frac{0,045 \times 4.2 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 3150 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Chapitre 4

Etude du contreventement

Introduction

Le système de contreventement est un ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité de la structure vis-à-vis des forces horizontales engendrées par le séisme ou le vent. Notre structure comporte des voiles et des portiques disposés dans les deux sens longitudinale et transversale. Cela nous amène alors à déterminer le pourcentage de l'effort sismique repris par les voiles et les portiques afin de définir le type de contreventement de la structure.

4-1- Caractéristiques géométriques des portiques

4-1-1- Calcul des rigidités linéaires

$$\text{Poteau : } K_{\text{pot}} = \frac{I_{\text{pot}}}{h_c}$$

Avec : I_{pot} : inertie de la poutre,

h_c : hauteur de calcul = $\min \left(\bar{h} + \frac{e_{\text{pot}}}{2} ; h_0 \right)$,

$\bar{h}$: hauteur entre nus des appuis,

e_{pot} : épaisseur du poteau,

h_0 : hauteur entre faces supérieures des planchers successifs.

$$\text{Poutre : } K_{\text{pr}} = \frac{I_{\text{pr}}}{l_c}$$

avec : I_{pr} : inertie de la poutre,

l_c : hauteur de calcul = $\min \left(\bar{l} + \frac{e_{\text{poutre}}}{2} ; l_0 \right)$,

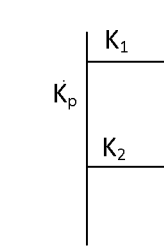
$\bar{l}$: longueur entre nus des appuis,

e_{pr} : épaisseur du poteau,

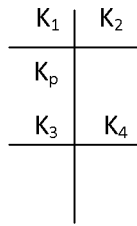
l_0 : longueur entre axes des poteaux.

4-1-1- Calcul des coefficients de rigidités des niveaux << K_j >>

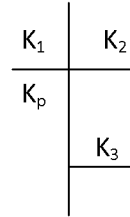
- Niveau courant



$$K_j = K_1 + K_2 / 2K_p$$

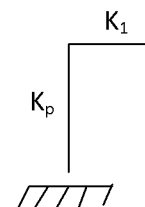
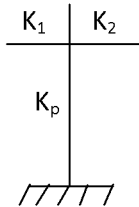


$$K_j = K_1 + K_2 + K_3 + K_4 / 2K_p$$



$$K_j = K_1 + K_2 + K_3 / 2K_p$$

- Niveau RDC



4-1-3- Calcul des coefficients correcteurs << a_j >>

- Niveau courant

$$a_j = K_j / 2 + K_j$$

- Niveau RDC

$$a_j = 0.5 + K_j / 2 + K_j$$

4-1-4- Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens

- Niveau courant

$$r_j = a_j \cdot K_j \cdot 12E / h_c^2$$

- Niveau RDC

Poteau encastré à sa base : $r_j = a_j \cdot K_j \cdot 12E / h_c^2$

Poteau articulé à sa base : $r_j = a_j \cdot K_j \cdot 3E / h_c^2$

E : module de déformation du béton. Pour un ciment CPj dosé à 350 Kg/m³ et pour des charges de courte durée d'application nous avons $E = 3,216 \times 10^5 \text{ daN/cm}^2$.

4-1-5- Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens

$$R_j = \frac{12E}{h_c^2} \cdot \sum a_j K_p$$

Les résultats de calcul obtenus par les différentes formules sont donnés dans les tableaux ci après :

- Suivant l'axe Y-Y : sens longitudinal, files (4.1, 4.2, 4.3, 4.4, 4.5 et 4.6) :

Tableau 4.1 : Rigidité linéaire des poteaux sens longitudinal

Rigidité linéaire des poteaux sens longitudinal								
niveau	poteaux	$\bar{h}$ [cm]	e_{pot} [cm]	h_c [cm]	b_{poteau} [cm]	h_{pot} [cm]	I_{poteau} [cm ⁴]	k_{poteau} [cm ³]
6,7et8	A	266	35	283.5	35	45	265781.25	937.5
	B	266	35	283.5	35	45	265781.25	937.5
	C	266	35	283.5	35	45	265781.25	937.5
	D	266	35	283.5	35	45	265781.25	937.5
3,4et5	A	266	45	288.5	45	50	468750	1624.783362
	B	266	45	288.5	45	50	468750	1624.783362
	C	266	45	288.5	45	50	468750	1624.783362
	D	266	45	288.5	45	50	468750	1624.783362
RDC,1et2	A	266	50	291	50	55	693229.1667	2382.230813
	B	266	50	291	50	55	693229.1667	2382.230813
	C	266	50	291	50	55	693229.1667	2382.230813
	D	266	50	291	50	55	693229.1667	2382.230813

Tableau 4.2 : Rigidité linéaire des poutres sens longitudinal

Rigidité linéaire des poutres sens longitudinal								
niveau	travées	$\bar{l}$ [cm]	e_{poutre} [cm]	L_c [cm]	b_{poutre} [cm]	h_{poutre} [cm]	I_{poutre} [cm ⁴]	k_{poutre} [cm ³]
6,7 et 8	A-B	510	40	530	30	40	160000	301.8867925
	B-C	510	40	530	30	40	160000	301.8867925
	C-D	510	40	530	30	40	160000	301.8867925
3,4 et 5	A-B	505	40	525	30	40	160000	304.7619048
	B-C	505	40	525	30	40	160000	304.7619048
	C-D	505	40	525	30	40	160000	304.7619048
RDC,1 et 2	A-B	500	40	520	30	40	160000	307.6923077
	B-C	500	40	520	30	40	160000	307.6923077
	C-D	500	40	520	30	40	160000	307.6923077

b) Suivant l'axe X-X : sens transversal, file A, B, C et D

Tableau 4.3 : Rigidité linéaire des poteaux sens transversal

Rigidité linéaire des poteaux sens transversal files A,B,C etD								
niveau	poteaux	$\bar{h}$ [cm]	e_{pot} [cm]	h_c [cm]	b_{poteau} [cm]	h_{pot} [cm]	I_{poteau} [cm ⁴]	k_{poteau} [cm ³]
6,7et8	1	271	45	293.5	35	45	160781.25	547.806644
	2	271	45	293.5	35	45	160781.25	547.806644
	3	271	45	293.5	35	45	160781.25	547.806644
	4	271	45	293.5	35	45	160781.25	547.806644
3,4et5	1	271	50	296	45	50	379687.5	1282.72804
	2	271	50	296	45	50	379687.5	1282.72804
	3	271	50	296	45	50	379687.5	1282.72804
	4	271	50	296	45	50	379687.5	1282.72804
RDC,1et2	1	271	55	298.5	50	55	572916.667	1919.31882
	2	271	55	298.5	50	55	572916.667	1919.31882
	3	271	55	298.5	50	55	572916.667	1919.31882
	4	271	55	298.5	50	55	572916.667	1919.31882

Tableau 4.4 : Rigidité linéaire des poutres sens transversal

Rigidité linéaire des poutres sens transversal files A,B,C etD								
niveau	travées	$\bar{l}$ [cm]	e_{poutre} [cm]	L_c [cm]	b_{poutre} [cm]	h_{poutre} [cm]	I_{poutre} [cm ⁴]	k_{poutre} [cm ³]
7,8et9	(1-2)	405	35	422.5	30	35	107187.5	253.698225
	(2-3)	305	35	322.5	30	35	107187.5	332.364341
	(3-4)	405	35	422.5	30	35	107187.5	253.698225
4,5et6	(1-2)	400	35	417.5	30	35	107187.5	256.736527
	(2-3)	300	35	317.5	30	35	107187.5	337.598425
	(3-4)	400	35	417.5	30	35	107187.5	256.736527
1,2et3	(1-2)	395	35	412.5	30	35	107187.5	259.848485
	(2-3)	295	35	312.5	30	35	107187.5	343
	(3-4)	395	35	412.5	30	35	107187.5	259.848485

Tableau 4.5 : Rigidités des portiques A-A,B-B,C-C et D-D par niveau

Rigidités des portiques A-A,B-B,C-C et D-D par niveau										
niveaux	poteaux	$K_{pot}[cm^3]$	travée	$k_{poutre}[cm^3]$	K_j	a_j	$h_c[cm]$	$12E/h_c^2$ [daN/cm ⁴]	r_i [daN/cm ⁴]	R_{ij} [daN/cm]
7et8	A	937.5	A-B	301.887	0.32201	0.48302	283.5	48.0165729	21743.3537	130460
	B	937.5	B-C	301.887	0.64403	0.96604	283.5	48.0165729	43486.7075	
	C	937.5	C-D	301.887	0.64403	0.96604	283.5	48.0165729	43486.7075	
	D	937.5			0.32201	0.48302	283.5	48.0165729	21743.3537	
6	A	937.5	A-B	301.887	0.32355	0.48532	283.5	48.0165729	21846.8935	131081
	B	937.5	B-C	301.887	0.64709	0.97064	283.5	48.0165729	43693.7871	
	C	937.5	C-D	301.887	0.64709	0.97064	283.5	48.0165729	43693.7871	
	D	937.5			0.32355	0.48532	283.5	48.0165729	21846.8935	
4et5	A	1624.8	A-B	304.762	0.18757	0.28136	286	47.1807912	21568.3617	129410
	B	1624.8	B-C	304.762	0.37514	0.56271	286	47.1807912	43136.7235	
	C	1624.8	C-D	304.762	0.37514	0.56271	286	47.1807912	43136.7235	
	D	1624.8			0.18757	0.28136	286	47.1807912	21568.3617	
3	A	1624.8	A-B	304.762	0.18847	0.28271	286	47.1807912	21672.0558	130032
	B	1624.8	B-C	304.762	0.37695	0.56542	286	47.1807912	43344.1115	
	C	1624.8	C-D	304.762	0.37695	0.56542	286	47.1807912	43344.1115	
	D	1624.8			0.18847	0.28271	286	47.1807912	21672.0558	
1et2	A	2382.2	A-B	307.692	0.12916	0.19374	288.5	46.3666427	21399.989	128400
	B	2382.2	B-C	307.692	0.25832	0.38748	288.5	46.3666427	42799.978	
	C	2382.2	C-D	307.692	0.25832	0.38748	288.5	46.3666427	42799.978	
	D	2382.2			0.12916	0.19374	288.5	46.3666427	21399.989	
RDC	A	2382.2	A-B	307.692	0.12916	0.2955	288.5	46.3666427	32639.4614	139459
	B	2382.2	B-C	307.692	0.25832	0.33579	288.5	46.3666427	37090.0652	
	C	2382.2	C-D	307.692	0.25832	0.33579	288.5	46.3666427	37090.0652	
	D	2382.2			0.12916	0.2955	288.5	46.3666427	32639.4614	

Tableau 4.6 : Rigidités des portiques 1-1,2-2,3-3 et 4-4 par niveau

Rigidités des portiques 1-1,2-2,3-3 et 4-4 par niveau										
niveaux	potaux	$K_{pot}[cm^3]$	travée	$k_{poutre}[cm^3]$	K_j	a_j	$h_c[cm]$	$12E/h_c^2$ [daN/cm ⁴]	r_i [daN/cm ⁴]	R_{iy} [daN/cm]
7et8	1	548	(1-2)	253.7	0.46	0.19	293.5	44.8003	4614	26334
	2	548	(2-3)	332.4	1.07	0.35	293.5	44.8003	8553	
	3	548	(3-4)	253.7	1.07	0.35	293.5	44.8003	8553	
	4	548			0.46	0.19	293.5	44.8003	4614	
6	1	548	(1-2)	253.7	0.46	0.19	293.5	44.8003	4614	26334
	2	548	(2-3)	332.4	1.07	0.35	293.5	44.8003	8553	
	3	548	(3-4)	253.7	1.07	0.35	293.5	44.8003	8553	
	4	548			0.46	0.19	293.5	44.8003	4614	
4et5	1	1283	(1-2)	256.7	0.2	0.09	296	44.0467	5140	31534
	2	1283	(2-3)	337.6	0.46	0.19	296	44.0467	10627	
	3	1283	(3-4)	256.7	0.46	0.19	296	44.0467	10627	
	4	1283			0.2	0.09	296	44.0467	5140	
3	1	1283	(1-2)	256.7	0.2	0.09	296	44.0467	5140	31534
	2	1283	(2-3)	337.6	0.46	0.19	296	44.0467	10627	
	3	1283	(3-4)	256.7	0.46	0.19	296	44.0467	10627	
	4	1283			0.2	0.09	296	44.0467	5140	
1et2	1	1919	(1-2)	259.9	0.14	0.06	298.5	43.312	5271	33108
	2	1919	(2-3)	343	0.31	0.14	298.5	43.312	11283	
	3	1919	(3-4)	259.9	0.31	0.14	298.5	43.312	11283	
	4	1919			0.14	0.06	298.5	43.312	5271	
RDC	1	1919	(1-2)	259.9	0.14	0.3	298.5	43.312	24735	107960
	2	1919	(2-3)	343	0.31	0.35	298.5	43.312	29245	
	3	1919	(3-4)	259.9	0.31	0.35	298.5	43.312	29245	
	4	1919			0.14	0.3	298.5	43.312	24735	

4-2- Caractéristiques géométriques des voiles

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur les quelles elles agissent. Elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de ses forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l'effort sismique d'une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d'autre part.

4-2-1-Calcul des inerties des voiles

a)voiles longitudinaux

$$I_x = \frac{e \times L^3}{12}, \quad I_y = \frac{L \times e^3}{12}$$

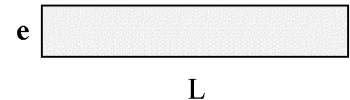
$e \ll L \Rightarrow I_y \ll I_x$, alors on néglige l'inertie des voiles longitudinaux

par rapport à l'axe Y-Y. donc on prend I_x .



b) voiles transversaux

$$I_y = \frac{e \times L^3}{12}, \quad I_x = \frac{L \times e^3}{12}$$



$e \ll L \Rightarrow I_x \ll I_y$, alors on néglige l'inertie des voiles longitudinaux par rapport à l'axe X-X. donc on prend I_y .

4-2-2-calcul des rigidités des voiles

- Dans le sens (Y-Y) : $R_{vy} = \frac{12EI_x}{h_c^3}$
- Dans le sens (X-X) : $R_{vx} = \frac{12EI_y}{h_c^3}$

avec :

h_c : hauteur d'étage,

I_x, I_y : Inerties des voiles transversaux et longitudinaux.

Les résultats relatifs aux calculs des inerties et des rigidités des voiles sont dans les tableaux (4.7, 4.8, 4.9 et 4.10) ci-après :

Tableau 4.7 : Inertie des voiles longitudinaux

Inertie des voiles longitudinaux					
niveau	voile	L[m]	e[m]	h[m]	I _x [m ⁴]
6,7 et 8	VL1	3	0.2	2.66	0.45
	VL2	2.25	0.2	2.66	0.18984375
	VL3	2.25	0.2	2.66	0.18984375
	VL4	3	0.2	2.66	0.45
	VL5	3	0.2	2.66	0.45
	VL6	3	0.2	2.66	0.45
3,4 et 5	VL1	3.05	0.2	2.66	0.472877083
	VL2	2.3	0.2	2.66	0.202783333
	VL3	2.3	0.2	2.66	0.202783333
	VL4	3.05	0.2	2.66	0.472877083
	VL5	3.05	0.2	2.66	0.472877083
	VL6	3.05	0.2	2.66	0.472877083
RDC,1 et 2	VL1	3.1	0.2	2.66	0.496516667
	VL2	2.35	0.2	2.66	0.216297917
	VL3	2.35	0.2	2.66	0.216297917
	VL4	3.1	0.2	2.66	0.496516667
	VL5	3.1	0.2	2.66	0.496516667
	VL6	3.1	0.2	2.66	0.496516667
inertie moyenne					6.895425

Tableau 4.8 : Inertie des voiles transversaux

Inertie des voiles transversaux					
niveau	voile	L[m]	e[m]	h[m]	I _y [m ⁴]
6,7 et 8	VL1	2.5	0.2	2.71	0.26041667
	VL2	2.5	0.2	2.71	0.26041667
	VL3	1.88	0.2	2.71	0.11074453
	VL4	2.5	0.2	2.71	0.26041667
	VL5	2.5	0.2	2.71	0.26041667
3,4 et 5	VL1	2.55	0.2	2.71	0.27635625
	VL2	2.55	0.2	2.71	0.27635625
	VL3	1.88	0.2	2.71	0.11074453
	VL4	2.55	0.2	2.71	0.27635625
	VL5	2.55	0.2	2.71	0.27635625
RDC,1 et 2	VL1	2.6	0.2	2.71	0.29293333
	VL2	2.6	0.2	2.71	0.29293333
	VL3	1.88	0.2	2.71	0.11074453
	VL4	2.6	0.2	2.71	0.29293333
	VL5	2.6	0.2	2.71	0.29293333
inertie fictive					3.6510586

Tableau 4.9 : rigidité des voiles longitudinaux

rigidité des voiles longitudinaux					
niveau	Voiles	h (m)	E(kN/m ²)	I _x (m ⁴)	R _{vy} (kN/m)
6,7 et 8	VT1	2.66	32164200	0.45	9228297.863
	VT2	2.66	32164200	0.18984375	3893188.161
	VT3	2.66	32164200	0.18984375	3893188.161
	VT4	2.66	32164200	0.45	9228297.863
	VT5	2.66	32164200	0.45	9228297.863
	VT6	2.66	32164200	0.45	9228297.863
3,4 et 5	VT1	2.66	32164200	0.47287708	9697445.728
	VT2	2.66	32164200	0.20278333	4158544.448
	VT3	2.66	32164200	0.20278333	4158544.448
	VT4	2.66	32164200	0.47287708	9697445.728
	VT5	2.66	32164200	0.47287708	9697445.728
	VT6	2.66	32164200	0.47287708	9697445.728
RDC, 1et 2	VT1	2.66	32164200	0.49651667	10182230.43
	VT2	2.66	32164200	0.21629792	4435692.449
	VT3	2.66	32164200	0.21629792	4435692.449
	VT4	2.66	32164200	0.49651667	10182230.43
	VT5	2.66	32164200	0.49651667	10182230.43
	VT6	2.66	32164200	0.49651667	10182230.43

Tableau 4.10 : rigidité des voiles transversaux

rigidité des voiles transversaux					
Niveau	Voiles	h (m)	E(kN/m ²)	I _y (m ⁴)	ΣR _{vx} (kN/m)
6,7et8	VL1	2.71	32164200	0.26041667	5050273.56
	VL2	2.71	32164200	0.26041667	5050273.56
	VL3	2.71	32164200	0.11074453	2147674.32
	VL4	2.71	32164200	0.26041667	5050273.56
	VL5	2.71	32164200	0.26041667	5050273.56
3,4et5	VL1	2.71	32164200	0.27635625	5359390.7
	VL2	2.71	32164200	0.27635625	5359390.7
	VL3	2.71	32164200	0.11074453	2147674.32
	VL4	2.71	32164200	0.27635625	5359390.7
	VL5	2.71	32164200	0.27635625	5359390.7
RDC, 1et2	VL1	2.71	32164200	0.29293333	5680870.91
	VL2	2.71	32164200	0.29293333	5680870.91
	VL3	2.71	32164200	0.11074453	2147674.32
	VL4	2.71	32164200	0.29293333	5680870.91
	VL5	2.71	32164200	0.29293333	5680870.91

4-3- Calcul des inerties fictives des portiques

Pour déterminer les pourcentages d'effort repris par chaque élément portique et voile, il faut déterminer les inerties fictives des portiques. Pour cela, nous utiliserons la méthode des approximations successives.

4 -3-1 Calcul des inerties des portiques par la méthode des approximations successives

La méthode est exposée dans l'ouvrage d'ALBERT Feuntes <<Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé>>. Celle-ci consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales de 1 tonnes et de comparer ses déplacement aux flèches que prendrait un voile bien déterminé de l'ouvrage (sous l'effet du même système de force horizontale de 1 tonne à chaque niveau).

Connaissant l'inertie du refend choisi, en fixant sa valeur à $1m^4$, il est alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau << une inertie fictive >> puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

4-3-2-Calcul des flèches dans les refends par la méthode du moment des aires

La flèche que prendrait à un niveau (i) suite à une série de forces égales à l'inertie (une tonne) est donnée par la formule suivante :

$$f_i = \sum \frac{S_i d_i}{EI}, I = 1m^4$$

avec :

f_i : flèche au niveau (i),

S_i : élément de surface du niveau (i),

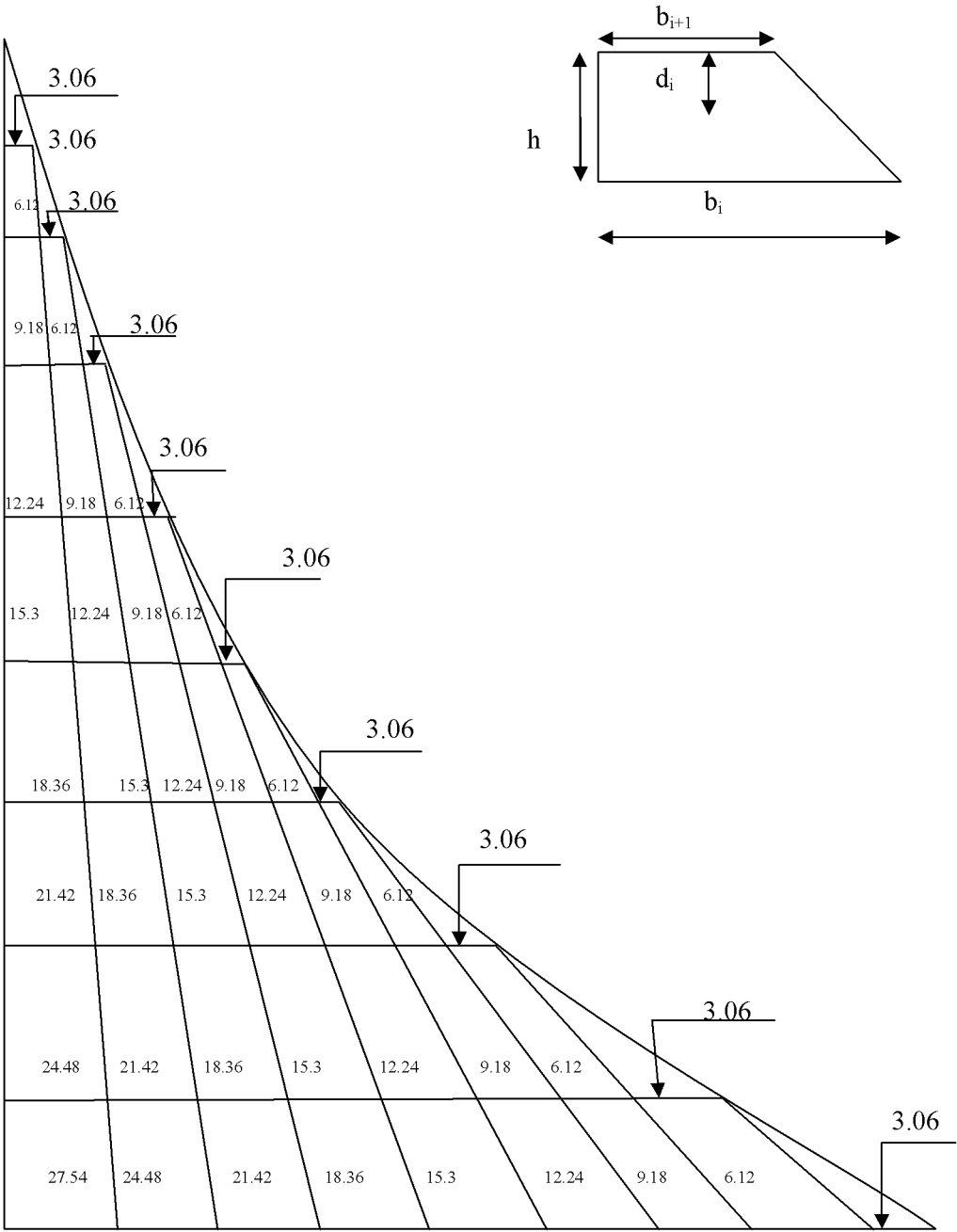
d_i : distance entre le centre de gravité du trapèze et son petit cote ($b_i + 1$),

E : module d'élasticité du matériau constituant les voiles

D'où : la surface du trapèze : $S_i = \frac{(b_i + b_{i+1})}{2} \times h_i$

Le centre de gravité d'un trapèze a sa petite base est : $d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})} \times h_i$

4-3-3-Diagramme des moments des aires



4-3-4- Calcul de $S_i \times d_i$ pour les différents niveaux

niveau	h	bi	bi+1	di	si	si*di	Fi*Ei
8	3.06	3.06	0	2.04	4.682	9.551	2148.946
7	3.06	9.18	3.06	1.785	18.727	33.428	2139.395
6	3.06	18.36	9.18	1.7	42.136	71.632	2105.967
5	3.06	30.6	18.36	1.658	74.909	124.161	2034.336
4	3.06	42.9	30.6	1.632	117.045	191.017	1910.174
3	3.06	64.26	42.9	1.615	168.545	272.200	1719.157
2	3.06	85.68	64.26	1.603	229.408	367.709	1446.957
1	3.06	110.16	85.68	1.594	299.635	477.544	1079.249
RDC	3.06	137.7	110.16	1.587	379.226	601.705	601.705

4-3-5- calcul des déplacements des portiques

$$D_n = h \cdot E \cdot \Psi_N$$

$$E \cdot \Psi_N = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E \theta_n + E \theta_{n-1}}{2}$$

avec :

h : hauteur d'étage

θ : rotation d'étage

E : module de YOUNG du béton

n : l'étage

Pour le premier niveau on a un encastrement : $E \theta_i = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn} + 2 \sum K_{pn}}$

Pour les niveaux courants articulés : $E \theta_i = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$

avec :

K_{tn} : raideurs des poutres par niveau,

K_{pn} : raideurs des poteaux par niveau,

$$M_n = h T_n$$

4-3-6- Inertie fictive des portiques

$$I_i = \frac{f_i}{D_i}$$

avec :

$I_{e,i}$: inertie équivalente du niveau (i),

f_i : flèche du refend au du niveau (i),

D_i : déplacement du portique au niveau (i).

Les résultats sont illustrés dans les tableaux (4.11 et 4.12) qui suivent :

Tableau 4.11 : Inertie fictive des portiques longitudinaux

Inertie fictive des portiques longitudinaux											
NIV	PORT	Mn+1	Mn	$\sum K_{pot} 10^6$	$\sum K_{pout} 10^6$	$E \cdot I_n$	$E \cdot I_{\psi n}$	D_i	$\sum D_i$	$E I_{fi}$	I_{eiy}
9	(1-1)	3.06	0	0.00188	0.0003	422.34	844.9	2584.4	6892.5	2148.5	0.32
	(2-2)	3.06	0	0.00375	0.0009	140.71	281.6	861.51	6892.5	2148.5	0.32
	(3-3)	3.06	0	0.00375	0.0009	140.71	281.6	861.51	6892.5	2148.5	0.32
	(4-4)	3.06	0	0.00188	0.0003	422.34	844.9	2584.4	6892.5	2148.5	0.32
8	(1-1)	6.12	3.1	0.00188	0.0003	1267.3	16894	5169.9	137853	2139.4	0.15
	(2-2)	6.12	3.1	0.00375	0.0009	422.34	563.3	1723.7	137853	2139.4	0.15
	(3-3)	6.12	3.1	0.00375	0.0009	422.34	563.3	1723.7	137853	2139.4	0.15
	(4-4)	6.12	3.1	0.00188	0.0003	1267.3	16894	5169.9	137853	2139.4	0.15
7	(1-1)	9.18	6.1	0.00188	0.0003	2111.2	2519	7708.6	205572	2105.7	0.12
	(2-2)	9.18	6.1	0.00375	0.0009	703.96	840.4	2570.3	205572	2105.7	0.12
	(3-3)	9.18	6.1	0.00375	0.0009	703.96	840.4	2570.3	205572	2105.7	0.12
	(4-4)	9.18	6.1	0.00188	0.0003	2111.2	2519	7708.6	205572	2105.7	0.12
6	(1-1)	12.2	9.2	0.00289	0.0003	2926.3	33443	102334	272946	2034.4	0.05
	(2-2)	12.2	9.2	0.00578	0.0009	976.12	11156	3413.3	272946	2034.4	0.05
	(3-3)	12.2	9.2	0.00578	0.0009	976.12	11156	3413.3	272946	2034.4	0.05
	(4-4)	12.2	9.2	0.00289	0.0003	2926.3	33443	102334	272946	2034.4	0.05
5	(1-1)	15.3	12	0.00289	0.0003	3762.3	41803	127918	341182	1910.7	0.06
	(2-2)	15.3	12	0.00578	0.0009	1255.8	13945	4267.8	341182	1910.7	0.06
	(3-3)	15.3	12	0.00578	0.0009	1255.8	13945	4267.8	341182	1910.7	0.06
	(4-4)	15.3	12	0.00289	0.0003	3762.3	41803	127918	341182	1910.7	0.06
4	(1-1)	18.4	15	0.00289	0.0003	4598.6	49899	152692	40727	1719.6	0.02
	(2-2)	18.4	15	0.00578	0.0009	1533.8	16648	5094.2	40727	1719.6	0.02
	(3-3)	18.4	15	0.00578	0.0009	1533.8	16648	5094.2	40727	1719.6	0.02
	(4-4)	18.4	15	0.00289	0.0003	4598.6	49899	152692	40727	1719.6	0.02
3	(1-1)	21.4	18	0.00214	0.0003	5381.9	57955	177341	473028	1446.6	0.01
	(2-2)	21.4	18	0.00858	0.0009	1795.3	19338	5917.2	473028	1446.6	0.01
	(3-3)	21.4	18	0.00858	0.0009	1795.3	19338	5917.2	473028	1446.6	0.01
	(4-4)	21.4	18	0.00214	0.0003	5381.9	57955	177341	473028	1446.6	0.01
2	(1-1)	24.5	21	0.00214	0.0003	6209.4	6623	20267.6	54060.4	1079.5	0.02
	(2-2)	24.5	21	0.00858	0.0009	2071.8	2210	6762.7	54060.4	1079.5	0.02
	(3-3)	24.5	21	0.00858	0.0009	2071.8	2210	6762.7	54060.4	1079.5	0.02
	(4-4)	24.5	21	0.00214	0.0003	6209.2	66234	202676	54060.4	1079.5	0.02
1	(1-1)	27.5	25	0.00214	0.0003	7037.4	35187	107671	287197	601.75	0.01
	(2-2)	27.5	25	0.00858	0.0009	2348.4	11741	3592.1	287197	601.75	0.01
	(3-3)	27.5	25	0.00858	0.0009	2348.4	11741	3592.1	287197	601.75	0.01
	(4-4)	27.5	25	0.00214	0.0003	7037.4	35187	107671	287197	601.75	0.01
											3.25

Tableau 4.12 : Inertie fictive des portiques transversaux

Inertie fictive des portiques transversaux											
NIV	PORT	Mn+1	Mn	$\sum K_{pot} 10^6$	$\sum K_{pout} 10^6$	$E \varphi_n$	$E \psi_n$	Di	$\sum Di$	E _{fi}	I _{ei}
9	1	3.06	0	0.0011	0.00033	384.06	768.7	2350	6558.9	2148.9	0.326
	2	3.06	0	0.0022	0.00084	151.89	303.6	929.2	6558.9	2148.9	0.326
	3	3.06	0	0.0022	0.00084	151.89	303.6	929.2	6558.9	2148.9	0.326
	4	3.06	0	0.0011	0.00033	384.06	768.7	2350	6558.9	2148.9	0.326
8	1	6.12	3.1	0.0011	0.00033	1152.1	15361	4701	13118	2139.4	0.161
	2	6.12	3.1	0.0022	0.00084	455.47	607.2	1858	13118	2139.4	0.161
	3	6.12	3.1	0.0022	0.00084	455.47	607.2	1858	13118	2139.4	0.161
	4	6.12	3.1	0.0011	0.00033	1152.1	15361	4701	13118	2139.4	0.161
7	1	9.18	6.1	0.0011	0.00033	1920.8	22804	6978	194877	2106	0.101
	2	9.18	6.1	0.0022	0.00084	759.15	903.1	2766	194877	2106	0.101
	3	9.18	6.1	0.0022	0.00084	759.15	903.1	2766	194877	2106	0.101
	4	9.18	6.1	0.0011	0.00033	1920.8	22804	6978	194877	2106	0.101
6	1	12.2	9.2	0.0018	0.00034	2640.3	30178	9234	258034	2034.3	0.078
	2	12.2	9.2	0.0036	0.00085	1048.8	11985	3667	258034	2034.3	0.078
	3	12.2	9.2	0.0036	0.00085	1048.8	11985	3667	258034	2034.3	0.078
	4	12.2	9.2	0.0018	0.00034	2640.3	30178	9234	258034	2034.3	0.078
5	1	15.3	12	0.0018	0.00034	3394.7	37722	1153	322543	1910.2	0.052
	2	15.3	12	0.0036	0.00085	1348.3	14981	4584	322543	1910.2	0.052
	3	15.3	12	0.0036	0.00085	1348.3	14981	4584	322543	1910.2	0.052
	4	15.3	12	0.0018	0.00034	3394.7	37722	1153	322543	1910.2	0.052
4	1	18.4	15	0.0018	0.00034	4149.1	44909	1372	384061	1719.2	0.048
	2	18.4	15	0.0036	0.00085	1647.2	17846	5461	384061	1719.2	0.048
	3	18.4	15	0.0036	0.00085	1647.2	17846	5461	384061	1719.2	0.048
	4	18.4	15	0.0018	0.00034	4149.1	44909	1372	384061	1719.2	0.048
3	1	21.4	18	0.0028	0.00034	4832.6	52041	1595	445119	1447	0.035
	2	21.4	18	0.0056	0.00086	1921.3	20691	6331	445119	1447	0.035
	3	21.4	18	0.0056	0.00086	1921.3	20691	6331	445119	1447	0.035
	4	21.4	18	0.0028	0.00034	4832.6	52041	1595	445119	1447	0.035
2	1	24.5	21	0.0028	0.00034	5575.8	59475	1819	508708	1079.2	0.022
	2	24.5	21	0.0056	0.00086	2216.9	23647	7236	508708	1079.2	0.022
	3	24.5	21	0.0056	0.00086	2216.9	23647	7236	508708	1079.2	0.022
	4	24.5	21	0.0028	0.00034	5575.8	59475	1819	508708	1079.2	0.022
1	1	27.5	25	0.0028	0.00034	6319.5	31596	9668	270252	601.1	0.023
	2	27.5	25	0.0056	0.00086	2512.8	12563	3844	270252	601.1	0.023
	3	27.5	25	0.0056	0.00086	2512.8	12563	3844	270252	601.1	0.023
	4	27.5	25	0.0028	0.00034	6319.25	3159.6	9668	27025.2	601.1	0.023
											3.4304

4-3-7- Interprétation des résultats

a) sens transversal

- La moyenne des inerties des portiques = 3.43 m⁴
- L'inertie des voiles transversaux = 3.65 m⁴
- Inertie totale (voiles +portique) =7.08 m⁴

Portiques **48.45 %**

Voiles **51.55 %**

b) sens longitudinal

- La moyenne des inerties des portiques = 3.26 m⁴
- L'inertie des voiles transversaux = 6.89 m⁴
- Inertie totale (voiles +portique) =7.08 m⁴

Portiques **32.12 %**

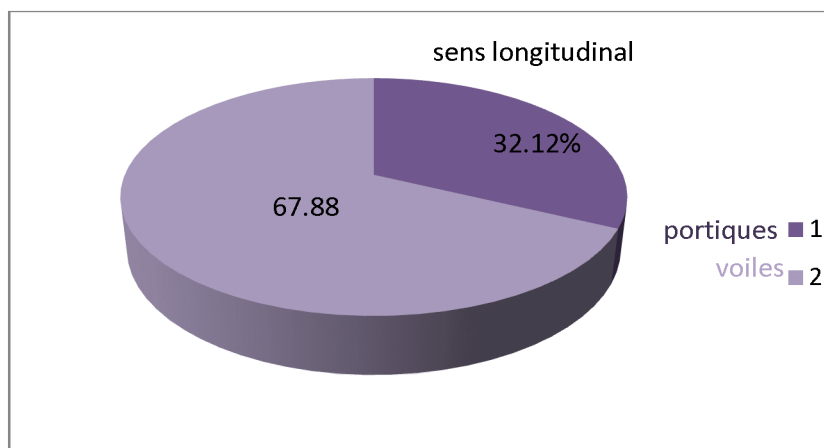
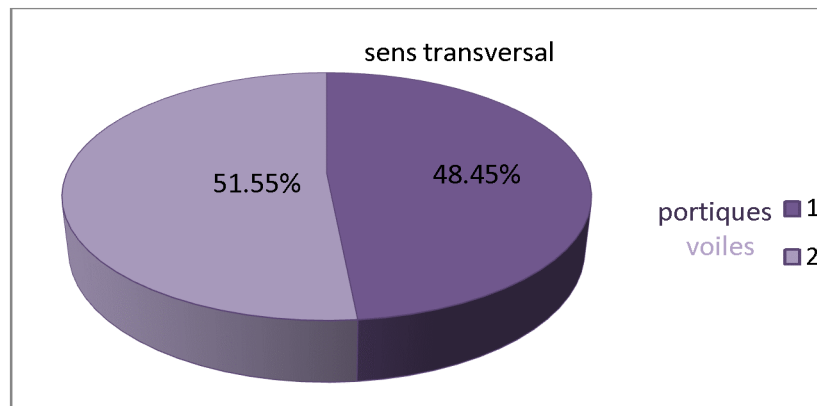
Voiles **67.88 %**

c) Justification d'interaction portique-voiles

Pour déterminer le pourcentage d'effort vertical repris par les voiles nous faisons une comparaison entre la surface revenant aux voiles et la surface totale des planchers qui transmettent les charges verticales vers les éléments porteurs. Le tableau ci-après résume les calculs

niveau	Surface revenant aux voiles Sv (m ²)	Surface totale des planchers St (m ²)	Pourcentage de Sv par rapport à St
RDC	75.5	206.25	36.6%
EC	75.5	206.25	36.6%

D'après les résultats obtenus concernant le pourcentage des inerties repris par les voiles et les portiques, et compte tenu du pourcentage d'effort vertical repris par les voiles, nous concluons que le contreventement de notre structure est de type **mixte**



4-4- calcul du centre de torsion

Les coordonnées du centre de torsion sont données Spar les relations suivantes :

$$X_c = \frac{\sum_{j=1}^n R_{jy} \cdot X_j}{\sum_{j=1}^n R_{jy}} \quad ; \quad Y_c = \frac{\sum_{j=1}^n R_{jx} \cdot Y_j}{\sum_{j=1}^n R_{jx}}$$

R_{jy}, R_{jx} : rigidité des portiques et des voiles suivant (X-X) et (Y-Y)

X_i, Y_i : sont respectivement les coordonnées du centre de gravité des éléments (portiques et voiles), suivant (X-X) et (Y-Y)

Les résultats de calcul sont illustrés dans les tableaux (4.13, 4.14, 4.15, 4.16 et 4.17) qui suivent :

Tableau 4.13 : Centre de torsion des portiques sens longitudinale

Centre de torsion des portiques sens longitudinale							
niveau	portique	R _{jy} [KN/m]	$\sum R_{jy}$ [KN/m]	X _i [m]	R _{jy} .X _i [KN]	$\sum R_{jy}$ [KN]	X _c [m]
7 et 8	(1-1)	130460.122	521840.5	1.35	176121.165	3965987.72	7.6
	(2-2)	130460.122		5.85	763191.716		
	(3-3)	130460.122		9.35	1219802.14		
	(4-4)	130460.122		13.9	1806872.69		
6	(1-1)	131081.361	524325.4	1.35	176959.838	3984873.38	7.6
	(2-2)	131081.361		5.85	766825.963		
	(3-3)	131081.361		9.35	1225610.73		
	(4-4)	131081.361		13.9	1815476.85		
4et5	(1-1)	129410.17	517640.7	1.35	174703.73	3934069.18	7.6
	(2-2)	129410.17		5.85	757049.497		
	(3-3)	129410.17		9.35	1209985.09		
	(4-4)	129410.17		13.9	1792330.86		
3	(1-1)	130032.335	520129.3	1.35	175543.652	3952982.97	7.6
	(2-2)	130032.335		5.85	760689.158		
	(3-3)	130032.335		9.35	1215802.33		
	(4-4)	130032.335		13.9	1800947.83		
1et2	(1-1)	128399.934	513599.7	1.35	173339.911	3903357.99	7.6
	(2-2)	128399.934		5.85	751139.613		
	(3-3)	128399.934		9.35	1200539.38		
	(4-4)	128399.934		13.9	1778339.08		
RDC	(1-1)	81376.9168	325507.7	1.35	109858.838	2473858.27	7.6
	(2-2)	81376.9168		5.85	476054.963		
	(3-3)	81376.9168		9.35	760874.172		
	(4-4)	81376.9168		13.9	1127070.3		

Tableau 4.14 : Centre de torsion des portiques sens transversal

Centre de torsion des portiques sens transversal							
niveau	portique	$R_{jx} [KN/m]$	$\sum R_{jx} [KN/m]$	$Y_i [m]$	$R_{jx} \cdot Y_i [KN]$	$\sum R_{jx} [KN]$	$Y_c [m]$
7 et 8	A-A	26334.4334	105337.7	1.35	35551.4851	1011242.24	9.6
	B-B	26334.4334		6.85	180390.869		
	C-C	26334.4334		12.35	325230.253		
	D-D	26334.4334		17.85	470069.637		
6	A-A	26334.4334	105337.7	1.35	35551.4851	1011242.24	9.6
	B-B	26334.4334		6.85	180390.869		
	C-C	26334.4334		12.35	325230.253		
	D-D	26334.4334		17.85	470069.637		
4et5	A-A	29583.2813	118333.1	1.35	39937.4298	1135998	9.6
	B-B	29583.2813		6.85	202645.477		
	C-C	29583.2813		12.35	365353.524		
	D-D	29583.2813		17.85	528061.571		
3	A-A	29583.2813	118333.1	1.35	39937.4298	1135998	9.6
	B-B	29583.2813		6.85	202645.477		
	C-C	29583.2813		12.35	365353.524		
	D-D	29583.2813		17.85	528061.571		
1et2	A-A	31780.9195	127123.7	1.35	42904.2413	1220387.31	9.6
	B-B	31780.9195		6.85	217699.298		
	C-C	31780.9195		12.35	392494.356		
	D-D	31780.9195		17.85	567289.413		
RDC	A-A	84437.1743	337748.7	1.35	113990.185	3242387.49	9.6
	B-B	84437.1743		6.85	578394.644		
	C-C	84437.1743		12.35	1042799.1		
	D-D	84437.1743		17.85	1507203.56		

Tableau 4.15 : centre de torsion des voiles longitudinaux

centre de torsion des voiles longitudinaux							
niveau	portique	$R_{jy} [KN/m]$	$\sum R_{jy} [KN/m]$	$X_i [m]$	$R_{jy}.X_i [KN]$	$\sum R_{jy} [KN]$	$X_c [m]$
6,7et8	VL1	9228297.9	44699567.8	1.35	12458202.1	415801147	9.302129
	VL2	3893188.2		6.85	26668338.9		
	VL3	3893188.2		8.93	34766170.3		
	VL4	9228297.9		17.85	164725117		
	VL5	9228297.9		1.35	12458202.1		
	VL6	9228297.9		17.85	164725117		
3,4et5	VL1	9697445.7	47106871.8	1.35	13091551.7	438003747	9.298086
	VL2	4158544.4		6.85	28486029.5		
	VL3	4158544.4		8.93	37135801.9		
	VL4	9697445.7		17.85	173099406		
	VL5	9697445.7		1.35	13091551.7		
	VL6	9697445.7		17.85	173099406		
RDC,1et2	VL1	10182230	49600306.6	1.35	13746011.1	460992875	9.2941537
	VL2	4435692.4		6.85	30384493.3		
	VL3	4435692.4		8.93	39610733.6		
	VL4	10182230		17.85	181752813		
	VL5	10182230		1.35	13746011.1		
	VL6	10182230		17.85	181752813		

Tableau 4.16 : centre de torsion des voiles transversaux

centre de torsion des voiles transversaux							
niveau	portique	R_{jx} [KN/m]	$\sum R_{jx}$ [KN/m]	y_i [m]	$R_{jx} \cdot y_i$ [KN]	$\sum R_{jx}$ [KN]	y_c [m]
6, 7 et 8	VL1	5050273.6	22348768.5	1.35	6817869.3	201501056.5	9.016204
	VL2	5050273.6		1.35	6817869.3		
	VL3	2147674.3		3.525	7570552		
	VL4	5050273.6		17.85	90147383		
	VL5	5050273.6		17.85	90147383		
3, 4 et 5	VL1	5359390.7	23585237.1	1.35	7235177.4	213371154.9	9.04681
	VL2	5359390.7		1.35	7235177.4		
	VL3	2147674.3		3.525	7570552		
	VL4	5359390.7		17.85	95665124		
	VL5	5359390.7		17.85	95665124		
RDC, 1 et 2	VL1	5680870.9	24871158	1.35	7669175.7	225715995.1	9.075412
	VL2	5680870.9		1.35	7669175.7		
	VL3	2147674.3		3.525	7570552		
	VL4	5680870.9		17.85	101403546		
	VL5	5680870.9		17.85	101403546		

Tableau 4.17 centre de torsion de l'ensemble voiles portiques

centre de torsion de l'ensemble voiles portiques								Voiles+Portiques	
niveau	éléments	$\sum R_{vx}$ [KN/m]	y_c [m]	$\sum R_{jx} y_c$ [KN]	$\sum R_{vx}$ [KN/m]	x_c [m]	$\sum R_{jy} x_c$ [KN]	x_c [m]	y_c [m]
7et8	voile	22348769	9	20150107	4469958	9.3023	41580116	9.195	8.97391
	portique	105337.7	9.6	10112422	521840.5	7.6	39659877		
6	voile	22348769	9	201501057	44699568	9.30213	415801146	9.194	8.97391
	portique	105337.7	9.6	1011242.2	524325.4	7.6	3984873.4		
4et5	voile	23585237	9	213371155	47106872	9.29809	438003745	9.197	9.00165
	portique	118333.1	9.6	1135998	517640.7	7.6	3934069.2		
3	voile	23585237	9	213371155	47106872	9.29809	438003745	9.197	9.00165
	portique	118333.1	9.6	1135998	520129.3	7.6	3952983		
1et2	voile	24871158	9.1	225715995	49600307	9.29415	460992873	9.199	9.02926
	portique	127123.7	9.6	1220387.3	513599.7	7.6	3903358		
RDC	voile	24871158	9.1	225715995	49600307	9.29415	460992873	9.234	8.95382
	portique	337748.7	9.6	3242387.5	325507.7	7.6	2473858.3		

4-5- calcul du centre de masse

Les coordonnées du centre de torsion sont données par les relations suivantes :

$$X_m = \frac{\sum_{j=1}^n R_{jy} \cdot X_j}{\sum_{j=1}^n R_{jy}} ; \quad Y_c = \frac{\sum_{j=1}^n R_{jx} \cdot Y_j}{\sum_{j=1}^n R_{jx}}$$

R_{jy}, R_{jx} : rigidité de l'élément suivant (X-X) et (Y-Y)

X_i, Y_i : sont respectivement les coordonnées du centre de gravité des éléments (portiques et voiles), suivant (X-X) et (Y-Y)

Les résultats de calcul sont illustrés dans les tableaux (4.18, 4.19, 4.20, 4.21, 4.22, 4.23, 4.24, 4.25, 4.26, 4.27, 4.28, 4.29, 4.30, 4.31, 4.32, 4.33, 4.34, 4.35 et 4.36) qui suivent :

Tableau 4.18 : Centre de masse des poteaux (35*45)

Centre de masse des poteaux						
Poteaux (35*45) du 6, 7ème et 8ème Niveau						
POT	Si[m ²]	Xi[m]	Yi[m]	Mi[KN]	Mi*Xi[KN.m]	Mi*Yi[KN.m]
A1	0.16	1.35	1.35	12240	16524	16524
A2	0.16	5.85	1.35	12240	71604	16524
A3	0.16	9.35	1.35	12240	114444	16524
A4	0.16	13.85	1.35	12240	169524	16524
B1	0.16	1.35	6.85	12240	16524	83844
B2	0.16	5.85	6.85	12240	71604	83844
B3	0.16	9.35	6.85	12240	114444	83844
B4	0.16	13.85	6.85	12240	169524	83844
C1	0.16	1.35	12.35	12240	16524	151164
C2	0.16	5.85	12.35	12240	71604	151164
C3	0.16	9.35	12.35	12240	114444	151164
C4	0.16	13.85	12.35	12240	169524	151164
D1	0.16	1.35	17.85	12240	16524	218484
D2	0.16	5.85	17.85	12240	71604	218484
D3	0.16	9.35	17.85	12240	114444	218484
D4	0.16	13.85	17.85	12240	169524	218484
somme				195840	1488384	1880064
					Xm	7.6
					Ym	9.6

Tableau 4.19 : Centre de masse des poteaux(40*50)

Centre de masse des poteaux						
Poteaux(40*50) du 3 ,4ème et5ème Niveau (40*50)						
POT	Si[m ²]	Xi[m]	Yi[m]	Mi[KN]	Mi*Xi[KN.m]	Mi*Yi[KN.m]
A1	0.2	1.35	1.35	15300	20655	20655
A2	0.2	5.85	1.35	15300	89505	20655
A3	0.2	9.35	1.35	15300	143055	20655
A4	0.2	13.85	1.35	15300	211905	20655
B1	0.2	1.35	6.85	15300	20655	104805
B2	0.2	5.85	6.85	15300	89505	104805
B3	0.2	9.35	6.85	15300	143055	104805
B4	0.2	13.85	6.85	15300	211905	104805
C1	0.2	1.35	12.35	15300	20655	188955
C2	0.2	5.85	12.35	15300	89505	188955
C3	0.2	9.35	12.35	15300	143055	188955
C4	0.2	13.85	12.35	15300	211905	188955
D1	0.2	1.35	17.85	15300	20655	273105
D2	0.2	5.85	17.85	15300	89505	273105
D3	0.2	9.35	17.85	15300	143055	273105
D4	0.2	13.85	17.85	15300	211905	273105
somme				244800	1860480	2350080
					Xm	7.6
					Ym	1.26315789

Tableau 4.20: Centre de masse des poteaux (45*55)

Centre de masse des poteaux						
Poteaux deRDC ,1ème et 2ème Niveau 45*55)						
POT	Si[m ²]	Xi[m]	Yi[m]	Mi[KN]	Mi*Xi[KN.m]	Mi*Yi[KN.m]
A1	0.2475	1.35	1.35	18933.75	25560.5625	25560.5625
A2	0.2475	5.85	1.35	18933.75	110762.438	25560.5625
A3	0.2475	9.35	1.35	18933.75	177030.563	25560.5625
A4	0.2475	13.85	1.35	18933.75	262232.438	25560.5625
B1	0.2475	1.35	6.85	18933.75	25560.5625	129696.188
B2	0.2475	5.85	6.85	18933.75	110762.438	129696.188
B3	0.2475	9.35	6.85	18933.75	177030.563	129696.188
B4	0.2475	13.85	6.85	18933.75	262232.438	129696.188
C1	0.2475	1.35	12.35	18933.75	25560.5625	233831.813
C2	0.2475	5.85	12.35	18933.75	110762.438	233831.813
C3	0.2475	9.35	12.35	18933.75	177030.563	233831.813
C4	0.2475	13.85	12.35	18933.75	262232.438	233831.813
D1	0.2475	1.35	17.85	18933.75	25560.5625	337967.438
D2	0.2475	5.85	17.85	18933.75	110762.438	337967.438
D3	0.2475	9.35	17.85	18933.75	177030.563	337967.438
D4	0.2475	13.85	17.85	18933.75	262232.438	337967.438
somme				302940	2302344	2908224
					Xm	7.6
					Ym	9.6

Tableau 4.21 : Centre de masse des poutres

Centre de masse des poutres						
poutres principales de 6 ^e , 7 ^e et 8 ^e Niveau						
travée	Si[m ²]	Xi[m]	Yi[m]	Mi[KN]	Mi*Xi[KN.m]	Mi*Yi[KN.m]
A-B	0.12	1.35	4.1	15450	20857.5	63345
B-C	0.12	1.35	9.6	15450	20857.5	148320
C-D	0.12	1.35	15.1	15450	20857.5	233295
A-B	0.12	5.85	4.1	15450	90382.5	63345
B-C	0.12	5.85	9.6	15450	90382.5	148320
C-D	0.12	5.85	15.1	15450	90382.5	233295
A-B	0.12	9.35	4.1	15450	144457.5	63345
B-C	0.12	9.35	9.6	15450	144457.5	148320
C-D	0.12	9.35	15.1	15450	144457.5	233295
A-B	0.12	13.85	4.1	15450	213982.5	63345
B-C	0.12	13.85	9.6	15450	213982.5	148320
C-D	0.12	13.85	15.1	15450	213982.5	233295
somme				185400	1409040	1779840
					Xm=	7.6
					Ym=	9.6

Tableau 4.22 : Centre de masse des poutres

Centre de masse des poutres						
poutre principale de 3 ^e , 4 ^e et 5 ^e Niveau						
travée	Sp[m ²]	Xi[m]	Yi[m]	Mi(KN)	Mi*Xi	Mi*Yi
A-B	0.12	1.35	4.1	15300	20655	62730
B-C	0.12	1.35	9.6	15300	20655	146880
C-D	0.12	1.35	15.1	15300	20655	231030
A-B	0.12	5.85	4.1	15300	89505	62730
B-C	0.12	5.85	9.6	15300	89505	146880
C-D	0.12	5.85	15.1	15300	89505	231030
A-B	0.12	9.35	4.1	15300	143055	62730
B-C	0.12	9.35	9.6	15300	143055	146880
C-D	0.12	9.35	15.1	15300	143055	231030
A-B	0.12	13.85	4.1	15300	211905	62730
B-C	0.12	13.85	9.6	15300	211905	146880
C-D	0.12	13.85	15.1	15300	211905	231030
somme				183600	1395360	231030
					Xm=	7.6
					Ym=	1.25833333

Tableau 4.23 : Centre de masse des poutres

Centre de masse des poutres						
poutre principale de RDC ,1ème et 2ème Niveau						
travée	Si[m ²]	Xi[m]	Yi[m]	Mi[KN]	Mi*Xi[KN.m]	Mi*Yi[KN.m]
A-B	0.12	1.35	4.1	15150	20452.5	62115
B-C	0.12	1.35	9.6	15150	20452.5	145440
C-D	0.12	1.35	15.1	15150	20452.5	228765
A-B	0.12	5.85	4.1	15150	88627.5	62115
B-C	0.12	5.85	9.6	15150	88627.5	145440
C-D	0.12	5.85	15.1	15150	88627.5	228765
A-B	0.12	9.35	4.1	15150	141652.5	62115
B-C	0.12	9.35	9.6	15150	141652.5	145440
C-D	0.12	9.35	15.1	15150	141652.5	228765
A-B	0.12	13.85	4.1	15150	209827.5	62115
B-C	0.12	13.85	9.6	15150	209827.5	145440
C-D	0.12	13.85	15.1	15150	209827.5	228765
somme				181800	1381680	1745280
				Xm =		7.6
				Ym =		9.6

Tableau 4.24 : Centre de masse des poutres

Centre de masse des poutres						
poutre secondaires du 6 ,7ème et 8ème Niveau						
travée	Si[m ²]	Xi[m]	Yi[m]	Mi[KN]	Mi*Xi[KN.m]	Mi*Yi[KN.m]
(1-2)	0.105	3.6	1.35	10631.25	38272.5	14352.1875
(2-3)	0.105	7.6	1.35	10631.25	80797.5	14352.1875
(3-4)	0.105	11.6	1.35	10631.25	123322.5	14352.1875
(1-2)	0.105	3.6	5.85	10631.25	38272.5	62192.8125
(2-3)	0.105	7.6	5.85	10631.25	80797.5	62192.8125
(3-4)	0.105	11.6	5.85	10631.25	123322.5	62192.8125
(1-2)	0.105	3.6	11.35	10631.25	38272.5	120664.688
(2-3)	0.105	7.6	11.35	10631.25	80797.5	120664.688
(3-4)	0.105	11.6	11.35	10631.25	123322.5	120664.688
(1-2)	0.105	3.6	16.85	10631.25	38272.5	179136.563
(2-3)	0.105	7.6	16.85	10631.25	80797.5	179136.563
(3-4)	0.105	11.6	16.85	10631.25	123322.5	179136.563
somme				127575	969570	1129038.75
				Xm=		7.6
				Ym=		8.85

Tableau 4.25 : Centre de masse des poutres

Centre de masse des poutres						
poutre secondaires de 3, 4ème et 5ème Niveau						
travée	Si[m ²]	Xi[m]	Yi[m]	Mi[KN]	Mi*Xi[KN.m]	Mi*Yi[KN.m]
(1-2)	0.105	3.6	1.35	1050	3780	1417.5
(2-3)	0.105	7.6	1.35	7875	59850	10631.25
(3-4)	0.105	11.6	1.35	10500	121800	14175
(1-2)	0.105	3.6	5.85	1050	3780	6142.5
(2-3)	0.105	7.6	5.85	7875	59850	46068.75
(3-4)	0.105	11.6	5.85	10500	121800	61425
(1-2)	0.105	3.6	11.35	1050	3780	11917.5
(2-3)	0.105	7.6	11.35	7875	59850	89381.25
(3-4)	0.105	11.6	11.35	10500	121800	119175
(1-2)	0.105	3.6	16.85	1050	3780	17692.5
(2-3)	0.105	7.6	16.85	7875	59850	132693.75
(3-4)	0.105	11.6	16.85	10500	121800	176925
somme				77700	741720	687645
				Xm=	9.54594595	
				Ym=	8.85	

Tableau 4.26 : Centre de masse des poutres

Centre de masse des poutres						
poutre principale de RDC, 1ère et 2ème Niveau						
travée	Si[m ²]	Xi[m]	Yi[m]	Mi[KN]	Mi*Xi[KN.m]	Mi*Yi[KN.m]
(1-2)	0.105	3.6	1.35	10368.75	37327.5	13997.8125
(2-3)	0.105	7.6	1.35	10368.75	78802.5	13997.8125
(3-4)	0.105	11.6	1.35	10368.75	120277.5	13997.8125
(1-2)	0.105	3.6	5.85	10368.75	37327.5	60657.1875
(2-3)	0.105	7.6	5.85	10368.75	78802.5	60657.1875
(3-4)	0.105	11.6	5.85	10368.75	120277.5	60657.1875
(1-2)	0.105	3.6	11.35	10368.75	37327.5	117685.313
(2-3)	0.105	7.6	11.35	10368.75	78802.5	117685.313
(3-4)	0.105	11.6	11.35	10368.75	120277.5	117685.313
(1-2)	0.105	3.6	16.85	10368.75	37327.5	174713.438
(2-3)	0.105	7.6	16.85	10368.75	78802.5	174713.438
(3-4)	0.105	11.6	16.85	10368.75	120277.5	174713.438
somme				124425	945630	1101161.25
				Xm=	7.6	
				Ym=	8.85	

Tableau 4.27 : Centre de masse des poutres

centre de masse des voiles							
voiles	L[m]	h[m]	e[m]	P [KN /m]	Xi[m]	Yi[m]	M[KN]
VL1	2.5	2.66	0.2	25	1.35	15.1	33.25
VL2	2.5	2.66	0.2	25	13.85	15.1	33.25
VL3	1.88	2.66	0.2	25	1.35	4.1	25.004
VL4	2.5	2.66	0.2	25	5.85	5.5	33.25
VL5	2.5	2.66	0.2	25	6.305	5.55	33.25
VL6	3	2.66	0.2	25	9.35	5.5	39.9
VL1	2.25	2.71	0.2	25	2.275	17.85	30.4875
VL2	2.25	2.71	0.2	25	6.775	17.85	30.4875
VL3	3	2.71	0.2	25	12.925	17.85	40.65
VL4	3	2.71	0.2	25	2.275	12.35	40.65
VL5	3	2.71	0.2	25	12.925	12.35	40.65
somme							380.829

Tableau 4.28 : Centre de masse des poutres

Centre de masse des murs de façade						
Mur	Si[m ²]	Xi[m]	Yi[m]	Mi[KN]	Mi*Xi [KN.m]	Mi*Yi [KN.m]
MT1	2.99	0.98	0.15	8.7906	8.614788	1.31859
MT2	8.874	4.9	11.57	26.08956	127.838844	301.856209
MT3	3.825	14.9	13.22	11.2455	167.55795	148.66551
MT4	8.874	17.53	14.82	26.08956	457.349987	386.647279
MT5	4.59	19.7	21.52	13.4946	265.84362	290.403792
ML1	4.59	0.15	0.53	13.4946	2.02419	7.152138
ML2	12.699	3.3	3.58	37.33506	123.205698	133.659515
ML3	5.976	6.5	8.97	17.56944	114.20136	157.597877
ML4	7.344	9.9	11.6	21.59136	213.754464	250.459776
ML5	4.131	13.3	14	12.14514	161.530362	170.03196
ML6	13.923	16.5	17.33	40.93362	675.40473	709.379635
ML7	4.59	19.65	20.8	13.4946	265.16889	280.68768
ML8	4.59	19.65	20.8	13.4946	265.16889	280.68768
SOMME				255.76824	2847.66377	3118.54764
Xm =						11.1337662
Ym =						12.1928651

Tableau 4.29 : Centre de masse des escaliers

Centre de masse des escaliers							
Element	Gi[m2]	Si[m2]	Xi[m]	Yi[m]	Mi[KN]	Mi*Xi [KN.m]	Mi*Yi [KN.m]
Palier	6.2	4.16	7.675	7.79	25.792	197.9536	200.91968
volée1	6.64	3.12	7.95	9.78	20.7168	164.69856	202.610304
Volée2	6.46	3.12	6.65	9.78	20.1552	134.03208	197.117856
palier	6.2	5.056	7.675	11.63	31.3472	240.58976	364.567936
somme					98.0112	737.274	965.215776
						Xm=	7.675
						Ym=	11.63

Tableau 4.30 : Centre de masse des balcons

Centre de masse des balcons							
Element	Gi[m2]	Si[m2]	Xi[m]	Yi[m]	Mi[KN]	Mi*Xi [KN.m]	Mi*Yi [KN.m]
1	5.27	5.9	2.925	18.525	31.093	90.94703	575.9978
2	5.27	5.9	12.275	18.525	31.093	381.6666	575.9978
3	5.27	6	0.675	15.1	31.62	21.3435	477.462
4	5.27	6	14.525	15.1	31.62	459.2805	477.462
5	5.27	8	0.675	3.425	42.16	28.458	144.398
6	5.27	8	14.525	3.425	42.16	612.374	144.398
7	5.27	3.6	6.095	0.675	18.972	115.6343	12.8061
8	5.27	3.6	7.47	0.675	18.972	141.7208	12.8061
SOMME					247.69	1851.425	2421.328
						Xm=	7.474766
						Ym=	9.775638

Tableau 4.31 : Centre de masse des planchers courants

Centre de masse des plancher							
plancher Etage courant							
Element	Si[m2]	Gi [KN.m ²]	Xi[m]	Yi[m]	Mi[KN]	Mi*Xi [KN.m]	Mi*Yi [KN.m]
1	24.75	4.91	3.6	15.1	121.5225	437.481	1834.9898
2	19.25	4.91	7.6	15.1	94.5175	718.333	1427.2143
3	24.75	4.91	11.6	15.1	121.5225	1409.661	1834.9898
4	24.75	4.91	3.6	9.6	121.5225	437.481	1166.616
5	19.25	4.91	7.6	9.6	94.5175	718.333	907.368
6	24.75	4.91	11.6	9.6	121.5225	1409.661	1166.616
7	24.75	4.91	3.6	4.1	121.5225	437.481	498.24225
8	19.25	4.91	7.6	4.1	94.5175	718.333	387.52175
9	24.75	4.91	11.6	4.1	121.5225	1409.661	498.24225
somme					1012.688	7696.425	9721.8
						Xm=	7.6
						Ym=	9.6

Tableau 4.32 : Centre de masse du plancher terrasse

Centre de masse des plancher							
plancher terrasse							
Element	Si[m2]	Gi [KN.m ²]	Xi[m]	Yi[m]	Mi[KN]	Mi*Xi [KN.m]	Mi*Yi [KN.m]
1	24.75	5.27	3.6	15.1	130.4325	469.557	1969.5308
2	19.25	5.27	7.6	15.1	101.4475	771.001	1531.8573
3	24.75	5.27	11.6	15.1	130.4325	1513.017	1969.5308
4	24.75	5.27	3.6	9.6	130.4325	469.557	1252.152
5	19.25	5.27	7.6	9.6	101.4475	771.001	973.896
6	24.75	5.27	11.6	9.6	130.4325	1513.017	1252.152
7	24.75	5.27	3.6	4.1	130.4325	469.557	534.77325
8	19.25	5.27	7.6	4.1	101.4475	771.001	415.93475
9	24.75	5.27	11.6	4.1	130.4325	1513.017	534.77325
somme					1086.9375	8260.725	10434.6
						Xm=	7.6
						Ym=	9.6

Tableau 4.33 : Centre de masse des différents niveaux

Centre de masse des différents niveaux					
Niveau RDC, 1 et 2 ème niveau					
Element	Mi[KN]	Xm(m)	Ym(m)	Mi*Xm [KN.m]	Mi*Ym [KN.m]
POTEAUX	302940	7.6	9.6	2302344	2908224
PLANCHERS	1012.6875	7.6	9.6	7696.425	9721.8
MURS	339.704064	9.44	1.53	3206.80636	519.747218
VOILES	429.078	7.30872107	8.87332771	3136.01142	3807.34971
POUTRE P	181800	7.6	9.6	1381680	1745280
POUTRES S	113925	7.6	8.85	865830	1008236.25
BALCON	247.69	7.47476596	9.7756383	1851.42478	2421.32785
ESCALIERS	98.0112	7.52	9.85	737.044224	965.41032
Somme	600792.171			4566481.71	5679175.89
				Xm=	7.60076768
				Ym=	9.45281274

Tableau 4.34 : Centre de masse des différents niveaux

Centre de masse des différents niveaux					
3, 4 et 5eme Niveau					
Element	Mi[KN]	Xm(m)	Ym(m)	Mi*Xm [KN.m]	Mi*Ym [KN.m]
POTEAUX	244800	7.6	9.6	1860480	2350080
PLANCHERS	1012.6875	7.6	9.6	7696.425	9721.8
MURS	339.704064	9.44	1.53	3206.80636	519.747218
VOILES	429.078	7.30872107	8.87332771	3136.01142	3807.34971
POUTRE P	1836600	7.6	9.6	13958160	17631360
POUTRES S	77700	9.54594595	8.85	741720	687645
BALCONS	247.69	7.47476596	9.7756383	1851.42478	2421.32785
ESCALIERS	98.0112	7.52	9.85	737.044224	965.41032
Somme	2161227.17			16576987.7	20686520.6
				Xm=	7.67017366
				Ym=	9.5716549

Tableau 4.35 : Centre de masse des différents niveaux

Centre de masse des différents niveaux					
6eme et 7eme Niveau					
Element	Mi[KN]	Xm(m)	Ym(m)	Mi*Xm [KN.m]	Mi*Ym [KN.m]
POTEAUX	195840	7.6	9.6	1488384	1880064
PLANCHERS	1012.6875	7.6	9.6	7696.425	9721.8
MURS	339.704064	9.44	1.53	3206.80636	519.747218
VOILES	429.078	7.30872107	8.87332771	3136.01142	3807.34971
POUTRE P	185400	7.6	9.6	1409040	1779840
POUTRES S	117075	7.6	8.85	889770	1036113.75
BALCONS	247.69	7.47476596	9.7756383	1851.42478	2421.32785
ESCALIERS	98.0112	7.52	9.85	737.044224	965.41032
Somme	500442.171			3803821.71	4713453.39
				Xm=	7.60092161
				Ym=	9.41857753

Tableau 4.36: Centre de masse des différents niveaux

Centre de masse des différents niveaux					
8eme Niveau					
Element	Mi[KN]	Xm(m)	Ym(m)	Mi*Xm [KN.m]	Mi*Ym [KN.m]
POTEAUX	195840	7.6	9.6	1488384	1880064
PLANCHERS	1086.9375	7.6	9.6	8260.725	10434.6
MURS	339.704064	9.44	1.53	3206.80636	519.747218
VOILES	429.078	7.30872107	8.87332771	3136.01142	3807.34971
POUTRE P	185400	7.6	9.6	1409040	1779840
POUTRES S	117075	7.6	8.85	889770	1036113.75
ESCALIERS	98.0112	7.52	9.85	737.044224	965.41032
Somme	500268.731			3802534.59	4711744.86
				Xm=	7.60098394
				Ym=	9.41842767

4-6- Calcul des excentricités

Il faut vérifier que :

Suivant le sens (X-X) : $e_x \leq 5\% L_y$

Suivant le sens (Y-Y) : $e_y \leq 5\% L_x$

Les calculs sont illustrés dans le tableau qui suit

niveau	centre de masse		centre de torsio		exentricité théorique		exentricité accidentelle		observation
	Xm	Ym	Y _c	Y _c	ex	ey	5%Lx	5%Ly	
8	7.6	9.42	7.548404	10.33691	0.05159638	-0.91691	0.76	0.96	Vérifiée
7	7.6	9.42	7.548404	10.33691	0.05159638	-0.91691	0.76	0.96	Vérifiée
6	7.6	9.42	7.548279	10.33691	0.0517213	-0.91691	0.76	0.96	Vérifiée
5	7.67	9.57	7.547043	10.27664	0.12295671	-0.70664	0.76	0.96	Vérifiée
4	7.67	9.57	7.547043	10.27664	0.12295671	-0.70664	0.76	0.96	Vérifiée
3	7.67	9.57	7.546914	10.27664	0.12308562	-0.70664	0.76	0.96	Vérifiée
2	7.6	9.45	7.545626	10.20819	0.05437443	-0.7582	0.76	0.96	Vérifiée
1	7.6	9.45	7.545626	10.20819	0.05437443	-0.7582	0.76	0.96	Vérifiée
RDC	7.6	9.45	7.555681	9.825858	0.04431863	-0.37586	0.76	0.96	Vérifiée

Conclusion

Les résultats de calcul montrent que l'excentricité est vérifiée dans les deux sens longitudinal et transversal.

Chapitre 5

Modélisation de la structure et vérification des exigences du RPA

Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit.

Pour notre projet, on utilise le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**.

5-1- Description de l'ETABS

L'ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, ... etc.

5-1-1- Terminologie du logiciel ETABS

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restraints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

5-1-2- Etapes de modélisation (annexe)

L'ETABS se trouve en plusieurs versions, dans le cas de notre étude, nous utiliserons la version 9.7.0 dont les principales étapes sont les comme suit :

1. introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
2. spécification des propriétés mécanique de l'acier et du béton ;
3. spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles, ...)
4. définition des charges et surcharges (G et Q) ;
5. introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA 99/version2003 ;
6. définition du séisme ;
7. introduction des combinaisons d'actions ;
8. affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
9. spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
10. exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

Après avoir bien suivi l'enchaînement des étapes cité ci-dessus ; nous sommes arrivés au model suivant f (figure.5.1)

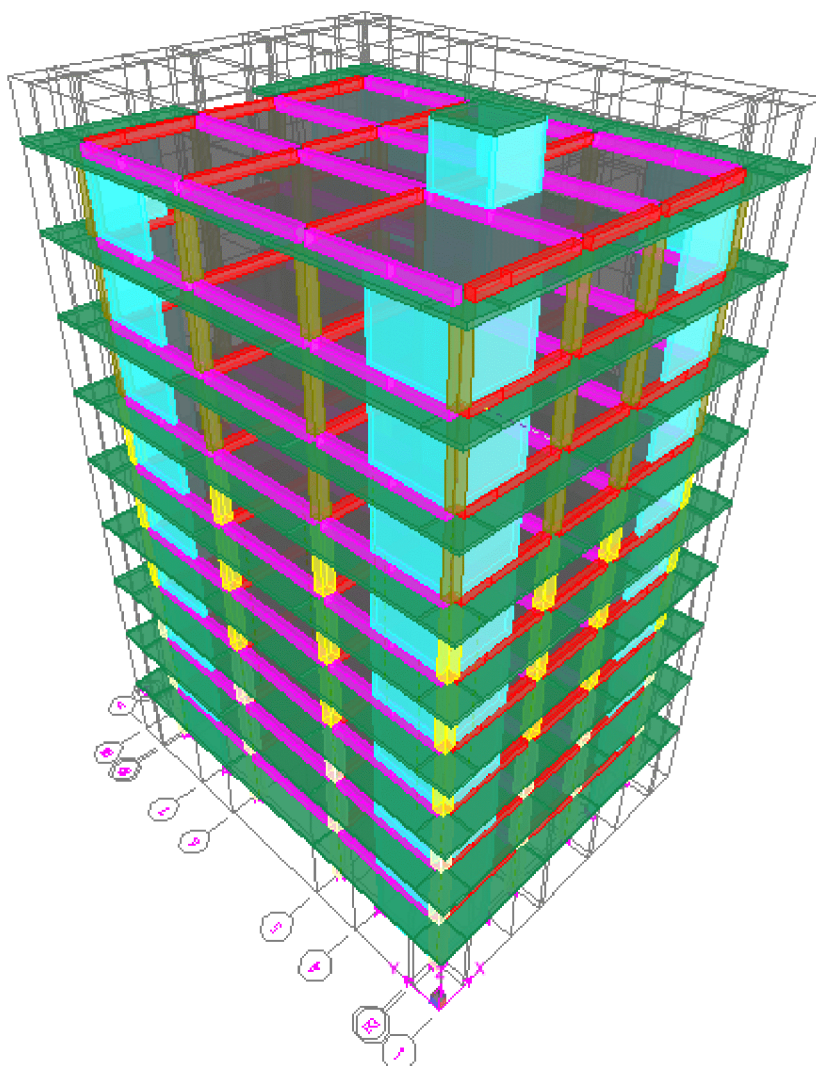


Figure 5-1- Vue en trois dimensions de la structure

5-2- Choix de la méthode de calcul

Le calcul des efforts horizontaux peut être mené suivant trois méthodes :

- ❖ méthode statique équivalente.
- ❖ méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale conformément au (RPA ,2003)

Principe de la méthode

Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul .Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **définition du spectre de réponse :**

C'est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

- **caractéristiques du spectre de réponse :**

Les caractéristiques du spectre de réponse sont les suivantes :

Tableau 5-1- Caractéristiques du spectre de réponse

Caractéristiques	Désignation	Article du RPA
Le site	S2	Tableau 4.7
La zone	II_a	Annexe 1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Remplissage	dense	Tableau 4.2
Facteur de qualité	1.10	Tableau 4.2.3
coefficient de comportement	5	Tableau 4.3

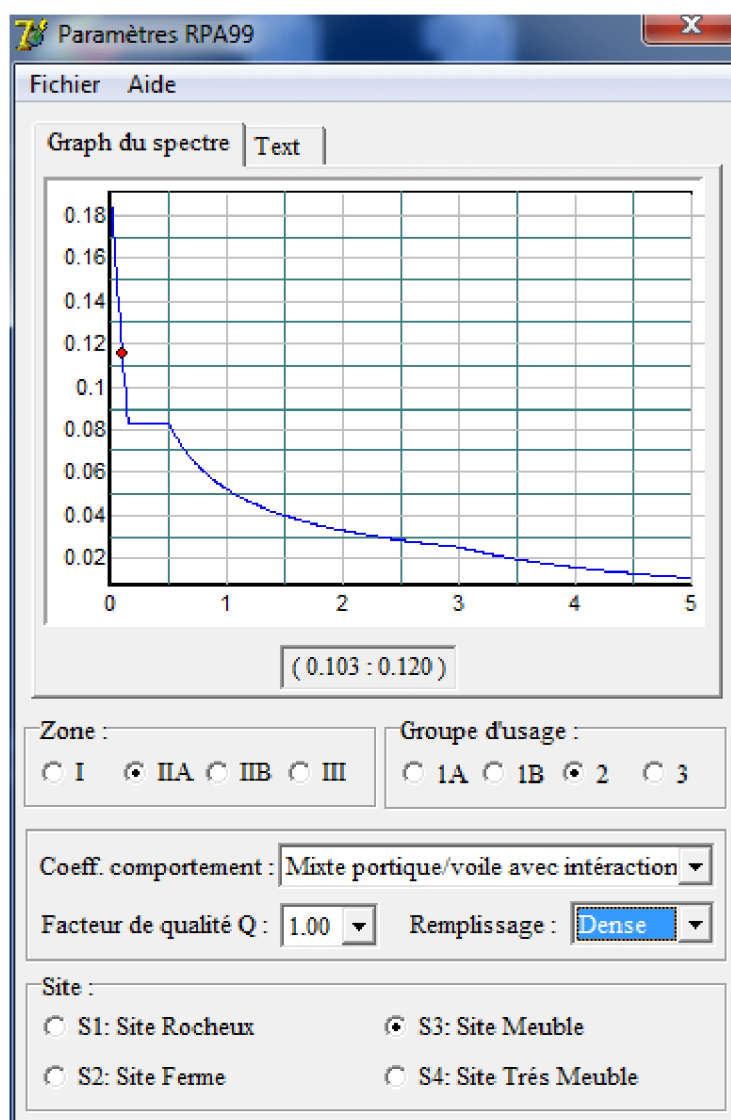


Figure 5-2- Caractéristiques du spectre de répons

5-3- Vérification de la structure selon les exigences du RPA 2003

5- 3-1-Vérification de la période (Art4.2.4 /RPA2003)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule :

$$T = C_T h_N^{0.75}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient ; fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Selon l'article 4.2.4 (RPA,2003), la valeur de la période donnée par le logiciel de calcul « ETABS », ne doit pas dépasser la valeur estimée par la formule

Tableau 5-2- Période et participation massique

Mode	Period	SumUX	SumUY
1	0.7703	69.3181	0.3459
2	0.698414	69.6857	68.5731
3	0.501319	69.7017	68.574
4	0.195548	86.8109	68.5795
5	0.16829	86.8132	86.5664
6	0.123439	86.8208	86.5682
7	0.091835	87.3063	86.5682
8	0.087534	92.8095	86.5682
9	0.0758	92.8096	88.2417
10	0.072781	93.1029	88.49
11	0.072433	93.121	93.0951
12	0.058392	93.1212	93.0951

AN

$C_T = 0,05$: Coefficient donné par le (tableau 4.6 du RPA2003).

$H_n = 28,14\text{m}$

$T_{\text{empirique}} = 0,05 \times (28,14)^{3/4} = 0,614\text{s}$

$T_{\text{ETABS}} = 0,770\text{ s}$

$1,3 \times 0,614 = 0,798\text{s}$

$T_{\text{ETABS}} < 30\% T_{\text{empirique}}$ **Condition vérifiée.**

5- 3-2-Vérification du pourcentage de la participation de la masse modale

Le taux de participation massique 90% est atteint 11^{ème} mode dans les deux sens X et Y vérifiant ainsi la condition du (RPA, 2003).

5- 3-3-Déplacements relatifs

D'après l'Art 5-10 du RPA2003, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\delta_k = R \delta_k \quad (\text{Art 4.43/RPA 2003})$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion) .

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les résultats de calcul des déplacements sont configurés da les tableaux (5.3 et 5.4) qui suivent :

- Suivant E_x

Tableau 5-3- Déplacements relatifs suivant E_x

niveau	δ_k	Δ_k	1%h	observation
9	0.0124	0.0014	0.0306	vérifiée
8	0.011	0.0016	0.0306	vérifiée
7	0.0094	0.0016	0.0306	vérifiée
6	0.0078	0.0017	0.0306	vérifiée
5	0.0061	0.0017	0.0306	vérifiée
4	0.0044	0.0015	0.0306	vérifiée
3	0.0029	0.0014	0.0306	vérifiée
2	0.0015	0.001	0.0306	vérifiée
1	0.0005	0.0005	0.0306	vérifiée

Suivant E_y

Tableau 5.4 : déplacements relatifs suivant E_y

niveau	δ_k	Δ_k	1%h	observation
9	0.0115	0.0013	0.0306	vérifiée
8	0.0102	0.0014	0.0306	vérifiée
7	0.0088	0.0015	0.0306	vérifiée
6	0.0073	0.0016	0.0306	vérifiée
5	0.0057	0.0016	0.0306	vérifiée
4	0.0041	0.0014	0.0306	vérifiée
3	0.0027	0.0013	0.0306	vérifiée
2	0.0014	0.001	0.0306	vérifiée
1	0.0004	0.0004	0.0306	vérifiée

Notant que la valeur du coefficient de comportement R est déjà introduite dans le logiciel lors de la modélisation ($R=5$ pour un contreventement).

5- 3-4-Déplacements maximal

O n doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{ht}{500}$$

f : la flèche admissible.

ht : la hauteur totale du bâtiment.

Suivant Ex

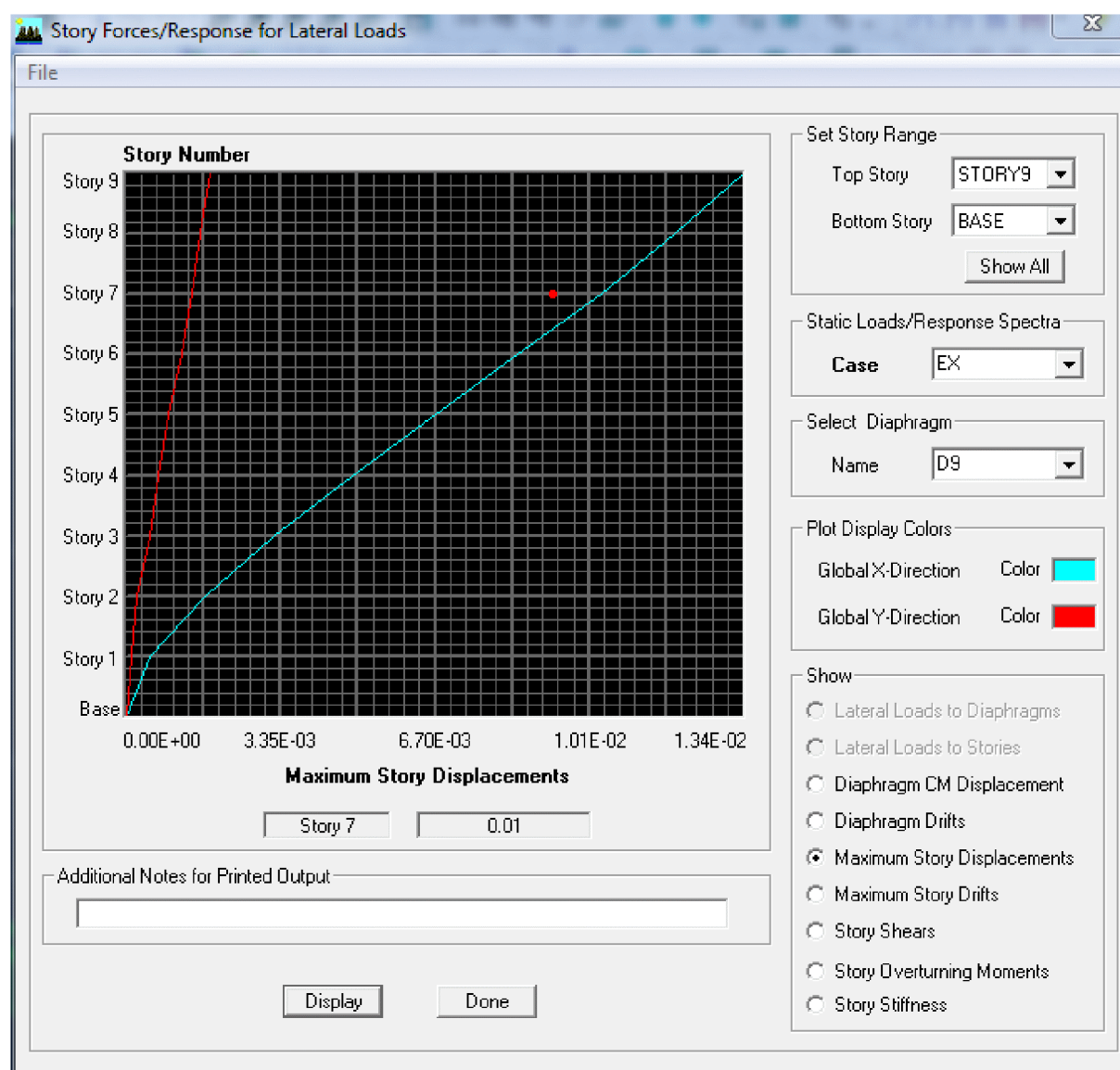


Figure 5-3- Déplacement maximal dans le sens x-x

$$\delta_{\max} = 0,01\text{m} \quad f = ht/500 = 28.34/500 = 0.05\text{m}$$

Suivant EY

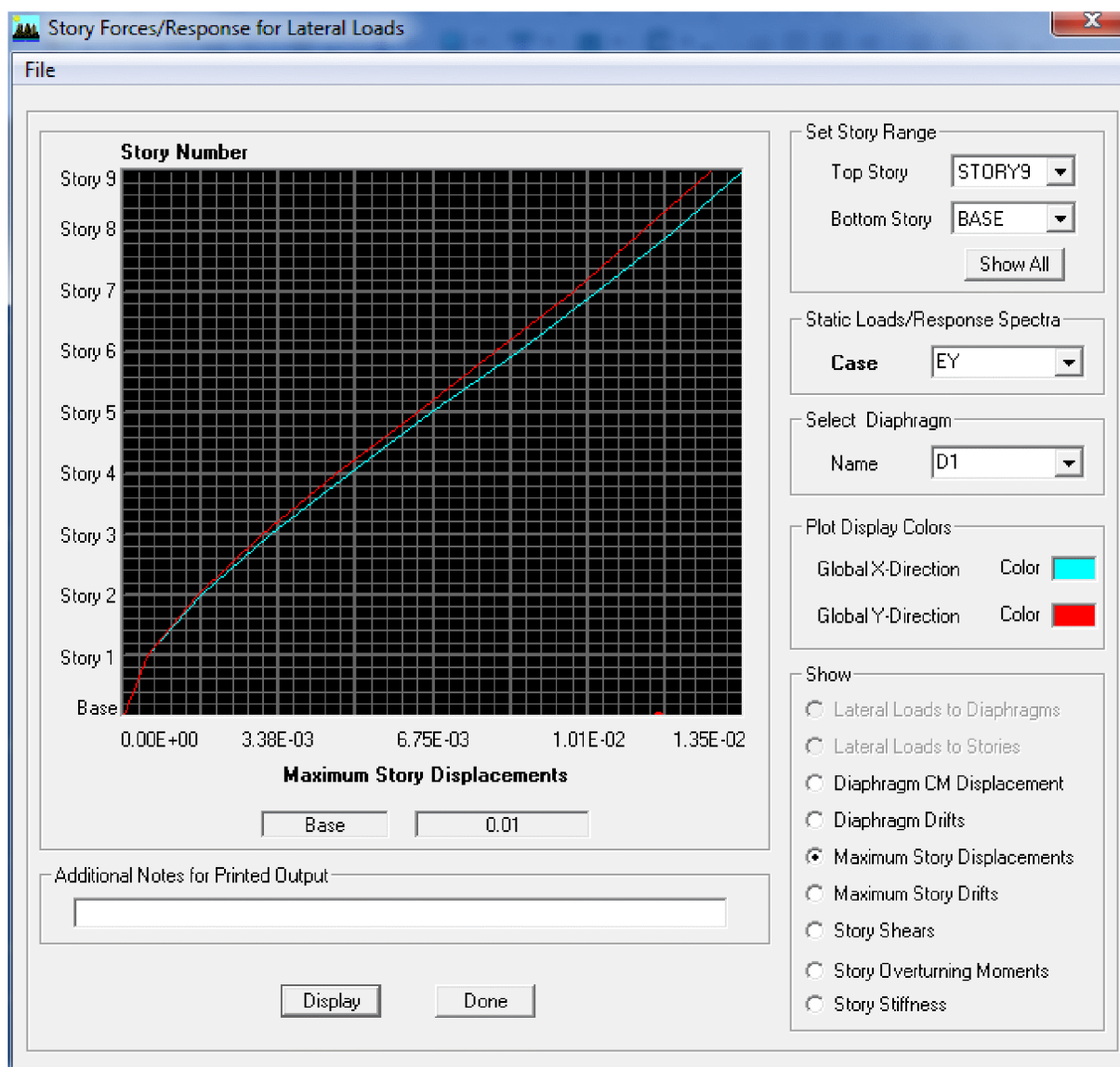


Figure 5-4- Déplacement maximal dans le sens Y-Y

$$\delta_{\max} = 0,01\text{m} \quad \square \quad f = ht/500 = 34.29/500 = 0.07\text{m} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

5- 3-5-Vérification de l'effort tranchant à la base :(ART 4.3.6/ RPA Version 2003)

La résultante des forces sismiques à la base V_D 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_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_D \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;) dans le rapport $0.8 V_t / V_D$

• **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente**

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \quad (\text{RPA 2003/ formule 4-1})$$

▪ **Calcul des coefficients A,D,R**

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres donné par le tableau 4.1 du (RPA,2003)

- Groupe d'usage : 2
- Zone sismique II_a

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule 4.2 de (RPA,2003), fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) :

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau 4.7 du (RPA2003) :

Site ferme (S_2) $\Rightarrow T_2 = 0.40 \text{ sec}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (tableau 4-2) (RPA 2003)

Le système de contreventement est mixte $\Rightarrow \xi = 7\%$

D'où $\Rightarrow \eta = 0.88 \geq 0.70$

-La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empiriques $T = C_T h_N^{3/4}$

$T = 0.770$ ce qui donne **$D = 1.42$**

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement type de remplissage donné par tableau 4-6 du (RPA,2003)

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement donné par le (Tab 4-3).

Les valeurs d'A.D. R. Ct et T sont données dans le tableau suivant :

Tableau 5-5- Tableau donnant les valeurs de A, D, R, T, C_t

paramètre	valeur	Article du RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tableau 4.1
Période caractéristique	0.770 s	Tableau 4.7
Coefficient Ct	0.05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification D	1.42	formule 4.2
Coefficient de comportement R	5	Tableau 4.3

▪ **Calcul du facteur de qualité Q**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la régularité en plan et en élévation
- la redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- la qualité du contrôle de la construction

la valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Tableau 5-6- valeurs de pénalités P_q

Critères q	Observé/non	p_q
1. condition minimales sur les files de contreventement	oui	0.00
2. redondance en plan	non	0.00
3. régularité en élévation	oui	0.00
4. régularité en plan	oui	0.00
5. contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.00
6. contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0.00

D'où : $Q = 1.0$

▪ **poids total de la structure**

Pour les bâtiments à usage d'habitation, la masse de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et 20% des surcharges d'exploitations. Le calcul est fait par le logiciel ETABS. Les résultats sont donnés dans le tableau 5.7 ci-après.

Tableau 5.7 : poids total de la structure

niveau	1	2	3	4	5	6	7	8	9	W_t
poids	2417.51	2434.33	2434.33	2458.81	2485.33	2485.33	2512.93	2542.57	2542.57	22313.696

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

$$V_X = V_Y = \frac{(0.15 \times 1.42 \times 1.0 \times 22313.696)}{5} = 950.563 \text{ KN}$$

Vérification

Sens x-x :

$$V_{\text{etabs}} = 2029.8 \text{ KN} > 0.8 \times 950.563 = 760.45 \text{ KN}.$$

Sens y-y :

$$V_{\text{etabs}} = 2456.02 \text{ KN} > 0.8 \times 950.563 = 760.45 \text{ KN}.$$

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

5-3-6 justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$ (Art 5.9 RPA 99/version 2003)

L'effet du 2^{ème} ordre (ou effet $P-\Delta$) peut être négligés dans le calcul des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.10$$

avec :

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K ;

V_K : effort tranchant de l'étage k ;

h_K : hauteur de l'étage K ;

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1

Tableau 5-8- justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

NIV	P_k	sens x x			sens y y		
		Δ_K	$V_K \times h_K$	θ_ξ	Δ_K	$V_K \times h_K$	θ_ψ
9	2381.249	0.0014	112.2102	0.03	0.0013	119.187	0.028
8	2434.328	0.0016	193.6368	0.02	0.0014	204.8058	0.019
7	2434.328	0.0016	255.3264	0.015	0.0015	269.739	0.0144
6	2458.806	0.0017	308.9988	0.014	0.0016	326.502	0.0128
5	2485.328	0.0017	354.1032	0.012	0.0016	373.6566	0.0113
4	2485.328	0.0015	388.8342	0.01	0.0014	409.1526	0.0091
3	2512.926	0.0014	417.384	0.008	0.0013	438.039	0.008
2	2542.563	0.001	439.6914	0.006	0.001	460.8666	0.0055
1	2542.569	0.0005	449.4528	0.003	0.0004	471.087	0.0027

Conclusion

Au terme de ce chapitre nous pouvons retenir les résultats essentiels suivants :

- ✓ La période est vérifiée ;
- ✓ Le pourcentage de participation massique est vérifié ;
- ✓ Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés ;
- ✓ L'effort tranchant à la base est vérifié ;
- ✓ l'effet du 2^o ordre est vérifié .

Chapitre 6

Ferraillage des éléments structuraux

6-1- Ferraillage des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple, à l'état limite ultime (ELU). Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

ELU :	$1.35G+1.5Q$
ELS :	$G+Q$
Accidentelles :	$G+Q + EX$
	$G+Q-EY$
	$0.8G + EX$
	$0.8G+EY$

6-1-1- Recommandations du RPA pour le ferraillage des poutres (Art 7.5.2/RPA2003)

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
 - Poutres principales : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6\text{cm}^2$
 - Poutres secondaires : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25\text{cm}^2$
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.
 - En zone courante :
 - poutres principales : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48\text{cm}^2$
 - poutres secondaires : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2$
 - En zone de recouvrement :
 - poutres principales : $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72\text{cm}^2$
 - poutres secondaires : $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63\text{cm}^2$
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone **IIa**.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

b) Armatures transversales

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right)$ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ En zone de recouvrement.

Avec :

Φ : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

c) Disposition constructive

Conformément au CBA 93 annexes E_3 , concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- à $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- à $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- la moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

6-1-2- Ferraillage des poutres à L'ELU

a) Calcul du moment réduit

$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}}$ Si : $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s}$$

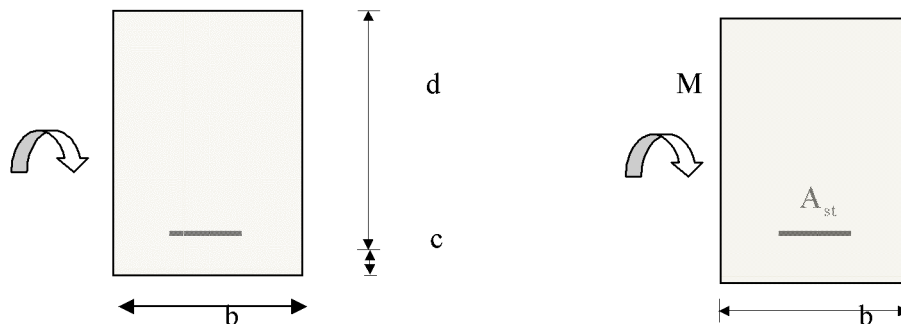


Figure.6.1 : schéma de calcul en flexion simple d'une SSA

Si : $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée (SDA).

On calcule $M_r = \mu_1 b d^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{s1} = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d c') \sigma_s} ; A' = \frac{\Delta M}{(d c') \sigma_s}$$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.

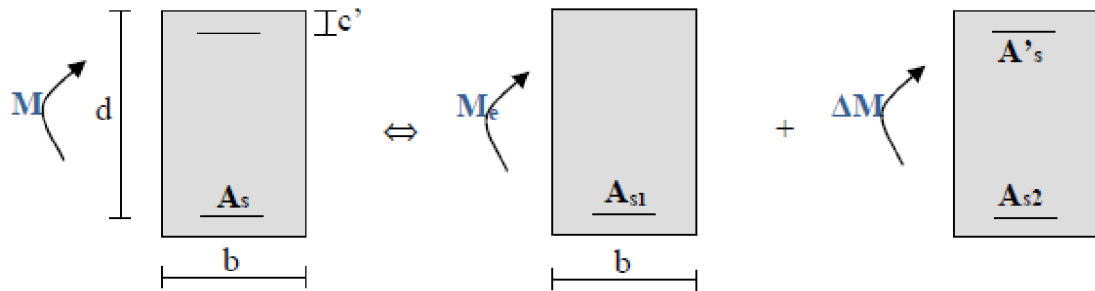


Figure.6.2 : schéma de calcul en flexion simple d'une SDA

b) Ferrailage

Tableau6.1 : ferrailage des poutres

		Mmax	comb	u	obs	B	As cal	Amin	As adoptée	
PP (30*40)	travée	68.668	ELU	0.115	SSA	0.939	5.604	6	3HA16(filantes)	6.03
	appui	-88.31	ACC	0.096	SSA	0.949	6.204		3HA14(filantes) 3HA12(chapeau)	6.88
PS (30*35)	travée	44.675	ELU	0.099	SSA	0.9475	4.169	5.25	3HA14(filantes)	4.62
	appui	-57.324	ACC	0.083	SSA	0.9565	4.61		3HA14(filantes)	4.62

6-1-3- Vérifications à l'ELU

- Vérification de la condition de non fragilité (article. A.4.2.1/BAEL 91)

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

-Poutres principales de (30 × 40) : $A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$.

$A_s = 6.97 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

-Poutres secondaires de (30 × 35): $A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.159 \text{ cm}^2$.

$A_s = 6.97 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.159 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

La condition de non fragilité est vérifiée.

- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

- Influence sur le béton

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40x \frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (\text{BAEL91.art A.5.1.32})$$

Poutres principales $T_u = 134.38.kN < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,370 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 666kN .$

Poutres secondaires $T_u = 80.05kN < \bar{T}_u = 0,4x \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,320 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 864KN$

- Influence sur les armatures

Au droit d'un appui, on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour

équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

On doit vérifier : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$

Poutres principales $134.38 - \frac{115.553}{0,9 \times 0.370} = -212.63 < 0 .$

Poutres secondaires $80.05 - \frac{71.655}{0,9 \times 0.320} = -168.75 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- Justification sous sollicitation d'effort tranchant (BAEL91.art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$$

$T_u^{\max}$: Effort tranchant max à l'ELU

Poutres principales : $\tau_u = \frac{134.38 \times 10^3}{300 \times 370} = 1.21 MPa$

Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{80.05 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.83 MPa$

Etat limite ultime du béton de l'âme : (BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 MPa \right) = 3.33 MPa.$$

Poutres principales $\tau_u = 1.21 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

Poutres secondaires $\tau_u = 0.83 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée

• **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL91A.6.1. 3)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}, \Psi = 1.5 \text{ Pour les H.A.}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

Poutres principales

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 24.49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{134.38 \times 10^3}{0.9 \times 375 \times 244.9} = 1.63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \text{ Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires

$$\sum U_i = 13.19 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{80.05 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 131.9} = 2.07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \text{ Condition vérifiée}$$

• **Calcul de la longueur de scellement droit des barres (BAEL91 Art A6-1.2.1)**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4x\tau_{su}} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0.6x\psi_s^2 x f_{t28} = 0.6x(1.5)^2 x 2.1 = 2.835$$

$$\text{Pour les } \Phi 12 : l_s = 42.33 \text{ cm} \longrightarrow l_s = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \Phi 14 : l_s = 49.38 \text{ cm} \longrightarrow l_s = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \Phi 16 : l_s = 56.44 \text{ cm.} \longrightarrow l_s = 60 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0.4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

$$\text{Pour les } \Phi 12 : l_s = 16.93 \text{ cm} \longrightarrow l_s = 18 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \Phi 14 : l_s = 19.75 \text{ cm.} \longrightarrow l_s = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \Phi 16 : l_s = 22.58 \text{ cm.} \longrightarrow l_s = 25 \text{ cm}$$

6-1- 4 Calcul des armatures transversales

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

-poutres principales

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10} \right) = \min (11.42 ; 12; 30)$$

-poutres secondaires

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_L, \frac{b}{10}\right) = \min(10; 12; 30)$$

Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

- Calcul des espacements**

Zone nodale (appuis) : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

- Poutres principales (30×40): $S_t = 10 \text{ cm}$

- Poutres secondaires de (30×35): $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante (travées): $S_t \leq \frac{h}{2}$

-Poutres principales de (30×40): $S_t = 15 \text{ cm}$

-Poutres secondaires de (30×35): $S_t = 15 \text{ cm}$

- Délimitation de la zone nodale**

$$L' = 2 \times h$$

- poutres principales de (30×40) : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

- poutres secondaires de (30×35) : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

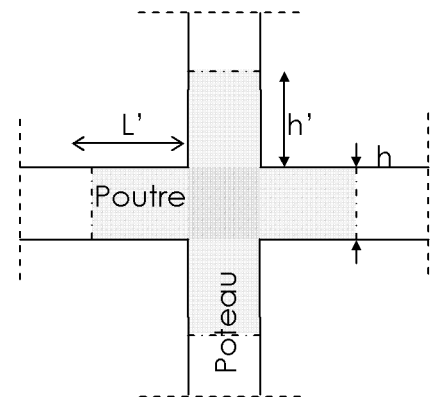
$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura : $h' = 60 \text{ cm}$.



« Délimitation de la zone nodale »

Remarque

Le cadre d'armatures transversales doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

- Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 2003)**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.62 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.62 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

6-1-5- Vérification à l'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).
- Etat limite de résistance du béton à la compression.
- Etat limite de déformation :

1) Etat limite 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 :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 A_{st}}$ (Contrainte de traction des aciers),

A : armatures adoptées à l'ELU,

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 6.2 : vérification de contrainte dans le béton

poutre		Ms (kNm)	As(cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
pp	travée	51.09	6.03	0.543	0.8895	30.35	257.44	8.48	15	Condition vérifiée
	appui	-84.113	6.88	0.612	0.8845	28.36	368..59	12.99		Condition vérifiée
ps	travée	32.391	4.62	0.435	0.8995	34.55	269.21	7.79		Condition vérifiée
	appui	-51.941	4.62	0.435	0.955	96.1	252.61	2.63		Condition vérifiée

3) Etat limite de déformation

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS

Calcul de la flèche

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens

- Sens longitudinal (poutres principales)

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{550}{500} = 1.1 \text{ cm}$$

- sens transversal (poutres secondaires)

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm}$$

Dans notre cas la flèche développée dans chaque niveau est donnée par L'ETABS.

Les résultats de vérification sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau 6.3 : vérification de la flèche en travées des poutres principales

NIV	f (cm)	f _{adm} (cm)	Obs
9	0.230	1.1	vérifiée
8	0.211	1.1	vérifiée
7	0.212	1.1	vérifiée
6	0.202	1.1	vérifiée
5	0.195	1.1	vérifiée
4	0.192	1.1	vérifiée
3	0.184	1.1	vérifiée
2	0.177	1.1	vérifiée
1	0.172	1.1	vérifiée

Tableau 6.4 : vérification de la flèche en travées des poutres secondaires

NIV	f (cm)	f_{adm} (cm)	Obs
9	0.131	0.9	vérifiée
8	0.127	0.9	vérifiée
7	0.118	0.9	vérifiée
6	0.105	0.9	vérifiée
5	0.092	0.9	vérifiée
4	0.075	0.9	vérifiée
3	0.057	0.9	vérifiée
2	0.043	0.9	vérifiée
1	0.029	0.9	vérifiée

Conclusion : la flèche est vérifiée dans les deux sens transversale et longitudinale

6-2- Ferraillage des poteaux à l'ELU

Les poteaux sont calculés en flexion composée à l'ELU, puis vérifiés à l'ELS en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal et moment correspondant,
- effort normal minimal et moment correspondant,
- moment fléchissant maximal l'effort normal correspondant.

Sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q + E_X \text{ et } G + Q + E_Y \\ 0,8G + E_X \text{ et } 0,8G + E_Y \end{cases}$$

6-2-1- Armatures longitudinales

6-2-1-1 Recommandation du RPA Art.7.4.2.1 (RPA, 2003)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,
- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm**.
- Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).
- Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0,8 %** de la section du béton (**0,8% x b x h**)
 - Poteau (45x55) : $A_{min} = 0,008 \times 45 \times 55 = 19.8 \text{ cm}^2$
 - Poteau (50x40) : $A_{min} = 0,008 \times 50 \times 40 = 16 \text{ cm}^2$
 - Poteau (45x35) : $A_{min} = 0,008 \times 45 \times 35 = 12.6 \text{ cm}^2$
- Le pourcentage maximal d'aciers est de **4% x b x h** en zone courante et **6% x b x h** en zone de recouvrement :

Zone courante

- Poteau (45 × 55) : $A_{max} = 0.04 \times 45 \times 55 = 99 \text{ cm}^2$
- Poteau (50 × 40) : $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 50 = 80 \text{ cm}^2$
- Poteau (45 × 35) : $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2$

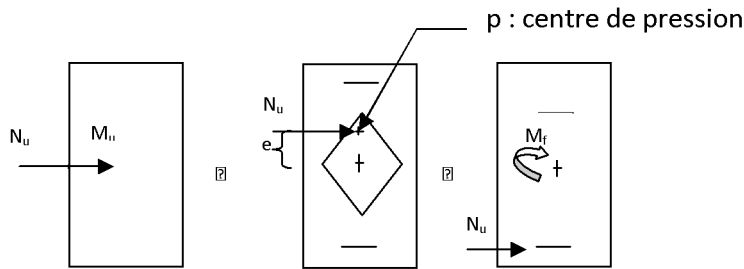
Zone de recouvrement

- Poteau (45 × 55) : $A_{max} = 0.06 \times 45 \times 55 = 148.5 \text{ cm}^2$
- Poteau (50 × 40) : $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 50 = 120 \text{ cm}^2$
- Poteau (30 × 35) : $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 45 = 94.5 \text{ cm}^2$.

Calcul des armatures longitudinales

Trois cas de figure peuvent se présenter en fonction de la position de centre de pression défini par

$$e = \frac{M_U}{N_U}$$



N.B : la Conventions de signes adoptée est telle que

Compression > 0

Traction < 0

Exemple de calcul de ferraillage des poteaux (35*45) sens transversal

$N_{\min} = 23.53 \text{ KN.m} \longrightarrow M_{\text{cor}} = 7.422 \text{ KN}$ (effort de compression).

situation accidentelle :

$$f_{bu} = 21.74 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{7.422}{23.53} = 0.3154 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.20 \text{ m} \Rightarrow \text{SPC}$$

Calcul de moment fictif à la flexion simple :

$$M_f = M + N \times \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

$$M_f = 7.422 + 23.53 \times \left(\frac{0.45}{2} - 0.025 \right)$$

$$M_f = 12.128 \text{ KN.m}$$

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Calcule A_{st}

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12.28 \times 10^6}{400 \times (425^2) \times 21.74} = 0.0121 < \mu_l = 0.392 \quad (\text{SSA})$$

$$\beta = 0.997$$

Donc les armatures fictives sont

$$A_{sf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.128}{0.997 \times 0.425 \times 400 \times 10^3} \times 10^4 = 0.951 \text{ cm}^2$$

Les armatures réelles :

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.951 - \frac{23.53 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.55 < A_{\min} = 12.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 14.19 \text{ soit } 4\text{HA}14 + 4\text{HA}16$$

Par procédé analogue nous déterminons le ferraillage des autre poteaux, les résultats sont illustrés dans les tableaux (6.5 et 6.6)

Tableau 6.5 ferraillage des poteaux dans le sens transversal

ferraillage des poteaux dans le sens transversal																		
ZONE	niveau	section	sollicitations				e _u	M _f	obs	u	obs	β	A _{sf}	A _{st}	A _{sc}	Amin	choix des armatures	Aadoptée
III	6,7et8	35*45	Nmax	903.35	Mcor	1.634	0.0018	132.61975	SPC	0.2027	SSA	0.885	13.46	0	0	12.6	4HA14+4HA16	14.19
			Nmin	23.53	Mcor	3.664	0.1557	7.07585	SPC	0.0071	SSA	0.997	0.555	0.55474	0			
			Mmax	78.285	Ncor	217.36	0.3602	109.8022	SPC	0.1678	SSA	0.907	10.87	8.62156	0			
II	3,4et5	40*50	Nmax	1821.7	Mcor	1.074	0.0006	310.7664	SPC	0.3197	SSA	0.8	30.17	0	0	16	8HA16	16.08
			Nmin	154.64	Mcor	3.179	0.0206	29.4678	SPC	0.0198	SSA	0.99	2.011	0	0			
			Mmax	71.308	Ncor	820.74	0.0869	210.8338	SPC	0.2169	SSA	0.877	18.68	16.6322	0			
I	RDC,1et2	45*55	Nmax	2676	Mcor	2.081	0.0008	523.90685	SEC	0.3803	SSA	0.745	/	0	1.97	19.8	4HA16+4HA20	20.6
			Nmin	309.19	Mcor	4.917	0.0159	65.20905	SPC	0.0309	SSA	0.985	3.943	0	0			
			Mmax	52.653	Ncor	853.58	0.0617	219.1011	SPC	0.159	SSA	0.853	17.57	16.0608	0			

Tableau 6.6 ferraillage des poteaux dans le sens longitudinal

ferraillage des poteaux dans le sens longitudinal																		
ZONE	niveau	section	sollicitations			eu	Mf	obs	u	obs	B	Asf	Ast	Asc	Amin	choix des armatureS	Aadoptée	
III	6,7et8	35*45	Nmax	903.35	Mcor	3.304	0.0037	134.28975	SPC	0.2052	SSA	0.885	13.63	0	0	12.6	4HA14+4HA16	14.19
			Nmin	23.53	Mcor	7.422	0.3154	10.83385	SPC	0.0108	SSA	0.997	0.849	0.55474	0			
			Mmax	47.338	Ncor	138.31	0.3423	67.39295	SPC	0.103	SSA	0.907	6.672	5.31205	0			
II	3,4et5	40*50	Nmax	1821.7	Mcor	0.949	0.0005	310.6414	SEC	0.3196	SSA	0.8	/	0	0	16	8HA16	16.9
			Nmin	154.64	Mcor	6.013	0.0389	32.3018	SPC	0.0217	SSA	0.99	2.205	0	0			
			Mmax	36.905	Ncor	530.69	0.0695	127.1223	SPC	0.1308	SSA	0.877	11.26	10.2034	0			
I	RDC,1et2	45*55	Nmax	2676	Mcor	0.649	0.0002	522.47485	SEC	0.3792	SSA	0.745	/	0	0	19.8	4HA16+4HA20	20.6
			Nmin	309.19	Mcor	7.52	0.0243	67.81205	SPC	0.0322	SSA	0.985	4.1	0	0			
			Mmax	36.651	Ncor	853.58	0.0429	203.0991	SPC	0.1474	SSA	0.853	16.29	15.2372	0			

6-2-2- Les armatures transversales

Le rôle des armatures transversale dans les poteaux consiste à :

- empêcher les déformations transversales de béton et le flambement des armatures longitudinales,
- reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

7-1-2-1 Recommandations du RPA Art 4.2.2 (RPA,2003)

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul,

h : hauteur totale de la section brute,

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale,

S_t : espacement des armatures transversales,

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est donné par

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} \quad \text{avec } i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

i : rayon de giration

L_f : La longueur de flambement des poteaux.

- Espacement maximal

Zone nodale :

$$S_t \leq \min (10 \phi_l^{min}, 15\text{cm})$$

Zone courante :

$$S_t \leq 15\text{cm}$$

ϕ_l^{min} : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \% S_t \times b \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \% S_t \times b \\ 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes} \end{cases}$$

$$3) y_2^3 = \text{acos}\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

On retiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + Lc < h$

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 \left[A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - c')^2 \right]$$

$$\text{Finalement : } \sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : cmax dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : contrainte max dans les aciers inférieure.

Les contraintes positives représentent des **compressions**, et les négatives des **tractions**.

7-2-3-2- Condition de non fragilité Art A.4.2,1 (BAEL,99)

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

Les résultats de calcul des deux vérifications sont illustrées dans les tableaux (6.7 et 6.8)

Tableau 6.7 : vérifications à l'ELS

Sens transversal																	
ZONE	niveau	section	sollicitations				e _s	obs	A _{min}	A _{adp}	σ _{bs}	σ _{ss}	σ _{bi}	σ _{si}	σ _{badm}	σ _{sadm}	obs
III	6,7et8	35*45	Nmax	2021.9	Mcor	1.537	0.0008	SEC	4.3095	14.19	3.4	38.9	2.5	23.8	15	348	cv
			Nmin	498.51	Mcor	8.068	0.0162	SEC	5.2313		7.9	99.5	6.8	99.7			
			Mmax	38.202	Ncor	1094	0.0349	SEC	7.9301		2.8	25.6	2.3	66.2			
II	3,4et5	40*50	Nmax	1327.1	Mcor	0.827	0.0006	SEC	5.5241	16.08	3.4	29.3	2.9	172.6	15	348	cv
			Nmin	242.94	Mcor	7.368	0.0303	SEC	8.0879		1.3	12.5	1.6	16.2			
			Mmax	51.702	Ncor	595.9	0.0868	SPC	2		5.2	74.6	3.7	1.4			
I	RDC,1et2	45*55	Nmax	658.73	Mcor	1.152	0.0017	SEC	6.954	20.6	0.9	15.3	0.9	2.1	15	348	cv
			Nmin	40.45	Mcor	6.218	0.1537	SPC	2.415		4.2	56.8	4.6	3.8			
			Mmax	56.791	Ncor	158.2	0.3589	SPC	1.6646		1.5	10.3	2.2	6.7			

Tableau 6.8: vérifications à l'ELS

Sens longitudinal																	
ZONE	niveau	section	sollicitations				e _s	obs	A _{min}	A _{adoptée}	σ _{bs}	σ _{ss}	σ _{bi}	σ _{si}	σ _{b adm}	σ _{s adm}	obs
III	6,7et8	35*45	Nmax	2021.9	Mcor	0.474	0.0002	SEC	3.33215	14.19	2,5	37,1	1,5	22,8	15	348	cv
			Nmin	498.51	Mcor	12	0.0241	SEC	4.21191		6,6	98,1	5,9	88,9			
			Mmax	26.239	Ncor	1259	0.0208	SEC	4.04946		1,8	23,5	1.5	56,1			
II	3,4et5	40*50	Nmax	1327.1	Mcor	0.707	0.0005	SEC	5.51422	16.08	2,6	28,8	1.9	168,7	15	348	cv
			Nmin	242.94	Mcor	11.08	0.0456	SEC	7.27482		0,8	10,9	0.6	14,8			
			Mmax	26.76	Ncor	392.1	0.0683	SEC	13.9188		4,9	70,3	3.4	0,8			
I	RDC,1et2	45*55	Nmax	658.73	Mcor	2.433	0.0037	SEC	5.7459	20.6	0,5	13.2	0.3	1,1	15	348	cv
			Nmin	40.45	Mcor	12.36	0.3055	SPC	0.75137		3,6	54,4	3.9	3.6			
			Mmax	34.336	Ncor	100.7	0.3411	SPC	0.97404		0,7	9,0	1.2	5.1			

7-2-3-3- Vérification contraintes tangentielles Art.7.4.3.2 (RPA, 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante : $\bar{\tau}_u = \rho_d \cdot f_{c28}$

$$\lambda > 5 \Rightarrow \rho_d = 0,075.$$

$$\lambda < 5 \Rightarrow \rho_d = 0,04$$

- **Zone (45x55)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{153.95 \times 10^3}{450 \times 520} = 0.658 \text{ MPa}$$

$$\lambda < 5 \Rightarrow \rho_d = 0,04$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 25 \times 0.04 = 1 \text{ Mpa.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Zone (40x50)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{133.71 \times 10^3}{400 \times 470} = 0.711 \text{ MPa}$$

$$\lambda < 5 \Rightarrow \rho_d = 0,04$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 25 \times 0.04 = 1 \text{ Mpa.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Zone (35x45) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{88.15 \times 10^3}{350 \times 430} = 0.586 \text{ MPa}$$

$$\lambda > 5 \Rightarrow \rho_d = 0,075$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 25 \times 0.075 = 1.875 \text{ Mpa.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

6-3- ferrailage des voiles

Le ferrailage des voiles sera déterminé par un calcul en flexion composée sous les sollicitations suivantes :

- contraintes normales maximales,
- contraintes normales minimales,
- l'effort tranchant.

Sous les combinaisons d'action suivantes :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

Accidentelles : $G + Q + E_x$

$G + Q - E_y$

$0.8G + E_x$

$0.8G + E_y$

Pour que la structure résiste à ces sollicitations et reste fonctionnelle, on prévoit trois types d'armatures :

- armatures verticales,
- armatures horizontales,
- armature de couture,
- armatures transversales.

La disposition des voiles est comme montrée sur la figure 6.3

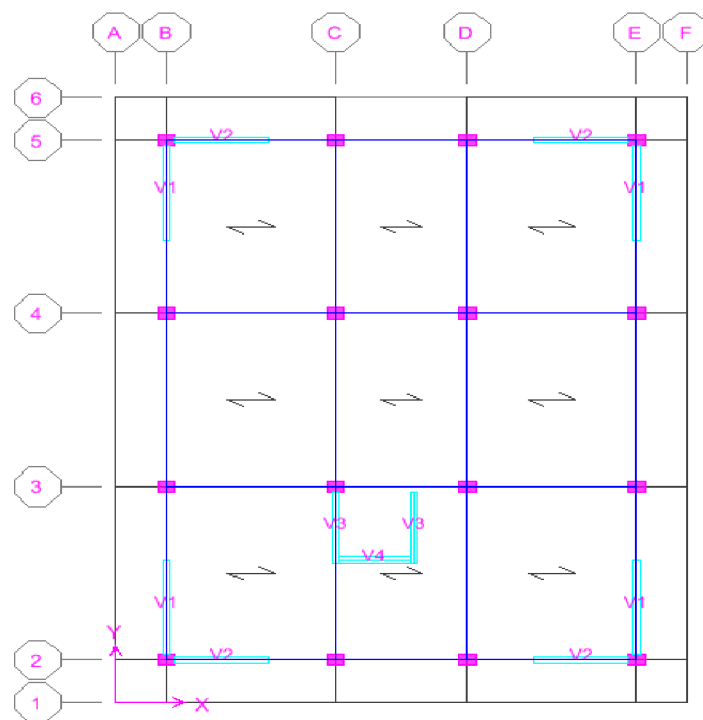


Figure 6.4 : disposition des viles dans la structure

6-3-1- Méthode de calcul

L'effort normal N et le moment de flexion M seront tirés du logiciel ETABS.

a) **Calcul du centre de pression** : le centre de pression est donné par $e = \frac{M_u}{N_u}$

b) **Calcul de la longueur utile d**

La longueur utile est la distance entre la fibre comprimée la plus éloignée et l'axe de symétrie des armatures tendues. Pour déterminer la hauteur utile nécessaire de la section transversale du trumeau, pour que les armatures tendues calculées soient convenablement disposées, trois possibilités se présentent :

- la première consiste à choisir le ferrailage du potelet comme étant les armatures tendues qui seront calculées (leur nombre sera de 4 barres). Déterminer la hauteur utile par rapport à leur centre de gravité et de calculer le ferrailage, si la section est trop importante et que l'on ne peut pas choisir 4 barres, on passe à la deuxième possibilité.

- La deuxième possibilité consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité ($L/10$). Choisir le centre de gravité des armatures à disposer dans cette zone (par rapport à l'espacement des armatures) et de calculer la hauteur utile correspondante. Ainsi on peut calculer les armatures liées à cette zone, si la section est trop importante et qu'elle ne peut pas être disposée dans cette zone d'extrémité, alors on passe à la troisième possibilité.

- La troisième possibilité consiste à disposer toutes les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (sur toute la longueur l_t). Déterminer leur centre de gravité et calculer le ferrailage correspondant.

c) **La longueur de la zone tendue**

$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \times L$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V \quad \text{et} \quad \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V$$

avec :

B : Section du béton

I : Moment d'inertie $I = \frac{b \times h^3}{12}$

V : Bras de levier $y = L/2$

d) **Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues :**

$$M = M_u - N_u \left[d - \frac{L}{2} \right]$$

6-3-2- calcul des armatures

a) **Armatures verticales**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$A_v = \frac{M}{\beta d \sigma_s} + \frac{N}{\sigma_s}$$

b) Armatures horizontale

- **Exigences du RPA 2003 (Art 7.7.4)**

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ
- $A_H \geq 0.15\%B$
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Exigence du BAEL99 (Art A.8.2.4)**

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

c) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingle dont le rôle est d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 (RPA2003) les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par 4 épingle au mètre carré.

d) 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 suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{avec} \quad T = 1.4T_u$$

T_u : Effort tranchant calculée au niveau considère.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e) Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité de voile armé par des barres verticales dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

f) Espacement

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite de deux valeurs suivantes

$$\begin{cases} S_t \leq 1.5 \times a \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad a: \text{épaisseur du voile}$$

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égales à 15 cm.

g) Longueur de recouvrement

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- 40ϕ pour les barres situés dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20ϕ pour les barres situées dans la zone comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

6-3-3- Vérifications de la quantité d'armature

a) Exigence de RPA

- Armatures tendu

En zone tendue : le pourcentage minimum des armatures verticale sur toute la zone tendue est de

$$A_t \geq 0.2\% b L_t$$

Globalement dans le trumeau : $A_t \geq 0.15\% B$

- Armatures comprimées

On doit vérifier que : $10A_c > 0.10\% \times 8 \times B$

A_c : Section d'armature dans la zone courante.

b) Exigence du BAEL

$$A_{min} = \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

6-3-4- Vérification à l'ELS

6-3-4-1- vérification des contraintes dans le béton

On doit vérifier que $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A}$$

avec

N_s : effort normal appliqué $N_s = G + Q$

B : section du béton

A : section d'armature adoptée.

6-3-4-2- Vérification de la contrainte de cisaillement

a) D'après le RPA 2003 (Art 7.7.2)

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times 0.9L} \text{ avec } T = 1.4 T_u$$

b : Épaisseur du voile

d : Hauteur utile ($d=0.9h$) h : hauteur de la section brute.

b) D'après le BAEL99 (Art A.5.1.1)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times 0.9L}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} 0.64 f_{cj}^{2/3}$$

6-3-5- Exemple de calcul du voile V1 en zone I**a) Caractéristiques**

$$L=3 \text{ m}$$

$$e = 0.2 \text{ m}$$

$$B = 0.60 \text{ m}^2$$

$$I = 0.45 \text{ m}^4$$

$$N_u = 2512.71 \text{ kN (Effort de compression)}$$

$$M_u = 3866.016 \text{ kN.m}$$

b) Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3866.016}{2512.71} = 1.5 \text{ m}$$

$$e = 1.5 \text{ m} > \frac{h}{2} - d = 1.45 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

Calcul des contraintes

$$\text{c) } \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \left(\frac{2512.71}{0.6} + \frac{3866.016 \times 1.5}{0.45} \right) \times 10^{-3} = 17.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \left(\frac{2512.71}{0.6} - \frac{3866.016 \times 1.5}{0.45} \right) \times 10^{-3} = -8.59 \text{ MPa}$$

d) Calcul de la longueur de zone tendue

$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{17.07 \times 3}{17.07 + 8.7} = 1.996 \text{ m}$$

e) Calcul de la longueur utile d

$$\text{- Longueur de la zone d'extrémité } \frac{L}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ cm}$$

- Calcul de l'espacement

En zone courante :

$$S_t \leq \min(1.5e; 30 \text{ cm}) = \min(30 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}, \text{ nous optons pour } S_t = 20$$

Aux extrémités :

$$S_t = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } d = L - 5 - 10/2 = 300 - 5 - 5 = 290 \text{ cm}$$

f) Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues

$$M = M_u + N_u \left(d - \frac{L}{2} \right) = 3866.016 + 2512.71(2.90 - 1.5) = 7383.81 \text{ kN.m}$$

g) Ferraillage du voile

- Armatures verticales

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{eavc} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.74 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{7383.81 \times 10^6}{200 \times 2900^2 \times 21.74} = 0.202 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

Donc $\beta = 0.886$

$$A_t = \frac{M}{\beta d \sigma_s} - \frac{N}{\sigma_s} = \left(\frac{7383.81 \times 10^6}{0.920 \times 2900 \times 400} - \frac{2512.71 \times 10^3}{400} \right) \times 10 = 9.03 \text{ cm}^2$$

La section d'armature est trop importante, nous ne pouvons pas choisir 4 barres. Nous passons à la 2^{ème} la deuxième possibilité qui consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (L/10).

h) Calcul de la longueur utile d :

$$d = L - \frac{L}{10} = 300 - \frac{300}{10} = 270 \text{ cm}$$

i) Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues

$$M = M_u + N_u \left(d - \frac{L}{2} \right) = 3866.016 + 2512.71(2.70 - 1.5) = 6881.27 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{6881.27 \times 10^6}{200 \times 2850^2 \times 21.74} = 0.205 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

Donc $\beta = 0.884$

$$A_v = \frac{M}{\beta d \sigma_s} - \frac{N}{\sigma_s} = \left(\frac{6881.27 \times 10^6}{0.884 \times 2850 \times 400} - \frac{2512.71 \times 10^3}{400} \right) = 9.2 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

Soit 6HA16 $\Rightarrow A_t = 12.06 \text{ cm}^2$

j) Section minimale pour la zone tendue

La section minimale qui est donnée par le RPA est :

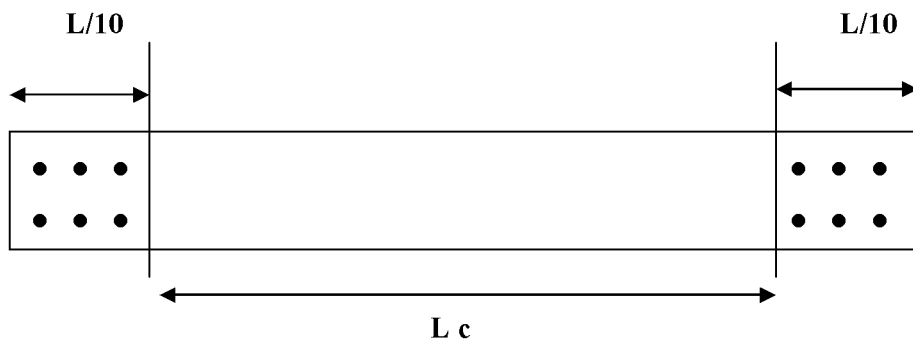
$$A_{min} = 0.2\% b L_t = 0.002 \times 0.2 \times 1.996 = 7.98 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_{t_{adop}} = 12.06 \text{ cm}^2 = 6HA16$$

k) Calcul des armatures verticales dans la zone courante

- Détermination de la zone courante Lc



$$L_c = L - (L/10 + L/10) = 300 - 60 = 240 \text{ cm.}$$

- Armatures verticales de la zone courante RPA 2003 (Art 7.7.4.3)

$$A_c \geq 0.10\% \times B_c$$

Avec B_c = la section de la zone courante.

$$B_c = 2.40 \times 0.2 = 0.48 \text{ m}^2.$$

$$A_c \geq 0.10\% \times B_c = 0.001 \times 4800 = 4.8 \text{ cm}^2$$

Soit $2 \times (12 \text{ HA8})$ espacement = 20 cm

$$A_{\text{adopté}} = 24 \text{ HA8} = 12.04 \text{ cm}^2$$

l) Section minimale d'armatures verticales dans tout le voile Art 7.7.4.3 (RPA 2003)

$$A_{\min} \geq 0.15\% B = 0.15\% \times 20 \times 300 = 9 \text{ cm}^2$$

m) Armature verticales totale

$$A_{\text{vtot}} = 2 \times A_t + A_c = (2 \times 12.06) + 12.04 = 36.16 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

La section totale adoptée par nappe est : $6\text{HA16} + 12\text{HA8}$

n) Armatures de couture

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 T_u}{f_e} = 1.1 \frac{1.4 \times 122.24}{400} \times 10 = 4.7 \text{ cm}^2$$

o) Armature horizontale par nappe

$$\text{D'après le BAEL : } A_h \geq \frac{A_v}{4} = \frac{36.16}{4} = 9.04$$

$$\text{D'après le RPA : } A_h \geq 0.15\% B = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_h \geq \max\left(\frac{A_{vad}}{4}; 0.15\% B\right) = \max(9.04; 9) = 9.04 \text{ cm}^2$$

Soit $A_h = 14\text{HA10} = 10.92 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

p) Armature transversale

Les deux nappes d'armature sont reliées par 4 épingles en HA8 par mètre carré de surface verticale.

p) Potelet

Nous adoptons pour les potelets des cadres de HA8.

6-3-6- Vérification à l'ELS

6-3-6-1- Vérification de l'état de compression dans le béton

On doit vérifier que $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{1900.69 \times 10^3}{0.56 \times 10^6 + 15 \times 36.16 \times 10^2} = 2.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.14 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

6-3-6-2- Vérification de la contrainte de cisaillement Art 7.7.2 (RPA 2003)

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times 0.9L} = \frac{1.4T_u}{b \times 0.9L} = \frac{1.4 \times 122.24 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3000} = 0.32 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

D'après le BAEL91 Art A.5.1.1

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{122.24 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3000} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}, \text{ fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = 0.23 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Par procédé analogue nous déterminons le ferraillage des autres voiles de notre structure, les résultats illustré dans les tableaux 6.9, 6.10, 6.11 et 6.12.

Tableau 6.9 : ferrailage des voiles V1

	Zone		I	II	III
caractéristique géométrique	L (m)		3	3	3
	b (m)		0.2	0.2	0.2
	B		0.6	0.6	0.6
	I		0.45	0.45	0.45
	Nu		2512.71	2034.76	429.46
Sollicitation de calcul	Mu		3866.016	3243.017	722.55
	eu		1.538584238	1.593808115	1.682461696
	nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Tu		122.24	113.37	66.34
	$\sigma_{\max}$		17.07457	14.20132333	3.124266667
	$\sigma_{\min}$		8.591146605	7.206704366	1.605666275
	lt (m)		1.995802836	1.990093184	1.981592576
	d		2.85	2.85	2.85
	M		7258.1745	5989.943	1302.321
	μ		0.205517188	0.169606868	0.036875574
	observation		SSA	SSA	SSA
	β		0.884	0.9065	0.982
	A _{tcal} (cm²)		9.205097702	7.09388985	0.896767231
Armatures verticale tendues	A _{t adoptée} (cm²)		12.06	9.23	9.23
	espacement		10	10	10
	choix des armatures		6HA16	6HA14	6HA14
	A _{t min} (cm²)		7.983211346	7.960372735	7.926370302
	lc (m)		2.4	2.4	2.4
	Ac min (cm²)		4.8	4.8	4.8
	Ac adoptée (cm²)		12.04	12.04	12.04
armatures verticales de la zone courante	espacement		20	20	20
	choix des armatures		2(12HA8)	2(12HA8)	2(12HA8)
	A _{v tot} (cm²)		36.16	30.5	30.5
	A _{v tot min} (cm²)		9	9	9
	A _{v adoptée /nappe} (cm²)		6HA16+12HA8	6HA14+12HA8	6HA14+12HA8
Armatures de coutures	Avj		4.70624	4.70624	4.70624
Armature horizontale	Ah (cm²) totale		9.04	9	9
	Ah adoptée/nappe (cm²)		10.92	10.92	10.92
	choix des armatures		14HA10	14HA10	14HA10
	Espacement		20	20	20
Armatures transversales	At adoptée (cm²)		4 épingles en HA8/m2	4épingles en HA8/m2	4épingles en HA8/m2
Vérification des contraintes	N _s (KN)		3870.3	3067.94	661.96
	contraintes	$\bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$	$\tau_u = 0.2263703$	$\tau_u = 0.2099444$	$\tau_u = 0.12285185$
		$\bar{\tau}_{b_s} = 5\text{MPa}$	$\tau_{b_s} = 0.3169185$	$\tau_{b_s} = 0.2939222$	$\tau_{b_s} = 0.17199259$
		$\bar{\sigma}_{bc} = 15$	$\sigma_{bc} = 5.915719002$	$\sigma_{bc} = 4.750971738$	$\sigma_{bc} = 1.025102594$

Tableau 6.10 : ferrailage des voiles V2

	Zone	I	II	III	
caractéristique géométrique	L (m)	2.5	2.5	2.5	
	b (m)	0.2	0.2	0.2	
	B	0.5	0.5	0.5	
	I	0.260416667	0.260416667	0.260416667	
Sollicitation de calcul	Nu	2257.55	1693.2	312.2	
	Mu	2808.088	2437.575	527.541	
	eu	1.243865252	1.439626152	1.689753363	
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	Tu	120.32	102.29	66.95	
	$\sigma_{\max}$	17.9939224	15.08676	3.1565968	
	$\sigma_{\min}$	10.78305786	9.360287915	2.025756899	
	lt (m)	1.563221908	1.542799774	1.522762138	
	d	2.375	2.375	2.375	
	M	5347.83175	4342.425	878.766	
Armatures verticale tendues	μ	0.218052451	0.177058004	0.035830798	
Armatures verticale tendues	observation	SSA	SSA	SSA	
	β	0.876	0.9015	0.9825	
	A_{tcal} (cm²)	7.822626472	8.374089675	1.609929691	
	$A_{t\text{ adoptée}}$ (cm²)	9.23	9.23	6.78	
	espacement	10	10	10	
	choix des armatures	6HA14	6HA14	6HA12	
	$A_{t\min}$ (cm²)	6.252887633	6.171199096	6.091048553	
armatures verticales de la zone courante	lc (m)	2	2	2	
	Ac min (cm²)	4	4	4	
	Ac adoptée (cm²)	9.04	9.04	9.04	
	espacement	20	20	20	
	choix des armatures	2(9HA8)	2(9HA8)	2(9HA8)	
Armature verticale totale	$A_{v\text{ tot}}$ (cm²)	27.5	27.5	22.6	
	$A_{v\text{ tot min}}$ (cm²)	7.5	7.5	7.5	
	$A_{v\text{ adoptée/nappe}}$ (cm²)	6HA14+ 9HA8	6HA14+ 9HA8	6HA12+ 9HA8	
Armatures de coutures	A_{vj}	4.70624	4.70624	4.70624	
Armature horizontale	Ah (cm²) totale	7.5	7.5	7.5	
	Ah adoptée:nappe (cm²)	10.92	10.92	10.92	
	choix des armatures	14HA10	14HA10	14HA10	
	Espacement	20	20	20	
At adoptée (cm²)		4 épingles en HA8/m²	4 épingles en HA8/m²	4 épingles en HA8/m²	
Vérification des contraintes	N _s (KN)		4284.31	2552.06	485.98
	contraintes	$\bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$	$\tau_u = 0.267377778$	$\tau_u = 0.227311111$	$\tau_u = 0.148777778$
		$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b = 0.374328889$	$\tau_b = 0.318235556$	$\tau_b = 0.208288889$
		$\bar{\sigma}_{bc}=15$	$\sigma_{bc}= 7.915584296$	$\sigma_{bc}= 4.715122402$	$\sigma_{bc}= 0.910245364$

Tableau 6.11 : ferrailage des voiles V3

	Zone	I	II	III	
caracteristique géométrique	L (m)	2.25	2.25	2.25	
	b (m)	0.2	0.2	0.2	
	B	0.45	0.45	0.45	
	I	0.18984375	0.18984375	0.18984375	
Sollicitation de calcul	Nu	1273.8	778.91	206.46	
	Mu	2025.494	1455.472	775.62	
	eu	1.59011933	1.86860099	3.756756757	
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	Tu	29.55	18.4	2.19	
	$\sigma_{\max}$	14.8335941	10.3559304	5.055066667	
	$\sigma_{\min}$	10.6692687	7.66668355	4.085568551	
	lt (m)	1.30869961	1.29286703	1.244322712	
	d	2.1375	2.1375	2.1375	
	M	3315.2165	2244.11838	984.66075	
Armatures verticale tendues	μ	0.16688224	0.11296502	0.049566111	
	observation	SSA	SSA	SSA	
	β	0.909	0.94	0.9745	
	A_{tcal} (cm²)	10.8111738	8.44958887	6.65635531	
	$A_{t\text{ adoptée}}$ (cm²)	12.06	12.06	6.78	
	espacement	10	10	10	
	choix des armatures	6HA16	6HA16	6HA12	
	$A_{t\min}$ (cm²)	5.23479846	5.17146812	4.977290847	
armatures verticales de la zone courante	lc (m)	1.8	1.8	1.8	
	Ac min (cm²)	3.6	3.6	3.6	
	Ac adoptée (cm²)	12.04	12.04	12.04	
	espacement	15	15	15	
	choix des armatures	2(12HA8)	2(12HA8)	2(12HA8)	
Armature verticale totale	$A_v\text{ tot}$ (cm²)	36.16	30.5	25.6	
	$A_v\text{ tot min}$ (cm²)	6.75	6.75	6.75	
	$A_v\text{ adoptée /nappe}$ (cm²)	6HA16+12HA8	6HA116+12HA8	6HA12+12HA8	
Armatures de coutures	Avj	4.70624	4.70624	4.70624	
Armature horizontale	Ah (cm²) totale	9.04	7.625	6.75	
	Ah adoptée (cm²)	10.92	10.92	10.92	
	choix des armatures	4HA10	4HA10	4HA10	
	Espacement	20	20	20	
Armatures transversales	At adoptée (cm²)	4 épingles en HA8/m2	5 épingles en HA8/m2	6 épingles en HA8/m2	
Vérification des contraintes	Ns (KN)	1820.36	1106.34	42.21	
	contraintes	$\bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$	$\tau_u = 0.07296296$	$\tau_u = 0.0454321$	$\tau_u = 0.005407407$
		$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b = 0.10214815$	$\tau_b = 0.06360494$	$\tau_b = 0.00757037$
		$\bar{\sigma}_{bc}=15$	$\sigma_{bc}=3.6101063$	$\sigma_{bc}=2.23164902$	$\sigma_{bc}=0.086425061$

Tableau 6.12 : ferrailage dU voile V4

	Zone	I	II	III	
caracteristique géométrique	L (m)	1.88	1.88	1.88	
	b (m)	0.2	0.2	0.2	
	B	0.376	0.376	0.376	
	I	0.11074453	0.11074453	0.110744533	
	Nu	896.81	614.51	8.99	
Sollicitation de calcul	Mu	1195.236	950.484	225.68	
	eu	1.33276391	1.5467348	25.10344828	
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	Tu	22.69	17.99	10.79	
	$\sigma_{\max}$	12.5303005	9.70204674	1.939482232	
	$\sigma_{\min}$	10.7927312	8.5826717	2.037564015	
	lt (m)	1.01003014	0.99754601	0.916817751	
	d	1.78	1.78	1.78	
	M	1948.5564	1466.6724	233.2316	
	Armatures verticale tendues	μ	0.14144365	0.1064642	0.016930035
observation		SSA	SSA	SSA	
β		0.9235	0.944	0.992	
A_{tcal} (cm²)		7.2141465	6.4585757	3.077391854	
$A_{\text{t adoptée}}$ (cm²)		8.04	8.04	4.52	
espacement		10	10	10	
choix des armatures		4HA16	4HA16	4HA12	
$A_{\text{t min}}$ (cm²)		4.04012055	3.99018403	3.667271004	
armatures verticales de la zone courante	lc (m)	1.504	1.504	1.504	
	Ac min (cm²)	3.008	3.008	3.008	
	Ac adoptée (cm²)	7.02	7.02	7.02	
	espacement	20	20	20	
	choix des armatures	2(7HA8)	2(7HA8)	2(7HA8)	
Armature verticale totale	$A_{\text{v tot}}$ (cm²)	23.1	23.1	16.06	
	$A_{\text{v tot min}}$ (cm²)	5.64	5.64	5.64	
	$A_{\text{v adoptée /nappe}}$ (cm²)	4HA16+7HA8	4HA16+7HA8	4HA12+7HA8	
Armatures de coutures	A_{vj}	4.70624	4.70624	4.70624	
Armature horizontale	Ah (cm²) totale	5.775	5.775	5.64	
	Ah adoptée (cm²)	10.92	10.92	10.92	
	choix des armatures	4HA10	4HA10	4HA10	
	Espacement	20	20	20	
Armatures transversales	$A_{\text{t adoptée}}$ (cm²)	4 épingles en HA8/m2	5 épingles en HA8/m2	6 épingles en HA8/m2	
Vérification des contraintes	N_s (KN)		1472.13	898.99	10.79
	contraintes	$\bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$	$\tau_u = 0.06705083$	$\tau_u = 0.05316194$	$\tau_u = 0.031885343$
		$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b = 0.09387116$	$\tau_b = 0.07442671$	$\tau_b = 0.04463948$
		$\bar{\sigma}_{bc}=15$	$\sigma_{bc} = 3.58487763$	$\sigma_{bc} = 2.18918787$	$\sigma_{bc} = 0.026968932$

Chapitre 7

Etude de l'infrastructure

Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- un effort normal : charge et surcharge verticale,
- une force horizontale : résultante de l'action sismique,
- un moment 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 bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, on distingue les semelles isolées, semelles filantes et radier.
- **fondations profondes** : utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

7-1- Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude donnés par le bureau d'étude **URTO** sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

7-2- Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. Ce choix est défini par :

- la capacité portante du sol,
- le type de l'ouvrage à fonder
- la profondeur du bon sol

En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

7-3- Dimensionnement

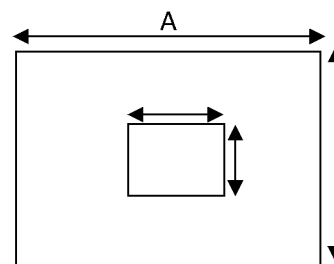
7-3-1 Semelles isolées

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\text{Homothétie des dimensions : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}}$$



Exemple :

$$N_{ser}=1711.73KN, \quad \bar{\sigma}_{sol}=200KN/m^2 \quad \Rightarrow \quad B=2.93m$$

Remarque

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, le risque de chevauchement est inévitable. Nous proposons alors de vérifier semelles filantes.

7-3-2- Semelles filantes

7-3-2-1- Semelle filantes sous voiles

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle.

G, Q : charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux 7.1 et 7.2 suivants :

Tableau 7.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	G+Q(KN)	L (m)	B (m)	S=B.L(m²)
V1	5630.5	3	9.38	28.14
V3	2099.05	2.25	4.66	10.485
somme				38.625

Tableau 7.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m²)
V2	4553.21	2.5	9.106	22.765
V4	277.79	1.88	0.739	1.389
somme				24.154

$$S_v = \sum S_i = 62.779 m^2 \quad \text{Avec : } S_v : \text{Surface totale des semelles filantes sous voiles.}$$

7-3-2-2- Semelle filantes sous poteaux

Le calcul se fera pour le portique longitudinal C (fil de poteaux le plus sollicité)

avec $N_{smax}=1711.73KN$.

Poteau	Ni=Gi+Qi (KN)	Mi (KN.m)	ei(m)	Ni xei (KN.m)
1	1009.54	2.409	-8.25	-8328.71
2	1598.85	1.172	-2.75	-4396.84
3	1711.73	0.415	2.75	4707.26
4	909.55	2.091	8.25	7503.79
Somme	5229.67	6.087		-514.5

a) Détermination de la résultante des charges R

$$R = \sum N_i = 5229.67 \text{ KN}.$$

b) Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = -0.09m$$

c) Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles

$$e = -0.09m < \frac{L}{6} = \frac{16.5}{6} = 2.75m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5229.67}{16.5} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0.09)}{16.5}\right) = 327.32 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5229.67}{16.5} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0.09)}{16.5}\right) = 306.58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{5229.67}{16.5} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.09)}{16.5}\right) = 311.76 \text{ KN/m}^2$$

d) Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{\sigma_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{311.76}{200} = 1.56m$$

On prend $B = 1.60m$.

$$\text{Ce qui donne : } S = 1.60 \times 16.5 = 26.4m^2$$

Ainsi la surface totale des semelles filantes sous poteaux : $S_{tsf} = S \times n$

n : Nombre de fil dans le sens considéré.

$$S_{tsf} = 26.4 \times 4 = 105.6m^2$$

Remarque :

- La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 291.84m^2$
- La surface totale des semelles filantes: $S_t = S \times n + S_v$
- $S_t = 105.6 + 62.779 = 168.38 m^2$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{168.38}{291.84} = 0.58 = 58\% \Rightarrow S_t > 50\% S_{bat}$$

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du bâtiment, on opte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

7-3-3-Etude du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

7-3-3-1- Prédimensionnement du radier

L'épaisseur minimale du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

a) Condition forfaitaire

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$\frac{505}{8} \leq h \leq \frac{505}{5} \Rightarrow 63.125 \leq h \leq 101cm$$

b) Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

avec L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen.

I : l'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : module de déformation longitudinale déferée $E = 10818.86$ MPa.

L_{max} : distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5.05}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1.06m$$

- **La dalle :** la dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- $h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$, avec un minimum de 25cm

$$- h_d \geq \frac{505}{20} = 25.25 \text{ cm}$$

avec h_d : hauteur de la dalle du radier.

Soit $h_d = 30 \text{ cm}$

▪ **La nervure** : la nervure du radier doit avoir une hauteur :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{505}{10} = 50.5 \text{ cm}$$

h_n : hauteur de la nervure.

Soit $h_n = 100 \text{ cm}$

La base de la nervure

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$$

$$0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100 = 40 \text{ cm} \leq b_n \leq 70 \text{ cm}$$

On prend $b_n = 55 \text{ cm}$

7-3-3-2-Calcul de la surface nécessaire au radier

a) Combinaison d'actions

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 47719.31 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 34731.63 \text{ KN}$$

avec : Charge permanente : $G_{\text{bat}} = 29187.76 \text{ KN}$.

Surcharge d'exploitation : $Q_{\text{bat}} = 5543.87 \text{ KN}$.

b) Détermination de la surface nécessaire du radier

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\checkmark \text{ A l'ELU : } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{47719.31}{2 \times 200} = 119.3 \text{ m}^2$$

$$\checkmark \text{ A l'ELS : } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{34731.64}{200} = 86.83 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{bat}} = 291.84 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = \max(86.83, 119.3) \text{ m}^2 = 119.3 \text{ m}^2$$

Remarque

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

On prend: $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$$

$$S_{\text{rad}} = 291.84 + [(15.2 + 19.2)] \times 2 \times 0.50 = 291.84 + 34.4 = 326.24 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = 326.24 \text{ m}^2$.

7-3-3-3- Détermination des efforts à la base du radier**a) Charges permanentes**

Poids propre de bâtiment : $G = 29187.76 \text{ KN}$

- Poids de radier

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle du radier} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

- Poids de la dalle

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times 25$$

$$P_{\text{de la dalle}} = (326.24 \times 0.3) \times 25 = 2446.8 \text{ KN}$$

- Poids des nervures

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot l_n \cdot 25$$

$$P_n = [(0.55 \times (1 - 0.3) \times 15.2 \times 4) + (0.55 \times (1 - 0.3) \times 19.2 \times 4)] \times 25$$

$$P_n = 1528.8 \text{ KN}$$

- Poids de TVO

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot 17$$

$$\text{Avec : } S_{\text{nerv}} = (0.55 \times 16.2 \times 4) + (0.55 \times 20.2 \times 4) = 87.36 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{T.V.O}} = [(326.24 - 87.36) \times (1 - 0.3)] \times 17 = 2842.7 \text{ KN.}$$

- Poids de la dalle flottante libre

$$P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{\text{df}} = 326.24 \times 0.1 \times 25 = 815.6 \text{ KN. } (e_p = 10 \text{ cm}).$$

$$G_{\text{rad}} = 2446.8 + 1528.8 + 2842.7 + 815.6 = 7633.9 \text{ KN}$$

b) Surcharges d'exploitations

Surcharge de bâtiment : $Q = 5543.87 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q = 2.5 \times 326.24 = 815.6 \text{ KN}$

c) Poids total de la structure

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{sup}} = 7633.9 + 29187.76 = 35729.55 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{sup}} = 815.6 + 5543.87 = 6359.47 \text{ KN}$$

d) Combinaisons d'actions

$$\text{A L'ELU : } N_{\text{total}} = 1.35 G_{\text{tot}} + 1.5 Q_{\text{tot}} = 62179.61 \text{ KN.}$$

$$\text{A L'ELS : } N_{\text{total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 42089.02 \text{ KN.}$$

7-3-3-4- Les vérifications**a) Vérification à la contrainte de cisaillement**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 60 = 54 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{62179.61 \times 1}{326.24} \times \frac{5.05}{2} = 481.25 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{481.25}{1 \times 0.27} = 1782.41 \text{ KN/m}^2 = 1.78 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la stabilité du radier

• Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 8.1 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 10.1 \text{ m}$$

Avec : S_i : aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : centre de gravité du panneau considéré.

• Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 11127.25 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 7156.74 \text{ m}^4.$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- effort normal (N) dû aux charges verticales,
- moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

M_0 : moment sismique à la base du bâtiment,

T_0 : effort tranchant à la base du bâtiment,

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

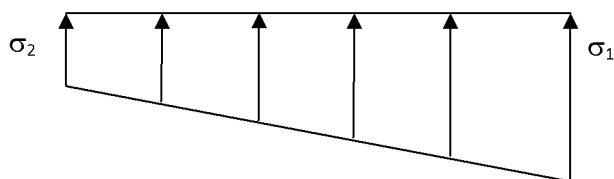


Fig.7.1 Diagramme des contraintes

$$\text{à l'ELU: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{SOL} \quad (\text{RPA99/2003 .Art.10.1.4.1})$$

$$\text{à l'ELS: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

▪ **Sens longitudinal :**

$$M_y = 2795.534 + 146.88 \times 1 = 2942.414 \text{ KN.m}$$

• **à l'ELU : $M_y = 2942.414 \text{ KN.m}$**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{62179.61}{326.24} + \frac{2942.414}{11127.25} \times 10.1 = 193.26 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{62179.61}{326.24} - \frac{2942.414}{11127.25} \times 10.1 = 187.92 \text{ KN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3 \times 193.26 + 187.92}{4} = 191.93 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad 2\sigma_{SOL} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **à l'ELS : $M_y = 2942.414 \text{ KN.m}$**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{42089.02}{326.24} + \frac{2942.414}{11127.25} \times 10.1 = 131.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{42089.02}{326.24} - \frac{2942.414}{11127.25} \times 10.1 = 126.34 / \text{KNm}^2$$

$$\text{D'où } \sigma_m = \frac{3 \times 131.68 + 126.34}{4} = 130.35 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Sens transversal**

$$M_x = 2945.804 + 153.95 \times 1 = 3068.96 \text{ KN.m}$$

• **à l'ELU : $M_x = 3068.96 \text{ KN.m}$**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{62179.61}{326.24} + \frac{3068.96}{7156.74} \times 8.1 = 194.07 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{62179.61}{326.24} - \frac{3068.96}{7156.74} \times 8.1 = 187.12 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où } \sigma_m = \frac{3 \times 194.07 + 187.12}{4} = 192.33 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad 2\sigma_{SOL} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

- à l'ELS: $M_X = 3068.96 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \cdot V = \frac{42089.02}{326.24} + \frac{3068.96}{7156.74} \times 8.1 = 132.49 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \cdot V = \frac{42089.02}{326.24} - \frac{3068.96}{7156.74} \times 8.1 = 125.54 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 132.49 + 125.54}{4} = 130.75 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée

c) Vérification au poinçonnement BAEL1999 (Art.A.5.2.42)

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

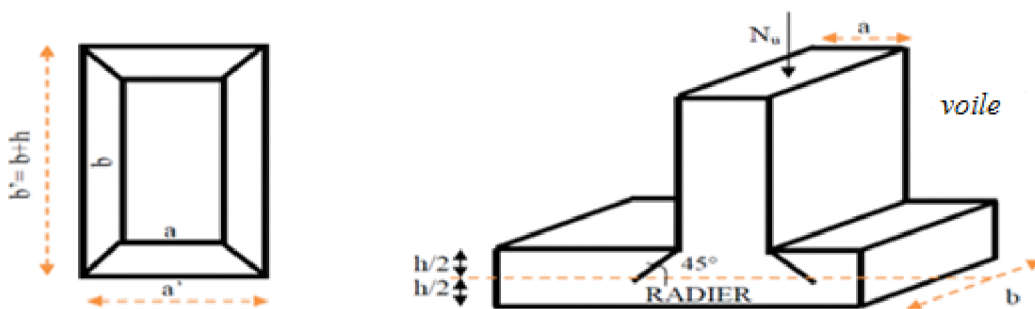


Figure 7.2: Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c

$$\text{Poteaux : } \mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2 \times h) = 2(0.45 + 0.55 + 2 \times 1) = 6 \text{ m}$$

$$\text{Voile : } \mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2 \times h) = 2(0.2 + 1 + 2 \times 1) = 6.4 \text{ m}$$

- Vérification pour les poteaux :

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_u = 2029.87 \text{ kN} \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 4500 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Vérification pour les Voile :

$$N_u = 2601.16 \text{ kN} \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 4800 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

7-4- Ferrailage du radier

7-4-1-ferrailage de la dalle

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs on considérera le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

Pour l'étude, on utilisera la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

On distingue deux cas : selon $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec $L_x < L_y$

1^{er} cas :

Si $\rho \leq 0.4 \longrightarrow$ Flexion longitudinal négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} ; \text{ et } M_{0y} = 0$$

2^{ème} cas :

$0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ Les deux flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens)

• Moments fléchissant

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

• Identification du panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.50}{5.50} = 0,81$$

$0,4 < \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens

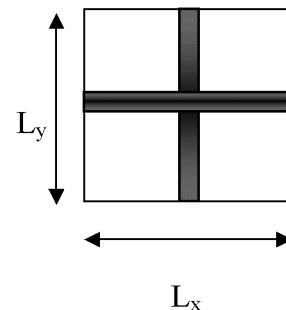


Fig. 7.3 : Entre axes du panneau le plus sollicité

Nous allons soustraire la contrainte moyenne maximale.

• La contrainte moyenne max à l'ELU

$$\sigma_m = \frac{3}{4} \frac{\sigma_{sup} + \sigma_{inf}}{4} = 192.33 \text{KN/m}^2$$

• La contrainte moyenne max à l'ELS

$$\sigma_m = \frac{3}{4} \frac{\sigma_{sup} + \sigma_{inf}}{4} = 130.75 \text{KN/m}^2$$

$$\text{à l'ELU : } q_{um} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (192.33 - 1.35 \times \frac{7633.9}{326.24}) = 160.74 \text{KN/m}^2$$

$$\text{à l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (130.75 - \frac{7633.9}{326.24}) = 107.35 \text{ KN/m}^2$$

a) Calcul des armatures à l'ELU

▪ Evaluation des moments M_x, M_y

$$\nu=0 ; \rho = 0.81 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0553 \\ \mu_y = 0.613 \end{cases}$$

On aura donc :
$$\begin{cases} M_x = 0.0553 \times 160.74 \times 4.50^2 = 180 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.613 \times 180 = 110.34 \text{ KNm} \end{cases}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients suivants :

0.85 : pour les moments en travées,

0.5 : pour les moments sur appuis intermédiaires.

▪ Moment aux appuis

$$\begin{cases} M_{ax} = -0.5 \times 180 = 90 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0.5 \times 110.34 = 55.17 \text{ KNm} \end{cases}$$

▪ Moments en travées

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times 180 = 153 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times 110.34 = 93.79 \text{ KNm} \end{cases}$$

• Ferrailage suivant le sens x-x

✓ Sur appuis

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{90 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.086 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.148 \rightarrow \beta_u = 0.955$$

$$A_{ax} = \frac{M_{xa}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{90 \times 10^3}{0.955 \times 27 \times 348} = 10.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ax} = 10.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 7 HA 14 /ml = 10.77 cm²/ml . avec ..St = 14 cm

✓ En travée

$$\mu_u = \frac{M_{xt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{153 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.148 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.148 \rightarrow \beta_u = 0.919$$

$$A_{tx} = \frac{M_{xt}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{147.03 \times 10^3}{0.919 \times 27 \times 348} = 17.72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx} = 17.72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 9 HA 16 / ml = 18.09 cm²/ml . avec . St = 10 cm

• **Ferrailage transversal suivant le sens y-y**

✓ **Sur appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{ya}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{55.17 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.05 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.05 \rightarrow \beta_u = 0.9965$$

$$A_{ya} = \frac{M_{ya}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{55.17 \times 10^3}{0.9965 \times 27 \times 348} = 5.89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ya} = 5.89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 6 HA 12 / ml = 6.15 cm²/ml . avec . St = 16 cm

✓ **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{yt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{93.79 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.09 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.090 \rightarrow \beta_u = 0.953$$

$$A_{yt} = \frac{M_{yt}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{93.79 \times 10^3}{0.953 \times 27 \times 348} = 10.47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{yt} = 10.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 7 HA 14 / ml = 10.77 cm²/ml . avec . St = 14 cm

7-4-2- Vérification à l'état limite ultime

a) Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \rho}{2} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0.81}{2} = 2,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} A_a^x = 10.77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_a^y = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_t^x = 18.09 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_t^y = 10.77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

b) Vérification des espacements BAEL1999 (Art 8.2, 42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens x-x

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

$$S_t = 16\text{cm} < 33\text{cm}$$

Sens y-y

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$$

c) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_y}{2} = \frac{160.74 \times 5.50}{2} = 442.035 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{442.035 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.64 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} \leq \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} f_{cj}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{2.5 ; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.64 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

7-4-3- Vérifications à l'ELS

Les vérifications seront faites suivant la plus petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée

a) Evaluation des moments M_x , M_y

$$\nu=0.2 ; \rho = 0.81 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.723 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0.0621 \times 107.37 \times 4.5^2 = 135 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.723 \times 135 = 98.83 \text{ KNm} \end{cases}$$

- Moments sur appuis :**

$$\begin{cases} M_x = -0.5 \times 135 = -76.5 \text{ KN.m} \\ M_y = -0.5 \times 98.83 = -49.415 \text{ KNm} \end{cases}$$

- Moments en travées :**

$$\begin{cases} M_x = 0.85 \times 135 = 114.75 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.85 \times 98.83 = 84 \text{ KNm} \end{cases}$$

b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton

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

$$\text{ona} : \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 18,09}{100 \times 27} = 0,67 \Rightarrow \beta_1 = 0,880 \quad \alpha_1 = 0,360 \quad K_1 = 26,67$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{26,67} = 0,037$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{114,75 \times 10^6}{0,898 \times 270 \times 1206} = 266,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,037 \times 266,97 = 9,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,88 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

c) Vérification de la contrainte de compression dans les aciers

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

Conclusion

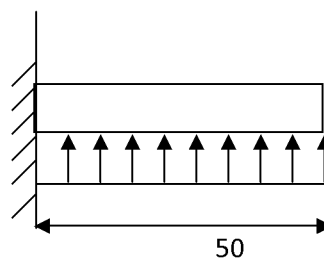
Le ferrailage adopté pour la dalle du radier est donné dans le tableau 7. 4 qui suit :

Tableau 7.4 : ferrailage de la dalle du radier

	Sens XX	Sens YY
En appuis	7HA14	6HA12
En travée	9HA16	7HA14

7-4-4- Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longue 50cm, soumise à une charge uniformément répartie.



a) Sollicitation de calcul

A l'ELU : $q_u = 160.74 \text{ kN/ml}$.

$$M_u = \frac{-q_u \cdot L^2}{2} = \frac{-160.74 \times 0.5^2}{2} = -20.01 \text{ kN.m}$$

A l'ELS : $q_s = 107.35 \text{ kN/ml}$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{-107.35 \times 0.5^2}{2} = -14.84 \text{ kN.m}$$

b) Calcul des armatures a l'ELU

• Armatures principales

 $b = 1 \text{ m}$; $d = 27 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{20.01 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.019 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.019 \rightarrow \beta_u = 0.9905$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{20.01 \times 10^3}{0.9905 \times 27 \times 348} = 2.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_u = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St=20 \text{ cm}$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 4 \text{ HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St=25 \text{ cm}$

c)Vérification à l'ELU

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

d)Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{20.01}{14.84} = 1.35$$

$$\mu_s = 0.014 \rightarrow \alpha = 0.0176$$

$$\alpha = 0.0176 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{C28}}{100} = \frac{1.35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

 $\Rightarrow$ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

7-3-4-6- Ferrailage de la nervure

Le ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées

Recommandations du RPA2003

$$A_{\min} \geq 0.006 b \times h = 0.006 \times 55 \times 100 = 33 \text{ cm}^2$$

a) Sens longitudinal Y-Y

e

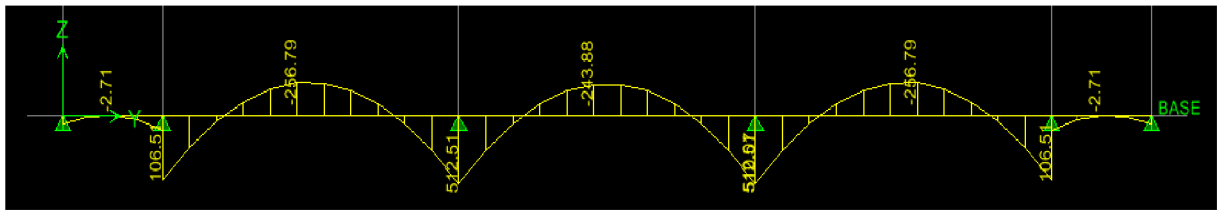


Figure 7.4 : Diagramme des moments fléchissant dans le sens longitudinal à l'ELU

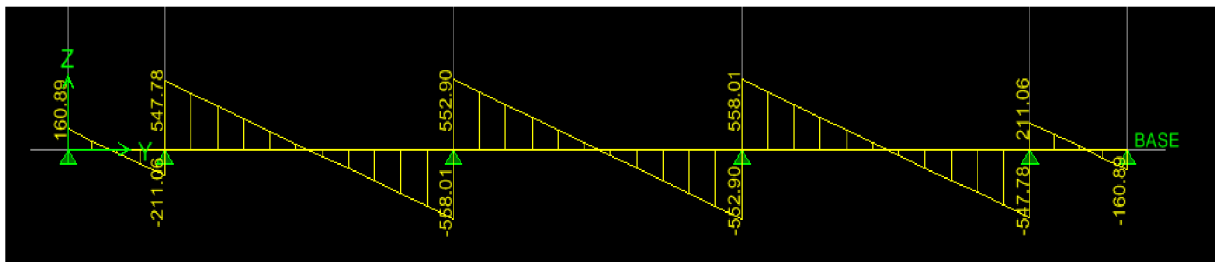


Figure 7.5 : Diagramme des efforts tranchants dans le sens longitudinal à l'ELU

$$M_a^{\max} = 512.51 \text{ kN.m} \quad M_t^{\max} = 256.79 \text{ kN.m}$$

aux appuis

$$\mu_x = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{512.51 \times 10^3}{60 \times 97^2 \times 14.2} = 0.064 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Du tableau : $\mu_x = 0.064 \Rightarrow \beta = 0.967$

$$A_{ax} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{512.51 \times 10^2}{0.967 \times 97 \times 34.8} = 15.7 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA16_{chap} + 4HA20_{Fil} = 20.6 \text{ cm}^2$

En travée

$$\mu_x = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{256.79 \times 10^3}{60 \times 97^2 \times 14.2} = 0.032 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Du tableau : $\mu_x = 0.032 \Rightarrow \beta = 0.984$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{256.79 \times 10^2}{0.984 \times 97 \times 34.8} = 7.73 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA16_{chap} + 4HA16_{fillantes} = 16.08 \text{ cm}^2$

b) Sens transversal suivant XX

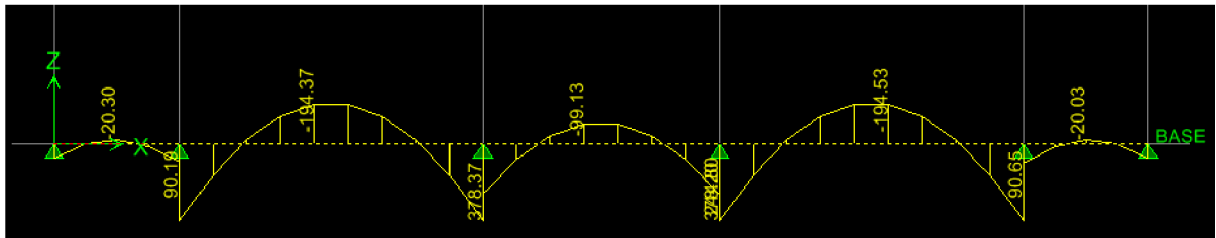


Figure 7.6 : Diagramme des moments fléchissant dans le sens transversal à l'ELU

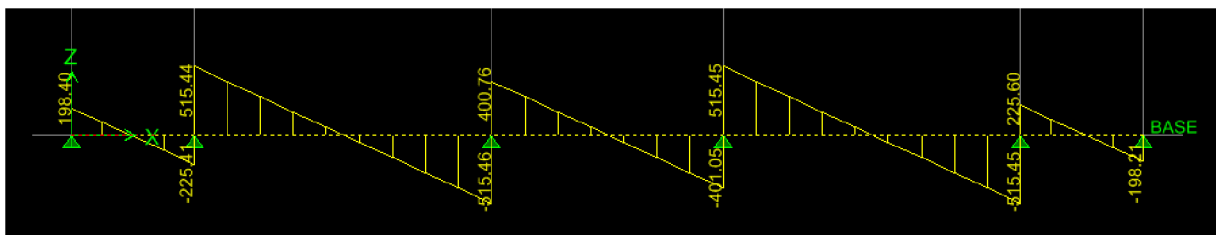


Figure 7.7 : Diagramme des efforts tranchants dans le sens longitudinal à l'ELU

$$M_a^{\max} = 378.37 \text{ kN.m} ; M_t^{\max} = 194.53 \text{ kN.m}$$

aux appuis

$$\mu_y = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{378.37 \times 10^3}{60 \times 97^2 \times 14.2} = 0.047 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Du tableau : $\mu_x = 0.047 \Rightarrow \beta = 0.9755$

$$A_{ay} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{378.37 \times 10^2}{0.9755 \times 97 \times 34.8} = 11.49 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA16_{chap} + 4HA20_{Fil} = 20.6 \text{ cm}^2$

En travée

$$\mu_y = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{194.53 \times 10^3}{60 \times 97^2 \times 14.2} = 0.024 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Du tableau : $\mu_y = 0.024 \Rightarrow \beta = 0.988$

$$A_{ty} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{194.53 \times 10^2}{0.988 \times 97 \times 34.8} = 5.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA16_{chap} + 4HA16_{fillantes} = 16.08 \text{ cm}^2$$

7-4-5- Vérifications à l'ELU

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL1999)

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 97 \times 2.1}{400} = 7.03 \text{ cm}^2$$

• Sens longitudinal YY

$$\text{Au appuis : } A_u = 20.6 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.03 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travée : } A_u = 16.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.03 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

• Sens transversal suivant y-y :

$$\text{Aux appuis : } A_u = 20.6 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.03 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travée : } A_u = 16.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.03 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL199.art A.5.1.21)

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{558.01 \times 10^3}{600 \times 970} = 0.96 \text{ MPa}$$

En considérant que la fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.96 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

7-3-4-8- Vérification a l'ELS

On se dispensera des vérifications si la condition suivante est vérifiée :

Sens longitudinal

En travée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{256.79}{153.58} = 1.67$$

$$\alpha = 0.0406 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.585 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En appui

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{512.51}{315.10} = 1.62$$

$$\alpha = 0.0828 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.56 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal**En travée**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{194.53}{135.09} = 1.44$$

$$\alpha = 0.0304 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.47 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

En appui

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{378.37}{239.47} = 1.58$$

$$\alpha = 0.0615 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.54 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La condition $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.

7-4-6- Armatures transversales**a) Exigences du RPA pour les armatures transversales (Art 7.5.2.2/RPA2003)**

- **Zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min\left(\frac{100}{4}, 12 \times 1.4\right) = \min(25 \text{ cm}, 16.8 \text{ cm}) = 16.8 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } S_t^{\max} = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante**

$$S_t^{\max} \leq \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } S_t^{\max} = 15 \text{ cm}$$

b) Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

- **Armatures transversales**

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

$$\text{soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

▪ **Espacement des armatures :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{20 ; 19.2\}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$.

-En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 50 \text{ cm}.$$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$.

▪ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.70 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

7-4-7 Armatures de peau (BAEL/Art 8.3)

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées. Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm , la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1 \times 1.00} = 3 \Rightarrow 1.5 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc 2HA14 avec $A_s = 3.08 \text{ cm}^2/\text{parois}$

Conclusion générale

En conclusion de cette étude nous retenons les points essentiels suivants :

- *le dimensionnement des poteaux obéit à la condition de la rotule plastique telle que*

$$I_{\text{poteau}} \geq 1.25 I_{\text{poutre}}$$

- *les sections des poteaux change chaque trois niveaux :*
*(45*55) pour le 1^{er}, 2^{ee} et 3^{eme} niveau,*
*(40*50) pour le 4^{er}, 5^{ee} et 6^{eme} niveau,*
*(35*45) pour le 7^{er}, 8^{ee} et 9^{eme} niveau.*
- *le dimensionnement et le ferraillage des éléments de la structure se basent sur les conditions du RPA2003.*

- *Les combinaisons utilisées pour le ferraillage de la structure sont :*

Selon le BAEL 1999

Selon le RPA 2003

L'ELU : 1.35G+1.5Q

0.8G±E

L'ELS : G+Q

G+Q±E

- *l'étude du contreventement nous donne le pourcentage d'efforts horizontaux repris par les voiles et portiques comme suit :*

Sens transversal : - voiles : 51.55%

-portiques : 48.45%

Sens longitudinal : - voiles : 67.88%

-portiques : 32.12%

- *le pourcentage d'efforts verticaux repris par les voiles est de 36.6%.*

Ce qui nous permis de conclure que le contreventement de notre structure est de type mixte

Par ailleurs les résultats de calcul par le logiciel ETABS révèlent que :

- *l'excentricité théorique est inférieure à l'excentricité accidentelle.*
- *les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents est inférieur à 1% de la hauteur d'étage.*
- *le taux de participation massique recommandé (90%) est obtenu au 11^{eme} mode*
- *la résultante des forces sismique à la base est inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.*
- *l'effet du 2^{eme} ordre (effet P-Δ) peut être négligé dans le cas de notre structure*
- *le calcul de l'infrastructure à aboutit à un radier général nervuré ferraillé avec la section minimale donnée par le (RPA, 2003)*

Références bibliographiques

Albert FUENTES, « Calcul pratique des ossatures en béton armé », Edition Eyrolles, Paris, 1973.

André COIN, « Ossatures des bâtiments », Edition EYROLLES.

JEAN PIERRE, « calcul des éléments simples et des structures de bâtiment », Edition Eyrolles, Paris 1992.

Marius DIVER, « Calcul pratique des tours en béton armé », Edition Dunod, Paris 1972.

Mohamed BELAZOUGUI, « Calcul des ouvrages en béton armé », Edition OPU.

Pierre CHARON, « Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé », Edition Eyrolles, Paris 1972.

Pierre CHARON « Le calcul pratique des sections de béton armé : Flexion simple et composée », Edition Eyrolles, Paris, 1973.

Victor DAVIDOVICI « Formulaire de béton armé », Edition le moniteur (Paris 1996).

DTR B-C2-2. Document technique réglementaire « charges et surcharges d'exploitation »,

DTR B-C 2-48. Règles parasismiques algériennes (addenda 2003), CGS, Alger, juin 2003.

DTU P18-702. Règles BAEL 91 révisées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites CSTB février 2000.

Annexe

Présentation du logiciel

ETABS

et fichier résultats

Etapes de modélisation

a) Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

- Choix des unités

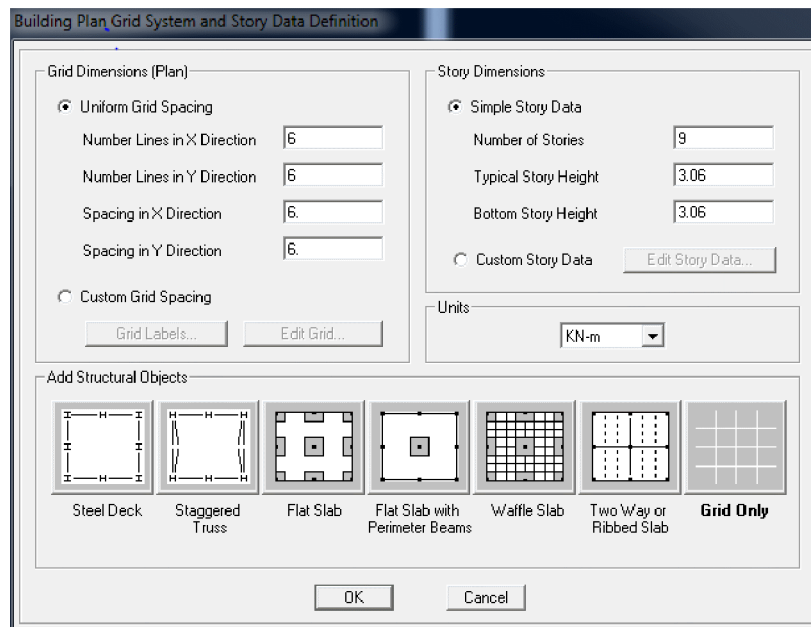
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



- Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.



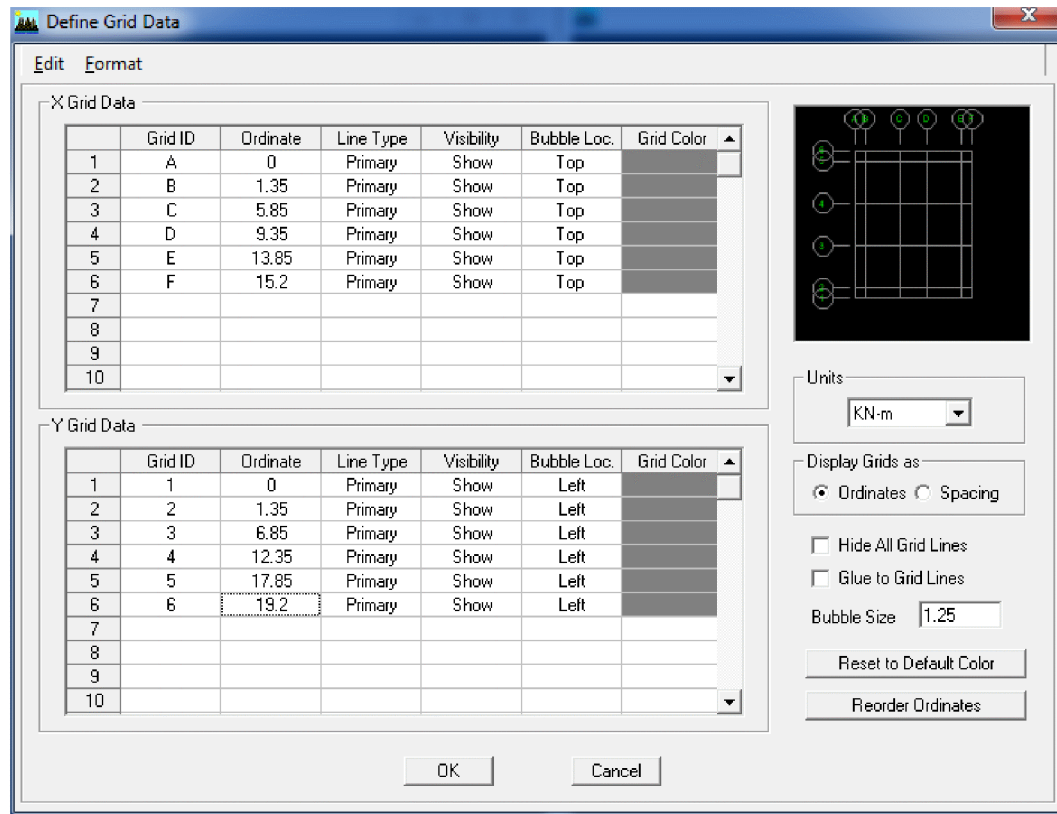
- Modification de la géométrie de base

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

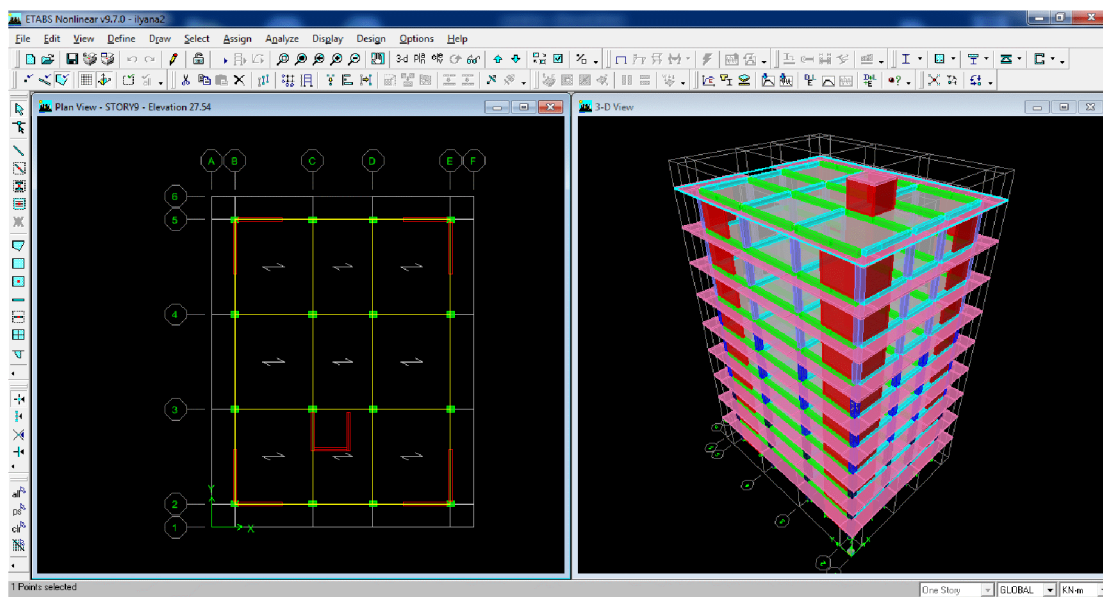
-On clique sur le bouton droit de la souris.

-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**



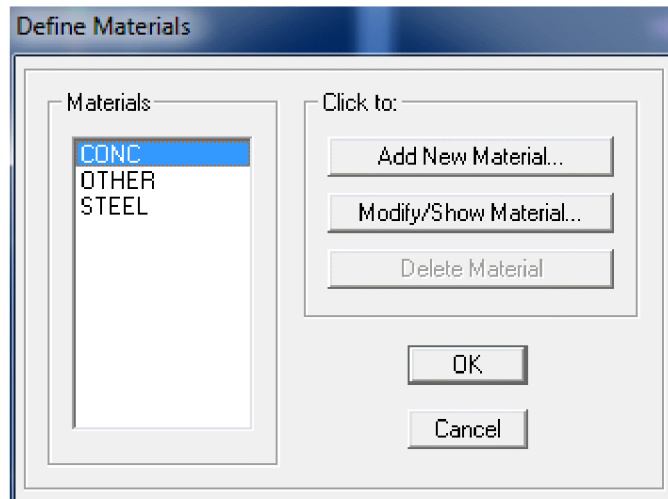
Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z



b) Deuxième étape

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** on sélectionne le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



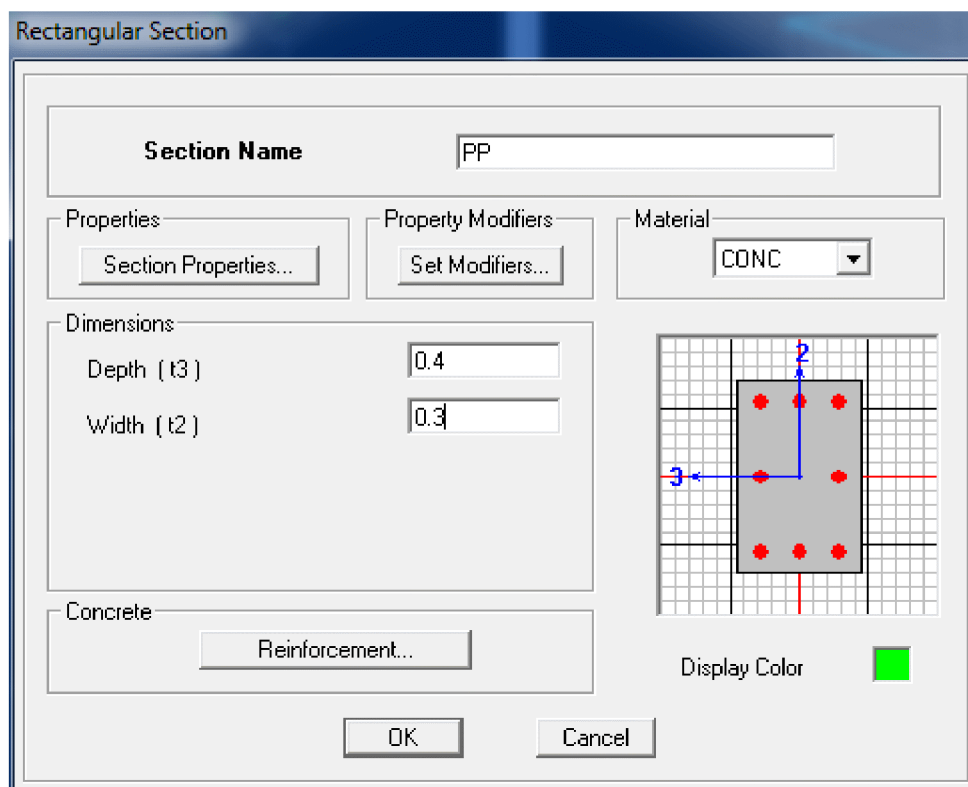
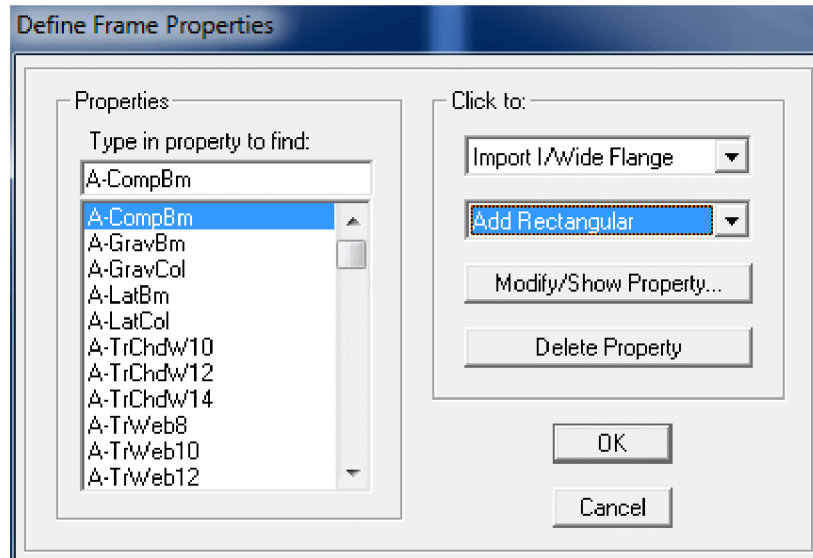
Material Name		Display Color	
CONC		Color	
Type of Material		Type of Design	
☒ Isotropic ☐ Orthotropic		Design: Concrete	
Analysis Property Data		Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	
Mass per unit Volume	25	Specified Conc Comp Strength, f'_c	25000.
Weight per unit Volume	25.	Bending Reinf. Yield Stress, f_y	400000.
Modulus of Elasticity	32164200.	Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys}	400000.
Poisson's Ratio	0.2	☐ Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06	Shear Strength Reduc. Factor	
Shear Modulus	13401750.		

c) Troisième étape

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



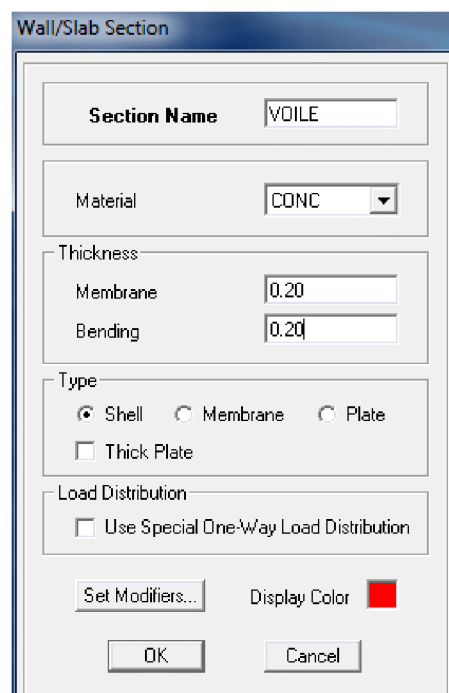
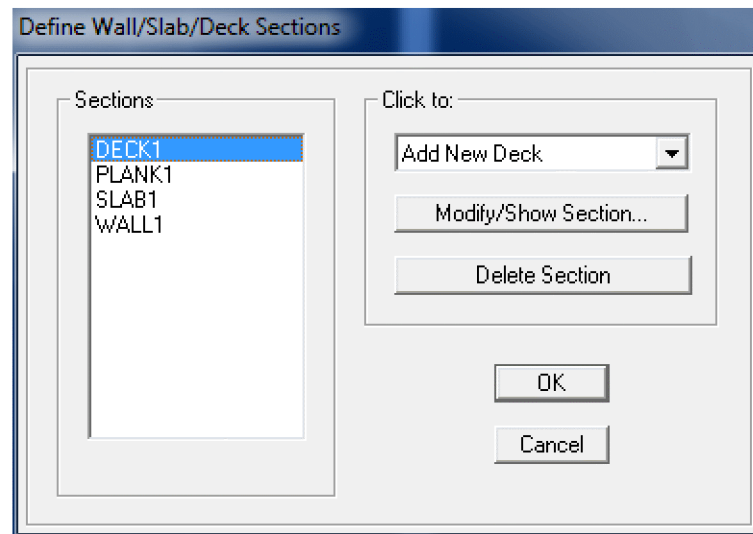
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inertie, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments

Après avoir finis de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (voile, plancher et dalle pleine).

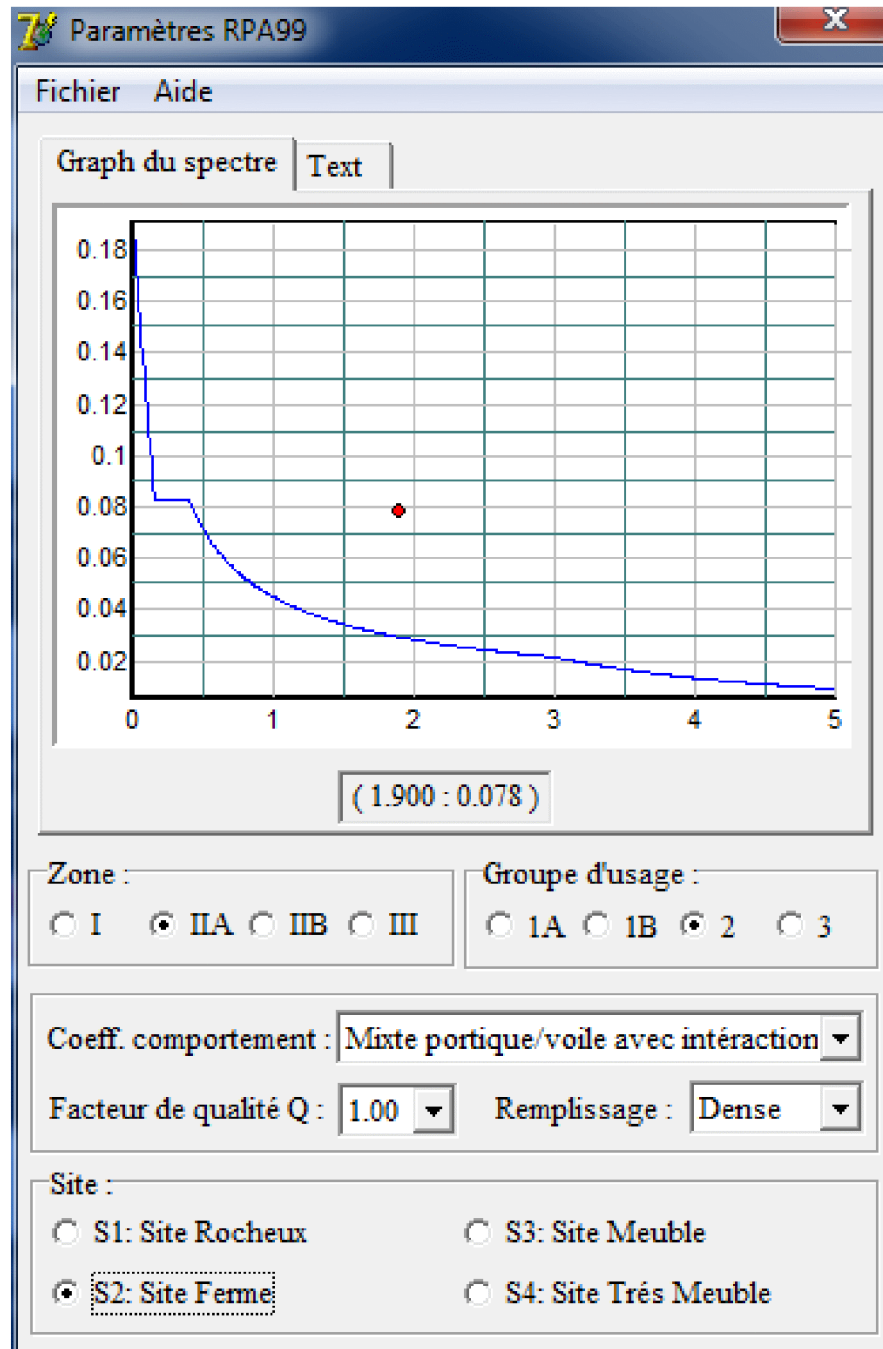
On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



d) Quatrième étape Charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse .

-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone.



Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**

Puis **enregistrer** sous le nom de **RPA**

Paramètres RPA99

Fichier Aide

Graph du spectre Text

0.000	0.190
0.010	0.180
0.020	0.170
0.030	0.170
0.040	0.160
0.050	0.150
0.060	0.150
0.070	0.140
0.080	0.130
0.090	0.120
0.100	0.120
0.110	0.110
0.120	0.100
0.130	0.097
0.140	0.090

Précision : 0.01

☒ SAP
☐ STAAD

Enregistrer

Zone :
☐ I ☒ IIA ☐ IIB ☐ III

Groupe d'usage :
☐ 1A ☐ 1B ☒ 2 ☐ 3

Coeff. comportement : Mixte portique/voile avec interaction

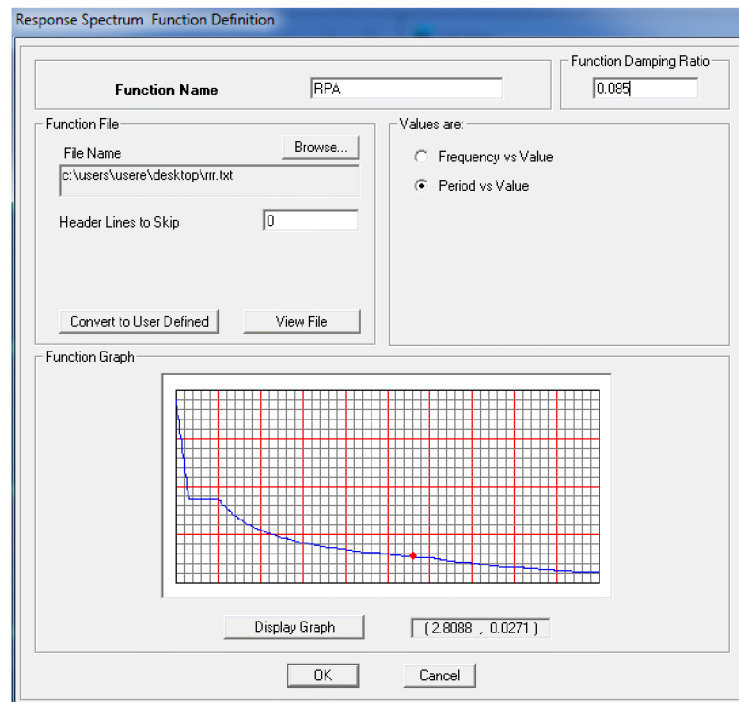
Facteur de qualité Q : 1.00 Remplissage : Dense

Site :
☐ S1: Site Rocheux ☐ S3: Site Meuble
☒ S2: Site Ferme ☐ S4: Site Très Meuble

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

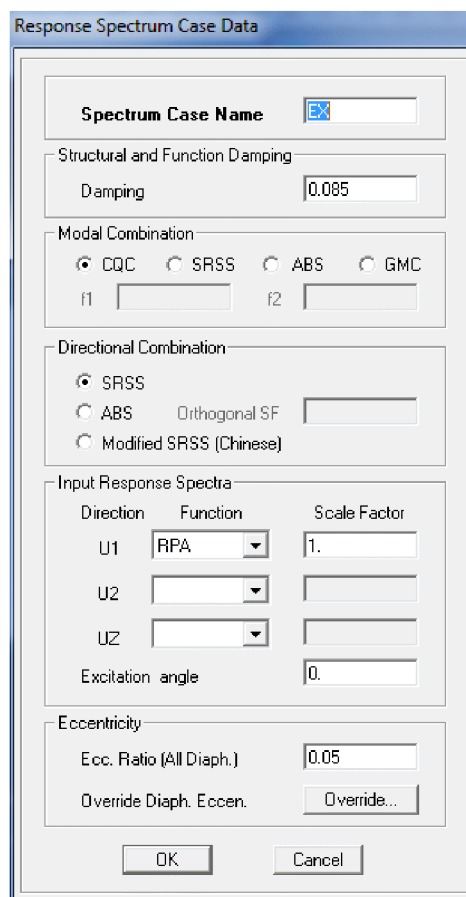
Define —→ **Response Spectrum Functions** —→ **Spectrum from file.**

Function Name (nom du spectre): RPA.



Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Reponses** **spectrum cases** → **Add New Spectrum**



Dans la partie Input response spectra, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

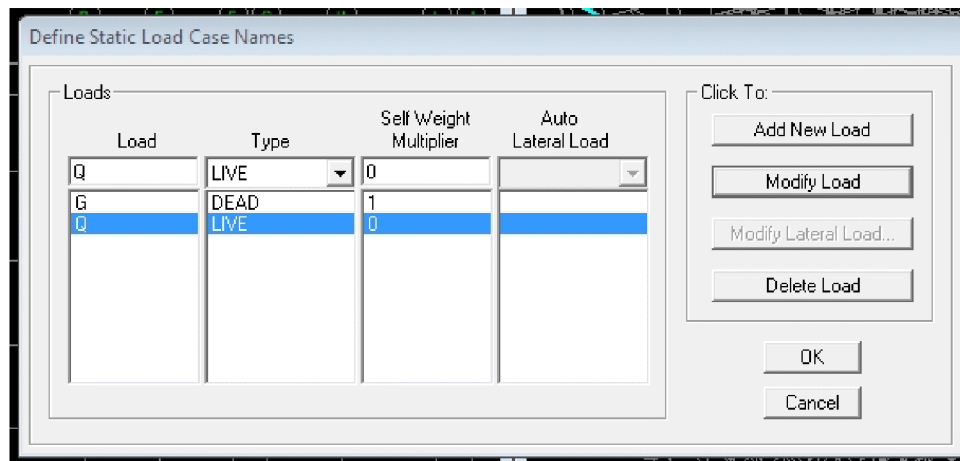
e) Chargement de la structure

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- Définition des charges statiques (G et Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation

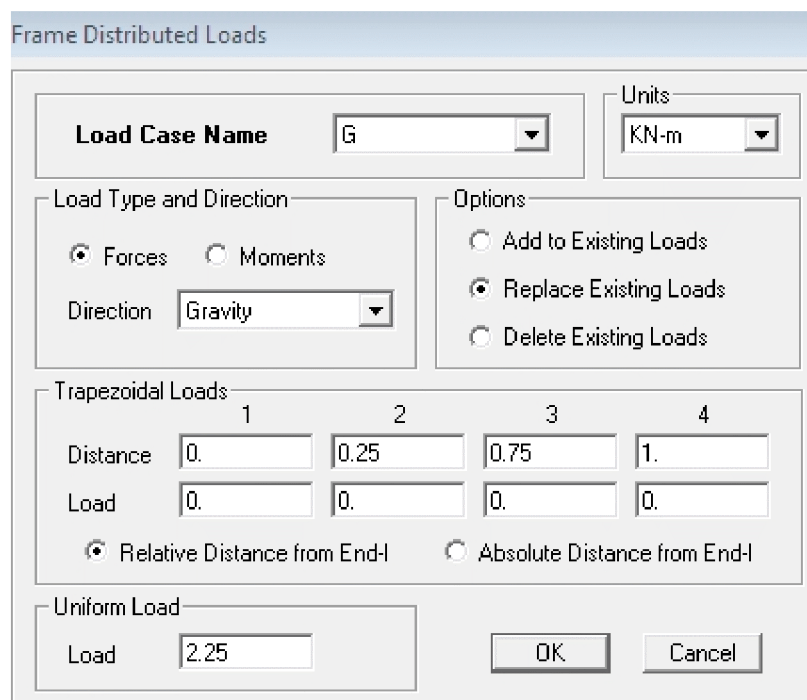
Q, pour les définir on clique sur : **Define** → **Load Cases**.



- chargement des poutres

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient  en cliquant sur

Assign → **Frame/line loads** → **Distributed**.



Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case Load.

f) Introduction des combinaisons d'action

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformation sont :

- **Combinaison aux états limites**

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

- **Combinaisons d'actions accidentelles du RPA**

$G + Q + Ex$

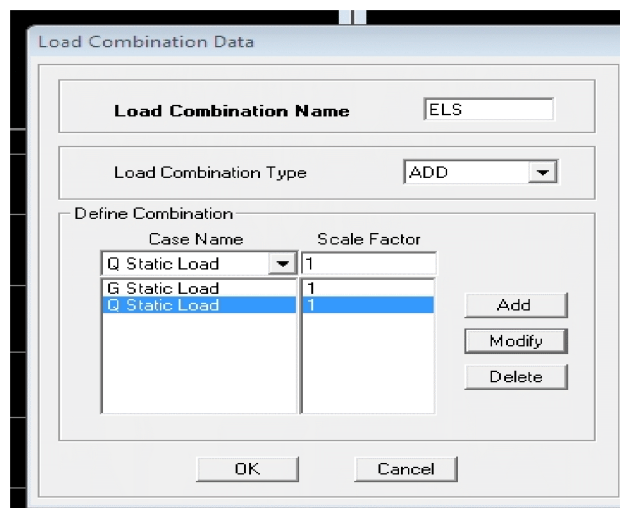
$G + Q + Ey$

$0.8G + Ex$

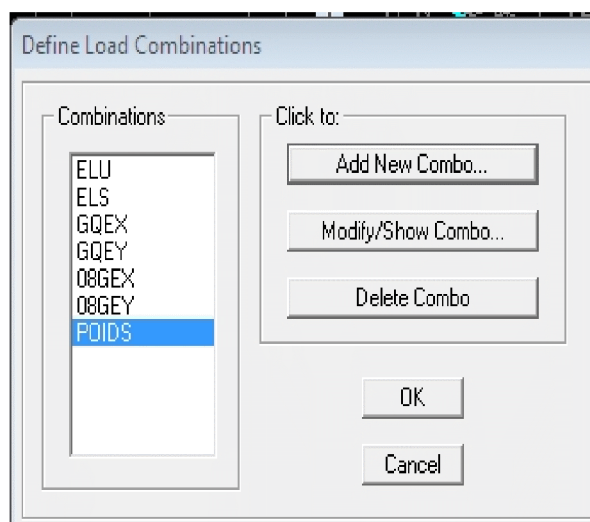
$0.8G + Ey$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load combination** → **add New combo.**



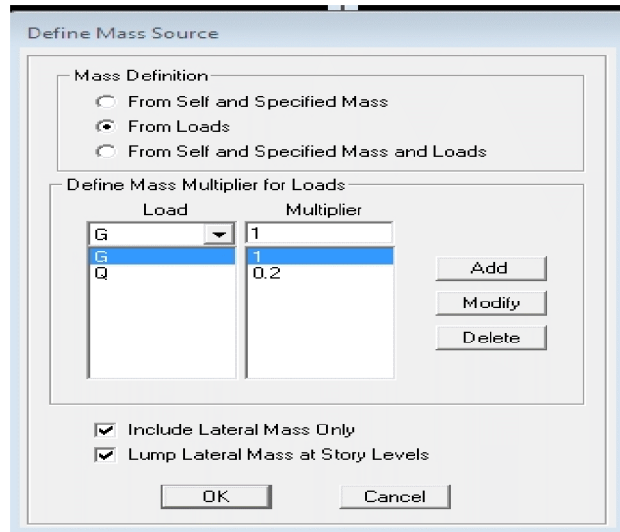
Pour reprendre les mêmes opérations pour introduire les autres combinaison d'actions.



- Masse source

On donne la valeur 1 pour la charge permanente.

On donne la valeur de B suivant la nature de la structure pour Q



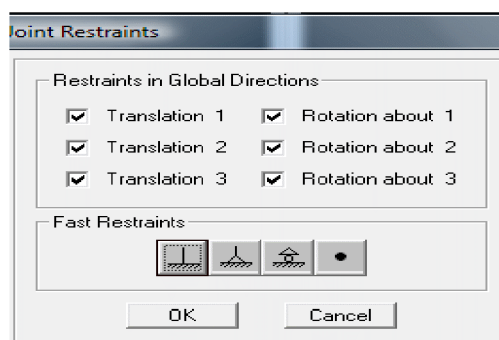
g) Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- Appuis

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastéré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du Base puis on clique

Assign → Joint/point → Restraints

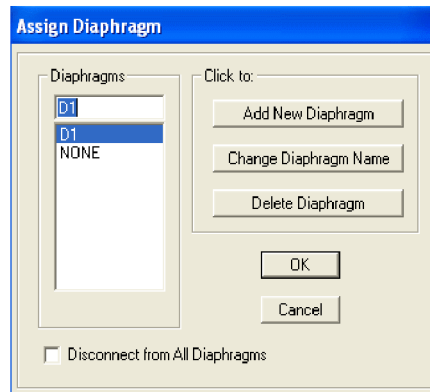


- Diaphragmes

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Diaphragm** → **Add New Diaphragm.**



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

h) Analyse et visualisation des résultats

- Lancement de l'analyse

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**. ou bien on clique sur f_5

i) Visualisation des résultats

- Période et participation modale

Dans la fenêtre **display** → **show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».

- Efforts internes dans les éléments barres

• Les poutres

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

Display → **Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

• Les poteaux

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

• Efforts internes dans les voiles

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

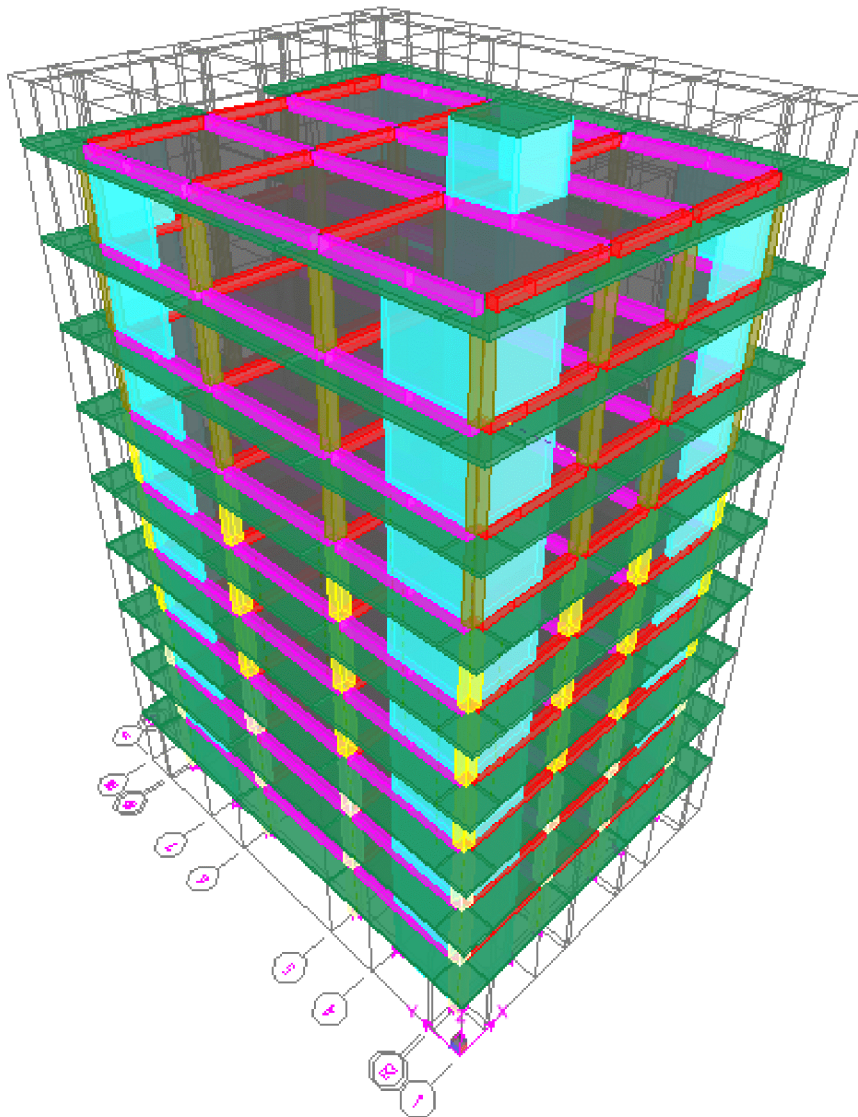
- **Déplacements**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** » .

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel®**, la colonne U_x correspond au sens xx , et U_y au sens yy .

- **Effort tranchant à la base**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** ».



Vue en trois dimensions de la structure.

Tableau 1 : période et participation massique

Mod e	Period	UX	UY	UZ	SumU X	SumU Y	SumU Z	RX	RY	RZ	SumR X	SumR Y	SumR Z
1	0.77047 3	69.32	0.3461	0	69.318	0.3461	0	0.5046	98.33	0.014 6	0.505	98.33	0.0146
2	0.69857 4	0.368	68.227	0	69.686	68.573	0	98.039	0.5109	0.000 1	98.54	98.84	0.0146
3	0.50134 9	0.016	0.0009	0	69.702	68.574	0	0.0006	0.0182	69.2	98.54	98.859	69.215
4	0.19558 2	17.11	0.0056	0	86.811	68.58	0	0.0011	0.8175	0.003 1	98.55	99.676	69.218
5	0.16831 9	0.002	17.987	0	86.814	86.567	0	1.1245	0	0.000 9	99.67	99.676	69.219
6	0.12344 5	0.008	0.0018	0	86.821	86.569	0	0.0003	0.0004	18.24 8	99.67	99.676	87.466
7	0.09183 2	0.488	0	0	87.309	86.569	0	0	0.022	0.013 5	99.67	99.698	87.48
8	0.08754 3	5.502	0	0	92.81	86.569	0	0	0.2226	0.003 8	99.67	99.921	87.483
9	0.07579 8	1E- 04	1.681	0	92.811	88.25	0	0.0672	0	0	99.74	99.921	87.483
10	0.07278 1	0.292	0.2581	0	93.102	88.508	0	0.0096	0.0049	0.057 4	99.75	99.926	87.541
11	0.07243 9	0.019	4.5877	0	93.121	93.095	0	0.1769	0.0003	0.000 2	99.92	99.926	87.541
12	0.05838 7	1E- 04	0	0	93.121	93.095	0	0	0	0.019 6	99.92	99.926	87.561

Tableau 2 : déplacements relatifs suivant E_x

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z
STORY9	D9	EX	0.0124	0.0001	0	0	0	0.00001	1472	7.67	9.668	27.54
STORY8	D8	EX	0.011	0.0001	0	0	0	0.00001	1473	7.666	9.66	24.48
STORY7	D7	EX	0.0094	0.0001	0	0	0	0.00001	1474	7.666	9.66	21.42
STORY6	D6	EX	0.0078	0	0	0	0	0.00001	1475	7.665	9.659	18.36
STORY5	D5	EX	0.0061	0	0	0	0	0.00001	1476	7.665	9.659	15.3
STORY4	D4	EX	0.0044	0	0	0	0	0	1477	7.665	9.659	12.24
STORY3	D3	EX	0.0029	0	0	0	0	0	1478	7.664	9.658	9.18
STORY2	D2	EX	0.0015	0	0	0	0	0	1479	7.663	9.657	6.12
STORY1	D1	EX	0.0005	0	0	0	0	0	1480	7.663	9.657	3.06

Tableau 3 : déplacements relatifs suivant E_y

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z
STORY9	D9	EY	0.0001	0.0115	0	0	0	0.00001	1472	7.67	9.668	27.54
STORY8	D8	EY	0.0001	0.0102	0	0	0	0.00001	1473	7.666	9.66	24.48
STORY7	D7	EY	0.0001	0.0088	0	0	0	0.00001	1474	7.666	9.66	21.42
STORY6	D6	EY	0	0.0073	0	0	0	0	1475	7.665	9.659	18.36
STORY5	D5	EY	0	0.0057	0	0	0	0	1476	7.665	9.659	15.3
STORY4	D4	EY	0	0.0041	0	0	0	0	1477	7.665	9.659	12.24
STORY3	D3	EY	0	0.0027	0	0	0	0	1478	7.664	9.658	9.18
STORY2	D2	EY	0	0.0014	0	0	0	0	1479	7.663	9.657	6.12
STORY1	D1	EY	0	0.0004	0	0	0	0	1480	7.663	9.657	3.06

Tableau 5 : masse des différents niveaux de la structure

Story	Diaphragm	MassX	MassY	MMI	XM	YM
STORY9	D9	241.751	241.751	13686.4	7.67	9.668
STORY8	D8	243.433	243.433	14056	7.666	9.66
STORY7	D7	243.433	243.433	14056	7.666	9.66
STORY6	D6	245.881	245.881	14205.5	7.665	9.659
STORY5	D5	248.533	248.533	14361.7	7.665	9.659
STORY4	D4	248.533	248.533	14361.7	7.665	9.659
STORY3	D3	251.293	251.293	14529.6	7.664	9.658
STORY2	D2	254.257	254.257	14704.1	7.663	9.657
STORY1	D1	254.257	254.257	14704.1	7.663	9.657