

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



# Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme de master professionnel en génie civil.*

*Option : Construction civile et industrielle.*

## THEME

*Etude d'une tour (R+11+S-SOL) à usage  
d'habitation, commercial et de service  
contreventement «voiles porteurs»  
avec l'application de logiciel ETABS*



Dirigé par :

M<sup>r</sup> : BOUDLAL Omar

Etudié par : M<sup>r</sup> HADDAG Ahcene

M<sup>r</sup> AMELLAL Khaled

PROMOTION 2011/2012

## INTRODUCTION GENERALE

Les constructions constituent pour les pays un véritable patrimoine qui, en Algérie, est estimé à plusieurs dizaines de milliards de dinars algériens. Ils sont au cœur du développement des États.

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les Ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usages pendant et après la réalisation.

Pour cela, nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un temps réduit.

D'ailleurs comme la méthode manuelle est lente on a préféré d'utiliser le logiciel ETABS pour la modélisation de notre structure.

Nous autant qu'étudiants en fin de cycle, dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cycle de formation d'ingénieur en génie civil, nous avons choisi l'étude d'une tour (R +11+ un Sous-sols) à usage d'habitation de service et commercial, contreventée par voiles porteurs.

Nos calculs seront faits de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers avec moindre coût.

**INTRODUCTION**

L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés en béton armé, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

**I-1 - PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

Notre projet consiste à l'étude d'une tour (R+11+Sous-sol) à usage d'habitation, commercial et de service. Cet ouvrage sera implanté dans la wilaya de TIZI OUZOU qui est classée selon le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Cette tour est composée :

- d'un sous sols à usage commerciale.
- d'un RDC à usage de service.
- de onze (11) étages à usage d'habitation.
- d'une (01) cage d'escalier.
- d'une (01) cage d'ascenseur.

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, pendant et après la réalisation de l'ouvrage, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir :

- Le RPA 99 / version 2003.
- Le BAEL 91.
- Le CBA 93.

**I-1-1- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage****❖ En plan :**

- longueur totale du bâtiment : **20.70 m**
- largeur totale du bâtiment : **17.40 m**

**❖ En élévation:**

- hauteur totale du bâtiment (y compris l'acrotère): **42.42 m**
- hauteur du sous sol : **04.08 m**
- hauteur du RDC : **04.08 m**
- hauteur d'étage courant : **03.06 m**

**I-1-2- Eléments constitutifs de l'ouvrage****I-1-2-1- Ossature**

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par deux types :

- Contreventement par portiques : C'est une ossature constituée uniquement de portiques (poutres et poteaux), capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.
- Contreventement par voiles : composé par des éléments verticaux (voiles) en béton armé, disposés dans les deux sens ; ils assurent la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprennent les charges verticales et les transmettent aux fondations.

**I-1-2-2- Planchers**

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

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

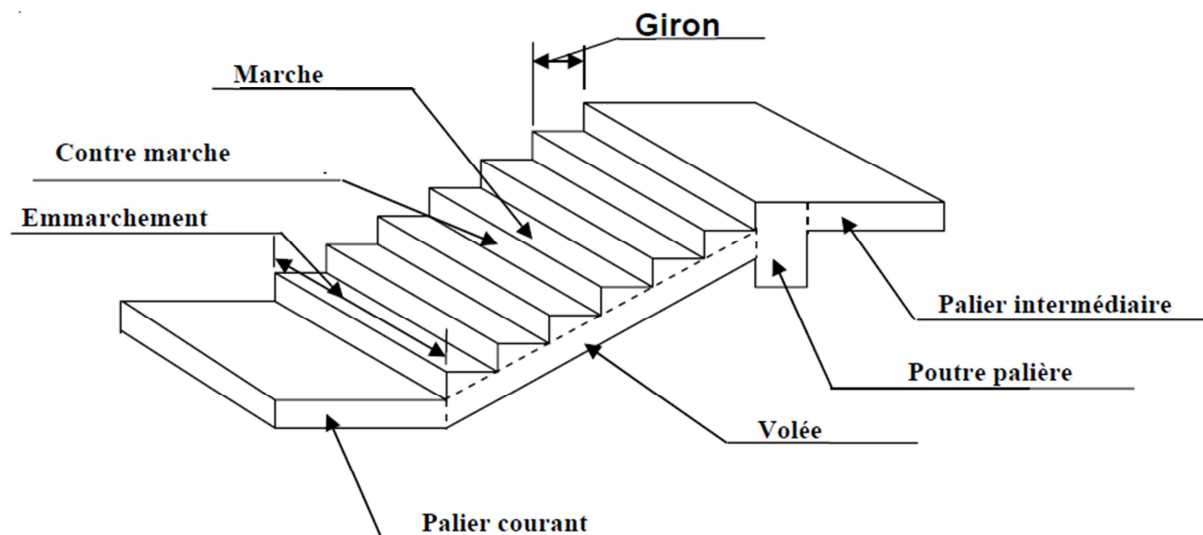
Dans notre bâtiment nous avons un seul type de planchers : Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

**I-1-2-3- Balcons**

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

**I-1-2-4- Escaliers**

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux, de caractéristiques géométriques suivantes :



**Figure I-1: Principaux termes relatifs à un escalier**

L : Longueur des marches  
 g : Largeur des marches  
 h : Hauteur des marches  
 Palier de départ  
 Palier d'arrivée

Et d'une volée qui n'est autre qu'une suite interrompue de marches, elle peut contenir 18 à 20 marches au plus.

**I-1-2-5- Cage d'ascenseur**

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles, coulée sur place

**I-1-2-6- Remplissage (maçonnerie)**

- Murs extérieurs : constitués d'une double cloison de 25 cm, en briques creuses de 10 cm, séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs : réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

**I-1-2-7- Revêtements**

- Enduit de ciment pour murs et façades et salles d'eaux.
- Plâtre pour cloisons et plafonds.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisine.
- Carrelage pour les planchers et escaliers.

**I-1-2-8- Acrotère**

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.6m de hauteur et d'épaisseur de 15 cm.

**I-1-2-9- Fondations****a-Définition**

On appelle fondation la partie d'un ouvrage reposant sur terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

**b- Fonctions des fondations :**

Reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

**c- Différents types de fondations :**

Il existe deux types de fondations :

***Les fondations superficielles :***

Lorsque les couches de terrain capables de reprendre l'ouvrage sont à faible profondeur : semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

***Les fondations profondes :***

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : puits, pieux.

**d- Facteurs de choix de type de fondation :**

***La nature de l'ouvrage à fonder :*** pont, bâtiment d'habitation,...

***La nature du terrain :*** connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques.

***Le site :*** urbain ; montagne, bord de mer,.....

***La mise en oeuvre des fondations :*** terrain sec, présence de l'eau,...

***Le coût des fondations :*** facteur important mais non décisif.

**I-1-2-10- Toiture**

La toiture comprend :

- **La terrasse :**

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

**I-1-3- Etude géotechnique du sol**

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé ont évalué :

- Contrainte admissible de  $\sigma_{sol} = 2$  bars situé à une profondeur de 2m.
- Site : S2.

**I-2- CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :**

**I-2-1- Béton**

Le béton est un mélange hydraulique (ciment), de granulat (sable, gravier), d'eau de gâchage et adjuvants .Il présente des résistances à la compression assez élevées, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre 1/10 de sa résistance en compression.de plus, le béton a un comportement fragile.

**I-2-1-1- Résistance caractéristique du béton à la compression**

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté ( $f_{c28}$ ).Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours .sa résistance à la compression est calculée comme suit :

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

$$f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j > 60 \text{ jours}$$

} (ART A.2.1.11, BAEL 91)

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

$$f_{cj} = [j / (1,40 + 0,95j)] \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 28 \text{ jours}$$

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

} (ART A.2.1.11, BAEL 91)

Avec  $f_{c28} = 25$  MPa (Art – BAEL91 modifié99)

**I-2-1-2- Résistance caractéristique du béton à la traction**

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{MPa (Art A.2.1. 12,BAEL 91)}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \dots\dots\dots \text{Si } f_{c28} > 60 \text{MPa}$$

-Ainsi pour notre cas on aura :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

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

**I-2-1-3- Module de déformation longitudinale du béton**

**• Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ (MPa)}. \quad \text{(ART A.2.1.21, BAEL 91).}$$

Pour  $f_{c28} = 25$  MPa.                      On a :  $E_{i28} = 32164.2$  MPA.

**• Module de déformation longitudinale différé du béton :**

Pour des chargements de longue durée (cas courant) .On utilise le module différé qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton .Celles-représentant approximativement deux fois les déformations instantanées.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa (Art -2.1, 2, BAEL91)}$$

$$E_{vj} = 4400(f_{cj})^{1/3} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa, sans fumée de silice (Art -2.1. 2, BAEL91)}$$

$$E_{vj} = 6100 f_{cj} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa, avec fumée de silice (Art -2.1.2, BAEL91)}$$

Pour notre cas :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

$$E_{v28} = 3700(f_{c28})^{1/3}$$

$$E_{v28} = 3700(25)^{1/3}$$

$$E_{v28} = 10818, 86563\text{MPa.}$$

**I-2-1-4- Module de déformation transversale**

Le module d'élasticité transversale G 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 :

- E : Module de Young (module d'élasticité)
- $\nu$  : Coefficient de poisson  $\nu = (\Delta d/d) / (\Delta l/l)$
- $\Delta d/d$  : Déformation relative transversale
- $\Delta l/l$  : Déformation relative longitudinale

**I-2-1-5- Coefficient de poisson**

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

Il est pris égal à :

- $\nu = 0$  : à l'ELU, pour le calcul des sollicitations. (ART-2.1.3, BAEL 91).
- $\nu = 0,2$  : à l'ELS, pour le calcul des déformations. (ART-2.1.3, BAEL 91).

**I-2-1-6- Fluage de béton:**

Sous chargement constant, la déformation de béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeable puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées,  $E_v = E_\infty = 3.E_i$

**I-2-1-7- Phénomène de retrait**

Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air tend à se raccourcir, ceci est dû à l'évaporation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner des déformations de l'ordre de  $1,5 \times 10^{-4}$  à  $5 \times 10^{-4}$  selon l'humidité de l'environnement.

La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, la contrainte dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.

Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :

- Utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation
- Maintenir les parements en ambiance humide après coulage
- Disposer les armatures de peaux de faible espacement pour bien répartir les fissures de retraits
- Eviter de raccorder des pièces de tailles très différentes
- Utiliser des adjuvants limitant les effets du retrait.

**I-2-1-8- Dilatation thermique**

Le coefficient de dilatation du béton vaut  $9 \times 10^{-6}$  à  $12 \times 10^{-6}$  et on adoptera une valeur forfaitaire de  $10^{-5}$  pour le béton armé.

Une variation de température peut entraîner des contraintes internes de traction qui engendrent ensuite une dilatation.

Pour éviter ces désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalle, voile de façade) ou bâtiment de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25m à 50m selon la région.

**I-2-1-9- Etat limite de contrainte de béton**

Un état limite est un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour les quelles elle a été conçue. Ils sont classés en états limites ultimes et états limites de services.

**• Les états limites ultimes (E.L.U) :**

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.

Pour les calculs à l'E.L.U, le diagramme réel de déformations donné sur la figure I-4 Avec cette figure :

$$E_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$E_{bc1} = \begin{cases} 3,5\text{‰} \dots \dots \dots \text{Si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa (Art. 4.3. 41, BAEL 91).} \\ (4,5 - 0,025f_{cj}) \dots \dots \text{Si } f_{cj} > 40 \text{ MPa (Art. 4.3. 41, BAEL 91).} \end{cases}$$

-La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton  $f_{bu}$  est donnée par :

$$f_{bu} = 0,85f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b$$

Avec :  $\theta = 1$  pour  $t > 24$  h

$$\theta = 0,9 \text{ pour } 1 \leq t \leq 24\text{h}$$

$$\theta = 0,85 \text{ pour } t < 1\text{h}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots$  pour les cas courants (situation durable ou situation courante).

$\gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots$  pour les cas accidentels (situation accidentelle).

-La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

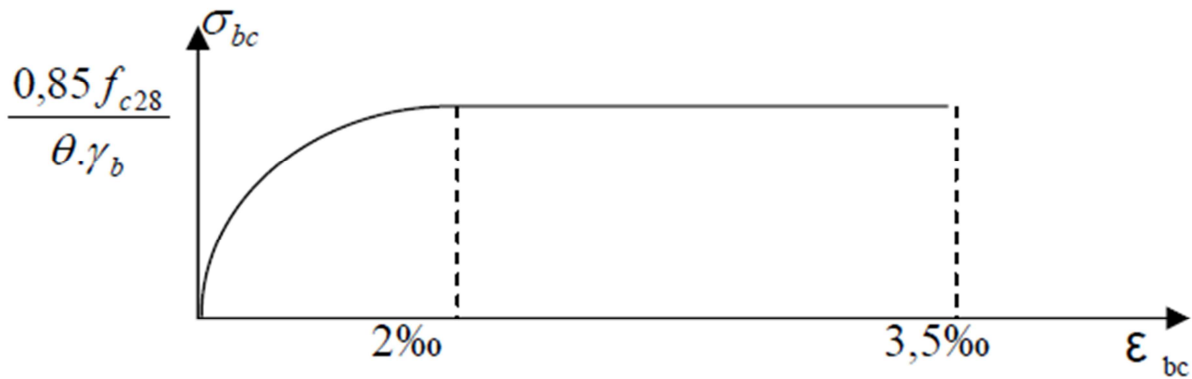


Figure I-4 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à L'E.L.U.

• Les états limites de service (E.L.S) :

Correspondent aux états au-delà desquels les critères d'exploitation spécifiés ne sont plus satisfaits. (Déformations et flèches ou vibrations...).

Les déformations nécessaires pour atteindre L'E.L.S sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique, on adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à L' E.L.S avec ; pour des charges de longue durée  $E_b = E_{vj}$  et  $\nu = 0,2$ . La résistance mécanique du béton tendu est négligée (Art -4.5. 1, BAEL 91) de plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égal à 1/15 de celle de l'acier ( $E_b = 13333\text{MPa}$ ).

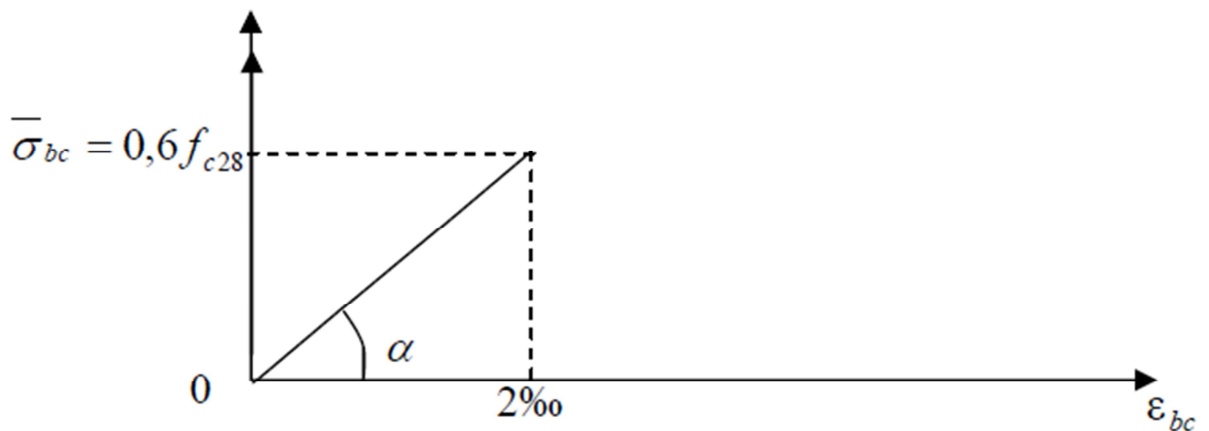


Figure I-5 : Diagramme de calcul contrainte -déformation du béton à l'E.L.S.

**I-2-1-10- Poids volumique de béton**

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN/m<sup>3</sup> s'il n'est pas armé.

- 2500 daN/m<sup>3</sup> s'il est armé.

**I-2-2- Acier**

Les aciers sont des alliages de fer et de carbone, le pourcentage de carbone variant entre 0.08% et 1.67% .Il présente une très bonne résistance à la traction et aussi à la compression, leur rôle et de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton, ils sont caractérisés par leur limite d'élasticité et leur module d'élasticité.

**I-2-2-1- Types d'aciers**

On distingue 4 types d'aciers pour armatures, du moins au plus écroui :

- **Les aciers doux** : Ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235 MPa. Ce sont les ronds lisses.
- **Les aciers durs, type I** : Ayant une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de 14 %. Ce sont les aciers à haute adhérence de type I.
- **Les aciers durs, type II** : Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12%. Ce sont les aciers à haute adhérence de type II.
- **Les aciers fortement écrouis** : Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 8%. Ces aciers sont utilisés pour fabriquer les treillis soudés et les fils sur bobines.

**Tableau I-I : Principales caractéristiques des aciers**

Barres lisses	Φ	
Nuance FeE	215	235
Limite d'élasticité fe (MPa)	215	235
Résistance à la rupture σ r (MPa)	330	410
Allongement de rupture	22%	25%
Barres à haute adhérence	HA	
Nuance FeE	400	500
Limite d'élasticité fe (MPa)	400	500
Résistance à la rupture σ r (MPa)	480	550
Allongement de rupture	14%	12%
Treillis soudés	TS	
Nuance FeE	500	
Limite d'élasticité fe (MPa)	500	
Résistance à la rupture σ r (MPa)	550	
Allongement de rupture	8%	

Barres (tous diamètre)			
	Lisses	HA	
$\psi_s$	1	1,5	
	1	1,6 en général	
$\eta$	1	1,5	
	1	1,6 en général	
Treillis soudés (tous types standard)			
$\psi_s$	TSL	TS HA	
		Φ <6mm	Φ ≥6mm
	1	1,5	1,5
$\eta$	1	1,3	1,6

**I-2-2-2- Module d'élasticité**

A L'E.L.S on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

-On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité, on adopte une valeur de module de Young.

Le module d'élasticité longitudinal  $E_s$  est pris égal à :

$E_s = 2.10^5$  MPa. (Art -2.2.1, BAEL 91).

**I-2-2-3- Contrainte limite des aciers**

**• Contrainte limite ultime:**

$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$  (Art.4.3, 2, BAEL 91)

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité partiel qui est égal à:  $\gamma_s = 1,15 \rightarrow$  Situation courante.  
 $\gamma_s = 1,00 \rightarrow$  Situation accidentelle.

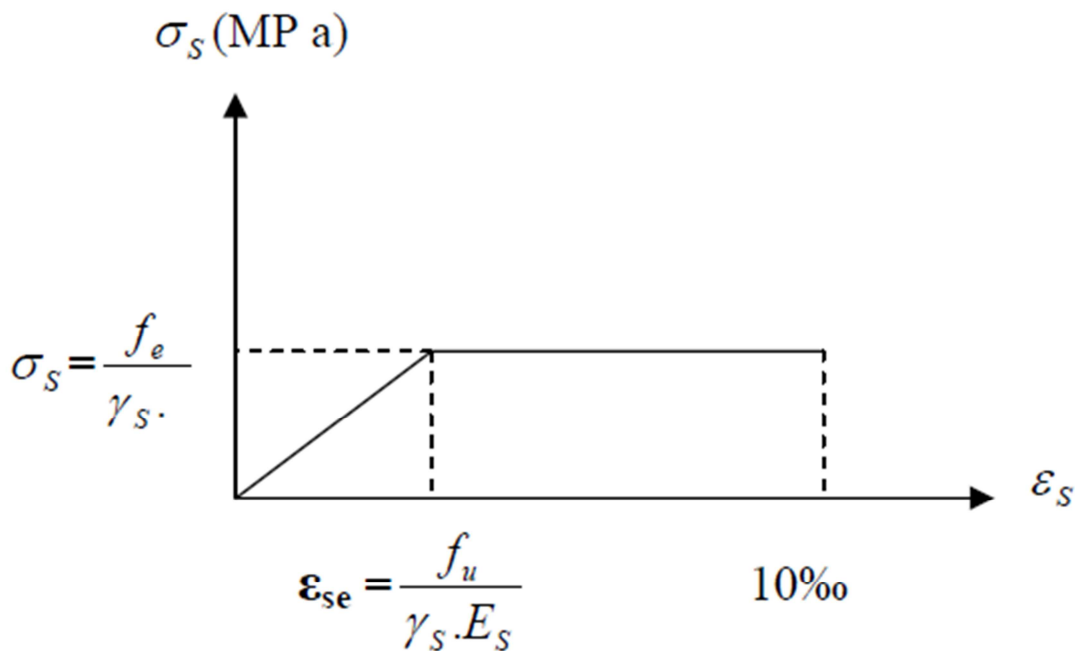


Figure I-6 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.U

On distingue deux cas :

Si  $\epsilon_s \leq \epsilon_{se} \Rightarrow \sigma_s = E_s \epsilon_s$

Si  $\epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

**• Contrainte limite de service :**

Dans L'E.L.S on suppose que :

- L'acier reste dans son domaine élastique.
- On limite la contrainte dans les barres d'aciers afin de réduire le risque d'apparition des fissures dans le béton.

La contrainte limite de service de l'acier est :

$\bar{\sigma}_s = f_e$ .....Fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\sigma}_s = \min \{2/3 f_e ; \max (0,5 f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\}$ .....Fissuration préjudiciable.

$\bar{\sigma}_s = \min \{0,8 \{2/3 f_e ; \max (0,5 f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot ftj})\} \dots$  Fissuration très préjudiciable.

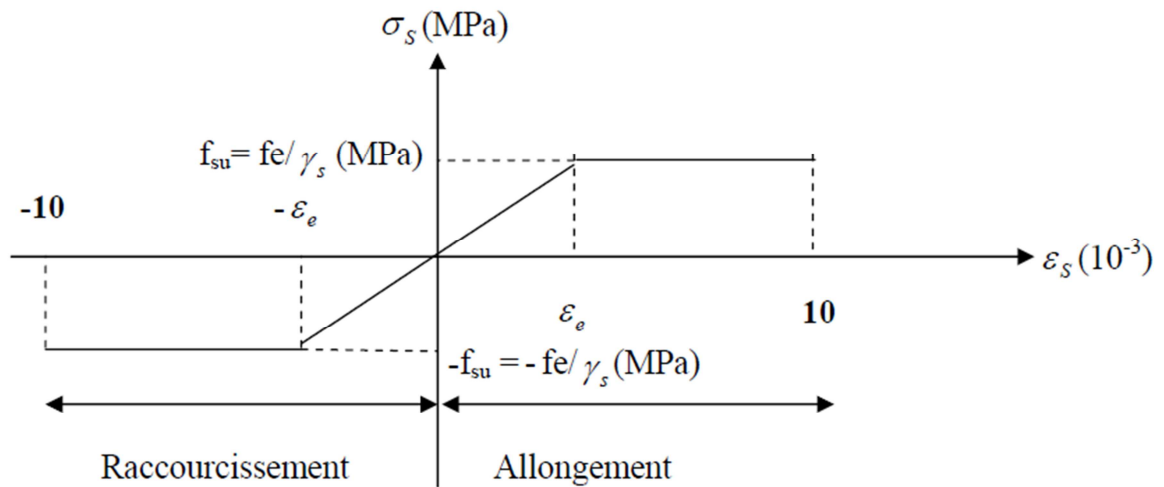


Figure I-7 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.S  
 • Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée par la formule :

❖ Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P. N}$$

❖ Fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P ou F. T. P}$$

**I-2-2-4- Protection des armatures**

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes (A-7.1) :

- **5cm** : → Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- **3cm** : → Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **1cm** : → Pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur de paquet dont elle fait partie (A-7.2, 4) afin de permettre le passage de l'aiguille

vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins 5cm (A-7.2, 8).

Dans notre cas on prend :

**C = 3** pour les éléments exposés aux intempéries.

**C = 2** pour les éléments intérieurs.

#### **I-2-2-5- Diamètre maximal des aciers**

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur  $h$ , afin d'améliorer l'adhérence acier-béton, on limite le diamètre des aciers longitudinaux à :  $\Phi_1 \leq h / 10$ .

Pour les poutres de hauteur  $h$  on limite le diamètre des aciers transversaux à :  
 $\Phi_t \leq \min (h / 35 ; \Phi_1 ; b_0 / 10)$ .

$b_0$ : Largeur de l'âme.

#### **I-2-2-6- Système de coffrage**

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

#### **Conclusion**

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui suivent.



**II-1-2-Dalle pleine**

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

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

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

$$e \geq L0 / 10$$

$L0$  : portée libre.

$e$  : épaisseur de la dalle.

$$L0 = 1.20m$$

$$e \geq 1.20/10 = 0.120m = 12.00 \text{ cm}$$

**On adoptera une épaisseur de 15 cm.**

**II-1-2-2--Résistance au feu**

Pour deux heures de coupe feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11 cm.

**II-1-2-3-Isolation acoustique**

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse:

$$L = 13,3 \log (10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \quad \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m<sup>2</sup>

D'ou l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

Nous prenons :

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

**II-2- PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES**

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre ;à savoir la hauteur totale  $ht$  et la longueur  $b$  doivent répondre aux conditions suivantes :

$$L / 15 \leq ht \leq L / 10 \quad (\text{Art A.4.14 BAEL 91})$$

$$0,4 ht \leq b \leq 0,7 ht$$

$H$  : la hauteur de la poutre.

$B$  : largeur de la poutre.

$L$  : étant l'entre axe de la plus grande travée considérée

Par ailleurs l'article 7.5.1 du RPA exige les conditions telles que :

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

### II-2-1- poutres principales (sens longitudinal)

Sachant que  $L_{\max} = 410 - 30 = 380$  cm, il vient :

$$380/15 \leq h_t \leq 380/10 \text{ ce qui donne } 25.33 \leq h_t \leq 38$$

On prend :  $h_t = 35$  cm

Par conséquent, la largeur  $b$  sera :

$$0,4 h_t = 14 \text{ cm}$$

$$0,7 h_t = 24.5 \text{ cm}$$

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

### II-2-2-poutres secondaires (sens transversal)

Sachant que  $L_{\max} = 320 - 40 = 280$  cm, il vient :

$$L/15 = 18.67 \text{ cm} ; L/10 = 28\text{cm}$$

Donc  $18.67 \leq h_t \leq 28$  on prend  $h_t = 30$  cm

La largeur  $b$  sera donc :

$$0,4 h_t = 12 \text{ cm}$$

$$0,7 h_t = 21 \text{ cm}$$

$$12 \leq h_t \leq 21$$

**On prend :  $b = 25$  cm.**

**Tableau II-1-Vérification des conditions exigées par le RPA**

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30$ cm	35 cm	30 cm	Vérifiée
$b \geq 20$ cm	30 cm	25cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.16	1.20	Vérifiée

### II-2-4-Conclusion

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- poutres principales  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$
- poutres secondaires  $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

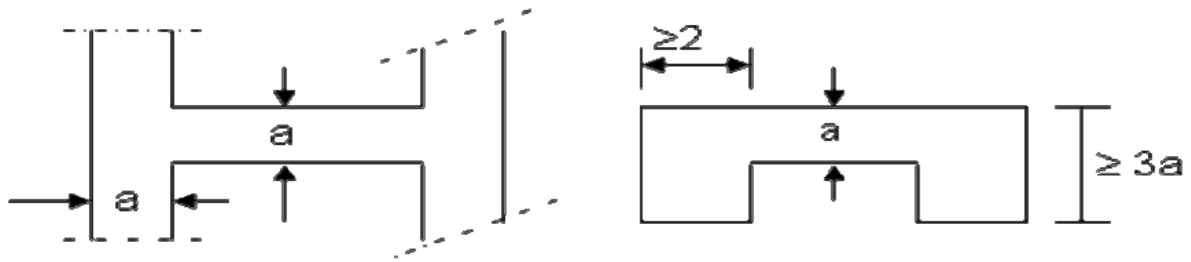
### II-3- PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1 du RPA 99.

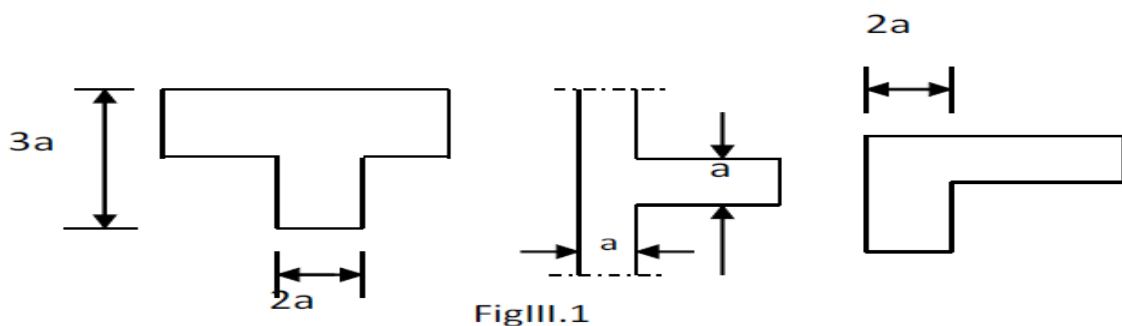
Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition  $l \geq 4a$ .

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et de la rigidité aux extrémités. L'épaisseur minimale est de 15 cm.

#### 1er cas :



#### 2eme cas :



FigIII.1

#### 3eme cas :

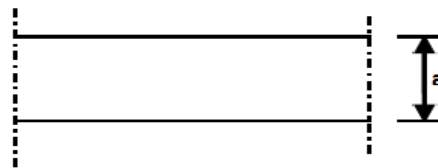


Figure : II-2- Coupes de voiles en plan

Dans notre cas, on prend :

- Pour l'étage courant :  $h_e = 306 - 20 = 286$  cm, donc  $e \geq 286/20 = 14.3$  cm
- Pour le RDC :  $h_e = 408 - 20 = 388$  cm, donc  $e \geq 388/20 = 19.40$  cm.

**En conclusion, on adoptera une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.**

### Vérification du RPA

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur L doit être au moins égale à quatre(4) fois son épaisseur. (ART 7.7.1)RPA99 VERSION 2003.

$$L_{min} \geq 4e$$

$L_{min} = \geq 4(0.20)$  condition vérifiée.

- L'ouvrage sera implanté à Tizi ouzou zone de moyenne sismicité (IIa).
- L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$e = 20 \text{ cm} \geq e_{min} = 15 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

### II-4- PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Le pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tous en vérifiant les exigences du RPA.

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

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

**Avec:** (b1, h1) : dimension de la section transversale des poteaux

h1 : hauteur libre d'étage.

On va opter dans un premier temps à une section de (30×30) cm<sup>2</sup>.

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal NS.tel que :  $N_s = G + Q$  avec :

**Ns** : effort normal repris par le poteau.

**G** : charge permanente.

**Q** : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

L'effort normal Ns sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité. Dans notre cas le poteau B4 est le plus sollicité.

La section S est donnée par la formule suivante :  $S = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc}$  contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

#### II-4-1- Surface d'influence

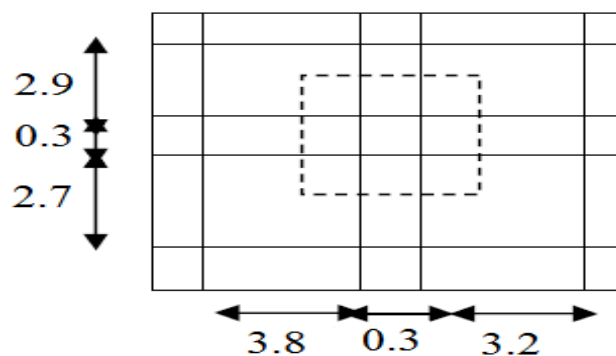


Figure II.4 : Poteau sollicité

- Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité : B4

$$S = S1 + S2 + S3 + S4.$$

$$S1 = 1.9 \times 1.45 = 2.755 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.9 \times 1.35 = 2.565 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.6 \times 1.45 = 2.320 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.6 \times 1.35 = 2.160 \text{ m}^2, \text{ d'où: } S = 9.80 \text{ m}^2$$

### II-4-2-Détermination des charges et surcharges

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les surcharges d'exploitation sont donnés par le **DTR B.C.2.2.**

#### II-4-2-1-Charges permanentes

- Plancher terrasse inaccessible (corps creux + dalle de compression)

N°	Désignation	Epaisseur (m)	$\rho$ [KN/m3]	Charge[KN/m <sup>2</sup> ]	Schéma
1	Couche de Gravrillons	0.05	20	1	
2	Etanchéité Multicouche	0.02	6	0.12	
3	Forme de pente de béton	0.07	22	1.54	
4	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16	
5	Feuille polyane			0.01	
6	Plancher en corps creux + dalle de compression	0.20	14.25	2.80	
7	Enduit Plâtre	0.02	10	0.2	
				<b>Gtotale =5.83</b>	

Tableau II-3 : Tableau II. Plancher terrasse

- Dalle pleine (balcons) :

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Mortier de pose	2	22	0.44
2	Couche de sable	2	18	0.36
3	Enduit de ciment	2	18	0.36
4	Carrelage	2	22	0.44
5	Dalle pleine en béton armé	20	25	5
				G <sub>dp</sub> = 5.6KN/m <sup>2</sup>

Tableau II-4 : Charges revenant à la dalle pleine

- Plancher étage courant (corps creux) :

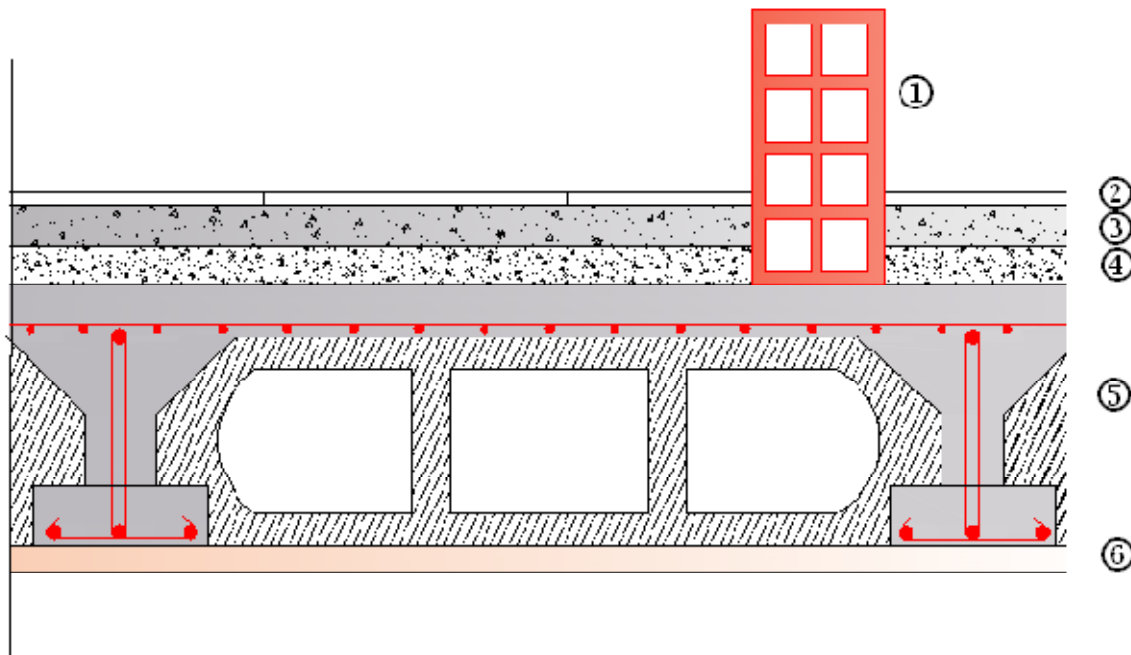


Figure II-4 : Coupe verticale du plancher courant

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	G (KN / m <sup>2</sup> )
1	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	-	1,00
2	Revêtement carreaux Grés-Cérame	1	20	0,20
3	Mortier de pose	3	22	0,66
4	Couche de sable	3	18	0,54
5	Plancher en corps creux	16+4	-	2,85
6	Enduit plâtre	2	10	0,20
<b>G<sub>pc</sub> = 5,45 (KN / m<sup>2</sup>)</b>				

Tableau II-5 : Charges revenant au plancher étage courant

**Remarque :**

La charge de la cloison intérieure (1 KN) est par mètre carré de surface horizontale

## • Mur extérieur

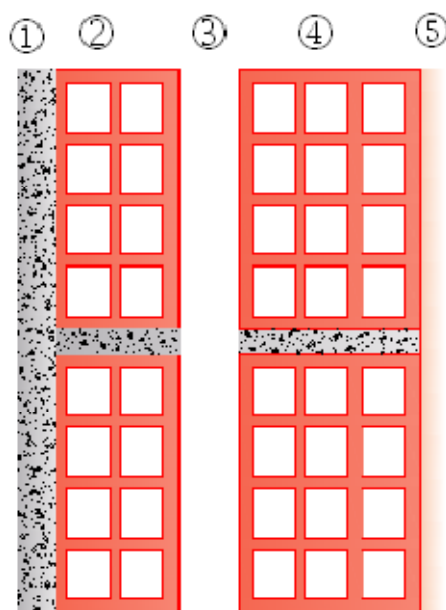


Figure II-5 : Coupe verticale d'un mur extérieur

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	G (KN / m <sup>2</sup> )
1	Enduit au mortier de ciment	3	18	0,54
2	Cloison en briques creuses 8 trous	10	–	0,90
3	Cloison en briques creuses 12 trous	15	–	1.30
4	Lame d'air	5	–	–
5	Enduit de plâtre sur la face intérieur	2	10	0,20
<b><math>G = 2.94</math> (KN / m<sup>2</sup>)</b>				

Tableau II-6 : Charges revenant aux murs extérieurs

• Mur intérieur :

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	G (KN / m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	2	10	0,2
2	Brique creuse	10	9	0,9
3	Enduit en pâtre	2	10	0,2
<b><math>G_{mi} = 1.3</math>kn/m<sup>2</sup></b>				

Tableau II-7 : Charges revenant aux murs intérieurs

**II-4-2-2-Surcharges d'exploitation**

Eléments	Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher inaccessible	1.0
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher RDC (service)	2,5
balcon	3.5
escalier	2.5
Plancher sous sol (commerciale)	5

**Tableau II-8 : Surcharges d'exploitation****II-4-3-Poids propre des éléments**

• **Plancher terrasse inaccessible** :  $PPd = 5.83 \times 9.80 = 57.13 \text{ KN}$

• **Plancher courant** :  $PPC = 5.45 \times 9.80 = 53.41 \text{ KN}$

• **Poutres :**

- Poutres principales :  $PPpp = (0.35 \times 0.30 \times 3.80) \times 25 = 9.97 \text{ KN}$

- Poutres secondaires :  $PPps = (0.3 \times 0.25 \times 2.80) \times 25 = 5.25 \text{ KN}$

**PP poutres = 9.97 + 5.25 = 15.22KN**

• **Poteaux :**

- Poteau du sol :  $PPss = (0.3 \times 0.4 \times 4.08) \times 25 = 12.24 \text{ KN}$

- Poteau du RDC :  $PPRDC = (0.3 \times 0.4 \times 4.08) \times 25 = 12.24 \text{ KN}$

- Poteaux d'étages :  $PP \text{ étage} = (0.3 \times 0.4 \times 3.06) \times 25 = 9.18 \text{ KN}$

**II-4-4- Dégression verticale des surcharges d'exploitation****Définition de la descente de charge :**

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

Ensuite, on détermine les caractéristiques des éléments porteurs : Type de plancher, revêtement de sol

(épaisseur et nature), type de toiture (tuile, ardoise, possibilité de neige,...), cloisons, type et épaisseur

de murs (briques, parpaing, béton). Ce sont les charges permanentes (en daN/m ou daN/m<sup>2</sup>)

Puis, on définit le type d'utilisation des pièces (logements, circulation, bureaux,...) pour choisir les

surcharges d'exploitation à appliquer au plancher (en daN/m ou daN/m<sup>2</sup>). Ce sont des charges qui prennent en compte les mobiliers, des personnes et autres objets . On peut y inclure des cloisons qui peuvent être enlevées ou déplacées.

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

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

$Q_0$  : surcharge d'exploitation à la terrasse.

$Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage  $i$  ( $i = 1$  à  $12$ )

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

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

Surcharge d'exploitation :

- plancher terrasse :  $Q_0 = 1 \times 9,80 = 9,80 \text{ KN}$

- Plancher étage courant :  $Q_1 = \dots\dots\dots = Q_{10} = 1,5 \times 9,80 = 14,7 \text{ KN}$

- Plancher RDC:  $Q_{11} = 2,5 \times 9,80 = 24,5 \text{ KN}$

**12eme**  $Q_0 = 9,80 \text{ KN}$

**11eme**  $Q_0 + Q_1 = 9,80 + 14,7 = 24,5 \text{ KN}$

**10eme**  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 37,73 \text{ KN}$

**9eme**  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 49,49 \text{ KN}$

**8eme**  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 59,78 \text{ KN}$

**7eme**  $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 68,6 \text{ KN}$

**6eme**  $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 75,95 \text{ KN}$

**5eme**  $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 83,27 \text{ KN}$

**4eme**  $Q_0 + 0,688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 83,08 \text{ KN}$

**3eme**  $Q_0 + 0,667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 98,04 \text{ KN}$

**2eme**  $Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 105,35 \text{ KN}$

**1ere**  $Q_0 + 0,636 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 118,87 \text{ KN}$

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal	Section du poteau [cm <sup>2</sup> ]	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G <sub>totale</sub>	G <sub>cumulée</sub>	Q <sub>i</sub>	Q <sub>cumulée</sub>	N <sub>s</sub> =G+Q [KN]	Section Trouvée S <sub>z</sub> ≥ NS/σ <sub>bc</sub>	Section Adoptée (bxh)
11	57.13	15.22	0	72,35	72,35	9,80	9,80	82,15	54,77	35 x35
10	53.41	15.22	9,18	77,81	150,16	14.7	24,50	174,66	116,44	35 x35
9	53.41	15.22	9,18	77,81	227,97	14.7	39,20	267,17	178,11	35 x35
8	53.41	15.22	9,18	77,81	305,78	14.7	53,90	359,68	239,79	35 x35
7	53.41	15.22	9,18	77,81	383,59	14.7	68,60	452,19	301,46	35 x35
6	53.41	15.22	9,18	77,81	461,10	14.7	83,30	544,40	362,93	35 x35
5	53.41	15.22	9,18	77,81	539,21	14.7	98,00	637,21	424,81	35 x35
4	53.41	15.22	9,18	77,81	617,02	14.7	112,70	729,72	486,48	35 x35
3	53.41	15.22	9,18	77,81	694,83	14.7	127,40	822,23	548,18	35 x35
2	53.41	15.22	9,18	77,81	772,64	14.7	142,10	914,74	609,83	35 x35
1	53.41	15.22	9,18	77,81	850,45	14.7	156,80	1007,25	671,5	35 x35
RDC	53.41	15.22	12,24	80,87	931,32	24,5	181,30	1112,62	741,75	40 x40
S.SOL	53.41	15.22	12,24	80,87	1012,19	24,5	205,80	1217,99	811,99	40 x40

Tableau II-9 : récapitulatif de la descente de charge

## II-4-5 - Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1)

<i>poteaux</i>	<i>Conditions exigées par RPA</i>	<i>Valeur calculée</i>	<i>observation</i>
<b>35x35</b>	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) = 35	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he / 20	he / 20 = 15.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée
<b>40x40</b>	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) = 40	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he / 20	he / 20 = 20.4	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée

Tableau II-10 : Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1)

D'où les sections des poteaux adoptées sont :

- RDC : (40 x 40) cm x cm
- Sous sol : (40 x 40) cm x cm
- 1er au 11eme étage : (35 x 35) cm x cm

## II-4-6- 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.

Il faut vérifier l'élancement  $\lambda$  des poteaux

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

Avec :  $L_f$ : longueur de flambement ( $L_f = 0.7 L_0$ ) ;

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

$L_0$  : hauteur libre du poteau ;

$S$  : section transversale du poteau (b x h) ;

$I$  : moment d'inertie du poteau ( $I_{yy} = \frac{bh^3}{12}$ ;  $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$ )

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

- Pour le sous sol :(40x40)

$L_0 = 4.42 \text{ m d' où } \lambda = 26.79 < 50$  (condition vérifiée).

- Pour le RDC : (40x40)

$L_0 = 4.25 \text{ m d' où } \lambda = 25.76 < 50$  (condition vérifiée).

- Pour l'étage courant : (35x35)

$L_0 = 3.06 \text{ m d' où } \lambda = 21.20 < 50$  (condition vérifiée).

**Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.**

### CONCLUSION

- Pré dimensionnement des planchers : ht = 20cm
- Pré dimensionnement de la dalle pleine (balcons) : ht = 15 cm
- Pré dimensionnement des poutres :

	Poutres principales	Poutres secondaires
Section adoptée	(30 x 35) cm <sup>2</sup>	(25 x 30) cm <sup>2</sup>

- Pré dimensionnement des voiles : ht = 25cm

- Pré dimensionnement des poteaux :

Niveau	Section adoptée
sous sol et RDC	(40 X 40) cm <sup>2</sup>
Du 1 <sup>er</sup> au 11eme étage	(35 X 35) cm <sup>2</sup>

**INTRODUCTION**

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au dimensionnement des éléments tels que l'acrotère, les planchers et les escaliers.

**III-1 L'ACROTÈRE**

Cet ouvrage comporte un seul type d'acrotère qui sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher, elle est soumise à l'effort (G) dû à son poids propre, et un effort latéral (Q=1KN/ml) 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.

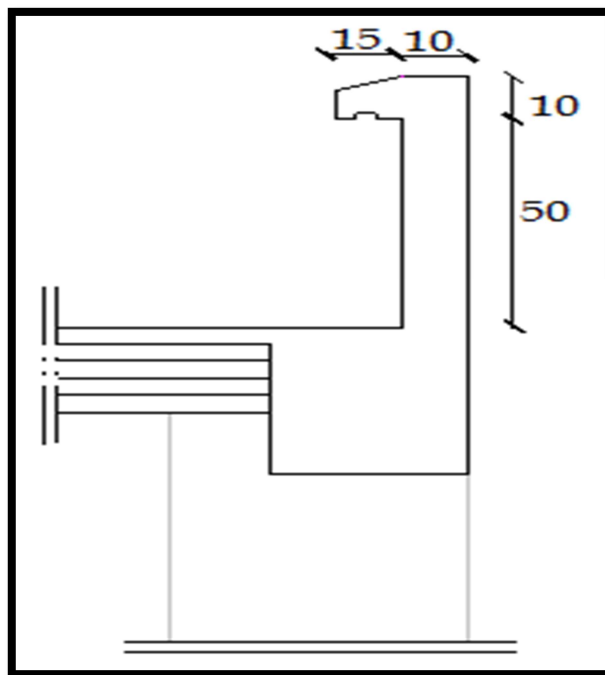


FIG-Coupe transversale de l'acrotère

• Schéma statique :

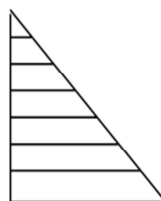
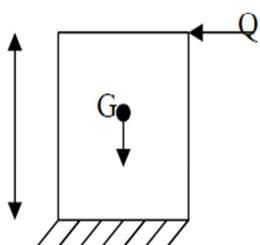


Diagramme des Moments  
 $M=QXH$

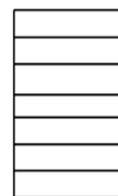


Diagramme des efforts tranchants  
 $T=Q$

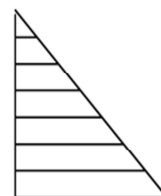


Diagramme des efforts normaux  
 $N=Q$

**III-1-1 Calcul des sollicitations****III-1-1-1 Effort normal dû au poids propre**

$$N=S \times \rho \times 1m$$

$$N= [0,5 \times 0,1 + 0,08 \times 0,25 + (0,02 \times 0,25/2)] \times 25$$

$$= [0,05 + 0,02 + 0,0025] \times 25 = 1,8125 \text{KN /ml.}$$

$$\Rightarrow N=1,8125 \text{KN/ml}$$

Avec :

$\rho$  : masse volumique du béton.

S: section transversal.

**III-1-1-2 Effort horizontal**

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

**III-1-1-3 Moment de renversement dû à l'effort horizontal**

$$M=Q \times H \times 1m.$$

$$M=1 \times 0,6 \times 1m = 0,6 \text{kn} \times m.$$

$$\Rightarrow M=0,6 \text{kn} \times m$$

**III-1-1-4 Effort tranchant**

$$T=Q \times 1m.$$

**• Combinaison de charge****A L'ELU :**

La combinaison de charge est:

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

Effort dû à G :

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,447 \text{kn /ml.}$$

$$N_u = 2,447 \text{kn /ml.}$$

Moment de flexion dû à Q :

$$M_u = 1,35 \times M = 1,35 \times 0,6 = 0,9 \text{kn} \cdot m$$

**A L'ELS:**

La combinaison de charge est :

$$Q+G$$

Effort normal dû à G :

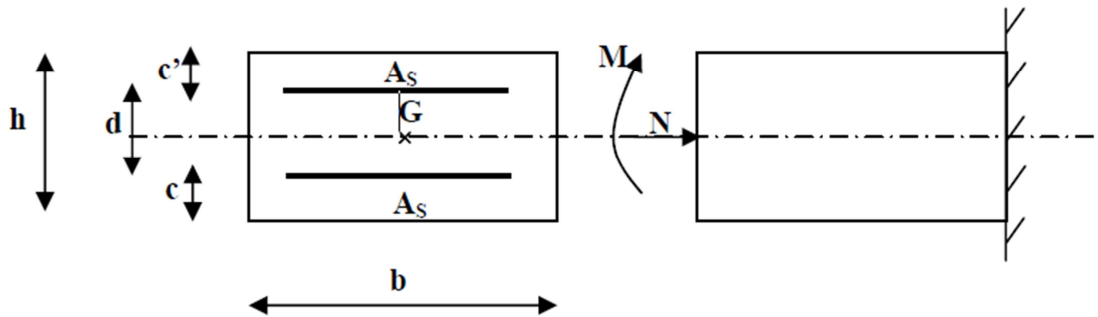
$$N_s = 1,812 \text{kn.}$$

Moment de flexion dû Q :

$$M_s = 0,6 \text{kn} \cdot m$$

**III-1-2 Ferrailage de l'acrotère à L'(ELU)**

Le calcul sera déterminé en flexion composée à L'ELU ; on considère une section rectangulaire (BAH), sous un effort normal Nu et un moment de flexion Mu.



**Figure III.2 : Section rectangulaire soumise à la flexion**

**h** : (épaisseur de la section)=10cm.

**b**:(largeur de la section)=100cm.

**c** et **c'** : (enrobage)=3cm.

**d**:(la hauteur utile) : h-c=7cm.

**III-1-2-1 Position du centre de pression**

$$e_u = M_u / N_u = 0,9 / 2,447 = 0,367 \text{ m} = 36,7 \text{ cm.}$$

$$(h / 2) - c = 10 / 2 - 3 = 2 \text{ cm.}$$

$e_u > [h/2 - c]$  d'où le centre de pression (point d'application de l'effort normal) à l'extérieur de la section limitée par les armatures, l'effort normal «Nu» est un effort de compression.

Donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif «Mf».

**A - Moment fictif**

$$M_f = M_u + N_u (h / 2 - c) = 0,9 + 2,447(0,10 / 2 - 0,03) = 0,949 \text{ kn.m}$$

(h/2-c) : la distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

**B - Moment réduit**

$$\mu_u = M_f / b d^2 f_{bu} \quad \text{avec} \quad f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \gamma$$

$$f_{bu} = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,2 \text{ Mpa .}$$

$$\mu_u = 0,949 / 1 \times (0,07)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3 = 0,0136.$$

$$\mu_u \leq U_l = 0,392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,0136 \rightarrow B = 0,995.$$

**C - Les armatures fictives**

$$A_f = M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st} \quad \text{avec } \sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 344 \text{ Mpa.}$$

$$A_f = 0,391 \text{ cm}^2.$$

**III-1-2-3 Calcul en flexion composée****• Armatures réelles**

$$A_s = A_f - N_u / \sigma_s = 0,391 - 2,447 \cdot 10^3 / 348 \cdot 10^2 = 0,32 \text{ cm}^2.$$

**III-1-3 Vérification à l'ELU****III-1-3-1 Condition de non fragilité : [Art BAEL 91]****• Armatures principale**

$$A > A_{min}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} \cdot f_e / [e_s - 0,455 \cdot d / e_s - 0,185 \cdot d].$$

$$e_s = M_s / N_s = 0,6 / 1,182 = 0,507 \text{ m} = 50,7 \text{ cm.}$$

$$f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 0,06 \cdot (25) + 0,6 = 2,1 \text{ Mpa.}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 7,2 \cdot 2,1 / 400 = [50,7 - 0,455 \cdot 7 / 50,7 - 0,185 \cdot 7] = 0,812 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} > A_s = 0,320 \Rightarrow \text{la section n'est pas vérifiée.}$$

$$\text{Donc on adopte une section : } A_s = A_{min} = 0,812 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 \Rightarrow A_s = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = 100 / 4 = 25 \text{ cm.}$$

**• Armatures de répartition**

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,50 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\text{Soit } 4\text{Ø}8 \Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = 100 / 4 = 25 \text{ cm.}$$

**III-1-3-2 Vérification de l'écartement dans les barres****• Armatures verticales**

$$A = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$S_t \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = \min \{30,33\text{cm}\} = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit } S_t = 25 \text{ cm.}$$

**• Armatures de répartition**

$$S_t \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = \min \{40,45\text{cm}\} = 40 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit } S_t = 33 \text{ cm.}$$

**III-1-3-3 Vérification au cisaillement : [BAEL 91 Art 5.1.1]**

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{c28}, 4\text{Mpa}).$$

$$\tau_u = V_u / b.d.$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant max à l'ELU.

$$V_u = 1,5Q = 1,5\text{kn}$$

$$\tau_u = 1,5 \cdot 10^3 / 1000 \cdot 70 = 0,21\text{Mpa} < 2,5\text{Mpa}.$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  condition vérifiée (pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

**III-1-3-4 Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 ART 6-13)**

Pour connaître le comportement de l'interface entre le béton et de l'acier de béton armé, on doit vérifier que :  $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$  Avec  $\tau_{se} = V_u / 0,9d\Sigma U_i$

( $\psi_s = 1,5 \Rightarrow$  haute adhérences)

Avec :  $V_u = 1,5\text{ KN}$

$\Sigma U_i$  = somme des périmètres des barres

$$\Sigma U_i = n \times \emptyset \times \pi = 4 \times 0,8 \times 3,14 = 10,05\text{ cm} = 100,5\text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 1,5 \cdot 103 / 0,9 \times 70 \times 10,05 \Rightarrow \tau_{se} = 0,236\text{Mpa}.$$

$$\tau_{se} = P_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{Mpa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$  condition vérifiée

**Conclusion** : il ya pas risque d'entraînement des barres : donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**• Espacement des armatures**

Armatures principales :  $St = 25\text{cm}.$

Armatures de répartitions :  $St = 33\text{cm}.$

**III-1-3-5 Ancrage des armatures**

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

Avec :

$$-L_s = \emptyset f_e / 4\tau_{su} \text{ et } \tau_{su} = 0,6\psi_s^2 f_{t28}.$$

$$-\tau_{su} = 0,6(1,5)^2(2,1) = 2,835\text{Mpa}.$$

$$L_s = 0,8(400) / 4(2,835) = 28,22\text{ cm}.$$

Soit  $L_s=30\text{cm}$ .

**III-1-4 Vérification des contraintes à l'ELS**

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

**III-1-4-1 Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} = \min (2/3f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}).$$

On a des aciers : HA :  $\varnothing \geq 6\text{mm}$

FeE400  $\Rightarrow \eta = 1,6$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \min (2/3 \cdot 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \\ &= \min (266,66, 201,63). \end{aligned}$$

$\sigma_s = 201,63 \text{ Mpa}$ .

$$\sigma_s = M_s / A_s \cdot \beta_1 \cdot d$$

$\beta_1$  : est fonction de  $\rho$  :

$$\rho = 100 A_s / b \cdot d = 100 \cdot 2,01 / 100,7 = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,914.$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 0,6 \cdot 10^6 / (2,01 \cdot 0,914 \cdot 70) = 46,656 \text{ Mpa}.$$

$\sigma_s < \overline{\sigma_s} \Rightarrow$  la section est vérifiée vis à vis de l'ouverture des fissures.

**III-1-4-2 Vérification des contraintes dans le béton [Art A 4.5.2 du BAEL 91]**

Pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ), acier FeE400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'ya pas lieu de vérifier  $\sigma_{bc}$  :

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{0,9}{0,6} = 1,5$$

Tableau

$$U_u = 0,0136 \longrightarrow \alpha_u = 0,0171$$

$$\alpha \leq \frac{1,5-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,25 + 0,25 = 0,50 > 0,0171 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :** La section est justifiée vis-à-vis de la compression.

**III-1-4-3 Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99 modifiée 2003)**

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

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

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

**Avec :**

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas  $A = 0,15$

(zone IIa et groupe d'usage 2).

CP : facteur de force horizontale (variant entre 0.3 et 0.8).

Pour les éléments secondaires  $\Rightarrow C_p = 0.3$

Wp : poids de l'élément considéré (WP = 1.8125 KN/ml)

FP =  $4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.8125 = 0.326 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$

**Fp < Q = 1 KN/ml**  $\Rightarrow$  Condition vérifiée

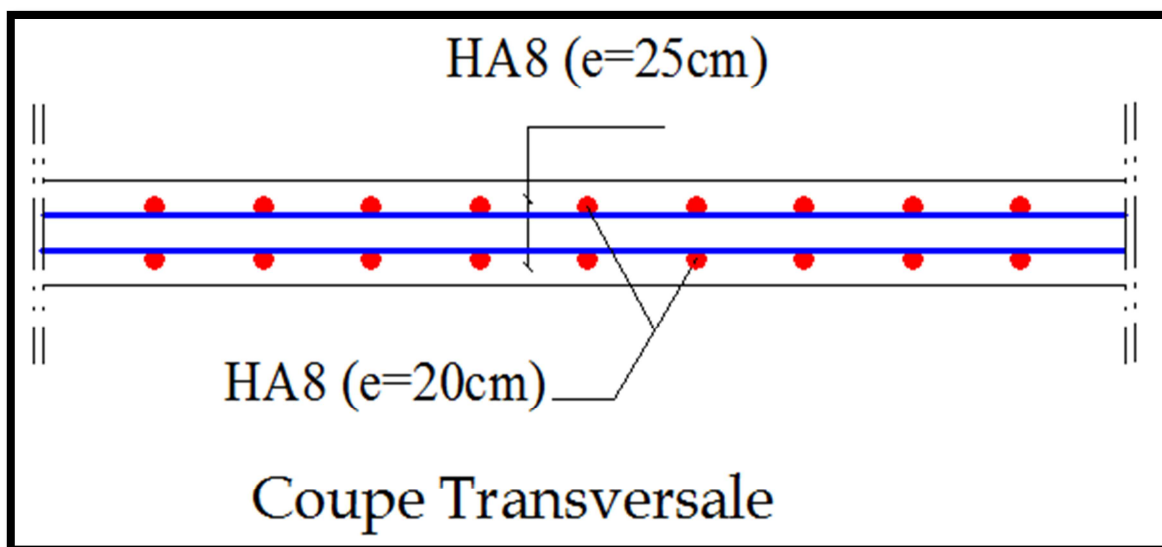
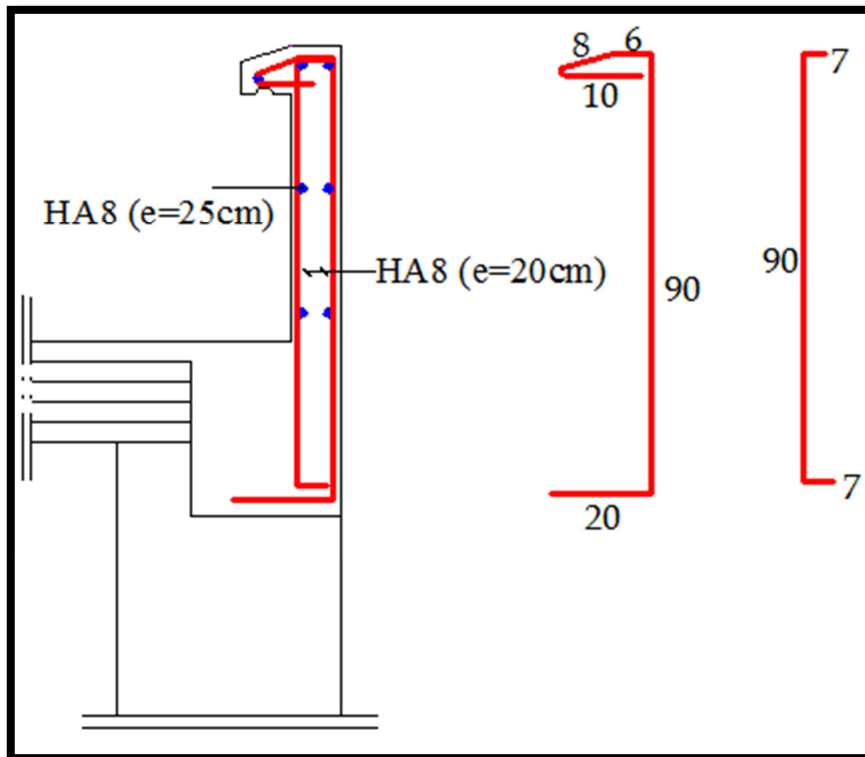


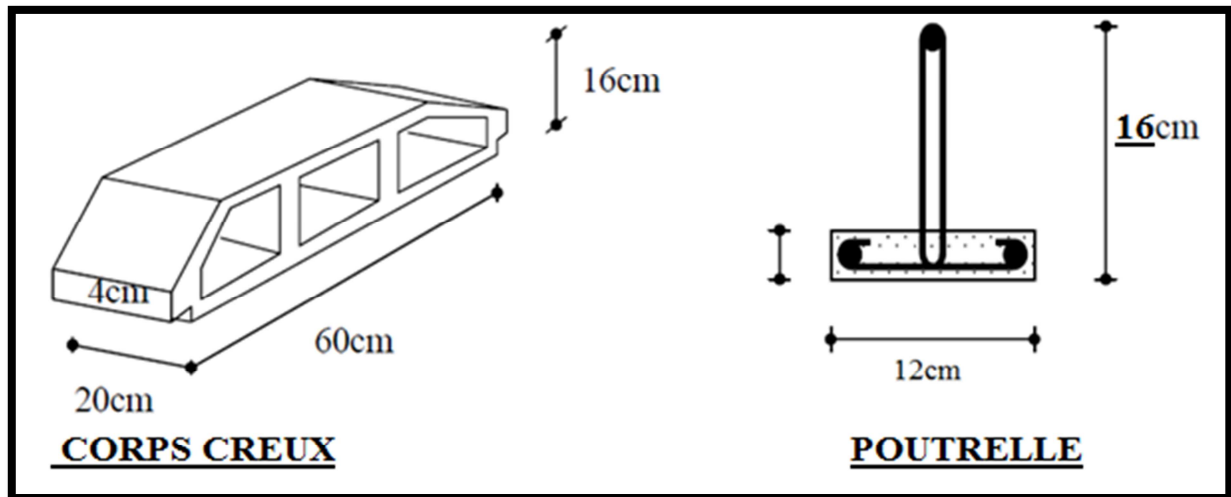
Figure III-3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

**III-2 LES PLANCHERS**

La structure comporte des planchers en corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens longitudinal et sur lesquelles repose le corps creux.

Dans notre cas, on fera l'étude pour trois types de planchers qui diffèrent de leurs charge d'exploitation (habitation, service et dernier étage):

Les poutrelles sont de sections en T, distantes de 65 cm entre axes .Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu, sa dimension est de 16 cm.



La dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée avec un treillis soudé de nuance TL520, ayant pour but de :

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

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le BAEL 91.

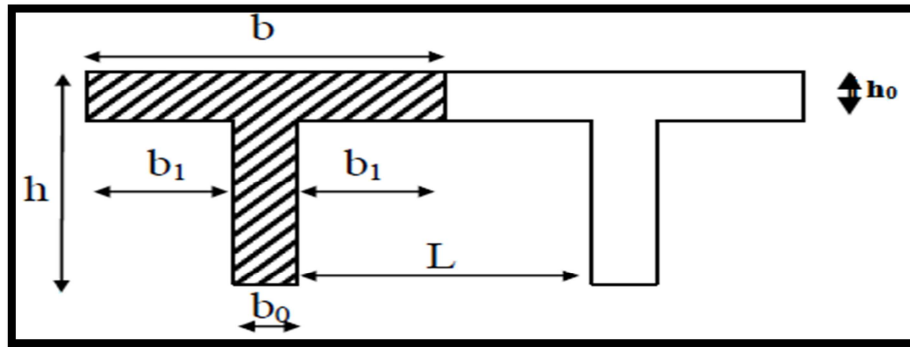
- Détermination des dimensions de la section en T :

20cm pour les armatures  $\perp$  aux poutrelles.

33cm pour les armatures // aux poutrelles.

$h=16+4=20$  cm (hauteur de la dalle).

$h_0=4$ cm (épaisseur de la dalle de compression).



$c=2$  cm (enrobage).

$d=18$ cm (hauteur utile).

$b_1$ =largeur de l'hourdis.

Avec :

$L$  : distance entre faces voisines de deux nervures.

La longueur du hourdis à prendre en compte est limitée par la plus restrictive des conditions suivantes :

$$b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{410}{10} = 41 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \quad 30 \leq b_1 \leq 40 \text{ cm} \quad \phi 6 \text{ nuances TLE520}$$

$$\text{Soit : } b_1 = 26,5 \text{ cm} \Rightarrow b = b_0 + 2b_1 = 65 \text{ cm}$$

### III-2-1- Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

#### III-2-1-1 Armatures perpendiculaires aux poutrelles

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

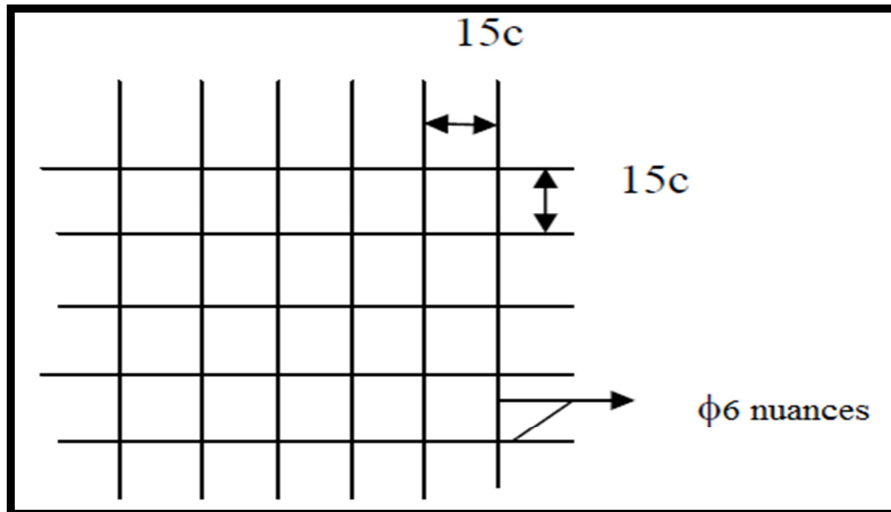
Avec :  $L = 65$  cm ; distance entre axes des poutrelles.

D'où :

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

$$\text{Soit } A_{\perp} = 6\phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  L'espace  $e = 15$  cm



**III-2-1-2 Armatures parallèles aux poutrelles**

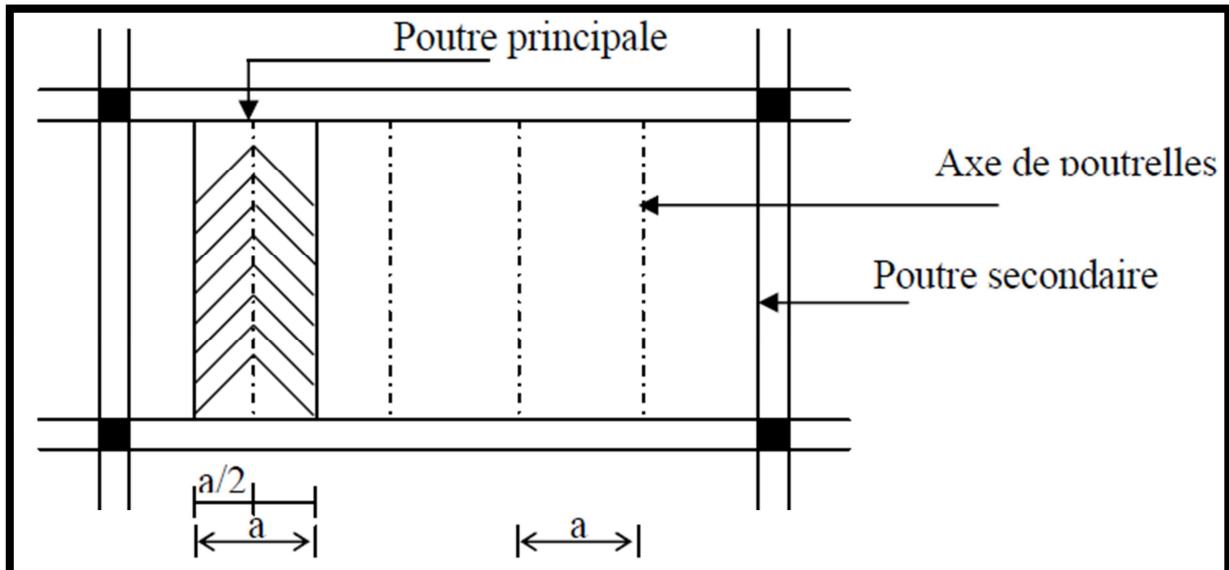
$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1,7 / 2 = 0,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit  $A_{//} = 6\phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  l'espacement  $e = 15 \text{ cm}$ .

**Conclusion :**

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

**III-2-2- Calcul des poutrelles**



**Figure III. 4 : Surfaces revenant aux poutrelles**

$a$  : largeur du plancher repris par la poutrelle.

Le calcul des poutrelles se fait généralement par deux étapes.

**III-2-2-1 Avant le coulage de la dalle de compression**

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

**A. Charges et surcharges**

- Poids propre de la poutrelle :  $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN / ml}$
- Poids propre du corps creux (16 cm)  $0.65 \times 0.95 = 0.617 \text{ KN / ml}$ .
- Surcharge due à l'ouvrier =  $1 \text{ KN/ml}$ .

**B. Combinaison des charges**

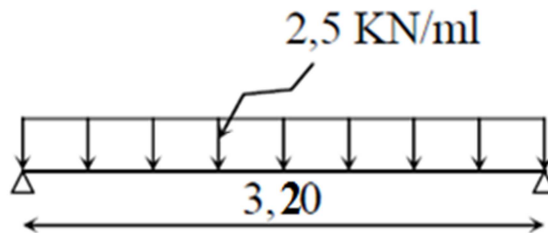
$G = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$ .

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

**B. Ferrailage à l'état limite ultime**

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (0.74) + 1.5 \times (1) = 2.5 \text{ KN ml}$

• **Schéma statique**

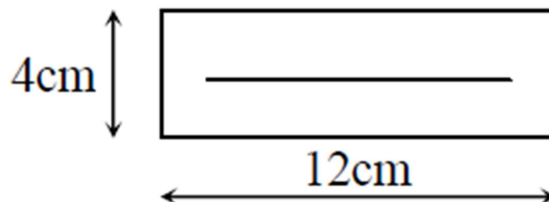


$L = 3,20\text{m}$ .

• **Le moment fléchissant**

$M_{u=qu} \times l^2 / 8 = 2,5 \times 3,20^2 / 8 = 3,20 \text{ KN.ml}$ .

$V_u = q_u \times l / 2 = 2,5 \times 3,20 / 2 = 4,00 \text{ KN/ml}$ .



**• Ferrailage de la poutrelle**

-  $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm.}$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,20 \times 10^6}{120 \times (20)^2 \times 14,2} = 4,70$$

$\mu = 4,70 > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$  section doublement armée(SDA).

**• Conclusion**

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étrier pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

On doit placer des étais pour la poutrelle espacé de 80 à 120cm.

**III-2-2-2- Après le coulage de dalle de compression :**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encadrée partiellement à ses extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

- Poids propre du plancher :  $G = 5,45 \times 0.65 = 3,54 \text{ KN/ml}$

- Poids propre du plancher dernier étage:  $G = 3,05 \times 0.65 = 1,98 \text{ KN/ml}$

- Surcharge d'exploitation : usage d'habitation :  $Q = 1,5 \times 0.65 = 0,98 \text{ KN/ml}$   
 Usage de service :  $Q = 2,5 \times 0.65 = 1,63 \text{ KN/ml}$

Dernier étage :  $Q = 1 \times 0.65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

**A- Combinaison d'action**

**1<sup>er</sup> type : (usage d'habitation) :**

**A l'ELU :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$**   
 $q_u = 1.35 \times 3,54 + 1.5 \times 0,98 = 6,25 \text{ KN/ml}$

**A l'ELS :  $P_s = G + Q$**   
 $q_s = G + Q = 3,54 + 0,98 = 4,52 \text{ KN/ml}$

**2<sup>em</sup> type (usage de service) :**

**A l'ELU :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$**   
 $q_u = 1.35 \times 3,54 + 1.5 \times 1,63 = 7,22 \text{ KN/ml}$

**A l'ELS :  $q_s = G + Q$**

$$q_s = 3,54 + 1,63 = 5,17 \text{ KN/ml}$$

3em type (dernier étage) :

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

$$q_u = 1.35 \times 1,98 + 1.5 \times 0,65 = 3,65 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS :  $q_s = G + Q$

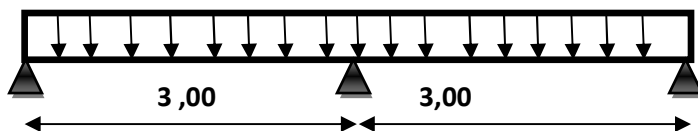
$$q_s = 1,98 + 0,65 = 2,63 \text{ KN/ml}$$

La détermination des moments et des efforts tranchants se fera à l'aide de la méthode des éléments finis, en utilisant le logiciel ETABS :

**Résultats d'ETABS**

Schéma statique des poutrelles :

✓ Poutre continue à deux(2) travées :



✓ Poutre continue à cinq(5) travées :

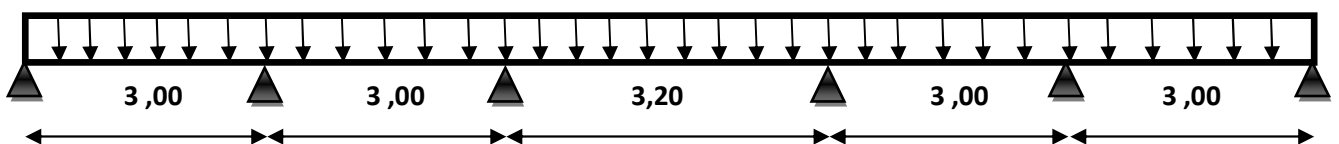


Tableau III-1: Efforts internes du plancher à usage de service

Etat	sollicitation	valeur max	Diagramme
ELU	moment d'appui	7,79	
	moment en travée	6,55	
	effort tranchant	19,56	
	moment d'appui	6,45	
	moment en travée	7,22	
	Effort tranchant	18,9	
ELS	Moment d'appui	5,55	
	Moment en travée	4,66	

	Effort tranchant	13,92	
	Moment d'appui	4,59	
	Moment en travée	5,13	
	Effort tranchant	13,44	

Tableau III-2: Efforts internes du plancher à usage d'habitation.

Etat	sollicitation	valeur max	Diagramme
ELU	moment d'appui	7,06	
	moment en travée	5,94	
	effort tranchant	17,74	

	moment d'appui	5,85	
	moment en travée	6,54	
	Effort tranchant	17,13	
ELS	Moment d'appui	5,06	
	Moment en travée	4,25	
	Effort tranchant	12,70	
	Moment d'appui	4,19	
Moment en travée	4,68		

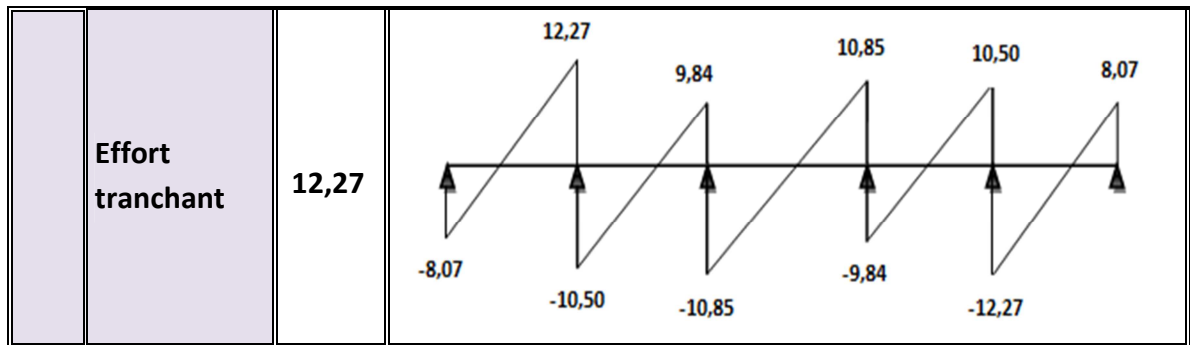


Tableau III-3: efforts internes du plancher dernier étage.

Etat	sollicitation	valeur max	Diagramme
ELU	moment d'appui	5,13	
	Moment en travée	4,31	
	effort tranchant	12,87	
	moment d'appui	4,25	
	moment en travée	4,75	

	Effort tranchant	12,43	
ELS	Moment d'appui	3,67	
	Moment en travée	3,07	
	Effort tranchant	9,16	
	Moment d'appui	3,02	
	Moment en travée	3,38	
	Effort tranchant	8,85	

**Remarque :**

Les moments en appuis sont diminués de  $1/3$  et les moments en travées sont augmentés de  $1/3$  pour prendre en considération les semi-encastres des poutrelles dans les poutres principales.

**B-Calcul des armatures**

- Calcul de la poutrelle à l'ELU :

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis.

🚧 Etages de service :

- Armatures longitudinales :

❖ En travées :

Les moments max en travées

$$M_{max}^t = 7,22 \text{KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression

$$M = b \times h_0 \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \times 14,2 \times 1000$$

$$= 59,07 \text{KN.m}$$

$$M = 59,07 \text{KN.m}$$

$$M_{max}^t \leq M \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression}$$

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h)

$$\mu_b = \frac{M_{max}^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,22 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,024 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e \Rightarrow$  la section est simplement armée donc  $A_s = 0$

$$\mu_b = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa} \text{ donc:}$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{7,22 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times 348} = 1,17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{cm}^2$$

❖ Aux appuis :

Le moment max aux appuis :

$$M_a^{max} = 7,79 \text{KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,79 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,026 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e \Rightarrow$  la section est simplement armée

$$\mu_b = 0,026 \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \text{ donc :}$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{7,79 \times 10^3}{0,987 \times 18 \times 348} = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_a = 2 \text{ HA12} = 2,26 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par (Art A.7.2.12, BAEL91):

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

$\phi_l^{max}$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre  $2\phi 8$  avec  $A_t = 2 \text{ HA8} = 1,01 \text{ cm}^2$

- L'espacement des cadres :

$$S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 18, 40\text{cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

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

**Conclusion** : Les armatures transversales seront réalisées par des étriers HA8, avec un espacement constant  $S_t = 15 \text{ cm}$  sur la totalité des poutrelles.

- Calcul des ancrages (BAEL91 modifié 99/ Art 6.1, 23) :

**Ancrage rectiligne :**

Les barres rectilignes de diamètre  $\phi$  et de limite d'élasticité  $f_e$  sont ancrées sur une longueur  $L_S$ , dite **longueur de scellement droit**.

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91 :

$$L_S = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec  $\tau_{su}$  : contrainte d'adhérence

$$\tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\psi_s = 1,5 \text{ pour HA, } \psi_s: \text{ coefficient de scellement}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  et Fe400;

$$\frac{L_S}{\phi} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,3$$

Pour  $\phi = 10mm \Rightarrow L_S = 35,3cm$ ; soit  $L_S = 35cm$

Et  $L_C = 0,4L_S = 14cm$

$L_C$ : Longueur des crochets normaux adoptés.

Les résultats du ferrailage des différents planchers sont résumés dans les tableaux suivants :

- **En travée :**

**Tableau III-4: Ferrailage des planchers en travées.**

type	$M_{max}^t$	$\mu$	$\beta$	A calculé	choix	At
Service	7,22	0,024	0,988	1,17	3HA12	3,39
Habitat	6,54	0,022	0,989	1,06	3HA12	3,39
dernier pla	4,75	0,016	0,992	0,76	2 HA12	2,26

- **Aux appuis :**

**Tableau III-5 : Ferrailage des planchers aux appuis.**

type	$M_a^{max}$	$\mu$	$\beta$	A calculé	choix	At
service	7,79	0,026	0,987	1,26	3HA12	3,39
habitat	7,06	0,024	0,988	1,14	3HA12	3,39
dernier pla	5,13	0,017	0,991	0,83	2 HA12	2,26

• **Vérification à l'ELU :**

1) **Condition de non fragilité (BAEL91 Art A-4-2,1) :**

Par définition, une section tendue ou fléchie considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie. Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchie, de largeur (b) armée d'une section ( $A_s$ ) cette condition s'exprime par :

$$\frac{A_s}{bd} \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e}$$

✚ **Etages de service :**

$$A_{min} = 0,23bd f_{t28}/f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1/400 = 1.412\text{cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$A_{min} = 1.412\text{cm}^2 < A_{st} = 3,39\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_{min} = 1.412\text{cm}^2 < A_{sa} = 3,39\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✚ **Etages d'habitation:**

➤ **En travée :**

$$A_{min} = 1.412\text{cm}^2 < A_{st} = 3,39\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_{min} = 1.412\text{cm}^2 < A_{sa} = 3,39\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✚ **Dernier étage :**

$$A_{min} = 1.412\text{cm}^2 < A_{st} = 2,26\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_{min} = 1.412\text{cm}^2 < A_{sa} = 2,26\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Calcul de la longueur d'ancrage :**

$$\tau_{su} = 0,6\psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2.835\text{MPa}$$

-La longueur de scellement droit :

$$L_S = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{su}} = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.273\text{cm}$$

$$L_S = 35.273\text{cm}$$

Pour  $f_e E400$ , acier HA,  $L_S = 40 \phi \rightarrow L_S = 40 \text{ cm}$

On adopte des crochets à  $45^\circ$  avec  $L_S = 0,4L_S$

$$L_S = 0,4 \times 40 = 16\text{cm}$$

$$L_S = 16\text{cm}$$

2) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91.Art.5.1.1).

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{MPa}) \text{ «Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25\text{MPa}, 5\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b_0 d} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u^{\text{service}} & = 0,905 < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \\ \tau_u^{\text{habitat}} & = 0,821 < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \text{ «Conditions} \\ \tau_u^{\text{dernier etage}} & = 0,595 < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \end{cases}$$

vérifiées»

3) Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91.Art. A.6.13)

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \Rightarrow \begin{cases} \tau_{se}^{\text{service}} & = 1,068 < \bar{\tau}_u = 3,15\text{MPa} \\ \tau_{se}^{\text{habitat}} & = 0,969 < \bar{\tau}_u = 3,15\text{MPa} \\ \tau_{se}^{\text{dernier etage}} & = 0,703 < \bar{\tau}_u = 3,15\text{MPa} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \sum U_i = 3 \times \pi \times 12 = 113,04\text{mm}$$

«Conditions vérifiées»

4) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que :

$$V_u^{max} \leq 0.267b_0 \times a \times f_{c28} \text{ avec : } a = 0.9d$$

$$V_u^{max} \leq 0.267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times 25 = 129,76KN.$$

$$V_u^{max} \leq 129,76KN.$$

Appuis de rive :

$$\begin{cases} \text{service} & V_{max} = 12,44KN < 129,76KN. \\ \text{habitat} & V_{max} = 11,28KN < 129,76KN. \\ \text{dernier étage} & V_{max} = 8,18KN < 129,76KN. \end{cases}$$

« Conditions vérifiées »

Appuis intermédiaire :

$$\begin{cases} \text{service} & V_{max} = 19,56 + 19,56 = 39,12KN < 129,76KN. \\ \text{habitat} & V_{max} = 17,74 + 17,74 = 35,48KN < 129,76KN. \\ \text{dernier étage} & V_{max} = 12,87 + 12,87 = 25,74KN < 129,76KN. \end{cases}$$

« Conditions vérifiées »

5) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que :  $A \geq \frac{\gamma_S}{f_e} \left( V_u^{max} + \frac{M_{max}}{0,9d} \right)$

Appuis de rive :

$$\begin{cases} A_{service} = 3,39cm^2 > \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left( 12,44 - \frac{2,40}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,068cm^2 \\ A_{habitat} = 3,39cm^2 > \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left( 11,28 - \frac{2,18}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,063cm^2 \\ A_{dern-er} = 2,26cm^2 > \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left( 8,18 - \frac{1,58}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,045cm^2 \end{cases}$$

« Conditions vérifiées »

Appuis intermédiaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{service} = 3,39\text{cm}^2 > \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left( 39,12 - \frac{7,22}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,157\text{cm}^2 \\ A_{habitat} = 3,39\text{cm}^2 > \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left( 35,48 - \frac{6,54}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,140\text{cm}^2 \\ A_{dern-er} = 2,26\text{cm}^2 > \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left( 25,74 - \frac{4,75}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,103\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

«Conditions vérifiées»

6) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires : (BAEL91.Art.A.51.322)

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{V_u^{max}}{b_0 a} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec  $a = 0,9d$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 1,3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \times \frac{25}{1,5} = 21,66 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc \text{ service}}^{max} = \frac{39,12 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 120} = 2,01 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc \text{ habitat}}^{max} = \frac{35,48 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 120} = 1,83 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc \text{ dern et}}^{max} = \frac{25,74 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 120} = 1,32 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \end{array} \right.$$

«Conditions vérifiées»

7) Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure :

$$\tau_{u \text{ service}} = \frac{V_u(b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{19,56 \times 10^3(650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} = 1,23 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ habitation}} = \frac{V_u(b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{17,74 \times 10^3(650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} = 1,12 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ dernier étage}} = \frac{V_u(b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{12,87 \times 10^3(650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} = 0,81 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow$  Conditions vérifiées

- Vérification à l'ELS :

$$q_s \text{ service} = 5,17 \text{ KN/ml}$$

$$q_s \text{ habitation} = 4,52 \text{ KN/ml}$$

$$q_s \text{ dernier étage} = 5,17 \text{ KN/ml}$$

1) Etat limite de la compression du béton

- En travée :

$$M_t^{\text{max}} \text{ service} = 5,13 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\text{max}} \text{ habitat} = 4,68 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\text{max}} \text{ dernier et} = 3,38 \text{ KN.m}$$

-Contrainte dans les aciers :

Etages de service :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,57 \\ \rho_1 = 1,57 \rightarrow \beta_1 = 0,746 \rightarrow K = 0,065 \\ \sigma_s = \frac{M_t^{\text{max}}}{\beta_1 d A_s} = \frac{5,13 \times 10^3}{0,746 \times 18 \times 3,39} = 112,70 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Etages d'habitation :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,57 \\ \rho_1 = 1,57 \rightarrow \beta_1 = 0,746 \rightarrow K = 0,065 \\ \sigma_s = \frac{M_t^{\text{max}}}{\beta_1 d A_s} = \frac{4,68 \times 10^3}{0,746 \times 18 \times 3,39} = 102,81 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Dernier étage :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,046 \\ \rho_1 = 1,57 \rightarrow \beta_1 = 0,858 \rightarrow K = 0,0494 \\ \sigma_s = \frac{M_t^{\text{max}}}{\beta_1 d A_s} = \frac{3,38 \times 10^3}{0,858 \times 18 \times 2,26} = 96,84 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

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

$$\sigma_{bc \text{ service}} = K\sigma_s = 0,065 \times 112,70 = 7,33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc \text{ habitat}} = K\sigma_s = 0,065 \times 102,81 = 6,68MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc \text{ dernier et}} = K\sigma_s = 0,0494 \times 74,25 = 3,67MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

Alors les sections sont vérifiées vis-à-vis de la compression.

➤ aux appuis :

$$M_a^{max \text{ service}} = 5,55KN.m$$

$$M_a^{max \text{ habitation}} = 5,06KN.m$$

$$M_a^{max \text{ dernier étage}} = 3,67KN.m$$

- Contrainte dans l'acier :

*Etages de service :*

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,57 \\ \rho_1 = 1,57 \rightarrow \beta_1 = 0,746 \rightarrow K = 0,065 \\ \sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{5,55 \times 10^3}{0,746 \times 18 \times 3,39} = 121,92MPa < \bar{\sigma} = 348MPa \end{array} \right.$$

*Etage d'habitation :*

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,57 \\ \rho_1 = 1,57 \rightarrow \beta_1 = 0,746 \rightarrow K = 0,065 \\ \sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{5,06 \times 10^3}{0,746 \times 18 \times 3,39} = 111,16MPa < \bar{\sigma} = 348MPa \end{array} \right.$$

*Dernier étage :*

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,046 \\ \rho_1 = 1,046 \rightarrow \beta_1 = 0,858 \rightarrow K = 0,0494 \\ \sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{3,67 \times 10^3}{0,858 \times 18 \times 2,26} = 105,15MPa < \bar{\sigma} = 348MPa \end{array} \right.$$

- Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc \text{ service}} = K\sigma_s = 0,065 \times 159,01 = 10,33MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc \text{ habitation}} = K\sigma_s = 0,065 \times 204,40 = 13,28MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc \text{ dernier étage}} = K\sigma_s = 0,0494 \times 148,25 = 7,32MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

Donc les sections sont vérifiées vis-à-vis de la compression.

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

2) Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

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

3) Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

- 1-  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$
- 2-  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$
- 3-  $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_e}$

avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M<sub>t</sub>: moment maximum de flexion.

b<sub>0</sub>: largeur de nervure

Etage de service :

- 1-  $\frac{h}{L} = \frac{20}{280} = 0,071 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044$  ..... condition vérifiée
- 2-  $\frac{h}{L} = 0,071 \geq \frac{5,13}{15 \times 5,78} = 0,059$  ..... condition vérifiée
- 3-  $\frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015 > \frac{3,6}{400} = 0,009$  ..... condition non vérifiée

Les trois conditions ne sont pas toutes vérifiées donc il faut procéder au calcul de la flèche.

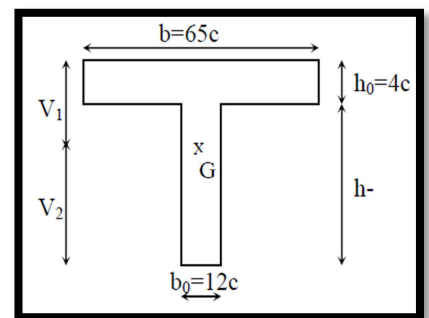
Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$F_V = \frac{M_t^{ser} L^2}{10 E_V I F_V}$$

Aire de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3,39 = 502,85 \text{ cm}^2$$



Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S/_{XX} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18 = 3739,3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{XX}}{B_0} = \frac{3739,3}{502,85} = 7,44 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,44 = 12,56 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,44^3 + 12,56^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7,44 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3,39 (12,56 - 2)^2$$

$$I_0 = 21375,84 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0157$$

$$\lambda_V = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0157 \times \left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 1,047$$

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right) = \max \left( 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0157 \times 159,01 + 2,1}; 0 \right) = 0,69$$

$$I_{fV} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_V \mu} = \frac{1,1 \times 21375,84}{1 + 1,047 \times 0,69} = 13651,31 \text{ cm}^4$$

$$F_V = \frac{5,13 \times (2,80)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 13651,31} = 0,27 \text{ cm} < \frac{L}{500} = 0,56 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ La flèche est vérifiée}$$

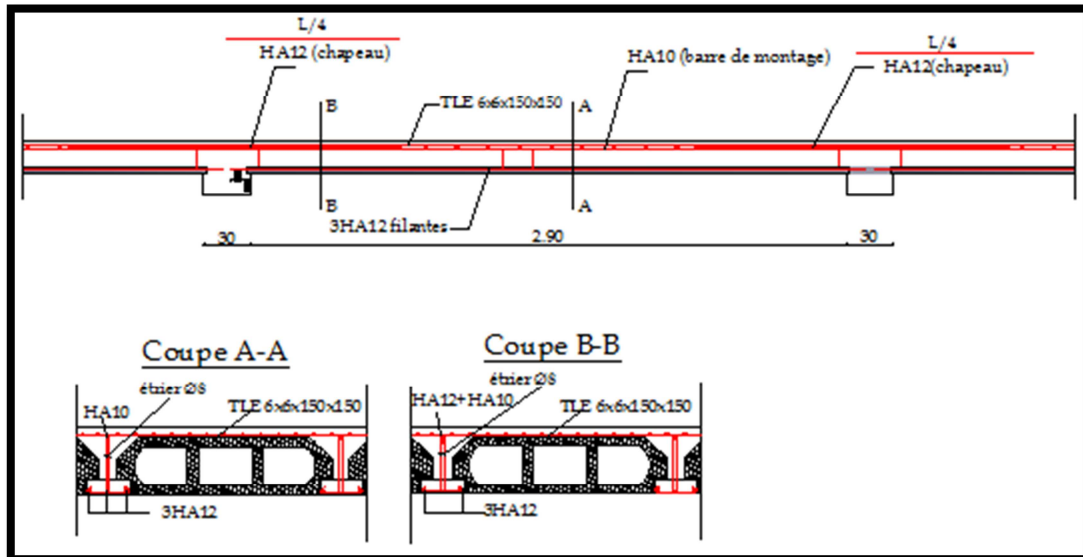
De même pour :

- Les planchers à usage d'habitation :

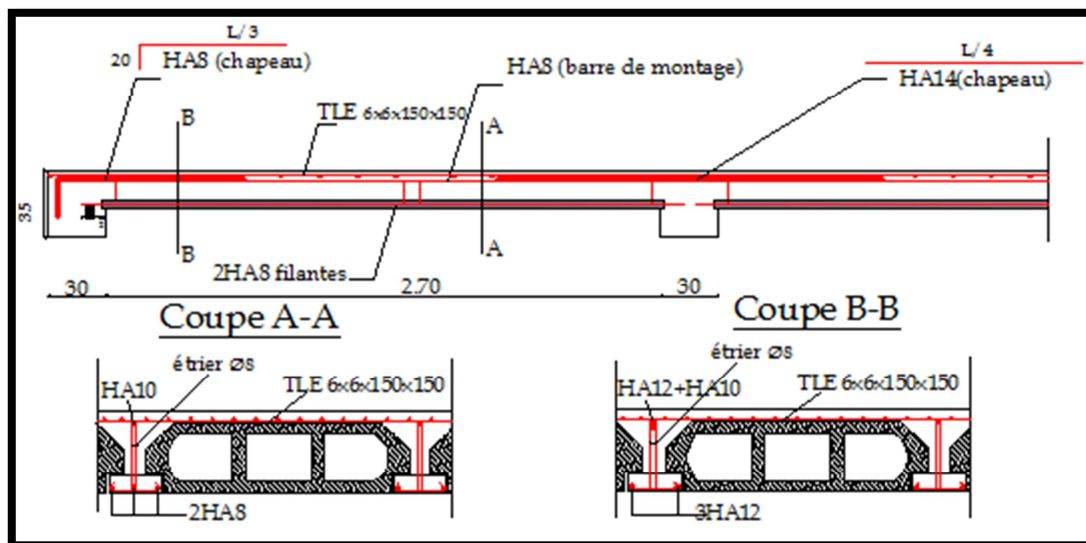
$$F_V = 0,26 \text{ cm} < \frac{L}{500} = 0,56 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ La flèche est vérifiée}$$

- Le plancher dernier étage :

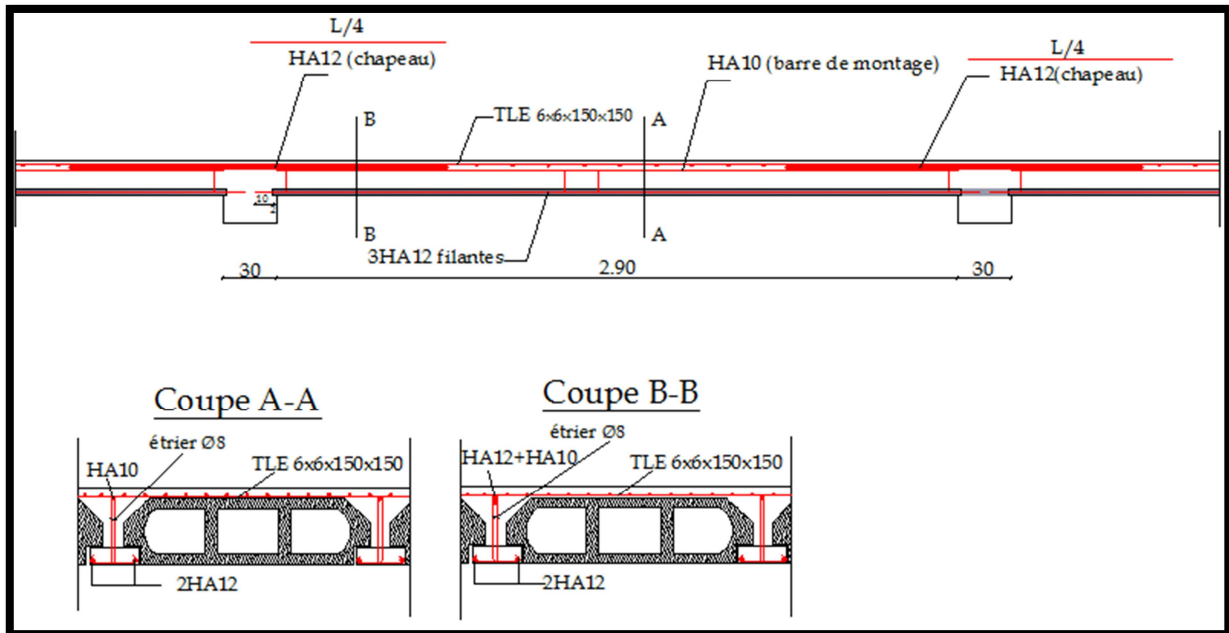
$$F_V = 0,18 \text{ cm} < \frac{L}{500} = 0,56 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ La flèche est vérifiée}$$



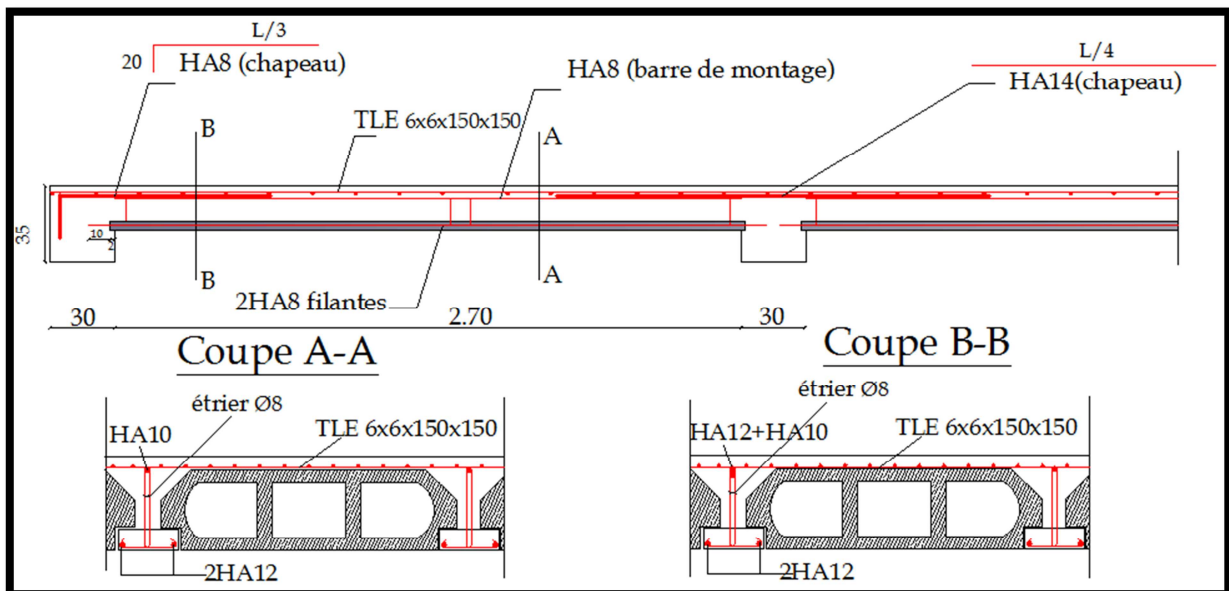
Exemple 1: Plancher à usage d'habitation et de service  
 Ferrailage des poutrelles  
 travées (3-4)



Exemple 2: plancher d'habitation et de service  
 Ferrailage des poutrelles  
 travées(1-2)



**Exemple 3: Plancher dernier étage  
Ferrailage des poutrelles  
travées (3-4)**



**Exemple 4: plancher dernier étage  
Ferrailage des poutrelles  
travées (1-2)**

*Fig. III-5: Plan de ferrailage des poutrelles*

III-3- CALCUL DES BALCONS

Introduction

Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont constitués d'une dalle pleine, ces dimensions sont :

- Largeur = 1,20m

- Un garde de corps de hauteur h = 1m, en brique pleine de 10,5cm d'épaisseur.

L'épaisseur de dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{l}{10}; \quad e \geq \frac{120}{10} = 12cm \quad ; \text{On prend } e = 15cm$$

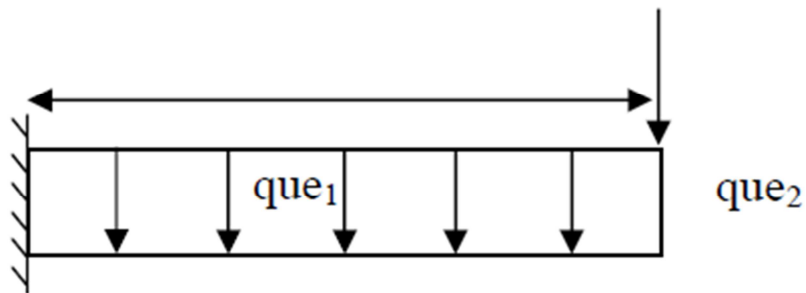


Figure III-6-. : Schéma statique du balcon

III-3-1 Détermination des Charges et surcharges du balcon:

III-3-1-1 Les charges permanentes :

Tableau III-6 : Les charges permanentes revenant au balcon.

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Poids(KN)
Revêtements en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	22	0,02	0,44
Couche de sable	18	0,02	0,36
Enduit de mortier de ciment	18	0,02	0,36
La dalle pleine	25	0,15	3,75
<b>Poids total</b>			<b>G1=5,35</b>

- Charge concentrée (garde-corps):

Tableau III-7 : Les charges concentrées revenant au balcon.

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Murs en briques creuses	9	0,01	0,9
Enduit en mortier de ciment	18	2×0,02	0,72
<b>Poids total</b>			<b>G2= 1,62</b>

**Remarque :** Le moment provoqué par la main courante sera négligé car le garde-corps est en maçonnerie.

**III-3-1-2 Surcharge d'exploitation**

La surcharge d'exploitation des balcons est :  $Q = 3.5\text{KN} / \text{m}^2$  (uniformément répartie)

**III-3-1-3 Combinaisons de charge :**

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

$$q_{u1} = (1,35G_1 + 1,5Q)1m = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5 = 12.47\text{KN/ml}$$

$$q_{u2} = (1,35G_2)1m = 1.35 \times 1,62 = 2.19 \text{ KN/ml}$$

*A L'ELS : G+Q*

$$q_{s1} = (G_1 + Q)1m = (5.35 + 3,5)1m = 8.85\text{KN/ml}$$

$$q_{s2} = G_2 \times 1m = 1,62 \times 1 = 1,62\text{KN/ml}$$

**III-3-2 Calcul des moments de l'encastrement :**

- Le moment provoqué par la charge  $q_{u1}$  est :

$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1}}{2} l^2 = \frac{12.47 \times 1.20^2}{2} = 9\text{KN.m}$$

- Le moment provoqué par la surcharge  $q_{u2}$  est :

$$M_{q_{u2}} = q_{u2} \times l = 2.19 \times 1.20 = 2,63\text{KN.m}$$

⇒Le moment total :

$$M_u = M_{q_{u1}} + M_{q_{u2}} = 9.00 + 2,63 = 11,63 \text{ KN.m}$$

*Moments fléchissant :*

• Le moment provoqué par la charge  $q_{S1}$  est :

$$M_{q_{S1}} = \frac{q_{S1}}{2} l^2 = \frac{8.85 \times 1.20^2}{2} = 6,37 \text{ KN.m}$$

• Le moment provoqué par la charge  $q_{S2}$  est :

$$M_{q_{S2}} = q_{S2} \times l = 1.62 \times 1.20 = 1,94 \text{ KN.m}$$

⇒ Le moment total agissant aura la valeur :

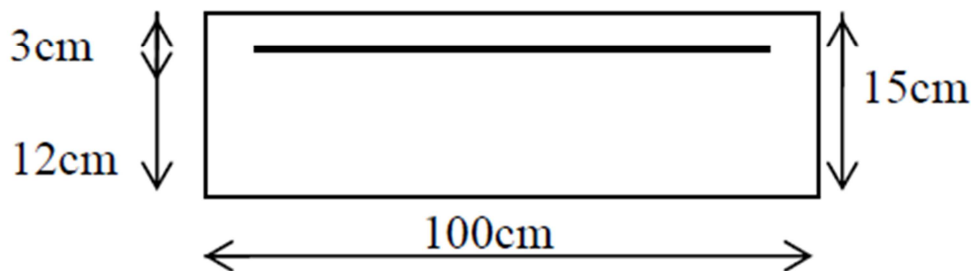
$$M_S = M_{q_{S1}} + M_{q_{S2}} = 6,37 + 1,94 = 8,31 \text{ KN.m}$$

### III-3-3 Calcul des armatures à l'ELU

➤ Les armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,63 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.057 < \mu_1 = 0.392$$

⇒ Section simplement armée.



$$\mu = 0.057 \Rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{St}} = \frac{11,63 \times 10^3}{0,970 \times 12 \times 348} = 2,87 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup> Avec : St = 100/5 = 20 cm

• Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> Avec : St = 100/4 = 25 cm

**III-3-4 Vérifications à L'ELU**

**III-3-4-1 Vérification de la condition de non fragilité : (Art 4.21/BAEL 91)**

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

$$A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**III-3-4-2 Vérification de la condition de l'adhérence des barres :(Art6.13/BAEL 91)**

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \begin{aligned} \bar{\tau}_{se} &= \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \sum u_i &= 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18,84 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

**Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u = q_{u1} l + q_{u2} = 12.47 \times 1,2 + 2.19 = 17,15 \text{ KN}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{17,15 \times 10}{0.9 \times 12 \times 18.84} = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**III-3-4-3 Vérification au cisaillement**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{17,15 \times 10}{100 \times 12} = 0.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

**III-3-4-4 Vérification de l'écartement des barres**

**Armatures principales :**

$$\text{Armatures principales : } S_t = 20 \text{ cm} < \min (3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Armatures secondaires: } S_t = 25 \text{ cm} < \min (4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III-3-5-Calcul à L'ELS**

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

**III-3-5-1 Vérification des contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

Etat limite de compression de béton :(Art A 452 du BAEL) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ La section est rectangulaire.
- ✓ La nuance des aciers est FeE400.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \qquad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Pour une section rectangulaire  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $e = 20\text{cm}$ , armée par des aciers de nuance FeE 400 soit à vérifier  $\alpha$ .

$$\gamma = \frac{24.14}{17.26} = 1.40$$

$$\mu = 0.057 \Rightarrow \alpha = 0,0747 < \frac{1.40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de  $\sigma_{bc}$  n'est pas nécessaire.

**III-3-5-2 Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\begin{aligned} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} &= \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} \\ &= \min \{ 266,66, 201,63 \} = 201,63 MPa \end{aligned}$$

$$\sigma_{st} = M_s / \beta_1 \cdot d \cdot A_s$$

Valeur de  $\beta_1$  :

$$\text{On a } \rho = \frac{100 \cdot A_s}{h \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{100 \cdot 5,65}{100 \cdot 12} = 0,47 \Rightarrow \beta_1 = 0,896$$

Alors :

$$\sigma_{st} = 8,31 \times 10^6 / 0,896 \times 120 \times 5,65 \times 10^2 = 136,79 MPa$$

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

III-3-5-3 Vérification de la flèche

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

1)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{120} = 0,133 > 0,0625 \dots \dots \dots$  condition vérifiée

2)  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \Rightarrow \frac{16}{120} = 0,133 > \frac{8,31}{10 \times 8,31} = 0,1 \dots \dots \dots$  condition vérifiée

3)  $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots$  condition vérifiée

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

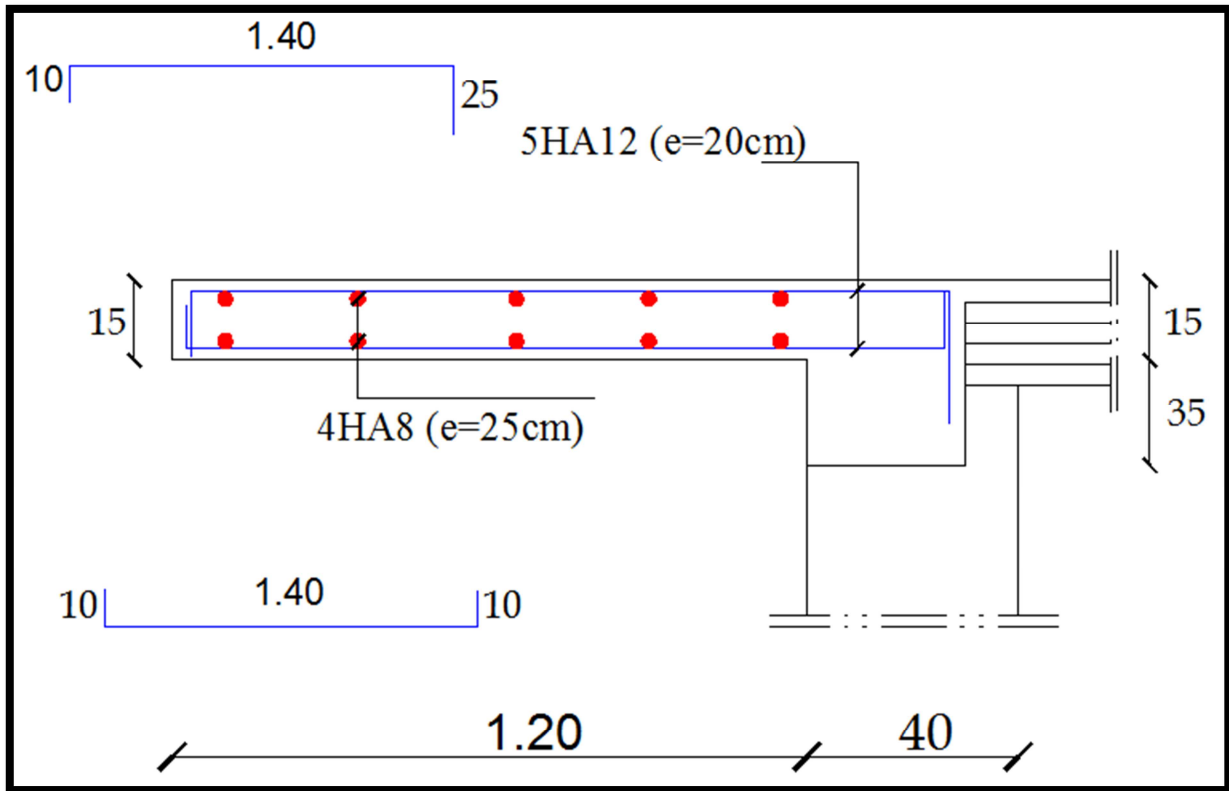


Figure III-7- Ferrailage du balcon reposant sur deux appuis

III-5 - LES ESCALIERS

L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, on a deux types :

-Escaliers du RDC à trois volées avec deux paliers intermédiaires.

-Escaliers des autres niveaux à deux volées avec un seul palier intermédiaire.

III-5-1-Terminologie

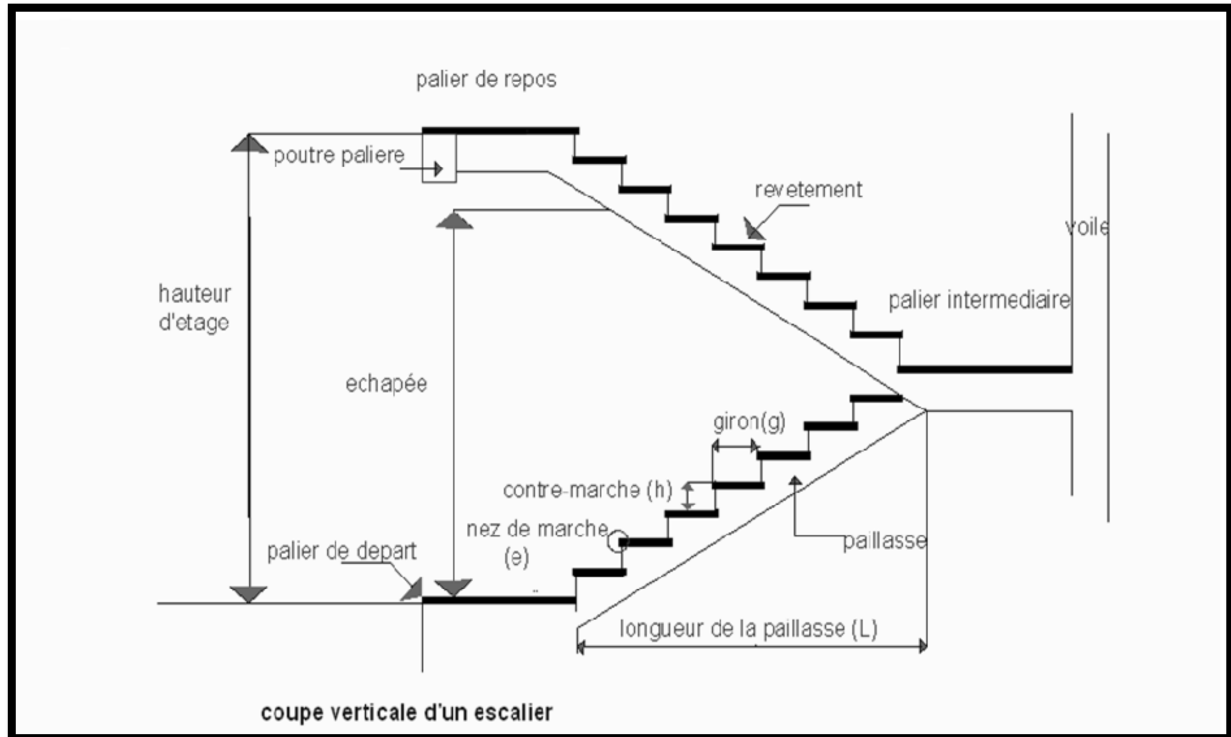


Figure III-8 : Coupe verticale d'un escalier

- La marche : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- La contre marche : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

La hauteur de la marche h : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes  $h = 13\text{à}17\text{ cm}$ , jusqu'à  $22.5\text{ cm}$  pour les escaliers à usage technique ou privé.

- Le giron : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de  $28\text{cm}$  au minimum .Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est :  $2h + g = 59\text{ à }64$ .

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

### **III-5-2-Calcul de l'escalier de l'étage courant**

Notre étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

#### **III-5-2-1-Pré dimensionnement**

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

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

$$14\text{cm} \leq g+2h \leq 18\text{cm}$$

#### **A - Calcul du nombre de contre marches :**

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

On prend h égal à 17cm

$$n = H/h = 153/17 = 9 \text{ contre marches.}$$

#### **B - Calcul du nombre de marches :**

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

#### **C - Calcul de la hauteur de la contre marche :**

$$h = H/n = 153/9 = 17 \text{ cm.}$$

#### **D - Calcul de la hauteur du giron :**

$$g = L1/n-1 = 240/8 = 30 \text{ cm.}$$

#### **E - Vérification de la relation de BLONDEL :**

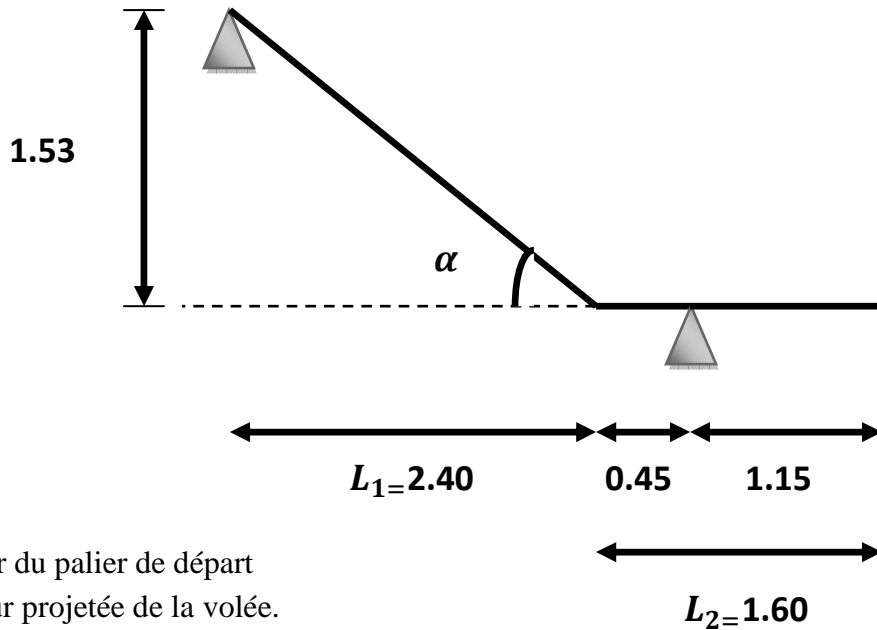
$$59 \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$$

On a h = 17 cm

Les relations de BLONDEL sont vérifiées



$L_0$ : longueur du palier de départ  
 $L_1$ : longueur projetée de la volée.  
 $L_2$ : longueur du palier d'arrivée.

**III-5-2-2- Pré dimensionnement de la paillasse et du palier:**

**A- La paillasse :**

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence au logiciel ETAPS.

L'épaisseur de la paillasse doit vérifier la condition suivante :

$$L_0/30 \leq e_p \leq L_0/20$$

Avec  $L_0$  longueur totale entre nus des appuis.

$$L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2$$

$$\tan \alpha = H/L_1 = 153/240 = 0.6375 \text{ d'ou}$$

$$\alpha = \arctan 0.6375 = 32.52^\circ$$

$$\text{Donc } L_0 = 240/\cos 32.52 + 135 = 420 \text{ cm.}$$

$$420/30 \leq e_p \leq 420/20$$

$$14 \leq e_p \leq 21$$

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

**B - Le palier :** On prend la même épaisseur pour le palier  $e_{palier} = 20 \text{ cm.}$

**III-5-2-3- Détermination des sollicitations de calcul**

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée .En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

**A - Charges et surcharges :**

**1- Le palier:**

**Tableau III-8 : Charges et surcharges revenant au palier**

Eléments	Poids propre [KN/m]	
Poids propre de la dalle	25 x 0.18 x 1.00	4.50
sable	18 x 0.03 x 1.00	0.54
mortier	20 x 0.03 x 1.00	0.60
carrelage	20 x 0.02 x 1.00	0.40
Enduit de plâtre	10 x 0.02 x 1.00	0.20
		Gpalier=6.24
		Qpalier=2.50

**2 - La paillasse :**

**Tableau III-9 : Charges et surcharges revenant à la paillasse**

Eléments	Poids propre [KN/m]	
Poids propre de la paillasse	$25 \times e_p / \cos\alpha = 25 \times 0.18 / \cos 32.52^\circ$	5.34
Poids propre des marches	$25 \times e_p / 2 = 25 \times 0.18 / 2$	2.25
carrelage	20 x 0.02 x 1.00	0.4
Mortier de pose	20 x 0.03 x 1.00	0.6
Couche de sable	18 x 0.03 x 1.00	0.54
Enduit de ciment	10 x 0.02 x 1.00	0.2
Poids propre du garde corps	/	0.2
		G paillasse=9.53
		Q paillasse=2.50

Surcharge d'exploitation : selon le (DTR c2-2) pour une construction à usage de service ou d'habitation,  $Q = 2.5K/m$ .

B - Combinaisons de charges :

Tableau III-10 : Combinaisons de charges

	ELU := (1.35G+1.5q) x1m [KN/ml]	ELS := (G+ q)x 1m[KN/ml]
Palier	$q_u^{palier} = (1.35 \times 6.24 + 1.5 \times 2.5) \times 1m$ =12.17	$q_s^{palier} = (6.24 + 2.5) \times 1m$ = 8.74
paillasse	$q_u^{paillasse} = (1.35 \times 9.53 + 1.5 \times 2.5) \times 1m$ =16.61	$q_s^{paillasse} = (9.53 + 2.5) \times 1m$ = 12.03

III-5-2-4- Ferrailage et calcul des efforts à l'ELU

Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B - q_{paillasse} \times 2.4 - q_{palier} \times 1.6 = 0$$

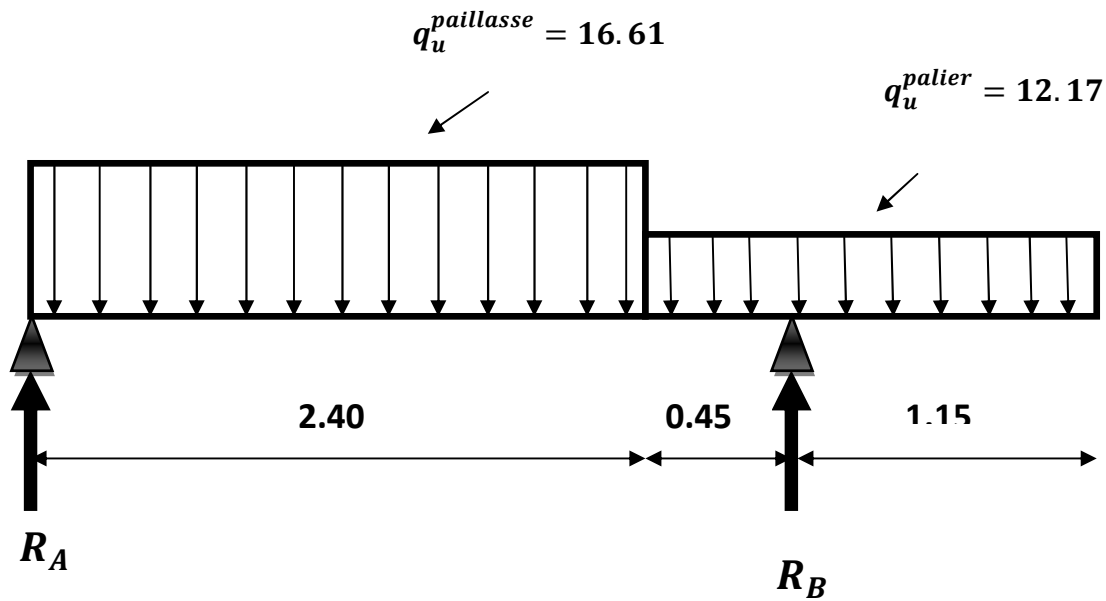
$$R_A + R_B = 59.336KN$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_{A \times 0} + q_u \text{ paillasse} \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2}\right) + q_u \text{ palier} \times 1.6 \times \left(\frac{1.6}{2} + 2.4\right) - R_B \times (2.4 + 0.45) = 0$$

Donc:

$$R_A = 20.69 KN.$$

$$R_B = 38.65 KN.$$



**B -Calcul des efforts tranchants et moments fléchissants :**

Le calcul des efforts tranchants et moments fléchissants se fait avec le logiciel ETABS.

$M_z \max = 17.08 \text{ KNm}$

❖ Remarque

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi encastremets.

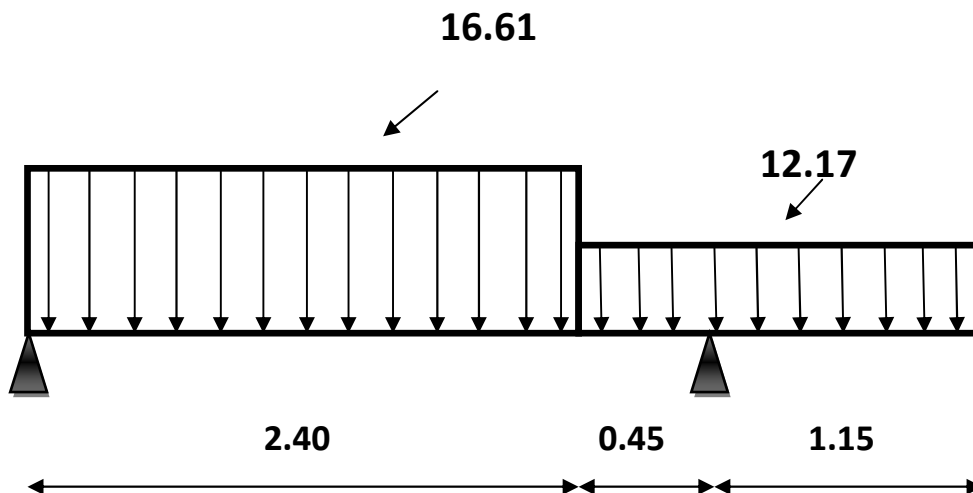
-Aux appuis :

$M_a = -0,3. M_z^{\max} = -0,3 \times 17.08 = -5.12 \text{ KN.m}$

-En travée :

$M_t = 0,85. M_z^{\max} = 0,85 \times 17.08 = 14.52 \text{ KN.}$

B-3) Diagramme des Efforts internes:



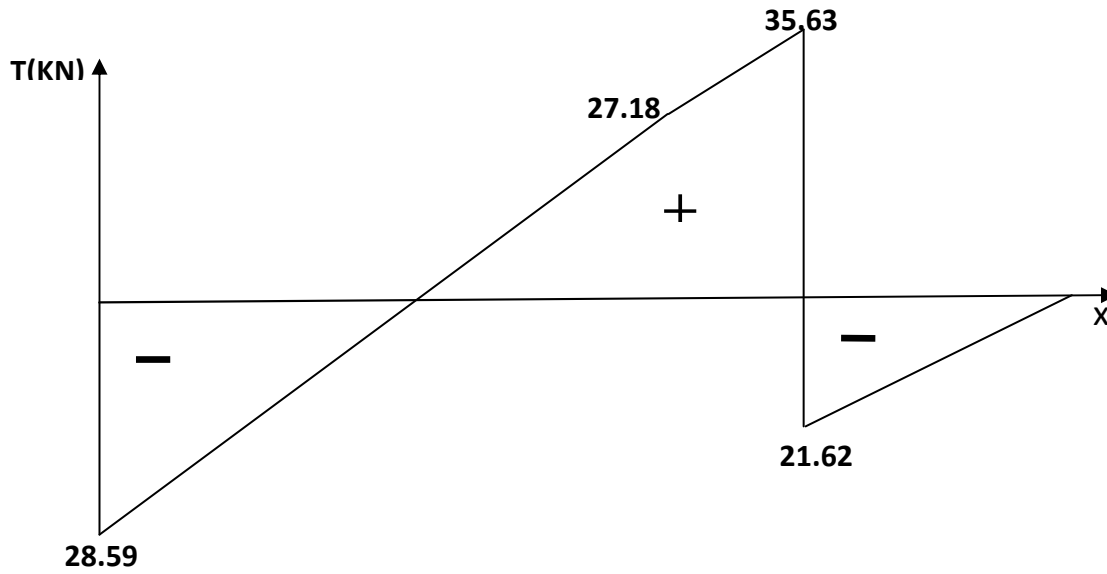


Diagramme efforts tranchants

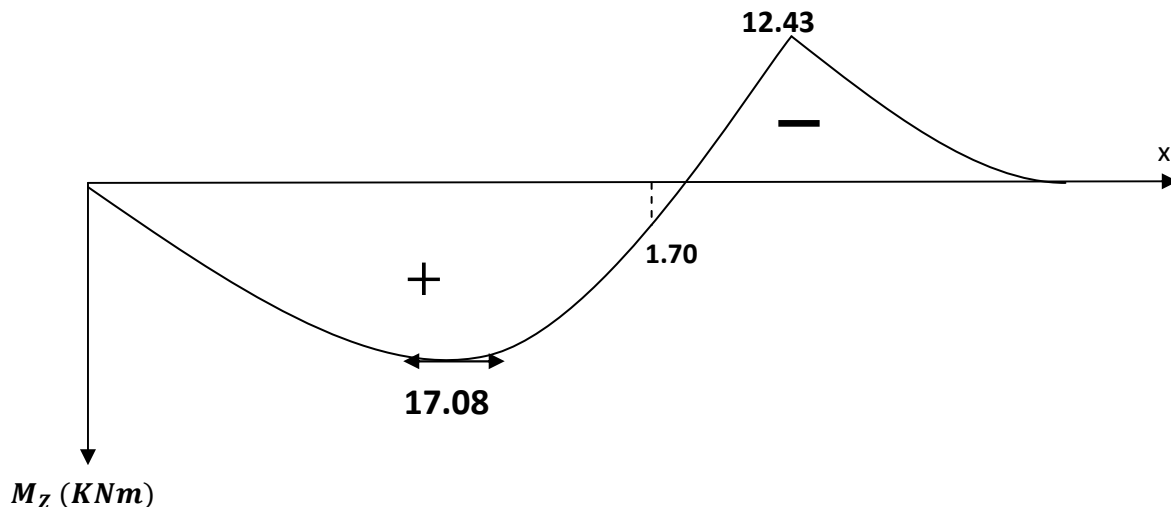


Diagramme Moment fléchissant

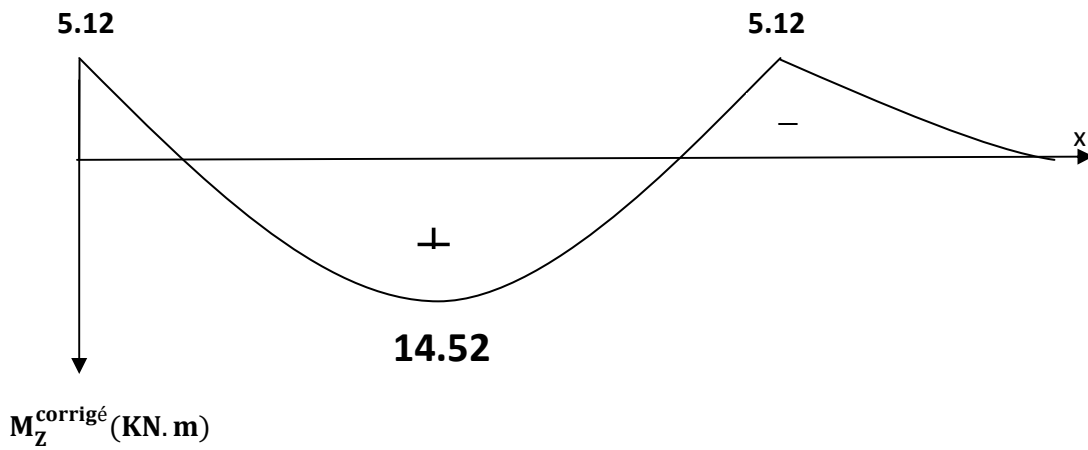


Diagramme corrigé Moment fléchissant

**C - Calcul des armatures :**

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

**1- Aux appuis:**

$$M_u^a = -5.12 \text{ KN.m}, d = 18\text{cm}, c = 2\text{cm}, b = 100\text{cm}$$

**a- Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5.12 \times 10^3}{100 \times 18 \times 348} = 0.008 \leq 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.008 \Rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{Bd\sigma_s} = \frac{5.12 \times 10^3}{0.996 \times 18 \times 348} = 0.821 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup> avec un espacement S<sub>t</sub> = 20cm

**b- Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 0.205 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 10/ml = 3.14 cm<sup>2</sup> avec un espacement S<sub>t</sub> = 25cm

**2 -En travée :**

$$M_u^t = 14.52 \text{ KN m}$$

**a -Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14.52 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.032 < 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0.036 \Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{14.52 \times 10^3}{0.984 \times 18 \times 348} = 2.36 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup> avec un espacement S<sub>t</sub> = 20cm

**b- Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 25\text{cm}$

**III-5-2-5- Vérification à l'ELU :**

**A- Espacement des armatures :**

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

Armatures principales  $\Rightarrow S_t < \min\{3h; 33\text{cm}\}$

$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm}$  ..... *condition vérifiée*

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

$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$  ..... *condition vérifiée*

**B- Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d f_{t28}}{f_e}$$

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

❖ Aux appuis :  $A_{ad} = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$  ... *condition vérifiée.*

❖ En travée :  $A_{ad} = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$  ... *condition vérifiée.*

**C- Vérification au cisaillement (Art A.5.1, 1/ BAE91) :**

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 :  $\bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa}$

❖ Calcul de  $V_{max}$  :

$$V_{max} = 35.63 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} = \frac{35.63 \times 10^3}{1000 \times 180} \quad ; \text{Donc : } \tau_u = \mathbf{0.198 \text{ Mpa}}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ .....Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, condition vérifiée.

**D- Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art. A.6.1,3 / BAEL91) :**

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

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

Calcul de  $\overline{\tau_{se}}$  :

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A.)}$$

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

**Calcul de  $\tau_{se}$  :**

$\sum U_i$ : Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{35.63 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 188.4} \quad , \quad \text{Donc : } \tau_{se} = 1.17 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$  ... ..Pas de risque d'entraînement des barres, condition vérifiée.

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

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de  $\tau_{su}$  :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{\varphi \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \varphi \text{ cm}$$

Pour  $\varphi = 0.8 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35.27 \times 0.8 = 28.22 \text{ cm}$

Pour  $\varphi = 1.2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35.27 \times 1.2 = 42.32 \text{ cm}$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$L_a = 0.4 \times 28.22 = 11.29 \text{ cm}$

$L_t = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$

**E- Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1,313 / BAEL91) :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 35.63 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 180} = 0.44 \text{ Mpa}$$

$$\frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

**G- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

❖ Influence sur le béton :  $T_{u \max} = 35.63 \text{ KN} < V_u$

$$V_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \text{ Avec: } a = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.18 \times 1}{1.5} \times 1080 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

❖ Influence sur les aciers :

$$A = 2.51 \geq \left( \frac{\gamma_s}{f_e} \right) \left( T_{u \max} + \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left( 35.63 + \left( \frac{(-5.12) \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \right) = 0.012$$

La condition est vérifiée.

III-5-2-6-Calcul des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELS

A- Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B - q_{paillasse} \times 2.4 - q_{palier} \times 1.6 = 0$$

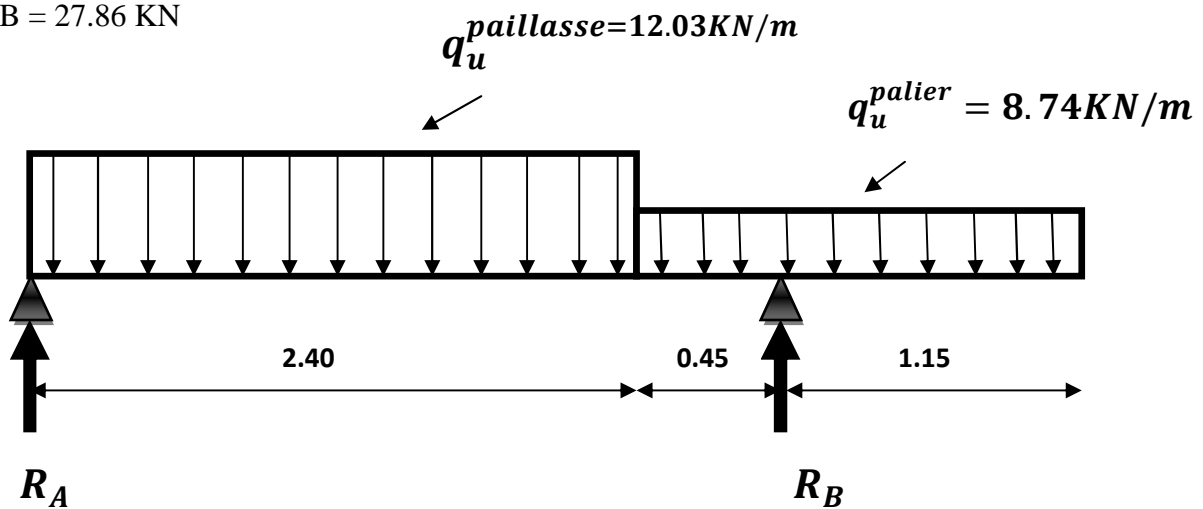
$$R_A + R_B = 42.86 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_{A \times 0} + q_u \text{ paillasse} \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2}\right) + q_u \text{ palier} \times 1.6 \times \left(\frac{1.6}{2} + 2.4\right) - R_B \times (2.4 + 0.45) = 0$$

Donc:

$$R_A = 15 \text{ KN.}$$

$$R_B = 27.86 \text{ KN}$$



$$M_z \text{ max} = 12.47 \text{ KNm}$$

B- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants:

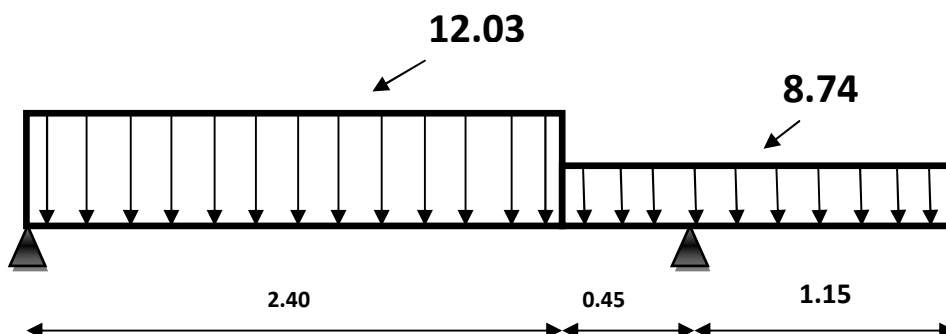
Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

-Aux appuis :

$$M_a = -0.3. M_z^{\text{max}} = -0.3 \times 12.47 = -3.74 \text{ KN.m}$$

-En travée :

$$M_t = 0.85. M_z^{\text{max}} = 0.85 \times 12.47 = 10.60 \text{ KN.m}$$



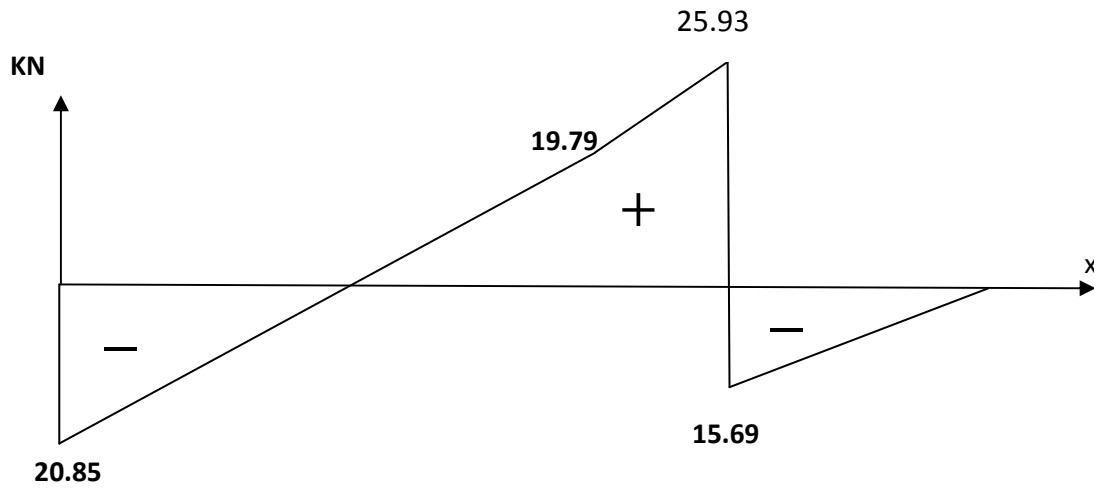


Diagramme efforts tranchants

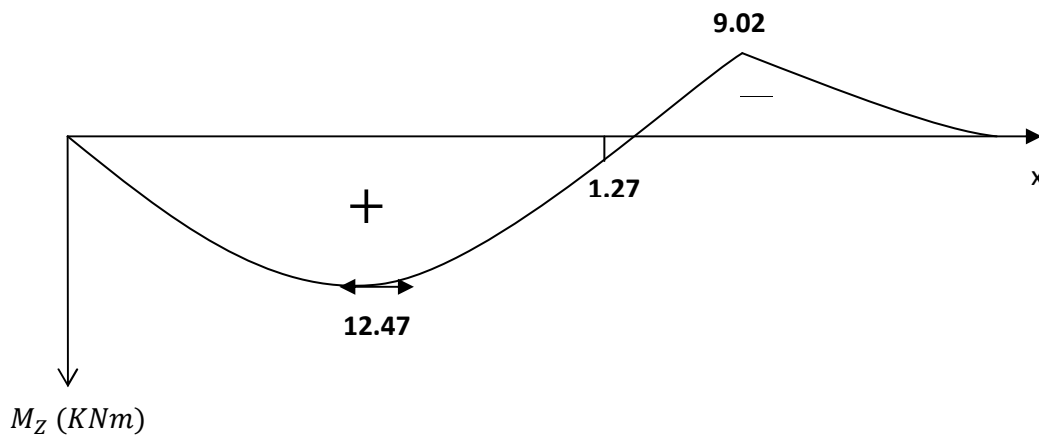


Diagramme Moment fléchissant

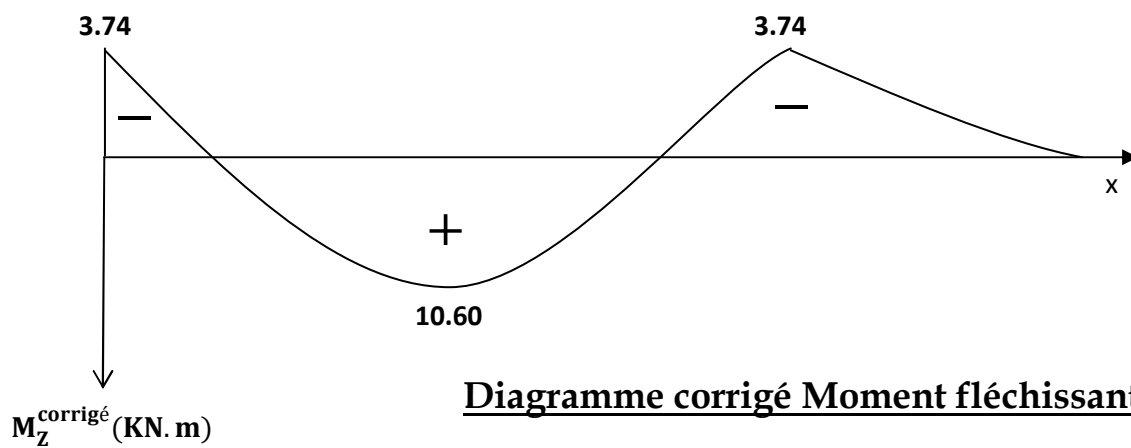


Diagramme corrigé Moment fléchissant

**II-5-2-7-Vérification à l'ELS****A- Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91) :**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, 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) :**

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

**En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.313 \Rightarrow \text{Après interpolation on trouve } K1 = 42.250 \text{ et } \beta_1 = 0.9126$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_{1dA_t}} = \frac{10.60 \times 10^3}{0.9126 \times 18 \times 5.65} = 114.2Mpa \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s 348Mpa \text{ Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{114.2}{42.25} = 2.70 < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow$  condition vérifiée.

**Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 18} = 0.14 \Rightarrow K1 = 65.562 \text{ et } \beta_1 = 0.9386$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_{1dA_a}} = \frac{3.74 \times 10^3}{0.9386 \times 18 \times 2.51} 88.2 \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348Mpa \text{ Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{88.2}{65.562} = 1.35MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow$  condition vérifiée.

**C- Etat limite de déformation :(BAEL91/ARTB.6.5.2)**

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{max} \times L^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

$$q^{max} = \max(12.03, 8.74) = 12.03 \text{ kn/ml}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{12.03 \times 400^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

$E_v$  : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.865 \text{ MPa}$$

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

$V_1$  : position de l'axe neutre.

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$B_0$  : aire de la section homogène.

$S_{xx}$  : moment statique par rapport à l'axe XX passant par la fibre extrême supérieur.

$A_t$  : section d'armatures tendues

$$B_0 = b \cdot h + 15A_t = 100 \times 20 + 15 \times 5.65 = 2084.75 \text{ cm}^2$$

$$S_{x\hat{x}} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \times d$$

$$S_{x\hat{x}} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18 = 21525.5 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{21525.5}{2084.75} = 10.32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.32 = 9.68 \text{ cm}$$

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

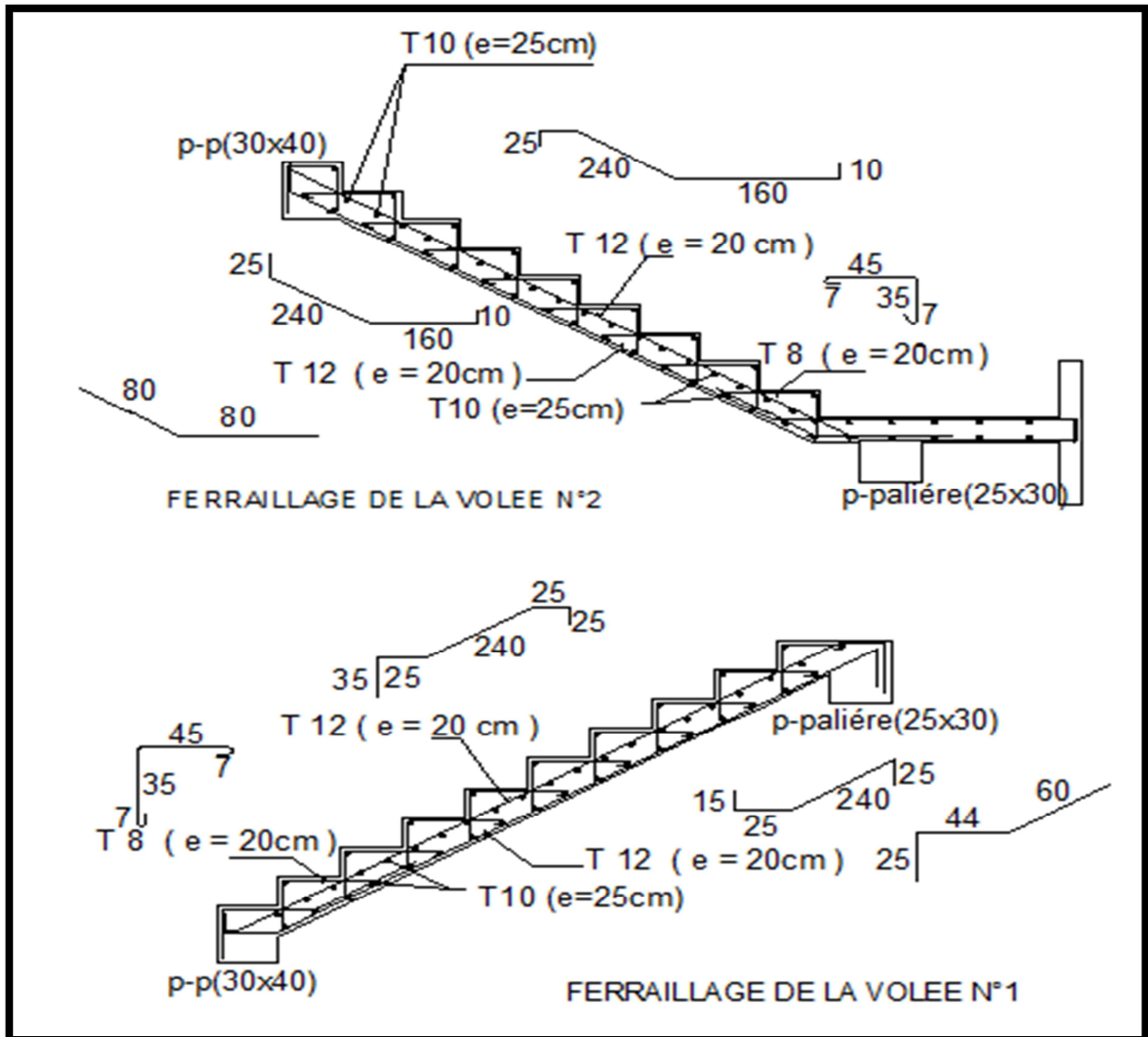
$$= \frac{100}{3} (10.32^3 + 9.68^3) + 15 \times 5.65 (9.68 - 2)^2 = 71870.22 \text{ cm}^4$$

Avec :  $V_A = V_2 - C$

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée calculé par rapport au centre de gravité

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{max} \times L^4}{E_v I} = \frac{5}{384} \times \frac{12.03 \times (4)^4 \times 10^3}{10818.865 \times 71870.22 \times 10^{-2}} = 0.005$$

$f = 0.005 < \bar{f} = 1.22$ .....condition vérifiée.



Ferrailage des escaliers

**III-6 -CALCUL DE LA POUTRE PALIERE**

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre; la réaction de la paillasse et celle du palier. elle est semi encastrée dans les poteaux de la cage d’escalier.

**III-6 -1-Pré dimensionnement**

**III-6 -1-1-Hauteur de la poutre  $h_t$**

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

$h_t$  :la hauteur de la poutre

$L$  :partie libre  $L = 2,80m$

$$\frac{280}{15} \leq h_t \leq \frac{280}{10}$$

$$18,67 \leq h_t \leq 28 \Rightarrow h_t = 30cm$$

**III-6 -1-2-largeur de la poutre  $b$  :**

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$12 \leq b \leq 21 \Rightarrow b = 25cm$$

**III-6 -1-3-Recommandations de l’ RPA 99 Version 2003 :**

Le RPA exige que  $\begin{cases} h_t \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases}$

On a  $\begin{cases} h_t \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ \frac{30}{20} = 1,2 \leq 4 \end{cases} \Rightarrow$  Conditions vérifiées

**III-6 -1-4-Conclusion**

La poutre aura pour dimensions:  $b \times h = 25 \times 30cm^2$

**III-6-2- Déterminations des charges**

- Son poids :  $G = 0,25 \times 0,30 \times 25 = 1,875 KN/ml$
- Réaction du palier(ELU) :  $R_U = 38,65 KN/ml$
- Réaction du palier(ELS) :  $R_S = 27,86 KN/ml$

**III-6 -3- Calcul à l’ELU**

**III-6 -3-1-Combinaisons de charges:**

$$q_u = 1,35G + 2R_u/L$$

$$q_u = 1,35 \times 1,875 + 2 \times 38,65/2,80$$

$$q_u = 30,14 \text{ KN/ml}$$

III-6 -3-2- Calcul du moment et de l'effort tranchant

❖ Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{30,14 \cdot 2,80^2}{8} = 29,54 \text{ KN.m}$$

❖ Effort tranchant :

$$T_u = R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{30,14 \times 2,80}{2} = 42,20 \text{ KN}$$

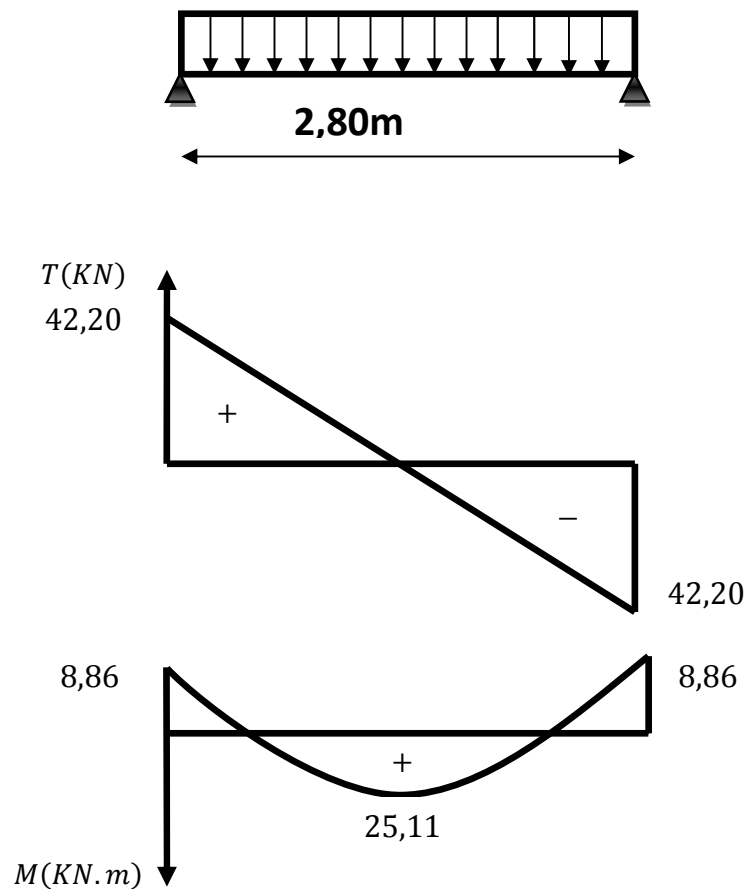
❖ Moment aux appuis :

$$M_a = -0,3M_u = -0,3 \times 29,54 = -8,86 \text{ KN.m}$$

❖ Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_u = 0,85 \times 29,54 = 25,11 \text{ KN.m}$$

III-6 -3-3- Diagramme du moment et de l'effort tranchant



**III-6 -3-4-Ferraillage**

❖ Aux appuis :

$$M_u = -8,86 \text{KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8,86 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,032 < \mu_e = 0,392.$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,032 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,984$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{8,86 \times 10^3}{0,984 \times 28 \times 348} = 0,92 \text{cm}^2$$

On opte pour 3HA12= 1,51cm<sup>2</sup>

**En travée :**

$$M_u = 25,11 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{25,11 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,090 < \mu_e = 0,392.$$

⇒ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,090 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,953$$

$$A_t = \frac{25,11 \times 10^3}{0,953 \times 28 \times 348} = 2,70 \text{cm}^2$$

On opte pour 3HA12= 3,39cm<sup>2</sup>

**III-6 -3-5-Vérification**

**A- Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1) :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,845 \text{cm}^2$$

**B- Aux appuis A<sub>a</sub>:**

3,39 > 0,845cm<sup>2</sup> → condition vérifiée.

**C- En travée  $A_t$ :**

$3,39cm^2 > 0,845cm^2 \rightarrow$  condition vérifiée.

**D - Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

On doit vérifier la condition suivante :

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

$\sum u_i$ : étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3,14 \times 8 = 75,36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{u \max}}{0,9 d \sum u_i} = \frac{42,20 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 75,36} = 2,22 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,22 < \overline{\tau_{se}} = 3,15MPa \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

**E- Encrage des barres :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{su}} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835MPa$$

$$\tau_{se} = 2,22 < \overline{\tau_{su}} = 2,835MPa \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**F- Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{42,20 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,60 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\{0,13f_{t28}, 5MPa\} = 3,33MPa$$

$$\tau_u = 0,60 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33MPa$$

$\Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement.

**G- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

**a- Influence sur le béton:**

$$T_u = 42,20KN \leq 0,4 \times 0,9 \times bd \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 42,20 \text{ KN} < 0,4 \times 0,9 \times 250 \times 280 \frac{25}{1,5} = 420KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b- Influence sur les armatures inferieures :**

$$A_u = 3,39cm^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( 42,20 \times 10^3 + \frac{-8,86 \times 10^6}{0,9 \times 280} \right) = 0,20cm^2$$

$$A_a = 1,51cm^2 > A_u = 0,20cm^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c- Enclage des barres :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{su}} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835MPa$$

$$\tau_{se} = 2,22 < \overline{\tau_{su}} = 2,835MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**H- Calcul les armatures transversales**

**a-Diamètre:**  $\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\}$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}, \frac{25}{10}, 1,2 \right\} = \{8,85, 2,5, 1,2\} = 8mm$$

Nous prenons :  $\phi_t = 8mm$

**b-Espacement :**

$$S_{t \max} \leq \min\{0,9 \cdot d, 40cm\} = S_{t \max} \leq \min\{25,2cm, 40cm\} = 25,2cm$$

Soit  $S_t = 25cm$

**Selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2)**

**L'espacement doit vérifier :**

**Aux appuis :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\phi, 30 \right) = \min(7,5, 14,4, 30).$$

Soit  $S_t = 7cm$

**En travée :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15cm$$

$$S_t = 15cm$$

**III-6 -4- Calcul à l'ELS**

**III-6 -4- 1 -Combinaisons de charges**

$$q_s = G + 2 T_u/L$$

$$q_s = 1,875 + 2 \times 27,86/2,80$$

$$q_s = 21,78 \text{KN/ml}$$

III-6 -4-2 -Calcul du moment et de l'effort tranchant

A- Moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{21,78 \times 2,80^2}{8} = 21,34 \text{KN.m}$$

B- Effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{21,78 \times 2,80}{2} = 30,50 \text{KN.}$$

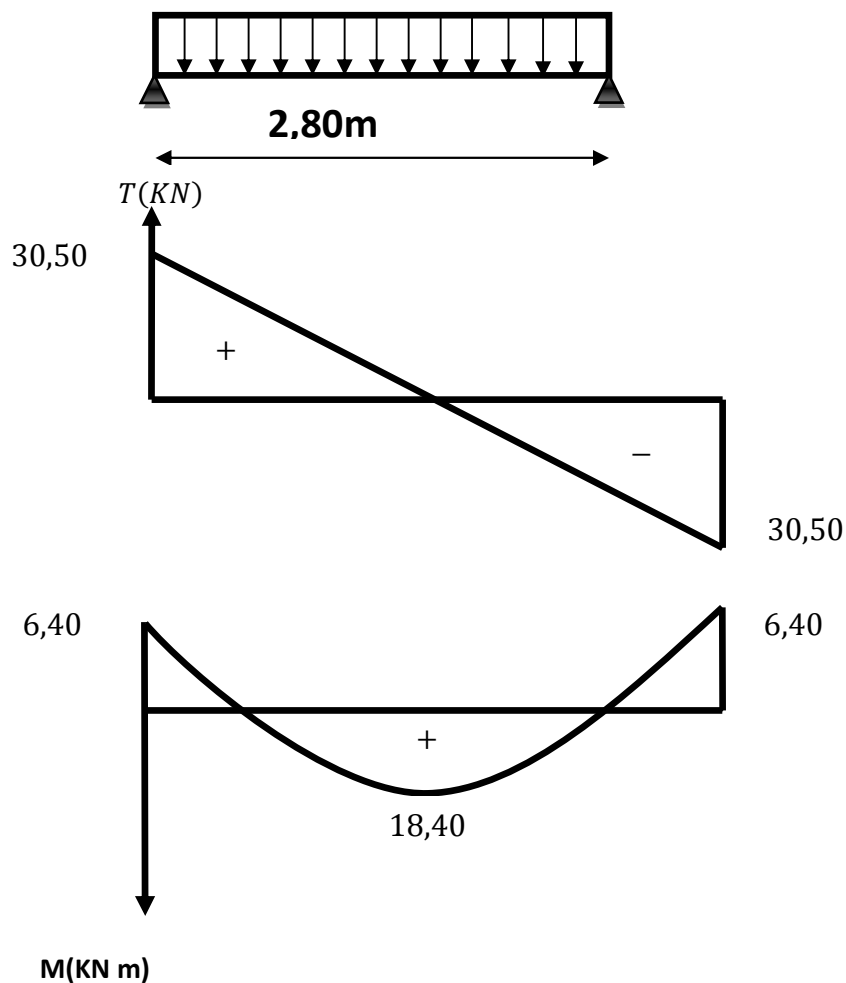
C- Moment aux appuis :

$$M_a = -0,3M_s = -0,3 \times 21,34 = 6,40 \text{KN.m}$$

D- Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_s = 0,85 \times 21,34 = 18,14 \text{KN.m}$$

III-6 -4-3 -Diagramme du moment et de l'effort tranchant



**III-6 -4-3-Vérification des contraintes**

Etat limite de résistance à la compression : [BAEL91/Art.4.5,2]

On doit avoir  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

$$\rho = \frac{100 A_s}{b \cdot d} ; \quad \sigma_{bc} = K \sigma_s ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$$

zone	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	K	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$
Travée	18,40	3,39	0,48	0,895	0,030	216,58	6,50	15
Appuis	6,40	1,51	0,22	0,924	0,020	163,82	3,28	15

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

**Vérification de la flèche :** [BAEL.99/Artb6.5,2] :

On peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

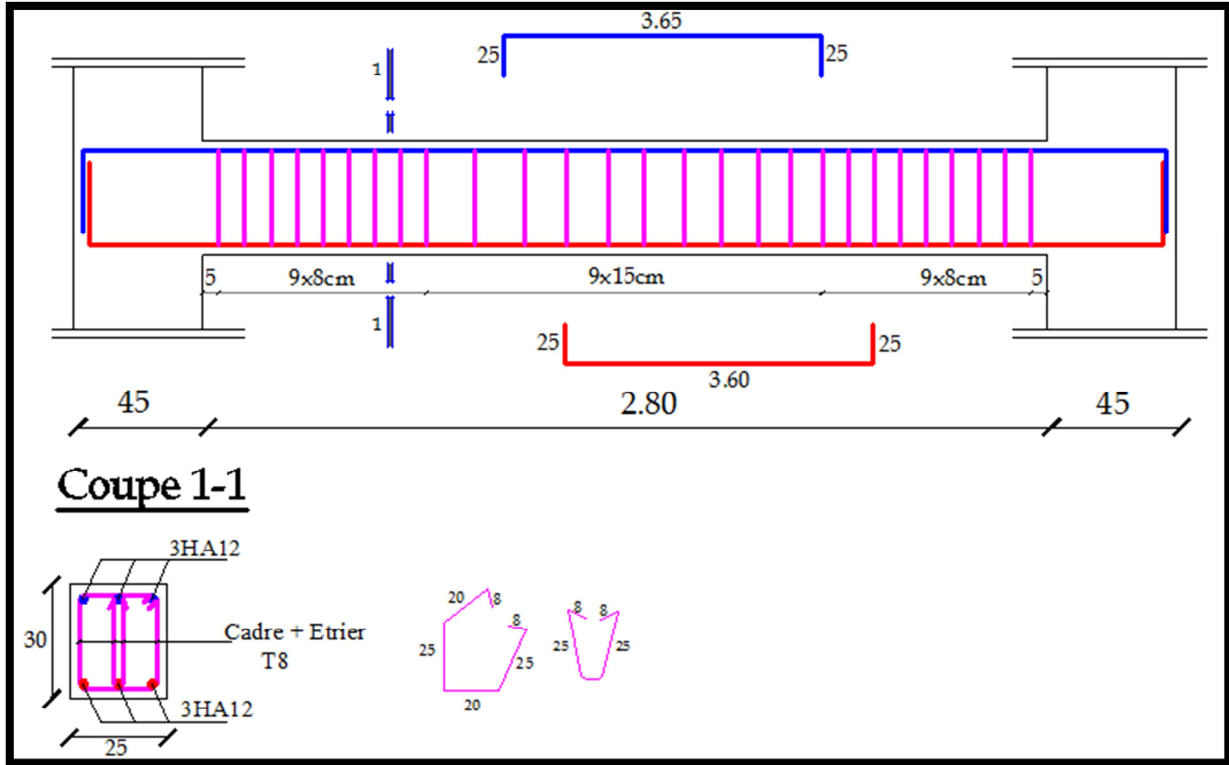
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_c}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{280} = 0,107 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{280} = 0,107 > \frac{M_e}{10M_0} = \frac{18,40}{10 \times 18,97} = 0,097 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_c}{b \times d} = \frac{3,39}{25 \times 28} = 0,0048 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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



III-8 : Ferrailage de la poutre palière

## III-4- SALLE MACHINE

## Introduction

Le bâtiment comprend une cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement ( $v = 1\text{m/s}$ ), de surface égale à ( $1,50 \times 1,50 = 2,22\text{m}^2$ ) pouvant charger cinq personnes. La charge totale transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes.

La dalle est soumise aux charges suivantes :

- Charges localisées sur un rectangle concentrique de la dalle.
- Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle.

**III-4-1 Calcul de la dalle pleine du local**

L'étude des dalles reposants librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Pour ce qui suivra on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique. la dalle reposant sur ses 4 cotés avec  $L_x = 1,5\text{m}$  et  $L_y = 1,5\text{ m}$

Calcul de  $M_x$  et  $M_y$  :

$$M_x = q(M_1 + v.M_2) .$$

$$M_y = q(M_2 + v.M_1).$$

$v$  : coefficient de poisson

avec :  $M_1, M_2$  valeurs données par les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports suivants:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}$$

$q$  : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

$U, V$  : dimensions du rectangle sur lequel s'applique la charge  $q$  contenue de la diffusion à  $45^\circ$  dans le revêtement et la dalle de béton.

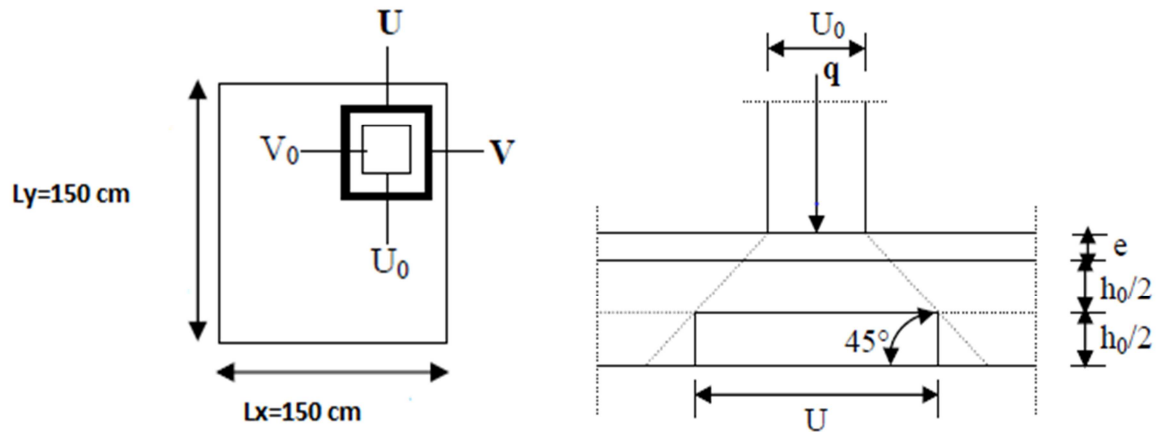


Figure III-9 : schéma de la salle machine

#### III-4-1-1-Dimensionnement

Nous avons la limite de RPA minimale qui est de 12 cm .

On opte pour  $e_p = 15$  cm

$$u = u_0 + k \cdot e + h_0$$

$$v = v_0 + k \cdot e + h_0$$

Avec:

$h_0$  : épaisseur de la dalle ( $h_0 = 15$  cm).

$e$  : épaisseur du revêtement ( $e = 5$  cm).

$k$  : coefficient pris égal à 2, car le revêtement est aussi solide que le béton.

$u_0, V_0$  : coté du rectangle dans le quel la charge est centrée ( $u_0 = v_0 = 80$  cm)

$$u = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$v = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

#### III-4-1-2 Calcul des efforts

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{150} = 1$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{150} = 0.7$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{150} = 0.7$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

A partir des abaques de PIGEAUD, nous aurons :

$$M_1=0,064$$

$$M_2=0,064$$

**A- Calcul des moments  $M_{x1}$ ,  $M_{y1}$  du système de levage :**

A L'ELU :  $v = 0$

$$q_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 50 = 67,5 \text{ KN m}$$

$$M_{x1} = q \times M_1 = 67.5 \times 0.064 = 4.32 \text{ KN m}$$

$$M_{x2} = q \times M_2 = 67.5 \times 0.064 = 4.32 \text{ KN m}$$

**B- Evaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$  dus au poids propre de la dalle :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \Rightarrow 0.4 \leq 1 \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} U_x = 0.368 \\ U_y = 1.000 \end{cases} \quad \text{Avec } \mu_x, \mu_y : \text{coefficients donnés en fonction de } \rho .$$

$$\begin{cases} M_{x2} = U_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = U_y \times M_{x2} \end{cases}$$

Poids de la dalle :  $p_u = 1,35 \times G + 1,5 Q$ . Avec :  $Q = 1 \text{ kn}$

$$G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN /m}^2$$

$$\text{Avec : } q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1) = 8.048 \text{ KN/mL}$$

$$M_{x2} = u_x \times q \times L_x^2 = 0.368 \times 8.048 \times (1.5)^2 = 6.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = U_y \times M_{x2} = 1 \times 6.66 = 6.66 \text{ KN.m}$$

**C- superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.32 + 6.66 = 10.98 \text{ KN m}$$

$$M_y = M_{x2} + M_{y2} = 4.32 + 6.66 = 10.98 \text{ KN m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munis en leurs effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

- **Moment en travée :  $M_t = 0,85 M$ .**

$$M_{xt} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10.98 = 9.33 \text{ KN m}$$

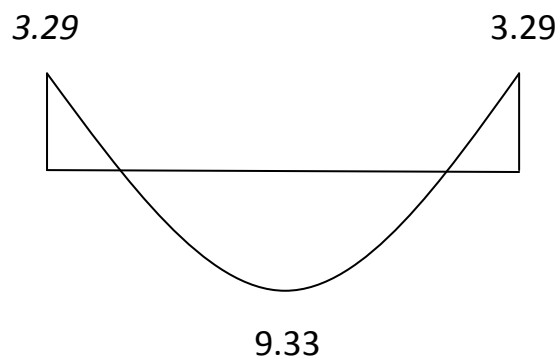
$$M_{yt} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 10.98 = 9.33 \text{ KN m}$$

- **Moment aux appuis :  $M_a = -0,3 M$ .**

$$M_{xa} = -0.3 M_x = -3.29 \text{ KN m}$$

$$M_{ya} = -0.3 M_y = -3.29 \text{ KN m}$$

**Sens xx et Sens yy**



FigureIII-10 : Les moments dans les deux sens à l'ELU

**III-4-2- Calcul de la section d'armature**

Puisque les deux sens sont identique on va calculé pour un seul sens :

Sens x-x :

A- En travée :

-Calcul des moments réduits:

$$\mu_b = \frac{M_{xt}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.33 \cdot 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.046$$

On a :  $\mu_b = 0.046 < \mu_1 = 0.392$

$$\mu_b = 0.046 \rightarrow B = 0.976$$

$$A_t = \frac{M_{xt}}{B \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.33 \cdot 10^3}{0.976 \cdot 12 \cdot 348} = 2.29 \text{ cm}^2$$

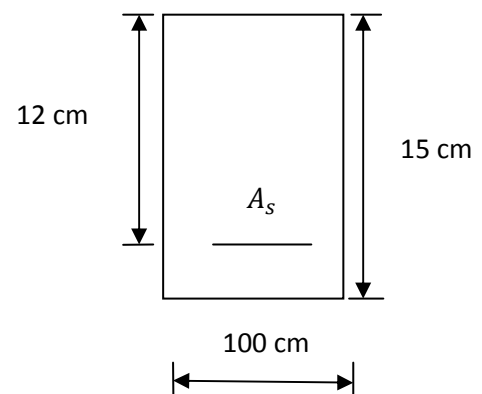
On opte pour:

$$A_t = 4HA10/ml = 3.14 \text{ cm}^2$$

Avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

$c = 3 \text{ cm}$

$d = 12 \text{ cm}$



**B) Aux Appuis:**

Calcul des moments réduits:

$$\mu_b = \frac{M_{xa}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.29.10^3}{100.12^2.14,2} = 0.020$$

On a :  $\mu_b = 0.020 < \mu_1 = 0.392$

$\mu_b = 0.020 \rightarrow B = 0.990$

$$A_a = \frac{M_{xa}}{B.d.\sigma_{st}} = \frac{3.29.10^3}{0.990.12.348} = 0.79 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $A_a = 4HA8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$

Avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

**III-4-3- Vérification à L'ELU**

**A- Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :**

$$A > A_{min} = \rho \times s = \rho_0 \times \left( \frac{3 - \frac{Lx}{Ly}}{2} \right) \times b \times h$$

$A_{min}$  : Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

$\rho_0$  : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$A_{min} = 0.0008 \times \left( \frac{3 - 1}{2} \right) \times (100 \times 15) = 1.2 \text{ cm}^2$$

$A = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.2 > \text{ cm}^2$

$A = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.2 \text{ cm}^2$

Alors la condition est vérifiée.

**B- Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :**

On doit vérifier que :

$$\phi_{max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{max} = 15 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifier}$

**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.

- Armature // à  $L_x$  :  $A_x//L_x : S_t = 25 \text{ cm} < \min (3h ; 33\text{cm})=33\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifier
- Armature // à  $L_y$  :  $A_x//L_y : S_t = 25 \text{ cm} < \min (4h ; 45\text{cm})=45\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifier

**D- Condition de non poinçonnement :**

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ (BAEL 91 Art 5.2.42).}$$

Avec:

$U_c$ : périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(105 + 105) = 420 \text{ cm} = 4.20\text{m}$$

$N_u$  : Charge de calcul à l'état limite ultime.

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 50 = 67.5 \text{ KN}$$

$$N_u = 67.5 < 0.045 \times 4.20 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 472.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

**E- Contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de } U \Rightarrow T_{max} = \frac{N_u}{2U \times V} = \frac{67.5}{3 \times 1.05} = 21.43 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } V \Rightarrow T_{max} = \frac{N_u}{3U} = \frac{67.5}{3 \times 1.05} = 21.43 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{21.43}{1 \times 0.12} = 178.57 \text{ KN/m}^2 = 0.18 \text{ Mpa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ Mpa.}$$

**III-4-4- Calcul à l'ELS**

**A- les moments engendrés par le système de levage :**

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

$$q_s = 90 \text{ KN.}$$

à ELS :  $\nu = 0,2$

$$M_{x1} = M_{y1} = 90(0.064 + 0.2 \times 0.064) \Rightarrow M_{x1} = M_{y1} = 6.912 \text{ KN m}$$

**B- Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 \Rightarrow q_s = 5.85 \text{ KN/m}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0.368 \times 5.85 \times (1.5)^2 = 4.844 \text{ KN m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1 \times 4.844 = 4.844 \text{ KN m}$$

**C- Superposition des moments :**

$$M_x = M_y = 6.912 + 4.844 = 11.756 \text{ KNm}$$

**Remarque :** Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85), et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

**Moment en travée :  $M_t = 0,85 M$ .**

$$M_{xt} = M_{yt} = 0.85 M_x = 9.99 \text{ KN m}$$

**Moment aux appuis :  $M_a = -0,3 M$ .**

$$M_{xa} = M_{ya} = -0.3 M_x = -3.53 \text{ KN m}$$

sens xx et Sens yy

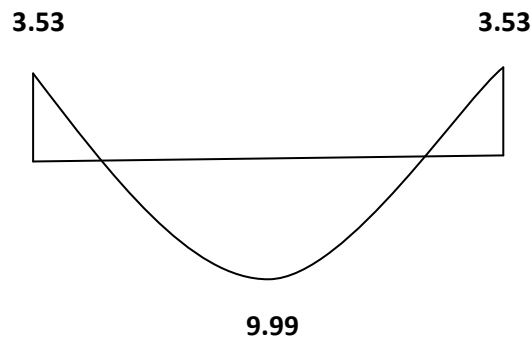


Figure III-11 : Les moments à l'ELS.

### III-4-5- Vérification à L'ELS

#### 1. Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge

on a  $u = v$

donc :

Au milieu de u :

$$V_u = \frac{P}{2U + V}$$

$$V_u = \frac{90}{(2 \times 1.05) + 1.05} = 28.57 \text{ KN}$$

Au milieu de v on a :

$$V_u = \frac{P}{3U} = \frac{90}{3 \times 1.05} = 28.57 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{28.57 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.238 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}, 5\text{MPa}\} = 3.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.238 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

**2. Vérification des contraintes dans le béton :**

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

*Sens x-x :*

- *Aux appuis*  $M_a = 3.53 \text{ KN.m}$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.167 \quad \Rightarrow k = 0.016 \text{ et } \beta_1 = 0.935$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{3.53 \times 10^6}{0.935 \times 120 \times 2.01 \times 10^2} = 156.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.016 \times 156.52 = 2.50 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- *En travée :*  $M_t = 9.99 \text{ KN.m}$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.262 \quad \Rightarrow k = 0.021 \text{ et } \beta_1 = 0.920$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{9.99 \times 10^6}{0.920 \times 120 \times 3.14 \times 10^2} = 288.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.021 \times 288.18 = 6.05 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

**3-Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

**Remarque :**

Il en est de même pour le sens (Y-Y), donc on peut se passer de la vérification des contraintes.

**4- Vérification au poinçonnement**

$$q_u = \frac{0.045 \cdot U_c \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2.(u + v) = 2 \times 2.1 = 4.2m$$

$$q_u = 8.048 \leq \frac{0.045 \times 4.2 \times 25 \cdot 10^3}{1.5} = 3150 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

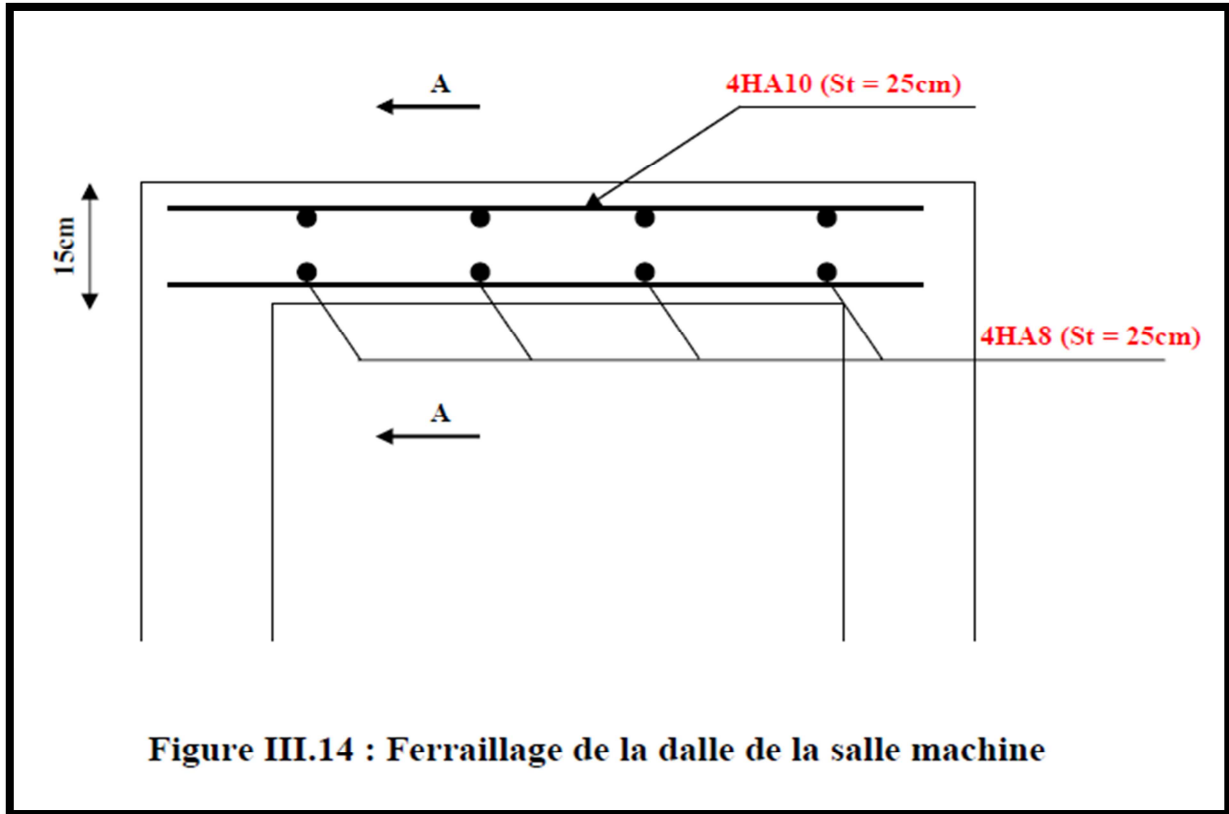


Figure III.14 : Ferrailage de la dalle de la salle machine

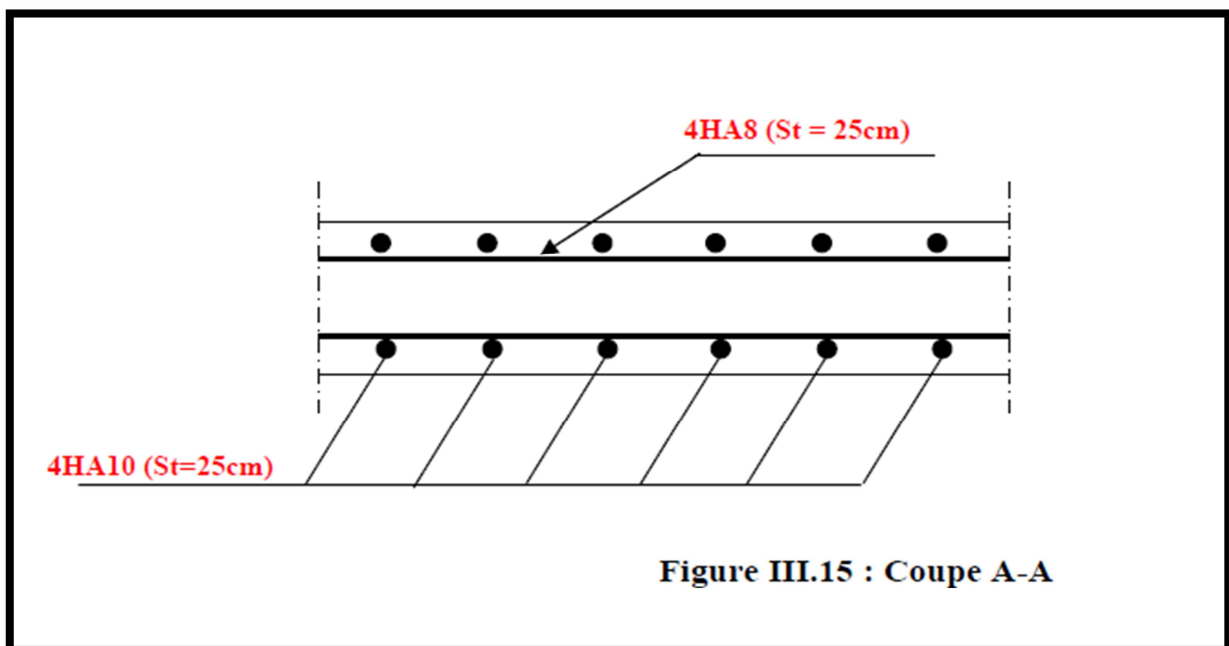


Figure III.15 : Coupe A-A

## IV. Présentation de l'ETABS

### IV-1- Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

### IV -2 -Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis)

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

### IV-3-Description du logiciel ETABS

*ETABS* est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses

fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000* et *SAFE*).

**Rappel :(terminologie)**

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

**IV -4-Manuel d'utilisation de L'ETABS**

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.7

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône du ETABS (fig.1)



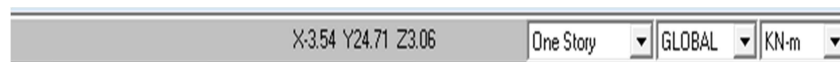
## IV -5- Etapes de modélisation

### IV -5-1 Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

#### a) Choix des unités

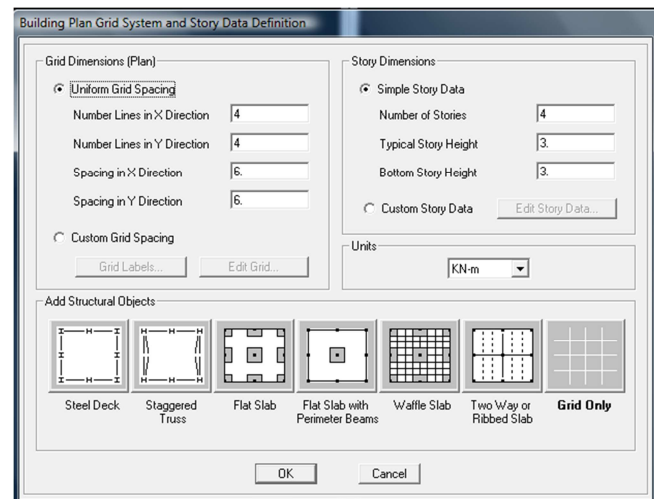
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



#### b) 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.



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**.

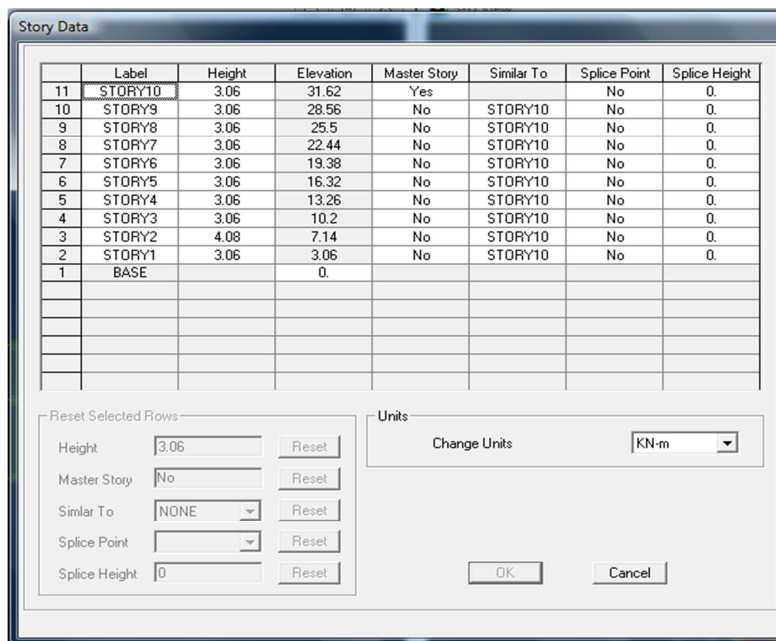
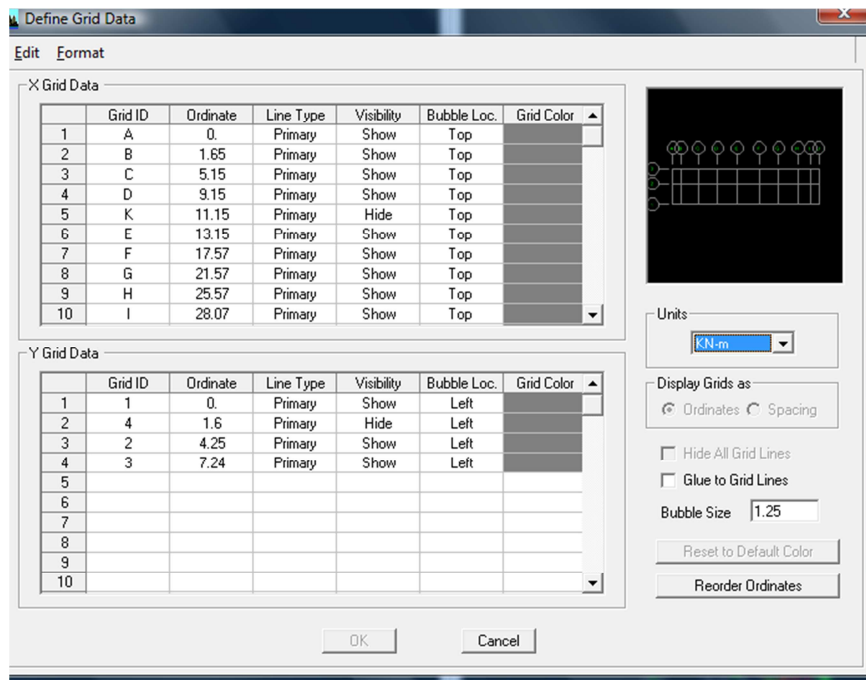
#### c) Modification de la géométrie de base

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**

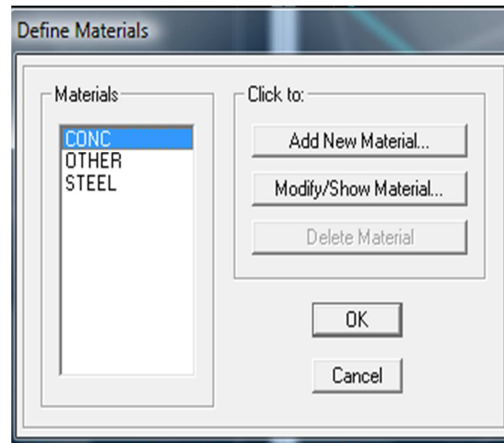
-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**



#### IV -5-2- Deuxième étape

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélectionns le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

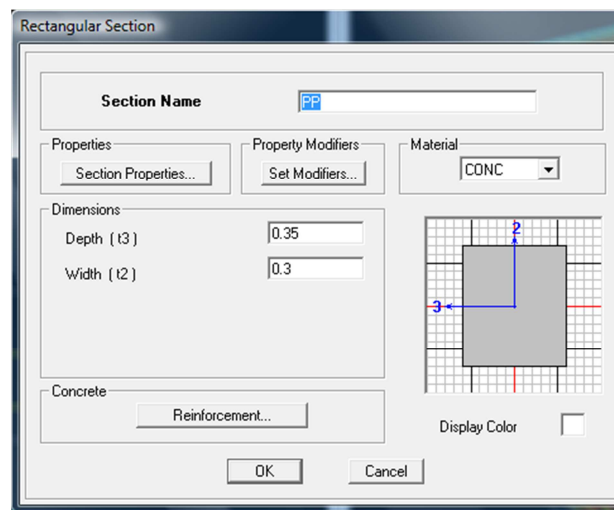
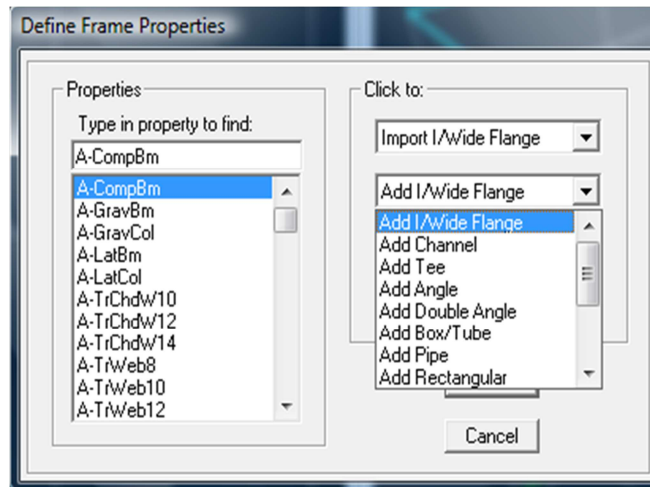


### IV-5-3 -Troisième étape

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).

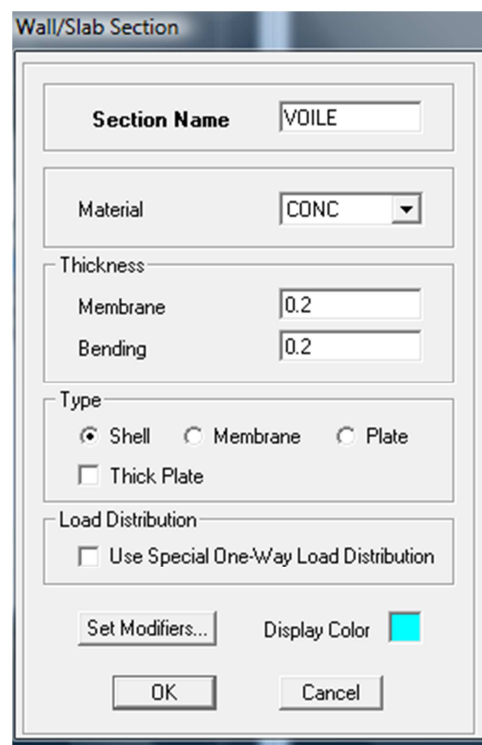
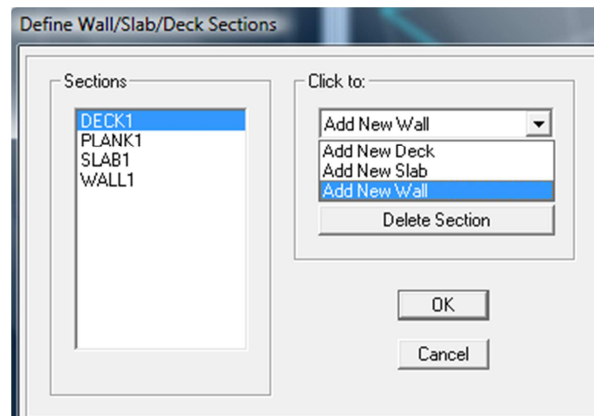


Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

- ❖ Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments
- ❖ Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



#### IV-5-4- Quatrième étape

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

##### 1) Charges statiques (G et Q):

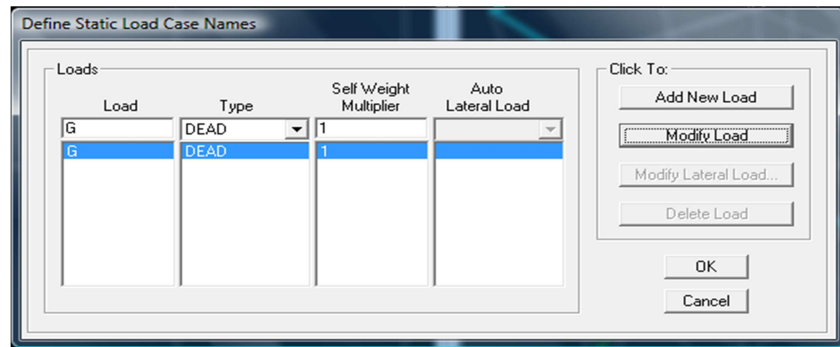
La structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases.** →

##### ❖ Charges permanentes :

**Load Name** (Nom de la charge): **G**

**Type** : **DEAD** (permanente)

**Self weight multiplier**(Coefficient interne poids propre) : **1**

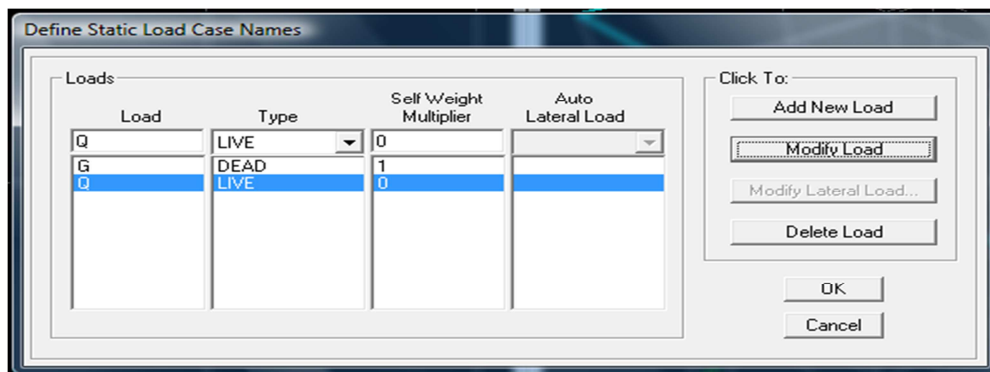


❖ **Surcharges d'exploitation :**

**Load Name** (Nom de la charge): **Q**

**Type :** **LIVE** (exploitation)

**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : **0**



**2) Charge dynamique (E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations ( $S_a/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres  $T$ .

- **Données à introduire dans le logiciel :**

- **Zone :** **IIa** (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)
- **Groupe d'usage :** **2** (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)
- **Coeff comportement :** **3,5**.
- **Coeff d'amortissement  $\xi$  :** **8,5%**
- **Site :** **S2**.
- **Facteur de qualité (Q):**

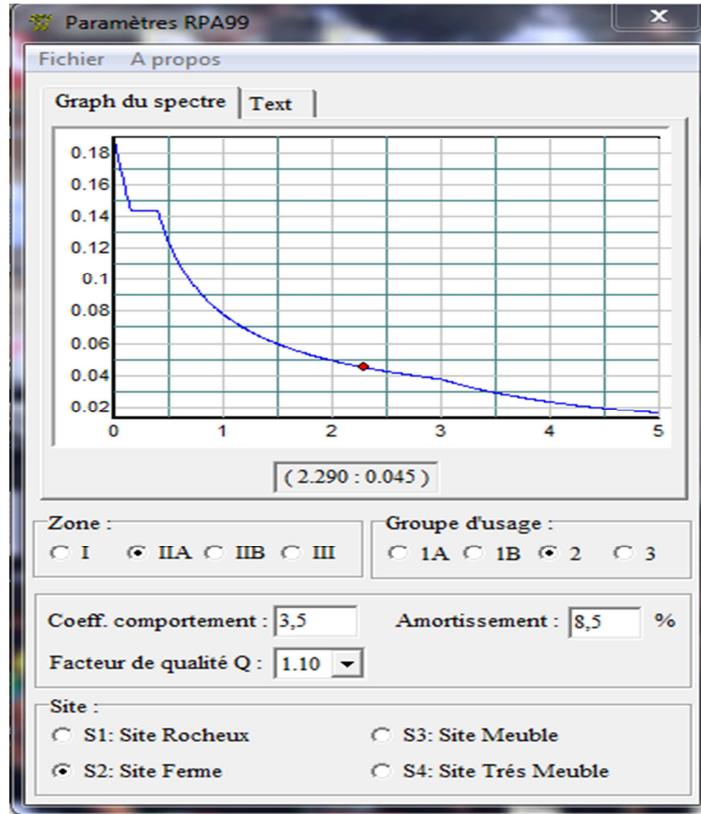
$$Q=1.1$$

$$Q=1+\sum P_q$$

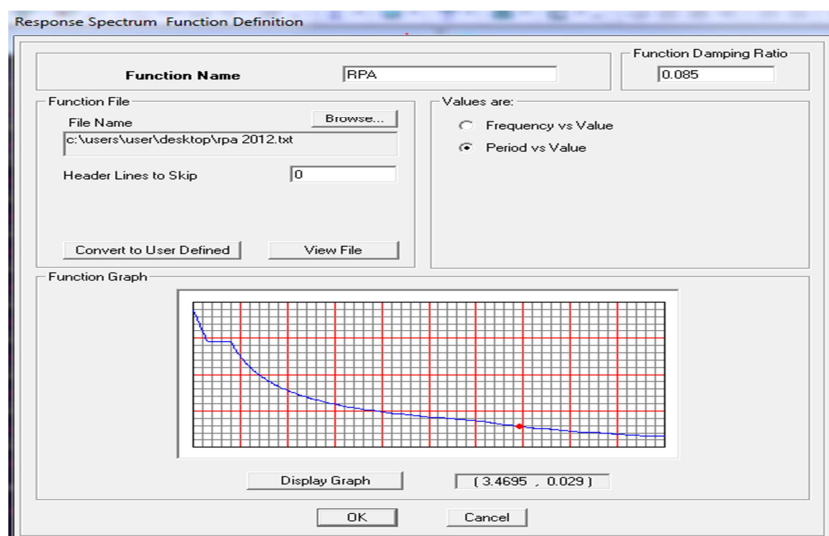
-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone



Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.



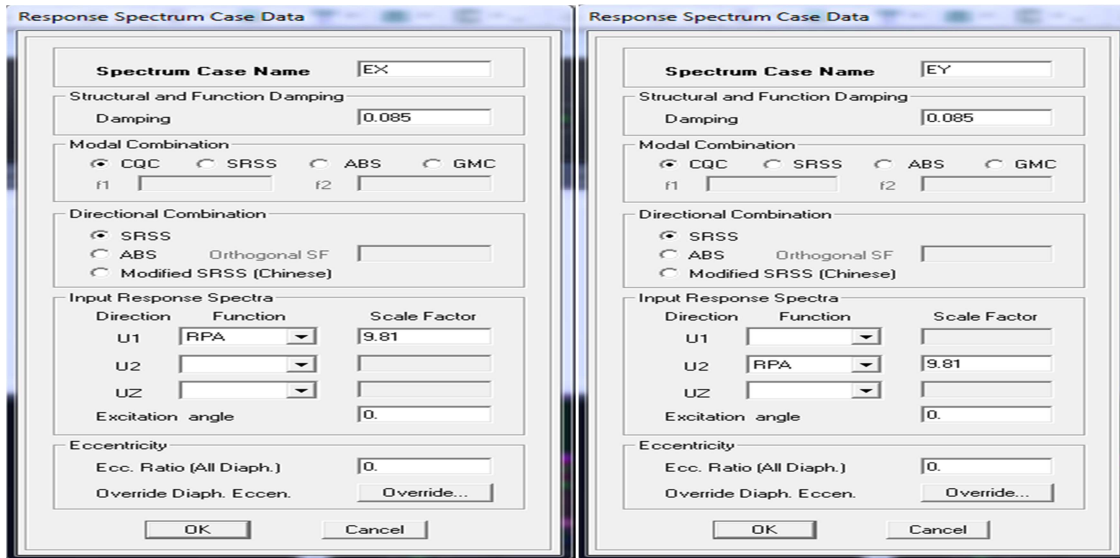
➤ Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :  
**Define** → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file**



**Function Name** (nom du spectre): **RPA**.

- Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **EX et EY** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → Responses spectrum cases → Add New Spectrum

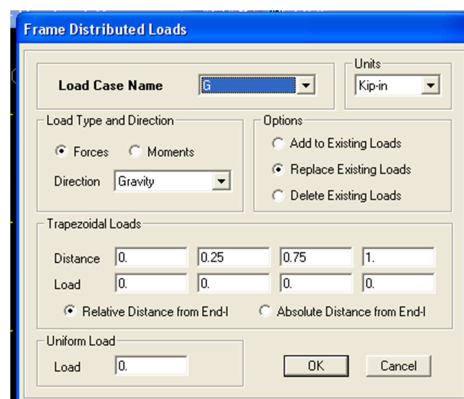


Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux direction principales (**U1 et U2**) .

#### IV -5-5- 5<sup>ème</sup> étape : 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**.

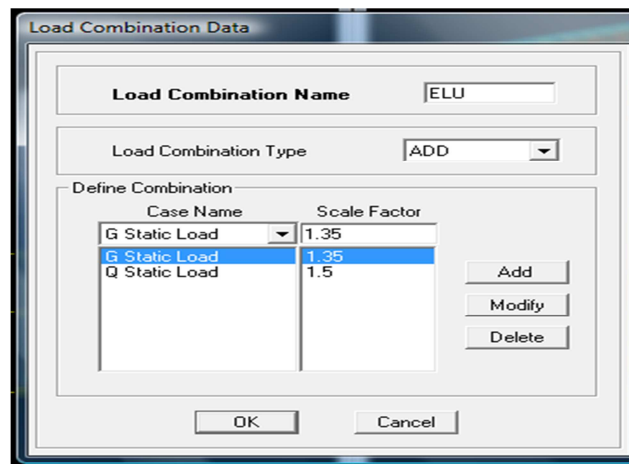
#### IV-5-6- 6<sup>ème</sup> étape : Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites :**
  - ELU** :  $1.35G+1.5Q$
  - ELS** :  $G+Q$
- **Combinaisons accidentelles du RPA :**
  - GQE** :  $G+Q\pm E$
  - 08GE** :  $0.8G\pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define** → **load Combinations** → **Add New Combo**



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

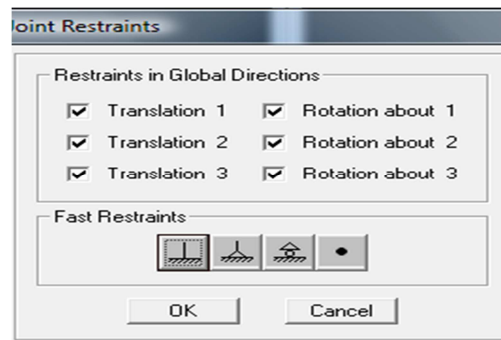
#### IV-5-7-7<sup>ème</sup> étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

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 **RDC** puis on clique sur :

**Assign** → **Joint/point** → **Restraints**



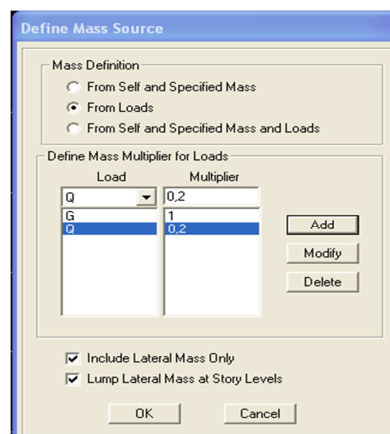
➤ **Mass- Source :**

**Define** → **Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

-On donne la valeur 1 pour la charge permanente

On donne la valeur de  $\beta$  suivant la nature de la structure.

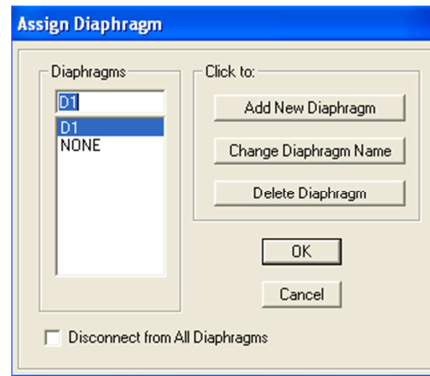


➤ **Diaphragmes :**

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.

#### IV-5-8- 8<sup>ème</sup> étape : Analyse et visualisation des résultats

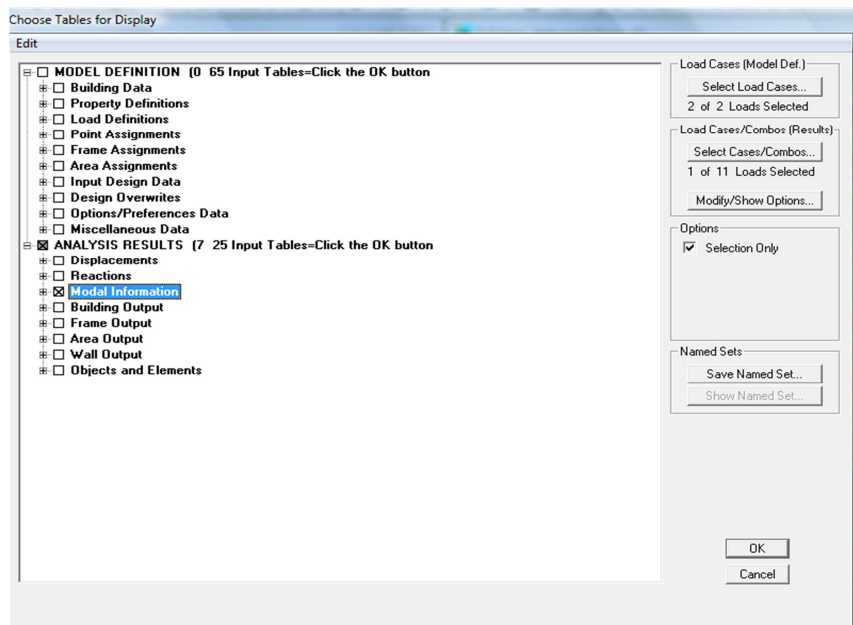
##### Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

##### Visualisation des résultats :

###### ❖ Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display** → **show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



❖ **Déformée de la structure :**



On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.

❖ **Diagramme des efforts internes :**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on

sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**

❖ **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 et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** ».

❖ **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on selectionne la combinaison «**EX ou EY**».

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	30.0376	1.86
End Point	0.5752	1.1904

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	15.3064	1.5252	0.	181.302

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

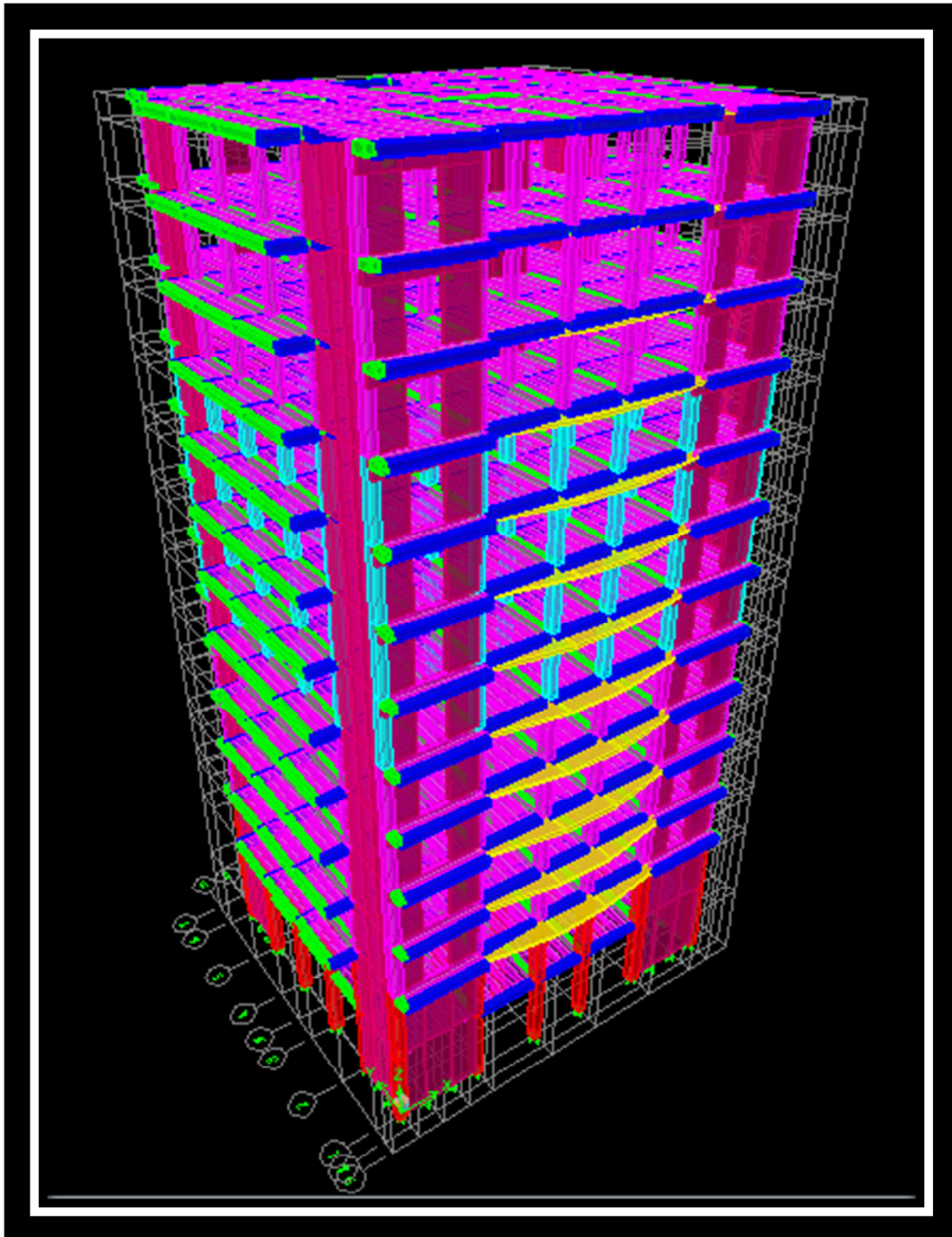
Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1708.0137	127.6405	8.495E-06	1708.0137	127.6405	8.495E-06
Moment	2847.756	36548.648	4287.6247	2847.756	36548.648	4287.6247

Close Refresh

#### Remarque :

En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.



**Figure IV -1-Vue en trois dimensions de la structure**

- Le calcul des efforts horizontaux peut être mené suivant trois méthodes :
  - ❖ Par la méthode statique équivalente.
  - ❖ Par la méthode d'analyse modale spectrale.
  - ❖ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Le calcul des efforts verticaux se fait par les méthodes directes.

## IV- 6- Caractéristiques du spectre de réponse

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du RPA99 version 2003 (article 4.1.3).

### IV- 6-1- 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.

### IV- 6-2- Définition du spectre de réponse

Courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

## IV- 6 Caractéristiques du spectre de réponse

Les caractéristiques du spectre de réponse sont les suivantes :

Caractéristiques	Désignation	Article du RPA
Le site	S2	Tableau 4.7
La zone	II <sub>a</sub>	Annexe 1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Coeff d'amortissement	0,085	Tableau 4.2
Facteur de qualité	1.10	Tableau 4.2.3
coefficient de comportement	3,5	Tableau 4.3

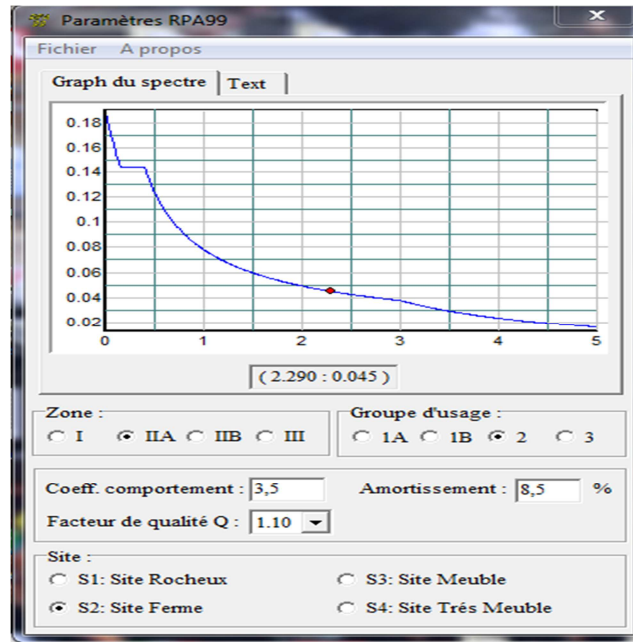
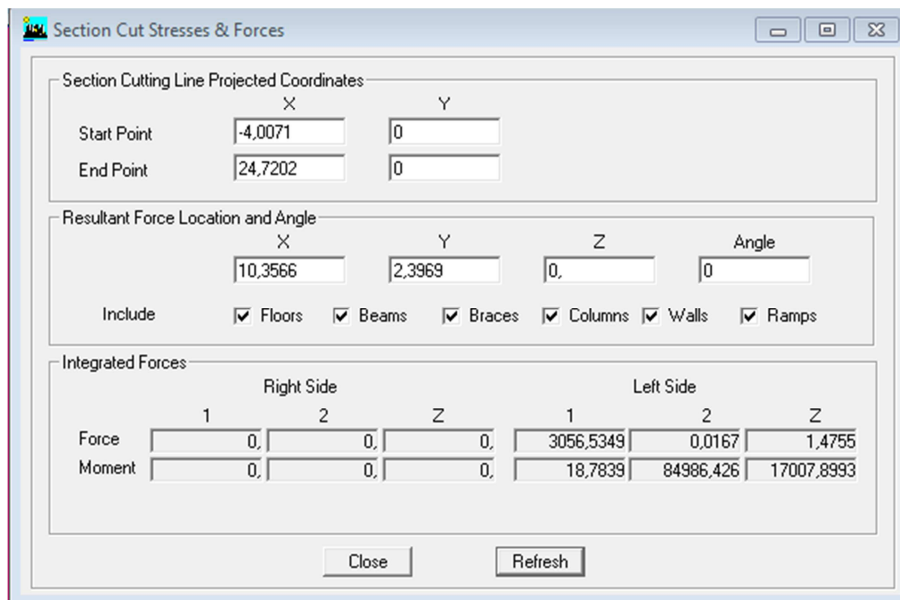


Figure IV-2-Logiciel donnant les caractéristiques du spectre de réponse

### IV- 7- Etude du contreventement

CHARGE HORIZONTALE :

Sens x-x



Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-4,0071	0
End Point	24,7202	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	10,3566	2,3969	0,	0

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	207,5037	9,040E-04	2,617E-03
Moment	0,	0,	0,	0,1427	34486,612	1152,3264

Close Refresh

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-4,0071	0
End Point	24,7202	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	10,3566	2,3969	0,	0

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	2849,8881	0,0158	1,4762
Moment	0,	0,	0,	18,8435	50526,831	15860,6586

Close Refresh

Sens Y-Y

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-3,6515	0
End Point	21,405	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8,8768	1,958	0,	0

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	0,0153	3015,8172	37,7027
Moment	0,	0,	0,	72541,827	1,5137	373,0037

Close Refresh

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-3,6515	0
End Point	21,405	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8,8768	1,958	0,	0

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	9,985E-04	173,6974	571,3284
Moment	0,	0,	0,	28807,5621	70,3754	21,4574

Close Refresh

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-3,6515	0
End Point	21,405	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8,8768	1,958	0,	0

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	0,0149	2842,7325	533,6345
Moment	0,	0,	0,	43847,391	70,2478	351,6221

Close Refresh

Sens x – x :

Effort repris par les portiques = 6.78 %

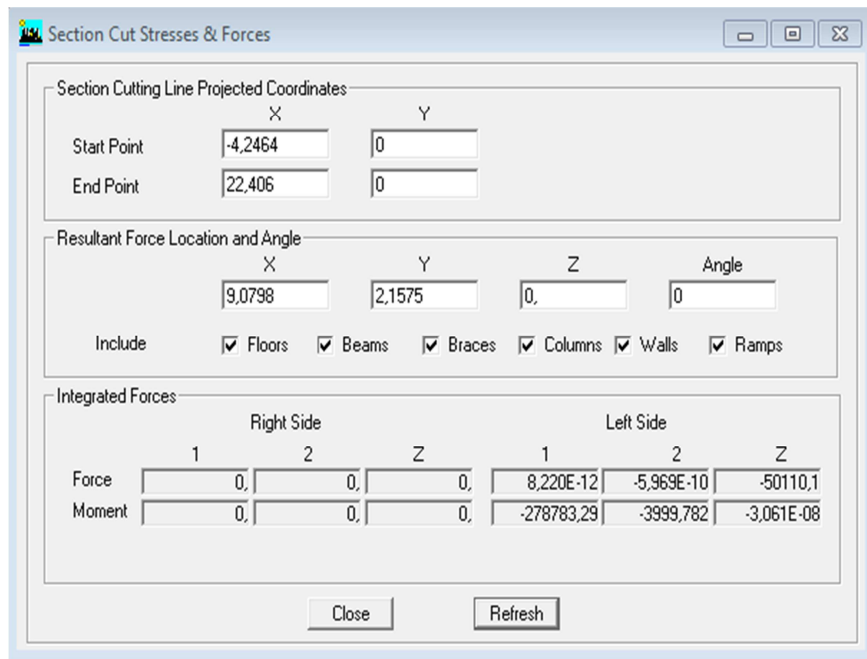
Effort repris par les voiles = 93.23 %

Sens y – y :

Effort repris par les portiques = 5.75 %

Effort repris par les voiles = 94.26 %

**CHARGE VERTICALES :**



Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-4,2464	0
End Point	22,406	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	9,0798	2,1575	0,	0

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	1,036E-03	-4,4546	-29343,351
Moment	0,	0,	0,	-150090,34	-2342,3667	0,3431

Close Refresh

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-4,2464	0
End Point	22,406	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	9,0798	2,1575	0,	0

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	-1,036E-03	4,4546	-20766,746
Moment	0,	0,	0,	-128692,94	-1657,4149	-0,3431

Close Refresh

Effort repris par les portiques = 55,92 %

Effort repris par les voiles = 44,07 %

### Conclusion

D'après les résultats ci-dessus, la structure est contreventée par voiles porteurs.

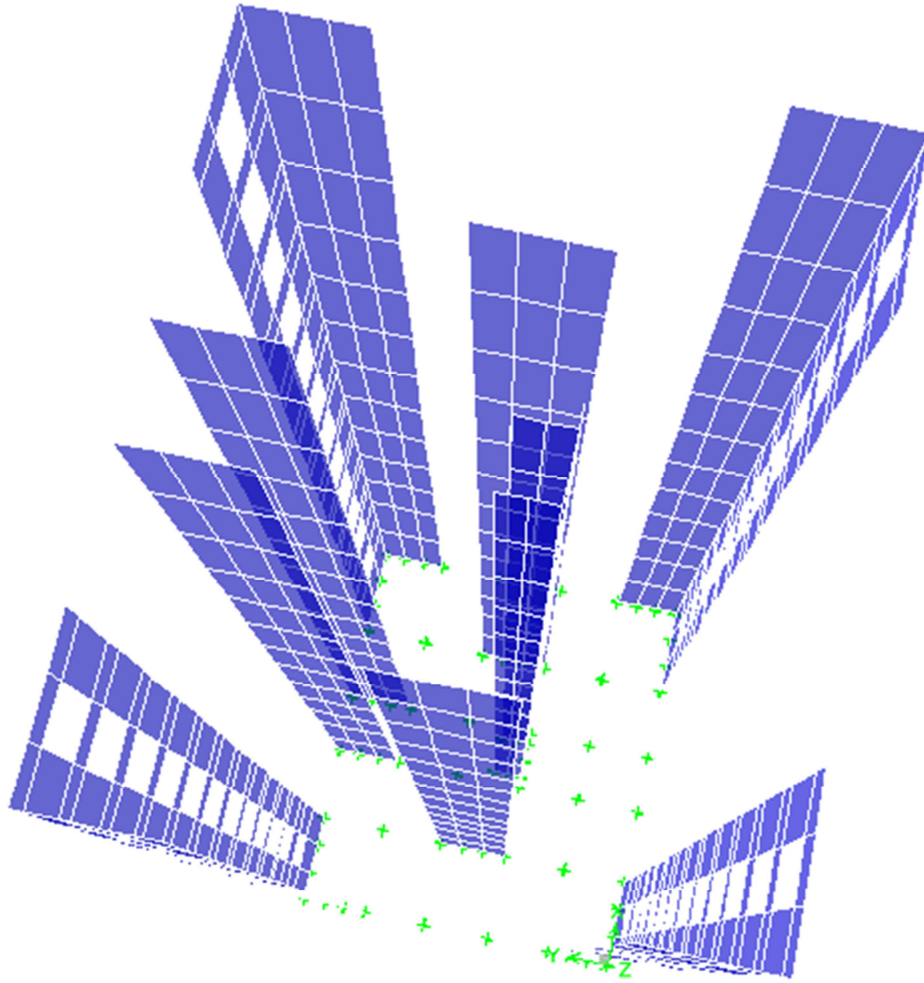


Figure IV-3- Vue en 3D de la disposition des voiles

#### IV-7-1-La période

##### Article : 4.2.4. Estimation de la période fondamentale de la structure

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (4-6)$$

- $h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ( $N$ ).
- $C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

$$h_N = 41,82\text{m}$$

$$C_T = 0.05$$

$$T = 0.05 \times (41,82)^{3/4} = 0,822\text{s}$$

**Tableau IV-4-Période et participation massique**

**Tableau IV.4 : Valeur de T trouvé par ETABS**

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,926289	0	69,7343	0	0	69,7343	0
2	0,902479	69,4811	0	0	69,4811	69,7343	0
3	0,669121	0,054	0	0	69,535	69,7343	0
4	0,233056	0	16,7767	0	69,535	86,511	0
5	0,225885	16,8723	0	0	86,4074	86,511	0
6	0,159477	0,0214	0	0	86,4287	86,511	0
7	0,101662	6,0153	0	0	92,4441	86,511	0
8	0,099641	0	6,2294	0	92,4441	92,7405	0
9	0,07012	0,008	0	0	92,4521	92,7405	0
10	0,062254	2,9401	0	0	95,3922	92,7405	0
11	0,056331	0	2,8602	0	95,3922	95,6007	0
12	0,044143	1,5894	0	0	96,9816	95,6007	0

$$T = 0.92 \text{ s}$$

❖ Valeur de T trouvé par La formule empirique :

$$T = 0.822\text{s}$$

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$\Rightarrow 0.92 < 0.822 \times 1.3 = 1,06\text{s} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**V-2-3) Participation massique et le nombre de modes à considérer :**

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (XX et YY) .

Pour notre structure, nous aurons cette vérification satisfaite au mode 8 ;les résultats sont donnés au tableau ci-dessous :

La participation massique est vérifiée.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,926289	0	69,7343	0	0	69,7343	0
2	0,902479	69,4811	0	0	69,4811	69,7343	0
3	0,669121	0,054	0	0	69,535	69,7343	0
4	0,233056	0	16,7767	0	69,535	86,511	0
5	0,225885	16,8723	0	0	86,4074	86,511	0
6	0,159477	0,0214	0	0	86,4287	86,511	0
7	0,101662	6,0153	0	0	92,4441	86,511	0
8	0,099641	0	6,2294	0	92,4441	92,7405	0
9	0,07012	0,008	0	0	92,4521	92,7405	0
10	0,062254	2,9401	0	0	95,3922	92,7405	0
11	0,056331	0	2,8602	0	95,3922	95,6007	0
12	0,044143	1,5894	0	0	96,9816	95,6007	0

**V-7-2- Le déplacement relatif des niveaux**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R\delta_{ke} \quad \text{Avec :}$$

**R**: Coefficient de comportement (R = 3.5).

$\delta_k$  : Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\% h_e$$

❖ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal : X

**Tableau IV.5 :** Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal

niveaux	$\delta k$ (m)	$\delta k-1$ (m)	$\Delta k$ (m)	$\overline{\Delta k}$ (m)	Conditions
13	0,0249	0,0229	0,002	0.0306	Vérifiée
12	0,0229	0,0208	0,0021	0.0306	Vérifiée
11	0,0208	0,0186	0,0022	0.0306	Vérifiée
10	0,0186	0,0164	0,0022	0.0306	Vérifiée
9	0,0164	0,0141	0,0023	0.0306	Vérifiée
8	0,0141	0,0119	0,0022	0.0306	Vérifiée
7	0,0119	0,0096	0,0023	0.0306	Vérifiée
6	0,0096	0,0075	0,0021	0.0306	Vérifiée
5	0,0075	0,0055	0,002	0.0306	Vérifiée
4	0,0055	0,0036	0,0019	0.0306	Vérifiée
3	0,0036	0,0021	0,0015	0.0306	Vérifiée
2	0,0021	0,0006	0,0015	0.0408	Vérifiée
1	0,0006	0	0,0006	0.0408	Vérifiée

Sens transversal : YY

**Tableau IV.6:** Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal

niveaux	$\delta k$ (m)	$\delta k-1$ (m)	$\Delta k$ (m)	$\overline{\Delta k}$ (m)	Conditions
13	0,0258	0,0237	0,0021	0.0306	Vérifiée
12	0,0237	0,0215	0,0022	0.0306	Vérifiée
11	0,0215	0,0193	0,0022	0.0306	Vérifiée
10	0,0193	0,017	0,0023	0.0306	Vérifiée
9	0,017	0,0147	0,0023	0.0306	Vérifiée
8	0,0147	0,0124	0,0023	0.0306	Vérifiée
7	0,0124	0,01	0,0024	0.0306	Vérifiée
6	0,01	0,0078	0,0022	0.0306	Vérifiée
5	0,0078	0,0057	0,0021	0.0306	Vérifiée
4	0,0057	0,0038	0,0019	0.0306	Vérifiée
3	0,0038	0,0022	0,0016	0.0306	Vérifiée
2	0,0022	0,0007	0,0015	0.0408	Vérifiée
1	0,0007	0	0,0007	0.0408	Vérifiée

**Remarque :**

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors du calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

**Conclusion :** Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

**IV- 7-3-Déplacement maximal**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

f : la flèche admissible.

H<sub>t</sub> : la hauteur totale du bâtiment.

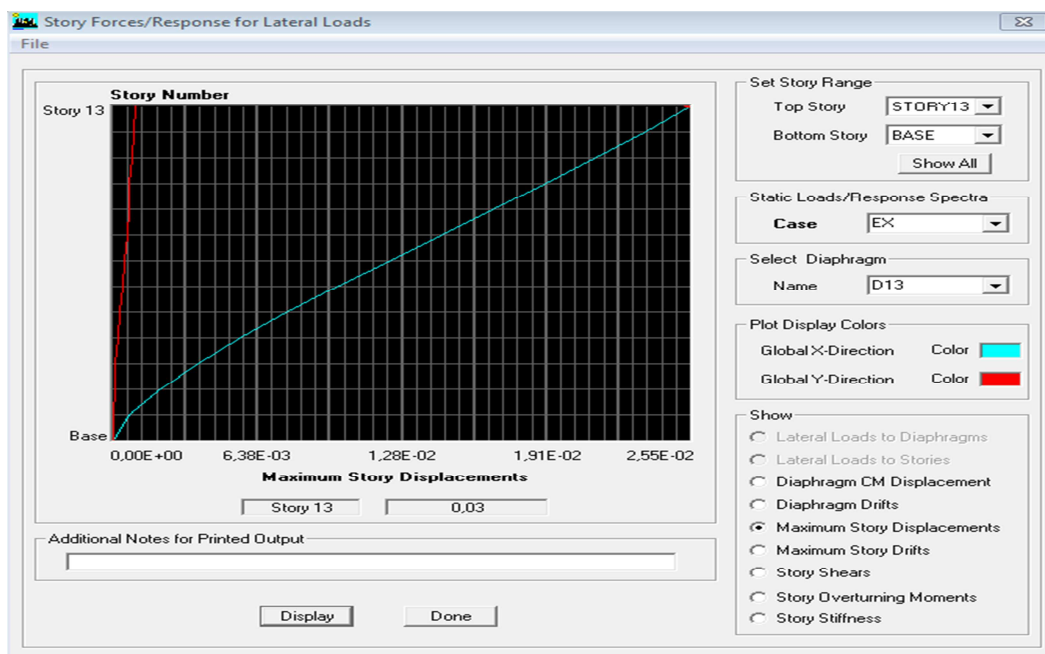
**Suivant Ex :**

Figure IV-7- Déplacement maximal dans le sens x-x

Déplacement maximal dans le sens x-x :

$$\delta_{max} = 0,03m < f = \frac{H_t}{500} = \frac{41,82}{500} = 0,08m \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant Ey :

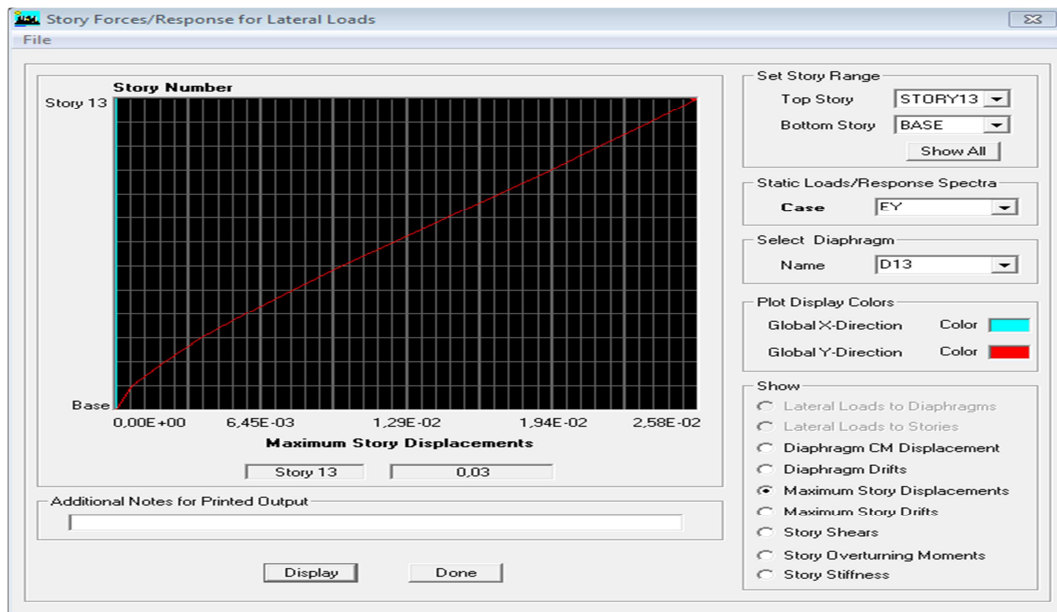


Figure IV-8- Déplacement maximal dans le sens y-y

$$\delta_{max} = 0,03m < f = \frac{H_t}{500} = \frac{41,82}{500} = 0,08m \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### IV- 7-4-Vérification de l'effort tranchant à la base :( RPA Version 2003 ART 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_D \leq 0.8 V_t$  ; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;.....) dans le rapport  $0.8V_t / V_D$

❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \quad \text{RPA 99 [formule 4-1]}$$

▪ Calcul des coefficients A,D,R :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : 2
- Zone sismique II<sub>a</sub>

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ) :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau

(Tab 4.7) de RPA99 :

Site ferme  $\rightarrow S_2 \Rightarrow T_2 = 0.4 \text{ sec}$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$\xi$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4-2)

le système est contreventé par voiles porteurs  $\Rightarrow \xi = 8,5\%$

D'où  $\Rightarrow \eta = 0.81 \geq 0.70$  vérifiée

-La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement type de remplissage donné par (Tab 4-6 du RPA99)

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement donné par le (Tab 4-3).

Les valeurs de A, D, R, Ct et T sont données dans le tableau suivant :

**Tableau IV-9- Tableau donnant les valeurs de A ,D,R,T,Ct**

Paramètre	Valeur	Article du RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tablea 4.1
Période caractéristique	0.4 secondes	Tablea 4.7
Coefficient Ct	0.05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification D	1.05	formule 4.2
Coefficient de comportement R	3,5	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 :  $Q=1+\sum P_q$

**Pq** : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** " est satisfait ou non".

$Q= 1,1$

Du logiciel ETABS :

$W_T= 49029,12KN$

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T = V_{st} = \frac{0,15 \cdot 1,05 \cdot 1,1}{3,5} \cdot 49029,12 = 2426.94 \text{ KN} .$$

$V_{Stx} = V_{Sty} = 2426.94 \text{ KN}.$

$V_x = 2426.94 \times 0,8 = 1941.55 \text{ KN} .$

$V_y = 2426.94 \times 0,8 = 1941.55 \text{ KN} .$

$V_{x \text{ dyn}} = 3056,53 \text{ KN} > 80\% V_x = 1941,55 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$V_{y_{dyn}}=3015,81 \text{ KN} > 80\% V_x = 1941,55 \text{ KN}$  .....Condition vérifiée.

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

#### IV- 7-5-Vérification de l'excentricité

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

$C_M$  : centre de masse .

$C_R$  : centre de rigidité.

**Suivant le sens x-x :**

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\%L_x$$

Story	Diaphragm	CM	CR	CM-CR	5%LX	Condition
STORY1	D1	9	9	0	1,035	Condition vérifiée
STORY2	D2	9	9	0	1,035	Condition vérifiée
STORY3	D3	9	9	0	1,035	Condition vérifiée
STORY4	D4	9	9	0	1,035	Condition vérifiée
STORY5	D5	9	9	0	1,035	Condition vérifiée
STORY6	D6	9	9	0	1,035	Condition vérifiée
STORY7	D7	9	9	0	1,035	Condition vérifiée
STORY8	D8	9	9	0	1,035	Condition vérifiée
STORY9	D9	9	9	0	1,035	Condition vérifiée
STORY10	D10	9	9	0	1,035	Condition vérifiée
STORY11	D11	9	9	0	1,035	Condition vérifiée
STORY12	D12	9	9	0	1,035	Condition vérifiée
STORY13	D13	9,002	9	0,002	1,035	Condition vérifiée

Tableau IV-10- Excentricité suivant x-x

**Suivant Y-Y :**

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\%L_y$$

Story	Diaphragm	CM	CR	CM-CR	5%Ly	Condition
STORY1	D1	7,733	7,406	0,327	0,87	Condition vérifiée
STORY2	D2	7,789	7,451	0,338	0,87	Condition vérifiée
STORY3	D3	7,784	7,465	0,319	0,87	Condition vérifiée
STORY4	D4	7,784	7,481	0,303	0,87	Condition vérifiée
STORY5	D5	7,784	7,499	0,285	0,87	Condition vérifiée
STORY6	D6	7,787	7,517	0,27	0,87	Condition vérifiée
STORY7	D7	7,789	7,536	0,253	0,87	Condition vérifiée
STORY8	D8	7,789	7,554	0,235	0,87	Condition vérifiée
STORY9	D9	7,789	7,571	0,218	0,87	Condition vérifiée
STORY10	D10	7,792	7,587	0,205	0,87	Condition vérifiée
STORY11	D11	7,794	7,602	0,192	0,87	Condition vérifiée
STORY12	D12	7,789	7,614	0,175	0,87	Condition vérifiée
STORY13	D13	7,76	7,622	0,138	0,87	Condition vérifiée

Tableau IV-11- Excentricité suivant y-y

#### IV- 5-8-Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{Nd}{Bcfc_{28}} \leq 0,3$$

Avec

Nd : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Nd=1250,39 KN

Bc : l'aire (section brute) de la section de béton.

f<sub>c28</sub> = la résistance caractéristique du béton.

$$\frac{Nd}{Bcfc_{28}} = 0,20 \leq 0,30 \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

#### IX- 7-6- justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = Pk \Delta k / V_k h_k \leq 0.10$$

**Pk**: Poids total de la structure et des charges exploitation associées au dessus du niveau K.

**Δ k**: le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

**h<sub>k</sub>**: la hauteur de l'étage k.

**SENS X-X :**

Niveau	Pk (KN)	$\Delta k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$V_k h_k$	$\theta_K$	Condition
13	3673.89	0.002	539.32	165031.92	4.45234E-05	vérifiée
12	7247.05	0.0021	989.46	302774.76	5.02644E-05	vérifiée
11	10820.21	0.0022	1331.98	407585.88	5.84035E-05	vérifiée
10	14494.68	0.0022	1612.9	493547.4	6.46104E-05	vérifiée
9	18169.15	0.0023	1852.48	566858.88	7.37204E-05	vérifiée
8	21843.62	0.0022	2064.25	631660.5	7.60788E-05	vérifiée
7	25518.09	0.0023	2257.79	690883.74	8.49515E-05	vérifiée
6	29307.38	0.0021	2438.98	746327.88	8.24644E-05	vérifiée
5	33096.67	0.002	2611.32	799063.92	8.28386E-05	vérifiée
4	36885.96	0.0019	2765.21	846154.26	8.28257E-05	vérifiée
3	40675.25	0.0015	2894.3	885655.8	6.88901E-05	vérifiée
2	45109.76	0.0015	3006.39	1226607.12	5.51641E-05	vérifiée
1	49029.12	0.0006	3056.53	1247064.24	2.35894E-05	vérifiée

**Tableau VI.12 : justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  (SENS X-X)****SENS Y-Y :**

Niveau	Pk (KN)	$\Delta k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$V_k h_k$	$\theta_K$	Condition
13	3673.89	0.0021	539.76	165166.56	4.67114E-05	vérifiée
12	7247.05	0.0022	983.75	301027.5	5.29636E-05	vérifiée
11	10820.21	0.0022	1315.97	402686.82	5.91141E-05	vérifiée
10	14494.68	0.0023	1589.07	486255.42	6.85602E-05	vérifiée
9	18169.15	0.0023	1826.72	558976.32	7.476E-05	vérifiée
8	21843.62	0.0023	2034.41	622529.46	8.07035E-05	vérifiée
7	25518.09	0.0024	2223.73	680461.38	9.00028E-05	vérifiée
6	29307.38	0.0022	2404.63	735816.78	8.76254E-05	vérifiée
5	33096.67	0.0021	2573.6	787521.6	8.82554E-05	vérifiée
4	36885.96	0.0019	2723.93	833522.58	8.40809E-05	vérifiée
3	40675.25	0.0016	2855.78	873868.68	7.44739E-05	vérifiée
2	45109.76	0.0015	2970.47	1211951.76	5.58311E-05	vérifiée
1	49029.12	0.0007	3015.82	1230454.56	2.78924E-05	vérifiée

**Tableau VI.13 : justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  (SENS Y-Y)**

**Conclusion**

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que :

- 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'excentricité est vérifiée.
- l'effet  $P-\Delta$  est négligé.

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.

## V-1-FERRAILLAGE DES POTEAUX

## INTRODUCTION

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants :

	$\gamma_s$	$f_{c28}$ (Mpa)	$f_{bu}$ (Mpa)	$F_e$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)
Situation durable	1,15	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1	25	18,48	400	400

Le contreventement de la structure est assuré par voile porteur donc les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow$  à l'ELU.
- $G+Q \rightarrow$  à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES :

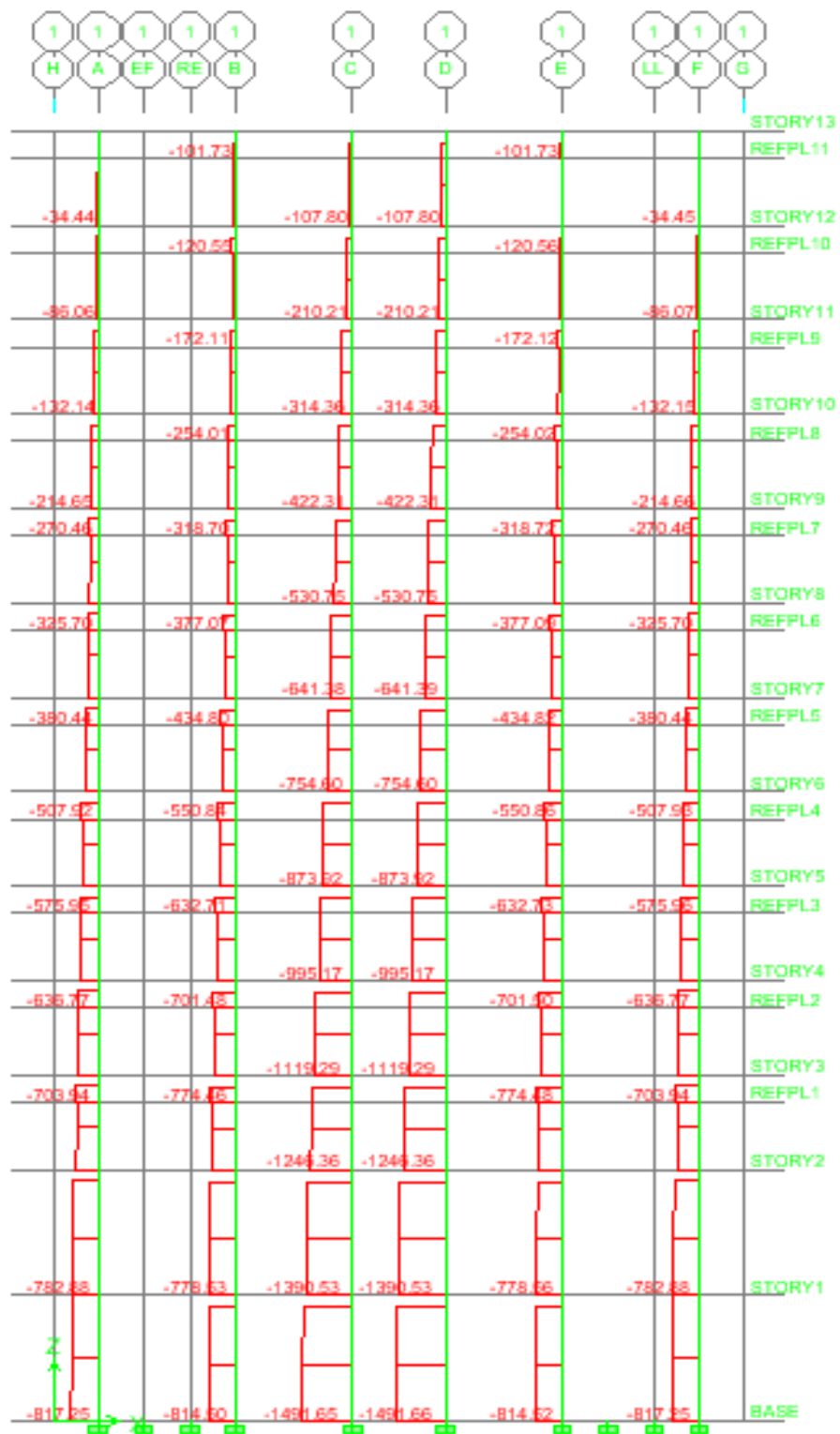


Figure V-4 : Diagramme des efforts normaux du portique 4(sens longitudinal)

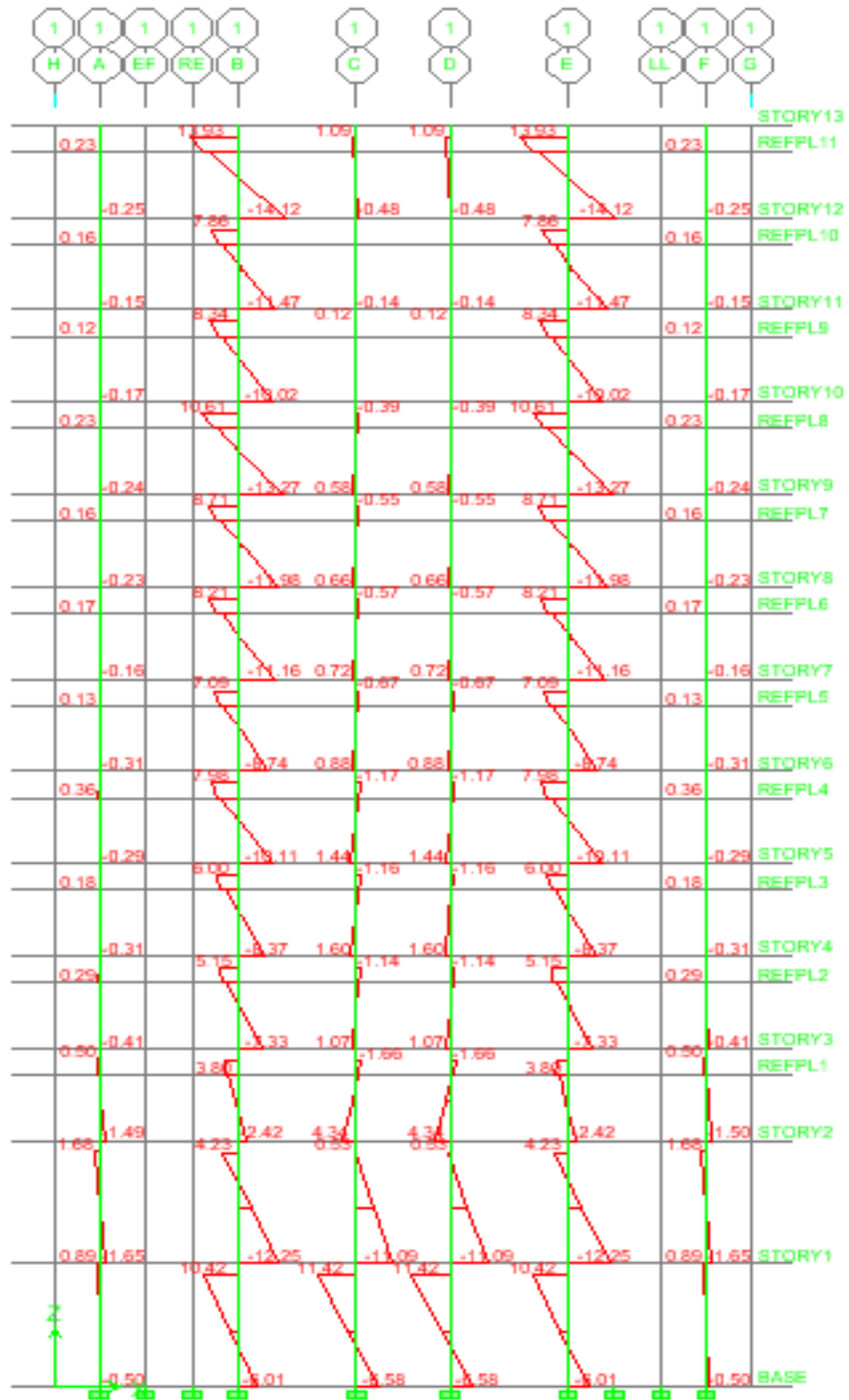


Figure V-5 : Diagramme des moments fléchissants (2-2) du portique 4(sens longitudinal)

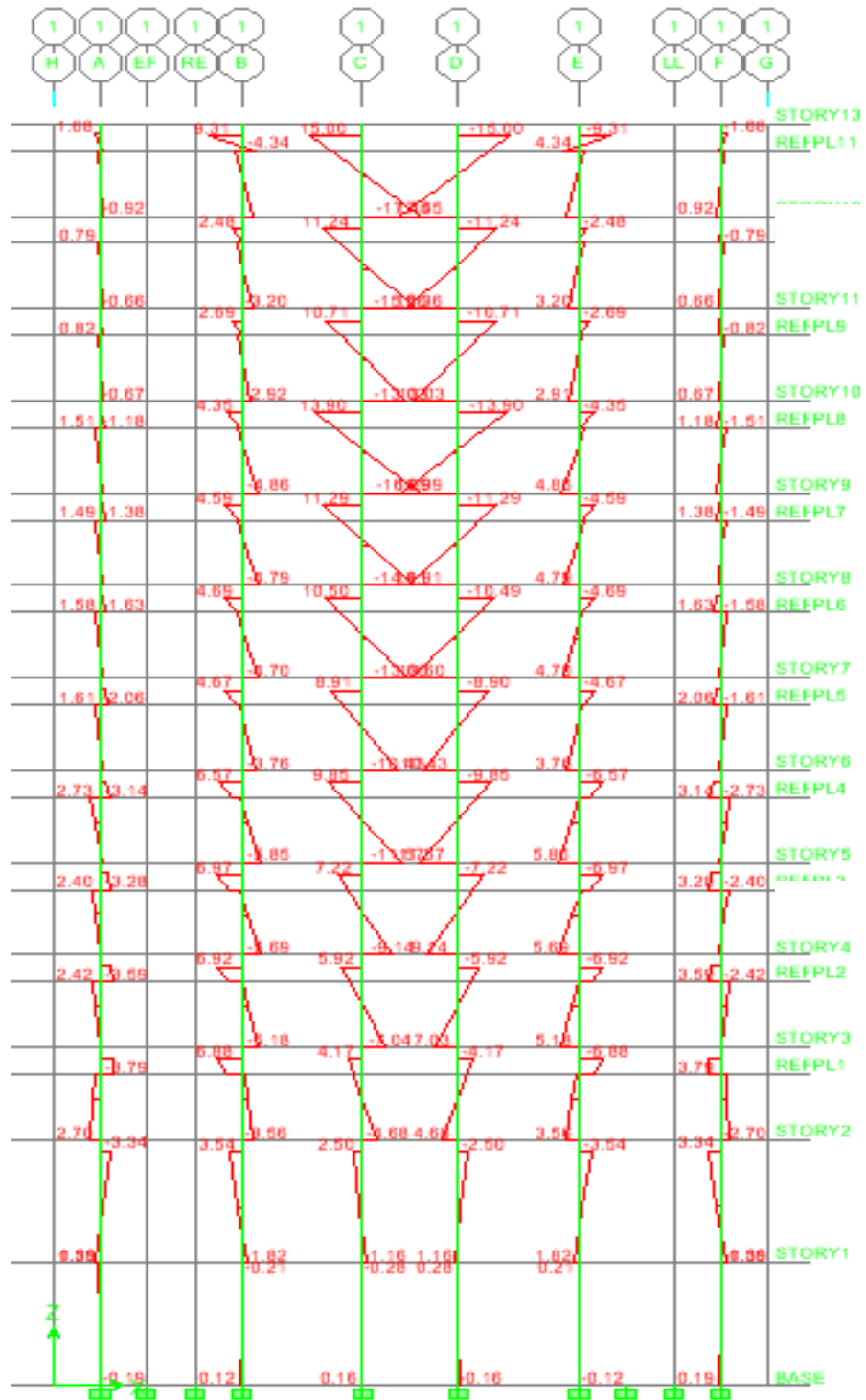


Figure V-3 : Diagramme des moments fléchissants (3-3) du portique 4(sens longitudinal)

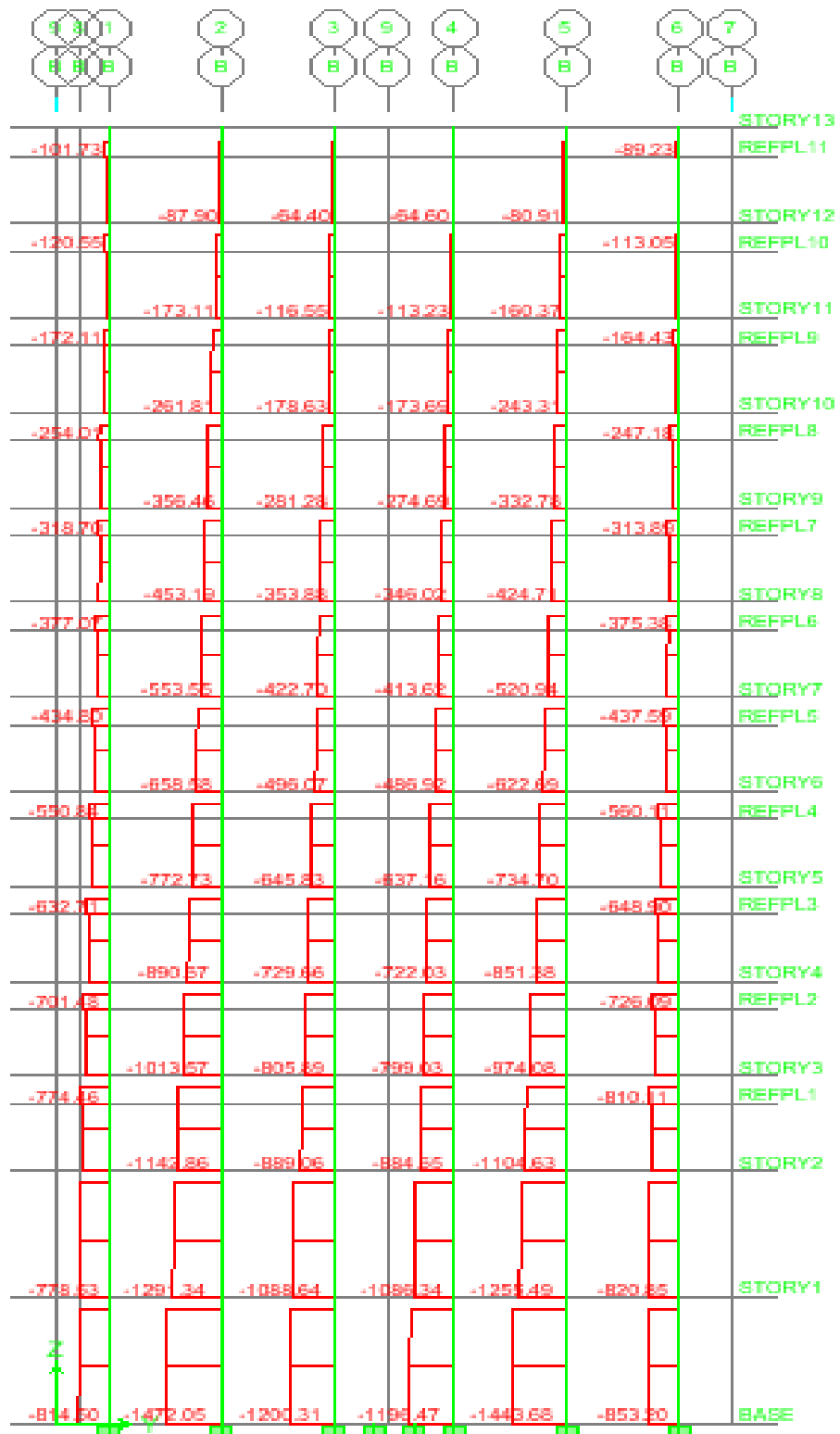


Figure V-4 : Diagramme des efforts normaux du portique B (sens transversal)

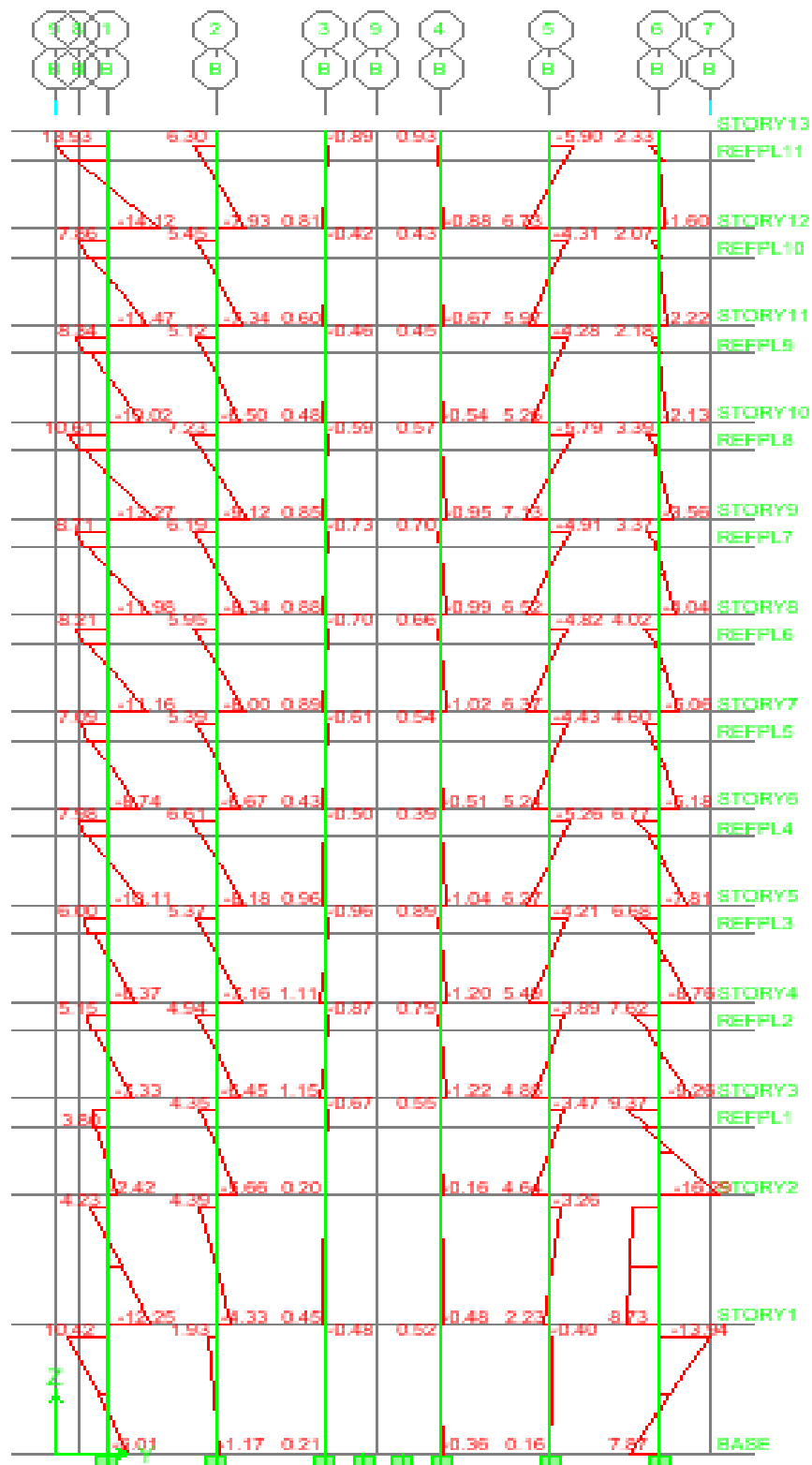


Figure V-5 : Diagramme des moments fléchissants (2-2) du portique B (sens transversal)

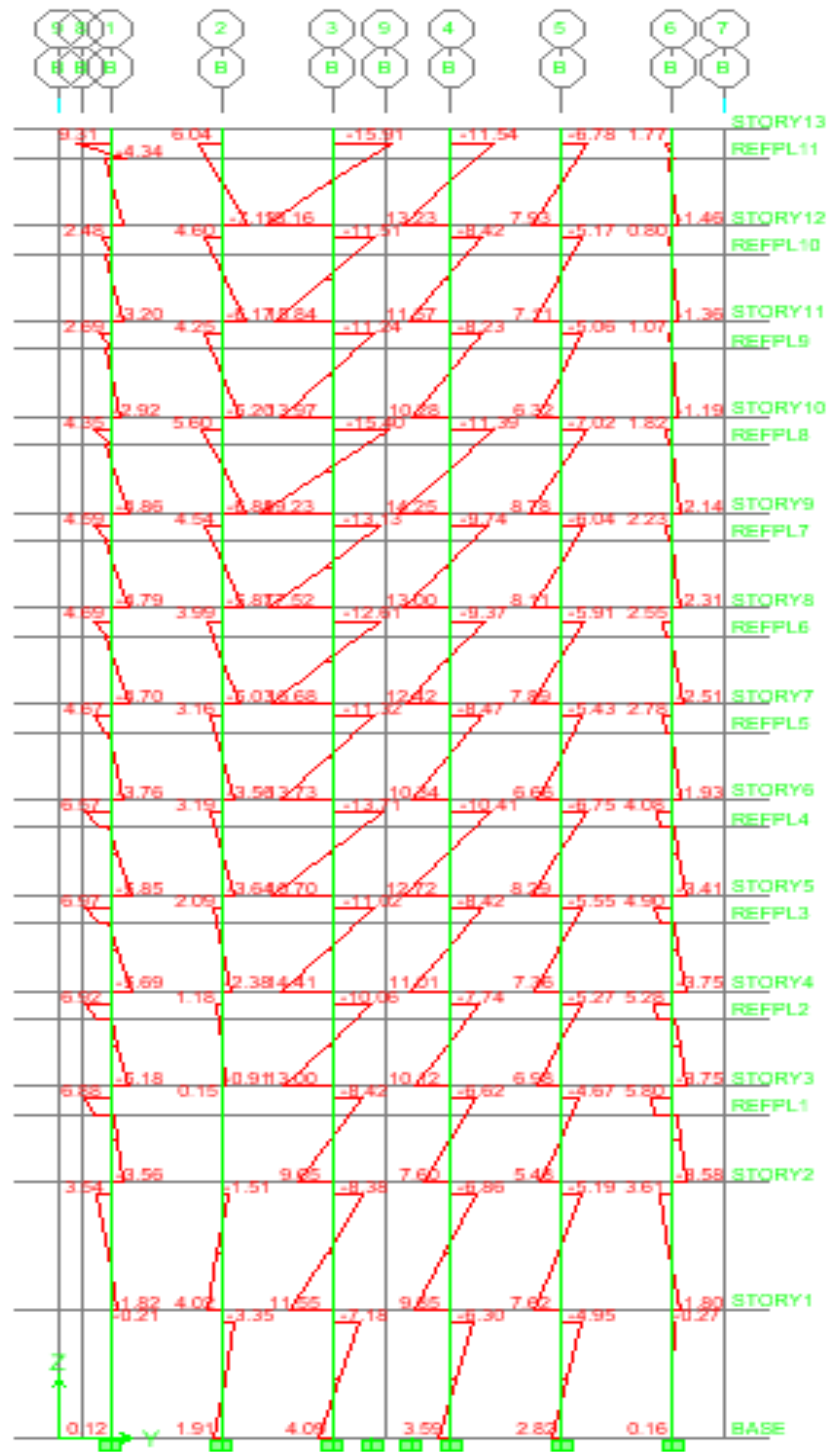


Figure V-6 : Diagramme des moments fléchissants (3-3) du portique B (sens transversal)

### V-1-1-Recommandations et exigences du RPA99 révisée 2003

#### V-1-1-1-Armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera  $0,8\% \times b \times h$  (en zone II)

Zone 1 : Poteaux (50×50) :  $A_{\min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$

Zone 2 : Poteaux (45×45) :  $A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$

Zone 3 : Poteaux (40×40) :  $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.80 \text{ cm}^2$

Zone 4 : Poteaux (35×35) :  $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 09.80 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de  $6\% \times b \times h$  (en zone II)

Zone 1 : Poteaux (50×50) :  $A_{\max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

Zone 2 : Poteaux (45×45) :  $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

Zone 3 : Poteaux (40×40) :  $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Zone 4 : Poteaux (35×35) :  $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera  $4\% \times b \times h$  (en zone II)

Zone 1 : Poteaux (50×50) :  $A_{\max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$

Zone 2 : Poteaux (45×45) :  $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Zone 3 : Poteaux (40×40) :  $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Zone 4 : Poteaux (35×35) :  $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de **12[cm]**
- longueur maximale de recouvrement  $L_R = \Phi_L^{\min} \text{zone II}$
- La distance entre les barres longitudinales ,dont une face ne doit pas dépasser **25cm en zone IIa.**
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

#### V-1-1-2-Armatures transversales

Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

Ces armatures sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \text{ (article 7.4.2.2/RPA99 version 2003)}$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$H_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture pareffort tranchant, il est pris égal à 2.5 si  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3.75 dans le cas contraire.

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , l_f = 0.7h_e$$

$S_t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur de cet espacement est fixée dans la zone II comme suit :

**-Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq (10\Phi_L^{min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}.$$

**-Dans la zone courante:**

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{min}) = 18 \text{ cm}.$$

L'écartement ( $S_t$ ) des armatures transversales sera égal à :

En zone nodale  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

En zone courante  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

❖ **Poteaux (50x50) :**

**Pour le 1<sup>er</sup> sous sol et le RDC :**

$$l_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.856}{0.50} = 5.712$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5 \text{ d'où } \rho = 2.5$$

**-Dans la zone nodale :**

$$A_t = \left( \frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left( \frac{2.5 \times 9.74 \times 1000}{500 \times 400} \right) \times 10 = 1.22 \text{ cm}^2$$

**-Dans la zone courante :**

$$A_t = \left( \frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left( \frac{2.5 \times 9.74 \times 1000}{500 \times 400} \right) \times 15 = 1.83 \text{ cm}^2$$

❖ **Poteaux (45x45) :**

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.142}{0.45} = 4.76$$

$$\Rightarrow \lambda_g < 5 \text{ d'où } \rho = 3.75$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left( \frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left( \frac{3.75 \times 16.39 \times 1000}{450 \times 400} \right) \times 10 = 3.41 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left( \frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left( \frac{3.75 \times 16.39 \times 1000}{450 \times 400} \right) \times 15 = 5.12 \text{ cm}^2$$

❖ Poteaux (40x40) :

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.142}{0.40} = 5.355$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5 \text{ d'où } \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left( \frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left( \frac{2.5 \times 21.22 \times 1000}{400 \times 400} \right) \times 10 = 3.31 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left( \frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left( \frac{2.5 \times 21.22 \times 1000}{400 \times 400} \right) \times 15 = 4.97 \text{ cm}^2$$

❖ Poteaux (35x35) :

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.142}{0.35} = 6.12$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5 \text{ d'où } \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left( \frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left( \frac{2.5 \times 27.85 \times 1000}{350 \times 400} \right) \times 10 = 4.97 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left( \frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left( \frac{2.5 \times 27.85 \times 1000}{350 \times 400} \right) \times 15 = 7.46 \text{ cm}^2$$

➤ Longueurs de recouvrement :

$$L_r = 40\phi_t = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$$

- **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :**
- D'après l'article (7-4-2-2) /RPA 99 version 2003 ,la quantité d 'armatures transversales
- minimale  $A_t/t .b_1$  en pourcentage est donnée comme suit :
- Si  $\lambda_g \geq 5$  ..... 0.3%
- Avec :
- $\lambda_g$ : L'élançement géométrique du poteau
- $b_1$ : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

D 'où :

$$A_t^{min} = 0.3\% t b_1$$

**En zone nodale (St = 10cm) :**

- Poteau de  $(50 \times 50) \text{ cm}^2$  .....  $A_t = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$ .
- Poteau de  $(45 \times 45) \text{ cm}^2$  .....  $A_t = 0.0036 \times 10 \times 45 = 1.62 \text{ cm}^2$  .(après interpolation)
- Poteau de  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$  .....  $A_t = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2$ .
- Poteau de  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$  .....  $A_t = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$ .

**En zone courante (St = 15cm):**

- Poteau de  $(50 \times 50) \text{ cm}^2$  .....  $A_t = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$ .
- Poteau de  $(45 \times 45) \text{ cm}^2$  .....  $A_t = 0.0036 \times 10 \times 45 = 2.43 \text{ cm}^2$  .(après interpolation)
- Poteau de  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$  .....  $A_t = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$ .
- Poteau de  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$  .....  $A_t = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$ .

### V-1-2-Calcul du ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec».

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

**Poteaux (50x50)cm<sup>2</sup> :**

Niveau	Section	Etat limite ultime		Combinaisons accidentelles	
SOUS SOL + RDC	50X50	$N_c^{max} = 1716.89 \text{ KN}$		$N_c^{max} = 1250.39 \text{ KN}$	
		$M_2^{corr} = 1.39 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 1.39 \text{ KN.m}$	$M_2^{corr} = 1.024 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 9.106 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$N_c^{min} = 748.07 \text{ KN}$		$N_c^{min} = 545.69 \text{ KN}$	
		$M_2^{corr} = 4.232 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 3.536 \text{ KN.m}$	$M_2^{corr} = 3.107 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 2.57 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$
		$M_3^{max} = 25.746 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 800.38 \text{ KN.m}$	$M_3^{max} = \pm 25.746 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 585.28 \text{ KN.m}$
		$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$M_2^{max} = -13.942 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 822.73 \text{ KN.m}$	$M_2^{max} = -10.039 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 601.39 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$

**Tableau V-1: Ferrailage des poteaux de (50x50cm<sup>2</sup>)**

Poteaux (45x45)cm<sup>2</sup> :

Niveau	Section	Etat limite ultime		Combinaisons accidentelles	
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup> 3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> étage	45X45	$N_c^{max} = 1412.12 \text{ KN}$		$N_c^{max} = 1028.7 \text{ KN}$	
		$M_2^{corr} = 11.71 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 13.27 \text{ KN.m}$	$M_2^{corr} = 8.524 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 9.634 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$N_c^{mim} = 440.69 \text{ KN}$		$N_c^{mim} = 322.56 \text{ KN}$	
		$M_2^{corr} = 0.134 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 12.69 \text{ KN.m}$	$M_2^{corr} = 0.102 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 9.217 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$
		$M_3^{max} = 19.39 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 466.25 \text{ KN.m}$	$M_3^{max} = 14.059 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 340.91 \text{ KN.m}$
		$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$M_2^{max} = -23.746 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 956.15 \text{ KN.m}$	$M_2^{max} = -17.198 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 696.75 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$

Tableau : V-2- Ferrailage des poteaux de (45x45cm<sup>2</sup>)

Poteaux (40x40)cm<sup>2</sup> :

Niveau	Section	Etat limite ultime		Combinaisons accidentelles	
5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup> 7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup> étage	40X40	$N_c^{max} = 825.27 \text{ KN}$		$N_c^{max} = 601.34 \text{ KN}$	
		$M_2^{corr} = 18.98 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 9.57 \text{ KN.m}$	$M_2^{corr} = 13.817 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 6.977 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$N_c^{min} = 182.04 \text{ KN}$		$N_c^{min} = 133.23 \text{ KN}$	
		$M_2^{corr} = 0.198 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 12.259 \text{ KN.m}$	$M_2^{corr} = 0.146 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 8.903 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$
		$M_3^{max} = 20.924 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 201.5 \text{ KN.m}$	$M_3^{max} = 15.177 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 147.36 \text{ KN.m}$
		$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$M_2^{max} = -31.119 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 449.16 \text{ KN.m}$	$M_2^{max} = -22.555 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 327.59 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$

Tableau V-3 : Ferrailage des poteaux de (40x40cm<sup>2</sup>)

Poteaux (35x35)cm<sup>2</sup> :

Niveau	Section	Etat limite ultime		Combinaisons accidentelles	
9 <sup>eme</sup> , 10 <sup>eme</sup> 11 <sup>eme</sup> étage	35X35	$N_c^{max} = 335.75 \text{ KN}$		$N_c^{max} = 244.98 \text{ KN}$	
		$M_2^{corr} = 21.50 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = -10.02 \text{ KN.m}$	$M_2^{corr} = 15.655 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = -7.299 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$\hat{A}_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$N_c^{mim} = 14.36 \text{ KN}$		$N_c^{mim} = 10.56 \text{ KN}$	
		$M_2^{corr} = 0.063 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 1.683 \text{ KN.m}$	$M_2^{corr} = 0.045 \text{ KN.m}$	$M_3^{corr} = 1.231 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$\hat{A}_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 \text{ cm}^2$
		$M_3^{max} = 19.804 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 50.34 \text{ KN.m}$	$M_3^{max} = 14.386 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 36.89 \text{ KN.m}$
		$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$\hat{A}_{s3} = 1.04 \text{ cm}^2$	$A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 \text{ cm}^2$
		$M_2^{max} = -31.97 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 112.81 \text{ KN.m}$	$M_2^{max} = -23.19 \text{ KN.m}$	$N^{Corr} = 82.82 \text{ KN.m}$
		$A_{s2} = 1.31 \text{ cm}^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 \text{ cm}^2$

Tableau V-4: Ferrailage des poteaux de (35x35cm<sup>2</sup>)

**V-1-3-Vérifications à l'ELU**

➤ **Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)**

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$\Psi_s = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 12 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les HA 14 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm}^2$$

**Selon le RPA :** la longueur minimale de recouvrement est :  $L = 40 \times \varphi$

Pour les **HA12 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

Pour les **HA14 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

Pour les **HA16 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

**Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.32) :**

$$\tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

$$\text{Et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \end{cases}$$

$$\text{Zone : 1,3 et 4 : } \tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa.}$$

$$\text{Zone : 2 : } \tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa.}$$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$\hat{L} = 2 \times h$$

$$\hat{h} = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}.$$

$h$  : hauteur de la poutre.

$b_1 e h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres.

$$\hat{h} = \max\{68, 50, 50, 60\text{cm}\}$$

On aura :  $\hat{h} = 68\text{ cm}$

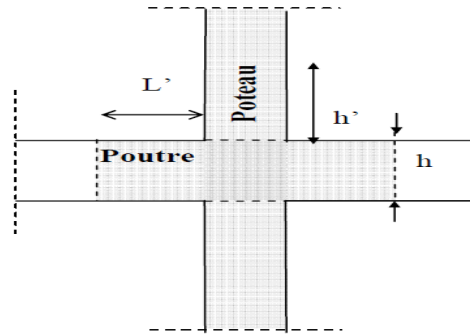


Figure V-7- Délimitation de la zone nodale

### V-1-4-Vérifications à l'ELS

#### ❖ Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$Y_1 = Y_2 + l_c$$

$Y_1$  : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$Y_2$  : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression  $C_p$ .

$l_c$  : La distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.

$Y_2$  : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $Y_2^3 + p \times Y_2 + q = 0$

Avec :  $l_c = \frac{h}{2} - e_s$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{d - \hat{c}}{b} + 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{(l_c - \hat{c})^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul  $\Delta : \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0.5 \times (\sqrt{\Delta} - q)$  ;  $u = \sqrt[3]{t}$  ;  $Y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$

Si  $\Delta < 0$  → L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right); \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :  $\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$  ;  $a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc :  $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times \left[ A_s \cdot (d - y_1)^2 + \hat{A}_s (y_1 - \hat{d})^2 \right]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est :  $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

section	sollicitations	Ns	Ms(KN.m)	e(m)	h/6	Nature	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma$ (MPa)	Observation
<b>50x50</b>	Nmax- Mcor	1250.39	1.02	0.000815745	0.083	<b>SEC</b>	4.5	4.4	<b>15</b>	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	545.69	3.11	0.005699207	0.083	<b>SEC</b>	2.1	1.8	<b>15</b>	condition vérifiée
	Mmax-Ncor	601.49	-10.04	-0.016691882	0.083	<b>SEC</b>	1.8	2.5	<b>15</b>	condition vérifiée
<b>45x45</b>	Nmax- Mcor	1028.7	8.52	0.008282298	0.075	<b>SEC</b>	5	4.1	<b>15</b>	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	322.56	0.1	0.00031002	0.075	<b>SEC</b>	1.4	1.4	<b>15</b>	condition vérifiée
	Mmax-Ncor	696.75	17.2	0.024686042	0.075	<b>SEC</b>	4	2.2	<b>15</b>	condition vérifiée
<b>40x40</b>	Nmax- Mcor	601.34	13.82	0.022982007	0.067	<b>SEC</b>	4.4	2.3	<b>15</b>	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	133.23	0.15	0.001125873	0.067	<b>SEC</b>	0.8	0.7	<b>15</b>	condition vérifiée
	Mmax-Ncor	327.59	-22.55	-0.068836045	0.067	<b>SEC</b>	0.2	3.5	<b>15</b>	condition vérifiée
<b>35x35</b>	Nmax- Mcor	244.98	15.65	0.063882766	0.058	<b>SPC</b>	3.5	0.1	<b>15</b>	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	10.56	0.04	0.003787879	0.058	<b>SEC</b>	0.1	0.1	<b>15</b>	condition vérifiée
	Mmax-Ncor	82.82	-23.19	-0.28000483	0.058	<b>SPC</b>	0	4.2	<b>15</b>	condition vérifiée

Tableau V-5 : Vérification des contraintes à l'ELS (sens 2-2)

section	sollicitations	Ns	Ms(KN.m)	e(m)	h/6	Nature	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma$ (MPa)	Observation
<b>50x50</b>	Nmax- Mcor	1250.39	9.11	0.00728573	0.083	<b>SEC</b>	4.8	4.1	<b>15</b>	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	545.69	2.57	0.00470963	0.083	<b>SEC</b>	2	1.9	<b>15</b>	condition vérifiée
	Mmax-Ncor	585.28	-18.51	-0.0316259	0.083	<b>SEC</b>	1.4	2.8	<b>15</b>	condition vérifiée
<b>45x45</b>	Nmax- Mcor	1028.7	-9.63	-0.0093613	0.075	<b>SEC</b>	4	5	<b>15</b>	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	322.56	9.22	0.02858383	0.075	<b>SEC</b>	1.9	0.9	<b>15</b>	condition vérifiée
	Mmax-Ncor	340.91	14.06	0.04124256	0.075	<b>SEC</b>	2.2	0.8	<b>15</b>	condition vérifiée
<b>40x40</b>	Nmax- Mcor	601.34	-6.98	-0.0116074	0.067	<b>SEC</b>	2.8	3.9	<b>15</b>	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	133.23	8.9	0.06680177	0.067	<b>SEC</b>	1.4	0.1	<b>15</b>	condition vérifiée
	Mmax-Ncor	147.36	15.18	0.10301303	0.067	<b>SPC</b>	2	0	<b>15</b>	condition vérifiée
<b>35x35</b>	Nmax- Mcor	244.98	-7.3	-0.0297984	0.058	<b>SEC</b>	1	2.6	<b>15</b>	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	10.56	1.23	0.11647727	0.058	<b>SPC</b>	0.2	0	<b>15</b>	condition vérifiée
	Mmax-Ncor	36.89	14.39	0.39007861	0.058	<b>SPC</b>	2.6	0	<b>15</b>	condition vérifiée

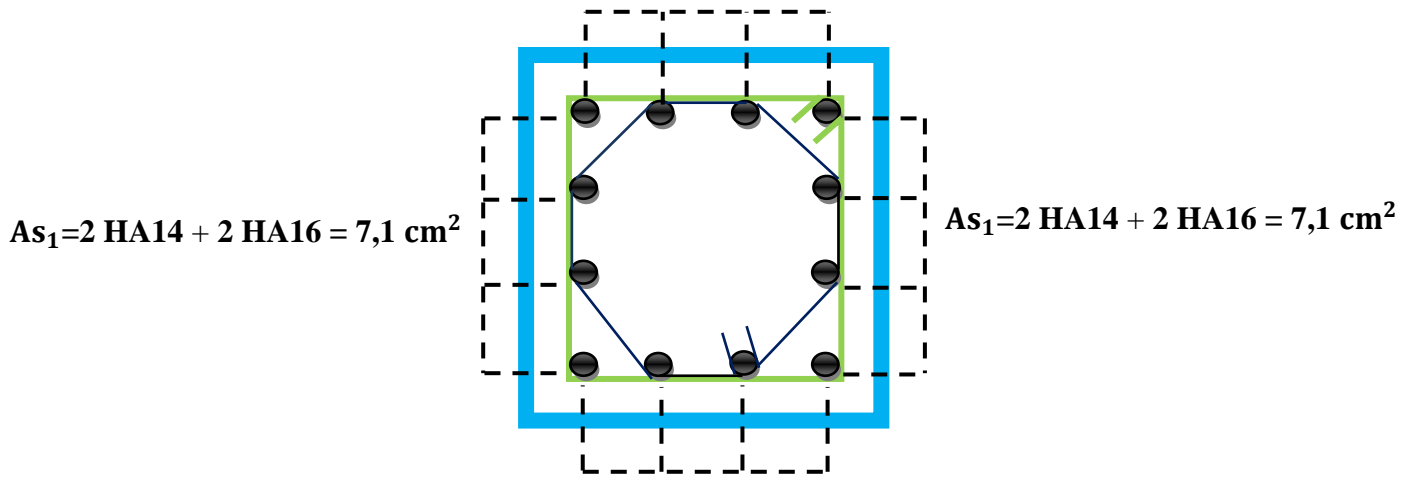
Tableau V-6 : Vérification des contraintes à l'ELS (sens 3-3)

Conclusion

Poteaux (50X50) cm<sup>2</sup> :

La section totale est de **8 HA14 + 4HA16 = 20,36 cm<sup>2</sup>** >  $A_{s \text{ min}} = 20 \text{ cm}^2$ .

$$A_{s1} = 2 \text{ HA14} + 2 \text{ HA16} = 7,1 \text{ cm}^2$$

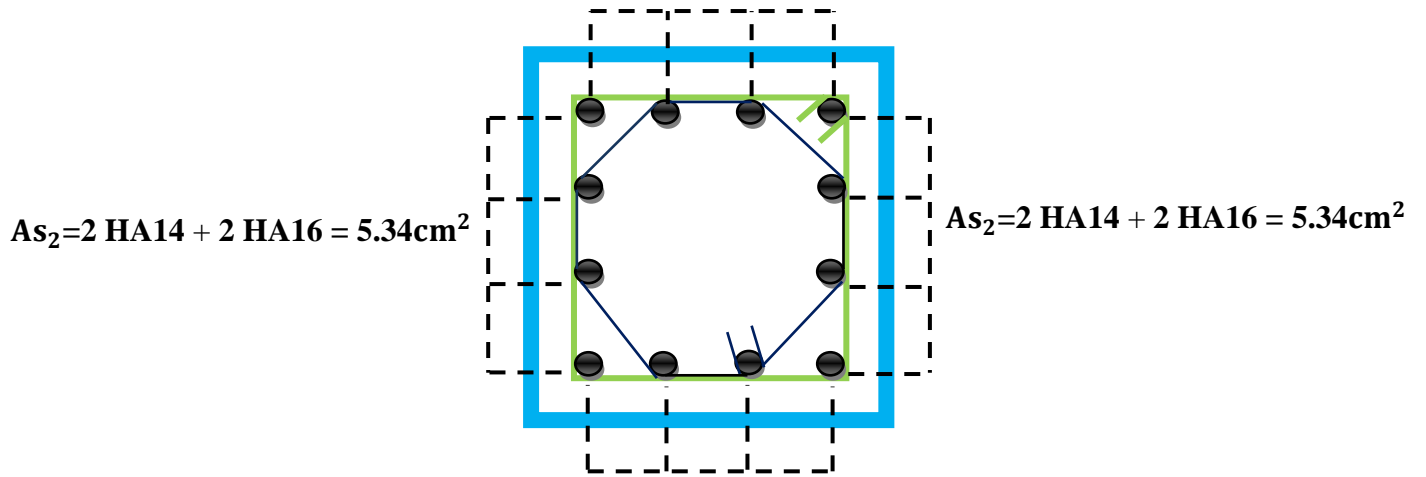


$$A_{s1} = 2 \text{ HA14} + 2 \text{ HA16} = 7,1 \text{ cm}^2$$

Poteaux (45X45) cm<sup>2</sup> :

La section totale est de  $4HA14 + 8HA12 = 16.84 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 16.2 \text{ cm}^2$ .

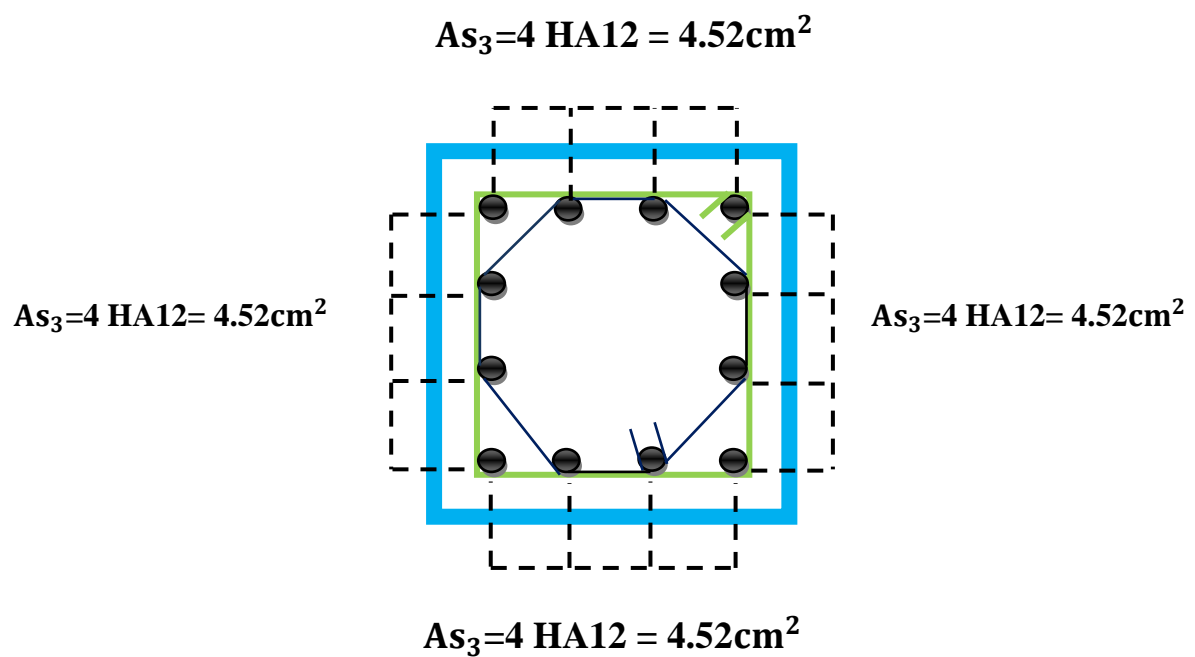
$$A_{s2} = 2 HA14 + 2 HA12 = 5.34 \text{ cm}^2$$



$$A_{s2} = 2 HA14 + 2 HA16 = 5.34 \text{ cm}^2$$

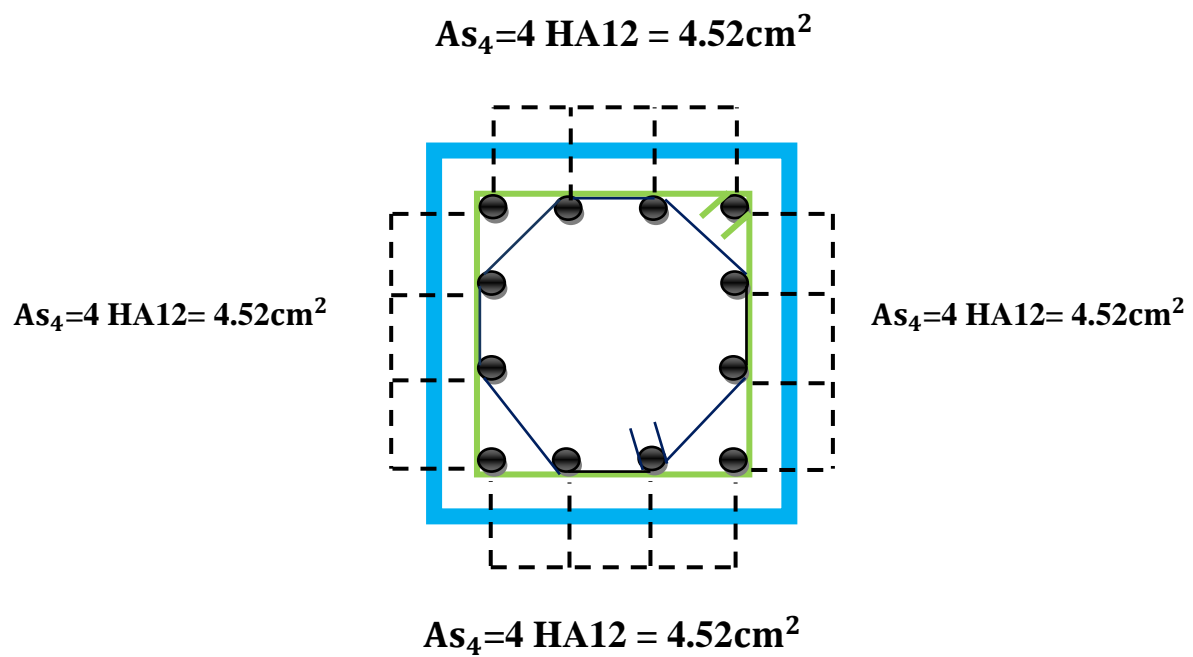
Poteaux (40X40) cm<sup>2</sup> :

La section totale est de **12HA12 = 13.57 cm<sup>2</sup>** >  $A_{s \text{ min}} = 12.80 \text{ cm}^2$ .



Poteaux (35X35) cm<sup>2</sup> :

La section totale est de  $12\text{HA}12 = 13.57 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 09.80 \text{ cm}^2$ .





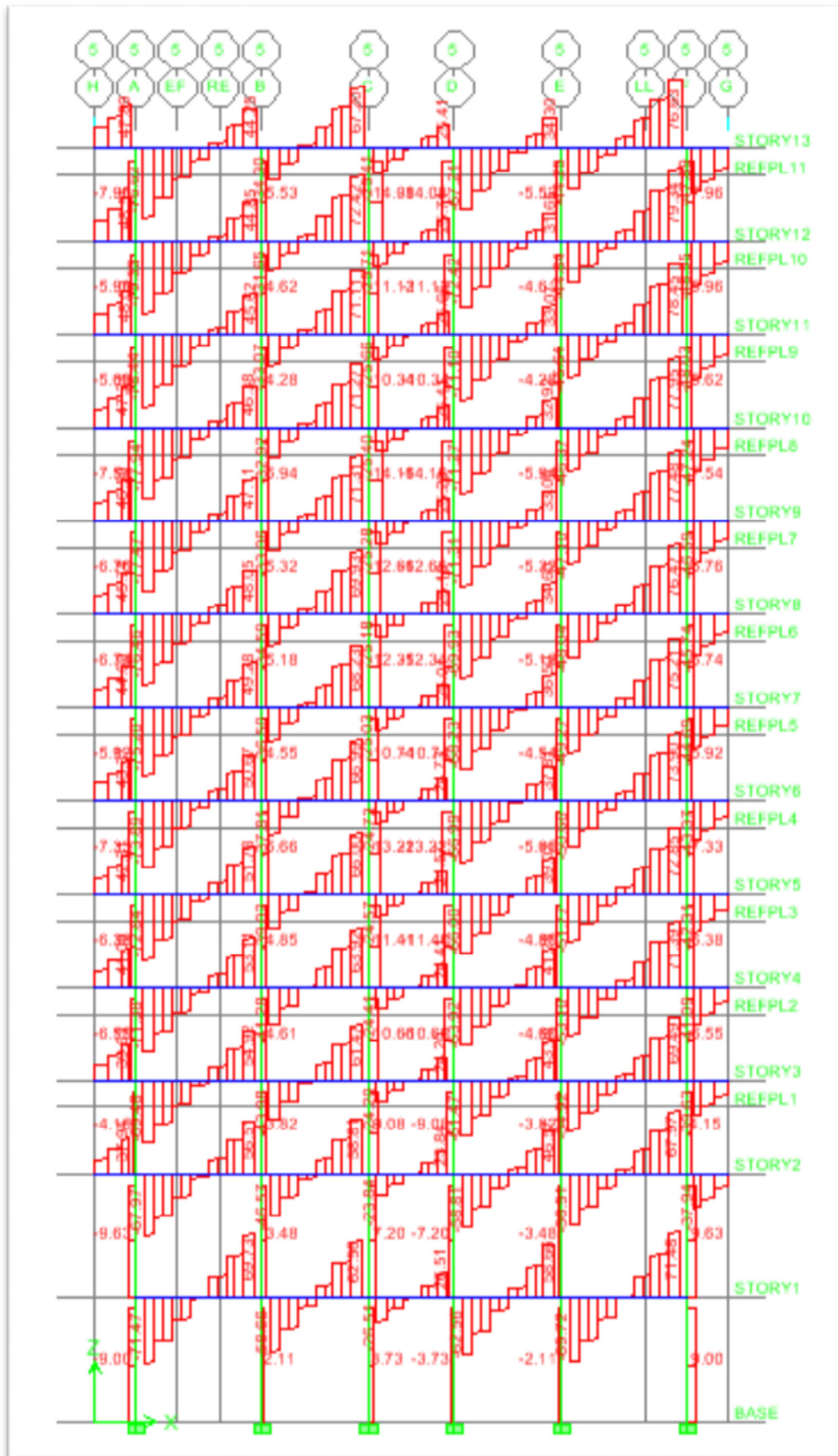


Figure VI-2- Diagramme des efforts tranchants pour le portique 5

- Poutres secondaires :

Exemple :

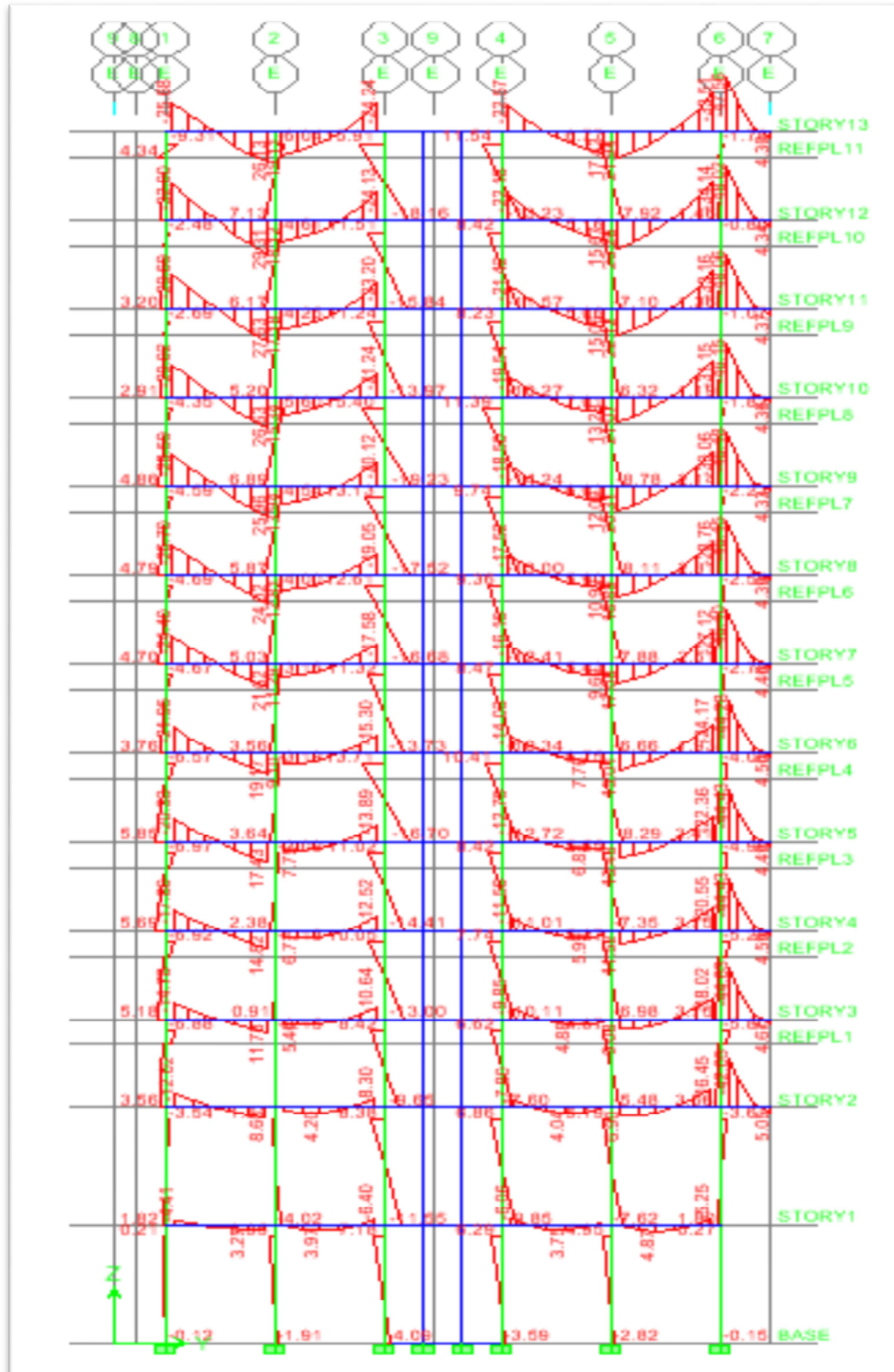


Figure VI-3- Diagramme des moments fléchissant pour le portique E

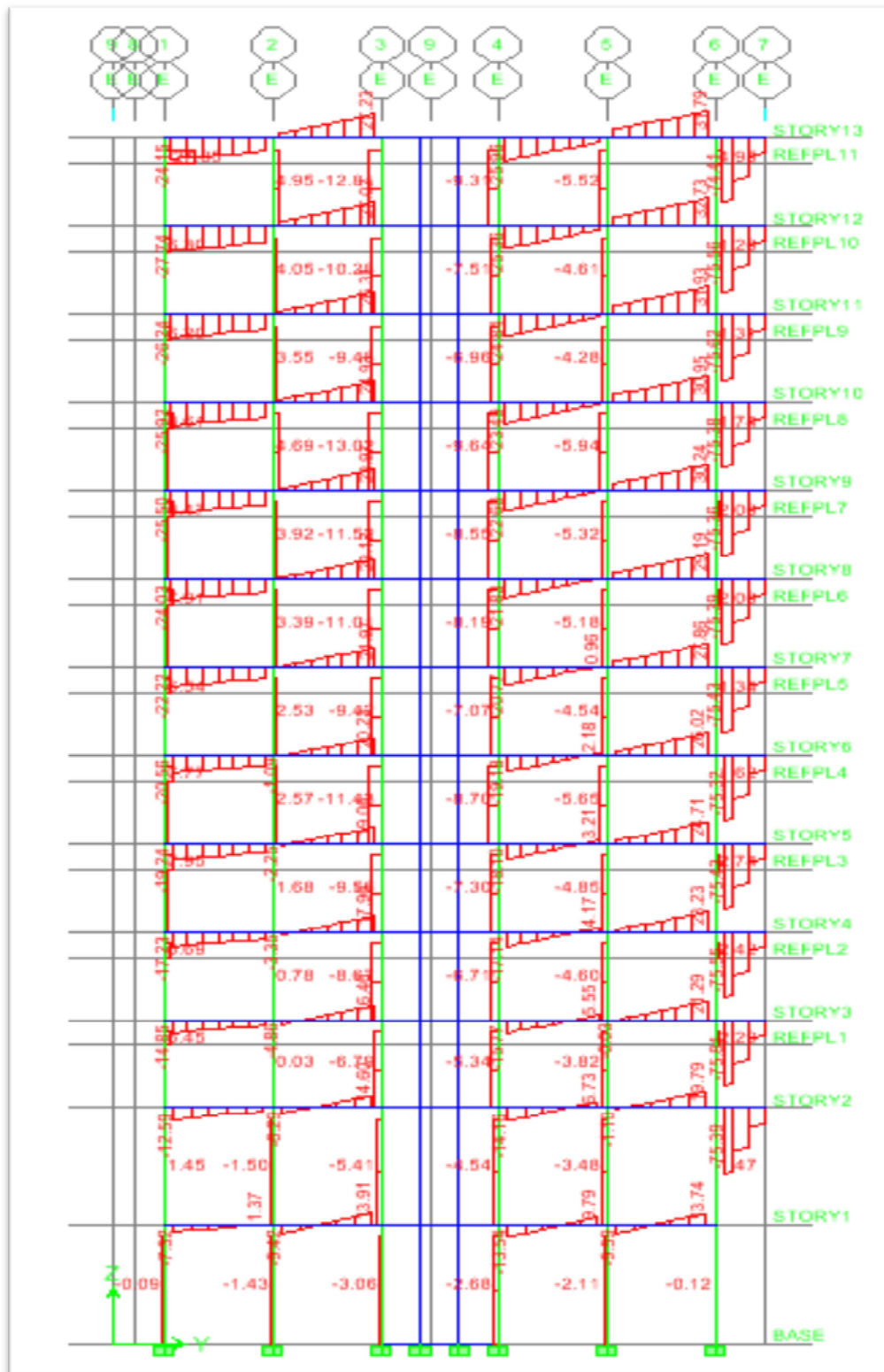


Figure VI-4- Diagramme des efforts tranchants pour le portique E

### VI-2-2- Recommandations du RPA pour le ferrailage des poutres

- **Armatures longitudinales:**
- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone **IIa**.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochées à  $90^\circ$ .

	Pourcentage maximum		pourcentage minimum
	zone courante	zone de recouvrement	
Poutres principales (30X40) $cm^2$	48	72	6
Poutres secondaires (30X35) $cm^2$	42	63	5.25

Tableau-VI-5- Pourcentage des armatures longitudinales

- **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 :

$\phi$  : 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.

#### 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 :

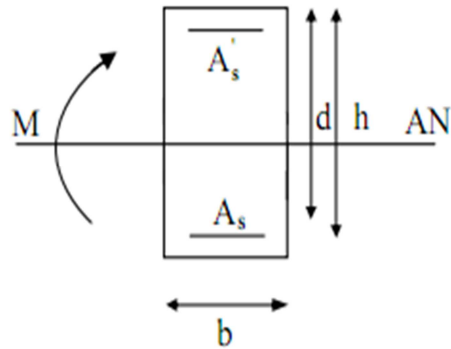
- A  $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- A  $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- 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.

VI-2-3-Etapes de calcul à l'ELU

- Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$



Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392$  la section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Si  $\mu > \mu_1 = 0.392$  la section est doublement armée (SDA).

On calcule  $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

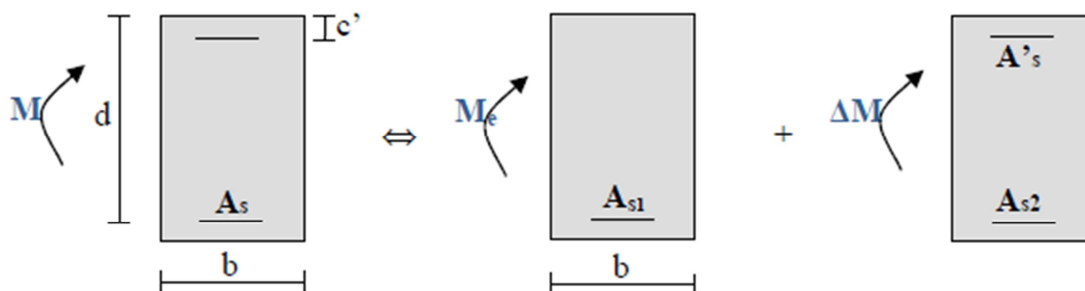
$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

$M_r$ : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{s1} = \frac{M_r}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - \hat{c}) \cdot \sigma_s} ; A' = \frac{\Delta M}{(d - \hat{c}) \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives



$A_s$  : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$A's$  : La section supérieure la plus comprimée

## VI-2-4-Ferrailage

Le ferrailage des poutres est récapitulé dans les tableaux suivants :

## VI-2-4-1-poutres principales

Tableau-VI-6- Ferrailage des poutres principales (30X40) adhérees aux voiles (en travée)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
13	30.80	ELU	SSA	6	2.53	3,39	3HA12
12	29.99	ELU	SSA	6	2.46	3,39	3HA12
11	30	ELU	SSA	6	2.46	3,39	3HA12
10	29.39	ELU	SSA	6	2.41	3,39	3HA12
9	28.91	ELU	SSA	6	2.37	3,39	3HA12
8	28.67	ELU	SSA	6	2.35	3,39	3HA12
7	28.36	ELU	SSA	6	2.33	3,39	3HA12
6	27.73	ELU	SSA	6	2.27	3,39	3HA12
5	27.23	ELU	SSA	6	2.23	3,39	3HA12
4	26.86	ELU	SSA	6	2.20	3,39	3HA12
3	26.82	ELU	SSA	6	2.20	3,39	3HA12
2	26.60	ELU	SSA	6	2.18	3,39	3HA12
1	32.71	ELU	SSA	6	<b>2.69</b>	3,39	3HA12

Tableau-VI-7- Ferrailage des poutres principales (30X40) adhérees aux voiles (aux appuis)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
13	59.29	ELU	SSA	6	5.02	6.78	3HA12+3HA12
12	64.63	ELU	SSA	6	<b>5.51</b>	6.78	3HA12+3HA12
11	62.83	ELU	SSA	6	5.34	6.78	3HA12+3HA12
10	60.70	ELU	SSA	6	5.15	6.78	3HA12+3HA12
9	60.43	ELU	SSA	6	5.12	6.78	3HA12+3HA12
8	58.48	ELU	SSA	6	4.95	6.78	3HA12+3HA12
7	56.09	ELU	SSA	6	4.73	6.78	3HA12+3HA12
6	52.36	ELU	SSA	6	4.40	6.78	3HA12+3HA12
5	50.95	ELU	SSA	6	4.28	6.78	3HA12+3HA12
4	48.32	ELU	SSA	6	4.04	6.78	3HA12+3HA12
3	45.44	ELU	SSA	6	3.79	6.78	3HA12+3HA12
2	41.27	ELU	SSA	6	3.43	6.78	3HA12+3HA12
1	44.61	ELU	SSA	6	3.72	6.78	3HA12+3HA12

Tableau-VI-8- Ferrailage des poutres principales (30X40)non adhérees aux voiles (en travée)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
13	18.40	ELU	SSA	6	1.49	3,39	3HA12
12	18.17	ELU	SSA	6	1.48	3,39	3HA12
11	18.27	ELU	SSA	6	1.48	3,39	3HA12
10	18.12	ELU	SSA	6	1.47	3,39	3HA12
9	18.03	ELU	SSA	6	1.47	3,39	3HA12
8	18.11	ELU	SSA	6	1.47	3,39	3HA12
7	18.21	ELU	SSA	6	1.48	3,39	3HA12
6	18.18	ELU	SSA	6	1.48	3,39	3HA12
5	18.21	ELU	SSA	6	1.48	3,39	3HA12
4	18.32	ELU	SSA	6	1.49	3,39	3HA12
3	18.44	ELU	SSA	6	1.50	3,39	3HA12
2	18.57	ELU	SSA	6	1.51	3,39	3HA12
1	22.04	ELU	SSA	6	<b>1.80</b>	3,39	3HA12

Tableau-VI-9- Ferrailage des poutres principales (30X40)non adhérees aux voiles (aux appuis)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
13	23.83	ELU	SSA	6	1.95	3,39	3HA12
12	25.80	ELU	SSA	6	2.11	3,39	3HA12
11	25.78	ELU	SSA	6	2.11	3,39	3HA12
10	25.15	ELU	SSA	6	2.06	3,39	3HA12
9	25.48	ELU	SSA	6	2.08	3,39	3HA12
8	25.38	ELU	SSA	6	2.08	3,39	3HA12
7	25.37	ELU	SSA	6	2.08	3,39	3HA12
6	24.32	ELU	SSA	6	1.99	3,39	3HA12
5	24.31	ELU	SSA	6	1.99	3,39	3HA12
4	24.22	ELU	SSA	6	1.98	3,39	3HA12
3	24.35	ELU	SSA	6	1.99	3,39	3HA12
2	22.87	ELU	SSA	6	1.87	3,39	3HA12
1	27.97	ELU	SSA	6	<b>2.29</b>	3,39	3HA12

## VI-2-4-2-poutres secondaires

Tableau-VI-10- Ferrailage des poutres secondaires (30X 35) non adhérees aux voiles (en travée)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
13	15.13	ELU	SSA	5.25	<b>1.43</b>	3,39	3HA12
12	10.66	ELU	SSA	5.25	1.00	3,39	3HA12
11	11.13	ELU	SSA	5.25	1.05	3,39	3HA12
10	09.35	ELU	SSA	5.25	0.88	3,39	3HA12
9	08.09	ELU	SSA	5.25	0.76	3,39	3HA12
8	07.94	ELU	SSA	5.25	0.74	3,39	3HA12
7	07.65	ELU	SSA	5.25	0.72	3,39	3HA12
6	06.49	ELU	SSA	5.25	0.61	3,39	3HA12
5	05.71	ELU	SSA	5.25	0.53	3,39	3HA12
4	05.50	ELU	SSA	5.25	0.51	3,39	3HA12
3	05.13	ELU	SSA	5.25	0.48	3,39	3HA12
2	04.69	ELU	SSA	5.25	0.44	3,39	3HA12
1	04.69	ELU	SSA	5.25	0.44	3,39	3HA12

Tableau-VI-11- Ferrailage des poutres secondaires (30X 35) non adhérees auxvoiles (aux appuis)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
13	05.01	ELU	SSA	5.25	<b>0.47</b>	3,39	3HA12
12	04.64	ELU	SSA	5.25	0.43	3,39	3HA12
11	04.61	ELU	SSA	5.25	0.43	3,39	3HA12
10	04.07	ELU	SSA	5.25	0.38	3,39	3HA12
9	03.86	ELU	SSA	5.25	0.36	3,39	3HA12
8	04.01	ELU	SSA	5.25	0.37	3,39	3HA12
7	04.16	ELU	SSA	5.25	0.39	3,39	3HA12
6	03.74	ELU	SSA	5.25	0.35	3,39	3HA12
5	03.68	ELU	SSA	5.25	0.34	3,39	3HA12
4	03.92	ELU	SSA	5.25	0.37	3,39	3HA12
3	03.90	ELU	SSA	5.25	0.36	3,39	3HA12
2	04.68	ELU	SSA	5.25	0.44	3,39	3HA12
1	04.15	ELU	SSA	5.25	0.39	3,39	3HA12

Tableau-VI-12- Ferrailage des poutres secondaires (30X 35) adhérees aux voiles (en travée)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
13	04.87	ELU	SSA	5.25	0.45	3,39	3HA12
12	04.26	ELU	SSA	5.25	0.40	3,39	3HA12
11	04.84	ELU	SSA	5.25	<b>0.45</b>	3,39	3HA12
10	04.26	ELU	SSA	5.25	0.40	3,39	3HA12
9	04.47	ELU	SSA	5.25	0.42	3,39	3HA12
8	04.40	ELU	SSA	5.25	0.41	3,39	3HA12
7	03.98	ELU	SSA	5.25	0.37	3,39	3HA12
6	03.79	ELU	SSA	5.25	0.35	3,39	3HA12
5	03.71	ELU	SSA	5.25	0.35	3,39	3HA12
4	03.77	ELU	SSA	5.25	0.35	3,39	3HA12
3	03.57	ELU	SSA	5.25	0.33	3,39	3HA12
2	03.51	ELU	SSA	5.25	0.33	3,39	3HA12
1	03.41	ELU	SSA	5.25	0.32	3,39	3HA12

Tableau-VI-13- Ferrailage des poutres secondaires (30X 35) adhérees aux voiles (aux appuis)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
13	52.93	ELU	SSA	5.25	5.28	6.78	3HA12+3HA12
12	57.16	ELU	SSA	5.25	<b>5.74</b>	6.78	3HA12+3HA12
11	54.61	ELU	SSA	5.25	5.46	6.78	3HA12+3HA12
10	52.01	ELU	SSA	5.25	5.18	6.78	3HA12+3HA12
9	51.21	ELU	SSA	5.25	5.20	6.78	3HA12+3HA12
8	46.86	ELU	SSA	5.25	4.63	6.78	3HA12+3HA12
7	42.79	ELU	SSA	5.25	4.20	6.78	3HA12+3HA12
6	37.91	ELU	SSA	5.25	3.70	6.78	3HA12+3HA12
5	34.25	ELU	SSA	5.25	3.32	6.78	3HA12+3HA12
4	29.61	ELU	SSA	5.25	2.85	6.78	3HA12+3HA12
3	24.21	ELU	SSA	5.25	2.32	6.78	3HA12+3HA12
2	17.66	ELU	SSA	5.25	1.67	6.78	3HA12+3HA12
1	11.31	ELU	SSA	5.25	1.06	6.78	3HA12+3HA12

Tableau-VI-14- Ferrailage des poutres de chainages (30X 35) (en travée)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
13	19.63	ELU	SSA	5.25	<b>1.87</b>	3,39	3HA12
12	17.68	ELU	SSA	5.25	1.68	3,39	3HA12
11	17.51	ELU	SSA	5.25	1.66	3,39	3HA12
10	16.24	ELU	SSA	5.25	1.54	3,39	3HA12
9	15.22	ELU	SSA	5.25	1.44	3,39	3HA12
8	14.54	ELU	SSA	5.25	1.37	3,39	3HA12
7	13.66	ELU	SSA	5.25	1.29	3,39	3HA12
6	12.26	ELU	SSA	5.25	1.15	3,39	3HA12
5	11.16	ELU	SSA	5.25	1.05	3,39	3HA12
4	10.20	ELU	SSA	5.25	0.86	3,39	3HA12
3	08.98	ELU	SSA	5.25	0.84	3,39	3HA12
2	07.66	ELU	SSA	5.25	0.72	3,39	3HA12
1	03.65	ELU	SSA	5.25	0.34	3,39	3HA12

Tableau-VI-15- Ferrailage des poutres de chainages (30X 35) (aux appuis)

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
13	47.77	ELU	SSA	5.25	4.72	6.78	3HA12+3HA12
12	48.02	ELU	SSA	5.25	4.75	6.78	3HA12+3HA12
11	48.06	ELU	SSA	5.25	<b>4.76</b>	6.78	3HA12+3HA12
10	46.15	ELU	SSA	5.25	4.55	6.78	3HA12+3HA12
9	46.18	ELU	SSA	5.25	4.56	6.78	3HA12+3HA12
8	46.14	ELU	SSA	5.25	4.55	6.78	3HA12+3HA12
7	46.10	ELU	SSA	5.25	4.55	6.78	3HA12+3HA12
6	44.28	ELU	SSA	5.25	4.36	6.78	3HA12+3HA12
5	44.43	ELU	SSA	5.25	4.37	6.78	3HA12+3HA12
4	44.43	ELU	SSA	5.25	4.37	6.78	3HA12+3HA12
3	44.62	ELU	SSA	5.25	4.39	6.78	3HA12+3HA12
2	42.05	ELU	SSA	5.25	4.33	6.78	3HA12+3HA12
1	09.52	ELU	SSA	5.25	0.89	6.78	3HA12+3HA12

## VI-2-4-3-Armatures transversales

**B-Section des armatures transversales minimale:**

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b \text{ (article 7.5.2.2 RPA99 version 2003)}$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset\right)$  En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ En zone de recouvrement.}$$

Avec :

$\emptyset$ : 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.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	Poutres principales		poutres secondaires	
	Zone de recouvrement	Zone nodale	Zone de recouvrement	Zone nodale
Espacement maximal $S_t$	20	10	17.5	8.75
La largeur b	30	30	30	30
$A_t$	1.8	0.9	1.57	0.78
As adoptée	Cadre + étrier (T8)	Cadre + étrier (T8)	Cadre + étrier (T8)	Cadre + étrier (T8)

Tableau VI-16 : Armatures transversales minimales

## VI-2-5-Vérification de la section minimale et maximale des poutres

- **Poutres principales :**

$$A=A \text{ (appuis)} + A \text{ (travées)} = 3,39 + 3,39 = 6,78 > A_{min} = 6cm^2$$

$$A=A \text{ (appuis)} + A \text{ (appuis)} = 3,39 + 6.78 = 10,17cm^2 < A_{max} = 72cm^2$$

- **Poutres secondaires :**

$$A=A \text{ (appuis)} + A \text{ (travées)} = 3,39 + 3,39 = 6,78cm^2 > A_{min} = 5.25cm^2$$

$$A=A \text{ (appuis)} + A \text{ (appuis)} = 3,39 + 6.78 = 10,17 cm^2 < A_{max} = 63cm^2$$

**VI-2-6- 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) :  $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = A_{min} = 0.23 \times 30 \times 37.5 \frac{2.1}{400} = 1.35 \text{ cm}^2$$

-Poutres secondaires de (30×35) :  $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32.5 \frac{2.1}{400} = 1.17 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

- **Influence de l'effort tranchant aux appuis (article .A-5.1.3.2.1 /BAEL91) :**

- Sur le béton :

$$V = 0.267 . a . b . f_{c28}$$

**Poutre principale :**

$$V_u = 80.44 \text{ KN}$$

Avec :

$$a = 0.9 . d = 0.9 \times 37.5 = 33.75 \text{ cm}$$

$$V = 0.267 \times 33.75 \times 30 \times 2.5 = 675.84 \text{ KN}$$

$$V_u = 80.44 \text{ KN} < V = 675.84 \text{ KN}$$

(Condition vérifiée)

**Poutre secondaire :**

$$V_u = 48.23 \text{ KN}$$

Avec :

$$a = 0.9 . d = 0.9 \times 32.5 = 29.25 \text{ cm}$$

$$V = 0.267 \times 29.25 \times 30 \times 2.5 = 650.81 \text{ KN}$$

$$V_u = 48.23 \text{ KN} < V = 650.81 \text{ KN}$$

(Condition vérifiée)

- **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 «  $\tau_u$  », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} T_u^{max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

$$\text{Poutres principales : } \tau_u = \frac{80.44 \times 10^3}{300 \times 375} = 0.71 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres secondaire : } \tau_u = \frac{48.23 \times 10^3}{300 \times 325} = 0.56 \text{ MPa}$$

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 :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 3.33MPa$$

\*Poutres principales  $\tau_u = 0.71 MPa < 3.33MPa$ .....La condition est vérifiée

\*Poutres secondaires  $\tau_u = 0.56 MPa < 3.33MPa$ .....La condition est vérifiée

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL91A.6.1.3) :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa \Psi = 1.5 \text{ pour le HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 d \sum U_i}$$

Avec :

$\sum U_i$  : Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

Poutres principales :

$$3HA12 \Rightarrow \sum U_i = 11,31 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{80.44 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.375 \times 0.113} = 2,109 < \overline{\tau_{se}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires :

$$3HA12+3HA12 \Rightarrow \sum U_i = 22.619 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{48.23 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.325 \times 0.226} = 0.729 < \overline{\tau_{se}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Calcul de la longueur de scellement droit des barres (BAEL91 Art A6-1.2.1) :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ Avec } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$$

Pour les  $\phi 12$  :  $l_s = 42.33 \text{ cm}$

Pour les  $\phi 14$  :  $l_s = 49.38 \text{ cm}$

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.

Pour les  $\phi 12$  :  $l_s = 16.93 \text{ cm}$

Pour les  $\phi 14$  :  $l_s = 19.75 \text{ cm}$

**Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

-poutres principales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min(11, 40, 14, 30)$$

-poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min(10, 14, 30)$$

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 de (30×40):  $S_t = 10\text{cm}$

- Poutres secondaires de (30×35):  $S_t = 8\text{cm}$

**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.

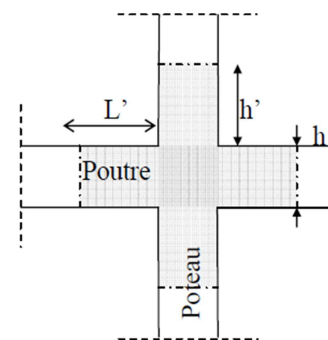
$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres.

On aura :  $h' = 62,5\text{ cm}$

**Remarque**

Le cadre d'armatures transversales doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de



« Délimitation de la zone nodale

l'encastrement.

**Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2$$

$$A_t = 2.01cm^2 > A_t^{min} = 1.35cm^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**VI-2-7-Vérification à l'ELS**

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives :

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 :

Etat limite de résistance du béton en compression : (BAEL91/ A.4.5.2)

Il faut vérifier la contrainte dans le béton  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$

Avec :  $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$  (Contrainte de traction des aciers),

A : armatures adoptées à l'ELU,

$K_1$  et  $\beta_1$  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 les tableaux suivants :

- **Poutres principales :**

	<i>M<sub>smax</sub></i> (KN.m)	<i>A<sub>s</sub></i> ELU	$\rho_1$	$\beta_1$	<i>K<sub>1</sub></i>	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	<i>obs</i>
<b>En travée</b>	23.48	3.39	0.301	0.913	42.47	202.30	4.76	15	Condition vérifiée
<b>En appuis</b>	46.88	6.78	0.602	0.885	28.48	208.34	7.13		

- **Poutres secondaires :**

	<i>M<sub>smax</sub></i> (KN.m)	<i>A<sub>s</sub></i> ELU	$\rho_1$	$\beta_1$	<i>K<sub>1</sub></i>	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	<i>obs</i>
<b>En travée</b>	29.98	3.39	0.348	0.909	39.35	299.35	7.61	15	Condition vérifiée
<b>En appuis</b>	41.50	6.78	0.695	0.878	25.98	214.50	8.25		

- **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. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

### VI-2-8- Calcul de la flèche

#### *Sens (longitudinale) :*

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS →  $f = 0.055 \text{ cm}$

$$f = 0.055 \text{ cm} < F = \frac{410}{500} = 0.82 \text{ cm}$$

#### *Sens (transversale) :*

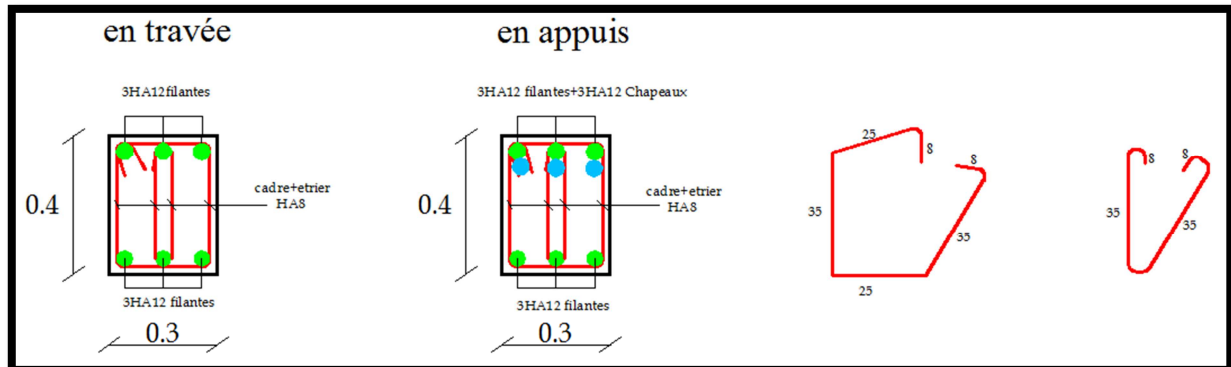
Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS →  $f = 0.047 \text{ cm}$

$$f = 0.035 \text{ cm} < F = \frac{320}{500} = 0.64 \text{ cm}$$

**Conclusion:** La flèche est vérifiée.

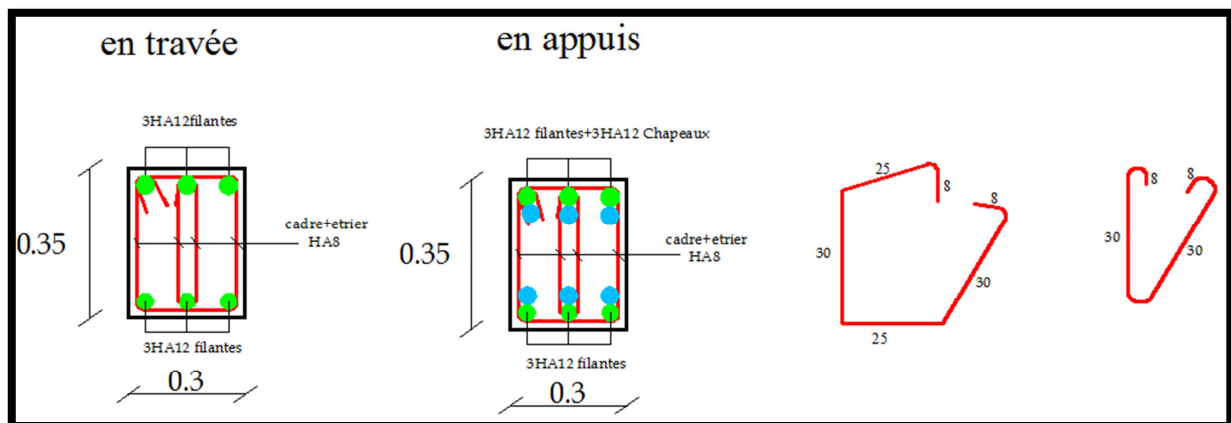
Exemple de ferraillage de poutre principale adhéree aux voiles

(Premier niveaux)



Exemple de ferraillage de poutre secondaire adhéree aux voiles

(Premier niveaux)



## VII- Ferrailage des voiles

### Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.
- 

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

- **Zone I** : sous sol +RDC
- **Zone II** : 1<sup>er</sup> au 4<sup>eme</sup> niveau
- **Zone III** : 5<sup>eme</sup> au 8<sup>eme</sup> niveau
- **Zone IV** : 8<sup>eme</sup> au 11<sup>eme</sup> niveau

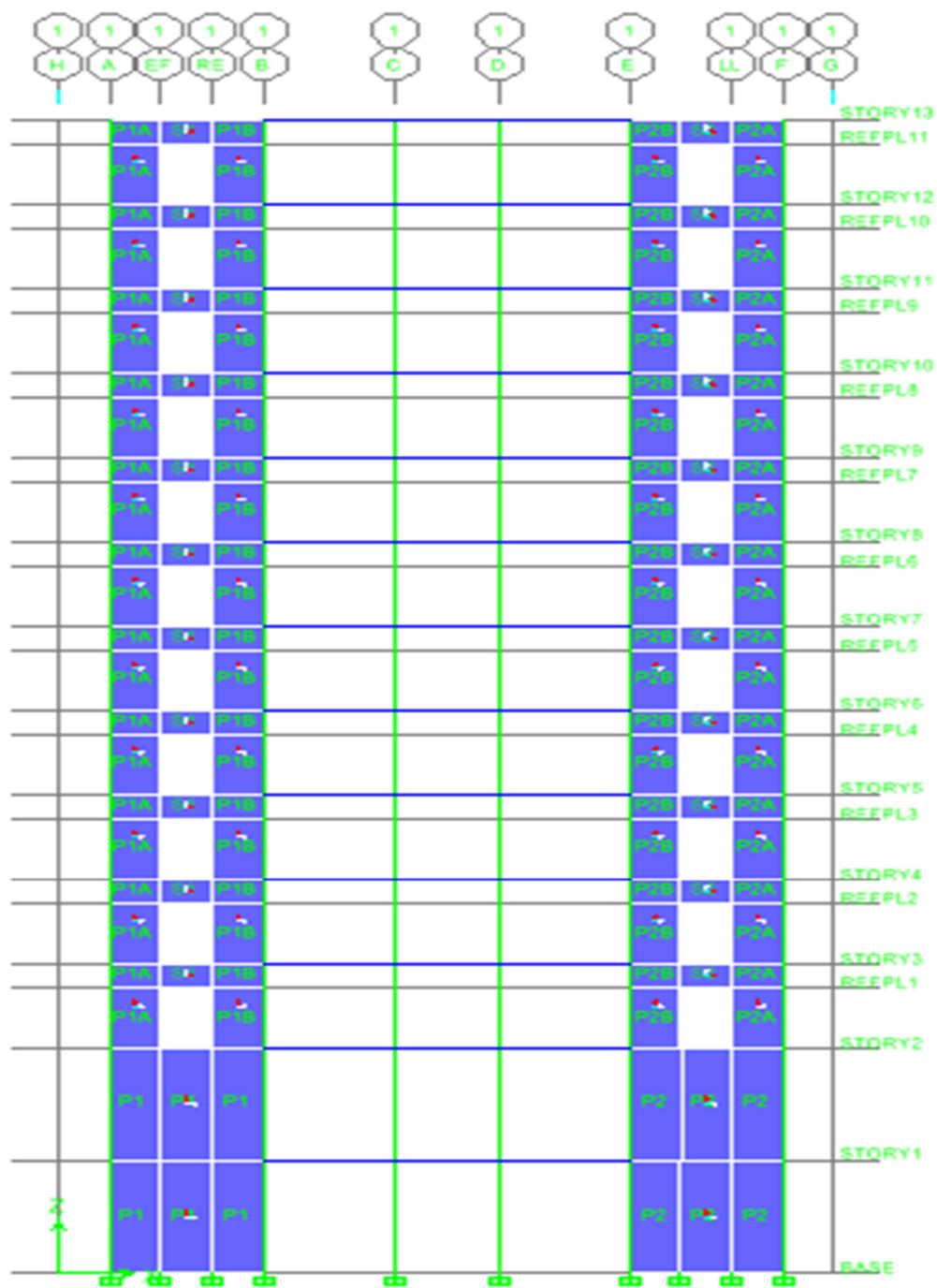


Figure VII-1-Vue en élévation des voiles avec ouvertures (sens longitudinal)

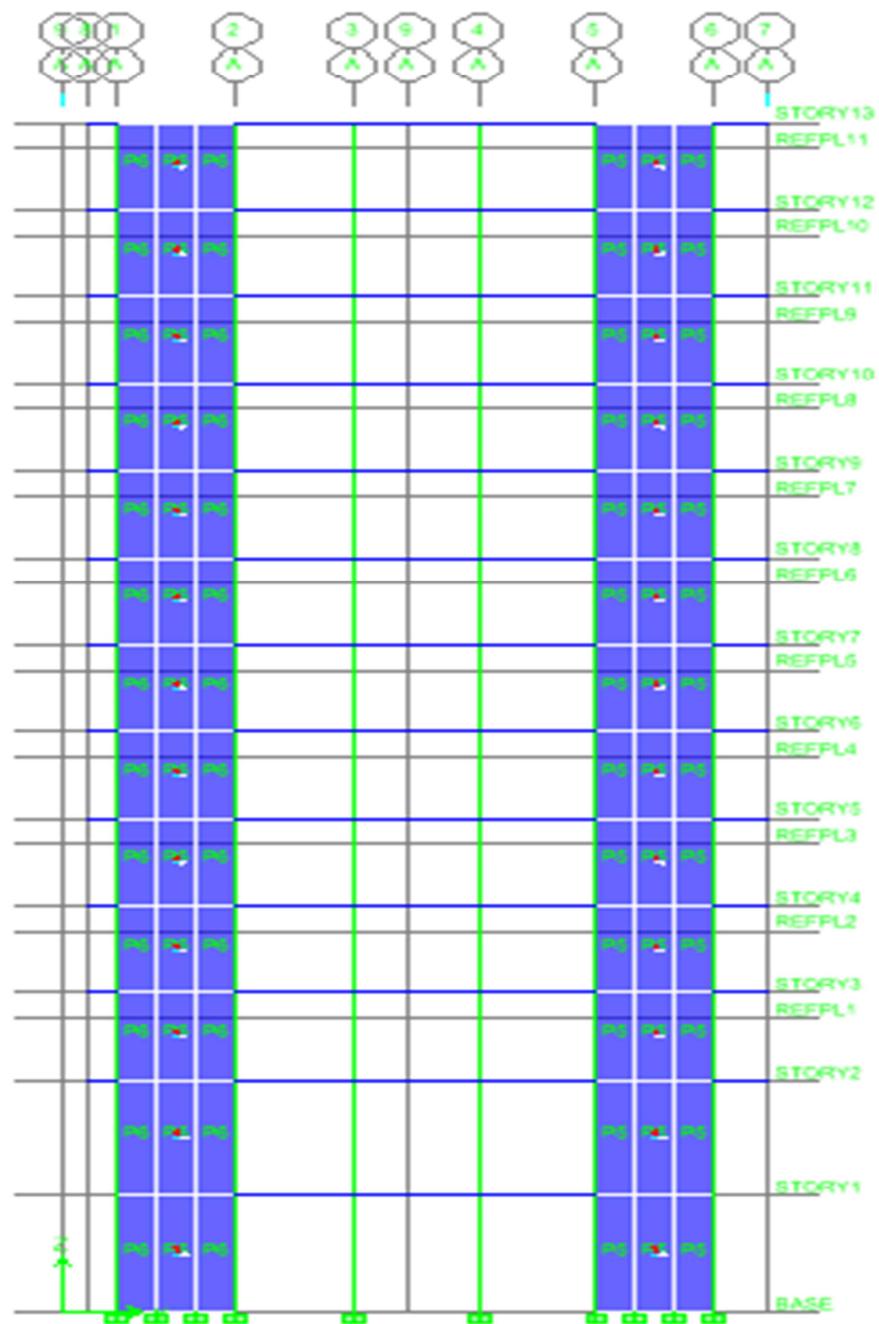


Figure VII-2-Vue en élévation des voiles pleins (sens transversal)

**VII-1- Combinaisons d'actions**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \begin{cases} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{cases}$$

**VII-2- Ferrailage des trumeaux**

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande largeur (d).

**VII-2-1--Exposé de la méthode**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec : B : section du béton ;

I : moment d'inertie du trumeau ;

$$V \text{ et } V' : \text{ bras de levier ; } V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}.$$

Dans ce cas, le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h<sub>e</sub> : hauteur entre nus de planchers du voile considéré ;

L<sub>c</sub> : la longueur de la zone comprimée ;

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

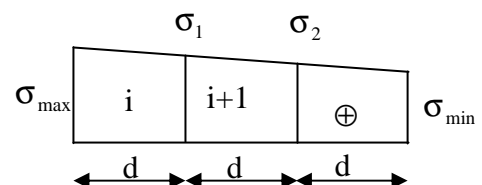
$$L_t = L - L_c$$

L<sub>t</sub> : longueur tendue.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues ci-dessous :

- **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec  $e$  : épaisseur du voile

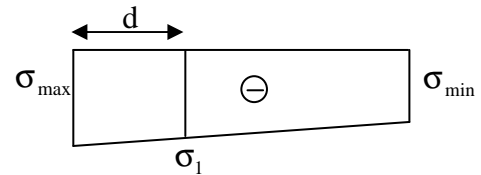
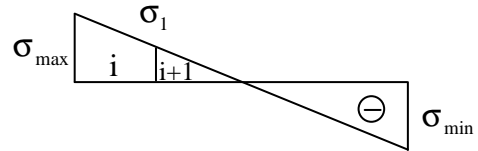
- **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

- **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



**A-Armatures verticales :**

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec :  $B$  : section du voile

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

Avec  $\sigma_{s10}$  : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 400 MPa

- **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

Avec :  $\sigma_{s2}$  contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

**B-Armatures minimales :**

**\*Compression simple (Art.A.8.1,2 BAEL91) :**

-  $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures ;

-  $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$  avec  $B$  : section du béton comprimée.

**\*Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e}$$

Avec :  $B$  : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 ‰ de la section horizontale du béton tendue.

- Exigences de RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En zone courantes 0.10 %

**C-Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ.

- D'après le **BEAL 91** :  $A_H = \frac{A_v}{4}$

- D'après le **RPA 2003** :  $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

**D-Armatures transversales** :(article 7.7.4.3 du RPA 2003)

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

**E- Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1.4 V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**F-Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$

**G-Espacement**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

**H-Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**I-Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

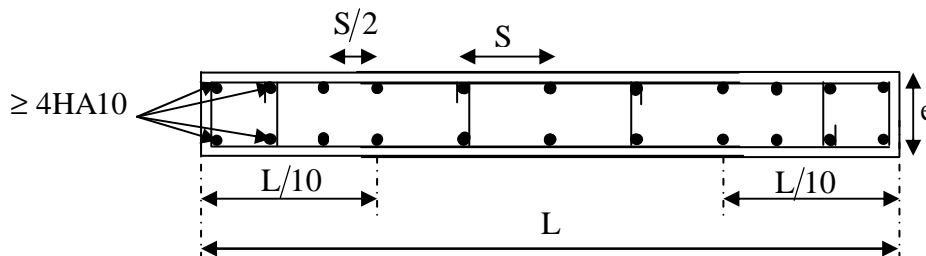


Figure V-11 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

**VII-2-2-Vérification**

**A-Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :  $N_{ser}$  : Effort normal appliqué ;

B : Section du béton ;

A : Section d'armatures adoptée.

**B-Vérification de la contrainte de cisaillement :**

- D'après le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

Avec :  $b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile .

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ ) .

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

- **D'après le BAEL :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

### VII-2-3- Exemple de calcul

Soit à Ferrailer le voile transversale P5:

**Zone I:** sous sol et RDC

❖ **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 3 \text{ m}, e_p = 20 \text{ cm}$$

$$\sigma_{min}^{max} = \frac{N}{S} \pm \frac{M \times V}{I};$$

$$\sigma_{max} = -3604.923 \text{ KN/m}^2$$

⇒ La section est entièrement tendue.

$$L_c = 0, L_t = L = 3 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en trois bandes de longueur ( $d$ )

$$\text{Avec } d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 1,94 \text{ m}$$

Soit un tronçon :  **$d = 1 \text{ m}$** .

➤ **1<sup>er</sup> tronçon :**

$$\sigma_1 = \sigma_{max} - (\sigma_{max} - \sigma_{min}) \frac{d}{L} = -3526.396 \text{ kn / m}^2$$

$$N_1 = \left( \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 713.132 \text{ Kn}$$

**-Armatures verticales**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 20.492 \text{ cm}^2$$

➤ **2<sup>ème</sup> tronçon**

$$\sigma_2 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \cdot 2 \cdot \frac{d}{L} = -3447.87 \text{ Kn/m}^2$$

$$N_2 = \left( \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 697.712 \text{ Kn}$$

**-Armatures verticales**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 20.04 \text{ cm}^2$$

➤ **3<sup>ème</sup> tronçon**

$$N_3 = \left( \frac{\sigma_2 + \sigma_{\min}}{2} \right) d \cdot e = 681.721 \text{ Kn}$$

**-Armatures verticales :**

$$A_{v3} = \frac{N_3}{\sigma_{s2}} = 19.589 \text{ cm}^2$$

**-Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max \left( 0.15 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} = \max (3 \text{ cm}^2, 10.50 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 10.50 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage à adopter sur toute la surface de la bande du voile est  $A_v = 21.55 \text{ cm}^2$

Soit : 7 HA14 = 10.78 cm<sup>2</sup>/nappe , S<sub>t</sub> = 15 cm

**-Armatures horizontales :**

$$D'après le BAEL 91 : A_H = \frac{A_v}{4} = 5.38 \text{ cm}^2$$

$$D'après le RPA99 (version 2003) : A_H \geq 0.15B\% = 3 \text{ cm}^2$$

**Soit : 16HA10 = 12,57 ncm<sup>2</sup>/nappe      St = 25 cm**

**-Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

**-Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1,4 \times 80.62 \times 10}{400} \left. \vphantom{A_{vj}} \right\} \text{Soit : 8HA8} = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 3.103 \text{ cm}^2$$

**-Vérification des contraintes :**

$$\text{- BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{80.62 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3000} = 0,149 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,149 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{- RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 80.62 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3000} = 0,209 \text{ MPa}$$

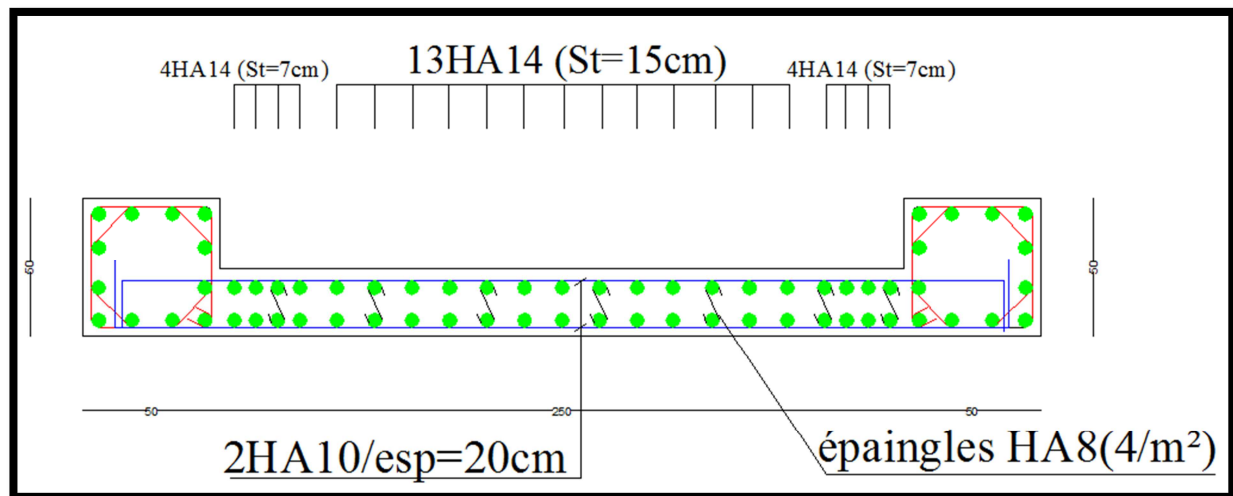
$$\tau_b = 0,209 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

**Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \quad \sigma_b = \frac{1529.61 \times 1000}{200 \times 3000 + 15 \times 2155 \times 3} = 2.194 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.194 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Exemple de ferrailage de voile pleine



VII-2-4- Résumé de calcul

- Sens transversal :

➤ Type I : (P5,P6,P7,P8,P11etP12) :

	Zones	I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L (m)	3	3	3	3
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6	0.6
	I (m <sup>4</sup> )	0.45	0.45	0.45	0.45
	V = L/2	1.5	1.5	1.5	1.5
sollicitations de calcul	M (KN. m)	35.337	109.999	61.685	97.319
	T (KN)	80.62	86.03	86.36	143.61
	N (KN)	-2092.28	-2051.5	-1463.9	-673.46
	Ns (KN)	-1529.610	-1499.480	-1069.880	-492.410
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-3604.923	-3785.797	-2645.417	-1446.830
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-3369.343	-3052.470	-2234.183	-798.037
	Nature de la section	SET	SET	SET	SET
	Lc(m)	0	0	0	0
	Lt (m)	3	3	3	3
	d (m)	1	1	1	1
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	-3526.396	-3541.354	-2508.338	-1230.565
	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	-3447.87	-3296.912	-2371.261	-1014.301
	N <sub>1</sub> (KN)	713.132	732.715	515.375	267.739
	N <sub>2</sub> (KN)	697.712	683.826	487.960	224.486
	N <sub>3</sub> (KN)	681.721	634.938	460.544	181.233
Armatures minimale	A <sub>min/bande</sub> (cm <sup>2</sup> )	10.5	10.5	10.5	10.5
Armatures verticales	Av1/bande(cm <sup>2</sup> )	20.492	21.055	14.809	7.693
	Av2/bande(cm <sup>2</sup> )	20.04	19.65	14.02	6.45
	Av3/bande(cm <sup>2</sup> )	19.589	18.245	13.234	5.207
Armatures de coutures	Avj(cm2)	3.103	3.312	3.324	3.528
	Choix des barres	10HA8=5.03	10HA8=5,03	10HA8=5,03	10HA8=5,03
Armatures verticales adoptées	Av(adopté) (cm2)	21.55	21.55	15.83	15.83
	choix des barres/nappe	7HA14	7HA14	7HA12	7HA12

Armatures Horizontales	Ah min /bande(cm2)	3.000	3.000	3.000	3.000	
	Ah/nappe	5.387	5.387	5.387	5.387	
	choix des barres/nappe	20HA10	16HA10	16HA10	16HA10	
	Ah(adoptée) (cm2)	31.42	25.13	25.13	25.13	
	St (cm)	20	20	20	20	
Armatures transversales	A <sub>t</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	4épingle de HA8/m2				
vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPA}$	$\tau_b$	0.209	0.223	0.223	0.372
	$\bar{\tau}_u = 2.5\text{MPA}$	$\tau_u$	0.149	0.159	0.159	0.265
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPA}$	$\sigma_{bc}$	2.194	2.151	1.593	0.744

➤ Type II : (P9 et P10) :

	Zones	I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.2	3.2	3.2	3.2
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m <sup>2</sup> )	0.64	0.64	0.64	0.64
	I (m <sup>4</sup> )	0.55	0.55	0.55	0.55
	V = L/2	1.6	1.6	1.6	1.6

sollicitations de calcul	M (KN. m)	7.956	0.765	12.068	13.460
	T (KN)	2.620	1.930	4.120	7.970
	N (KN)	-3055.600	-2768.320	-1938.660	-904.770
	N <sub>s</sub> (KN)	-2228.850	-2019.870	-1414.520	-660.580
	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-4797.520	-4327.725	-3064.263	-1452.859
	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-4751.230	-4323.275	-2994.049	-1374.547
	Nature de la section	SET	SET	SET	SET
	Lc(m)	0	0	0	0
	Lt (m)	3.2	3.2	3.2	3.2
	d (m)	1.07	1.07	1.07	1.07
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	-4782.041	-4326.237	-3040.785	-1426.673
	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	-4766.564	-4324.749	-3017.308	-1400.488
	N <sub>1</sub> (KN)	1025.013	925.974	653.240	308.110
	N <sub>2</sub> (KN)	1021.700	925.655	648.215	302.506
	N <sub>3</sub> (KN)	1018.403	925.338	643.215	296.928
Armatures minimale	A <sub>vmin</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	11.235	11.235	11.235	11.235
Armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande(cm <sup>2</sup> )	29.450	26.608	18.771	8.853
	A <sub>v2</sub> /bande(cm <sup>2</sup> )	29.539	26.599	18.627	8.692
	A <sub>v3</sub> /bande(cm <sup>2</sup> )	29.264	26.590	18.483	8.532
Armatures de coutures	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.100	0.074	0.158	0.306
Armatures verticales adoptées	A <sub>v</sub> (adopté) (cm <sup>2</sup> )	30.790	30.790	22.620	22.620
	choix des barres/nappe	<b>10HA14</b>	<b>10HA14</b>	<b>10HA12</b>	<b>10HA12</b>
	St (cm)	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>
Armatures Horizontales	A <sub>h</sub> min (cm <sup>2</sup> )	3.210	3.210	3.210	3.210
	A <sub>h</sub> /nappe	7.697	7.697	5.655	5.655
	choix des barres/nappe	<b>20HA10</b>	<b>16HA10</b>	<b>16HA10</b>	<b>16HA10</b>
	A <sub>h</sub> (adoptée) (cm <sup>2</sup> )	31.42	25.13	25.13	25.13
Armatures transversales	A <sub>t</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	<b>4épingle de HA8/m<sup>2</sup></b>			

vérifications des contraintes à L'ELS	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	$\tau_b$	0.014	0.010	0.022	0.044
	$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$	$\tau_u$	0.010	0.007	0.016	0.031
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	$\sigma_{bc}$	2.862	2.594	1.906	0.890

➤ Type III : (P15) :

	Zones	I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.8	2.8	2.8	2.8
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m <sup>2</sup> )	0.56	0.56	0.56	0.56
	I (m <sup>4</sup> )	0.36	0.36	0.36	0.36
	V = L/2	1.4	1.4	1.4	1.4
sollicitations de calcul	M (KN. m)	14.221	6.464	7.95	10.052
	T (KN)	7.36	4.91	6.24	9.61
	N (KN)	-2519.93	-1940	-1343.7	-610.81
	Ns (KN)	-1843.310	-1417.210	-981.460	-446.350
	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-4555.179	-3489.388	-2430.345	-1129.823
	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-4444.571	-3439.112	-2368.512	-1051.641
	Nature de la section	SET	SET	SET	SET
	Lc(m)	0	0	0	0
	Lt (m)	2.8	2.8	2.8	2.8
	d (m)	0.93	0.93	0.93	0.93
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	-4518.441	-3472.689	-2409.807	-1103.855
	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	-4481.703	-3455.99	-2389.27	-1077.887
	N <sub>1</sub> (KN)	843.846	647.473	450.134	207.732
	N <sub>2</sub> (KN)	837.013	644.367	446.314	202.902
	N <sub>3</sub> (KN)	830.143	641.244	442.473	198.046

Armatures minimale	$A_{\min/\text{bande}} \text{ (cm}^2\text{)}$	9.765	9.765	9.765	9.765	
Armatures verticales	$A_{v1/\text{bande}} \text{ (cm}^2\text{)}$	24.248	18.605	12.934	5.969	
	$A_{v2/\text{bande}} \text{ (cm}^2\text{)}$	24.052	18.516	12.825	5.83	
	$A_{v3/\text{bande}} \text{ (cm}^2\text{)}$	23.052	18.426	12.714	5.69	
Armatures de coutures	$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$	0.283	0.189	0.240	0.369	
	Choix des barres	4HA8=2.01	4HA8=2.01	4HA8=2.01	4HA8=2.01	
Armatures verticales adoptées	$A_v \text{ (adopté) (cm}^2\text{)}$	28.15	21.56	15.83	15.83	
	choix des barres/nappe	7HA16	7HA14	7HA12	7HA12	
	St (cm)	15	15	15	15	
Armatures Horizontales	$A_h \text{ min /bande} \text{ (cm}^2\text{)}$	9.765	9.765	9.765	9.765	
	$A_h/\text{nappe}$	6.927	5.090	5.090	5.090	
	choix des barres/nappe	20HA10	16HA10	16HA10	16HA10	
	$A_h \text{ (adoptée) (cm}^2\text{)}$	31.42	25.13	25.13	25.13	
	St (cm)	20	20	20	20	
Armatures transversales	$A_{\text{adopté}} \text{ (cm}^2\text{)}$	4épingle de HA8/m <sup>2</sup>				
vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	$\tau_b$	0.020	0.013	0.017	0.026
	$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$	$\tau_u$	0.014	0.009	0.012	0.019
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	$\sigma_{bc}$	2.692	2.174	1.506	0.684

➤ Type IV : (P13 et P14) :

	Zones	I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.4	1.4	1.4	1.4
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m <sup>2</sup> )	0.28	0.28	0.28	0.28
	I (m <sup>4</sup> )	0.045	0.045	0.045	0.045
	V = L/2	0.7	0.7	0.7	0.7

sollicitations de calcul	M (KN. m)	4.033	16.587	17.51	15.225
	T (KN)	7.04	9.78	9.95	10.58
	N (KN)	-1078.4	-959.22	-661.79	-300.11
	Ns (KN)	-788.080	-700.960	-483.540	-219.380
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-3914.164	-3683.806	-2635.913	-1308.655
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-3788.693	-3167.766	-2091.158	-834.988
	Nature de la section	SET	SET	SET	SET
	Lc(m)	0	0	0	0
	Lt (m)	1.4	1.4	1.4	1.4
	d (m)	0.47	0.47	0.47	0.47
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	-3872.041	-3510.563	-2453.031	-1149.638
	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	-3829.919	-3337.321	-2270.149	-990.621
	N <sub>1</sub> (KN)	365.951	338.135	239.180	115.539
	N <sub>2</sub> (KN)	361.992	321.850	221.989	100.592
	N <sub>3</sub> (KN)	358.074	305.739	204.981	85.803
Armatures minimale	A <sub>min/bande</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.937	4.937	4.937	4.937
Armatures verticales	A <sub>v1/bande</sub> (cm <sup>2</sup> )	10.515	9.716	6.873	3.320
	A <sub>v2/bande</sub> (cm <sup>2</sup> )	10.402	9.248	6.379	2.89
	A <sub>v3/bande</sub> (cm <sup>2</sup> )	10.289	8.785	5.89	2.465
Armatures de coutures	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.271	0.376	0.383	0.407
	Choix des barres	4HA8=2.01	4HA8=2.01	4HA8=2.01	4HA8=2.01
Armatures verticales adoptées	A <sub>v</sub> (adopté) (cm <sup>2</sup> )	12.32	12.32	9.05	9.05
	choix des barres/nappe	4HA14	4HA14	4HA12	4HA12
	St (cm)	15	15	15	15
Armatures Horizontales	A <sub>h min</sub> /bande(cm <sup>2</sup> )	1.410	1.410	1.410	1.410
	A <sub>h/nappe</sub>	2.827	2.827	2.827	2.827
	choix des barres/nappe	20HA10	16HA10	16HA10	16HA10
	A <sub>h</sub> (adoptée) (cm <sup>2</sup> )	31.42	25.13	25.13	25.13
	St (cm)	20	20	20	20
Armatures transversales	A <sub>t</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	4épingle de HA8/m2			

vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	$\tau_b$	0.039	0.054	0.055	0.058
	$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$	$\tau_u$	0.027	0.038	0.039	0.041
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	$\sigma_{bc}$	2.090	1.859	1.376	0.643

- Type IV : Voile avec ouverture :
- Sens longitudinale :

Ferraillage des trumeaux (P1,P2,P3 ,P4,P1A,P1B,P2A,P2B,P3A,P3B,P4A,P4B) :

	Zones	I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.1	1.35	1.35	1.35
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m <sup>2</sup> )	0.82	0.27	0.27	0.27
	I (m <sup>4</sup> )	1.148	0.041	0.041	0.041
	V = L/2	2.05	0.675	0.675	0.675
sollicitations de calcul	M (KN. m)	4.176	46.816	81.321	59.859
	T (KN)	7.860	37.680	58.320	91.460
	N (KN)	-2813.320	-1103.750	-613.620	-330.480
	Ns (KN)	-2058.050	-807.110	-527.720	-241.810
	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-3438.335	-4858.714	-3611.488	-2209.483
	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-3423.421	-3317.212	-933.845	-238.516
	Nature de la section	SET	SET	SET	SET
	Lc(m)	0	0	0	0
	Lt (m)	4.1	1.35	1.35	1.35
	d (m)	1.36	0.45	0.45	0.45
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	-3433.388	-4344.880	-2718.940	-1552.495
	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	-3428.440	-3831.046	-1826.393	-895.505
	N <sub>1</sub> (KN)	934.554	414.162	284.869	169.289
	N <sub>2</sub> (KN)	933.209	367.917	204.540	110.160
	N <sub>3</sub> (KN)	931.853	321.672	124.211	51.031

Armatures minimale	$A_{\min/\text{bande}} (\text{cm}^2)$	14.28	4.725	4.725	4.725	
Armatures verticales	$A_{v1/\text{bande}} (\text{cm}^2)$	26.855	11.901	8.186	4.865	
	$A_{v2/\text{bande}} (\text{cm}^2)$	26.816	10.572	5.878	3.166	
	$A_{v3/\text{bande}} (\text{cm}^2)$	26.777	9.243	3.569	1.466	
Armatures de coutures	$A_{vj} (\text{cm}^2)$	0.303	1.451	2.245	3.521	
	Choix des barres	8HA8=4.02	8HA8=4.02	8HA8=4.02	8HA8=4.02	
Armatures verticales adoptées	$A_v(\text{adopté}) (\text{cm}^2)$	30.79	12.32	9.04	9.04	
	choix des barres/nappe	<b>10HA14</b>	<b>4HA14</b>	<b>4HA12</b>	<b>4HA12</b>	
	St (cm)	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	
Armatures Horizontales	$A_h \text{ min /bande} (\text{cm}^2)$	4.08	1.35	1.35	1.35	
	$A_h/\text{nappe}$	7.697	3.847	2.827	2.827	
	choix des barres/nappe	<b>20HA10</b>	<b>16HA10</b>	<b>16HA10</b>	<b>16HA10</b>	
	$A_h(\text{adoptée}) (\text{cm}^2)$	31.42	25.13	25.13	25.13	
	St (cm)	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	
Armatures transversales	$A_{\text{adopté}} (\text{cm}^2)$	<b>4épingle de HA8/m2</b>				
vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	$\tau_b$	0.015	0.217	0.336	0.527
	$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$	$\tau_u$	0.011	0.155	0.240	0.376
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	$\sigma_{bc}$	2.147	2.379	1.645	0.754

## VII-4-Ferraillage des linteaux

## INTRODUCTION

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encadrées à leurs extrémités. Ils seront calculés en flexion simple, ferrailés de sorte à reprendre les efforts  $M$ ,  $T$  résultants des charges verticales et de l'action sismique.

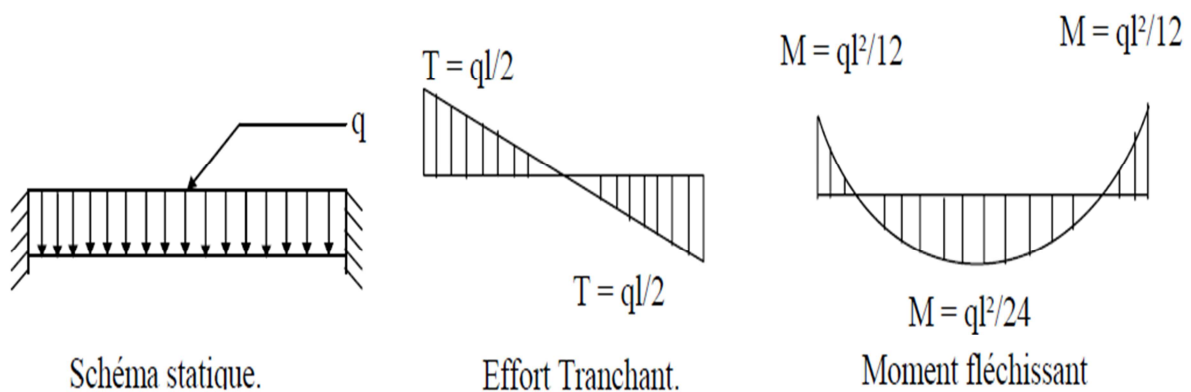
La disposition du ferrailage doit être symétrique.

- Effort tranchant à l'encastrement :

$$T(G + Q) = T(q) = q \frac{L}{2}$$

- Moment en travée :

$$M(G + Q) = M(q) = q \frac{L^2}{24}$$



- Charge horizontale (sismique) :

$$\text{Effort tranchant : } T_E = \pi$$

$$\text{Moment fléchissant : } M_E = T_E \frac{L}{2}$$

- Combinaison d'actions :

$$\text{Effort tranchant : } T = T(G + Q) + T_E$$

$$\text{Moment fléchissant : } M = M(G + Q) + M_E$$

$$\bar{T} = 1,4T \quad \text{et} \quad \bar{M} = 1,4M$$

**VII-4-1-Exposé de la méthode**

Nous utiliserons la méthode de calcul exposée dans le RPA, en faisant comparer à chaque fois les sections d'armatures aux sections données par les règles du BAEL91.

**A- Contrainte limite de cisaillement dans les linteaux :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{e \cdot d} \leq 0,2f_{c28}$$

Avec :  $\bar{T} = 1,4T_{calcl}$

e : Épaisseur du linteau ou du voile.

b : Hauteur de la section du linteau

❖ *1<sup>er</sup> cas* :  $\tau_b \leq 0,06f_{c28}$

On devra disposer :

❖ **Aciers longitudinaux** : inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_L \geq \frac{M}{Z \cdot f_e}$$

Avec :  $Z = h - 2\hat{d}$

h : est la hauteur de la section du linteau

$\hat{d}$  : est la distance d'enrobage

M : moment du à l'effort tranchant  $\bar{T}$

❖ **Aciers transversaux** :

❖ *1<sup>er</sup> sous cas* : linteaux longs ( $\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$ )

Nous avons :

$$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot Z}{\bar{T}} \quad \text{avec:}$$

S : Espacement des armatures transversales

$\bar{T}$  : Effort tranchant dans la section considérée

l : Portée du linteau.

❖ *1<sup>eme</sup> sous cas* : linteaux courts ( $\lambda_g = \frac{l}{h} < 1$ )

On doit avoir :

$$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{\bar{T} + A_t \cdot f_e}$$

D'où  $T = \min(T1, T2)$

$$T_2 = 2T_{calcul} \quad \text{et} \quad T_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec :  $M_{ci}$  et  $M_{cj}$ : Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée  $l_{ij}$

Le moment est calculé par la formule :  $M_c = A_l \cdot f_e \cdot Z$

Avec :  $Z = h - 2\hat{d}$

❖ 2<sup>eme</sup> cas :  $\tau_b > 0,06f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillements longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant le minimum réglementaire.

Les efforts ( $M, T$ ) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales  $A_D$  à disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{T}{2f_e \sin \alpha}$$

Avec :

$$\tan \alpha = \frac{h - 2\hat{d}}{l}$$

Et  $T = T_{calcul}$  (sans majoration)

**B-Ferraillage minimal :**

- Armatures longitudinales ( $A_l, \bar{A}_l$ ) :  
 $(A_l, \bar{A}_l) \geq 0,0015bh$  soit 0,15% de  $b \cdot h$

- Armatures transversales :

Pour  $\begin{cases} \tau_b \leq 0,025f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 b \cdot s \\ \tau_b > 0,025f_{c28} \Rightarrow A_t > 0,0025 b \cdot s \end{cases}$

Avec :  $S \leq \frac{h}{4}$

- Armatures de peau :

$A_c \geq 0,0020 b \cdot h$  avec  $b$  : épaisseur du Linteau

- Ancrage rectiligne :

Nous devons avoir :

$$l_s = \frac{h}{4} + 50\phi$$

**VII-4-2- Exemple de calcul (Linteau S1, S2, S3, S4 zone II)**

Les résultats de calculs sont récapitulés dans les tableaux suivants :  
Les caractéristiques géométriques du Linteau sont :

$$\begin{aligned}h &= 0,89 \text{ m} \\l &= 1,40 \text{ m} \\e &= 0,2 \text{ m}\end{aligned}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{V_0}{b_0 \cdot d} \quad ; \quad V = 1,4V_{\text{calcul}}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 61,24 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 890}$$

$$\tau_b = 0,53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

- **Armatures longitudinales :**

$$\tau_b = 0,53 \text{ MPa} < 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_L > \frac{M}{Z \cdot f_e} = \frac{34,64 \times 10^6}{840 \times 400} = 1,03 \text{ cm}^2$$

**Ferrailage minimal :**

$$A_{\text{min}} \geq 0,15\% \, b \cdot h$$

$$A_{\text{min}} \geq 0,15\% \, 20 \cdot 89$$

$$A_{\text{min}} \geq 2,67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } A_L = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_L = 4 \text{ HA12}$$

- **Armatures transversales :**

**Ferrailage minimal :**

$$\tau_b = 0,53 \text{ MPa} < 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,15\% \, b \cdot s_t$$

$$s_t = \frac{h}{12} = \frac{89}{12} = 7,41 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,0015 \times 20 \times 7,41 = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{On } \lambda_g = \frac{l}{h} = \frac{1,35}{0,89} = 1,51 > 1 \text{ linteau long}$$

$$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot Z}{\bar{T}}$$

$$S \leq \frac{100 \times 400 \times 840}{1,4 \times 61,24 \times 10^3} = 39 \text{ cm}$$

$S < 39 \text{ cm}$  condition vérifiée

- Armatures diagonales :

$$\tau_b = 0,53 \text{ MPa} < 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

Donc les armatures diagonales ne sont pas nécessaires

$$\Rightarrow A_D = 0$$

- Armatures de peau :

$$A_C \geq 0,0020 b \cdot h = 0,002 \times 20 \times 89$$

$$A_C \geq 3,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_C = 5 \text{ HA12} \Rightarrow A_C = 5,56 \text{ cm}^2$$

- Longueur d'ancrage :

$$l_d = \frac{h}{4} + 50\emptyset = 33,75 + 50 \times 1,2$$

$$l_d = 93,75 \text{ cm}$$

On prend

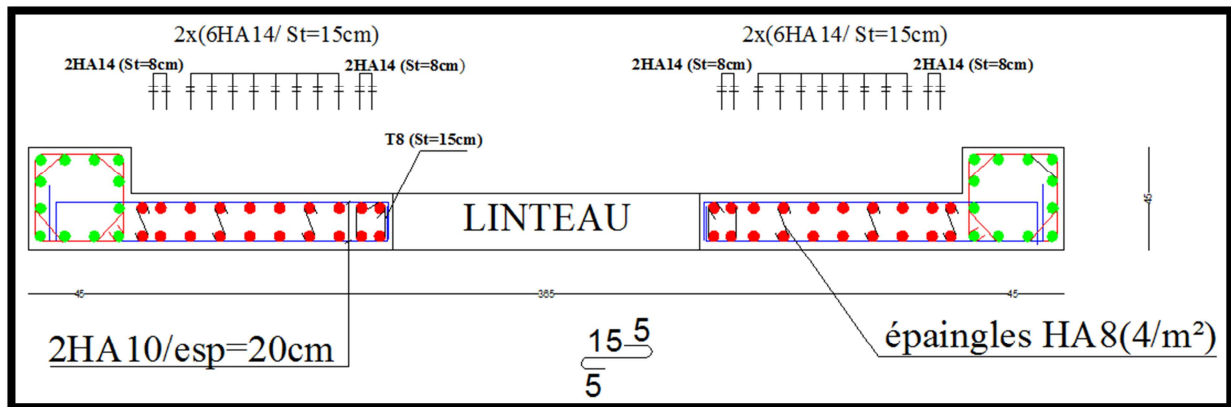
$$l_d = 95 \text{ cm}$$

## VII-4-2-1- Les résultats de calculs

Zone		Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques	h (m)	0.89	0.89	0.89
	L(m)	1.40	1.40	1.40
	e (m)	0.2	0.2	0.2
Ferrailage des linteaux	$V_u(KN)$	61.24	75.12	88.41
	$\bar{\tau}_b(MPa)$	5	5	5
	$\tau_b(MPa)$	0.53	0.65	0.77
	$A_l = \hat{A}_l(cm^2)$	2.67	2.67	2.67
	Choix des barres	4HA12	4HA12	4HA12
	Espacement(St)(cm)	20	20	20
	$A_t(cm^2)$	0.22	0.37	0.37
	Choix des barres	2HA8	2HA8	2HA8
	$A_D(cm^2)$	0	0	0
	Choix des barres	0	0	0
	$A_C(cm^2)$	3.56	3.56	3.56
	Choix des barres	4HA12	4HA12	4HA12
	Longueur d'ancrage (cm)	95	95	95

Tableau VII-1 : Ferrailage des linteaux des différentes zones

Exemple de ferrailage de voile avec ouverture



## Introduction

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

### ❖ Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

### ❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

### VIII-1- Etude du sol de fondation

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

#### I. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

On optera pour des fondations superficielles.

#### II. Dimensionnement des semelles continues :

##### A. Semelles continues sous voile :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B = \frac{G+Q}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

Avec : :

B : largeur de la semelle,

L : longueur du voile,

G et Q : charge et surcharge à la base du voile,

$\sigma_{\text{sol}}$  : contrainte admissible du sol.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Sens longitudinale :**

Voile	N <sub>s</sub> (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m <sup>2</sup> ]
<b>P1,P2,P3,P4</b>	2058.05	4.1	2.51	41.16
<b>P15</b>	1580.64	2.8	2.82	7.89

**Tableau VIII-1**

**Sens transversal :**

Voile	N <sub>s</sub> (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m <sup>2</sup> ]
<b>P5,P6,P7,P8,P11,12</b>	1529.61	3	2.55	45.9
<b>P9 et P10</b>	2228.85	3.2	3.48	22.28
<b>P13 et P14</b>	788.08	1.4	2.81	7.87

**Tableau VIII-2**

Soit une section totale  $S_v = 125.1 \text{ m}^2$ .

**Semelles continues sous poteaux :**

- **Détermination de la résultante des charges R :**
- **Etape de calcul**

Poteaux	N=G+Q (KN)	M <sub>i</sub>	e <sub>i</sub> m	N × e <sub>i</sub>
1	1071.92	1.366	4.9	5252.41
2	1101.14	1.498	1.4	1541.60
3	1101.14	1.498	-1.4	-1541.60
4	1071.92	1.336	-4.9	-5252.41
Somme	4346.12	5.668		0

**Tableau VIII-3**

Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i = 4346.12 \text{ KN}$ .

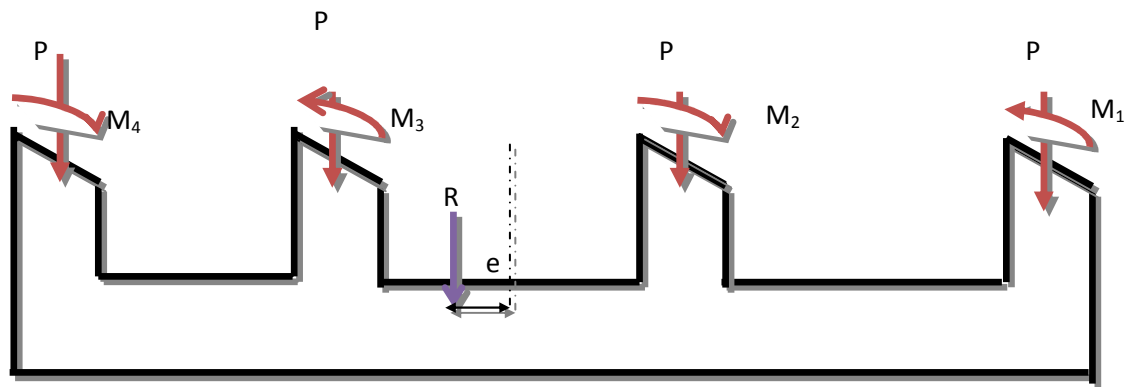


Figure VIII-1 : Répartition des efforts dans la semelle

**Détermination des coordonnées de la résultante :**

$$e = \frac{\sum N_{is} e_i + \sum M_{is}}{R} = 0.001$$

$$\varepsilon = 0.001 m < \frac{3.5}{6} = 0.58 m \rightarrow \text{La répartition des charges est trapézoïdale sous la semelle.}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \left( 1 - \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{4346.12}{9.80} \left( 1 - \frac{6 \times 0.001}{9.80} \right) = 443.75 \text{ [KN/m]}$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \left( 1 + \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{4346.12}{9.80} \left( 1 + \frac{6 \times 0.001}{9.80} \right) = 443.75 \text{ [KN/m]}$$

$$q \left( \frac{L}{4} \right) = \frac{N}{L} \left( 1 + \frac{3 \times e}{L} \right) = \frac{4346.12}{9.80} \left( 1 + \frac{3 \times 0.001}{9.80} \right) = 443.34 \text{ [KN/m]}$$

$$B \geq \frac{q \left( \frac{L}{4} \right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{443.34}{200} = 0.84 m \rightarrow B = 2.25 \text{ [m].}$$

La surface de la semelle sous poteaux est de :  $2.25 \text{ m} \times 9.80 = 22.05 \text{ m}^2$ .

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

Avec :

$n$  : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 22.05 \times 6 = 132.3 m^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 132.3 + 125.1 = 257.4 m^2$$

surface totale de la structure :  $S_{st} = 360.18 m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{257.4}{360.18} = 0,71$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente **71 %**

### Conclusion

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

### VIII-2-Etude du radier

Ce 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 diminué de son poids propre.

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et le ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

**VIII-2-1- Pré dimensionnement du radier****1) Epaisseur du tablier :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq L_{\max} / 20 \quad ; \quad \text{Avec : } L_{\max} = 4.6 \text{ m}$$

$L_{\max}$  : portée maximale

$$\text{A.N. : } h_d \geq \frac{460}{20} = 23 \text{ cm} \rightarrow \text{soit : } h_d = \mathbf{30 \text{ cm.}}$$

**2) Hauteur des nervures :****• Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ( $h_{\min} = 25 \text{ cm}$ )

**• Selon la condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 4,60 \text{ m} \Rightarrow 460/8 = 57.5 \text{ cm} \leq h \leq 460/5 = 92 \text{ cm}$$

**• Selon la condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.  
Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen.

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq 3 \sqrt{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,60\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.93 \text{ m}$$

On prend :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{460}{10} = 46 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } h_n = 90 \text{ cm et } b_n = 55 \text{ cm}$$

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 90 \text{ cm}$  .....Hauteur de la nervure.

$h_d = 30 \text{ cm}$  .....Hauteur de la dalle.

$b = 55 \text{ cm}$  .....Largeur de la nervure.

### 3) Le débord :

#### Détermination des efforts :

##### a) Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente :  $G = 28814.637 \text{ KN}$

Charge d'exploitation :  $Q = 6316.84 \text{ KN}$

##### b) Combinaison d'actions :

###### Etat Limite Ultime :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 48375.02 \text{ KN.}$$

###### Etat Limite de Service :

$$N_s = G + Q = 35131.48 \text{ KN.}$$

##### c) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{48375.02}{2 \times 200} = 120.94 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{35131.48}{200} = 175.66 \text{ m}^2$$

$$D'o\grave{u} : S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 175.66 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 289.87 \text{ m}^2 > S_{rad} = 175.66 \text{ m}^2$$

**Remarque :**

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 45 \text{ cm}$$

Soit un débord de  $L_{deb} = 60 \text{ cm}$ .

$$\text{Donc on aura une surface totale du radier : } S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 289.87 + 40.96 = 330.84 \text{ m}^2$$

**VIII-3- Charges revenant à l'infrastructure**

$$P_{radier} = (0.3 \times 330.84 \times 25 + (0.9 - 0.3) \times 93.42) \times 25 = 3882.6 \text{ KN}$$

$$P_{remblai} = 180.65 \times 0.6 \times 17 \text{ KN/m}^3 = 1842.63 \text{ KN.}$$

$$P_{dalle flottante} = (330.84 \times 0.10) \times 25 \text{ KN/m}^3 = 827.1 \text{ KN.}$$

$$G_{rad} = 6552.33 \text{ KN}$$

**VIII-4- Combinaison d'actions****Etat Limite Ultime :**

$$N_{u_{total}} = N_u + 1.35 G_{rad} = 57220.66 \text{ KN.}$$

**Etat Limite de Service :**

$$N_{S_{total}} = N_s + G_{rad} = 41683.81 \text{ KN.}$$

**VIII-5-Vérifications****VIII-5-1- Vérification de la contrainte de cisaillement**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b \cdot L_{\max}}{S_{\text{rad}} \cdot 2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{57220,66 \times 1}{330,84} \times \frac{4,1}{2} = 354,56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{354,56}{1 \times 0,27} = 1313,18 \text{ KN/m}^2 = 1,313 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4\text{MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

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

**VIII-5-2- Vérification de la contrainte en situation accidentelle**

Les efforts des combinaisons accidentelles tirées d'ETABS sont :

$$M_E^x = 69651,922 \text{ KN.m}$$

$$M_E^y = 70509,75 \text{ KN.m}$$

**1) Vérification de la stabilité du radier :****a) Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 9,15 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8 \text{ m}$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré.

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

## b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum [I_{xi} + S_i (X_i - X_G)] = 24985.60m^4$$

$$I_{yy} = \sum [I_{yi} + S_i (Y_i - Y_G)] = 32685.26m^4$$

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) du aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$I_{xi}, I_{yi}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

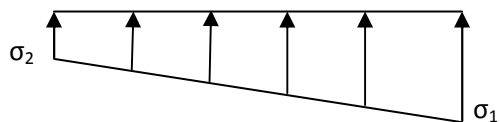
$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \quad \text{Fig. VIII-2 : Diagramme des contraintes}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$



➤ **Sens longitudinal :**

$$M_x = 69651.922 + 2562.93 \times 1 = 72214.85 \text{ KN.m}$$

**AI'ELU:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{57220.66}{330.84} \pm \frac{72214.85}{32685.26} \times 9.15$$

$$\sigma_1 = 193.17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 152.74 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 183.06 \text{ KN/m}^2 < 2 \sigma_{\text{sol}} = 400 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

**AI'ELS:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_S}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{41683.81}{330.84} \pm \frac{72214.85}{32685.26} \times 9.15$$

$$\sigma_1 = 146.21 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 105.78 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 136.10 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal:**

$$M_y = 70509.75 + 2532.6 \times 1 = 73042.35 \text{ KN.}$$

**AI'ELU:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y}{I_{XX}} \cdot Y_G = \frac{57220.66}{330.84} \pm \frac{73042.35}{24985.60} \times 8$$

$$\sigma_1 = 196.34 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 149.57 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 184.65 \text{ KN/m}^2 < 2 \sigma_{\text{sol}} = 400 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

AP'ELS:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{41683.81}{330.84} \pm \frac{73042.35}{24985.60} \times 8$$

$$\sigma_1 = 149.38 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 102.60 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 137.68 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

*Les contraintes sont vérifiées.*

## VIII-6. Ferrailage du radier

### VIII-6-1-Ferrailage de la dalle

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encadrée sur quatre cotés,

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

**Remarque :** Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**-Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{(3,20 - 0,50)}{(4,1 - 0,50)} = \frac{2,7}{3,6} = 0,75$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.5105 \end{cases}$$

$$0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

**La contrainte moyenne max à l'ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}}{4} = 184,65 \text{ KN} / \text{m}^2$$

**La contrainte moyenne max à l'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}}{4} = 137,68 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(184,65 - \frac{6552,33}{330,84}\right) \times 1\text{m} = 164,84 \text{ KN/m} /$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(137,68 - \frac{6552,33}{330,84}\right) \times 1\text{m} = 117,87 \text{ KN/m} /$$

❖ **Calcul a l'état limite ultime:**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{(3,2 - 0,50)}{(4,1 - 0,50)} = \frac{2,7}{3,6} = 0,75$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.5105 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_{0x} = 0.0621 \times 164,84 \times 2,7^2 = 74,62 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.5105 \times 74,62 = 38,09 \text{ KNm} \end{cases}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0.85 : pour les moments en travées,

0.50: pour les moments sur appuis intermédiaires,

## ❖ Sens de la petite portée :

**Moments aux appuis**

$$M_{ax} = (-0,5) \cdot M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (-0,5) \times 74,62 \Rightarrow M_{ax} = -37,31 \text{ KNm}$$

**Moments en travée**

$$M_{tx} = (0,85) \cdot M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,85) \times 74,62 \Rightarrow M_{tx} = 63,43 \text{ KN.m}$$

**-En appuis :**

$$M_{ax} = -37,31 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{37,31 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,036 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_{ax} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{ST}} = \frac{37,31 \times 10^3}{0,982 \times 27 \times 348} = 4,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{ax} = 4,04 \text{ cm}^2.$$

Soit : **7 HA12 = 7.92 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 15cm.

**-En travée :**

$$M_{tx} = 63,43 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{63,43 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,061 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_{tx} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{ST}} = \frac{63,43 \times 10^3}{0,968 \times 27 \times 348} = 6,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 6,97 \text{ cm}^2.$$

Soit : **7 HA14 = 10.78 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 15 cm.

## ❖ Sens de la grande portée :

## Moments aux appuis

$$M_{a y} = (-0,5) \cdot M_{0y} \Rightarrow M_{a y} = (-0,5) \times 38,09 \Rightarrow M_{a y} = -19,04 \text{ KNm}$$

## -Moments en travée

$$M_{t y} = (0,85) \cdot M_{0y} \Rightarrow M_{t y} = (0,85) \times 38,09 \Rightarrow M_{t y} = 32,38 \text{ KN.m}$$

## -En appuis :

$$M_a = 19,04 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{19,04 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,018 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_{ay} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{ST}} = \frac{19,04 \times 10^3}{0,991 \times 27 \times 348} = 2,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{ay} = 2,04 \text{ cm}^2.$$

Soit : **7HA12 = 7.92 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 15cm.

## -En travée :

$$M_t = 32,38 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{32,38 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,031 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{ST}} = \frac{32,38 \times 10^3}{0,984 \times 27 \times 348} = 3,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{ty} = 3,50 \text{ cm}^2.$$

Soit : **7HA14 = 10,78 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 15 cm.

**Tableau VIII-4 :Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier**

	Sens de la grande portée	Sens de la petite portée
Armatures en appuis	<b>7 HA12/ml</b>	<b>7 HA12/ml</b>
Armatures en travée	<b>7HA14/ml</b>	<b>7 HA14/ml</b>

➤ **Vérification à l'état limite ultime :**

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que se soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale

❖ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 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 de la petite portée :

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

$$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$$

Sens de la grande portée:

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm}$$

➤ **Vérfications l'état limite de service :**

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est satisfaite:

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_{sx} = 85.21 \text{ KNm}$$

$$M_{sy} = 78.64 \text{ KNm}$$

**Moments aux appuis**

**Moments en travée**

$$M_{sa} = (-0,5) \cdot M_{s \max} \quad M_{st} = (0,85) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0,5) \times 85.21 \quad M_{st} = (0,85) \times 85.21$$

$$M_{sa} = -42.60 \text{ KN.m} \quad M_{st} = 72.42 \text{ KN.m}$$

**-Aux appuis :**

$$\mu = 0.041 \rightarrow \alpha = 0.0510$$

$$\alpha = 0.0510 < \frac{1.13 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.31$$

**-En travée :**

$$\mu = 0.069 \rightarrow \alpha = 0.0881$$

$$\alpha = 0.069 < \frac{1.12 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.31$$

La condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS

### VIII-6-2- Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur  $L = 60\text{cm}$ , soumise à une charge uniformément répartie.

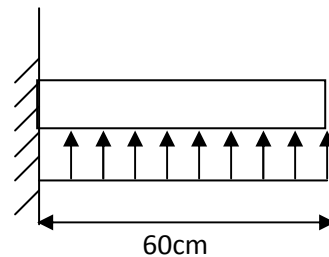


Fig. VIII-4 - Schéma statique du débord

#### VIII-6-2-1- Sollicitation de calcul

**A l'ELU:**

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = \frac{164,84 \times 0,60^2}{2} = 29,67 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**A l'ELS:**

$$M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{2} = \frac{117,87 \times 0,60^2}{2} = 21,22 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

#### VIII-6-2-2- Calcul des armatures

**a) Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{29,67 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,028 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,028 \rightarrow \beta_u = 0,986$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{29,67 \times 10^3}{0,986 \times 27 \times 348} = 3,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_U = 7\text{HA}12/\text{ml} = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

### b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,20}{4} = 0,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_r = 5 \text{ HA}10 / \text{ml} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec  $S_t = 25\text{cm}$ .

### VIII-6-2-3-Vérification à l'ELU

#### ➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 7,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

### IX-7-2-4)Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{29,67}{21,22} = 1,40$$

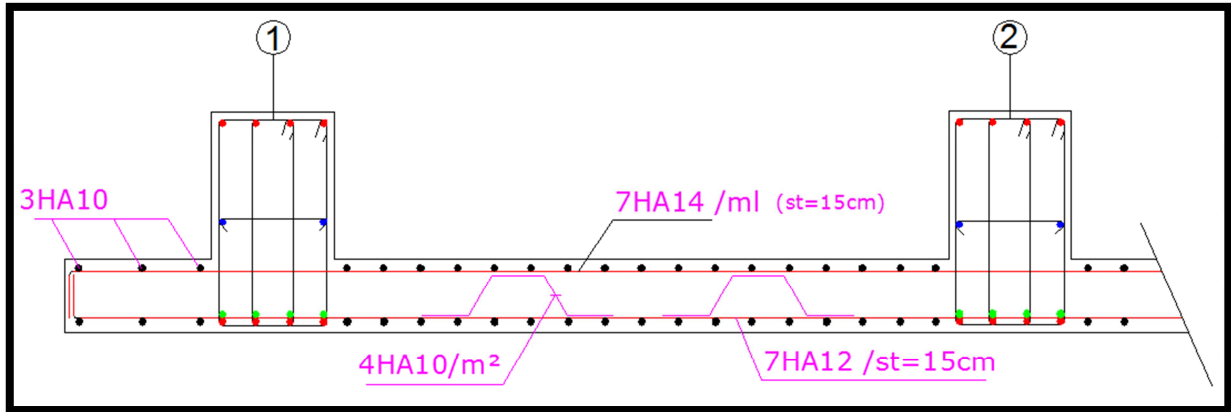
$$\mu = 0,028 \rightarrow \alpha = 0,0355$$

$$\alpha = 0,0335 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

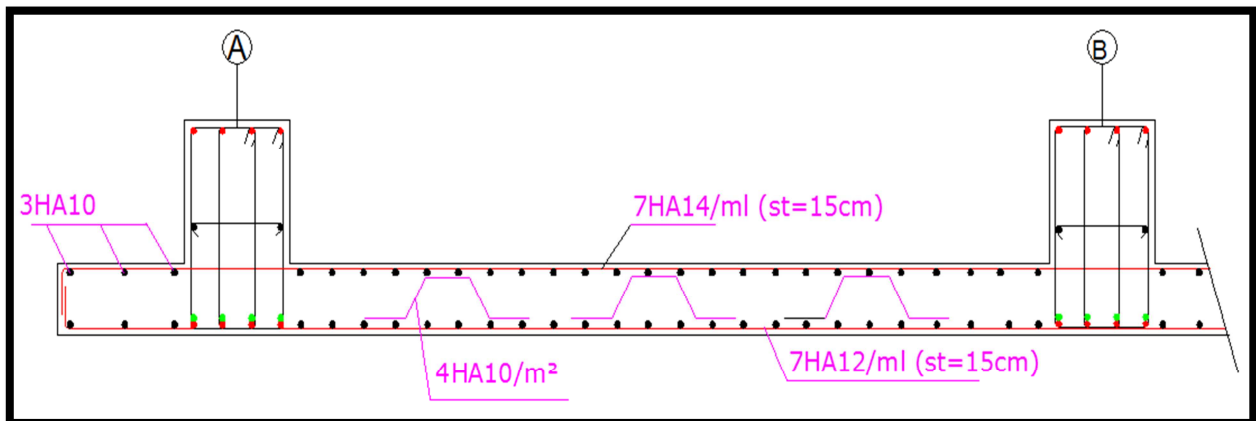
⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Exemple :

**Ferrailage de radier général en sens longitudinale (travée 1-2)**



**Ferrailage de radier général en sens transversale (travée A-B)**

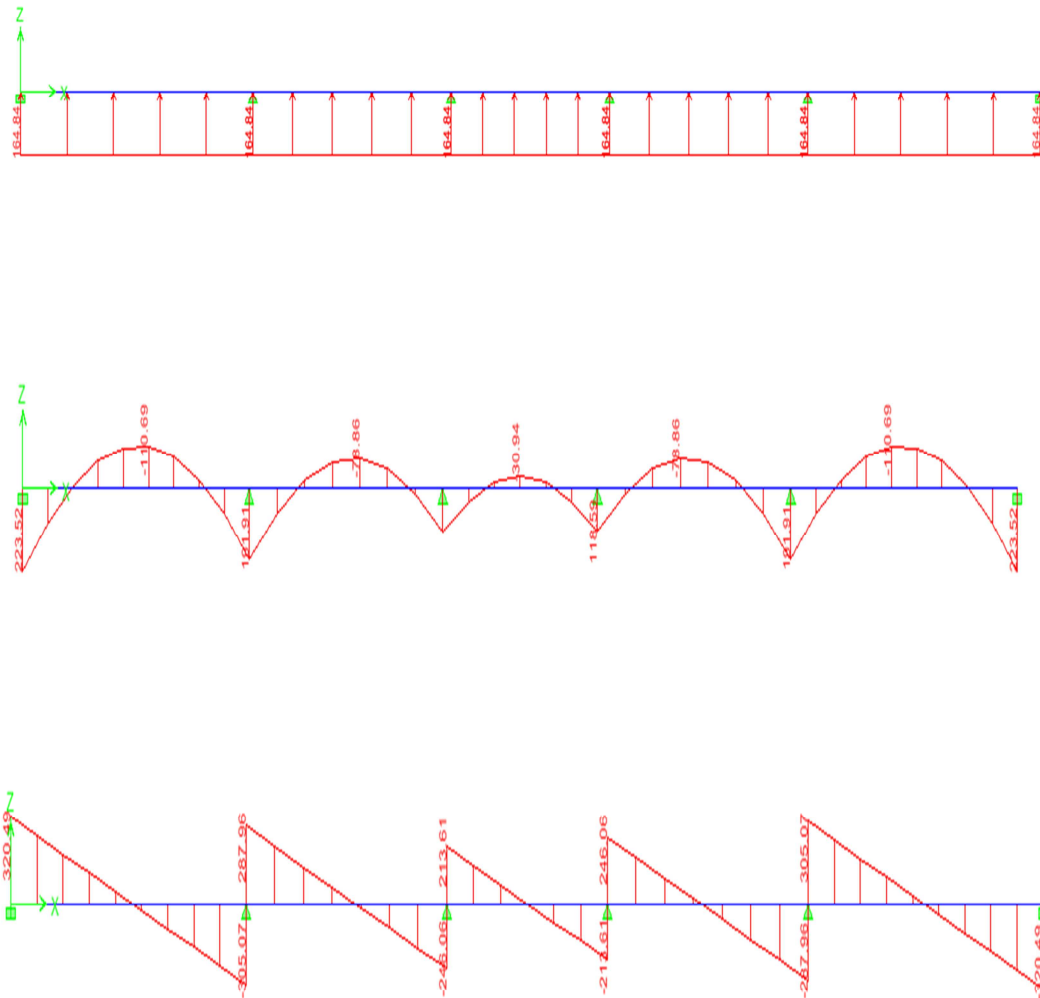


## VIII-7- Ferrailage des nervures

## VIII-7-1- calcul des sollicitations

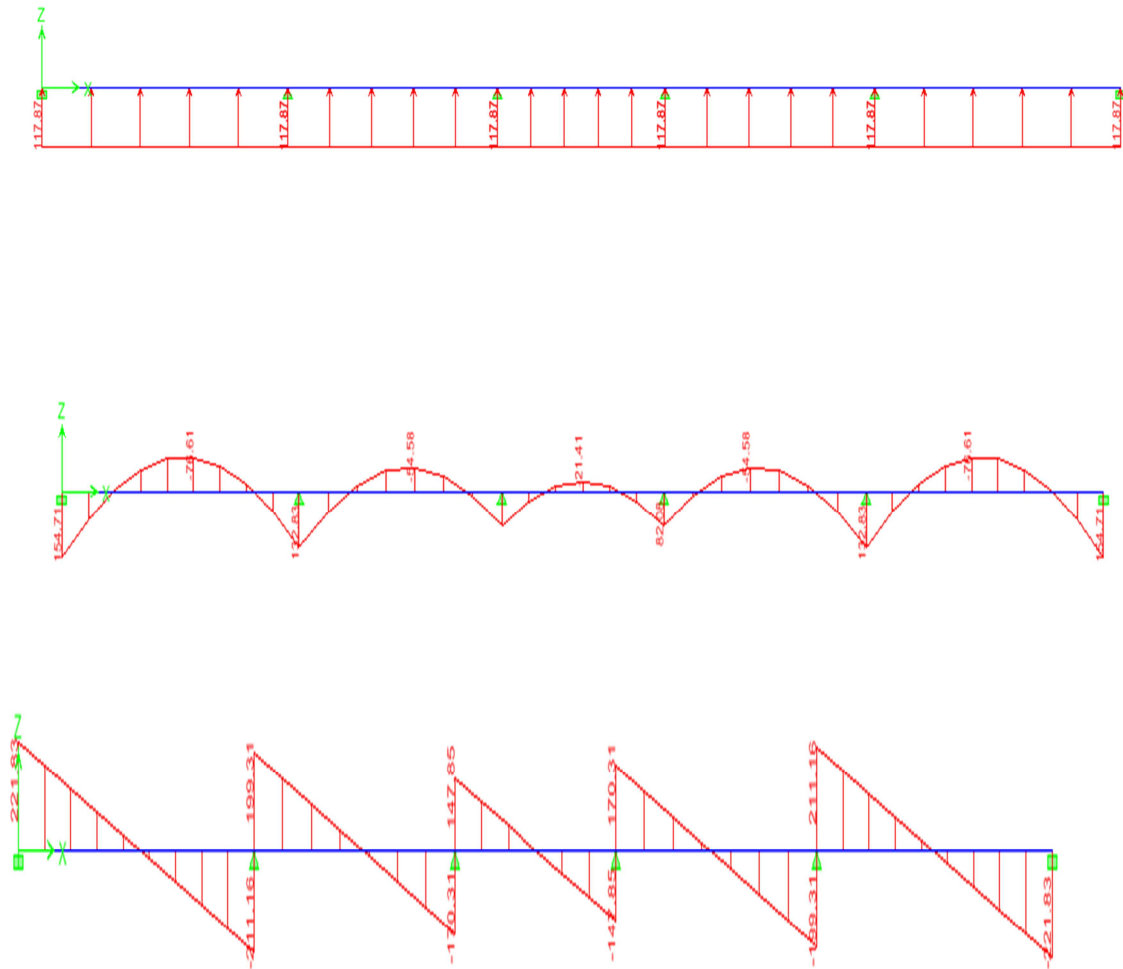
Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel « ETABS », les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

- ❖ Sens longitudinal (x-x) :
- ❖ **ELU :**



**Figure VIII-5** -Diagrammes des moments fléchissant **aux KNm** et effort tranchant **aux KN** a l'ELU

**ELS :**



**Figure VIII-6-Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS aux KNm et effort tranchant aux KN a l'ELS**

➤ **Moments aux appuis :**

Aux appuis	M <sub>1</sub> KN.m	M <sub>2</sub> KN.m	M <sub>3</sub> KN.m	M <sub>4</sub> KN.m	M <sub>5</sub> KN.m	M <sub>6</sub> KN.m
<b>ELU</b>	223,52	191,91	118,59	118,59	191,91	223,52
<b>ELS</b>	154,71	132,83	82,08	82,08	132,83	154,71

**Tableau VIII-6- Moments aux appuis dans la nervure (sens longitudinal)**

➤ *Moments en travées*

En travées	M <sub>1-2</sub> KN.m	M <sub>2-3</sub> KN.m	M <sub>3-4</sub> KN.m	M <sub>4-5</sub> KN.m	M <sub>5-6</sub> KN.m
ELU	110,69	78,86	30,94	78,86	110,69
ELS	76,61	54,58	21,41	54,58	76,61

Tableau VIII-7- Moments en travées dans la nervure (sens longitudinal)

➤ *Effort tranchant :*

V(KN)	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
ELU	320,49	287,96	213,61	246,06	305,07
	-305,07	-246,06	-213,61	-287,96	-320,49
ELS	221,83	199,31	147,85	170,31	211,16
	-211,16	-170,31	-147,85	-199,31	-221,83

Tableau VIII-8-Effort tranchant dans la nervure (sens longitudinal)

❖ Sens transversal (y-y):

❖ ELU :

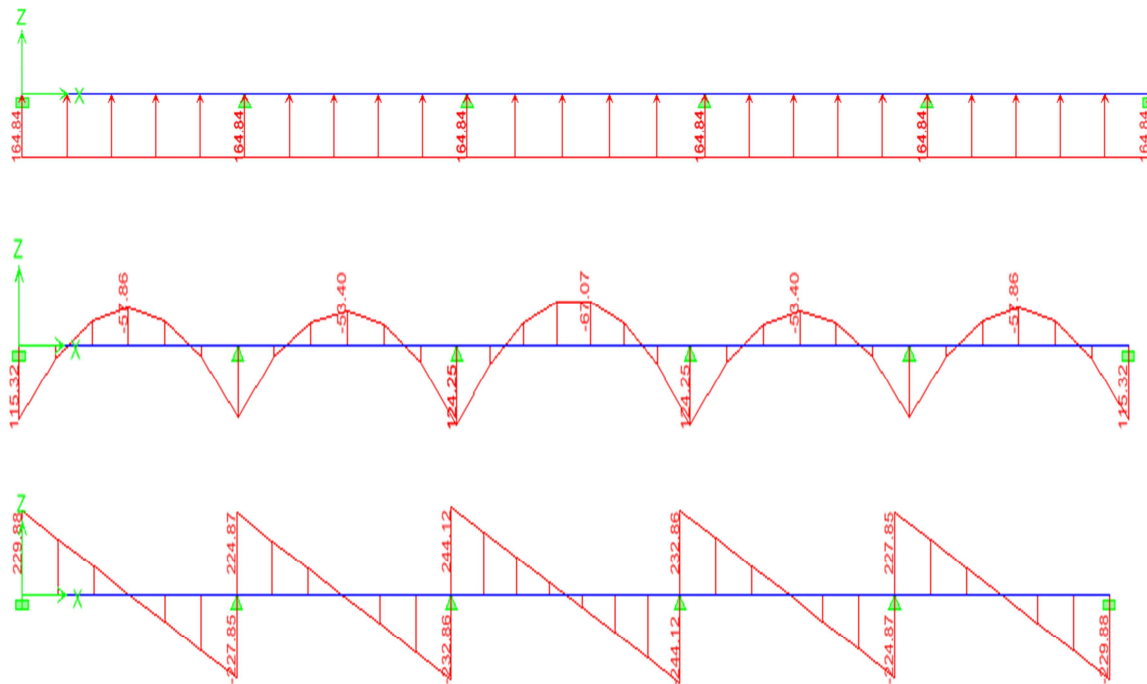
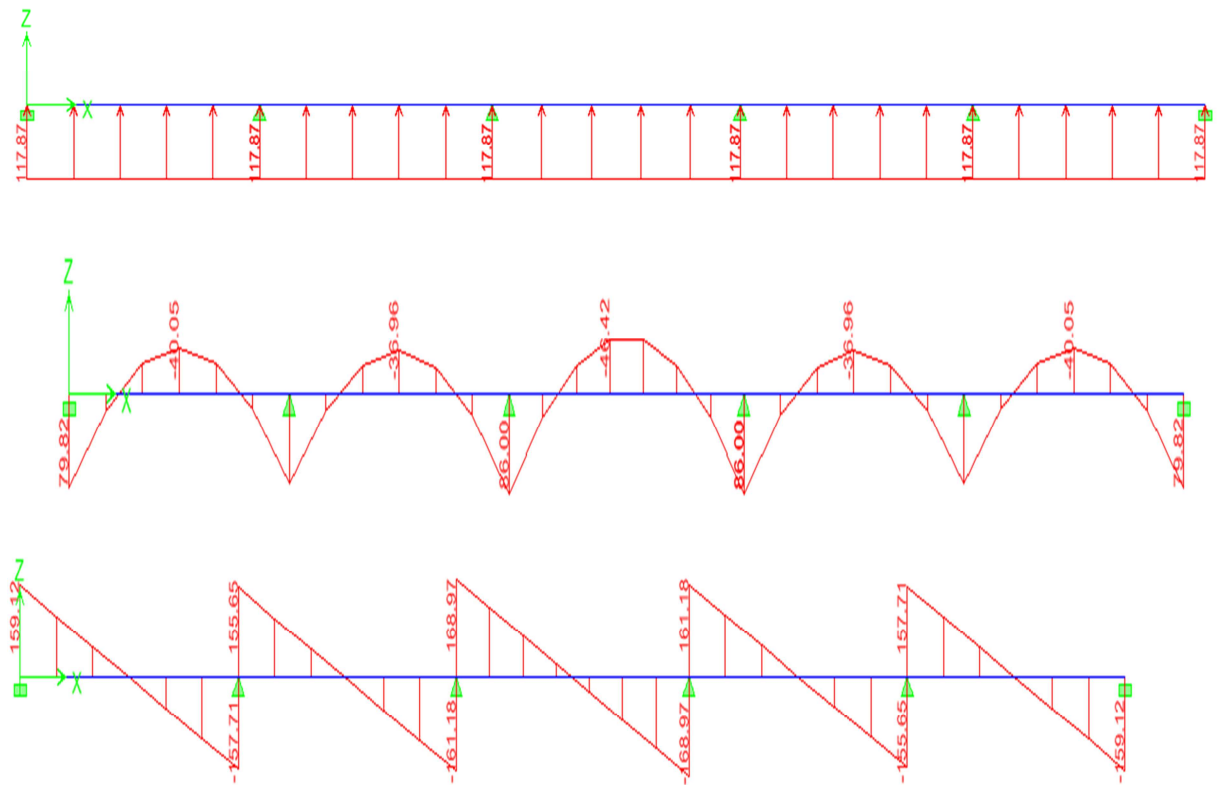


Figure VIII.7-Diagrammes des moments fléchissant aux KNm et effort tranchant aux KN a l'ELU

❖ ELS :



**Figure VIII.8-Diagrammes des moments fléchissant aux KNm et effort tranchant aux KN a l'ELS**

➤ *Moments aux appuis :*

Aux appuis	M <sub>1</sub> KN.m	M <sub>2</sub> KN.m	M <sub>3</sub> KN.m	M <sub>4</sub> KN.m	M <sub>5</sub> KN.m	M <sub>6</sub> KN.m
ELU	115,32	124,25	124,25	124,25	124,25	115,32
ELS	79,82	86,00	86,00	86,00	86,00	79,82

**Tableau VIII-9: Moments aux appuis dans la nervure (sens transversal)**

➤ *Moments en travées :*

En travées	M <sub>1-2</sub> KN.m	M <sub>2-3</sub> KN.m	M <sub>3-4</sub> KN.m	M <sub>4-5</sub> KN.m	M <sub>5-6</sub> KN.m
ELU	57,86	53,40	67,07	53,40	57,86
ELS	40,05	36,96	46,42	36,96	40,05

Tableau VIII-10-Moments en travée dans la nervure (sens transversal)

➤ *Effort tranchant :*

V(KN)	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
ELU	229,88	224,87	244,12	232,86	227,85
	-227,85	-232,86	-244,12	-224,87	-229,88
ELS	159,12	155,65	168,97	161,18	155,71
	-157,71	161,18	-168,97	-155,65	-159,12

Tableau VIII-11-Effort tranchant dans la nervure (sens transversal)

## VIII-7-2-Calcul du ferrailage des nervures

-Pour le ferrailage on prend le moment maximal aux appuis et en travées :

$$\text{ELU} \begin{cases} (X-X) : M_t = 110,69 \text{ KN.m} , M_a = 223,52 \text{ KN.m} \\ (Y-Y) : M_t = 67,07 \text{ KN.m} , M_a = 124,25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau VIII-12-Ferrailage des nervures

		M <sub>u</sub> (KN.m)	$\mu_b$	Obs	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	CHOIX	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
SENS X-X	APPUI	223,52	0,041	SSA	5.25	7.54	8HA14	12.32	14.5
	TRAVEE	110,69	0,020	SSA	5.25	3.69	8HA14	12.32	14.5
SENS Y-Y	APPUI	124,25	0,023	SSA	5.25	4.15	8HA14	12.32	14.5
	TRAVEE	67,07	0,012	SSA	5.25	2.29	8HA14	12.32	14.5

**VIII-8- Vérification à l'ELU****1. Armatures longitudinales :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 5.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

**2. Armatures transversales :**

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_t, \frac{b}{10}\right) = \min(25.71, 14.50) \text{ mm}$$

$$\text{soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_t\right\} = \min\{22.5; 16.8\}$$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

-En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 45 \text{ cm}.$$

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

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.25 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_t = 4 \text{ HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres).}$$

**3. Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 320.49 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{320,49 \times 10^3}{500 \times 870} = 0,74 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 2,5 \text{ MPa}$  La condition est vérifiée.

### VIII-9-Vérification à l'ELS

- Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{223,52}{154,71} = 1,44$$

$$\alpha = 0,0536 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,47 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- En travées :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{110,69}{76,61} = 1,44$$

$$\alpha = 0,0252 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,47 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

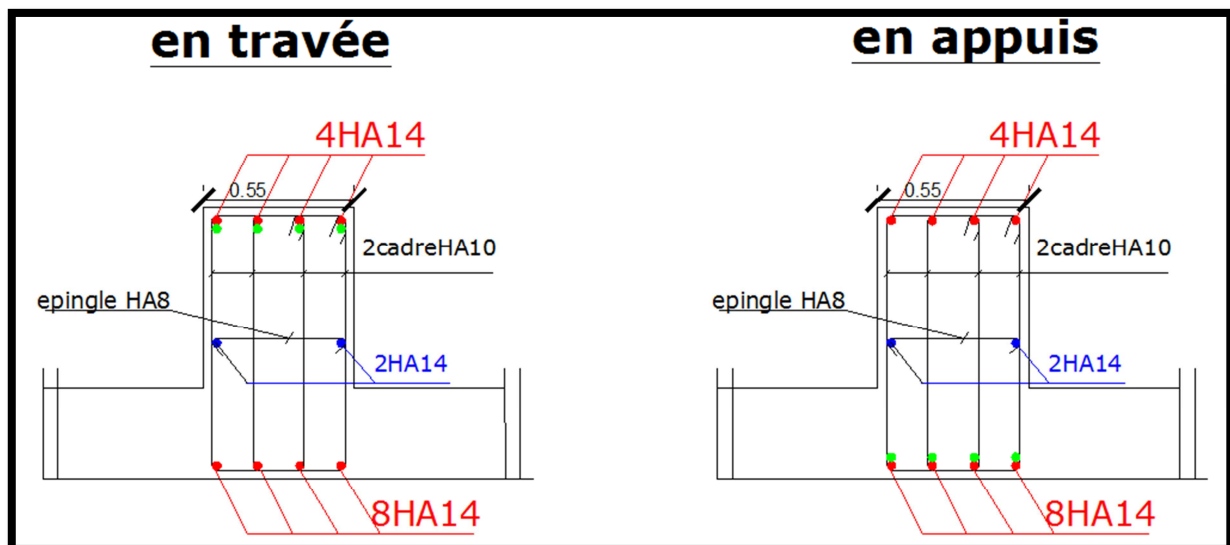
La condition «  $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$  » est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

En tenant compte du RPA, on utilise les armatures de peau suivantes :

**02** barres de  $\Phi 14$  avec des épingles  $\Phi 8$ .

Exemple :

Ferrailage de la nervure en sens longitudinale et longitudinale



## Introduction

Les murs de soutènement ont pour but de maintenir le sol en place. Dans notre projet un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussées des terres.

### IX-1-Pré dimensionnement du mur plaque:(Article : 10-1.2 RPA 2003)

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues.

D'après l'article(7.7/ RPA99version 2003)l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15 cm.

On opte pour une épaisseur de 20 cm.

### IX-2-Méthode de calcul

Le mur sera calculé en le considérant comme une plaque encadrée a la base et simplement appuyée sur les 03 autres cotés.

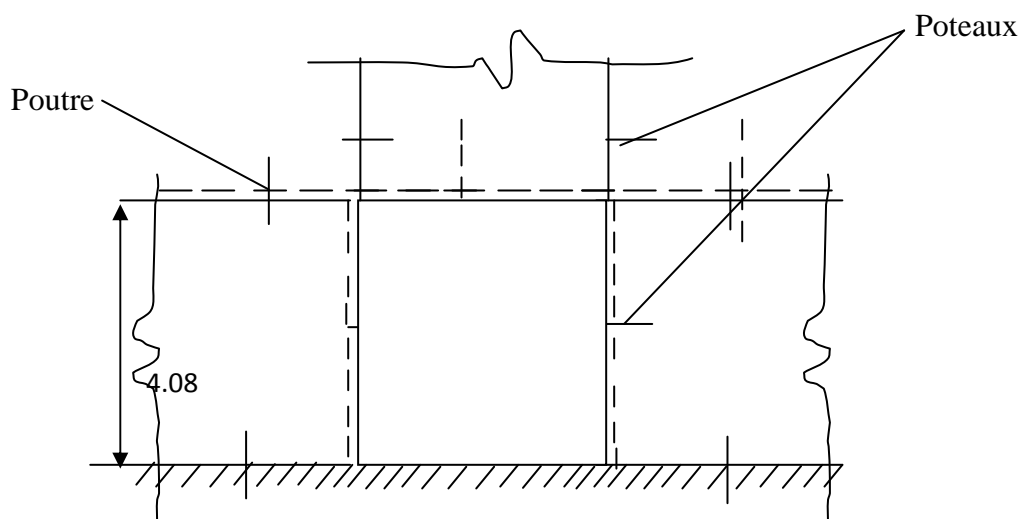


Figure IX-1: coupe du mur plaque

### IX -3-Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

$\sigma_H$  : contrainte horizontale.

$\sigma_V$  : contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V$$

$K_a$  : coefficient de poussée des terres au repos.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

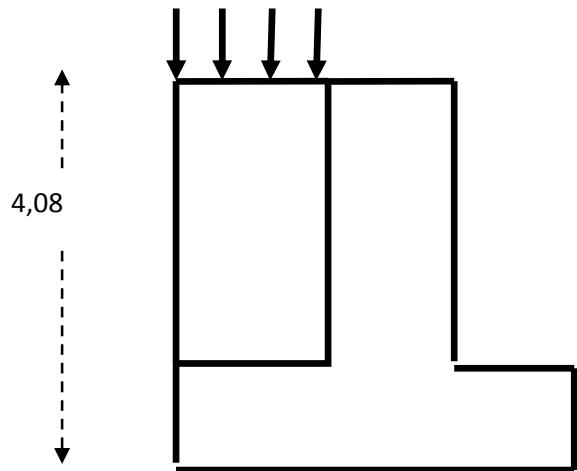
- Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Poids volumique des terres :  $\gamma = 22 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement :  $\varphi = 35^\circ$
- Cohésion :  $C = 0$        $\gamma = 22 \text{ KN/m}^3$

Calcul de  $K_0$        $C = 0$

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) / \cos \varphi = 0.52$$

Avec

$$0 < h < H \Rightarrow 0 < h < 4,08 \text{ m}$$



❖ ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1,5 \times 10 \times 0,52 = 7,8 \text{ KN} / \text{m}^2$$

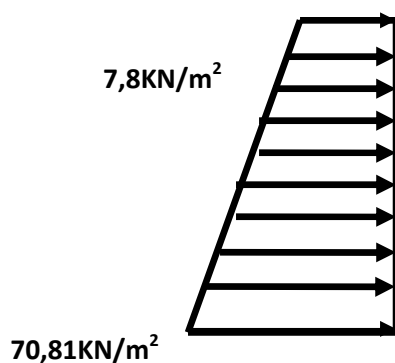
$$h = 4,08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,52 \times (1,35 \times 22 \times 4,08 + 1,5 \times 10) = 70,81 \text{ KN} / \text{m}^2$$

❖ ELS :

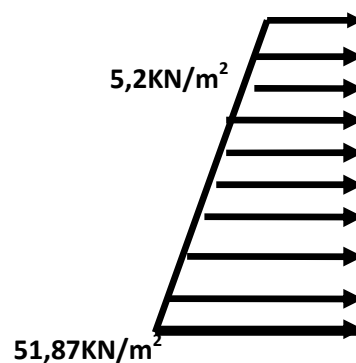
$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,52 \times 10 = 5,2 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$h = 4,08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,52 (10 + 22 \times 4,08) = 51,87 \text{ KN} / \text{m}^2$$



ELU



ELS

### IX -4-Charges moyennes

La charge moyenne a considéré dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

❖ ELU :

$$P_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 70,81 + 7,8}{4} = 55,05 \text{ KN/ml}$$

❖ ELS :

$$P_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 51,87 + 5,2}{4} = 40,20 \text{ KN/ml}$$

### IX -5-Détermination des moments fléchissant

Le calcul se fait pour une bande de 1m. (b = 1 m = 100 cm)

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide de logiciel ETABS.

❖ ELU :

❖ Sens x-x :

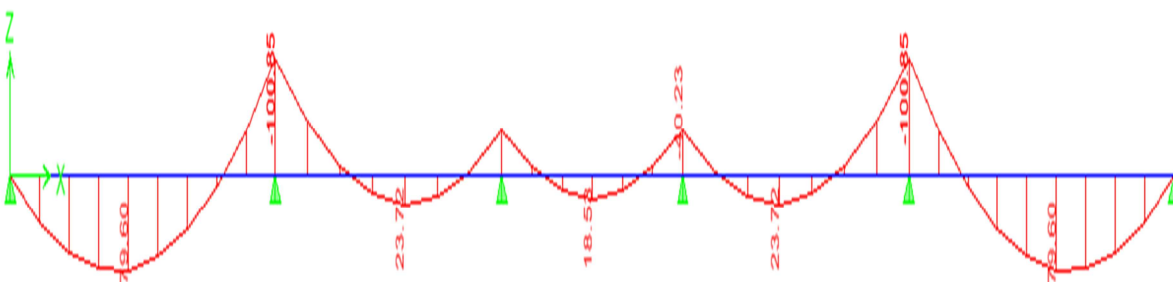
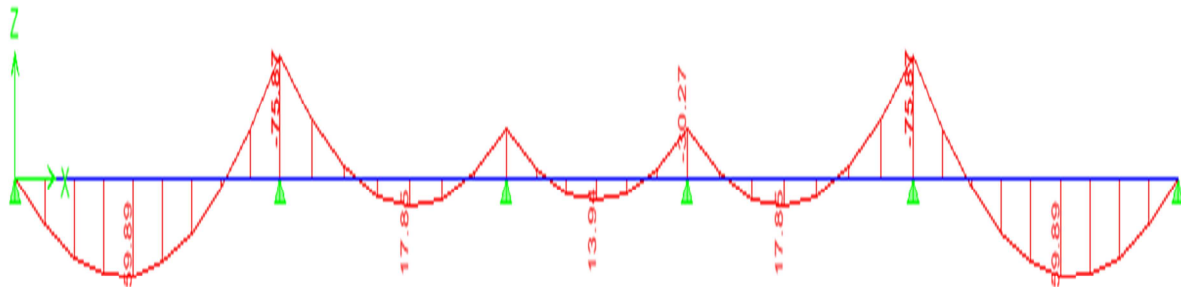


Diagramme des moments de mur plaque à l'ELU

- ❖ ELS:
- ❖ Sens x-x:



### Diagramme des moments de mur plaque à l'ELS

Les valeurs du moment max sont résumées dans le tableau suivant

	Sens X-X	
	Aux appuis	En travée
ELU	-100.85	79.60
ELS	-75.87	59.89

- ❖ ELU:
  - Sens Z-Z:

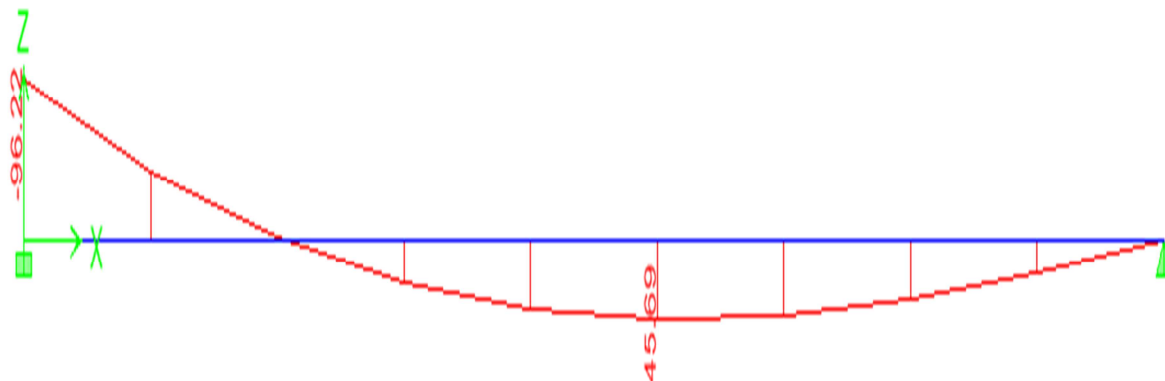


Diagramme des moments de mur plaque à L'ELU

- ❖ ELS:
  - Sens Z-Z:

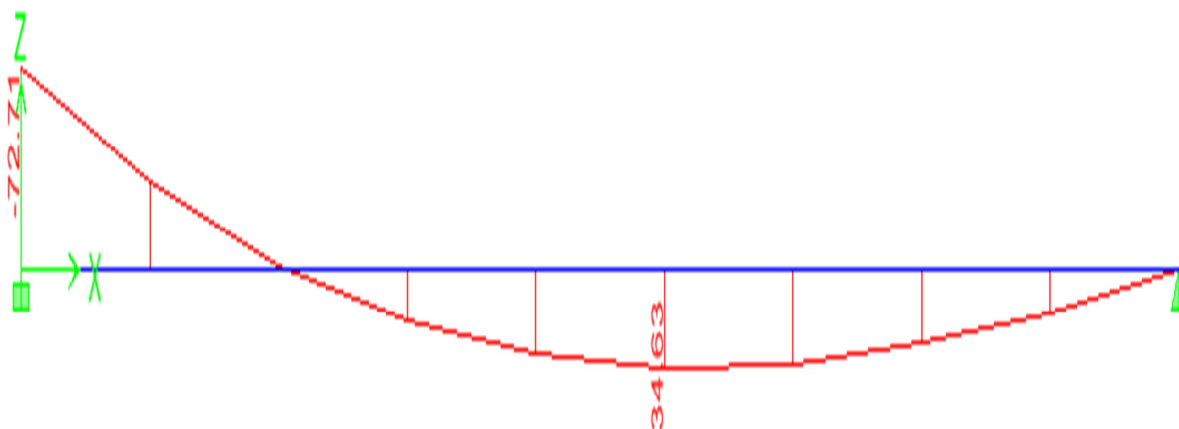


Diagramme des moments de mur plaque a L'ELU

Les valeurs du moment max sont résumées dans le tableau suivant

	Sens Z-Z	
	Aux appuis	En travée
ELU	-96,22	45,69
ELS	-72,71	34,63

### IX -6-Ferraillage

Le ferraillage du mur plaque est récapitulé dans le tableau suivant

**Tableau IX-2-Ferraillage du mur plaque**

Sens	Zone	$M_u$	$\mu_U$	$\mu_1$	Section	$\beta$	A	$A_{min}$	$A_{adoptée}$	e
		(KN.m)					( $cm^2$ )	( $cm^2$ )	( $cm^2$ )	
X-X	Appuis	-100,85	0,044	0.392	SSA	0,978	3,30	2	4HA12 = 4,52	20
	Travée	79,60	0,035	0.392	SSA	0,982	2,59	2	4HA12 = 4,52	20
Z-Z	Appuis	-96,22	0.042	0.392	SSA	0.979	3.14	2	4HA12 = 4,52	20
	Travée	45,69	0.020	0.392	SSA	0.990	1.47	2	4HA12 = 4,52	20

### IX -7 -Recommandation du RPA

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10%B) dans les deux sens (horizontal et vertical)

- $A \geq 0,001bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m<sup>2</sup> de HA8.

$b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$  ;  $h$  : épaisseur du voile = 20 cm).

### V-8-Vérification à l'ELS

- **Vérification des contraintes :(BAEL 91/Art. A.4.5, 2)**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier :

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

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

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

**Tableau IX-3 Vérification des contraintes à l'ELS**

Sens	Zone	Ms	Mu	$\gamma$	$\alpha$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Sens X-X	appui	-75.87	-100.85	1,33	0.0562	0.415	vérifiée
	travée	59.89	79.60	1,33	0.0459	0.415	vérifiée

- **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_U}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{408} = 0,049 > \frac{M_t}{20 M_U} = \frac{0,85 \times 79,60}{20 \times 79,60} = 0,0425 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 17,5} = 0,0026 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

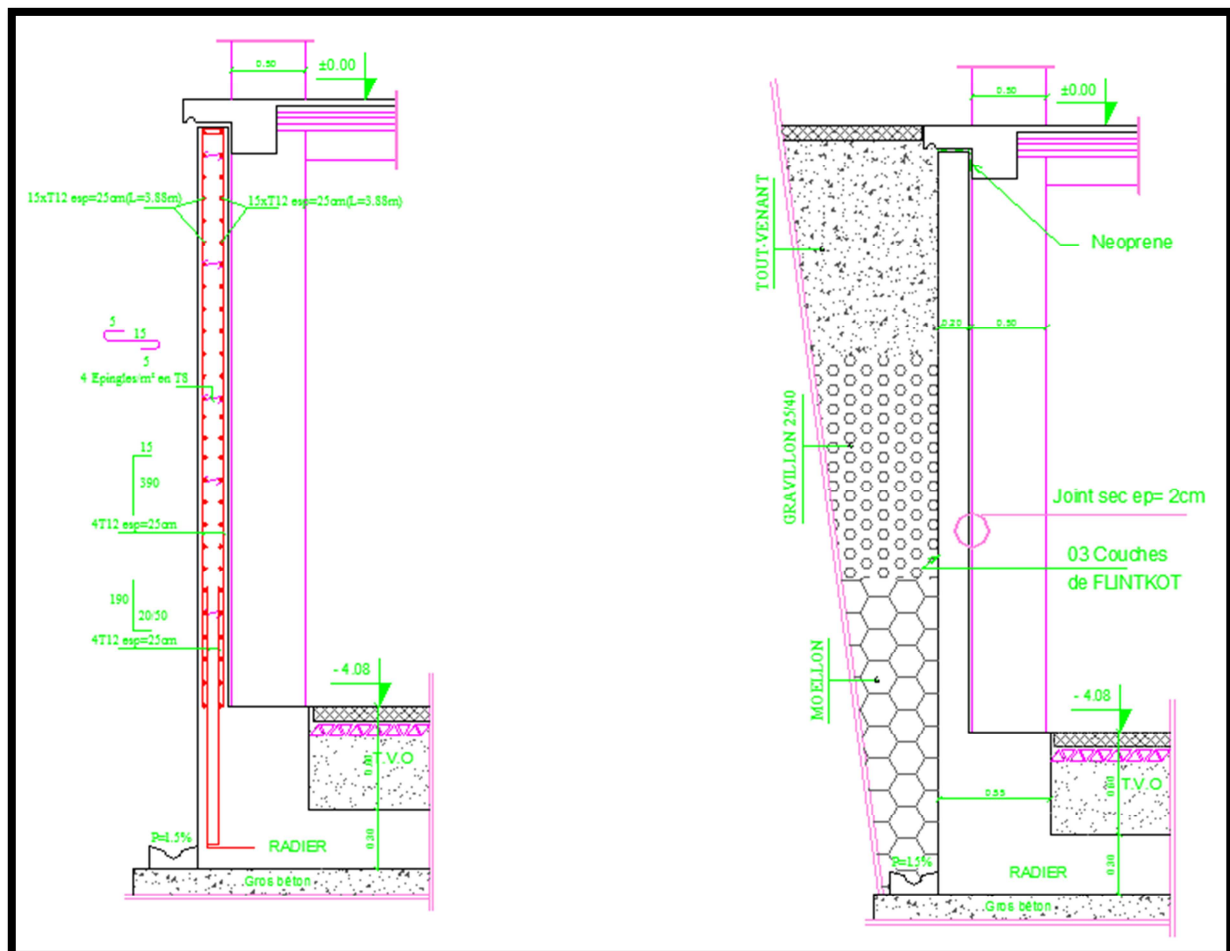
Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

CONCLUSION

- L'épaisseur du mur plaque est de 20 cm.
- Le calcul du mur plaque est fait pour une bande de 1m.
- Le ferrailage du mur plaque est comme suit :

En travée : 4HA12 avec un espacement de 25cm.

Aux appuis : 4HA12 avec un espacement de 25 cm.



Ferrailage de mur plaque

# Conclusion

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout le long de notre cursus et d'affiner nos connaissances, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : ETABS que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte de préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais de l'ETABS, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures. L'analyse tridimensionnelle d'une structure est rendue possible grâce à l'outil informatique, mais le comportement dynamique d'une structure en vibrations, ne peut être approché de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité.

Concernant la disposition des voiles, nous nous sommes aperçu que celle-ci est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Ce travail est un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Nous espérons, par le biais de notre présent modeste travail, servir et contribuer aux travaux et projet des promotions à venir.

## ***Bibliographie :***

- M Belazougui : “Calcul des ouvrages en béton armé”
- Henry Thonier: “Conception et calcul des structures de bâtiment”
- Marius Divers : “Calcul des tours en béton armée ”
- Document technique réglementaire (D.T.R BC2.2), Charges permanentes et surcharges d’exploitation
- Cours de béton armé (BAEL91 et DTU associer).
- Règles BAEL91 modifié 99
- Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié 2003).
- construire parasismique (CONCEPTION PARASISMIQUE DES BATIMENTS-REGLEMENTATION). De milan Zacek-Edition parenthèses (MARSEILLE 1996).
- Calcul dynamique des structures (AMAR CHANTI).
- Contreventement des bâtiments par les voiles (AMAR CHANTI-Edition OPU).
- Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé ALBERT Fuentes.
- Cour et TD des années de spécialité.
- Thèses de l’université Mouloud MAMMERI.