

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Mouloud Mammeri de Tizi-ouzou  
Faculté du Génie de la Construction  
Département de Génie Civil

# mémoire de fin d'études

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

## *thème*



Etude d'une structure en R+8+s-sol à usage multiple,  
en béton armé à contreventement mixte, calculée et  
simulée sur ETABS et planification initiale du projet  
sur MS-Project

**Proposé par :**

**BET  
ALGER**

**Dirigé par :**

**M<sup>r</sup> GHOULEM**

**Étudié par :**

**SAIL Kosseila  
OUSIDHOUM Said**

**Promotion 2011/2012**

## REMERCIEMENTS

*Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur M<sup>er</sup> GHOUILEM, pour les nombreux conseils éclairés qu'il nous a prodigué, sa disponibilité et ses encouragements.*

*Nous tenons également à remercier les membres du jury qui nous feront l'honneur d'examiner ce travail.*

*Nos remerciements vont aussi vers tous les enseignants et encadreur qui nous ont accompagnés tout au long de nos études.*

**Je dédie ce travail à :**

-Mes parents qui ont su être présents, ont toujours répondu à tous mes besoins et ont su me guider et m'orienter dans mes choix.

-Mes sœurs adorées: Aldjia et Yasmine ;)

- Toutes la Famille à commencer par mes deux grand-mères, mes tantes, oncles, cousines et cousins.

\_Zako ☺

-Mon binôme kouceila avec qui le travail en binôme devient vite un plaisir.

-Tous mes amis : Aomer, Ouali, Nanito, Idir, jazzmine, amar, rilas et tous les autres en passant par oujriw et sébane.

**SAID**

**Je dédie ce travail à :**

- Vous mes chère parents pour qui je ne ferai jamais assez, merci pour tout ce que vous m'avez appris, merci pour cette éducation dont je suis fière, merci d'être ce que vous êtes.

- Vous mes frères Wines, Gaya et à toi Tiziri merci.

- Pour toute la famille mes tantes, oncles, cousines et cousins.

\_ Toi ma Zohra oui ... ! Merci pour tout.

- A toi Said on à pas fini de prendre du plaisir, à tes parents à qui je dis merci.

-Tous mes amis : Jean et Samia, Houcine et samia, Rahman et Lydia, Messaoud et Daia, Amirouche et ilahna, inabil, ilkhidhar,... ! ikunwi yauk tanmirt enwen .

**Kosseila**



# Sommaire

Pages

## Introduction

### Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

1 à 9

- Présentation de l'ouvrage
- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage
- Caractéristiques mécaniques des matériaux
- Plans d'architecture

### Chapitre II: predimensionnement des éléments et descente de charge

10 à 31

- Poutres
- Voiles
- Planchers
- Descente de charge
- poteaux

### Chapitre III : Calcul des éléments

32 à 133

- Acrotère
- Planchers à corps creux
- Planchers à dalle pleine (salle machine, balcons, dalles pleines)
- Escaliers
- Poutre palière

### Chapitre IV : Présentation du logiciel ETABS

134 à 150

### Chapitre V : Fichier résultats

151 à 154

### Chapitre VI : Vérification des exigences du RPA

155 à 167

- Choix de la méthode
- vérification de la résultante des forces sismiques à la base
- Calcul des déplacements relatifs
- justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$
- Vérification de la stabilité au renversement
- Justification de l'interaction portiques-voiles
- Effort normal réduit

<b>Chapitre VII : Ferrailage des portiques</b>	<b>168 à 197</b>
➤ Ferrailage des poutres	
➤ Ferrailage des poteaux	
<b>Chapitre VIII : Ferrailage des voiles</b>	<b>198 à 212</b>
<b>Chapitre IX : Etude de l'infrastructure</b>	<b>213 à 232</b>
➤ Etude du radier général	
<b>Chapitre X : Gestion informatisée du projet</b>	<b>232 à 253</b>
<b>Conclusion général</b>	
<b>Bibliographie</b>	

## Introduction

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques sur tous types de constructions. Les ingénieurs en génie civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de constructions et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et le respect de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement anarchiques.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations, à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

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

Dans notre projet d'étude d'une structure en (R+8 avec 1 Sous-sol) à contreventement mixte, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise aux actions sismiques par introduction du spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

De nos jours pour un ingénieur la réussite d'un projet, dépend aussi des facteurs temps et couts de réalisations qui s'imposent de plus en plus sur les projets et qui passent forcément par une bonne gestion des travaux. C'est pour cela que nous avons rajouté dans ce travail le chapitre gestion informatisées du projet afin de démontrer qu'il est possible pour un ingénieur non spécialisé en gestion et statistiques de satisfaire ces facteurs grâce à l'utilisation combinée des logiciels de gestions et de pilotage et de l'organisation de chantier.

# CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

et

caractéristiques des matériaux

## **I-A) Présentation et description de l'ouvrage :**

### **I-A-1) Introduction**

Notre projet consiste à l'étude et au calcul des éléments résistants d'un bâtiment en béton armé en R+8 avec un sous-sol, à usage multiple (habitations, commerces et bureaux) avec un système de contreventement mixte. Il sera implanté à ALI MENDJLI, wilaya de Constantine qui est classée selon le RPA 99/ VERSION 2003 en zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Ce bâtiment comporte;

- 01 sous sol à usage de stationnement (parking).
- 01 rez- de- chaussée (RDC) et 01 étage à usage commercial.
- 01 étage à usage de bureaux.
- 06 étages courants à usage d'habitation.
- 04 cage d'escalier dont 3 types d'escaliers.
- 01 cage d'ascenseur.

### **I-A-2) Dimensions de la structure:**

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont les suivantes :

- La longueur totale du bâtiment :.....**26,70m**
- La largeur totale du bâtiment :.....**20,30m**
- La hauteur du sous-sol:.....**3.57m**
- La hauteur de rez-de-chaussée .....**4.08m**
- La hauteur du 1<sup>er</sup> étage:.....**3.57m**
- La hauteur du 2<sup>em</sup> étage:.....**4.08m**
- La hauteur d'étage courant :.....**3.06m**
- La hauteur totale y compris la sortie d'ascenseur :.....**32,89m**

### **I-A-3) Eléments de l'ouvrage:**

#### **a) Ossature :**

Notre ouvrage est en béton armé, composé de portiques longitudinaux et transversaux et des voiles disposés dans plusieurs sens.

- Les portiques transversaux et longitudinaux sont destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales.
- Les voiles en béton armé constituent un système de contreventement rigide et assurent la stabilité de l'ensemble vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

**b) Planchers:**

Les planchers sont des éléments de la structure constitués:

De corps creux et de dalles de compressions

Ou bien de dalles pleines qui ont pour fonctions :

- support et transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- Isolation thermique et acoustique des différents niveaux.

**-Planchers en corps creux:**

- Les planchers du bâtiment sont réalisés en corps creux et dalles de compressions reposants sur des poutrelles préfabriquées qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) qui transmettent ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

**-Dalle pleine en béton armé:**

- Les dalles pleines en béton armé sont coulées sur place pour les portes à faux et les escaliers (paliers).

**c) l'acrotère :**

Elle sera réalisée en béton armé sur toute la périphérie du plancher terrasse.

**d) Balcons :**

Le bâtiment comporte des balcons en dalles pleines.

**e) Maçonnerie:**

Deux types de murs se présentent dans notre structure :

- Les murs extérieurs et les murs de séparation entre logements en doubles cloisons réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.
- Les murs intérieurs en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

**f) Escaliers :**

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre structure est munie d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux. Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulé sur place.

Notre structure comporte trois cages d'escaliers de mêmes types (escaliers droits) :

- Une cage d'escalier qui permet de passer du sous sol aux étages courants à travers (03) volées droites.
- Une autre cage d'escalier qui permet de passer du RDC au 2<sup>em</sup> étage, elle comporte (3) volées droites.
- Deux cages d'escaliers identiques, elle permettent de passer du RDC au 1<sup>er</sup> étage, elles comportent (03) volées, deux droites et une balancée (2<sup>em</sup> types d'escalier).

**g) Cage d'ascenseur :**

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en béton armé (voile).

**h) Revêtements:**

- Mortier de ciment de 2cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures et les cages d'escaliers.
- Enduit de plâtre de 2cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Faïence (25x35 cm<sup>2</sup>) pour les salles d'eaux sur une hauteur de 2.10m au dessus des plinthes.

**Remarque:**

Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles et un coffrage en bois pour les portiques.

**i) Les fondations :**

La fondation est située à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol.

-Le choix du type de la fondation dépendra du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

**I-B) Caractéristiques mécaniques des matériaux:**

**I-B-1) Béton:**

Le béton est un matériau fabriqué suivant une étude de composition établie en laboratoire ; il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie , le dosage en ciment , la qualité de l'eau de gâchage et l'âge du béton.

Pour la réalisation de la structure, le béton utilisé est dosé à **350 kg/m<sup>3</sup>** de ciment portland artificiel **325 (CPA 325)**.

La composition courante d'un m<sup>3</sup> de béton est la suivante :

- 350 kg (ciment CPA 325).
- 400 l de sable avec :  $d_g \leq 5 \text{ mm}$ .
- 800 l de graviers avec :  $5 \leq d_g \leq 25\text{mm}$ .
- 175 l d'eau de gâchage.

Dans la pratique, on doit s'approcher du rapport eau/ciment = 0,5

**a) Résistance caractéristique à la compression:**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours notée  $f_{c28}$  qui est obtenue par un chargement sur éprouvettes normalisées jusqu'à la rupture. Pour notre étude on prend  $f_{c28}=25\text{MPa}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'un âge de moins de 28 jours la résistance à la compression est calculée par les formules suivantes :

**Tableau I-1 valeurs de  $f_{cj}$  pour  $j < 28$  jours (ART. A.2.1 ,11 BAEL 91 modifiées 99)**

$f_{cj}$	$j \leq 28$	$28 \leq j \leq 60$	$j \geq 60$
$f_{c28} \leq 40\text{Mpa}$	$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}$	$f_{c28}$	$f_{c28}$
$f_{c28} > 40\text{Mpa}$	$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28}$	.....	.....

**b) Résistance caractéristique à la traction  $f_{tj}$** 

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

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

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

-Ainsi pour notre cas on aura :

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

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

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

**c) Contraintes limites:**

Les calculs justificatifs seront conduits selon la théorie des états limites exposés dans le B.A.E.L 99. Un état limite est celui pour lequel une condition requise est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

On distingue deux états limites:

• **Etats limites ultimes (ELU) :**

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- Equilibre statique de la construction (pas de renversement).
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture).
- Stabilité de forme (pas de flambement).

• **Etats limites de service (ELS) :**

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

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

**c-1) Contrainte limite ultime de résistance à la compression  $f_{bu}$  :**

Elle est calculée selon l'article [ Art A.4.3,41/BAEL 91 modifié 99] comme Suit:

$$f_{bu} = 0,85 \cdot f_{c28} / \theta \gamma_b \quad [ \text{Mpa} ]$$

Avec:

$\theta$  : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$  : si la durée d'application est  $> 24$  heures.

$\theta = 0,9$  : si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$  : si la durée d'application est  $< à 1$  heure.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

$\gamma_b = 1,5$  dans le cas d'une situation courante.

$\gamma_b = 1,15$  dans le cas d'une situation accidentelle.

Pour:

$$\gamma_b = 1,5 \text{ et } \theta = 1 \quad \text{on aura} \quad f_{bu} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ et } \theta = 0,85 \quad \text{on aura} \quad f_{bu} = 21,74 \text{ Mpa}$$

**c-2) La contrainte limite de service à la compression : [Art A.4.3,41/BAEL 91 modifié 99]**

C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitations et de durabilités. Cette limite empêche l'ouverture de fissures parallèles à la fibre neutre.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 [MPa].$$

**c-3) Diagrammes contraintes déformation du béton : [Art A.4.3,41/BAEL91]**

Le diagramme contrainte ( $\sigma_{bc}$ ) déformation ( $\varepsilon_{bc}$ ) du béton peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole – rectangle ».

En compression avec flexion, les déformations relatives du béton sont limitées à 3,5‰.

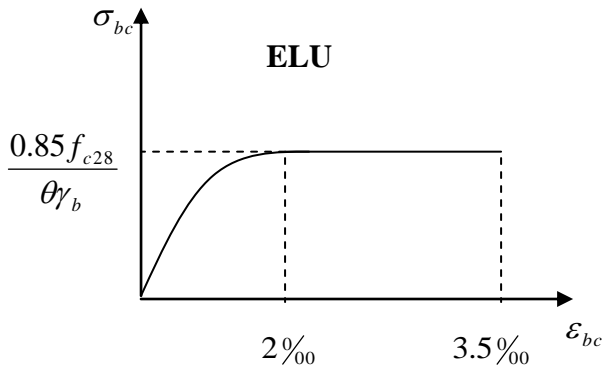


Fig. I.1.a: Diagrammes contraintes déformation du béton à l'ELU

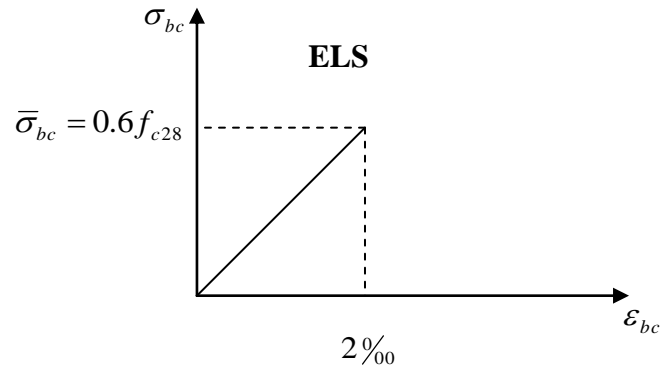


Fig. I.1.b: Diagrammes contraintes déformation du béton à l'ELS

$0\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$  compression pure

$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$  compression avec flexion.

Avec :

$\varepsilon_{bc}$  : Raccourcissement du béton.

**c-4) Contrainte limite de cisaillement:**

Elle est donnée selon [Art 5.1, 1 /BAEL91 modifié 99] par la formule :

$$\tau_u = V_u / bd$$

Avec :  $V_u$  : Effort tranchant dans la section étudiée.

$b$  : Largeur de la section cisailée.

$d$  : Hauteur utile.

$\tau_u = \min [0,13.f_{c28} ; 5 \text{ MPa}]$  pour **une fissuration peu nuisible.**

$\tau_u = \min [0,10.f_{c28} ; 4 \text{ MPa}]$  pour **une fissuration préjudiciable ou très préjudiciables.**

**d) Modules d'élasticité:**

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

**d-1) Module de déformation longitudinale instantanée du béton (Article :A.2.1.21/BAEL 91):**

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il en résulte un module égal à:

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ [MPa]}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i_{28}} = 32164,195 \text{ MPa.}$$

**d-2) Module de déformation longitudinale différée du béton (Article : A.2.1, 22 / BAEL 91) :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et afin de tenir compte de l'effet du fluage du béton, nous prendrons un module égal :

$$E_{vj} = E_{ij}/3 = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ [MPa]}$$

$$\text{Pour } f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa : } E_{v_{28}} = 10819 \text{ MPa.}$$

**d-3) Module d'élasticité transversale:**

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

$\nu$  : coefficient de poisson.

E : module de Young.

**e) Coefficient de poisson (article : A.2.1, 3 / BAEL 91) :**

C'est le rapport entre déformations transversales et longitudinales.

$\nu = 0,2$  : à l'état limite de service.

$\nu = 0$  : à l'état limite ultime.

**I-B-2) Acier :**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surfaces. Dans le présent projet, On utilisera deux types d'acier :

- Les aciers de haute adhérence HA FeE400 ( $f_e = 400 \text{ Mpa}$ )

- Les treillis soudés TS520 ( $f_e = 520 \text{ Mpa}$ )

**a) Module de déformation longitudinale: [Art A.2.2, 1 /BAEL91 modifié 99]**

Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier :  $E_s = 200000 \text{ MPa}$ .

**b) Contraintes limites :**

- **Contrainte limite ultime :** l'acier est utilisé à sa limite élastique avec un coefficient de sécurité

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

$\overline{\sigma}_{st}$  : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

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

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité tel que :  $\gamma_s = 1,15$  en situations courantes.

$\gamma_s = 1,00$  en situations accidentelles.

$\overline{\sigma}_{st} = 348$  MPa pour les HA.

- **Contrainte limite de service :**

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

**- Fissurations peu nuisibles [Art A.4.5,32/BAEL91 modifié 99]**

Cas des armatures intérieures où aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation)

**- Fissuration préjudiciable [Art A.4.5,33/BAEL91 modifié 99]**

Cas des éléments exposés aux agressions chimiques, atmosphériques, ...

$$\overline{\sigma}_s \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \text{ Mpa}$$

**- Fissuration très préjudiciable [Art A.4.5,33/BAEL91 modifié 99]**

Cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

$$\overline{\sigma}_s \leq \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$\eta$  : coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6$  .....pour les HA de diamètre  $\geq 6$ mm.

$\eta = 1.3$  .....pour les HA de diamètre  $< 6$ mm.

$\eta = 1.0$  .....pour les RL.

### C) Diagrammes des contraintes déformation de l'acier : [Art A.2.2,1/BAEL91modifié99]

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

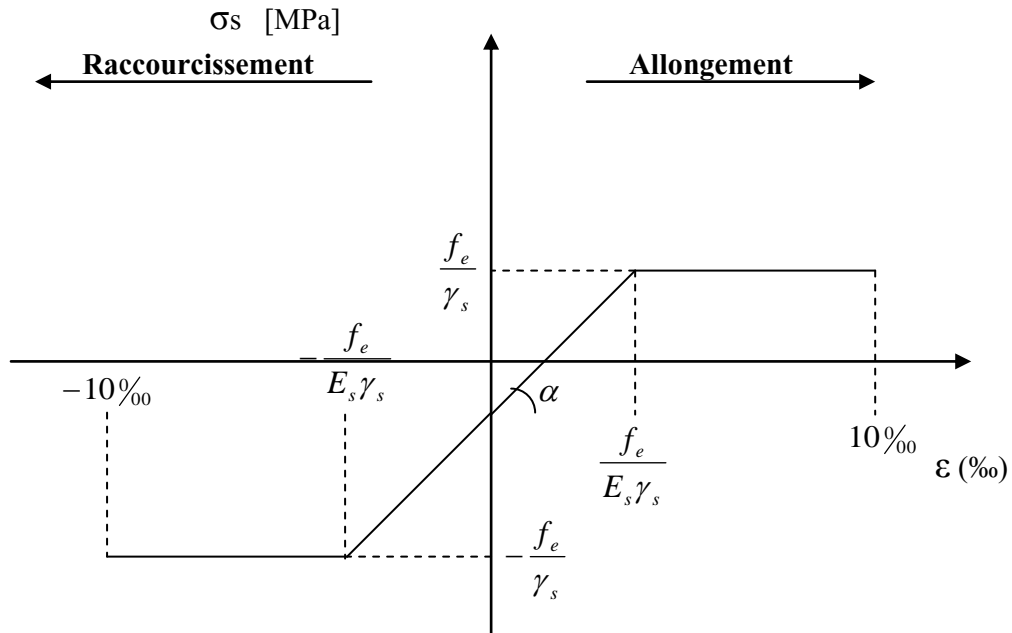


Fig. I.2 Diagrammes des contraintes déformation de l'acier

### e) Protection des armatures : [Art A.7.1 / BAEL91modifié99]

Pour protéger les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, en plus d'un excellent bétonnage, on doit aussi veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux valeurs suivantes :

- $C \geq 5\text{cm}$  pour les ouvrages exposés à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$  pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux...).
- $C \geq 1\text{cm}$  pour les parois qui seront situées dans les locaux couverts et clos et qui seront non exposées aux condensations.

# CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments

et

descente de charge

## II.1/ Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant des étages et supportant les revêtements et les surcharges d'exploitations, ils assurent principalement deux fonctions:

- **Fonction de résistance mécanique:**

Les planchers sont supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, leurs rôles principaux sont :

-La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.

-La répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.

- **Fonction d'isolation:**

En plus de la participation à la stabilité de la structure, les planchers offrent une Isolation thermique et acoustique entre les différents étages. Ce qui assure le confort et la protection des occupants.

### II.1.1) Plancher à corps creux

Les planchers à corps creux sont constitués de :

-Nervures appelées poutrelles qui assurent la fonction de portances, disposées suivant l'axe de la petite portée.

- Remplissage en corps creux utilisés comme coffrage perdu et isolant phonique et thermique.

-Une dalle de compression en béton de 4 à 5cm d'épaisseur.

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculé pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage, ne soient pas trop élevées afin de ne pas occasionner de désordres aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui même.

La hauteur du plancher est donnée par la norme suivante:

(BAEL 91 modifiées 99 / Art B.6, 8,423)

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec:

L : Portée libre maximale des poutrelles.

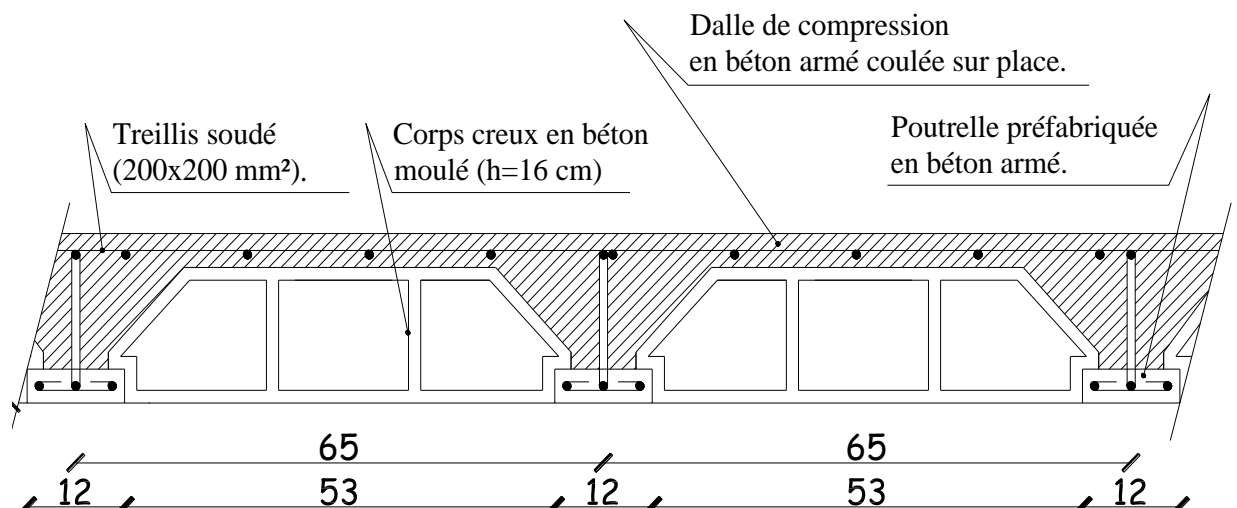
$h_t$  : Hauteur total du plancher.

$$\text{On a : } L_{\max} = 485 - 30 = 455 \text{ cm. } \Rightarrow h_t \geq \frac{455}{22.5} = 20,22 \text{ cm}$$

**Conclusion:**

On adoptera pour un plancher de 21 cm d'épaisseur (16+5) composé de :

- Corps creux de 16cm.
- Dalle de compression de 5cm.



**Fig.II.1: Coupe transversale du plancher**

### II.1.2/ Les dalles pleines

Elles sont utilisées dans le cas des fortes surcharges ou charges concentrées, leurs épaisseurs dépendent du type et du nombre d'appuis sur les quels le panneau repose.

Leurs calculs se feront dans le prochain chapitre.

### II.2/ Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé coulées sur place dont le rôle est : La transmission des charges et des surcharges émanants des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles).

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

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques préconisées par le **BAEL 91 modifié 99** et vérification selon **RPA 99 version 2003** ;
- Vérification de la flèche pour la section choisie ;
- Condition de rigidité:

✓ **les formules BAEL 91 modifié 99 :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} ; \quad 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

**Avec :**

L: longueur libre maximale entre nus des appuis.

b: largeur de la poutre.

h<sub>t</sub>: la hauteur de la poutre.

✓ **Vérification selon RPA 99 version 2003/Art 7.5.1 (zone sismique II.a)**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \\ b_{max} \leq 1,5h + b \end{array} \right.$$

✓ Condition de rigidité : on doit vérifier que  $\frac{L}{h_t} \geq \frac{1}{16}$

### II.2.1/ Poutres principales

- **La hauteur  $h_t$  :**

D'après la règle de déformabilité des éléments, les dimensions des poutres peuvent varier dans les fourchettes suivantes:

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

$$0,4.h \leq b \leq 0,7.h$$

**Avec :**

L: longueur libre maximale entre nus des appuis.

b: largeur de la poutre.

$h_t$ : la hauteur de la poutre.

**On a :**  $L = 550 - 30 = 520$  cm.

$$\frac{520}{15} \leq h_t \leq \frac{520}{10}$$

$$34,66 \leq h_t \leq 52$$

Soit :  $h_t = 45$  cm.

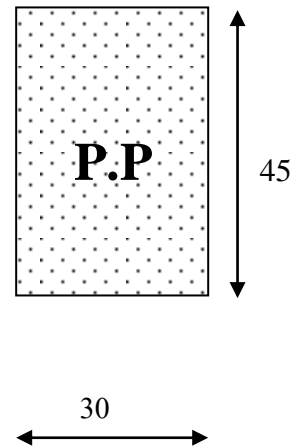
- **La largeur b :**

$$0,4.h_t \leq b \leq 0,7.h_t$$

$$0,4 (45) \leq b \leq 0,7 (45)$$

$$18 \leq b \leq 31,5$$

On opte pour :  $b = 30$  cm.



- **Vérification des exigences RPA 99 version 2003 / Art 7.5.1**

(Zone sismique II. a) :

$$\checkmark \begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1,5 \leq 4 \\ b = 30 \text{ cm} \leq 1,5h_t + b = 97,5 \end{cases} \rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

- **Condition de rigidité :**

$$\frac{h_t}{L} = \frac{45}{520} = 0,086 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### II.2.2: Poutres Secondaires

La hauteur  $h_t$  :

On a :  $L = 510 - 30 = 480 \text{ cm}$

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

$$\frac{480}{15} \leq h_t \leq \frac{480}{10}$$

$$32 \leq h_t \leq 48$$

Soit :  $h_t = 35 \text{ cm}$ .

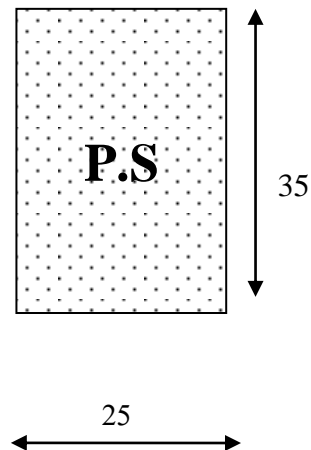
La largeur  $b$  :

$$0,4 \cdot h_t \leq b \leq 0,7 \cdot h_t$$

$$0,4 \cdot 35 \leq b \leq 0,7 \cdot 35$$

$$14 \leq b \leq 24,5$$

Soit :  $b = 25 \text{ cm}$ .



- **Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 / Art 7.5.1**

(Zone sismique II. a) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1,4 \leq 4 \\ b = 25 \text{ cm} \leq 1,5h_t + b = 77,5 \end{array} \right. \rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

- **Condition de rigidité :**

$$\frac{h_t}{L} = \frac{35}{480} = 0,073 \geq \frac{1}{16} = 0,062$$

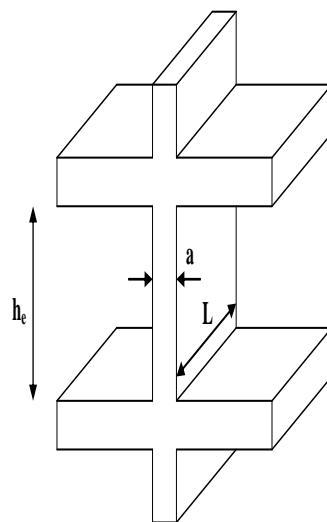
→ conditions vérifiées

Finalement, on prend :

- Poutres principales : (30×45)
- Poutres secondaires : (25×35)

### II.3/ Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils sont destinés d'une part à reprendre les charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.



**Fig.II.2: coupe de voile en élévation.**

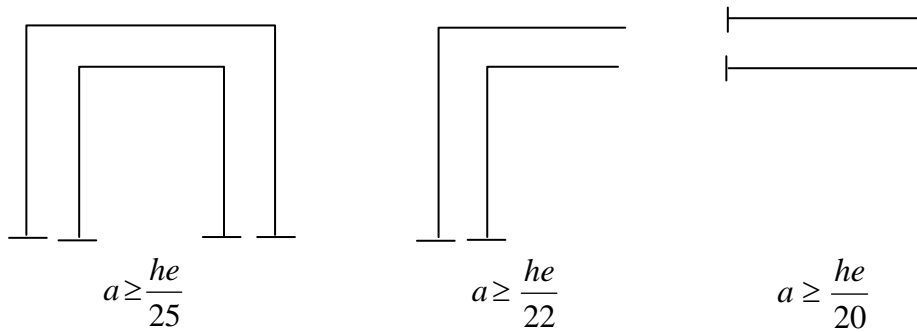


Fig.II.3 : coupe des voiles en plan

- **Epaisseur :**

Notre structure a des voiles linéaires

$$a \geq \frac{he}{20}$$

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de

rigidité aux extrémités.  $h_e = h - e_p$

Leur pré dimensionnement se fera conformément à RPA 99 version 2003 (Art7.7.1).

$$a \geq \frac{h_{e \max}}{20}$$

$h_{e \max}$  : La hauteur libre max des niveaux

$$h_{e \max} = 408 - 21 = 387 \text{ cm.} \Rightarrow a \geq \frac{387}{20} = 19,35 \text{ cm}$$

Soit:  $a = 20 \text{ cm}$

- **Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.1) :**

Notre ouvrage sera implanté dans une zone de moyenne sismicité, le règlement exige

Une épaisseur minimale de 15 cm.

**On a :**  $a = 20 \text{ cm}$

—————> Condition vérifiée.

$$a \geq 15 \text{ cm}$$

La largeur minimale  $L_{\min}$  du voile doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{\min} \geq 4.a \quad \Rightarrow \quad L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

$L_{\min}$  : Portée minimale des voiles.

**On a :**  $L_{\min} = 165 \text{ cm}$ .

—————> Condition vérifiée.

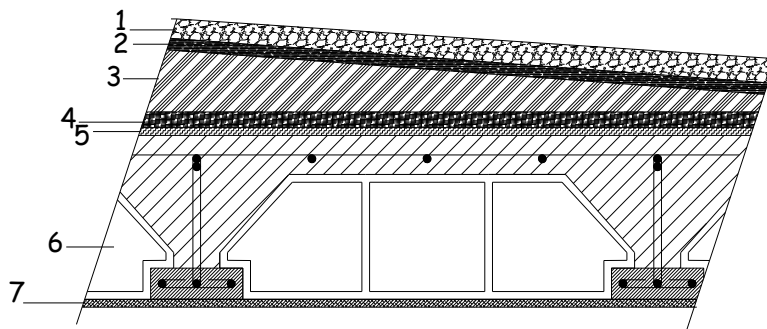
$$L_{\min} \geq 80 \text{ cm.}$$

## II.4/ Charges et surcharges

### II.4.1/ Charges permanentes

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

#### a) Plancher terrasse inaccessible:



**Fig.II.4: Coupe transversale du plancher terrasse**

Tableau : II.1-charges permanentes de la terrasse:

/	Eléments	Epaisseur En (cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravions	5	1
2	Etanchéité	2	0,12
3	Forme de pente	8	1,57
4	Pare vapeur	0,5	0,01
5	Isolation thermique	4	0,16
6	Plancher en corps creux	16+5	3,05
7	Enduit de plâtre	2	0,2
			<b>G<sub>t</sub> = 6,11</b>

## b) Plancher étage courant (corps creux)

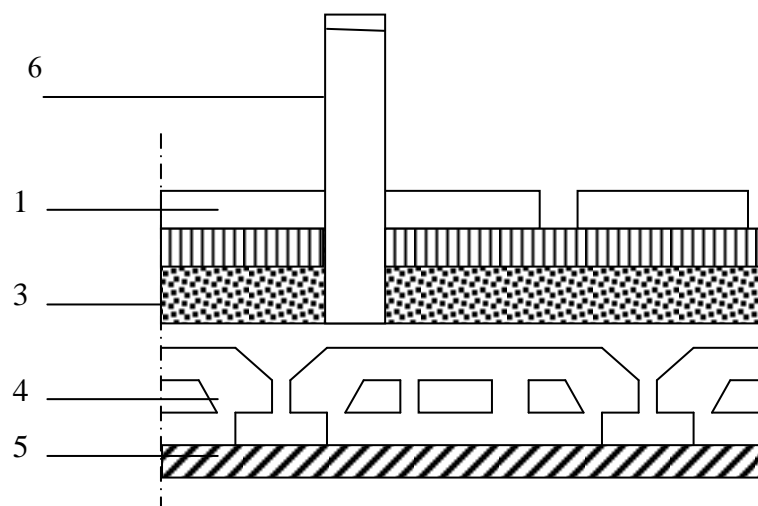


Fig.II.5 : Coupe verticale du plancher courant

Tableau : II.2-charges permanentes d'étage courant :

/	Eléments	Epaisseur En (cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	2	0,4
2	Mortier de pose	2	0,4
3	Couche de sable	3	0,66
4	Plancher en corps creux	16+5	3,05
5	Enduit de plâtre	2	0,2
6	Maçonnerie en brique creuse	10	0,9
			<b>G<sub>ec</sub> = 5,61</b>

## c) Dalle pleine

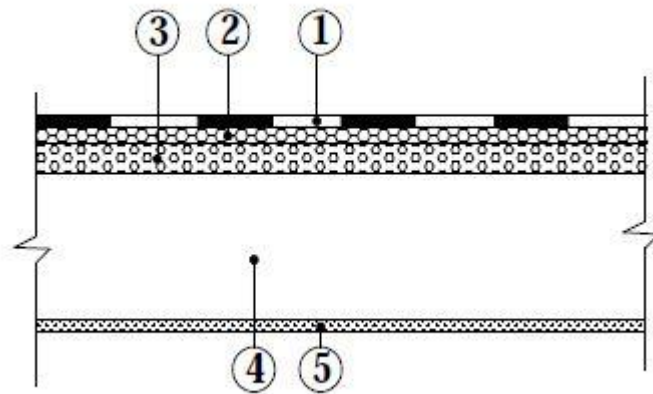


Fig.II.6 : Coupe verticale de la dalle pleine

Tableau : II.7-charges permanentes dalle pleine :

/	Eléments	Epaisseur En (cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	2	0,4
2	Mortier de pose	2	0,4
3	Couche de sable	3	0,66
4	Dalle pleine en béton armé	15	3,75
5	Enduit de plâtre	2	0,2
			<b>G<sub>dp</sub> = 5,41</b>

## a) Mur extérieur

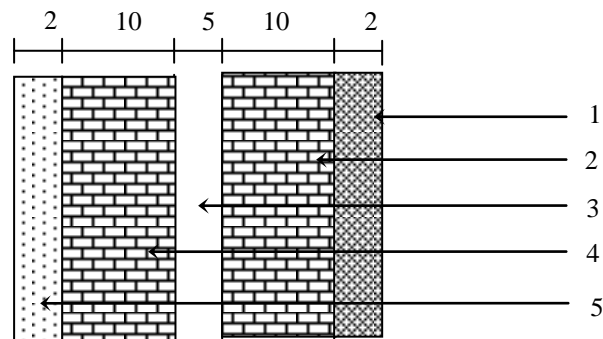


Fig.II.7: Coupe verticale d'un mur extérieur

Tableau : II.8-charges permanentes mur extérieur :

/	Eléments	Epaisseur En (cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit extérieur de ciment	2	0.36
2	Brique creuse	10	0.9
3	Lame d'air	5	/
5	Brique creuse	10	0.9
6	Enduit intérieur de plâtre	2	0.2
			<b>G<sub>me</sub> = 2.36</b>

## b) Mur intérieur

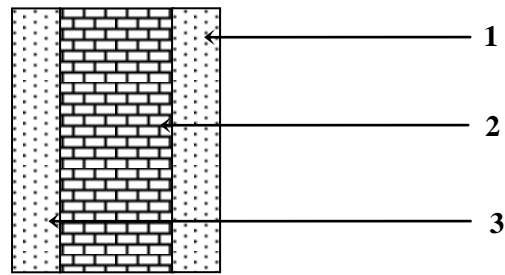


Fig.II.8 : Coupe verticale d'un mur intérieur

Tableau : II.9-charges permanentes mur intérieur :

/	Eléments	Epaisseur En (cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	2	0.2
2	Brique creuse	10	0.9
3	Enduit en plâtre	2	0.2
			<b>G<sub>mi</sub> = 1.30</b>

## f) Balcon en dalle pleine :

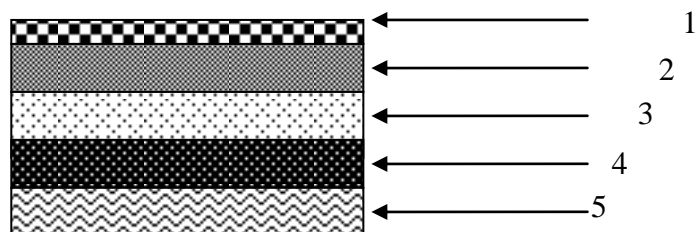


Fig.II.9 : Coupe verticale du balcon en dalle pleine

Tableau : II.10-charges permanentes du balcon en dalle pleine :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,035	19	0,66
4	Dalle pleine en béton	0,15	25	3,75
5	Enduit en mortier ciment	0,015	22	0,33
				<b>G<sub>b</sub> = 5,54</b>

#### II.4.2/ Surcharges d'exploitation

Le DTR B.C.2.2 nous donne :

- Plancher terrasse inaccessible .....Q = 1 KN/m<sup>2</sup>.
- Plancher à étage courant à usage d'habitation.....Q = 1,5KN/m<sup>2</sup>.
- Plancher RDC et 1<sup>er</sup> à usage commerciale et bureaux... Q = 2,5 KN/m<sup>2</sup>.
- Plancher du sous sol à usage de parking ..... Q = 5 KN/m<sup>2</sup>
- Escalier.....Q = 2,5KN/m<sup>2</sup>.
- Balcon.....Q = 3,5 KN/m<sup>2</sup>.
- Acrotère.....Q = 1 KN/ml.

**II.5/ Pré dimensionnement des poteaux**

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l' ELS en compression simple.

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence), En supposant que le béton seul reprend la totalité des charges.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

Avec :

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

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression du béton .

$N_s$  : Effort normal revenant au poteau considéré.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

**Remarque :**

Pour qu'on puisse effectuer les calculs, on prend dans le premier temps la section

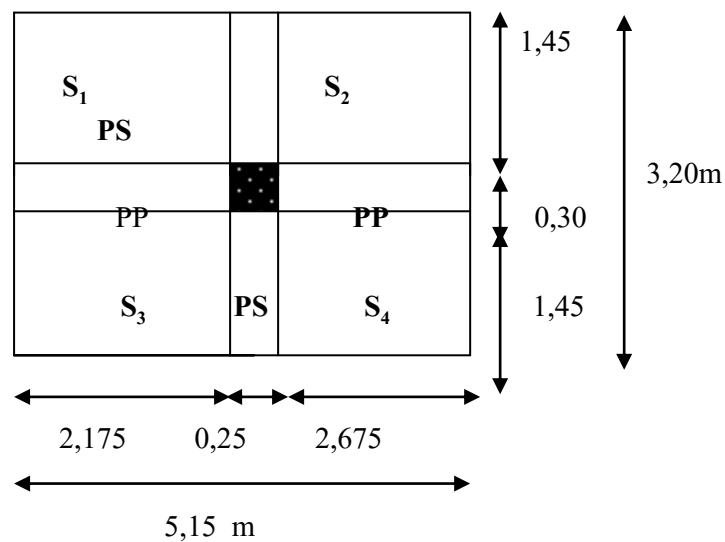
minimale exigée par le RPA 99 version 2003 pour une zone de moyenne sismicité est de  $(25 \times 25) \text{cm}^2$ .

**II5.1/ Calcul de la surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité :**

Dans notre cas le poteau ayant la plus grande surface d'influence est le poteau (F2) comme indiqué dans le plan du RDC.

- **Le plancher :**

**a)-surface d'influence revenant au poteau du sous sol+ RDC +étages courants :**



**Fig.II.10: Surface d'influence revenant au poteau**

$$S_1 = S_3 = 2,175(1,45) = 3,154 \text{ m}^2$$

$$S_2 = S_4 = 2,675(1,45) = 3,879 \text{ m}^2$$

- **Surface nette du plancher revenant au poteau SS, RDC (haut) et Etages courants :**

$$S = 2S_1 + 2S_2 = 2(3,154) + 2(3,879) = 13,73 \text{ m}^2$$

**II.5.2/ Calcul du poids propre des éléments****a) Poids propre des poutres**❖ **Poutres principales**

$$G_{pp} = 25 \times 0,3 \times 0,45 \times 5,15 = 17,38 \text{ kN}$$

❖ **Poutres secondaires**

$$G_{ps} = 25 \times 0,25 \times 0,35 \times 2,9 = 6,34 \text{ kN}$$

On aura alors le poids des poutres :

➤ **Pour les poutres de SS, RDC et étages courants :**

$$G_p = G_{pp} + G_{ps} = 17,38 + 6,34 = 23,72 \text{ kN}$$

**b) Poids propre des poteaux**

$$G_{\text{pot RDC et 2}^{\text{em}}} = 25 \times 0,30 \times 0,30 \times 3,63 = 8,17 \text{ kN}$$

$$G_{\text{pot étage}} = 25 \times 0,30 \times 0,30 \times 2,61 = 5,87 \text{ kN}$$

$$G_{ss \text{ et 1}^{\text{er}}} = 25 \times 0,30 \times 0,30 \times 3,12 = 7,02 \text{ kN}$$

**c) Poids propre des planchers**❖ **Plancher terrasse:**

$$G = G_t \times S_t = 6,11 \times 16 = 97,96 \text{ kN}$$

❖ **Plancher étage courant :**

$$G = G_{ec} \times S = 5,61 \times 13,73 = 73,03 \text{ kN}$$

**II.5.3/ Calcul des surcharges d'exploitation**

✓ Plancher de la terrasse

$$Q_0 = 1 \times 13,72 = 13,58 \text{ kN}$$

✓ Plancher étages courants

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = 1.5 \times 13.72 = 20,445 \text{ KN}$$

✓ Plancher du RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>em</sup>

$$Q_8 = 2,5 \times 13.72 = 34,075 \text{ KN}$$

### Calcul des surcharges selon la loi de dégression :

#### Loi de dégression des charges d'exploitation D.T.R.B.C.22 :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on doit appliquer la loi de dégression des charges d'exploitation si le nombre de niveaux  $n > 5$ . Notre ouvrage est composé de 10 niveaux donc on peut appliquer la méthode.

#### Remarque :

Si des locaux industriels ou commerciaux occupent certain niveaux, ces derniers ne sont pas comptés dans le nombre d'étages à inclure dans la loi de dégression des charges où ces dernières sont incluses intégralement.

Dans cette étude que nous amènerons, les charges d'exploitations sont les mêmes pour tous les étages à l'exception de deux niveaux, qui sont à usage commercial et bureaux (1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> niveaux)

Q : charges d'exploitation

Sous terrasse ..... $Q_0$

Sous plancher terrasse .....  $Q_0+Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur :

Étage 1 ..... $Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$

Étage 2.....  $Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$

Étage 3.....  $Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

Étage n..... $n \geq 5 \quad Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_1^n (Q_1 + \dots + Q_n - Q_{ri}) + \sum_1^n Q_{ri}$

Avec

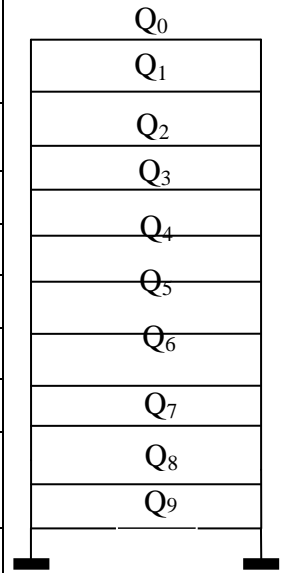
n: nombre d'étages

$Q_0$  : la charge d'exploitation sur la toiture .

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  sont les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2, ...,n numérotés de haut en bas du bâtiment.

Tableau II.6 : Dégression des charges pour le poteau le plus sollicité (F2)

Niveaux des planchers	Charges	$\sum d'exploitations$	Q Cumulée (kN)
P <sub>10</sub>	Q <sub>0</sub> = 13,72 kN	$\Sigma 0 = Q_0$	13,72 kN
P <sub>9</sub>	Q <sub>1</sub> = 20,445 kN	$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$	34,165 kN
P <sub>8</sub>	Q <sub>2</sub> = 20,445 kN	$\Sigma 2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	52,57 kN
P <sub>7</sub>	Q <sub>3</sub> = 20,445 kN	$\Sigma 3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	68,92 kN
P <sub>6</sub>	Q <sub>4</sub> = 20,445 kN	$\Sigma 4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	83,23 kN
P <sub>5</sub>	Q <sub>5</sub> = 20,445 kN	$\Sigma 5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	95,5 kN
P <sub>4</sub>	Q <sub>6</sub> = 220,445 kN	$\Sigma 6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	105,72 kN
P <sub>3</sub>	Q <sub>7</sub> = 34,075 kN	$\Sigma 7 = Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_6 + Q_7)$	125,64 kN
P <sub>2</sub>	Q <sub>8</sub> = 34,075 kN	$\Sigma 8 = Q_0 + 0,69(Q_1 + \dots + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	144,81 kN
P <sub>1</sub>	Q <sub>9</sub> = 34,075 kN	$\Sigma 8 = Q_0 + 0,66(Q_1 + \dots + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	163,5 kN



**II.5.4/ Tableau récapitulatif de la descente de charge pour le poteau le plus sollicité (F2) :**

**Tableau II.7: descente de charge pour le poteau le plus sollicité**

N I V E A U	Charges permanentes en (KN)					charges d'exploitations en (KN)		Efforts Normaux Ns (KN)	section des poteaux en (cm <sup>2</sup> )	
	Poids des planches	Poids des poutres	Poids Des Poteaux	G	Gc	Q	Qc	$N_s = G_c + Q_c$	Section trouvée $S \geq N_s / \sigma_{bc}$	Section adoptée (bxh)
10	97,76	23,72	5,87	127,35	127,35	13,72	13,72	141,07	94,04	30×30
9	77,03	23,72	5,87	106,62	233,97	20,445	34,165	268,135	178,87	30×30
8	77,03	23,72	5,87	106,62	340,59	20,445	52,57	393,16	262,11	30×30
7	77,03	23,72	5,87	106,62	447,21	20,445	68,92	516,13	344,08	35×35
6	77,03	23,72	5,87	106,62	553,83	20,445	83,23	637,06	424,71	35×35
5	77,03	23,72	5,87	106,62	660,45	20,445	95,5	755,95	503,97	35×35
4	77,03	23,72	8,17	108,92	769,35	20,445	105,72	875,09	583,4	40×40
3	77,03	23,72	7,02	107,77	877,14	34,075	125,64	1002,78	668,52	40×40
2	77,03	23,72	8,17	108,92	986,06	34,075	144,81	1130,87	753,92	40×40
1	77,03	23,72	7,02	107,77	1093,8	34,075	163,5	1257,33	838,22	40×40

**II.5.5/ Vérification relative au coffrage : (RPA 99 version 2003 Art .7.4.1) :**

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur ( $h_e$ ) en une seule fois.

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone de moyenne Sismicité (IIa) doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min} (b ; h) \geq 30 \text{ cm.}$
- $\text{Min} (b ; h) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

○ **Poteaux (30×30) du 6 , 7 et 8<sup>em</sup> étage :**

$$\text{Min} (30 ; 30) \geq 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Min} (30 ; 30) \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{avec} \quad \frac{h_e}{20} = \frac{285}{20} = 14,25.$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{30}{30} \leq 4 \Leftrightarrow 0,25 \leq 1 \leq 4$$


 $\Rightarrow$ 

**Conditions  
Vérifiées**

○ **Poteaux (35×35) du 3, 4 et 5<sup>em</sup> étage :**

$$\text{Min} (35 ; 35) \geq 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Min} (35 ; 35) \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{avec} \quad \frac{h_e}{20} = \frac{285}{20} = 14,25$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} \leq 4 \Leftrightarrow 0,25 \leq 1 \leq 4$$


 $\Rightarrow$ 

**Conditions  
Vérifiées**

○ **Poteaux (40×40) du sous sol, RDC, 1 et 2<sup>em</sup> étage:**

$$\text{Min (40 ; 40)} \geq 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Min (40 ; 40)} \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{avec} \quad \frac{h_e}{20} = \frac{387}{20} = 19,35 \Rightarrow$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{40}{40} \leq 4 \Leftrightarrow 0,25 \leq 1 \leq 4$$

**Conditions****Vérifiées****II.6/ Vérification aux flambement** (Art B.8.3.31 / BAEL 91 modifié 99)

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme, qui peut survenir dans

les éléments comprimés de la structure lorsque ces derniers sont élancés.

Le calcul des poteaux au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} \leq 50$$

**Avec :**

$l$  : Elancement du poteau.

$l_f$  : Longueur de flambement ( $l_f = 0,7.l_0$ ).

$l_0$  : Longueur libre du poteau.

$i_{\min}$  : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}}$ ).

$I$  : Moment d'inertie du poteau ( $I_{\min} = \frac{h \cdot b^3}{12}$ ).

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

$$\lambda = \frac{0,7.l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7.l_0}{\sqrt{\frac{h \cdot b^3 / 12}{b \cdot h}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7 \cdot l_0}{b} \Rightarrow \lambda = 2,42 \cdot \frac{l_0}{b}$$

- **Poteau du 6 , 7 et 8<sup>em</sup> étage (30×30):**

$$\lambda = 2,42 \times \frac{2,85}{0,3} = 22,99 \Rightarrow l < 50 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Poteaux (35×35) du 3, 4 et 5<sup>em</sup> étage :**

$$\lambda = 2,42 \times \frac{2,85}{0,35} = 19,71 \Rightarrow l < 50 \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée.}$$

- **Poteaux (40×40) du sous sol, RDC, 1 et 2<sup>em</sup> étage :**

$$\lambda = 2,42 \times \frac{3,87}{0,40} = 23,41 \Rightarrow l < 50 \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables et tous les poteaux de l'ossature sont garantis contre le Flambement.

**Sections adoptées :**

- **30×30 cm<sup>2</sup>** pour le 6 , 7 et 8<sup>em</sup> étage .
- **35×35 cm<sup>2</sup>** pour le 3, 4 et 5<sup>em</sup> étage .
- **40×40 cm<sup>2</sup>** pour le sous sol, RDC, 1 et 2<sup>em</sup> étage.

# CHAPITRE III

## Calcul des éléments

### III.1/ Acrotère

#### III.1.1/ Introduction

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à un effort  $N$  dû à son poids propre  $G$  et à un effort latéral dû à la main courante ( $Q = 1 \text{ KN/ml}$ ) engendrant un moment de renversement  $M_r$  dans la section d'encastrement.

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

Ses dimensions sont : - Epaisseur :  $E = 10\text{cm}$ .

- Hauteur :  $H = 50 \text{ cm}$ .

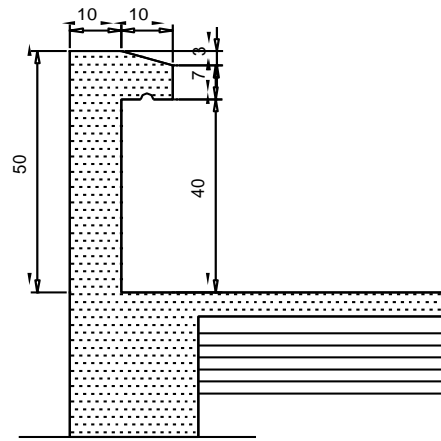


Fig.III.1: Coupe verticale de l'acrotère.

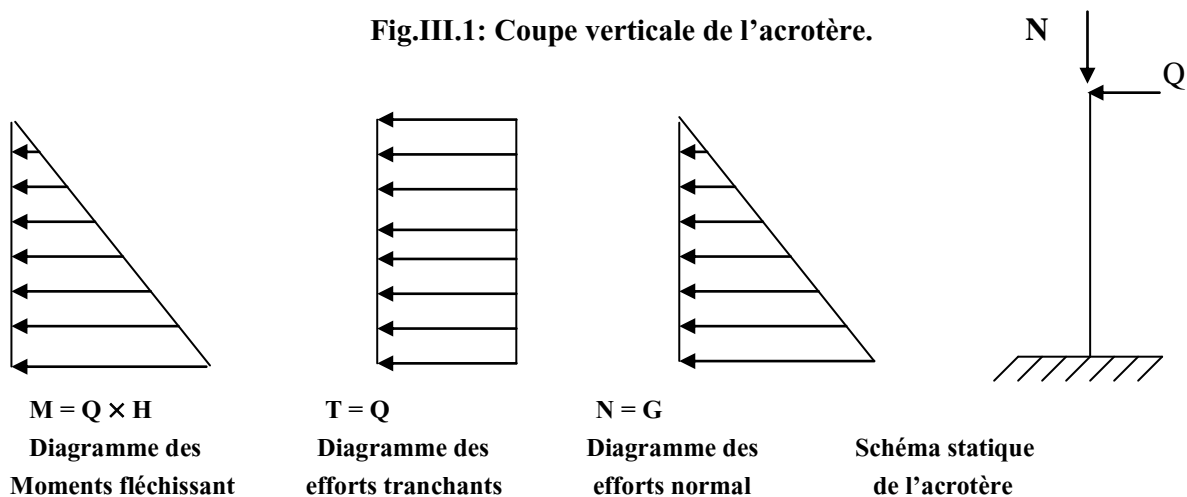


Fig.III.2 : Diagramme des sollicitations

**III.1.2/ Calcul des sollicitations**

- **Effort normal dû au poids propre «  $N_G$  » :**

$$N_G = \rho \times S$$

**Avec :**  $\rho$  : poids volumique du béton.  
 $S$  : Section longitudinale de l'acrotère.

$$\rho = 25 \text{ KN/m}^3.$$

$$S = [(0,5 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + (\frac{0,03}{2} \times 0,1)] = 0,0585 \text{ m}^2.$$

$$N_G = \rho \times S = 25 \times 0,0585 \Rightarrow N_G = 1,46 \text{ KN/ml.}$$

- **Effort horizontal dû à la main courante «  $Q$  » :**

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

- **Moment de renversement dû à l'effort horizontal «  $Mr_Q$  » :**

$$Mr_Q = Q \times H = 1 \times 0,5 = 0,5 \text{ KN.m} \Rightarrow M_Q = 0,5 \text{ Kn.m.}$$

**III.1.3/ Combinaison de charge**

- **A l'ELU :**

La combinaison est :  **$1,35.G + 1,5.Q$  (BAEL 91)**

$$N_U = 1,35. N_G = 1,35 \times 1,46 = 1,97 \text{ KN} \Rightarrow N_U = 1,97 \text{ KN}$$

$$M_U = 1,5. Mr_Q = 1,5. 0,5 = 0,75 \text{ KN.m} \Rightarrow M_U = 0,75 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELS :**

La combinaison est :  **$G + Q$**

$$N_S = N_G \Rightarrow N_S = 1,46 \text{ KN/ml}$$

$$M_S = Mr_Q \Rightarrow M_S = 0,5 \text{ KN.}$$

### III.1.4/ Ferrailage de l'acrotère

Il consiste à étudier une section rectangulaire en flexion composée à l'ELU sous un effort normal  $N_U$  et un moment de flexion  $M_U$ , puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous  $N_S$  et  $M_S$ .

$$h = 10 \text{ cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$c = c' = 2 \text{ cm.}$$

$$d = h - c' = 10 - 2 = 8 \text{ cm.}$$

C : centre de pression.

e : excentricité.

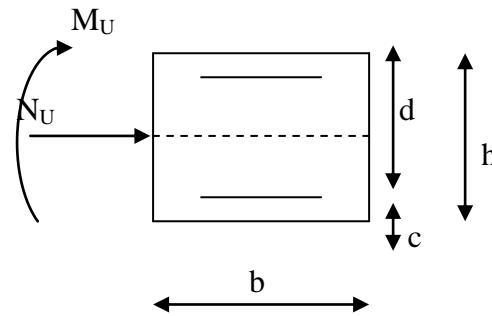


Fig.III.3 : section soumise à la flexion composée

#### a) calcul à l'ELU

##### ❖ Recherche du centre de pression (excentricité)

$$\left. \begin{aligned} e_u &= \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,75}{1,97} = 0,38 \text{ m} \\ \frac{h}{2} - c &= \frac{10}{2} - 2 = 0,025 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la zone délimitée par les armatures, donc la section est partiellement comprimée (S P C).

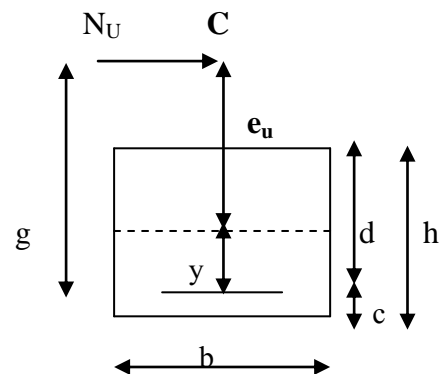


Fig.III.4 : section soumise à la flexion composée

L'acrotère sera étudié en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_p$ , puis on se ramènera à la flexion composée où la section d'armature déterminée sera en fonction de celle déjà calculée.

❖ Calcul de moment fictif «  $M_f$  »

Soit :  $y = \frac{h}{2} - c$  : la distance entre le (CDG) de la section et le (CDG) des aciers tendus.

Soit :  $g = e_U + y$  : la distance entre le centre de pression **C** et le (CDG) des aciers tendus.

Soit :  $M_f$  : le moment rapporté au (CDG) des aciers tendus.

$$M_f = N_u \times g = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - c) = M_u + N_u (\frac{h}{2} - c) = 0,75 + 1,97 (\frac{0,1}{2} - 0,025)$$

$$M_f = 0,8 \text{ KN.m}$$

\_Calcul de  $\mu_b$  :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bu}} \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85.25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{0,8.10^3}{100.7,5^2.14,2} = 0,01.$$

\_Calcul de  $\mu_1$  :

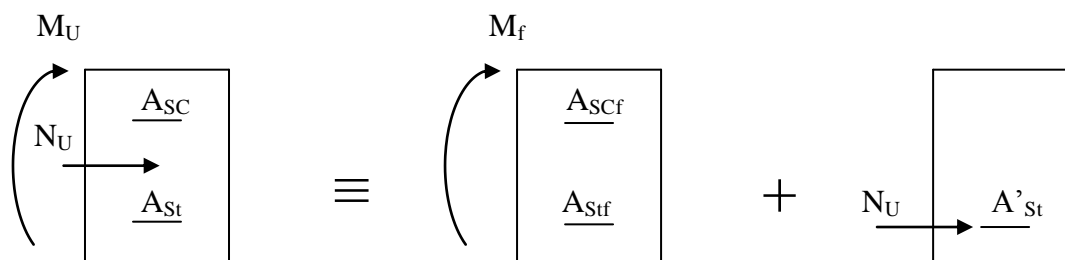
$$\mu_1 = 0,8 \times \alpha_1 \times (1 - 0,4 \alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_l} \quad \text{avec : } \varepsilon_l = \frac{\sigma_{st}}{E_s} = \frac{f_e}{E_s \cdot \gamma_s} = \frac{400}{2.10^5 \cdot 1,15} = 0,00173$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5 \cdot 10^{-3}}{3,5 \cdot 10^{-3} + 0,00173} = 0,668 \quad \Rightarrow \quad \mu_1 = 0,8 \times 0,668 \times (1 - 0,4 \cdot 0,668) \Leftrightarrow \mu_1 = 0,392$$

On a :  $\mu_b = 0,0106$  }  $\Rightarrow \mu_b < \mu_1 \Rightarrow$  Section Simplement armée (S.S.A),  
 $\mu_1 = 0,392$

D'où les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.



$$A_{St} = A_{Stf} - A'_{St} \quad \text{Sachant que : } A'_{St} = \frac{N_U}{\sigma_{St}}$$

❖ Calcul des armatures fictives en flexion simple ( $A_{Stf}$ )

$$A_{Stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} \quad \text{avec : } \beta = 1 - 0,4 \alpha \quad \text{et} \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0106})$$

$$\Leftrightarrow \alpha = 0,0133 \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,995.$$

$$A_{Stf} = \frac{0,8 \cdot 10^3}{0,995 \cdot 7,5 \cdot \frac{400}{1,15}} = 0,31 \text{ Cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad A_{Stf} = \mathbf{0,31 \text{ cm}^2}.$$

❖ Calcul des armatures réelles en flexion composée

$$A_{St} = A_{Stf} - A'_{St} = A_{Stf} - \frac{N_U}{\sigma_{St}} = 0,31 - \frac{1,97 \cdot 10}{348} = 0,25 \text{ cm}^2.$$

$$\mathbf{A_{St} = 0,25 \text{ cm}^2}.$$

❖ Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art .A.4.2.1. modifier 99)

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

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}(e_s - 0,455 \cdot d)}{f_e(e_s - 0,185 \cdot d)}$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,5}{1,46} = 0,343 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad e_s = 34,3 \text{ cm}$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 7,5 \cdot \frac{2,1(34,3 - 0,455 \cdot 7,5)}{400(34,3 - 0,185 \cdot 7,5)} = 0,85 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \quad \mathbf{A_{\min} = 0,85 \text{ cm}^2}$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{St} = 0,25 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0,85 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{\min} \geq A_{St} \Rightarrow A = \max(A_{St}, A_{\min})$$

**Finalement :**

On optera pour une section  $A \geq A_{\min}$ .

Soit :  $A = 2,01 \text{ cm}^2$ . Le tableau des sections des barres nous donne : **4HA 8**.

**Avec :** espacement de **20 cm**.

❖ **Les armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{On optera pour } A_r = 1,13 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{Soit } \mathbf{4HA 6}$$

**Avec :** espacement de **12,5 cm**.

❖ **Espacement des barres**

Fissuration est préjudiciable,  $S_t \leq \min \{2.h ; 25\} \text{ cm}$ .

**Avec :**  $h$  : épaisseur de la section d'acrotère

$$h = 10 \text{ cm}. \Rightarrow \text{Soit : } S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}.$$

Espacement adopté est de 20 cm  $\Rightarrow$  Condition vérifiée.

❖ **Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Modifié 99 Art.A5.1.1)**

La fissuration est prise comme étant préjudiciable ; on doit vérifier si :  $\tau_U \leq \bar{\tau}_U$

$$\text{Sachant que : } \bar{\tau}_U = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = \min \{2,5 ; 4 \text{ Mpa}\} = 2,5 \text{ Mpa}.$$

$$\text{Et } \tau_U = \frac{V_U}{b \cdot d} \quad \mathbf{Avec : } V_U = 1,5 \cdot Q = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ KN}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_U = 0,2 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_U = 2,5 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_U < \bar{\tau}_U \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'adhérence des barres (BAEL A.6.1, 3)**

Le béton armé est composé de béton et d'acier, donc il est nécessaire de connaître le comportement à l'interface entre ces deux matériaux. Pour cela on doit

vérifier l'inégalité suivante :  $\tau_{Se} \leq \bar{\tau}_{Se}$ .

$$\bar{\tau}_{Se} = \psi_S \cdot f_{t28} \quad \mathbf{Avec : } \psi_S = 1,5 \text{ pour les barres à haute adhérence (HA).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = \frac{V_U}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \quad \text{Avec : } \tau_{se} : \text{contrainte d'adhérence d'entraînement}$$

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \cdot 3,14 \cdot 8 = 100,48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 75 \cdot 100,48} = 0,22 \text{ MPa}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_e = 0,22 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_e = 3,15 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### b) Calcul à l' ELS

Les sollicitations sont :  $M_s = 0,5 \text{ KN.m}$ .

$$N_s = 1,46 \text{ KN}.$$

On doit vérifier les inégalités suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa} . \\ \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right\} \rightarrow \text{fissuration préjudiciable} \end{array} \right.$$

$$f_c = 400 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Acier (HA) et } \phi \geq 6 \text{ mm} \Rightarrow \eta = 1,6.$$

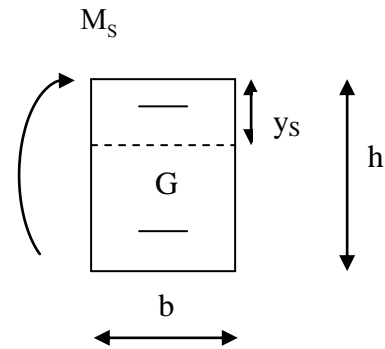
$$\left. \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \cdot 400 = 266,66 \text{ MPa} \\ 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} = 110 \sqrt{1,6 \cdot 2,1} = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} .$$

## ❖ Calcul des contraintes dans l'acier et dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S}{I_{SHB/AN}} y_s$$

$$\sigma_{St} = n \cdot \frac{M_S}{I_{SHB/AN}} \cdot (d - y_s)$$

$$I_{SHB/AN} = \frac{b \cdot y_s^3}{3} + n \cdot A_{Sc} (y_s - c')^2 + n \cdot A_{St} (d - y_s)^2$$

❖ Calcul de  $y_s$ 

$$\sum M_{STATIQUE/AN} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad b \cdot \frac{y_s^2}{2} + n \cdot A_{Sc} (y_s - c) - n \cdot A_{St} (d - y_s) = 0$$

Application numérique :

On a :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $n = 15$  ;  $A_{Sc} = 0$  ;  $c = 2,5 \text{ cm}$  ;  $A_{St} = 2,1 \text{ cm}^2$  ;  $d = 7,5 \text{ cm}$ .

On obtiendra :  $50 y_s^2 + 15 \times 2,01 (y_s - 7,5) = 0 \Leftrightarrow 50 y_s^2 + 30,15 y_s - 226,13 = 0$

Pour la résolution de l'équation de deuxième degré, On procède comme suit :

Calcul de  $\Delta$  :

$$\Delta = (30,15)^2 + 4 (50 \cdot 226,13) = 46135,02$$

$$\sqrt{\Delta} = 214,79 \quad \Rightarrow \quad y_s^1 = 1,85 \text{ cm}$$

$$y_s^2 = -2,06 \text{ cm}$$

❖ Calcul de  $I_{SHB/AN}$ 

$$I_{SHB/AN} = \frac{b \cdot y_s^3}{3} + n \times A_{Sc} (y_s - c')^2 + n \times A_{St} (d - y_s)^2 = \frac{100 \cdot 1,85^3}{3} + 0 + 15 \times 2,01 (7,5 - 1,85)^2$$

$$I_{SHB/AN} = 1173,517 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S}{I_{SHB/AN}} y_s = \frac{0,5 \cdot 10^6}{1173,52 \times 10^4} 18,5 = 0,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{St} = n \cdot \frac{M_S}{I_{SHB/AN}} (d - y_s) = 15 \cdot \frac{0,5 \cdot 10^6}{1173,52 \times 10^4} (75 - 18,5) = 36,11 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 0,79 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{St} = 36,11 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{St} = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_{St} < \bar{\sigma}_{St} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Notre ferrailage calculé à l'ELU est vérifié à l'ELS.

### III.1.5/ Vérification de l'acrotère au séisme

Pour que l'acrotère résiste à la force horizontale  $F_p$ , elle doit être conçue de telle façon que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge  $Q$  donnée. La force agissante sur l'acrotère selon (RPA 99 version 2003/ Art .6.2.3) calculée comme suit :

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

$A$  : Coefficient d'accélération de zone.

$C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre ( 0,3 à 0,8 ).

$W_p$  : Poids de l'élément (l'acrotère).

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone : II.a} \\ \text{Groupe : 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15$$

$$C_p = 0,8 \quad \text{et} \quad W_p = 1,46 \text{ Kn}$$

$$\Rightarrow F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 0,8 \cdot 1,46 = 0,7 \text{ Kn/ml}$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 0,7 \text{ Kn/ml} \\ Q = 1 \text{ Kn/ml} \end{array} \right\} \Rightarrow F_p < Q \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique  $F_p$ , d'où le

ferrailage adopté précédemment est convenable.

- **Conclusion**

Après toutes les vérifications effectuées, on adoptera le ferrailage suivant :

- Armatures principales  $2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 25 cm.
- Armatures de répartition  $1,13 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 20 cm.

### Plan de ferrailage de l'acrotère

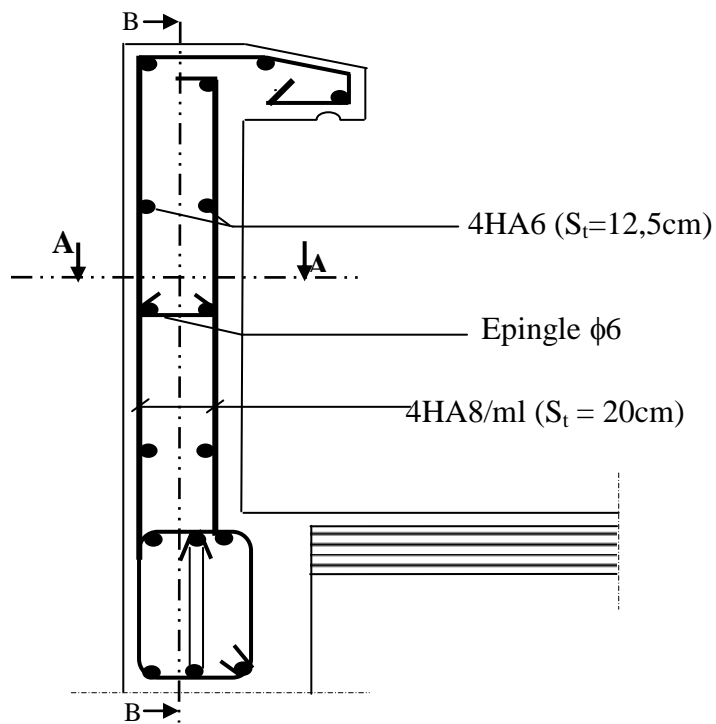


Fig : III.5

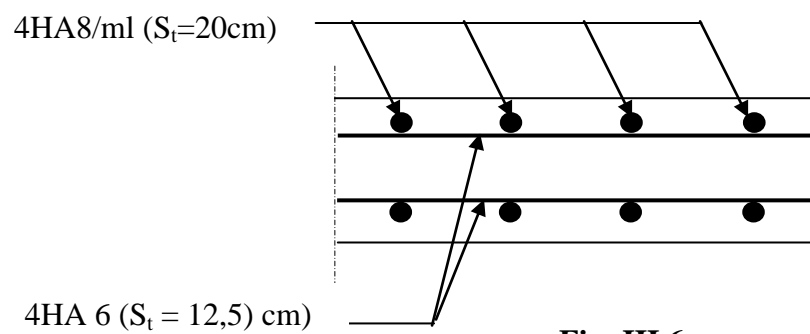


Fig :III.6

Coupe : A-A

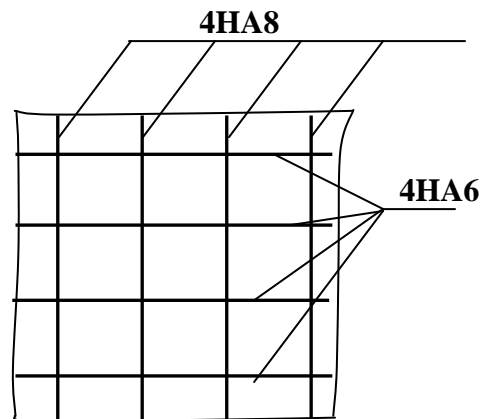


Fig :III.7 Coupe B.B

### III.2/ Plancher à corps creux

La structure comporte des planchers à corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux. Les planchers en corps creux sont constitués de :

- Poutrelles préfabriquées assurent la fonction de portance, leurs entre axes est de 65cm
- Remplissage en corps creux, ayant une hauteur de 16 cm utilisé comme coffrage perdu Et un isolant phonique et thermique.
- Dalle de compression en béton armé de 5 cm d'épaisseur.

#### III.2.1/ Ferrailage de la dalle de compression:

La dalle de compression est coulée sur place, elle est armée d'un treillis soudé afin de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition des charges entre nervures voisines.

Le treillis soudé à utiliser doit avoir des mailles de dimension au plus égale aux valeurs indiquées par le règlement (BAEL.B6.8.423) qui sont :

- 20 (cm) : pour les armatures  $\perp$  aux poutrelles.
- 33 (cm) : pour les armatures  $//$  aux poutrelles.

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles (BAEL.B.6.8 ,5)**

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

$l'$  : distance entre axes des poutrelles.

Soit :  $A_{\perp} = 5T4/ml = 0,63 \text{ cm}^2/ml$  , Avec espacement :  $e = 20 \text{ cm}$ .

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2 / ml .$$

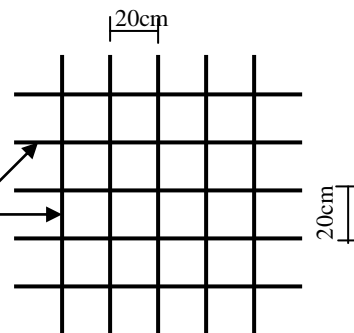
Soit :  $A_{//} = 5T4/ml = 0,63 \text{ cm}^2/ml$  , Avec espacement :  $e = 20 \text{ cm}$ .

**Conclusion:**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de maille  $(200 \times 200) \text{ mm}^2$ , avec :  $5T4/ml$  .

**Fig : III.8 : Ferrailage de la dalle de compression**

$\varnothing 4$  de nuance TLA520



**III.2.2/ Calcul des poutrelles**

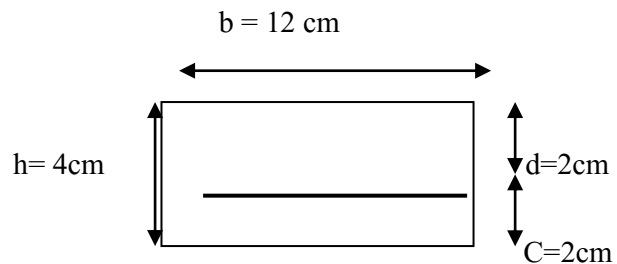
• **Dimensionnement**

$b$  : Largeur de la poutrelle.

$h$  : Hauteur de la poutrelle.

$C$  : enrobage.

$d$  : Hauteur utile.



**Fig.III.9 : section de la poutrelle**

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie dont la largeur est déterminé par l'entre axes des deux poutrelles consécutives, le calcul se fera en deux étapes :

**a) Avant le coulage de la dalle de compression**

la poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux et le poids de l'ouvrier.

-le poids propre de la poutrelle est : .....  $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$ .

-le poids propre de corps creux est : .....  $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$ .

-le poids de l'ouvrier est estimé à  $1 \text{ KN/ml}$ .

$$G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 0,65 \text{ KN/ml.}$$

### ❖ Ferrailage à l'ELU

Le calcul se fera pour la plus longue travée.

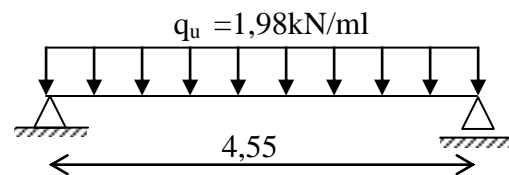
$$L = 4,55 \text{ m}$$

#### ▪ Combinaison de charge

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

$$q_u = 1,35 (0,74) + 1,5 \times (0,65) = 1,98 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 2,5 \text{ KN/ml.}$$



#### ▪ Calcul du moment en travée

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{1,98 \times (4,55)^2}{8} = 5,12 \text{ kn.m} \Rightarrow M_u = 5,12 \text{ kN.m}$$

#### ▪ Calcul de l'effort tranchant sur appuis

$$T = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{1,98 \times 4,55}{2} = 4,5 \text{ kN.} \Rightarrow T = 4,5 \text{ kN}$$

#### ▪ Calcul des armatures:

$$\mu_b = \frac{M_u}{b_o \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,40 \cdot 10^3}{12 \cdot 2^2 \cdot 14,2} = 7,51 \Rightarrow \mu_b > 0,392 \Rightarrow \text{SDA}$$

La hauteur des poutrelles ne permet pas la disposition de deux nappes d'armatures, d'où la nécessité de prévoir des étais intermédiaire, afin d'aider la poutrelle à supporter les surcharges auxquelles elle est soumise avant le coulage .

Ces étais sont en général distant de (0,80 à 1.20) m.

### b) Après le coulage de la dalle de compression

#### ▪ Dimensionnement

$b$  : Distance entre axe des deux poutrelles.

$h$  : Hauteur de plancher en corps creux

$b_o$  : Largeur de la poutrelle.

$h_o$  : épaisseur de la dalle de compression

$b_1$  : Debord.

$$b_1 = (b - b_o) / 2 = (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

Le calcul est conduit en considérant la Poutrelle comme une poutre continue, de Section en « Té » avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis, les appuis de rives seront considérés comme étant : semi encastrés, et les autres comme des appuis simples.

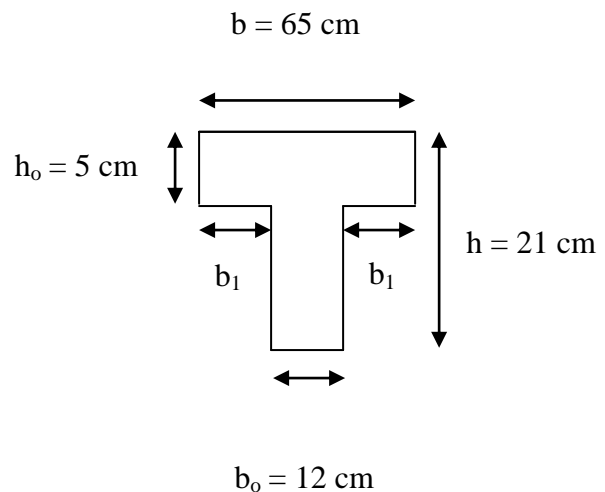


Fig.III.10 : Détermination des paramètres.

#### ▪ Combinaison de charge :

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher du RDC (ou bien le plancher du 1<sup>er</sup> étage puisque tout les deux sont à usage commercial)

Poids propre du plancher : **5,61** KN/m<sup>2</sup>

Charge d'exploitation du plancher RDC (à usage commercial) : 2,5 KN/m<sup>2</sup>

$$\rightarrow \begin{cases} G = 5,61 \times 0,65 = 3,65 \text{ KN/ml.} \\ Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

#### ▪ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

Pour que la méthode forfaitaire soit applicable, il faut vérifier les hypothèses suivantes :

✓ La valeur de la surcharge d'exploitation respecte la condition suivante :

$$Q \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ Kn} \}.$$

$$2G = 2 \times 3,65 = 7,3 \text{ Kn/ml}$$

$$Q = 1,625 \text{ KN/ml}$$

$$\left. \begin{array}{l} 2G = 7,3 \text{ Kn/ml} \\ Q = 1,625 \text{ KN/ml} \end{array} \right\} \Rightarrow Q \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ KN} \}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Les portées successives sont dans un rapport compris entre (0,8 et 1,25).

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \left\{ \frac{2,9}{4,55} = 0,64 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.} \right.$$

- ✓ Le moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- ✓ Fissuration non préjudiciable.

### Conclusion :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable pour nos calculs.

On optera pour la méthode de Caquot.

#### ▪ Principe de la méthode :

c'est une méthode de continuité simplifiée elle est basée sur la théorie générale des poutres continues, au quelle on a modifié légèrement quelques coefficients numériques pour tenir compte :

- de la variation du moment d'inertie des sections transversales le long de la fibre moyenne de la poutre.
- de l'amortissement des effets des chargements des travées successives (les charges éloignées d'une travée produisent sur celle-ci un effet négligeable) .

#### • Poutres à moments d'inerties égaux dans les différentes travées et non solidaires des poteaux:

##### a) Moments d'appuis:

Les moments aux nus des appuis sont calculés en tenant compte que des charges des travées voisines, de gauche "w" et de droite "e"

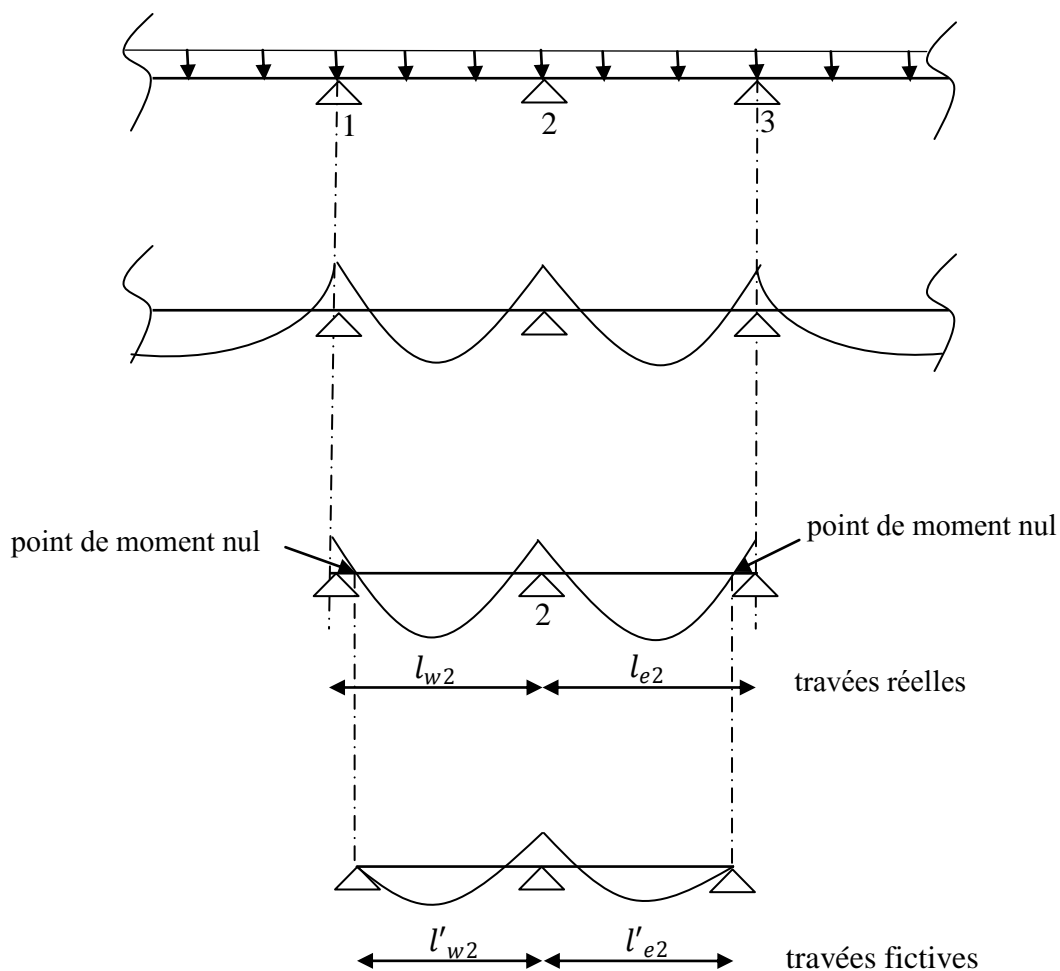


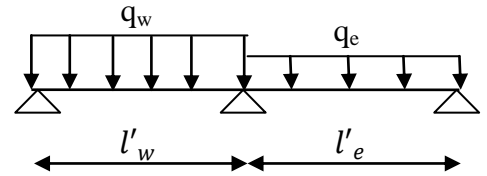
Fig.III.11: Principe de la méthode de CAQUOT

On détache de chaque côté des appuis des travées fictives de longueurs " $l'_w$ " à gauche et " $l'_e$ " à droite, prisent  $l' = l$  pour une travée de rive avec des appuis simples de rives,  $l' = 0,8l$  pour une travée intermédiaire.

avec:  $l_w, l_e \longrightarrow$  portée entre nus,  $l'_w, l'_e \longrightarrow$  travées fictives

**a.1) Charges uniformément réparties moment sur appui :**

$$M = \frac{q_w l'^3_w + q_e l'^3_e}{8,5(l'_w + l'_e)}$$



**a.2) Charges uniformément réparties moment en travée :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 + \frac{x}{l}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l} \quad \text{moment fléchissant}$$

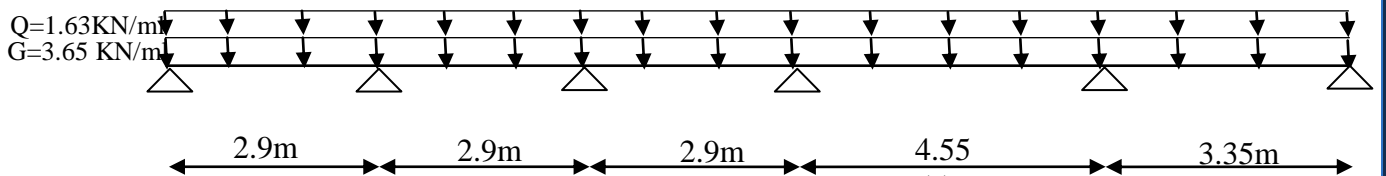
$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \quad \text{effort tranchant}$$

avec  $\mu(x)$  et  $\theta(x)$  efforts internes isostatiques .

**Remarque:**

- On reviens dans ces relations aux portées réelles.
- $M_i$  et  $M_{i+1}$  sont à prendre avec leurs signes.
- tenir compte du chargement et du déchargement des travées.

**1) Méthode de Caquot**



**Fig.III.12: schéma statique de la poutrelles**

$$G = 5.61 \times 0.65 = 3.65 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \times 0.65 = 1.63 \text{ KN/ml}$$

**1) Calcul des moments isostatiques****Charges de calcul(ELU)**

- Charge permanente :  $G_u = 1.35 \times 3.65 = 4.93 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation:  $Q_u = 1.5 \times 1.63 = 2.45 \text{ KN/ml}$
- Charge+ Surcharge:  $q_u = 4.93 + 2.45 = 7.38 \text{ KN/ml}$

## • Travée AB

- $M_0^{GU} = \frac{4.93 \times 2.9^2}{8} = 6.31 \text{ KN.m}$
- $M_0^{qu} = \frac{7.38 \times 2.9^2}{8} = 9.45 \text{ KN.ml}$

## • Travée BC

- $M_0^{GU} = 0.616 \times 2.9^2 = 5.18 \text{ KN. ml}$
- $M_0^{qu} = 0.92 \times 2.9^2 = 7.74 \text{ KN. ml}$

## Travée CD

- $M_0^{GU} = 0.616 \times 2.9^2 = 5.18 \text{ KN. ml}$
- $M_0^{qu} = 0.92 \times 2.9^2 = 7.74 \text{ KN. ml}$

## • Travée DE

- $M_0^{GU} = 0.616 \times 4.55^2 = 12.75 \text{ KN. ml}$
- $M_0^{qu} = 0.92 \times 4.55^2 = 19.05 \text{ KN. ml}$

## • Travée EF

- $M_0^{GU} = 0.616 \times 3.35^2 = 6.91 \text{ KN.ml}$
- $M_0^{qu} = 0.92 \times 3.35^2 = 10.33 \text{ KN.ml}$

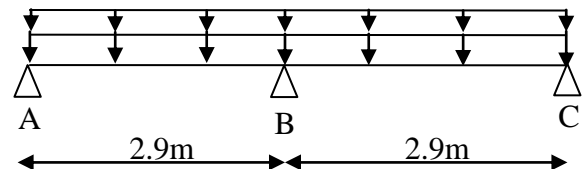
**2) Calcul des moments max sur appuis**

## Moment max sur Appui B

- Longueurs fictives

$$L_{eB}' = 0.8 L_{eb} = 0.8 \times 2.9 = 2.32 \text{ m}$$

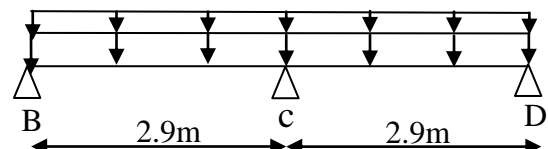
$$L_{wB}' = L_{wb} = 2.9 \text{ m}$$



$$M_B = \frac{7.38(2.9^3 + 2.32^3)}{8.5(2.9 + 2.32)} = 6.13 \text{ KNm}$$

## • Moment max sur Appui C

- Longueurs fictives



$$L_{eC}' = 0.8 L_{eC} = 0.8 \times 2.9 = 2.32\text{m}$$

$$L_{wC}' = 0.8 L_{wC} = 0.8 \times 2.9 = 2.32\text{m}$$

$$M_C = \frac{2 \times 7.38 \times 2.32^3}{8.5 \times 2 \times 2.32} = 4.67\text{KNm}$$

- Moment max sur Appui D

➤ Longueurs fictives

$$L_{eC}' = 0.8 L_{eC} = 0.8 \times 4.55 = 2.64\text{m}$$

$$L_{wC}' = 0.8 L_{wC} = 0.8 \times 2.9 = 2.32\text{m}$$

$$M_D = \frac{7.38(2.32^3 + 3.64^3)}{8.5(2.32 + 3.64)} = 8.85\text{KNm}$$

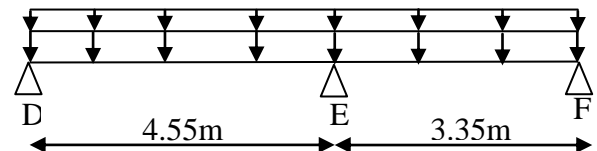
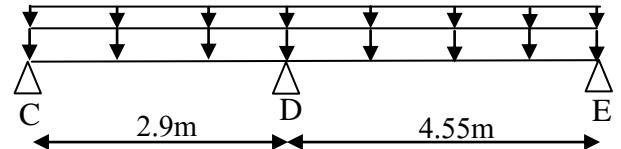
- Moment max sur Appui E

➤ Longueurs fictives

$$L_{eC}' = L_{eC} = 3.35\text{m}$$

$$L_{wC}' = 0.8 L_{wC} = 0.8 \times 4.55 = 3.64\text{m}$$

$$M_E = \frac{7.38(3.64^3 + 3.35^3)}{8.5(3.64 + 3.35)} = 10.66\text{KNm}$$

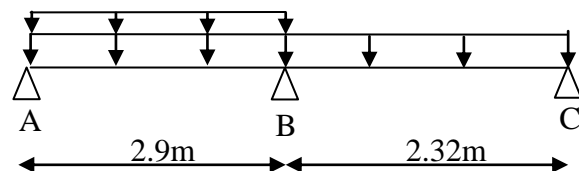


### 3) Calcul des moments max sur appuis correspondants au moments max en travée:

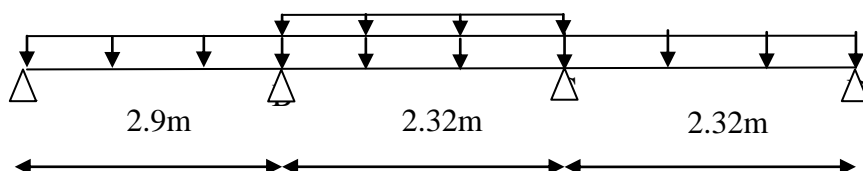
- Travée AB

$$M_A = 0 \text{ KNm}$$

$$M_B = \frac{7.38 \times 2.9^3 + 4.93 \times 2.32^3}{8.5(2.9 + 2.32)} = 5.44\text{KNm}$$



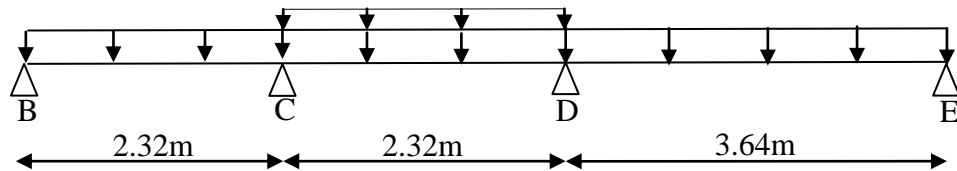
Travée BC



$$M_B = \frac{4.93 \times 2.9^3 + 7.38 \times 2.32^3}{8.5(2.9 + 2.32)} = 4.93 \text{KNm}$$

$$M_C = \frac{2.32^3(4.93 + 7.38)}{8.5 \times 2.32 \times 2} = 3.9 \text{KNm}$$

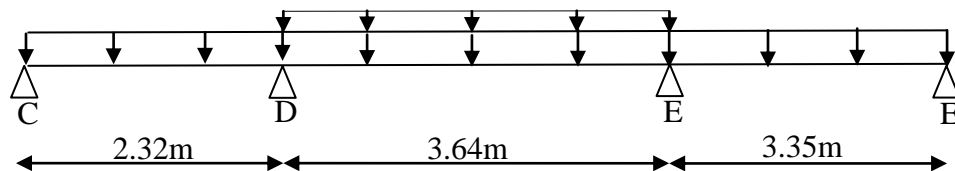
## • Travée CD



$$M_C = \frac{2.32^3(4.93 + 7.38)}{8.5 \times 2.32 \times 2} = 3.9 \text{KNm}$$

$$M_D = \frac{7.38 \times 2.32^3 + 4.93 \times 3.64^3}{8.5(3.64 + 2.32)} = 6.51 \text{KNm}$$

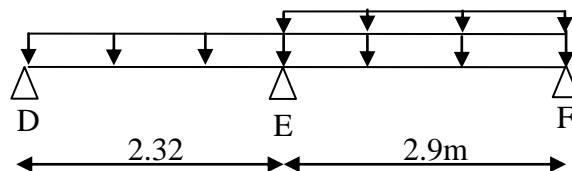
## • Travée DE



$$M_D = \frac{4.93 \times 2.32^3 + 7.38 \times 3.64^3}{8.5(3.64 + 2.32)} = 8.24 \text{KNm}$$

$$M_E = \frac{7.38 \times 3.64^3 + 4.93 \times 3.35^3}{8.5(3.64 + 3.35)} = 9.11 \text{KNm}$$

## • Travée EF



$$M_E = \frac{4.93 \times 3.64^3 + 7.38 \times 3.35^3}{8.5(3.64 + 3.35)} = 8.67 \text{KNm}$$

$$M_F = 0 \text{KNm}$$

**4) Calcul des moments sur appuis correspondants au moments min en travée:**

**NB:** ils sont déduits des calculs précédant.

**Travée AB**

$$M_A=0 \text{ KNm} ; M_B=4.73\text{KNm}$$

**Travée BC**

$$M_B=5.44 \text{ KNm} ; M_C=3.9 \text{ KNm}$$

**Travée CD**

$$M_C=3.9 \text{ KNm} ; M_D=8.24 \text{ KNm}$$

**Travée DE**

$$M_D=6.51 \text{ KNm} ; M_E=8.67\text{KNm}$$

**Travée EF**

$$M_E=9.11 \text{ KNm} ; M_F=0 \text{ KNm}$$

**Etude de la travée AB****■ Cas des moments max sur appuis**

$$M_A=0 \text{ KNm} \quad M_B=6.13\text{KNm}$$

Calcul de x

$$X = \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{q_u L_{AB}} ; X = \frac{2.9}{2} + \frac{-6.13}{7.38 \times 2.9} = 1.17\text{m}$$

$$M_{tAB} = \frac{7.38 \times 1.17}{2} \times (2.9 - 1.17) + (-6.13) \times \frac{1.17}{2.9} = 5\text{KNm}$$

**b) Moment max en travée**

$$M_A=0 \text{ KNm} \quad M_B=5.44\text{KNm}$$

$$X = \frac{2.9}{2} + \frac{-5.44}{7.38 \times 2.9} = 1.2\text{m}$$

$$M_{tAB} = \frac{7.38 \times 1.2}{2} \times (2.9 - 1.2) + (-5.44) \times \frac{1.2}{2.9} = 5.28\text{KNm}$$

**c) Moment min en travée**

$$M_A=0 \text{ KNm} \quad M_B=4.73\text{KNm}$$

$$X = \frac{2.9}{2} + \frac{-4.73}{4.93 \times 2.9} = 1.12\text{m}$$

$$M_{tAB} = \frac{4.93 \times 1.12}{2} \times (2.9 - 1.12) + (-4.73) \times \frac{1.12}{2.9} = 3.09\text{KNm}$$

- **Etude de la travée BC**

- **Cas des moments max sur appuis**

$$M_B = 6.13 \text{ KNm} \quad M_C = 4.67 \text{ KNm}$$

Calcul de x

$$X = \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{q_u L_{BC}}$$

$$X = \frac{2.9}{2} + \frac{6.13 - 4.67}{7.38 \times 2.9} = 1.52 \text{ m}$$

$$M_{tBC} = \frac{7.38 \times 1.52}{2} \times (2.9 - 1.52) + (-6.13) \times \left(1 - \frac{1.52}{2.9}\right) + (-4.67) \times \frac{1.52}{2.9}$$

$$M_{tBC} = 2.35 \text{ KNm}$$

- b) **Moment max en travée**

$$M_B = 4.73 \text{ KNm} \quad M_C = 3.9 \text{ KNm}$$

$$X = \frac{2.9}{2} + \frac{4.73 - 3.9}{7.38 \times 2.9} = 1.49 \text{ m}$$

$$M_{tBC} = \frac{7.38 \times 1.49}{2} \times (2.9 - 1.49) + (-4.73) \times \left(1 - \frac{1.49}{2.9}\right) + (3.9) \times \frac{1.49}{2.9}$$

$$M_{tBC} = 3.45 \text{ KNm}$$

- c) **Moment min en travée**

$$M_B = 5.44 \text{ KNm} \quad M_C = 3.9 \text{ KNm}$$

$$X = \frac{2.9}{2} + \frac{5.44 - 3.9}{4.93 \times 2.9} = 1.56 \text{ m}$$

$$M_{tAB} = \frac{4.93 \times 1.56}{2} \times (2.9 - 1.56) + (-5.44) \times \left(1 - \frac{1.56}{2.9}\right) + (-3.9) \times \frac{1.56}{2.9}$$

$$M_{tAB} = 0.54 \text{ KNm}$$

- **Etude de la travée CD**

- **Cas des moments max sur appuis**

$$M_C = 4.67 \text{ KNm} \quad M_D = 8.85 \text{ KNm}$$

Calcul de x

$$X = \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{q_u L_{CD}}$$

$$X = \frac{2.9}{2} + \frac{4.67 - 8.85}{7.38 \times 2.9} = 1.25 \text{ m}$$

$$M_{tCD} = \frac{7.38 \times 1.25}{2} \times (2.9 - 1.25) + (-4.67) \times \left(1 - \frac{1.25}{2.9}\right) + (-8.85) \times \frac{1.25}{2.9} = 1.13 \text{ KNm}$$

- b) **Moment max en travée**

$$M_C = 3.9 \text{ KNm} \quad M_D = 6.51 \text{ KNm}$$

$$X = \frac{2.9}{2} + \frac{3.9 - 6.51}{7.38 \times 2.9} = 1.33 \text{ m}$$

$$M_{tCD} = \frac{7.38 \times 1.33}{2} \times (2.9 - 1.33) + (-3.9) \times \left(1 - \frac{1.33}{2.9}\right) + (-6.51) \times \frac{1.33}{2.9} = 2.61 \text{KNm}$$

**c) Moment min en travée**

$$M_C = 3.9 \text{KNm} \quad M_D = 8.24 \text{KNm}$$

$$X = \frac{2.9}{2} + \frac{3.9 - 8.24}{4.93 \times 2.9} = 1.15 \text{m}$$

$$M_{tCD} = \frac{4.93 \times 1.15}{2} \times (2.9 - 1.15) + (-3.9) \times \left(1 - \frac{1.15}{2.9}\right) + (-8.24) \times \frac{1.15}{2.9} = -0.66 \text{KNm}$$

- Etude de la travée DE

- Cas des moments max sur appuis

$$M_D = 8.85 \text{KNm} \quad M_E = 10.66 \text{KNm}$$

Calcul de x

$$X = \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{q_u L_{ED}} ; \quad X = \frac{4.55}{2} + \frac{8.85 - 10.66}{7.38 \times 4.55} = 2.22 \text{m}$$

$$M_{tDE} =$$

$$M_{tDE} = \frac{7.38 \times 2.22}{2} \times (4.55 - 2.22) + (-8.85) \times \left(1 - \frac{2.22}{4.55}\right) + (-10.66) \times \frac{2.22}{4.55}$$

$$M_{tDE} = 9.35 \text{KNm}$$

**b) Moment max en travée**

$$M_D = 8.24 \text{KNm} \quad M_E = 9.11 \text{KNm}$$

$$X = \frac{4.55}{2} + \frac{8.24 - 9.11}{7.38 \times 4.55} = 2.25 \text{m}$$

$$M_{tDE} = \frac{7.38 \times 2.25}{2} \times (4.55 - 2.25) + (-8.24) \times \left(1 - \frac{2.25}{4.55}\right) + (-9.11) \times \frac{2.25}{4.55} = 10.44 \text{KNm}$$

**c) Moment min en travée**

$$M_D = 6.51 \text{KNm} \quad M_E = 8.67 \text{KNm}$$

$$X = \frac{4.55}{2} + \frac{6.51 - 8.67}{4.93 \times 4.55} = 2.18 \text{m}$$

$$M_{tDE} = \frac{4.93 \times 2.18}{2} \times (4.55 - 2.18) + (-6.51) \times \left(1 - \frac{2.18}{4.55}\right) + (-8.67) \times \frac{2.18}{4.55} = 5.19 \text{KNm}$$

**Etude de la travée EF****■ Cas des moments max sur appuis**

$$M_E = 10.66 \text{ KNm} \quad M_B = 0 \text{ KNm}$$

Calcul de x

$$X = \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{q_u L_{EF}}$$

$$X = \frac{3.35}{2} + \frac{-8.67}{7.38 \times 3.35} = 2.11 \text{ m}$$

$$M_{tEF} = \frac{7.38 \times 2.11}{2} \times (3.35 - 2.11) + (-10.66) \times \left(1 - \frac{2.11}{3.35}\right) = 5.71 \text{ KNm}$$

**b) Moment max en travée**

$$M_A = 8.67 \text{ KNm} \quad M_B = 0 \text{ KNm}$$

$$X = \frac{3.35}{2} + \frac{8.67}{7.38 \times 3.35} = 2.03 \text{ m}$$

$$M_{tAB} = \frac{7.38 \times 2.03}{2} \times (3.35 - 2.03) + (-8.67) \times \left(1 - \frac{2.03}{3.35}\right) = 6.47 \text{ KNm}$$

**c) Moment min en travée**

$$M_E = 9.11 \text{ KNm} \quad M_F = 0 \text{ KNm}$$

$$X = \frac{3.35}{2} + \frac{9.11}{4.93 \times 3.35} = 2.23 \text{ m}$$

$$M_{tAB} = \frac{4.93 \times 2.23}{2} \times (3.35 - 2.23) + (-4.73) \times \left(1 - \frac{2.23}{3.35}\right) = 3.11 \text{ KNm}$$

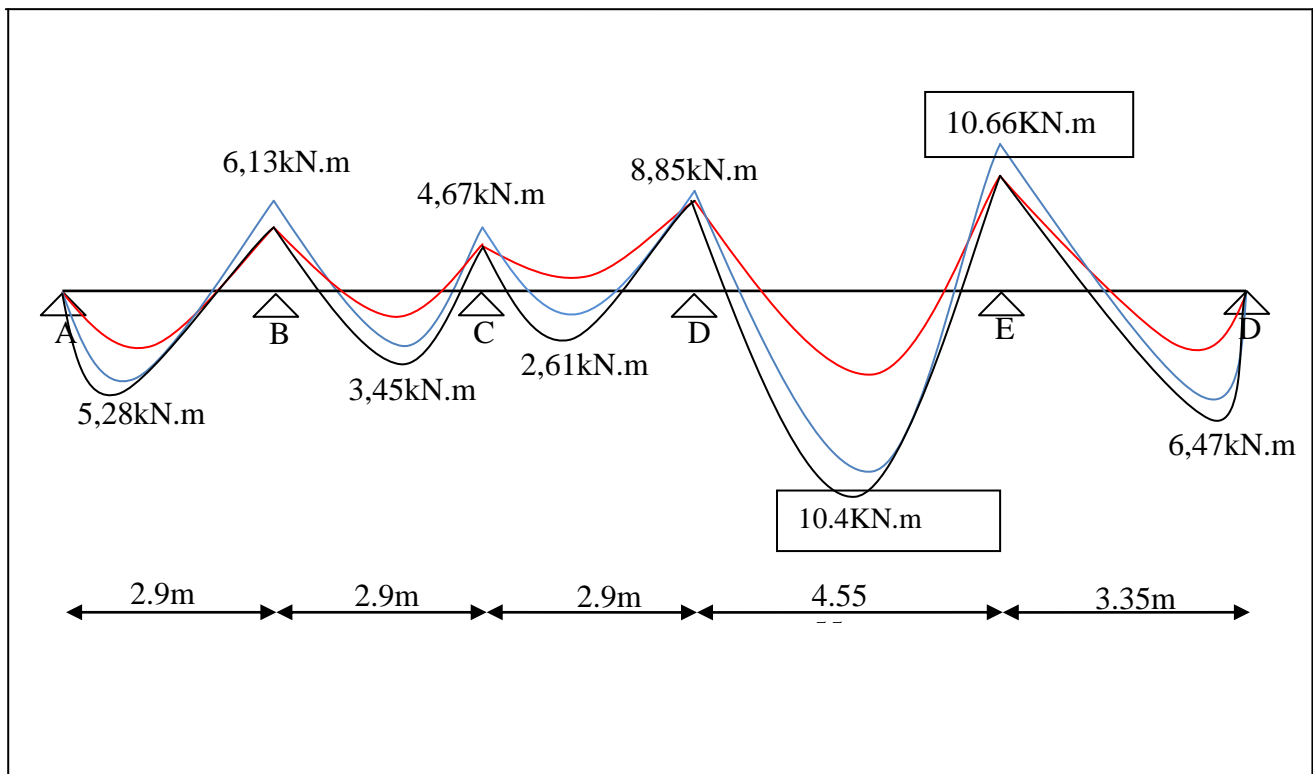


Fig.III.13: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en kN.m

### Calcul des efforts tranchants

#### • Travée AB

#### 2 cas de chargement :

1<sup>er</sup> cas de chargement :

La travée AB surchargée

La travée BC: déchargé

$$M_A = 0 \text{ KNm}, M_B = 10,70 \text{ KNm}$$

$$\theta_A = \frac{q_u L_{AB}}{2} = \frac{7,38 \times 2,9}{2} = 10,70 \text{ KN}$$

$$\theta_B = -\frac{q_u L_{AB}}{2} = -\frac{7,38 \times 2,9}{2} = -10,70 \text{ KN}$$

$$V_{A1} = \theta_A + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 10,70 - \frac{5,44}{2,9} = 8,82 \text{ KN}$$

$$V_{B1} = \theta_B + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -10,70 - \frac{5,44}{2,9} = -12,58 \text{ KN}$$

2<sup>ème</sup> cas de chargement :

La travée AB surchargée

La travée BC: Surchargée

$$M_A=0 \text{ KNm}, M_B=6.13 \text{ KNm}$$

$$\theta_A = \frac{q_u L_{AB}}{2} = \frac{7.38 \times 2.9}{2} = 10.70 \text{ KN}$$

$$\theta_B = -\frac{q_u L_{AB}}{2} = -\frac{7.38 \times 2.9}{2} = -10.70 \text{ KN}$$

$$V_{A1} = \theta_A + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 10.70 - \frac{6.13}{2.9} = 8.59 \text{ KN}$$

$$V_{B1} = \theta_B + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -10.70 - \frac{5.44}{2.9} = -12.81 \text{ KN}$$

#### • Travée BC

#### 4 cas de chargement :

1<sup>er</sup> cas de chargement :

La travée BC surchargée

La travée AB et CE déchargées

$$M_B=4.73 \text{ KNm}, M_C=3.9 \text{ KNm}$$

$$\theta_B = \frac{q_u L_{BC}}{2} = \frac{7.38 \times 2.9}{2} = 10.70 \text{ KN}$$

$$\theta_C = -\frac{q_u L_{BC}}{2} = -\frac{7.38 \times 2.9}{2} = -10.70 \text{ KN}$$

$$V_{B2} = \theta_B + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 10.70 + \frac{4.73 - 3.9}{2.9} = 10.99 \text{ KN}$$

$$V_{C1} = \theta_C + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -10.70 + \frac{4.73 - 3.9}{2.9} = -10.41 \text{ KN}$$

2<sup>ème</sup> cas de chargement :

Les travée AB et BC surchargée

La travée CD déchargées

$$M_B=6.13 \text{ KNm}, M_C=3.9 \text{ KNm}$$

$$\theta_B = \frac{q_u L_{BC}}{2} = \frac{7.38 \times 2.9}{2} = 10.70 \text{ KN}$$

$$\theta_C = -\frac{q_u L_{BC}}{2} = -\frac{7.38 \times 2.9}{2} = -10.70 \text{ KN}$$

$$V_{B2} = \theta_B + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 10.70 + \frac{6.13 - 3.9}{2.9} = 11.47 \text{ KN}$$

$$V_{C1} = \theta_C + \frac{M_C - M_B}{BC} = -10.70 + \frac{6.13 - 3.9}{2.9} = -9.13 \text{ KN}$$

3<sup>ème</sup> cas de chargement :

Les travées BC et CD surchargée

La travée AB déchargée

$$M_B=4.73\text{KNm}, M_C=4.67\text{KNm}$$

$$\theta_B = \frac{q_u L_{BC}}{2} = \frac{7.38 \times 2.9}{2} = 10.70\text{KN}$$

$$\theta_C = -\frac{q_u L_{BC}}{2} = -\frac{7.38 \times 2.9}{2} = -10.70\text{KN}$$

$$V_{B2} = \theta_B + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 10.70 + \frac{4.73 - 4.67}{2.9} = 10.72\text{KN}$$

$$V_{C1} = \theta_C + \frac{M_C - M_B}{BC} = -10.70 + \frac{4.73 - 4.67}{2.9} = -10.68\text{KN}$$

4<sup>ème</sup> cas de chargement :

Les travées AB, BC et CD surchargée

$$M_B=6.13\text{KNm}, M_C=4.67\text{KNm}$$

$$\theta_B = \frac{q_u L_{BC}}{2} = \frac{7.38 \times 2.9}{2} = 10.70\text{KN}$$

$$\theta_C = -\frac{q_u L_{BC}}{2} = -\frac{7.38 \times 2.9}{2} = -10.70\text{KN}$$

$$V_{B2} = \theta_B + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 10.70 + \frac{6.13 - 4.67}{2.9} = 11.20\text{KN}$$

$$V_{C1} = \theta_C + \frac{M_C - M_B}{BC} = -10.70 + \frac{6.13 - 4.67}{2.9} = -10.20\text{KN}$$

- Travée CD

4 cas de chargement :

1<sup>er</sup> cas de chargement :

La travée CD surchargée

La travée BC et DE déchargé

$$M_C=3.9\text{KNm}, M_D=3.9\text{KNm}$$

$$\theta_C = \frac{q_u L_{CD}}{2} = \frac{7.38 \times 2.9}{2} = 10.70\text{KN}$$

$$\theta_D = -\frac{q_u L_{CD}}{2} = -\frac{7.38 \times 2.9}{2} = -6.51\text{KN}$$

$$V_{C2} = \theta_C + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 10.70 + \frac{3.9 - 6.51}{2.9} = 9.8\text{KN}$$

$$V_{D1} = \theta_D + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -10.70 + \frac{3.9 - 6.51}{2.9} = -11.6\text{KN}$$

2<sup>er</sup> cas de chargement :

Les travées BC et CD surchargées

La travée DE déchargée

$$M_C=4.67\text{KNm}, M_D=6.51\text{KNm}$$

$$\theta_C = \frac{q_u L_{CD}}{2} = \frac{7.38 \times 2.9}{2} = 10.70\text{KN}$$

$$\theta_D = -\frac{q_u L_{CD}}{2} = -\frac{7.38 \times 2.9}{2} = -10.70\text{KN}$$

$$V_{C2} = \theta_B + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 10.70 + \frac{4.67 - 6.51}{2.9} = 10.07\text{KN}$$

$$V_{D1} = \theta_C + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -10.70 + \frac{4.67 - 6.51}{2.9} = -11.33\text{KN}$$

3<sup>eme</sup> cas de chargement :

Les travées BC et CD surchargées

La travée AB déchargées

$$M_C=4.73\text{KNm}, M_D=4.67\text{KNm}$$

$$\theta_C = \frac{q_u L_{CD}}{2} = \frac{7.38 \times 2.9}{2} = 10.70\text{KN}$$

$$\theta_D = -\frac{q_u L_{CD}}{2} = -\frac{7.38 \times 2.9}{2} = -10.70\text{KN}$$

$$V_{C2} = \theta_B + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 10.70 + \frac{3.9 - 8.85}{2.9} = 8.99\text{KN}$$

$$V_{D1} = \theta_C + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -10.70 + \frac{3.9 - 8.85}{2.9} = -12.41\text{KN}$$

4<sup>eme</sup> cas de chargement :

Les travées BC, CD et DE surchargées

$$M_C=4.67\text{KNm}, M_D=8.85\text{KNm}$$

$$\theta_C = \frac{q_u L_{CD}}{2} = \frac{7.38 \times 2.9}{2} = 10.70\text{KN}$$

$$\theta_D = -\frac{q_u L_{CD}}{2} = -\frac{7.38 \times 2.9}{2} = -10.70\text{KN}$$

$$V_{C2} = \theta_C + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 10.70 + \frac{4.67 - 8.85}{2.9} = 9.26\text{KN}$$

$$V_{D1} = \theta_D + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -10.70 + \frac{4.67 - 8.85}{2.9} = -12.14\text{KN}$$

• **Travée DE**

**4 cas de chargement :**

1<sup>er</sup> cas de chargement :

La travée DE surchargée

La travée CD et EF déchargé

$$M_D=8.24\text{KNm}, M_E=9.11\text{KNm}$$

$$\theta_D = \frac{q_u L_{DE}}{2} = \frac{7.38 \times 4.55}{2} = 16.79\text{KN}$$

$$\theta_E = -\frac{q_u L_{DE}}{2} = -\frac{7.38 \times 4.55}{2} = -16.79\text{KN}$$

$$V_{D2} = \theta_C + \frac{M_E - M_D}{L_{ED}} = 16.79 + \frac{8.24 - 9.11}{4.55} = 16.60\text{KN}$$

$$V_{E1} = \theta_D + \frac{M_E - M_D}{L_{ED}} = -16.79 + \frac{8.24 - 9.11}{4.55} = -16.98\text{KN}$$

2<sup>er</sup> cas de chargement :

Les travées CD et DE surchargées

La travée EF déchargée

$$M_D=8.85\text{KNm}, M_E=9.11\text{KNm}$$

$$\theta_D = \frac{q_u L_{DE}}{2} = \frac{7.38 \times 4.55}{2} = 16.79\text{KN}$$

$$\theta_E = -\frac{q_u L_{DE}}{2} = -\frac{7.38 \times 4.55}{2} = -16.79\text{KN}$$

$$V_{D2} = \theta_B + \frac{M_E - M_D}{L_{ED}} = 16.79 + \frac{8.85 - 9.11}{4.55} = 16.73\text{KN}$$

$$V_{E1} = \theta_C + \frac{M_E - M_D}{L_{ED}} = -16.79 + \frac{8.85 - 9.11}{4.55} = -16.85\text{KN}$$

3<sup>eme</sup> cas de chargement :

Les travée DE et EF surchargée

La travée CD déchargées

$$M_D=8.24\text{KNm}, M_E=10.66\text{KNm}$$

$$\theta_D = \frac{q_u L_{DE}}{2} = \frac{7.38 \times 4.55}{2} = 16.79\text{KN}$$

$$\theta_E = -\frac{q_u L_{DE}}{2} = -\frac{7.38 \times 4.55}{2} = -16.79\text{KN}$$

$$V_{D2} = \theta_D + \frac{M_E - M_D}{L_{ED}} = 16.79 + \frac{8.24 - 10.66}{4.55} = 16.25\text{KN}$$

$$V_{E1} = \theta_E + \frac{M_E - M_D}{L_{ED}} = -16.79 + \frac{8.24 - 10.66}{4.55} = -17.32\text{KN}$$

4<sup>ème</sup> cas de chargement :

Les travées CD ,DE et EF surchargée

$$M_D=10.66\text{KNm}, M_E=8.85\text{KNm}$$

$$\theta_D = \frac{q_u L_{DE}}{2} = \frac{7.38 \times 4.55}{2} = 16.79\text{KN}$$

$$\theta_E = -\frac{q_u L_{DE}}{2} = -\frac{7.38 \times 4.55}{2} = -16.79\text{KN}$$

$$V_{D2} = \theta_C + \frac{M_E - M_D}{L_{ED}} = 16.79 + \frac{10.66 - 8.85}{4.55} = 16.39\text{KN}$$

$$V_{E1} = \theta_D + \frac{M_E - M_D}{L_{ED}} = -16.79 + \frac{10.66 - 8.85}{4.55} = -17.19\text{KN}$$

### • Travée EF

2 cas de chargement :

1<sup>er</sup> cas de chargement :

Travée EF surchargée, travée DE déchargée

$$M_A=8.67\text{KNm}, M_F=0\text{KNm}$$

$$\theta_E = \frac{q_u L_{EF}}{2} = \frac{7.38 \times 3.35}{2} = 12.36\text{KN}$$

$$\theta_F = -\frac{q_u L_{EF}}{2} = -\frac{7.38 \times 3.35}{2} = -12.36\text{KN}$$

$$V_{E2} = \theta_E + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = 12.36 + \frac{8.67}{3.35} = 14.95\text{KN}$$

$$V_F = \theta_F + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -12.36 + \frac{8.67}{3.35} = -9.77\text{KN}$$

2<sup>er</sup> cas de chargement :

La travée EF surchargée

La travée DE: Surchargée

$$M_E=10.66\text{KNm}, M_F=0\text{KNm}$$

$$\theta_E = \frac{q_u L_{EF}}{2} = \frac{7.38 \times 3.35}{2} = 12.36\text{KN}$$

$$\theta_F = -\frac{q_u L_{EF}}{2} = -\frac{7.38 \times 3.35}{2} = -12.36\text{KN}$$

$$V_{E2} = \theta_E + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = 12.36 + \frac{10.66}{3.35} = 15.54 \text{ kN}$$

$$V_F = \theta_F + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -12.36 + \frac{10.66}{3.35} = -9.18 \text{ kN}$$

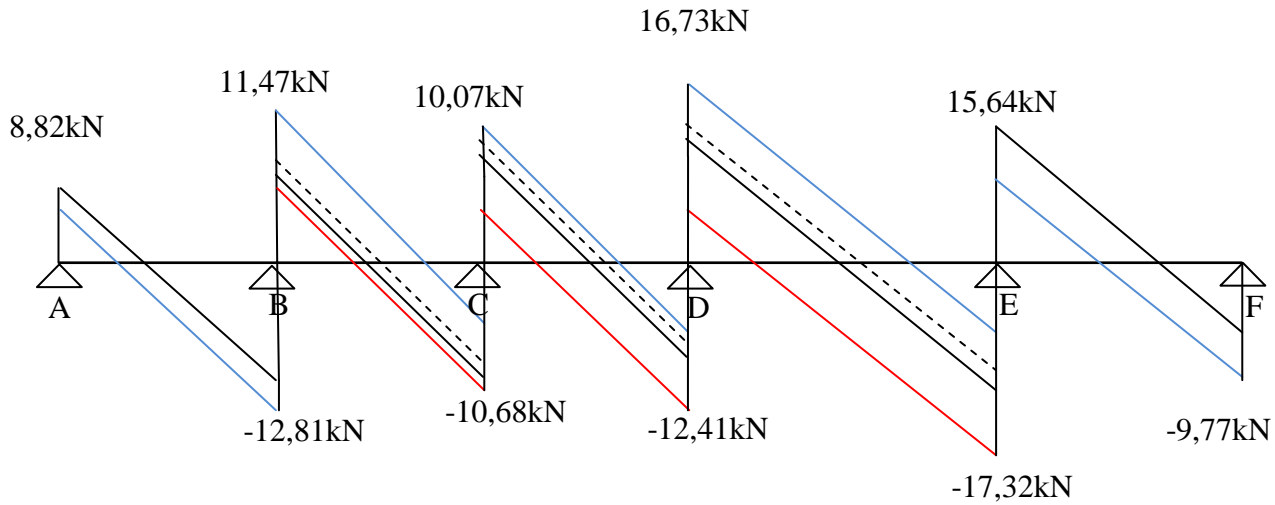


Fig.III.14: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU en kN

**III.2.3/ Ferrailage de la poutrelle à l'ELU**

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal :

- \_ En travée :  $M_{\max}^t = 10,44 \text{ kN.m.}$
- \_ Sur appui :  $M_{\max}^a = 10,66 \text{ kN.m.}$

**a) En travée**

On calcul d'abord le moment équilibré par la table de compression

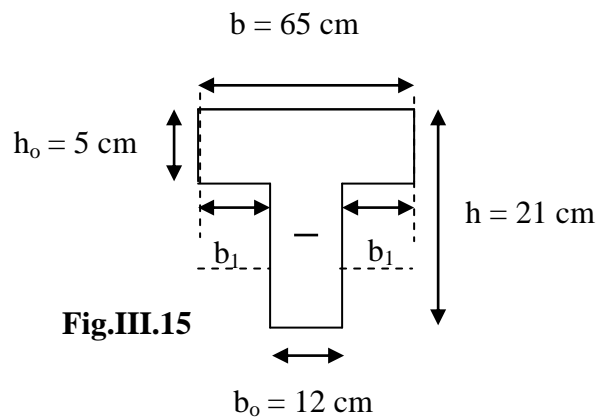


Fig.III.15

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \cdot f_{bu} = 0,65 \times 0,05 \cdot \left(0,19 - \frac{0,05}{2}\right) \cdot 14,2 \times 10^3 = 76,15 \text{ kN.m}$$

$M_0 = 76,15 \text{ Kn.m}$  }  $\Rightarrow M_0 \geq M_{\max}^t \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la table de Compression, la section en Té sera calculé

Comme étant une section rectangulaire De :  $(b \times h) = (65 \times 21) \text{ cm}^2$ .

\_Calcul de  $\mu_u$  :

$$\mu_u = \frac{M_{\max}^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{10,44.10^3}{65.(19)^2.14,2} = 0,0313 \rightarrow \beta = 0,984 \text{ (donnée par le tableau).}$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_u = 0,0313 \\ \mu_1 = 0,392 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_u < \mu_1 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{10,44.10^3}{0,984.19.348} = 1,61 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$ .

### b) Aux appuis

Puisque le béton tendu est négligeable, on fera notre calcul comme une section rectangulaire De  $(12 \times 21) \text{ cm}^2$ .

\_Calcul de  $\mu_u$  :

$$\mu_u = \frac{M_{\max}^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{4.764.10^3}{12.(19)^2.14,2} = 0,173 \rightarrow \beta = 0,904 \text{ (donnée par le tableau).}$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_u = 0,173 \\ \mu_1 = 0,392 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_u < \mu_1 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^a}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{4.764.10^3}{0,904.19.348} = 1,78 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_{st} = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$ .

➤ soit une barre HA12 filante et une autre comme chapeau.

### III.2.4/ Vérification à l'ELU

❖ **Vérification de la condition de non fragilité du béton (BAEL 91/ Art .A.4.2.1. modifier 99)**

#### • Aux appuis

$$A_{\min} = \frac{0,23.b_0.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 19 \times 2,1}{400} = 0,28 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{sa} = 2,26 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0,28 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{\min} < A_{sa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 19 \times 2,1}{400} = 1,49 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{st} = 2,35 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1,49 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{\min} < A_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ **Vérification de l'effort tranchant (Art. A5.1.1/BAEL 91 modifié 99)**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{17,32 \times 10^3}{120 \times 190} = 0,76 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \Leftrightarrow \min \left( 0,2 \cdot \frac{25}{1,5}; 5 \right) \text{ MPa} \Leftrightarrow \min(3,33; 5) \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,76 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement**

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}; \quad \text{Avec : } U_i : \text{ le périmètre des barres.}$$

$$U_i = n \cdot 2 \cdot \pi \cdot R = 3 \cdot 2 \cdot (3,14) \cdot 5 = 94,2 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} = \frac{1732 \times 10^3}{0,9 \times 190 \times 94,2} = 1,08 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}; \quad \text{Avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_{se} = 1,08 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 91/Art 5.3.313) :**

□□ Appuis de rive : il faut vérifier que  $V_u^{\max}$  de rive est  $\leq 0,4ba \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_u^{\max} \leq 0,4ba \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,19 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 136,8 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 15,54 \text{ KN} < 136,8 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

- *Appuis intermédiaires :*

$$V_u^{\max} = 17,32 \text{ KN} < 136,8 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

❖ Influence sur les armatures inférieures (BAEL 91/Art 5.4.321) :

- *Appuis de rive* : on doit avoir

$$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0.9d}}{\sigma_s} = \frac{9,77 + \frac{-1,94}{0.9 * 0.19}}{\frac{400}{1,15} 10^3} = -0,045 \text{ cm}^2 < 0$$

→ condition est vérifiée

- *Appuis intermédiaires*:

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0.9d}}{\sigma_s} = \frac{17,32 + \frac{-10,66}{0.9 * 0.19}}{\frac{400}{1,15} 10^3} = -1,3 \text{ cm}^2 < 0$$

→ condition est vérifiée

❖ Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :

On doit vérifier que  $\sigma_{bc}^{max} = \frac{V_u^{max}}{b_0 a} \leq \overline{\sigma}_{bc}$  avec  $a = 0.9d$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 1,3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 * \frac{25}{1,5} = 21.66 \text{ MPa}$$

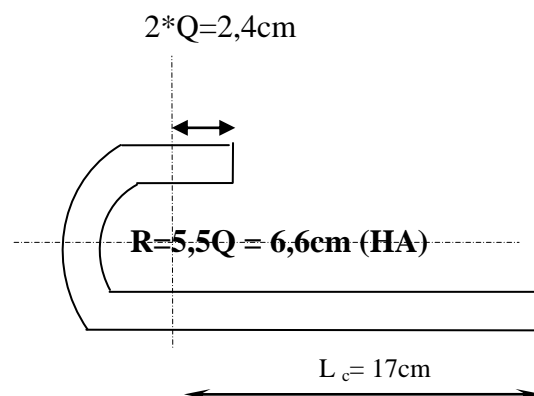
$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{17.32 * 10^3}{0.9 * 190 * 120} = 0,844 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification de l'ancrage des barres aux appuis (BAEL 91/ Art A.6.1,21) :

Calcul de la longueur de scellement droit des barres

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \overline{\sigma}_{sc}} = \frac{\phi f_e}{4(0.6 f_{t28} \Psi_s^2)}$$

$$l_s = 1.2 * \frac{400}{4 * 0.6 * 2.1 * 1.5^2} = 42.33 \text{ cm}$$



On adoptera des crochets à  $45^\circ$  avec une longueur  $l_c = 0.4 l_s = 16.932 \text{ cm}$

Donc  $l_c = 17 \text{ cm}$

- **Armature transversale**

Leur diamètre est donné par le (BAEL91 modifie 99 /Art 7.2.2).

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; Q_l^{\max}; \frac{b_0}{10} \right) \Leftrightarrow \min \left( \frac{21}{35}; 1.2; \frac{12}{10} \right) \Leftrightarrow \min (0,6; 1,2; 1,2) = 0,6 \text{ cm}.$$

Soit :  $\phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$  haute adhérence FeE400

- **Espacement des armatures**

D'après le règlement (BAEL91 modifie 99/Art : A.5.1.22)

$$S_t \leq \min \{0,9d; 40\text{cm}\}$$

$$0,9d = 0,9 \cdot 19 = 17,1 \text{ cm}.$$

Soit :  $S_t = 16 \text{ cm}.$

### III.2.5/ Vérifications à l'ELS

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

- \_ Etat limite de résistance de béton en compression.
- \_ Etat limite de déformation.
- \_ Etat limite d'ouverture des fissures.

Pour avoir les efforts interne à l'ELS, on procédera comme pour l'ELU (méthode de Caquot)

**NB :** on à suivis les mêmes étapes que pour L'ELU on a abouti aux diagrammes suivant:

#### Charges de calcul(ELS)

$$G_s = 3.65/\text{ml}, Q_s = 1.63\text{KN}/\text{ml}, q_s = 5.28\text{KN}/\text{ml}$$

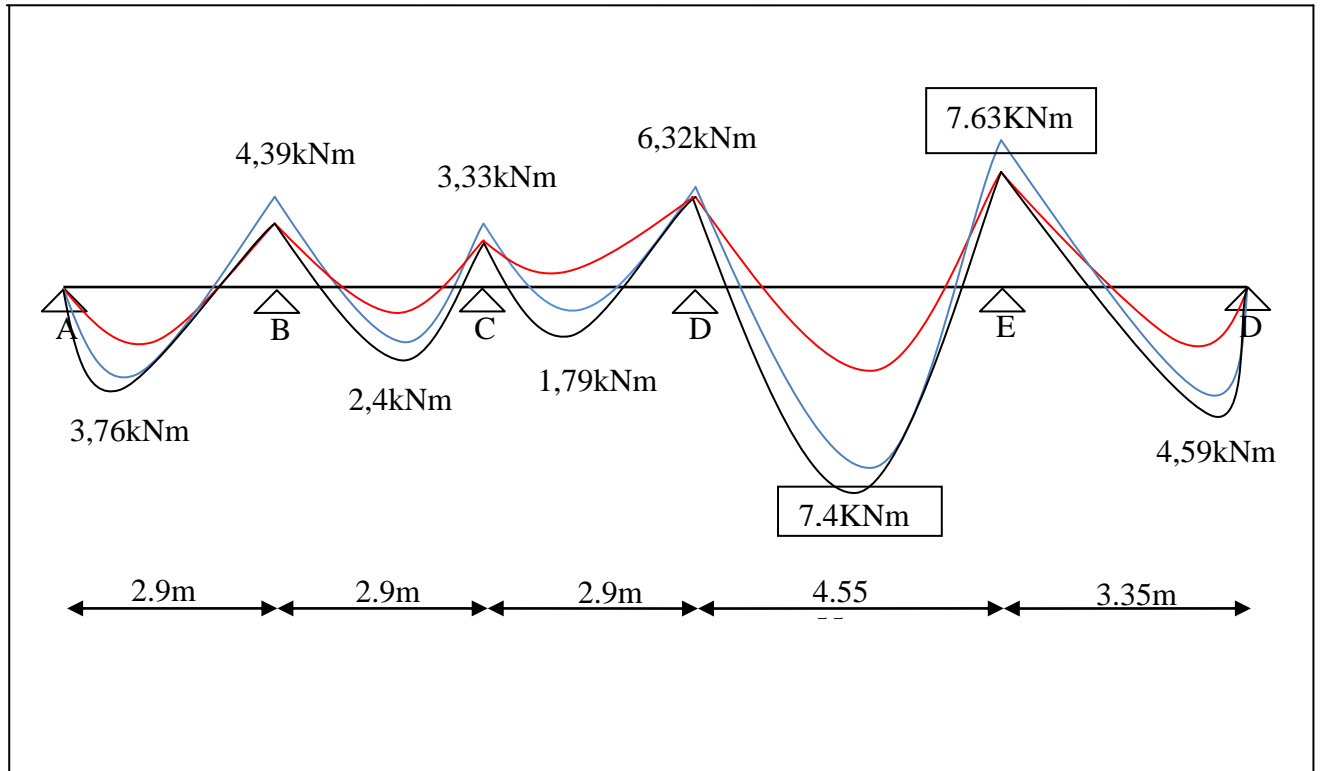


Fig.III.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en kN.m

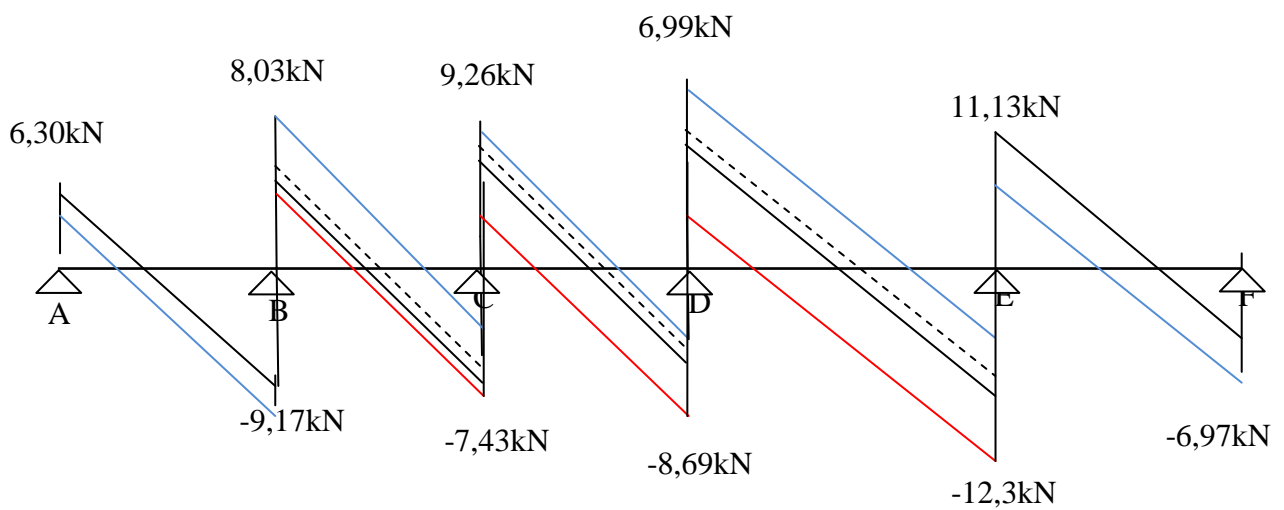


Fig.III.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS en KN.

- **Vérification de la résistance du béton à la compression**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\text{Et : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$$

$\beta_1$  ;  $K_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures

comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :  $\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \cdot d}$

- **Sur appuis**

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 19} = 0,99. \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,861 \\ K_1 = 20,97 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{7,63 \times 10^6}{0,861 \times 190 \times 2,26 \cdot 10^2} = 206,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{206,38}{20,97} = 9,84 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 9,84 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée**

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 19} = 1,03. \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,859 \\ K_1 = 20,46 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{7,4 \cdot 10^6}{0,859 \times 190 \times 2,35 \cdot 10^2} = 192,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{192,94}{20,46} = 9,43 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 9,43 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation**

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t^s}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

**Avec:**

h : hauteur totale (21 cm)	→ h = 21cm
L : portée entre nus d'appuis ;	→ L = 455cm
M <sub>t</sub> : moment max en travée ;	→ M <sub>t</sub> <sup>s</sup> = 7,4KNm
M <sub>0</sub> : moment max de la travée isostatique ;	→ M <sub>0</sub> <sup>s</sup> = 6.881 KNm
A : section des armatures ;	→ A = 2,35cm <sup>2</sup>
b <sub>0</sub> : largeur de la nervure ;	→ b <sub>0</sub> = 12cm
d : hauteur utile de la section droite.	→ d = 19cm

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{21}{435} = 0,046 \\ \frac{1}{16} = 0,062 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \leq \frac{1}{16} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

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

➤ a)  $f_v = \frac{M_t^{ser} l^2}{10 E_v I f_v}$

➤ b)  $f_i = \frac{M_s l^2}{10 E_i I f_i} < \frac{L}{500}$

➤ **Aire de la section homogénéisée**

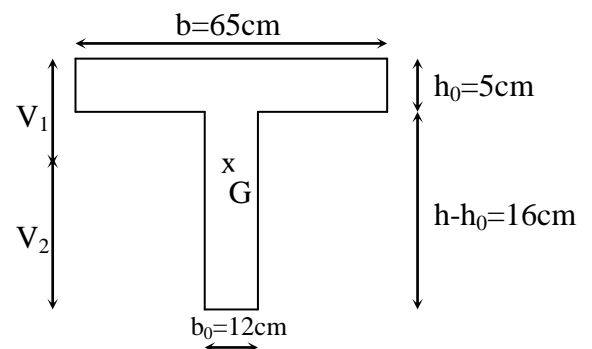
➤  $B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A$

➤  $B_0 = 12 \times 21 + (65 - 12) \cdot 5 + 15 \times 2,35 = 552,25 \text{ cm}^2$

➤ **Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx**

➤  $S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + (b-b_0)\frac{h_0^2}{2} + 15A \cdot d$

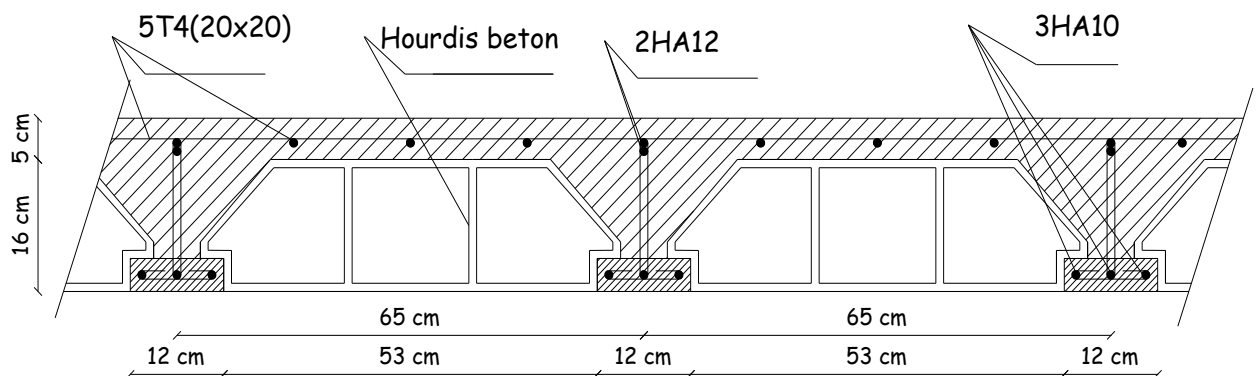
➤  $S_{/xx} = \frac{12 \times 21^2}{2} + (65 - 12) \frac{5^2}{2} + 15 \times 2,35 \times 19 = 3978,25 \text{ cm}^2$



- $V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3978,25}{552,25} = 7,2cm$
- $V_2 = h - V_1 = 21 - 7,2 = 13,8cm$
- $I_0 = \frac{b_0}{3}(V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - c)^2$
- $I_0 = \frac{12}{3}(7,2^3 + 13,8^3) + (65 - 12)5 \left[ \frac{5^2}{12} + (7,2 - \frac{5}{2})^2 \right] + 15 \times 2,35(13,8 - 2)^2$
- $I_0 = 23319,6cm^4$
- $\rho = \frac{A}{bd} = \frac{2,35}{12 \times 19} = 0,0103$
- $\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0103 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 3,99$
- $\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,6$
- $\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0103 \times 192,94 + 2,1} = 0,366$
- $I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \times 23319,6}{1 + 3,99 \times 0,366} = 10431,04cm^4$
- $I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 23319,6}{1 + 1,6 \times 0,366} = 16177,82cm^4$
- $f_i = \frac{7,4 \times (4,55)^2 10^7}{10 \times 32164,2 \times 10431,04} = 0,46 < \frac{L}{500} = 0,91cm$
- $f_v = \frac{7,4 \times (4,55)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 16177,82} = 0,875 < \frac{L}{500} = 0,91cm$

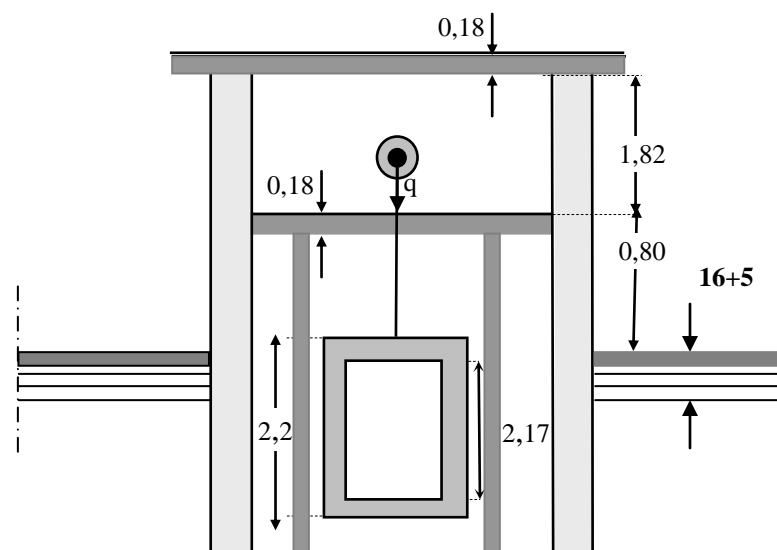
**Conclusion :**

Les conditions précédentes sont satisfaites pas de flèche.

**Ferraillage du plancher:****Fig.III.18 Ferraillage du plancher****III.3/ Plancher en dalle pleine****III.3.1/Dalle pleine de la salle machine**

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine reposant sur (04) côtés. Le panneau est rectangulaire, la surface de notre cabine est de  $(1,2 \times 1,55) \text{ m}^2$ . La capacité portante de notre ascenseur est de 6 personnes à raison de 4 personnes /  $1,2 \text{ m}^2$ .

La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 8 tonnes, Vitesse d'entraînement :  $V = 1 \text{ m / s}$

**Fig.III.19: Cage d'ascenseur**

### III.3.1.1/ Calcul de la dalle pleine de la salle machine

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

#### 1/ Dimensionnement

$$Lx/30 \geq h_t \Rightarrow ht \geq 470/30$$

$$h_t \geq 15,66$$

$$h_t^{\min} = 12\text{cm. (donnée par RPA 99 Version 2003)} \left. \vphantom{h_t^{\min}} \right\} \Rightarrow \text{Soit : } h_t = 18 \text{ cm}$$

Calcul de  $\rho$  :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,70}{5,50} = 0,85.$$

$\Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$$0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0,85 \leq 1$$

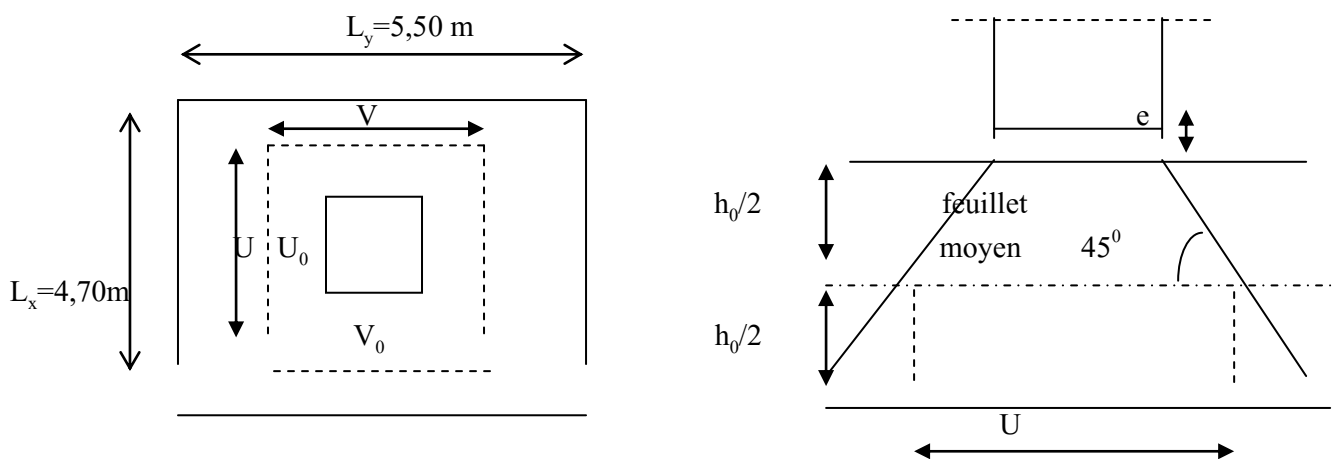


Fig.III.20: schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen.

$(U_0 \times V_0)$  : Surface de contact.

$(U \times V)$  : Surface d'impact au niveau du feuillet moyen.

$$\text{On a : } U = a + e.K + h_0$$

$$V = B + e.K + h_0$$

Avec : e : Epaisseur du revêtement (e = 0cm)

$$h_0 = \text{hauteur de la dalle } (h_0 = 18\text{cm})$$

K : Revêtement aussi solide que le béton (K = 2).

a = b = 0,80 m (côte de rectangle dans laquelle q est concentrée).

$$\Rightarrow U = 0,8 + 0,18 = 0,98 \text{ m}$$

$$V = 0,8 + 0,18 = 0,98 \text{ m}$$

## 2/ Détermination des sollicitations

### A l'ELU :

$$P_u = 1,35.P = 1,35.(80) = 108 \text{ KN. (charge concentrée due au système de levage).}$$

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

$$G = 25 \times 0,18 = 4,5 \text{ KN/m}^2. (\text{poids propre de la dalle})$$

$$\text{Et } Q = 1 \text{ KN/m}^2 (\text{surcharge d'exploitation})$$

$$\Rightarrow q_u = 1,35.(4,5) + 1,5.1 = 7,575 \text{ KN/ml. (Charge uniformément répartie sur une bande de 1m).}$$

### A l'ELS :

$$P_s = P = 80 \text{ KN.}$$

$$q_s = G + Q = 4,5 + 1 = 5,5 \text{ KN/ml.}$$

## 3.1/ Calcul des moments

- moment dû au système de levage

Les abaques donnent les moments au centre linéaire du panneau.

$$M_{x1} = P_u.(M_1 + \nu.M_2)$$

$$M_{y1} = P_u.(M_2 + \nu.M_1)$$

$M_1$  et  $M_2$  : Coefficients donnés par les tables de PIGEAUD en fonction de :

$$\left( \rho_x \text{ et les rapports : } \frac{U}{L_x}; \frac{V}{L_y} \right).$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ à ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à ELS} \end{array} \right.$$

$\nu$  : Coefficient de poisson. Avec :

$P_u$  : Intensité de la charge concentrée.

$U, V$  : Côté du rectangle sur lequel la charge « p » s'applique.

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 0,85 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{98}{470} = 0,2 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{98}{550} = 0,18 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Après interpolation et tout calcul fait on obtiendra :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,1815 \\ M_2 = 0,151 \end{array} \right.$$

$$M_{x1} = P_u \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2) = 108(0,1815 + 0) = 19,6 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = P_u \cdot (M_2 + \nu \cdot M_1) = 108(0,151 + 0) = 16,31 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 19,6 \text{ kN.m} \\ M_{y1} = 16,31 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

- **moment dû au poids propre de la dalle pleine**

Les moments fléchissant développés au centre du panneau

Dans le sens de  $L_x$  :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot (L_x)^2$$

-Dans le sens de  $L_y$  :

$$M_{y2} = \mu_y \cdot (M_{x2})$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : Sont donnés en fonction de rapport  $\rho_x$  et le coefficient de poisson  $\nu$  .

$$\text{On a } \left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,85 \\ \nu = 0 \end{array} \right. \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0509 \\ \mu_y = 0,685 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot (L_x)^2 = 0,0509 \cdot 7,575 \cdot (4,7)^2 = 8,52 \text{ kN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \cdot (M_{x2}) = 0,685 \cdot (8,52) = 5,84 \text{ kN.m} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = 8,52 \text{ kN.m} \\ M_{y2} = 5,84 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

### 3.2/Par superposition des moments on aura:

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 19,6 + 8,52 = 28,12 \text{ KN.m} \\ M_y = 16,31 + 5,84 = 22,15 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 28,12 \text{ KN.m} \\ M_y = 22,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

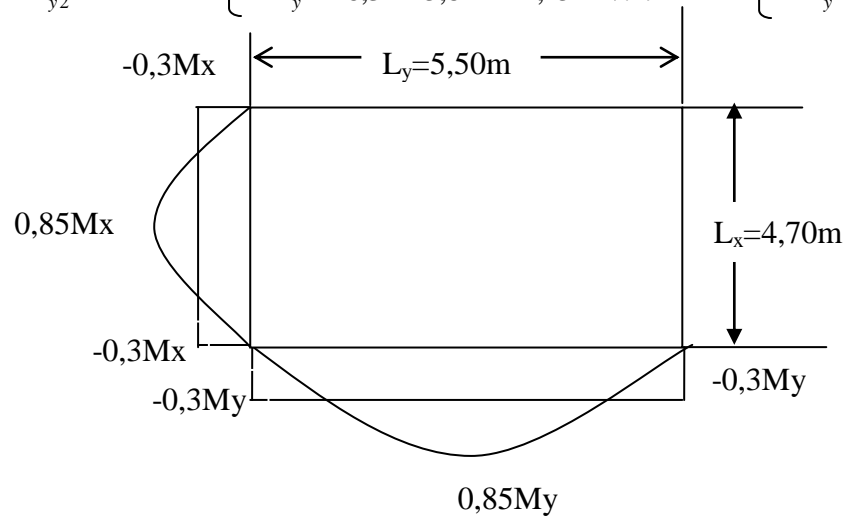


Fig.III.21: Distribution des moments sur le panneau

#### 4) Correction des moments

En travée:

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85.M_x = 0,85 \times 28,12 = 23,9 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85.M_y = 0,85 \times 22,15 = 18,83 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^t = 23,9 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 18,83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sur appuis:

$$M_x^a = 0,3.M_x = 0,3 \times 28,12 = 8,44 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_x^a = 8,44 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 6,645 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_y^a = 0,3.M_y = 0,3 \times 22,15 = 6,645 \text{ KN.m}$$

### III.3.1.2/ Ferrailage

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

#### ❖ Sens x-x :

##### • Aux appuis

$$\text{Calcul de } \mu_b : \mu_b = \frac{M_x^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{8,44 \times 10^3}{100.(16)^2.14,2} = 0,023 \longrightarrow \beta = 0,988$$

$$A_{st}^a = \frac{M_x^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{8,44.10^3}{0,988.16.348} = 1,53 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}10$  avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

##### • En travée

$$\text{Calcul de } \mu_b : \mu_b = \frac{M_x^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{23,9 \times 10^3}{100.(16)^2.14,2} = 0,066 \longrightarrow \beta = 0,966$$

$$A_{st}^t = \frac{M_x^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{23,9 \times 10^3}{0,966.16.348} = 4,44 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_{st} = 5,49 \text{ cm}^2 = 7\text{HA}10$  avec :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

#### ❖ Sens y-y :

##### • Au appuis

$$\text{Calcul de } \mu_b : \mu_b = \frac{M_x^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{6,645 \times 10^3}{100.(16)^2.14,2} = 0,018 \longrightarrow \beta = 0,991$$

$$A_{st}^a = \frac{M_x^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{6,645 \times 10^3}{0,991.16.348} = 1,20 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8$  avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

##### • En travée

$$\text{Calcul de } \mu_b : \mu_b = \frac{M_y^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{18,83 \times 10^3}{100.(16)^2.14,2} = 0,052 \longrightarrow \beta = 0,973$$

$$A_{st}^t = \frac{M_y^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{18,83 \times 10^3}{0,973.16.348} = 3,48 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_{st} = 4,01 \text{ cm}^2 = 8\text{HA}8$  avec :  $S_t = 12,5 \text{ cm}$ .

### III.3.1.3/ Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité (BAEL91 modifié 99/ Art B.7.4) :**

Les armatures tendues d'une section transversale soumise à la flexion doit présenter une section minimale correspondante au taux d'armatures suivant :

- suivant (x-x) :

**on a  $\omega_0 = 0,8 \times 10^{-3}$  pour des aciers de nuance  $f_e E400$**

**on a  $\omega_x$  :** Pourcentage d'acier en travée dans le sens x - x.

$A_x^{min}$  : Section minimale d'armatures

$$A_x^{min} = \omega_0 \cdot \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b \cdot h = 0,8 \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{3-0,85}{2}\right) \cdot 100 \times 18 = 1,55 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_x^{min} = 1,55 \text{ cm}^2. \\ A_x^a = 3,14 \text{ cm}^2. \\ A_x^t = 5,49 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_x > A_x^{min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Suivant (y-y) :

$$A_y^{min} = \omega_0 \cdot b \cdot h = 0,8 \cdot 10^{-3} \cdot 100 \cdot 18 = 1,44 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_y^{min} = 1,44 \text{ cm}^2. \\ A_y^a = 2,01 \text{ cm}^2. \\ A_y^t = 4,01 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_y > A_y^{min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

#### b) Contrainte de cisaillement (BAEL91 modifié 99/ Art A.5.2,2)

Effort tranchant par unité de longueur dans les dalles portant sur (04) côtés est donnée par les Formules suivantes :

$$\dot{a} \frac{L_y}{2} : V_u = \frac{P_u}{2 \cdot L_y + L_x} = \frac{108}{2 \times 5,50 + 4,7} = 6,88 \text{ Kn.}$$

$$\dot{a} \frac{L_x}{2} : V_u = \frac{P_u}{3 \cdot L_y} = \frac{108}{3 \times 5,50} = 6,55 \text{ Kn.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{6,88 \cdot 10^3}{1000 \cdot 160} = 0,043 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\langle \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\rangle \Leftrightarrow \min \left\langle \frac{0,2 \cdot 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\rangle = \min \langle 3,33; 5 \text{ MPa} \rangle \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,043 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**C) poinçonnement (BAEL91 modifié 99/ Art A.5.2.42)**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :  $P_u \leq P_c = \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$

**Avec :**

$\mu_c$  : périmètre du contour.

$$P_c = \frac{0,045 \times (4 \times 0,98) \times 0,18 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 529,2 \text{ kN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 108 \text{ kN.} \\ P_c = 529,2 \text{ kN} \end{array} \right. \Rightarrow P_u < P_c \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire

**D) Diamètre maximal des armatures (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42) :**

On doit vérifier que :

$$\phi \leq \phi_{MAX} = \frac{h}{10} = \frac{180}{10} = 18 \text{ mm et on a } \phi = 10 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**E) Rapport minimale des aciers en travées :**

$$A_y \geq \frac{A_x}{3} = \frac{5,49}{3} = 1,83 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 4,01 \text{ cm}^2 \geq 1,83 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**F) Espacement des armatures : (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42)**

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

- Direction la plus sollicitée :  $\min(2h_t, 25\text{cm})$

- Direction perpendiculaire :  $\min(3h_t, 33\text{cm})$

**-Sens x-x:**

Armatures supérieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h_t, 25\text{cm}) = \min(36, 25\text{cm})$

Armatures inférieures :  $St = 15 \text{ cm} \leq \min(2h_t, 25\text{cm}) = \min(36, 25\text{cm})$

**-Sens y-y:**

Armatures supérieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h_t, 25\text{cm}) = \min(54, 25\text{cm})$

Armatures inférieures :  $St = 12,5 \text{ cm} \leq \min(3h_t, 25\text{cm}) = \min(54, 25\text{cm})$

### III.3.1.4/ Vérification à l'ELS

#### 1) Calcul des moments

##### a) moment dû au système du levage

Les abaques donnent les moments au centre linéaire du panneau.

$$M_{x1}^s = P_s \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_{y1}^s = P_s \cdot (M_2 + \nu \cdot M_1)$$

Avec :  $\nu = 0,2$  (ELS) et  $P_s = 80 \text{ Kn}$ . ;  $M_1 = 0,1815$ ;  $M_2 = 0,151$

$$\begin{aligned} M_{x1}^s &= P_s \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2) = 80(0,1815 + 0,2 \cdot 0,151) = 16,94 \text{ Kn.m} \\ M_{y1}^s &= P_s \cdot (M_2 + \nu \cdot M_1) = 80(0,151 + 0,2 \cdot 0,1815) = 14,99 \text{ Kn.m} \end{aligned} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1}^s = 16,94 \text{ Kn.m} \\ M_{y1}^s = 14,99 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

##### b) moment dû au poids propre de la dalle pleine

$$q_s = G + Q = 4,5 + 1 = 5,5 \text{ Kn/ml.}$$

Dans le sens de  $L_x$  :

$$M_{x2}^s = \mu_x \cdot q_s \cdot (L_x)^2$$

$$\rho_x = 0,85 ; \nu = 0,2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0509 \\ \mu_y = 0,685 \end{cases} \text{ 'ableau de PIGEAUD}$$

Dans le sens de  $L_y$  :

$$M_{y2}^s = \mu_y \cdot (M_{x2}^s)$$

$$M_{x2}^s = 0,0509 \cdot (5,5) \cdot (4,7)^2 = 6,18 \text{ Kn.m}$$

$$M_{y2}^s = 0,685 \cdot (6,18) = 4,24 \text{ Kn.m}$$

- Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x^s = M_{x1}^s + M_{x2}^s \\ M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^s = 16,94 + 6,18 = 23,12 \text{ Kn.m} \\ M_y^s = 14,99 + 4,24 = 19,23 \text{ Kn.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^s = 23,12 \text{ Kn.m} \\ M_y^s = 19,23 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

- Correction des moments

**En travée:**

$$\begin{cases} M_{lx}^s = 0,85.M_x^s = 0,85 \times 23,12 = 19,65 \text{ Kn.m} \\ M_{ly}^s = 0,85.M_y^s = 0,85 \times 19,23 = 16,35 \text{ Kn.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{lx}^s = 19,65 \text{ Kn.m} \\ M_{ly}^s = 16,35 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

**Sur appuis:**

$$M_{ax}^s = 0,3.M_x^s = 0,3 \times 23,12 = 6,94 \text{ Kn.m} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_{ax}^s = 6,94 \text{ Kn.m} \\ M_{ay}^s = 5,77 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

$$M_{ay}^s = 0,3.M_y^s = 0,3 \times 19,23 = 5,77 \text{ Kn.m}$$

## 2) Vérification des contraintes dans le béton

Il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Il est admis de ne pas procéder à la vérification des contraintes de compression lorsque :

- 1- La section est rectangulaire.
- 2- La nuance des aciers est de FeE400.
- 3-  $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ ; Avec:  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

**Sens (x-x) :**

**\* En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{lx}^s}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{19,65 \times 10^3}{100.16^2.14,2} = 0,054 \rightarrow \alpha = 0,0694$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{23,9}{2} - 1 + \frac{25}{100} = 0,358$$

$$\begin{cases} \alpha = 0,0694 \\ g = 0,358 \end{cases} \Rightarrow \alpha < g \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

**\* Sur appui :**

$$\mu_b = \frac{M_{ax}^s}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{6,94 \times 10^3}{100.16^2.14,2} = 0,019 \rightarrow \alpha = 0,0252$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{8,44}{2} - 1 + \frac{25}{100} = 0,358$$

$$\begin{cases} \alpha = 0,0252 \\ g = 0,358 \end{cases} \Rightarrow \alpha < g \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

▪ Sens (y-y) :

\* En travée :

$$\mu_b = \frac{M_{ty}^s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{16,35 \times 10^3}{100 \cdot 16^2 \cdot 14,2} = 0,045 \rightarrow \alpha = 0,0589$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,0304 \\ g = 0,326 \end{array} \right. \Rightarrow \alpha < g \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{18,83}{2} - 1 + \frac{25}{100} = 0,326$$

\* Sur appui :

$$\mu_b = \frac{M_{ax}^s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,77 \times 10^3}{100 \cdot 16^2 \cdot 14,2} = 0,016 \rightarrow \alpha = 0,0201$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,0126 \\ g = 0,326 \end{array} \right. \Rightarrow \alpha < g \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{6,645}{2} - 1 + \frac{25}{100} = 0,326$$

**Conclusion :**

Les (03) conditions précédentes sont toutes satisfaites, donc on peut se dispenser de la vérification de la contrainte de compression du béton.

**Remarque :**

Comme la fissuration est peu préjudiciable ; alors aucune vérification n'est nécessaire.

**3) Vérification de la flèche :**

On peut se dispenser de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \qquad 2) \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

Avec

**h** : hauteur de dalle.

**M<sub>tx</sub>** : Moment entravé de la dalle continue dans la direction  $l_x$

**M<sub>x</sub>** : Moment isostatique dans la direction de (x-x) pour une bande de largeur égale à (1m)

**A<sub>x</sub>** : Section d'armature par bande de largeur égale à (1m).

**d** : La hauteur utile de la bande.

**b** : La largeur de bande égale à (1m).

1)

$$\frac{h}{L_x} = \frac{18}{470} = 0,0383 \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{0,85M_x}{20M_x} = 0,0353 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

2)

$$\frac{A_x}{bd} = \frac{5,49}{100 \times 16} = 0,0034 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

#### III 4) Les balcons :

Le bâtiment est constitué d'un seul types de balcons. il est en dalle pleine. Notre calcul se basera sur le ferrailage de ce dernier.

##### III 4.1) Etude de la dalle pleine :

- **Dimensionnement du balcon :**

Il sera assimilé à une console encadrée au niveau de la poutre de rive réalisée en dalle pleine ; le calcul se fera pour une bande de 1 m de longueur sous les sollicitations suivantes :

G et Q : charges et surcharges verticales revenant aux portes à faux. ses dimensions sont :

Largeur= 1,4m

L'épaisseur du porte à faux est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ cm} \quad \text{Soit } e_p = 15 \text{ cm}$$

##### III 4 1 1) Détermination des charges et surcharges:

Nous considérons une bande de 1m de porte à faux.

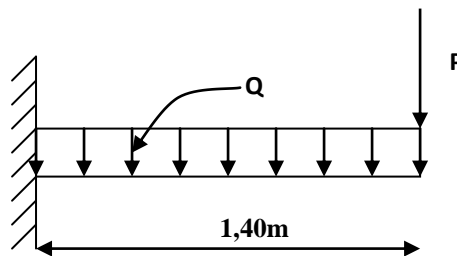


Fig.III.22.:schéma statique du balcon.

##### a) Charges permanentes :

➤ *Tableau III-3-1 : Charges permanentes de la dalle*

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,035	19	0,66
4	Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
5	Enduit en mortier de ciment	0,015	22	0,33
				<b>G = 5,54</b>

**Charges permanentes :**

$$G = 5,54 \text{ k N /ml}$$

**Charges d'exploitation :**

$$Q = 3,5 \text{ k N /ml}$$

**b- Charge concentrée :**

Poids propre du garde corps..... 0,2 KN/ml

Enduit en plâtre (2x2cm)..... 0,4KN/ml

Poids du mur en briques creuses .....0,9 KN/ml

$$P = 1,50 \text{ KN/ml}$$

**III 4. 1. 2) Combinaison des charges :**

**à l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{Dalle : } q_{u1} = (1.35 \times 5,54) + 1.5 (3.5) = 12,73 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } q_{u2} = (1.35 \times 1,50) = 2,025 \text{ kN /ml}$$

**à l'ELS:**

$$q_s = G + Q$$

$$\text{Dalle : } q_{s1} = 5,54 + 3,5 = 9,04 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } q_{s2} = 1,50 \text{ kN/ml}$$

### III 4. 1. 3) Calcul à l'ELU :

Le balcon est calculé en flexion simple pour une bande de 1 m

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

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1} l^2}{2} = \frac{12,73 \times (1,40)^2}{2} = 12,48 \text{ KN.m.}$$

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

$$M_{qu2} = 2.025 \times L = 2.025 \times 1,40 = 2.835 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Le moment total est: } M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 15,32 \text{ KN.m.}$$

### III 4 1. 4) Ferrailage :

- **Armatures principales:**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15,32 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0638 < 0,392$$

Section simplement armée

$$\mu_u = 0,064, \beta = 0,967$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15,32 \times 10^3}{0,967 \times 13 \times 348} = 3,50 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA10 = 3,92 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 20cm

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_r = 25 \text{ cm}$$

### III 4.1.5) Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité: (BAEL 91/ Art .A.4.2.1. modifier 99)**

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100) \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification au cisaillement : (BAEL91 modifié 99/ Art A.5.2,2)**

$$\text{On a } V_u = q_{u1} \times L + q_{u2} \Rightarrow V_u = 12,73 \times 1,4 + 2,835 = 20,66 \text{ kN}$$

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

$$\tau_u = \frac{20.66 \times 10^3}{1000.130} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,1 \cdot f_{c28}, 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

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

➤ **Vérification de l'adhérence des barres :**

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{20,66 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 157} = 1,12 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_s < \bar{\tau}_{se} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)

$$\bar{V}_u = \frac{0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d}{\gamma_b} = \frac{0,4 \cdot 25 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 0,13}{1,5} = 780 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{V}_u = 780 \text{ Kn.} \\ V_u = T_u = 20,66 \text{ KN.} \end{array} \right\} \longrightarrow V_u < \bar{V}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

$$A_s > \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) \Rightarrow \frac{1,15}{400} \left( 20,66 \times 10^{-3} - \frac{15,32 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,13} \right) < 0 \Rightarrow \text{donc aucune condition n'est à vérifier pour les armatures}$$

➤ **Ecartement des barres :**

• **Armatures principales:**

$$S_i = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition:**

$$S_i = 25 \text{ cm} \leq \min (4h, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **ancrage des barres aux appuis :**

$$\tau_{se} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi_e^f}{4\tau_{se}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm} \text{ donc on prévoit des crochets.}$$

Pour les aciers de haute adhérence Fe400  $\rightarrow l_s = 40\phi$

$$l_s = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques, on opte pour un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après le **BAEL91/Art.A.6.1.253** est fixée pour les aciers HA

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

### III 4.1.6) Vérification à l'ELS:

➤ **Calcul des moments :**

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = \left( \frac{q_{s1} l^2}{2} + q_{s2} \times l \right) = \frac{9,04(1,40)^2}{2} + (1,50 \times 1,40) = 10,96 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 10,96 \text{ KN.m.}$$

#### a) Vérification de la résistance du béton à la compression

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

Et :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$  Avec :  $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$  (Une poutre soumise à la flexion simple).

$\beta_1$  ;  $K_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures

comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :  $\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \cdot d}$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 13} = 0,302. \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,913 \\ K_1 = 42,47 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{9,04 \cdot 10^6}{0,904 \times 130 \times 3,92 \cdot 10^2} = 196,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{196,23}{42,47} = 4,62 \text{ MPa.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 4,62 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### b- Etat limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

On a  $\sigma_{st} = 196,23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow$  la condition est vérifiée

**a- vérification de la flèche**

**b-** afin de s'abstenir du calcul de la flèche, il suffit de vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0,107 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \text{ condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t^s}{10M_0^s} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0,107 \\ \frac{M_t^s}{10M_0^s} = \frac{9,04}{10 \times 9,04} = 0,10 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} > \frac{M_t^s}{10M_0^s} \text{ condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t^s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_t^s}{bd} = \frac{3,92}{100 \times 13} = 0,00302 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t^s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

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

### III 5) Les dalles pleines :

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge uniformément répartie, son calcul se fait avec la méthode du BAEL.

#### 1/ Dimensionnement

$$Lx/30 \geq h_t \Rightarrow ht \geq 450/30$$

$$h_t \geq 15$$

$$h_t^{\min} = 12 \text{ cm. (donnée par RPA 99 Version 2003) } \Rightarrow \text{ Soit : } h_t = 15 \text{ cm}$$

Calcul du  $\rho$  :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,50}{4,70} = 0,96.$$

$\Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$$0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0,96 \leq 1$$

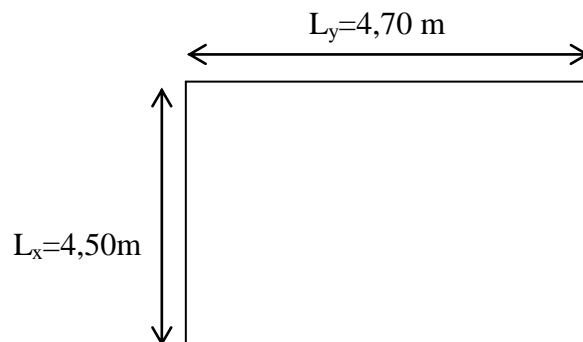


Fig.III.23: Panneau de dalle

#### 2/ Détermination des sollicitations

➤ *Tableau III-3-2 : Charges permanentes de la dalle pleine*

/	Eléments	Epaisseur En (cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	2	0,4
2	Mortier de pose	2	0,4
3	Couche de sable	3	0,66
4	Dalle pleine en béton armé	15	3,75
5	Enduit de plâtre	2	0,2
			<b>G<sub>dp</sub> = 5,41</b>

**A l'ELU :**

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

$$G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2 \text{ (poids propre de la dalle)}$$

$$\text{Et } Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \text{ (surcharge d'exploitation)}$$

$$\Rightarrow q_u = 1,35.(5,41) + 1,5(2,5) = 11,05 \text{ KN/ml. (Charge uniformément répartie sur une bande de 1m).}$$

**A l'ELS :**

$$q_s = G + Q = 5,41 + 2,5 = 7,91 \text{ KN/ml.}$$

**3) Calcul des moments:**

Les moments fléchissant développés au centre du panneau

Dans le sens de  $L_x$  :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot (L_x)^2$$

-Dans le sens de  $L_y$  :

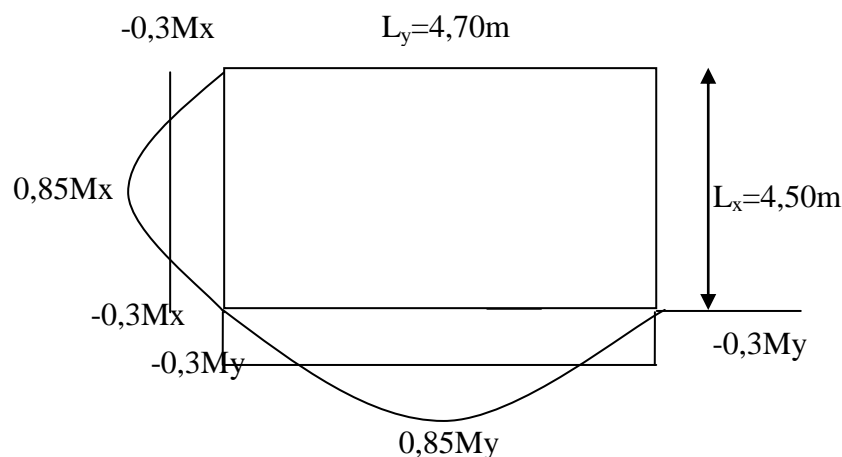
$$M_{y2} = \mu_y \cdot (M_{x2})$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : Sont donnés en fonction

de rapport  $\rho_x$  et le coefficient de poisson  $\nu$  .

$$\text{On a } \begin{cases} \rho = 0,96 \\ \nu = 0 \end{cases} \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0,0401 \\ \mu_y = 0,911 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot (L_x)^2 = 0,0401 \cdot 11,05 \cdot (4,5)^2 = 8,97 \text{ kN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \cdot (M_{x2}) = 0,911 \cdot (8,97) = 8,17 \text{ kN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 8,97 \text{ kN.m} \\ M_{y2} = 8,17 \text{ kN.m} \end{cases}$$



**Fig.III.24: Distribution des moments sur le panneau de dalle**

#### 4) Correction des moments

En travée:

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85.M_x = 0,85 \times 8,97 = 7,62 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85.M_y = 0,85 \times 8,17 = 6,94 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^t = 7,62 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 6,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sur appuis:

$$M_x^a = 0,3.M_x = 0,3 \times 8,97 = 2,69 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_x^a = 2,69 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 2,45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_y^a = 0,3.M_y = 0,3 \times 8,17 = 2,45 \text{ KN.m}$$

#### 5) Ferrailage

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

❖ Sens x-x :

- Aux appuis

$$\text{Calcul de } \mu_b : \mu_b = \frac{M_x^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{2,69 \times 10^3}{100.(13)^2.14,2} = 0,011 \longrightarrow \beta = 0,994$$

$$A_{st}^a = \frac{M_x^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{2,69.10^3}{0,994.13.348} = 0,6 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA8}$  avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- En travée

$$\text{Calcul de } \mu_b : \mu_b = \frac{M_x^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{7,62 \times 10^3}{100.(13)^2.14,2} = 0,032 \longrightarrow \beta = 0,984$$

$$A_{st}^t = \frac{M_x^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{7,62 \times 10^3}{0,984.13.348} = 1,71 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2 = 5\text{HA8}$  avec :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

## ❖ Sens y-y :

## • Au appuis

$$\text{Calcul de } \mu_b : \mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,45 \times 10^3}{100 \cdot (13)^2 \cdot 14,2} = 0,01 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,995$$

$$A_{st}^a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2,45 \times 10^3}{0,995 \cdot 13 \cdot 348} = 0,54 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA8}$  avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

## • En travée

$$\text{Calcul de } \mu_b : \mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,94 \times 10^3}{100 \cdot (13)^2 \cdot 14,2} = 0,029 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,985$$

$$A_{st}^t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6,94 \times 10^3}{0,985 \cdot 13 \cdot 348} = 1,56 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2 = 5\text{HA8}$  avec :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

## III.5.1/ Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité (*BAEL91 modifié 99/ Art B.7.4*) :

Les armatures tendues d'une section transversale soumise à la flexion doit présenter une section minimale correspondante au taux d'armatures suivant :

## - suivant (x-x) :

on a  $\omega_0 = 0,8 \times 10^{-3}$  pour des aciers de nuance  $f_e E400$

on a  $\omega_x$  : Pourcentage d'acier en travée dans le sens x - x.

$A_x^{\min}$  : Section minimale d'armatures

$$A_x^{\min} = \omega_0 \cdot \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) b \cdot h = 0,8 \cdot 10^{-3} \cdot \left( \frac{3 - 0,85}{2} \right) \cdot 100 \cdot 15 = 1,29 \text{ cm}^2.$$

$$A_x^{\min} = 1,29 \text{ cm}^2.$$

$$A_x^a = 2,01 \text{ cm}^2. \quad \left. \begin{array}{l} A_x^t = 2,51 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_x > A_x^{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## -Suivant (y-y) :

$$A_y^{\min} = \omega_0 \cdot b \cdot h = 0,8 \cdot 10^{-3} \cdot 100 \cdot 15 = 1,2 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^a = 2,01 \text{ cm}^2. \quad \left. \begin{array}{l} A_y^t = 2,51 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_y > A_y^{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_y^t = 2,51 \text{ cm}^2$$

la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

**b) Contrainte de cisaillement (BAEL91 modifié 99/ Art A.5.2.2)**

Effort tranchant par unité de longueur dans les dalles portant sur (04) côtés est donnée par les Formules suivantes :

$$\text{à } \frac{L_y}{2} : V_u = \frac{P_u}{2.L_y + L_x} = \frac{233,7}{2 \times 4,7 + 4,5} = 16,81 \text{ KN.}$$

$$\text{à } \frac{L_x}{2} : V_u = \frac{P_u}{3.L_y} = \frac{233,7}{3 \times 4,70} = 16,57 \text{ KN.}$$

avec:  $P_u = q_u \cdot l_x \cdot l_y$   
 $P_u = 11,05 \cdot 4,7 \cdot 4,5 = 233,7 \text{ kN}$   
 (charge totale)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{16,81 \cdot 10^3}{1000 \cdot 130} = 0,13 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\langle \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\rangle \Leftrightarrow \min \left\langle \frac{0,2 \cdot 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\rangle = \min \langle 3,33; 5 \text{ MPa} \rangle \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,13 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Diamètre maximal des armatures (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42) :**

On doit vérifier que :

$$\phi \leq \phi_{MAX} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm et on a } \phi = 8 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d) Rapport minimale des aciers en travées :

$$A_y \geq \frac{A_x}{3} = \frac{2,51}{3} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 2,51 \text{ cm}^2 \geq 0,84 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**e) Espacement des armatures : (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42)**

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

- Direction la plus sollicitée :  $\min(2h_t, 25 \text{ cm})$
- Direction perpendiculaire :  $\min(3h_t, 33 \text{ cm})$

**-Sens x-x:**

Armatures supérieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h_t, 25\text{cm}) = \min(36, 25\text{cm})$

Armatures inférieures :  $St = 20 \text{ cm} \leq \min(2h_t, 25\text{cm}) = \min(36, 25\text{cm})$

**-Sens y-y:**

Armatures supérieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h_t, 25\text{cm}) = \min(54, 25\text{cm})$

Armatures inférieures :  $St = 20 \text{ cm} \leq \min(3h_t, 25\text{cm}) = \min(54, 25\text{cm})$

**III.5.2/ Vérification à l'ELS****1) Calcul des moments**

- moment dû au poids propre de la dalle pleine

$$q_s = G+Q = 5,41+2,5 = 7,91 \text{ KN/ml.}$$

Dans le sens de  $L_x$  :

$$M_{x2}^s = \mu_x \cdot q_s \cdot (L_x)^2$$

$$\rho_x = 0,96 ; \nu = 0,2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0475 \\ \mu_y = 0,939 \end{cases} \quad \text{tableau de PIGEAUD}$$

Dans le sens de  $L_y$  :

$$M_{y2}^s = \mu_y \cdot (M_{x2}^s)$$

$$M_{x2}^s = 0,0475 \cdot (7,91) \cdot (4,5)^2 = 7,61 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2}^s = 0,939 \cdot (7,61) = 7,14 \text{ kN.m}$$

- Correction des moments

**En travée:**

$$\begin{cases} M_{tx}^s = 0,85.M_x^s = 0,85 \times 7,61 = 6,47 \text{ kN.m} \\ M_{ty}^s = 0,85.M_y^s = 0,85 \times 7,14 = 6,07 \text{ kN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx}^s = 6,47 \text{ kN.m} \\ M_{ty}^s = 6,07 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**Sur appuis:**

$$M_{ax}^s = 0,3.M_x^s = 0,3 \times 7,61 = 2,28 \text{ kN.m} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_{ax}^s = 2,28 \text{ kN.m} \\ M_{ay}^s = 2,14 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$M_{ay}^s = 0,3.M_y^s = 0,3 \times 7,14 = 2,14 \text{ kN.m}$$

## 2) Vérification des contraintes dans le béton

Il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Il est admis de ne pas procéder à la vérification des contraintes de compression lorsque :

- 1- La section est rectangulaire.
- 2- La nuance des aciers est de FeE400.
- 3-  $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ; Avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

**Sens (x-x) :**

\* **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{tx}^s}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{6,47 \times 10^3}{100.13^2.14,2} = 0,027 \rightarrow \alpha = 0,0355$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{7,62}{2} - 1 + \frac{25}{100} = 0,339$$

$$\begin{cases} \alpha = 0,0355 \\ g = 0,359 \end{cases} \Rightarrow \alpha < g \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

\* **Sur appui :**

$$\mu_b = \frac{M_{ax}^s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,28 \times 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,010 \rightarrow \alpha = 0,0126$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{2,69}{2} - 1 + \frac{25}{100} = 0,339$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,0126 \\ g = 0,339 \end{array} \right. \Rightarrow \alpha < g \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

▪ **Sens (y-y) :**\* **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{ty}^s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,07 \times 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,026 \rightarrow \alpha = 0,033$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{6,94}{2} - 1 + \frac{25}{100} = 0,322$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,033 \\ g = 0,322 \end{array} \right. \Rightarrow \alpha < g \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

\* **Sur appui :**

$$\mu_b = \frac{M_{ax}^s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,14 \times 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,09 \rightarrow \alpha = 0,0126$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{2,45}{2} - 1 + \frac{25}{100} = 0,322$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,0126 \\ g = 0,322 \end{array} \right. \Rightarrow \alpha < g \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Les (03) conditions précédentes sont toutes satisfaites, donc on peut se dispenser de la vérification de la contrainte de compression du béton.

**Remarque :**

Comme la fissuration est peu préjudiciable ; alors aucune vérification n'est nécessaire.

**3) Vérification de la flèche :**

On peut se dispenser de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{aligned} \triangleright \frac{h}{L_x} &\geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \\ \triangleright \frac{A_x}{bd} &\leq \frac{2}{f_e} \end{aligned}$$

**Avec:**

**h** : hauteur de dalle.

**$M_{tx}$**  : Moment entravé de la dalle continue dans la direction  $l_x$

**$M_x$**  : Moment isostatique dans la direction de (x-x) pour une bande de largeur égale à (1m)

**$A_x$**  : Section d'armature par bande de largeur égale à 1(m).

**d** : La hauteur utile de la bande.

**b** : La largeur de bande égale à (1m).

1)

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{450} = 0,0333 \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{0,85M_x}{20M_x} = 0,0425 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

2)

$$\frac{A_x}{bd} = \frac{2,51}{100 \times 13} = 0,002 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

**III.6/ Escaliers****III.6.1/ Calcul des escaliers****1) Définition**

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction (circulation verticale).

Notre structure est munie d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux. Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulés sur place.

Notre structure comporte quatre cages d'escaliers de deux types (deux escaliers droits et deux escaliers balancés) :

- Une cage d'escalier qui permet de passer du sous sol aux étages courants à travers (03) volées droites.
- Une autre cage d'escalier qui permet de passer du RDC au 2<sup>em</sup> étage, elle comporte (3) volées droites.
- Deux cages d'escaliers identiques, elle permettent de passer du RDC au 1<sup>er</sup> étage, elles comportent (03) volées, deux droites et une balancée (2<sup>em</sup> types d'escalier).

**Note :** on opte pour le calcul d'une seule volée de plus grande portée (la plus défavorable) et on adopte le même ferrailage pour les autres volées.

## 2) Terminologie

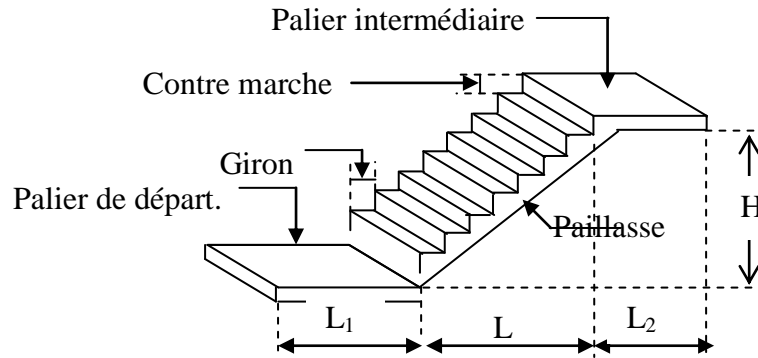


Fig :III.25: Présentation schématique d'une volée d'escalier droit

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varies de 14 à 18 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si  $E \geq 1$  m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

## 3) Pré dimensionnement de l'escalier de l'étage courant

### Notations utilisées :

- **g** : giron.
- **h** : hauteur de la contre marche.
- **$e_p$**  : épaisseur de la paillasse.
- **H** : hauteur de la volée.
- **L** : longueur de la volée projetée.

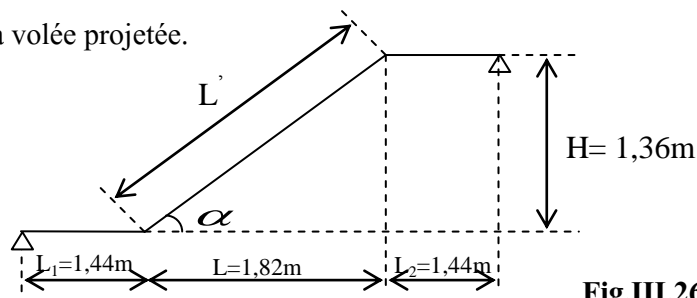


Fig.III.26: schéma statique

Le dimensionnement des marches et contre marches se fera par la formule de " BLONDEL "

### La relation de BLONDEL

$$58 \text{ cm} \leq g+2.h \leq 60 \text{ à } 64 \text{ cm.}$$

**Soit :**  $16 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm.}$

On prend : **h = 17 cm.**

Cherchant le nombre de contre marche « n » :  $n = \frac{H}{h} = \frac{136}{17} = 8$

$\Rightarrow m = n - 1 = 8 - 1 = 7$  marches.

**Calcul de « g » :**

$$58 \text{ cm} \leq g+2.h \leq 60 \text{ à } 64 \text{ cm.} \Leftrightarrow 58 \text{ cm} \leq g+2.17 \leq 64 \text{ cm.}$$

$$24 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm.}$$

On prend : **g = 26 cm.**

$\Rightarrow$  **Raideur « r » :** on appelle raideur d'escalier «  $r = \frac{h}{g}$  » qui doit être inférieur à (1).

$$r = \frac{h}{g} = \frac{17}{26} = 0,65 \quad \Rightarrow \quad r \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Calcul de longueur de la ligne de foulée**

$$L = g(n-1) = 26(8-1) = 182 \text{ cm.}$$

$\Rightarrow$  **L = 182 m.**

#### 4) Dimensionnement de la pailleasse

Le pré dimensionnement se fera pour une poutre simplement appuyée sur les deux côtés,

l'épaisseur de la pailleasse ( $e_p$ ) est donnée par :  $\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$

**Avec :**  $L_0 = L_1 + L' + L_2$

**Calcul de : L'**

D'après la figure (III.4.2), on déduit :  $tg \alpha = \frac{H}{L} = \frac{136}{182} = 0.75 \Rightarrow \alpha = 36.8^\circ$

$$Cos \alpha = \frac{L}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L}{Cos \alpha} = \frac{1,82}{0.8} = 2.27 \text{ m.} \Rightarrow \quad \mathbf{L' = 2.27 m.}$$

$$L_0 = L_1 + L' + L_2 = 1,44 + 2,27 + 1,44 = 5,15 \text{ m.} \quad \Rightarrow \quad L_0 = 5,15 \text{ m.}$$

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{5,15}{30} \leq e_p \leq \frac{5,15}{20} \quad \Leftrightarrow \quad 17,17 \leq e_p \leq 25,75$$

On prend :  $e_p = 22 \text{ cm.}$

### 5) Détermination des sollicitations de calcul

#### ➤ Charge permanente

**La volée :**

❖ Poids propre de la paillasse :  $0,22 \times 25 / \cos(36,8^\circ) = 6,87 \text{ kN/m}^2$

❖ Poids propre de la marche :  $25 \times 0,17 / 2 = 2,125 \text{ kN/m}^2$

#### ➤ Poids propre de revêtement :

❖ Carrelage :  $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/m}^2$

❖ Mortier de pose :  $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/m}^2$

❖ Enduit en ciment :  $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ kN/m}^2$

❖ Lit de sable :  $22 \times 0,03 = 0,66 \text{ kN/m}^2$

❖ Poids propre du garde corps :  $0,2 \text{ kN/m}^2$

$$G_{\text{tot}} = 11,01 \text{ kN/m}^2$$

**Le palier :**

Poids de la dalle :  $25 \times 0,22 = 5,5 \text{ kN/m}^2$

Carrelage :  $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/m}^2$

Mortier de pose :  $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/m}^2$

Lit de sable :  $22 \times 0,03 = 0,66 \text{ kN/m}^2$

Enduit en ciment :  $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ kN/m}^2$

$G_{\text{tot}} = 7,32 \text{ kN/m}^2$

### Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier ;  $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

La volée :  $Q_v = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Le palier :  $Q_p = 2,5 \text{ kN/m}^2$

### 6) Combinaisons de charges et surcharges :

**ELU** :  $(1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml}$

Volée :  $q_{uv} = (1,35 \times 11,01 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ ml} = 18,61 \text{ kN/ml}$

Palier :  $q_{up} = (1,35 \times 7,32 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ ml} = 13,63 \text{ kN/ml}$

**ELS** :  $(G + Q) \times 1 \text{ ml}$

Volée :  $q_{sv} = (11,01 + 2,5) \times 1 \text{ ml} = 13,51 \text{ kN/ml}$

Palier :  $q_{sp} = (7,32 + 2,5) \times 1 \text{ ml} = 9,82 \text{ kN/ml}$

### 7) Calcul à l'ELU :

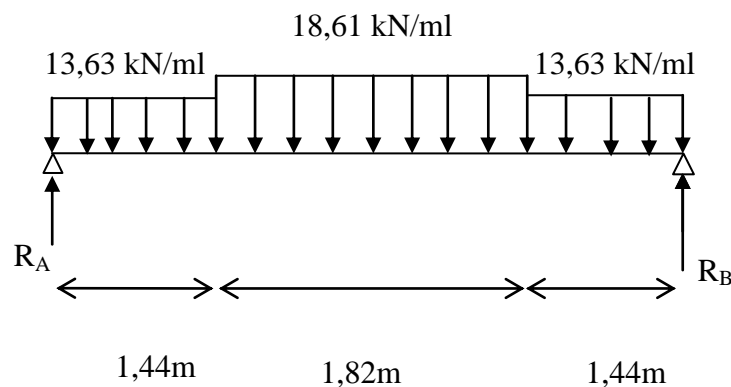


Schéma statique de calcul d'une poutre simplement appuyée et uniformément chargée, qui sera étudiée en utilisant les méthodes de la RDM.

### 8) Calcul des efforts internes

#### ❖ Calcul des réactions

$$\sum F = 0$$

$$13,63 \times (1,44 + 1,44) + (18,61 \times 1,82) = R_A + R_B = 73,12 \text{ kN} \Rightarrow R_B + R_A = 73,12 \text{ kN}$$

$$\text{Vu la symétrie : } R_A = R_B = \frac{73,12}{2} = 36,56 \text{ kN}$$

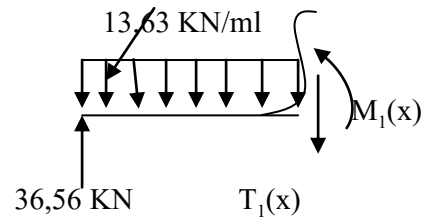
#### ❖ Efforts tranchant

\* 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 14,4\text{m}$ 

$$T_1(x) - 36,56 + 13,63X = 0$$

$$T(x) = -13,63 X + 36,56$$

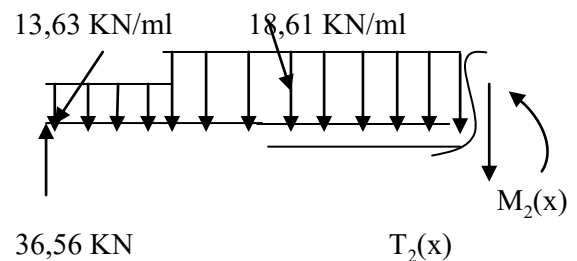
$$\begin{cases} \text{Pour } X = 0 & \rightarrow T_1(0) = +36,56 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 1,44 & \rightarrow T_1(1,44) = +16,93 \text{ KN} \end{cases}$$

\* 2<sup>ème</sup> tronçon:  $1,44 \text{ m} \leq x \leq 3,26 \text{ m}$ 

$$T_2(x) - 36,56 + 13,63 (1,44) + 18,61 (X - 1,44) = 0$$

$$T_2(x) = -18,61X + 43,73$$

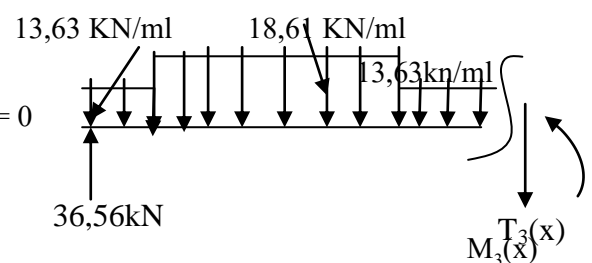
$$\begin{cases} \text{Pour } x = 1,44 & \rightarrow T_2(1,44) = +16,93 \text{ kN} \\ \text{Pour } x = 3,26 & \rightarrow T_2(3,26) = -16,93 \text{ kN} \end{cases}$$

\* 3<sup>ème</sup> tronçon:  $3,26 \text{ m} \leq x \leq 4,7 \text{ m}$ 

$$T_3(x) - 36,56 + 13,63 (1,44) + 18,61 (1,82) + 13,63(X - 3,26) = 0$$

$$T_3(x) = -13,63X + 27,5$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 3,26 & \rightarrow T_3(3,26) = -16,93 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 4,7 & \rightarrow T_3(4,7) = -36,56 \text{ KN} \end{cases}$$



## ❖ Moments fléchissant

\* 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,44 \text{ m}$ 

$$M_1(x) - 36,56 \cdot x + 13,63 \frac{x^2}{2} = 0 \Rightarrow M_{1(x)} = -6,815x^2 + 36,56x$$

$$\begin{cases} X=0\text{m} & \Rightarrow M_1(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ X=1,44 \text{ m} & \Rightarrow M_1(x=1,44) = 38,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

\* 2<sup>er</sup> tronçon :  $1,44 \text{ m} \leq x \leq 3,26 \text{ m}$ 

$$M_2(X) = -18,61 \cdot \frac{(x-1,44)^2}{2} - 1,44 \cdot 13,63 \cdot \left(x - \frac{1,44}{2}\right) + 36,56 \cdot x$$

$$\begin{cases} X=1,44\text{m} & \Rightarrow M_1(x=1,44) = 38,51 \text{ kN.m} \\ X=3,26 \text{ m} & \Rightarrow M_1(x=3,26) = 38,51 \text{ kN.m} \end{cases}$$

\* 3<sup>ème</sup> tronçon :  $3,26 \text{ m} \leq x \leq 4,7 \text{ m}$

$$M_3(x) - 36,56x + (13,66 \times 1,44)(x - 0,72) + (18,61 \times 1,82)(x - 1,63) + 13,63(x - 3,26)^2 / 2 = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X=3,26 \Rightarrow M_2(x=3,26) = 38,51 \text{ kN.m} \\ X=4,7 \Rightarrow M_2(x=4,7) = 0 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

❖ **Calcul du moment max :**

La section la où se situ le moment max est en deuxième tronçon

D'où :

$$T_2(x) = -18,61X + 43,73 = 0 \Rightarrow x = 2,35 \text{ m} \quad (\text{mi-travée})$$

Puis on calcul le moment max :

$$M_2(X) = -18,61 \cdot \frac{(x - 1,44)^2}{2} - 1,44 \cdot 13,63 \cdot \left(x - \frac{1,44}{2}\right) + 36,56 \cdot x$$

$$M_{\max} = M(2,35) = 46,1 \text{ kN.m}$$

**Remarque:**

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteurs pour le moment  $M_z^{\max}$  au niveau des appuis et en travée.

**Aux appuis:**

$$M_{\text{ua}} = -0,3 \times M_z^{\max} = -0,3 \times 46,1 = -13,83 \text{ kN.m}$$

**En travée:**

$$M_{\text{ut}} = 0,85 \times M_z^{\max} = 0,85 \times 46,1 = 39,19 \text{ kN.m}$$

Diagramme des efforts internes :

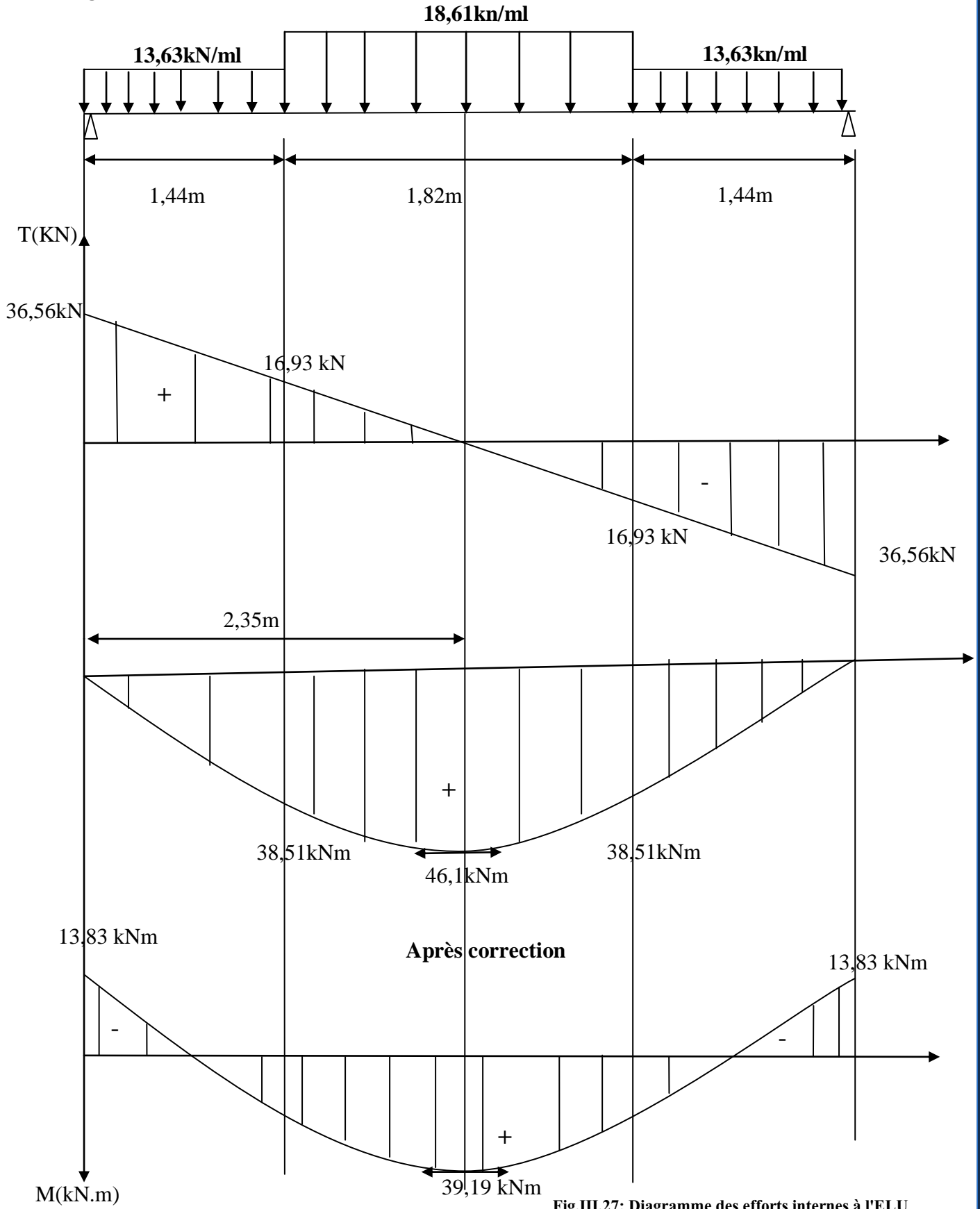


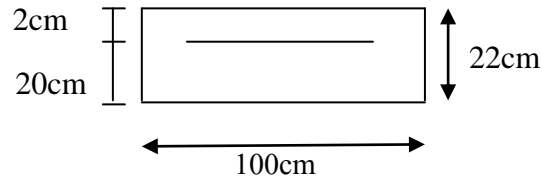
Fig.III.27: Diagramme des efforts internes à l'ELU

## 9) Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1ml, soumise à la flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

**B= 100 cm C= 2 cm d= 20cm**

## a) Aux appuis

♣ Calcul de  $\mu_b$ :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13,83 \cdot 10^3}{100 \times (20)^2 \times 14,2} = 0,024 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,988$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_b = 0,024 \\ \mu_1 = 0,392 \end{array} \right. \Rightarrow \mu_b < \mu_1 \Rightarrow \text{SSA}$$

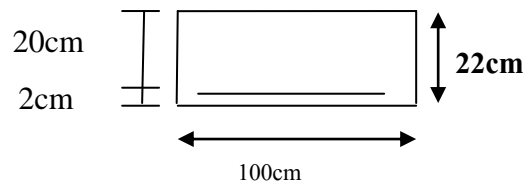
$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13,83 \cdot 10^3}{0,988 \cdot 20 \cdot 348} = 2,01 \text{ cm}^2$$

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

## ♣ Armature de répartition :

$$A_R = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \quad \text{Soit : } A_R = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8 \text{ Avec : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

## b) En travée

♣ Calcul de  $\mu_b$ :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{39,19 \cdot 10^3}{100 \times (20)^2 \times 14,2} = 0,069 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,964$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_b = 0,069 \\ \mu_1 = 0,392 \end{array} \right. \Rightarrow \mu_b < \mu_1 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{39,19 \cdot 10^3}{0,964 \cdot 20 \cdot 348} = 5,84 \text{ cm}^2$$

**Soit :  $A_{st} = 7,92 \text{ cm}^2 = 7\text{HA } 12$  Avec :  $S_t = 15 \text{ cm.}$**

## ♣ Armature de répartition :

$$A_R = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \quad \text{Soit : } A_R = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8 \text{ Avec : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

## 10) Vérification à l'ELU

## ❖ Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art .A.4.2.1. modifier 99)

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 20 \cdot \frac{2,1}{400} = 2,41 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min} = 2,41 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^a = 3,14 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^t = 7,92 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} A_{st}^a > A_{\min} \\ A_{st}^t > A_{\min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## ❖ Vérification au cisaillement

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \cdot d} \text{ Avec : } T_{U\max} = 36,56 \text{ kN.}$$

$$\tau_U = \frac{36,56}{1,0 \cdot 2} = 182,8 \text{ kN/m}^2 = 182,8 \cdot 10^{-3} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa. (fissuration peu nuisible)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_U = 3,33 \text{ MPa.} \\ \tau_U = 182,8 \cdot 10^{-3} \text{ MPa.} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_U < \bar{\tau}_U \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## ❖ Vérification d'adhérence aux appuis : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3)

$$\bar{\tau}_{Se} = \psi_s \cdot f_{t28} \text{ Avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour les barres à haute adhérence (HA).}$$

$$\bar{\tau}_{Se} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{Se} = \frac{T_{U\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \text{ Avec : } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \cdot (3,14) \cdot 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{Se} = \frac{36,56 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 200 \cdot 125,6} = 1,62 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_e = 1,62 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_e = 3,15 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_{Se} < \bar{\tau}_{Se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'ancrage des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21)**

$$\overline{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \Phi = 35,27 \Phi \text{ cm}$$

Pour  $\phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,2 = 42,32 \text{ cm}$ .

Pour  $\phi = 1,0 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,0 = 35,27 \text{ cm}$ .

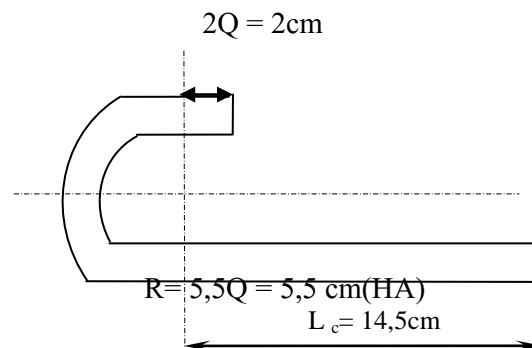
Dans ce cas  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre, donc il faut prévoir un ancrage avec des crochets

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

En travée :  $L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,32 = 17 \text{ cm}$

En appui :  $L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,50 \text{ cm}$

Par exemple : Pour  $\phi = 1,0 \text{ cm}$



❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)

$$\overline{V}_u = \frac{0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d}{\gamma_b} = \frac{0,4 \cdot 25 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 0,2}{1,5} = 1200 \text{ kN}$$

$$\left. \begin{array}{l} \overline{V}_u = 1200 \text{ kN} \\ V_u = T_u = 36,56 \text{ kN} \end{array} \right\} \longrightarrow V_u < \overline{V}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

$$A_s > \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) \Rightarrow \frac{1,15}{400} \left( 34,92 \times 10^{-3} - \frac{13,83 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,2} \right) < 0$$

➤ Donc aucune condition n'est à vérifier pour les armatures.

### ❖ Espacement des barres :

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

-Armatures principales

$$S_{tmax} = \min\{3h|33cm\} = \min\{3 \times 20cm|33cm\} = \min\{60cm|33cm\}$$

$$S_{tmax} = 33cm$$

On a l'écartement des barres en appuis (4HA10) et en travée(7HA12)

$S_t = 25$  cm et 15 cm successivement.

$$\Rightarrow S_{tmax} > S_t \text{ donc la condition est vérifiée}$$

-Armatures de répartition :

$$S_{tmax} = \{4h|45cm\} = \min\{4 \times 20|45cm\} = \min\{80|45cm\}$$

$$S_{tmax} = 45cm$$

On a l'écartement des barres de répartition  $S_t = 25$  cm(4HA8)

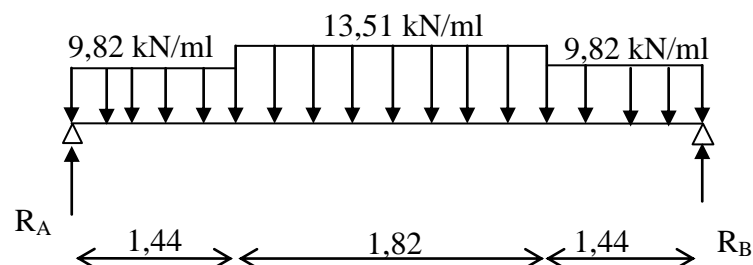
$$\Rightarrow S_{tmax} > S_t \text{ condition vérifiée}$$

### 11) Calcul à l'ELS :

ELS :  $(G+Q) \times 1ml$

Volée :  $q_{sv} = (11,01+2,5) \times 1ml = 13,51$  kN/ml

Palier :  $q_{sp} = (7,32+2,5) \times 1ml = 9,82$  kN/ml



## ❖ Calcul des réactions

$$\sum F = 0$$

$$9,82 \times (1,44 + 1,44) + 13,51 \times 1,82 = R_A + R_B = 52,87 \Rightarrow R_B + R_A = 52,87 \text{ kN}$$

$$\text{Vu la symétrie : } R_A = R_B = \frac{52,87}{2} = 26,44 \text{ kN}$$

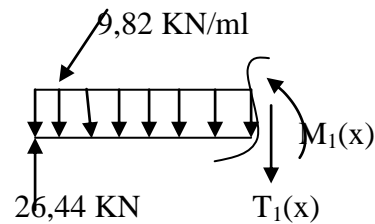
## ❖ Efforts tranchant

\* 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 14,4 \text{ m}$ 

$$T_1(x) - 26,44 + 9,82X = 0$$

$$T(x) = -9,82 X + 26,44$$

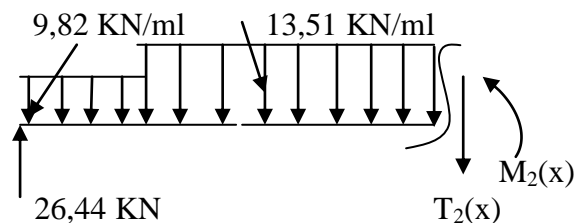
$$\begin{cases} \text{Pour } X = 0 \rightarrow T_1(0) = +26,44 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 1,44 \rightarrow T_1(1,44) = +12,30 \text{ KN} \end{cases}$$

\* 2<sup>eme</sup> tronçon:  $1,44 \text{ m} \leq x \leq 3,26 \text{ m}$ 

$$T_2(x) - 26,44 + 9,82(1,44) + 13,51(X - 1,44) = 0$$

$$T_2(x) = -13,54X + 31,75$$

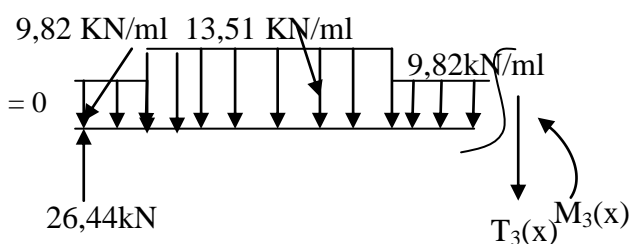
$$\begin{cases} \text{Pour } x = 1,44 \rightarrow T_2(1,44) = +12,30 \text{ Kn} \\ \text{Pour } x = 3,26 \rightarrow T_2(3,26) = -12,30 \text{ Kn} \end{cases}$$

\* 3<sup>eme</sup> tronçon:  $3,26 \text{ m} \leq x \leq 4,7 \text{ m}$ 

$$T_3(x) - 26,44 + 9,82(1,44) + 13,51(1,82) + 9,82(x - 3,26) = 0$$

$$T_3(x) = -9,82X + 19,72$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 3,26 \rightarrow T_3(3,26) = -12,30 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 4,7 \rightarrow T_3(4,7) = -26,44 \text{ KN} \end{cases}$$



## ❖ Moments fléchissant

\* 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,44 \text{ m}$ 

$$M_1(x) - 26,44 \cdot x + 9,82 \frac{x^2}{2} = 0 \Rightarrow M_{1(x)} = -4,91x^2 + 26,44x$$

$$\begin{cases} X=0 \text{ m} \Rightarrow M_1(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ X=1,44 \text{ m} \Rightarrow M_1(x=1,44) = 27,90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

\* 2<sup>er</sup> tronçon :  $1,44 \text{ m} \leq x \leq 3,26 \text{ m}$

$$M_2(X) = -13,51 \cdot \frac{(x-1,44)^2}{2} - 1,44 \cdot 9,82 \cdot \left(x - \frac{1,44}{2}\right) + 26,44 \cdot x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X=1,44\text{m} \Rightarrow M_1(x=1,44) = 27,90 \text{ kN.m} \\ X= 3,26 \text{ m} \Rightarrow M_1(x=3,26) = 27,90 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

\* 3<sup>eme</sup> tronçon :  $3,26 \text{ m} \leq x \leq 4,7 \text{ m}$

$$M_3(x) - 26,44x + (9,82 \times 1,44)(x - 0,72) + (13,51 \times 1,82)(x - 1,63) + 9,82(x - 3,26)^2 / 2 = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X=3,26 \Rightarrow M_2(x=3,26) = 27,90 \text{ kN.m} \\ X=4,7 \Rightarrow M_2(x=4,7) = 0 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

#### ❖ Calcul du moment max :

La section la où se situ le moment max est en deuxième tronçon

D'où :

$$T_2(x) = -13,54X + 31,75 = 0 \Rightarrow x = 2,35 \text{ m} \quad (\text{mi-travée})$$

Puis on calcul le moment max :

$$M_2(X) = -13,51 \cdot \frac{(x - 1,44)^2}{2} - 1,44 \cdot 9,82 \cdot \left(x - \frac{1,44}{2}\right) + 26,44 \cdot x$$

$$M_{\max} = M(2,35) = 33,49 \text{ kN.m}$$

#### Remarque:

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteurs pour le moment  $M_z^{\max}$  au niveau des appuis et en travée.

#### Aux appuis:

$$M_{\text{ua}} = -0,3 \times M_z^{\max} = -0,3 \times 33,49 = -10,05 \text{ kN.m}$$

#### En travée:

$$M_{\text{ut}} = 0,85 \times M_z^{\max} = 0,85 \times 33,49 = 28,47 \text{ kN.m}$$

• Diagramme des efforts internes :

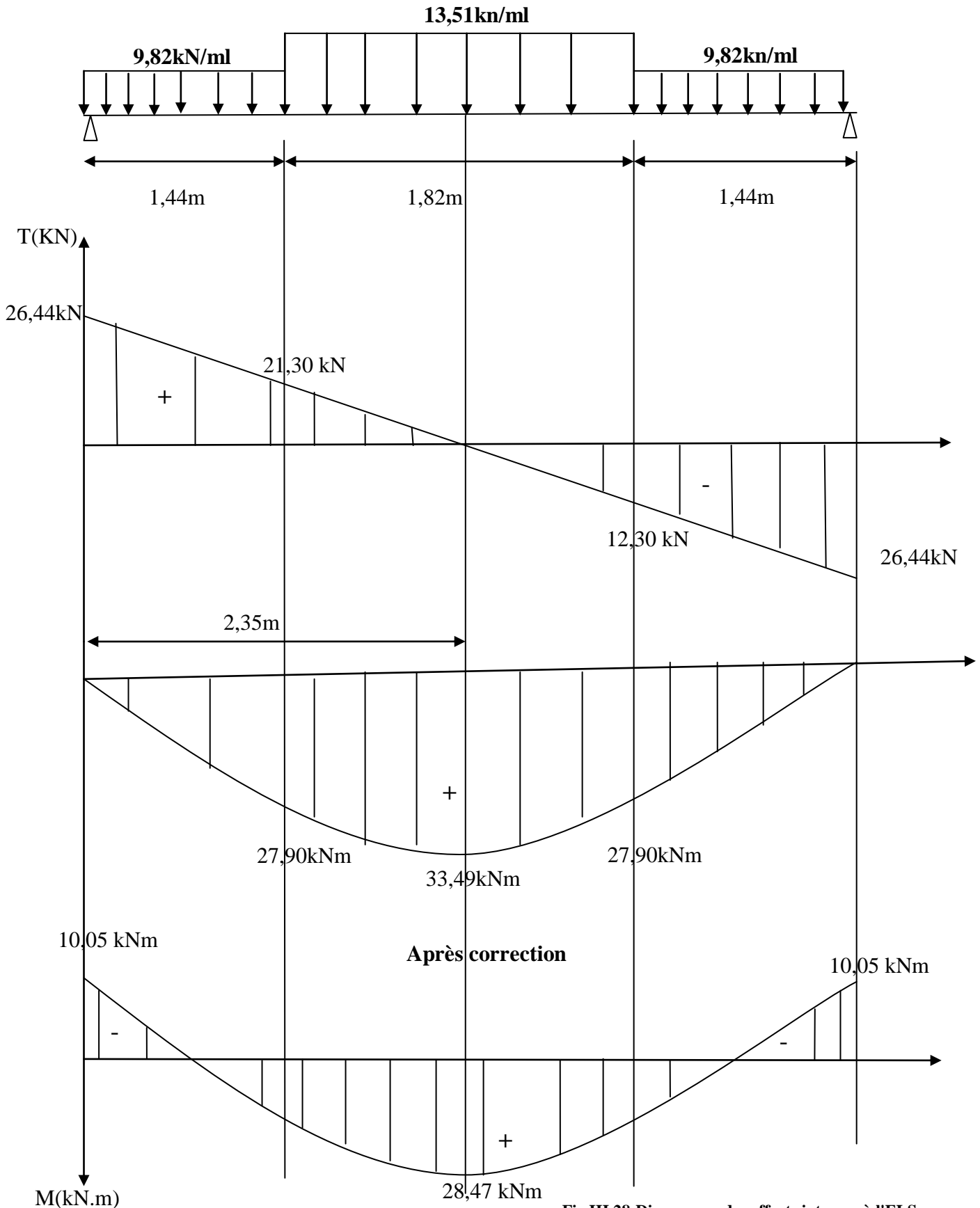


Fig.III.28:Diagramme des efforts internes à l'ELS

## 12) Vérification à l'ELS

### 1) Vérification de la résistance du béton à la compression

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

Et :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$  Avec :  $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$  (Une poutre soumise à la flexion simple).

$\beta_1$  ;  $K_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures

comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :  $\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \cdot d}$

#### a) Sur appuis

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 20} = 0,157 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,935 \\ K_1 = 61,92 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{10,05 \cdot 10^6}{0,935 \times 200 \times 3,14 \cdot 10^2} = 171,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{171,16}{61,92} = 2,76 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 2,76 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### b) En travée

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7,92}{100 \times 20} = 0,396 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,903 \\ K_1 = 36,55 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{28,47 \cdot 10^6}{0,903 \times 200 \times 7,92 \cdot 10^2} = 199,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{199,04}{36,55} = 5,45 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 5,45 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### ❖ Etat limite de déformation : (BAEL 91 modifié 99/Art B.6.8, 424)

#### • Vérification de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\max} \cdot l^4}{E_v \cdot I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t^s}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

**Avec:**

h : hauteur totale (22 cm)

L : portée entre nus d'appuis L=4,70m

$M_t$  : moment max en travée ;

$M_0$  : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

$b_0$  : largeur de la nervure ;

d : hauteur utile de la section droite.

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Avec : } \frac{h}{L} = \frac{22}{470} = 0,047 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{avec :}$$

$$q_s = \max(q_v^s; q_{palier}^s) = q_v^s = 12,275 \text{ Kn/ml}$$

$E_v$  : Module de déformation différé

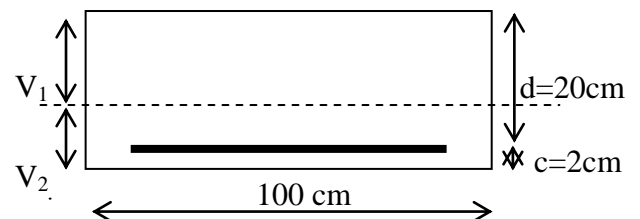
$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

I : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15A_r(V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$S_{xx}$  : Moment statique de la section homogène.



**Fig. : III.29**

$$S_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_{st} \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times (22)^2}{2} + 15 \times 7,92 \times 20$$

$$S_{xx} = 26576 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène.

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

$$B_0 = (100 \times 22) + (15 \times 7,92)$$

$$B_0 = 2318,8 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{26576}{2318,8} = 11,46 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 22 - 11,4 = 10,54 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I = \frac{100}{3} ((11,46)^3 + (10,54)^3) + 15 \times 7,92 (10,54 - 2)^2$$

$$I = 90213,41 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{13,51 \times 10^3 \times (4,70)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 90213,41 \times 10^{-8}} = 8,8 \times 10^{-3} \text{ m} = 0,88 \text{ cm.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm}$$

$$f = 0,88 \text{ cm} < \bar{f} = 0,94 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée. (Pas de flèche).}$$

### III 6.2) Calcul du 2<sup>em</sup> types d'escalier:

Cet escalier comporte 3 volées, deux droites et une balancée, il est destiné pour passer du RDC au 1<sup>er</sup> étage,

#### 1) Pré dimensionnement de l'escalier:

**NB:** on optera pour les même dimensions du giron (g) et de la hauteur de la contre marche (h); **g = 26 cm , h = 17 cm.**

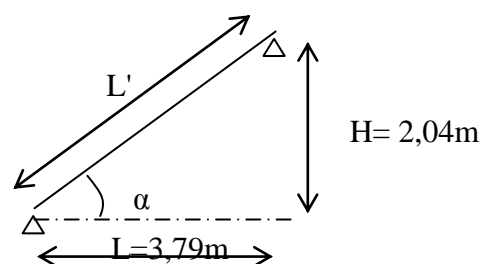


Fig. III.30 schéma statique

## 2) Dimensionnement de la paillasse

Le pré dimensionnement se fera pour une poutre simplement appuyée sur les deux côtés,

l'épaisseur de la paillasse ( $e_p$ ) est donnée par :  $\longrightarrow \frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$

Avec :  $L_0 = L'$

Calcul de :  $L'$

D'après la figure (III.4.4), on déduit :  $tg \alpha = \frac{H}{L} = \frac{204}{379} = 0.538 \Rightarrow \alpha = 28.3^\circ$

$cos \alpha = \frac{L}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L}{cos \alpha} = \frac{379}{0.88} = 430.7 \text{ cm} = 4,307 \text{ m.} \Rightarrow L' = 4,307 \text{ m.}$

$L_0 = L' \Rightarrow L_0 = 4,307 \text{ m.}$

$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \Leftrightarrow \frac{430.7}{30} \leq e_p \leq \frac{430.7}{20} \Leftrightarrow 14,35 \leq e_p \leq 21.535$

On prend :  $e_p = 18 \text{ cm.}$

## 3) Détermination des sollicitations de calcul

### ➤ Charge permanente

La volée :

- ❖ Poids propre de la paillasse :  $0,18 \times 25 / \cos(28,3^\circ) = 5,11 \text{ KN/m}^2$
- ❖ Poids propre de la marche :  $25 \times 0,17 / 2 = 2,125 \text{ KN/m}^2$

### ➤ Poids propre de revêtement :

- ❖ Carrelage :  $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
- ❖ Mortier de pose :  $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
- ❖ Enduit en ciment :  $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
- ❖ Lit de sable :  $22 \times 0,03 = 0,66 \text{ KN/m}^2$
- ❖ Poids propre du garde corps :  $0,2 \text{ KN/m}^2$

$$G_{\text{tot}} = 9,26 \text{ KN/m}^2$$

**Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour

La volée :  $Q_v = 2,5 \text{ kN/m}^2$

**4) Combinaisons de charges et surcharges :**

**ELU :**  $(1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml}$

Volée :  $q_{uv} = (1,35 \times 9,26 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ ml} = 16,25 \text{ kN / ml}$

**ELS :**  $(G + Q) \times 1 \text{ ml}$

Volée :  $q_{sv} = (9,26 + 2,5) \times 1 \text{ ml} = 11,76 \text{ kN/ml}$

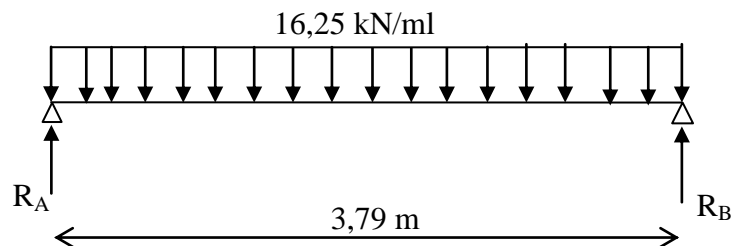
**5) Calcul à l'ELU:**

Schéma statique de calcul d'une poutre simplement appuyée et uniformément chargée, qui sera étudiée en utilisant les méthodes de la RDM.

**6) Calcul des efforts internes****❖ Calcul des réactions**

$$\sum F = 0$$

$$16,25 \times 3,79 = R_A + R_B = 61,59 \text{ kN} \Rightarrow R_B + R_A = 61,59 \text{ kN} -$$

$$\text{Vu la symétrie : } R_A = R_B = \frac{61,59}{2} = 30,8 \text{ kN}$$

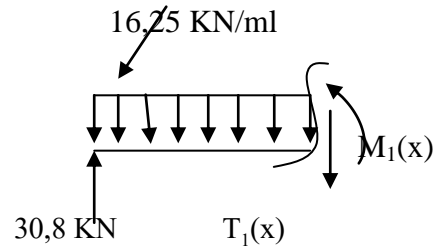
## ❖ Efforts tranchant

\* tronçon :  $0 \leq x \leq 3,79\text{m}$ 

$$T_1(x) - 30,8 + 16,25X = 0$$

$$T(x) = -16,25 X + 30,8$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X = 0 \rightarrow T_1(0) = +30,8 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 1,44 \rightarrow T_1(1,44) = -30,8 \text{ KN} \end{array} \right.$$



## ❖ Moments fléchissant

nul aux appuis, maximum à mi travée;  $q_u \max = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{16,25 \times 3,79^2}{8} = 29,2 \text{ kN.m}$

**Remarque:**

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteurs pour le moment  $M_z^{\max}$  au niveau des appuis et en travée.

**Aux appuis:**

$$M_{ua} = -0,3 \times M_z^{\max} = -0,3 \times 29,2 = -8,76 \text{ kN.m}$$

**En travée:**

$$M_{ut} = 0,85 \times M_z^{\max} = 0,85 \times 29,2 = 24,82 \text{ kN.m}$$

## 7) Diagramme des efforts internes

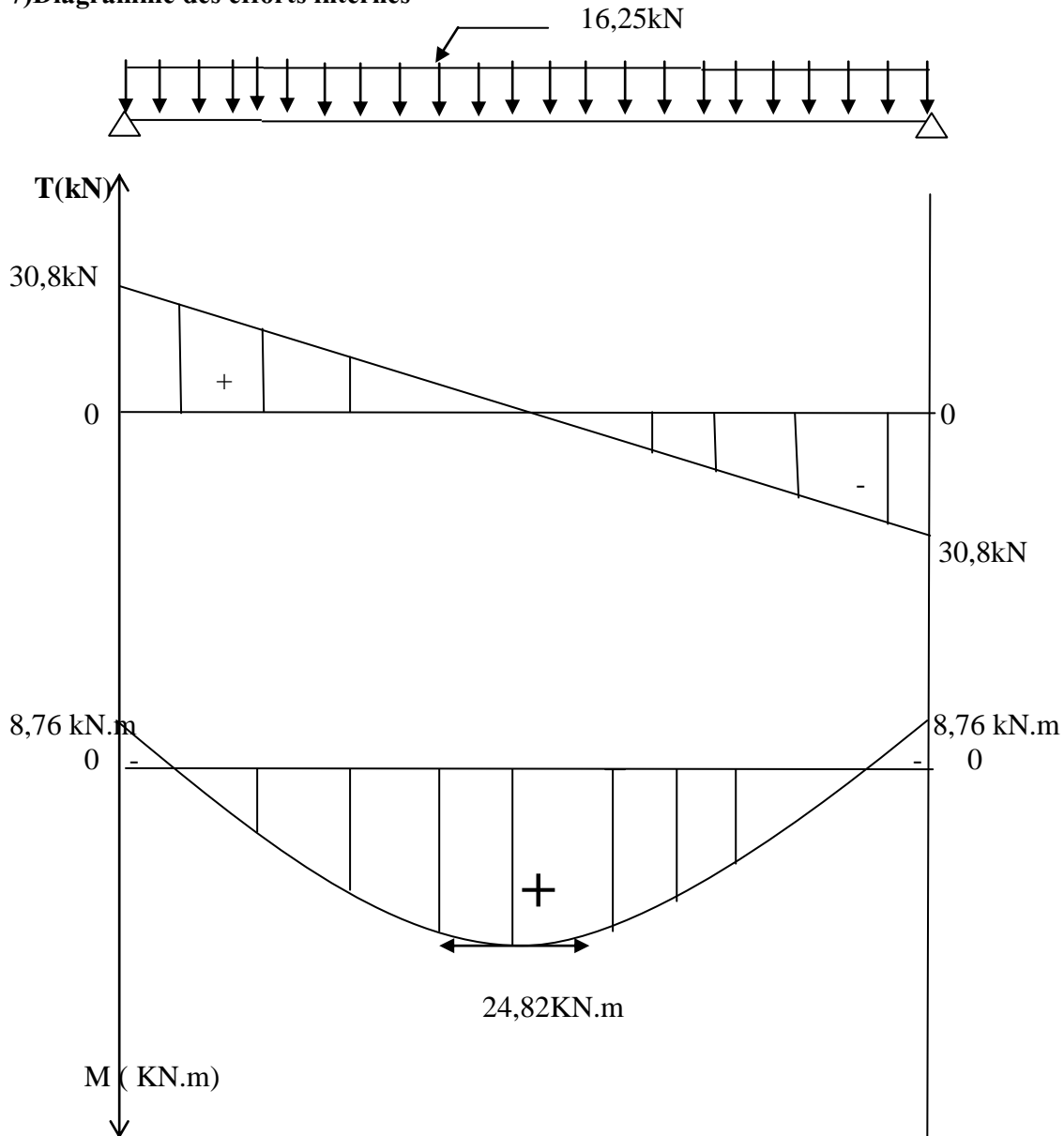


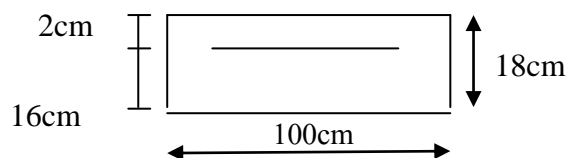
Fig.III.31: Diagramme des efforts internes à l'ELU

## 8) Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1ml, soumise à la flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

**B= 100 cm C= 2 cm d= 16cm**

## a) Aux appuis



♣ Calcul de  $\mu_b$  :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,76 \cdot 10^3}{100 \times (16)^2 \times 14,2} = 0,024 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,988$$

$$\begin{cases} \mu_b = 0,024 \\ \mu_1 = 0,392 \end{cases} \Rightarrow \mu_b < \mu_1 \Rightarrow \text{SSA}$$

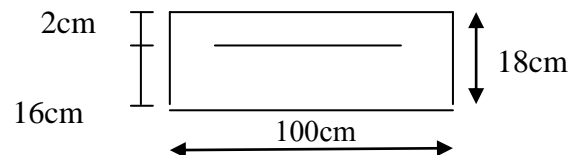
$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,76 \cdot 10^3}{0,988 \cdot 16 \cdot 348} = 1,59 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA } 8$

♣ Armature de répartition :

$$A_R = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \quad \text{Soit : } A_R = 1,31 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}6 \text{ Avec : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

b) En travée



♣ Calcul de  $\mu_b$  :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{24,82 \cdot 10^3}{100 \times (16)^2 \times 14,2} = 0,068 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,965$$

$$\begin{cases} \mu_b = 0,068 \\ \mu_1 = 0,392 \end{cases} \Rightarrow \mu_b < \mu_1 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{24,82 \cdot 10^3}{0,964 \cdot 16 \cdot 348} = 4,62 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = 4,71 \text{ cm}^2 = 6\text{HA } 10$  Avec :  $S_t = 16,5 \text{ cm.}$

♣ Armature de répartition :

$$A_R = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,18 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \quad \text{Soit : } A_R = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8 \text{ Avec : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

## 9) Vérification à l'ELU

## ❖ Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art .A.4.2.1. modifier 99)

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 16 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,932 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min} = 1,932 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^a = 2,01 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^t = 4,71 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} A_{st}^a > A_{\min} \\ A_{st}^t > A_{\min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## ❖ Vérification au cisaillement

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } T_{U\max} = 30,8 \text{ kN.}$$

$$\tau_U = \frac{30,8}{1,016} = 192,5 \text{ kN/m}^2 = 192,5 \cdot 10^{-3} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa. (fissuration peu nuisible)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_U = 3,33 \text{ MPa.} \\ \tau_U = 192,5 \cdot 10^{-3} \text{ MPa.} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_U < \bar{\tau}_U \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## ❖ Vérification d'adhérence aux appuis : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3)

$$\bar{\tau}_{Se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1,5 \quad \text{pour les barres à haute adhérence (HA).}$$

$$\bar{\tau}_{Se} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{Se} = \frac{T_{U\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \cdot (3,14) \cdot 8 = 100,48 \text{ mm}$$

$$\tau_{Se} = \frac{30,8 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 160 \cdot 100,48} = 2,13 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_e = 2,13 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_e = 3,15 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_{Se} < \bar{\tau}_{Se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'ancrage des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21)**

$$\overline{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \Phi = 35,27 \Phi \text{ cm}$$

Pour  $\phi = 1,0 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,0 = 35,27 \text{ cm}$ .

Pour  $\phi = 0,8 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 0,8 = 28,22 \text{ cm}$ .

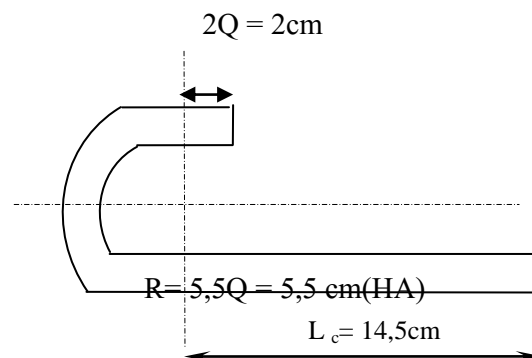
Dans ce cas  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre, donc il faut prévoir un ancrage avec des crochets

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

En travée :  $L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,50 \text{ cm}$

En appui :  $L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 28,22 = 11,5 \text{ cm}$

Par exemple : Pour  $\phi = 1,0 \text{ cm}$



❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)

$$\overline{V}_u = \frac{0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d}{\gamma_b} = \frac{0,4 \cdot 25 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 16}{1,5} = 960 \text{ kN}$$

$$\left. \begin{array}{l} \overline{V}_u = 960 \text{ kN} \\ V_u = T_u = 30,8 \text{ kN} \end{array} \right\} \longrightarrow V_u < \overline{V}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

$$A_s > \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) \Rightarrow \frac{1,15}{400} \left( 34,92 \times 10^{-3} - \frac{13,83 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,16} \right) < 0$$

➤ Donc aucune condition n'est à vérifier pour les armatures.

❖ **Espacement des barres :**

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

-Armatures principales

$$S_{tmax} = \min\{3h|33cm\} = \min\{3 \times 20cm|33cm\} = \min\{60cm|33cm\}$$

$$S_{tmax} = 33cm$$

On a l'écartement des barres en appuis (4HA8) et en travée(6HA10)

$S_t = 25$  cm et 16,5 cm successivement.

$$\Rightarrow S_{tmax} > S_t \text{ donc la condition est vérifiée}$$

-Armatures de répartition :

$$S_{tmax} = \{4h|45cm\} = \min\{4 \times 20|45cm\} = \min\{80|45cm\}$$

$$S_{tmax} = 45cm$$

On a l'écartement des barres de répartition  $S_t = 25$  cm(4HA8) et (4HA6)

$$\Rightarrow S_{tmax} > S_t \text{ condition vérifiée}$$

**10) Calcul à l'ELS :**

**ELS : (G+Q) × 1ml**

Volée :  $q_{sv} = (9,26+2,5) \times 1ml = 11,76$  kN/ml

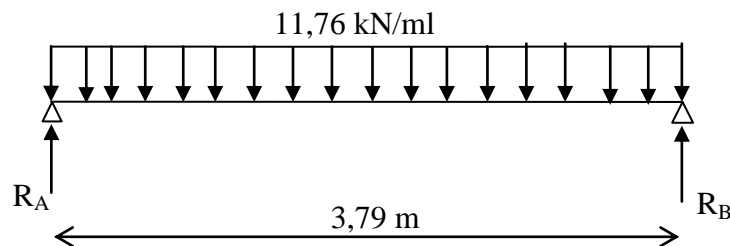


Schéma statique de calcul d'une poutre simplement appuyée et uniformément chargée, qui sera étudiée en utilisant les méthodes de la RDM.

**11) Calcul des efforts internes**❖ **Calcul des réactions**

$$\sum F = 0$$

$$16,25 \times 3,79 = R_A + R_B = 44,56 \text{ kN} \Rightarrow R_B + R_A = 44,56 \text{ kN}$$

$$\text{Vu la symétrie : } R_A = R_B = \frac{44,56}{2} = \mathbf{22,28 \text{ kN}}$$

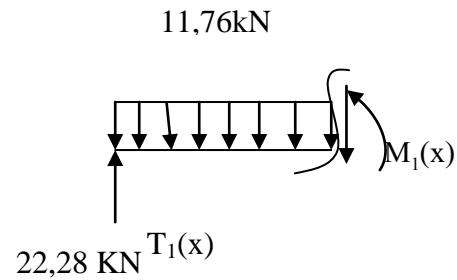
## ❖ Efforts tranchant

\* tronçon :  $0 \leq x \leq 3,79\text{m}$ 

$$T_1(x) - 22,28 + 11,76X = 0$$

$$T(x) = -11,76 X + 22,28$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X = 0 \rightarrow T_1(0) = +22,28 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 3,76 \rightarrow T_1(3,79) = -22,28 \text{ KN} \end{array} \right.$$



## ❖ Moments fléchissant

nul aux appuis, maximum à mi travée;  $q_u \max = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{11,76 \times 3,79^2}{8} = 21,12 \text{ kN.m}$

**Remarque:**

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteurs pour le moment  $M_z^{\max}$  au niveau des appuis et en travée.

**Aux appuis:**

$$M_{ua} = -0,3 \times M_z^{\max} = -0,3 \times 21,12 = -6,33676 \text{ kN.m}$$

**En travée:**

$$M_{ut} = 0,85 \times M_z^{\max} = 0,85 \times 21,12 = 17,95 \text{ kN.m}$$

## 12) Diagramme des efforts internes

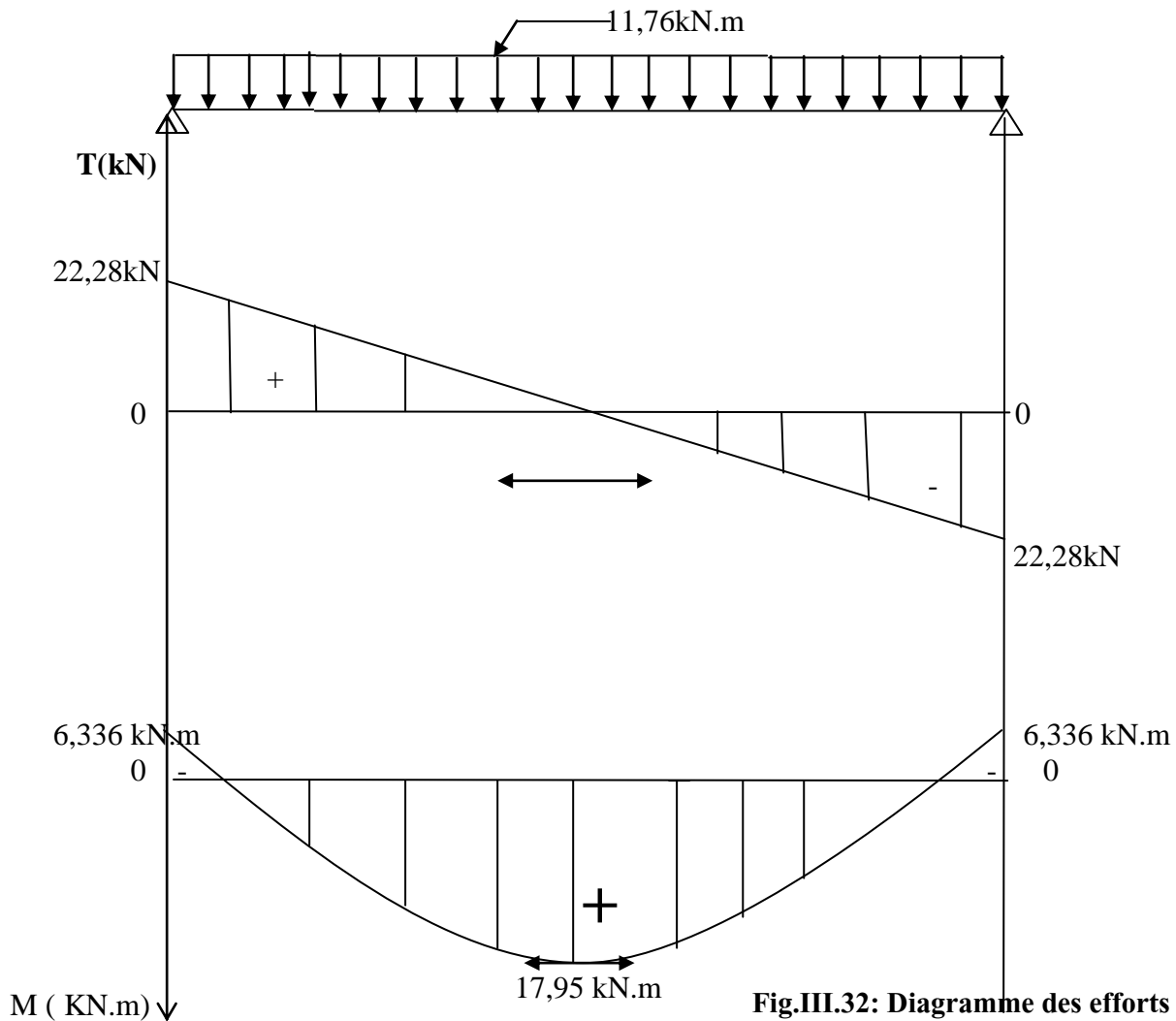


Fig.III.32: Diagramme des efforts internes à l'ELS

## 13) Vérification à l'ELS

## 1) Vérification de la résistance du béton à la compression

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

Et :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$  Avec :  $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$  (Une poutre soumise à la flexion simple).

$\beta_1$  ;  $K_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures

comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :  $\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \cdot d}$

## a) Sur appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,941 \\ K_1 = 69,75 \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 16} = 0,126 \Rightarrow$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta.d.A_{st}} = \frac{6,336.10^6}{0,941 \times 160 \times 2,01.10^2} = 209,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{209,37}{69,75} = 3,0 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 3,0 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b) En travée**

$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 4,71.}{100 \times 16} = 0,294. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,914 \\ K_1 = 43,14 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta.d.A_{st}} = \frac{17,95.10^6}{0,914 \times 160 \times 4,71.10^2} = 260,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{260,6}{43,14} = 6,04 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 6,04 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Etat limite de déformation : (BAEL 91 modifié 99/Art B.6.8, 424)**

• **Vérification de la flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\max} \cdot L^4}{E_v \cdot I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t^s}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

**Avec:**

h : hauteur totale (18 cm)

L : portée entre nus d'appuis L=3,79m

M<sub>t</sub> : moment max en travée ;

M<sub>0</sub> : moment max de la travée isostatique ;

$A$  : section des armatures ;

$b_0$  : largeur de la nervure ;

$d$  : hauteur utile de la section droite.

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Avec : } \frac{h}{L} = \frac{18}{379} = 0,047 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{avec :}$$

$$q_s = \max(q_v^s) = q_v^s = 11,76 \text{ Kn/ml}$$

$E_v$  : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

$I$  : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

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

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$S_{xx}$  : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_{st} \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times (18)^2}{2} + 15 \times 4,71 \times 16$$

$$S_{xx} = 17330,4 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène.

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

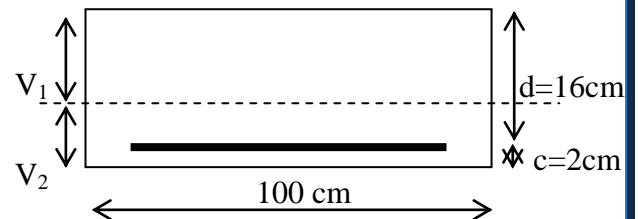
$$B_0 = (100 \times 18) + (15 \times 4,71)$$

$$B_0 = 1870,65 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{17330,4}{1870,65} = 9,26 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,26 = 8,74 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :



**Fig. : III.33**

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

$$I = \frac{100}{3}((9,26)^3 + (8,74)^3) + 15 \times 4,71(8,74 - 2)^2$$

$$I = 51931,22 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,76 \times 10^3 \times (3,79)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 51931,22 \times 10^{-8}} = 5,6 \times 10^{-3} \text{ m} = 0,56 \text{ cm.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{379}{500} = 0,758 \text{ cm}$$

$$f = 0,56 \text{ cm} < \bar{f} = 0,758 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée. (Pas de flèche).}$$

### III 7/ Etude de la poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids de mur. elle est partiellement encastree dans les poteaux.

#### 1) Pré dimensionnement

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

$$0,4 \cdot h \leq b \leq 0,7 \cdot h$$

Avec :

L: longueur libre maximale entre nus des appuis.

b: largeur de la poutre.

h<sub>t</sub>: la hauteur de la poutre.

On a : L=4,50m.

- La hauteur h :

$$\frac{4,50}{15} \leq h_t \leq \frac{4,50}{10} \quad \Leftrightarrow \quad 0,30 \text{ m} \leq h_t \leq 0,45 \text{ m}$$

Soit : h<sub>t</sub> = 35 cm.

- La largeur b :

$$0,4 \cdot h_t \leq b \leq 0,7 \cdot h_t \quad \Leftrightarrow \quad 0,4(35) \leq b \leq 0,7(35)$$

$$14 \leq b \leq 24,5$$

Soit : b = 25 cm. Car le RPA exige b ≥ 20cm

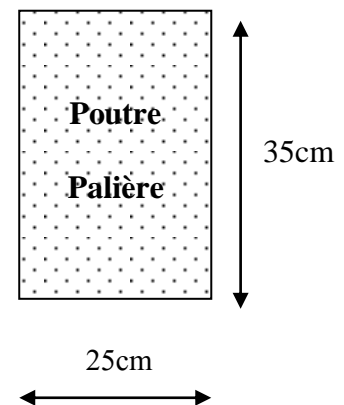


Fig :III.34

- **Vérification des exigences RPA 99 version 2003 (Art 7.4.1) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{b} \leq 4 \\ \frac{35}{25} = 1,4 \leq 4 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## 2) Détermination des charges et des surcharges:

- Poids propre de la poutre :

$$P_{\text{poutre}} = \rho \times V = 25(0,25 \times 0,35) = 2,19 \text{ kN/ml}$$

$$\text{L'effort tranchant à l'ELU : } T_u = 36,56 \text{ kN}$$

$$\text{L'effort tranchant à l'ELS : } T_s = 26,44 \text{ kN}$$

## 3) Combinaisons de charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 2T_u/L = 1,35 \times 2,19 + 2 \times 36,56/4,50 = 19,20 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + 2T_s/L = 2,19 + 2 \times 26,44/4,50 = 13,94 \text{ kN/ml}$$

**Le moment max en travée :**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{19,2(4,50)^2}{8} = 48,6 \text{ kN.m.}$$

- **Effort tranchant**

$$T_u = q_u \times L/2 = 19,2 \times 4,50/2 = 43,2 \text{ kN}$$

**Remarque :** En tenant compte de semi encastrement on aura :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times 48,6 = -14,58 \text{ kN.m}$$

$$\text{Sur travée : } M_t = 0,85 \times 48,6 = 41,31 \text{ kN.m}$$

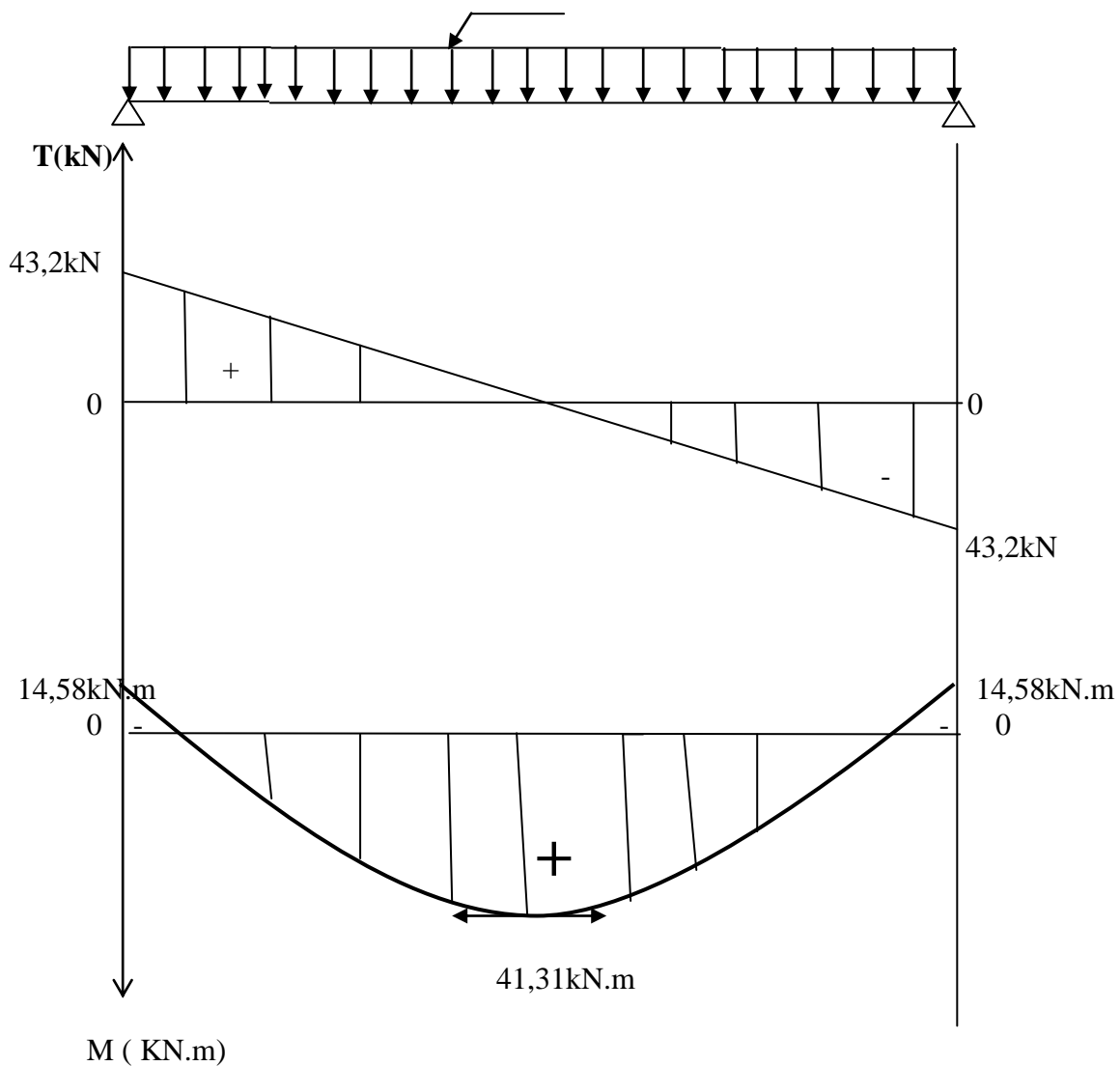
4) Diagramme des efforts internes:  $q_u = 19,20 \text{ kN/ml}$ 

Fig.III.35: Diagramme des efforts internes à l'ELU

## ❖ Ferrailage à l'ELU

Le calcul se fera pour une poutre soumise à la flexion simple.

## a) Aux appuis

♣ Calcul de  $\mu_b$  :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14,58 \times 10^3}{25 \times (32)^2 \times 14,2} = 0,04 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,980$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_b = 0,04 \\ \mu_1 = 0,392 \end{array} \right. \Rightarrow \mu_b < \mu_1 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14,58 \cdot 10^3}{0,980 \cdot 32 \cdot 348} = 1,34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st}^a = 2,26 \text{ cm}^2 = 2\text{HA } 12$$

### b) En travée

#### ♣ Calcul de $\mu_b$ :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{41,31 \cdot 10^3}{25 \times (32)^2 \times 14,2} = 0,114 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,939$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_b = 0,114 \\ \mu_1 = 0,392 \end{array} \right. \Rightarrow \mu_b < \mu_1 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{41,31 \cdot 10^3}{0,939 \cdot 32 \cdot 348} = 3,95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st}^t = 4,62 \text{ cm}^2 = 3\text{HA } 14$$

### 6) Vérification à ELU

#### ❖ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 25 \cdot 32 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min} = 0,97 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^a = 2,26 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^t = 4,62 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} A_{st}^a > A_{\min} \\ A_{st}^t > A_{\min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### ❖ Vérification au cisaillement

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } T_U = 43,2 \text{ kN.}$$

$$\tau_U = \frac{43,2}{0,25 \cdot 0,32} = 540 \text{ kN/m}^2 = 540 \cdot 10^{-3} \text{ MPa.}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_U = 3,33 \text{ MPa.} \\ \tau_U = 0,540 \text{ MPa.} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_U < \bar{\tau}_U \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

1. **Dans le béton :** (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)

$$T_u = 43,2 \text{ KN} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 480 \text{ KN}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. **Sur les aciers :** (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

$$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( 43,2 + \frac{-14,58}{0,9 \times 0,32} \right) = 0,021 \text{ cm}^2.$$

$\Rightarrow$  condition vérifiée

On constate que l'effort tranchant  $V_u$  n'a pas d'influence sur les armatures.

❖ **Vérification à l'entraînement des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3)**

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour les barres à haute adhérence (HA).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 2 \cdot (3,14) \cdot 12 = 75,36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{43,2 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 320 \cdot 75,36} = 1,99 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \tau_e = 1,99 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_e = 3,15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul des ancrages des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21)**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \Phi = 35,27 \Phi \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,4 = 49,378 \text{ cm} > 30 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,2 = 42,324 \text{ cm} > 30 \text{ cm.}$$

Nous adaptons pour des raisons pratique un crochet normal sera calculée comme suit :

$$\text{En travée : } L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 49,378 = 19,75 \text{ cm}$$

$$\text{En appui : } L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,324 = 16,93 \text{ cm}$$

### ❖ Calcul des armatures transversales

$$\text{Diamètre : } \phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} \Leftrightarrow \phi_t \leq \min \left( \frac{35}{35} = 1; \frac{25}{10} = 2,5; 1,2 \right) \Leftrightarrow$$

Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ .

Selon (RPA 99 Version 2003/Art : 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier :

#### • Sur appuis

$$e \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = \min \left( \frac{35}{4} = 8,75; 12(1,2) = 14,4; 30 \right) \Leftrightarrow \text{Soit : } e = S_t = 8 \text{ cm.}$$

#### • En travée

$$e \leq \frac{h}{2} \Leftrightarrow e \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm.} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Soit : } S_t = 17 \text{ cm.}$$

### 7) Vérification à l'ELS

#### • calcul à l'ELS :

$$q_s = G + 2T_s / L = 2,19 + 2 \times 26,44 / 4,50 = 13,94 \text{ kN/ml}$$

#### a) Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 13,94 \times \frac{4,50}{2} = 31,37 \text{ KN}$$

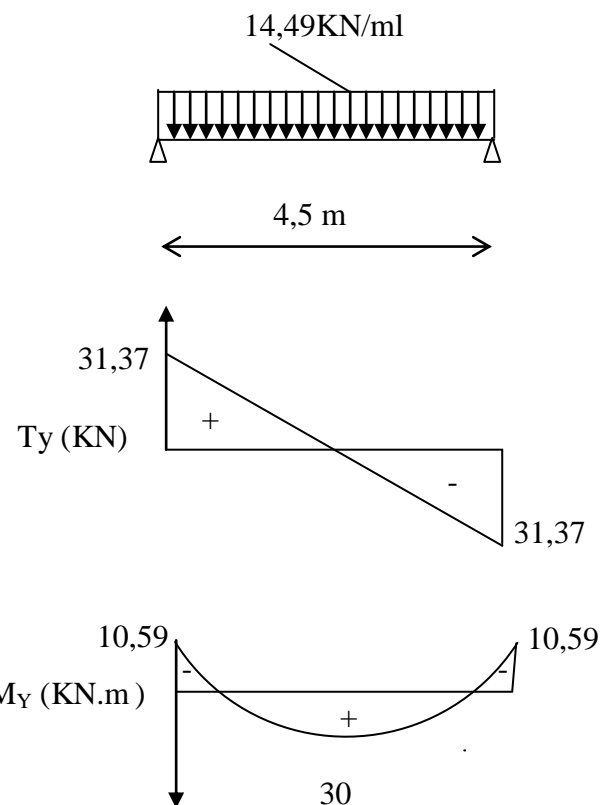
#### b) Les moments :

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 13,94 \times \frac{4,50^2}{8} = 35,29 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,3 \times 35,29 = -10,59 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times 35,29 = 30 \text{ KN.m}$$



- **Vérification de la résistance du béton à la compression**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

**Avec :**  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  (voir chapitre I).

**Et :**  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$  Avec :  $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$  (Une poutre soumise à la flexion simple).

$\beta_1$  ;  $K_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures

comprimées en fonction de  $\rho$ , qui est égale à :  $\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \cdot d}$

**a) Sur appuis**

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,29}{25 \times 32} = 0,286 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,915 \\ K_1 = 43,82 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{10,59 \times 10^6}{0,915 \times 320 \times 2,29 \cdot 10^2} = 157,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{157,94}{43,82} = 3,6 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 3,6 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b) En travée**

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 32} = 0,578. \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,887 \\ K_1 = 29,25 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{30 \cdot 10^6}{0,887 \times 320 \times 4,62 \cdot 10^2} = 228,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{228,77}{29,25} = 7,82 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 7,82 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la flèche :**

Les règles (BAEL 91 modifié 99/ Art.B.6.5,2 ), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t^s}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

**Avec:**

h : hauteur totale (35cm) ;

L : portée entre nus d'appuis ;

$M_t$  : moment max en travée ;

$M_0$  : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

$b_0$  : largeur de la nervure ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{35}{300} = 0,116 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{M_t^s}{10.M_0} = \frac{30}{10 \times 35,29} = 0,085 \\ \frac{h}{l} = 0,077 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{l} < \frac{M_t^s}{10.M_0} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Toutes les conditions ne sont pas vérifiées. Le calcul de la flèche est nécessaire.

➤ **Calcul de la flèche:**

➤ La première condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I}$$

➤  $\bar{f} = \frac{L}{500}$  avec :

$$q_s = \max(q_v^s) = q_v^s = 14,49 \text{ kN/ml}$$

➤  $E_v$  : Module de déformation différé

➤  $E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ Mpa}$

- I : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

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

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

- $S_{xx}$  : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_{st} \cdot d$$

- $S_{xx} = \frac{25 \times (35)^2}{2} + 15 \times 4,62 \times 32$

$$S_{xx} = 17530,1 \text{ cm}^3$$

- $B_0$  : Surface de la section homogène.

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

$$B_0 = (25 \times 35) + (15 \times 4,62)$$

- $B_0 = 944,3 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{17530,1}{944,3} = 18,56 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 35 - 18,56 = 16,44 \text{ cm}$$

- Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I = \frac{25}{3} \left( (18,56)^3 + (16,44)^3 \right) + 15 \times 4,62 (16,44 - 3)^2$$

- $I = 373742,24 \text{ cm}^4$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{14,49 \times 10^3 \times (4,5)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 373742,24 \times 10^{-8}} = 1,9 \times 10^{-3} \text{ m} = 0,19 \text{ cm}.$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0,9 \text{ cm}$$

- $f = 0,19 \text{ cm} < \bar{f} = 0,9 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée. (Pas de flèche).}$

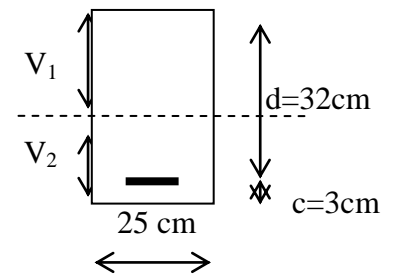


Fig. : III.36

# CHAPITRE IV

## Présentation de l'ETABS

**Introduction :**

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F) et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentale du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est à dire en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

**IV-1-1-Concept de base de la M.E.F :**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres » pour chaque type d'élément ,( une fonction forme) fonction de déformation de la forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être divisée 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 inconnue les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

**IV-1-2- Description de l'ETABS :**

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adapté aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyses des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du

système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppés, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

**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-1-3 Manuel d'utilisation de L'ETABS :**

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 8.50

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (**Fig.IV.1**)



(Fig.IV.1)

## IV.2 Etapes de modélisation :

### IV.2.1-Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

#### a) Choix de l'unité :

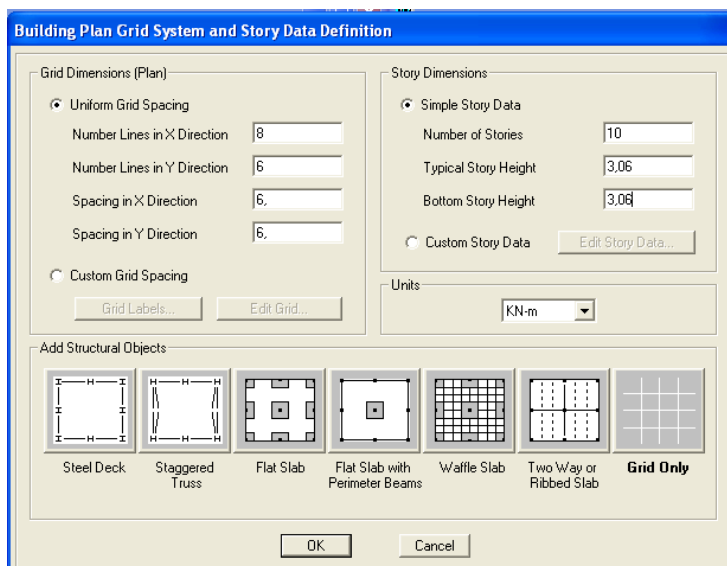
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans l'ETABS .en bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unité de base pour les forces et déplacements



#### b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne File puis new model ou bien (ctrl+n)

Cette option permet de créer rapidement un modèle « régulier », en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données



Pour une construction en Auto-stable, on choisit la première icône, dans la boîte de dialogue qui apparait on aura à spécifier :

-Le nombre de lignes dans la direction X (**Number lines in X direction**)

-Le nombre des lignes dans la direction Y (**Number lines in Y direction**)

-Nombre de travées dans le sens de Y (**Number of bays along Y**)

-Hauteur d'étage (**Story Height**)

-Longueur de travée dans le sens de X (**spacing in X direction**) (entre axes)

- le nombre d'étage (**Number of stories**)
- La hauteur d'étage courant (**typical story hight**)
- La hauteur d'étage en bas (RDC) (**bottom story hight**)

#### REMARQUE :

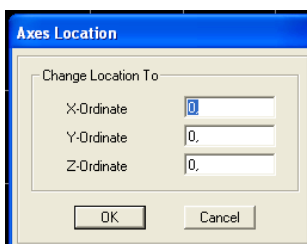
Dans cette étape nous ne pouvons introduire qu'une seule hauteur d'étage et une seule longueur de travée dans chaque sens or qu'en pratique c'est un cas qui est très rare, mais nous pouvons ajuster à cause de certaines défaillances qui peuvent parvenir.

Après validation de l'exemple on aura automatiquement deux fenêtres d'affichage la structure, une a 3D et une autre à 2D suivant l'un des plans XY ,XZ ou YZ, nous pouvons augmenter le nombre de fenêtres jusqu'à 4 et cela en passant par le menu déroulant : **Option- Windows** et nous pouvons changer de vue à l'aide des quartes icônes qui se trouvent dans la barre d'outil en haut de l'écran :

Dans chacune des fenêtres on aura une vue de la structure et une grille

#### c) Modélisation de la géométrie de base :

L'ETABS place automatiquement le repère à l'origine de la structure mais nous pouvons le déplacer et le mettre au centre de la structure et ce à partir de menu (**View -Change axes location**) une boîte de dialogue sera apparaitre, dans cette dernière on peut déplacer notre repère dans n'importe quelle position en injectant des valeurs des coordonnées x, y et z.



Pour modifier les hauteurs et les longueurs il faut que pour chaque élément corresponde une ligne de grille, pour cela nous traçons une nouvelle grille : en double cliquant sur n'importe quelle grille ; on aura une boîte de dialogue :

- Cocher la case **spacing** et introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions.
- Enfin on valide avec OK

### IV-2-2- Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés des membrures pour la structure à modéliser.

#### 1) Choix des sections :

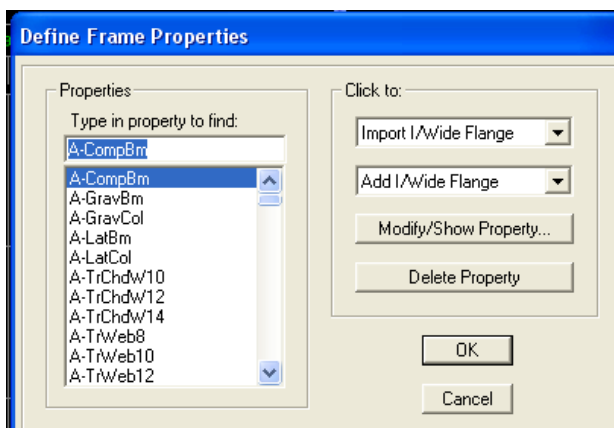
Il existe une multitude de section prédéfinie dans ETABS. Il est possible, par exemple, de choisir parmi une longue liste de profilés en acier qui contient toutes les informations pour une section donnée. Pour les constructions en béton armé comme les sections ne sont pas « standard », il faut d'abord définir de nouvelles propriétés de sections pour les poutres et poteaux. Il faut ensuite les assigner aux éléments correspondants.

#### 2) Définition des sections :

Dans le menu déroulant choisir :

**Define puis frame sections** comme nos sections sont rectangulaires on choisit dans la liste d'ajout de section : **Add rectangular** (dans la deuxième liste à droite de la boîte).

La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

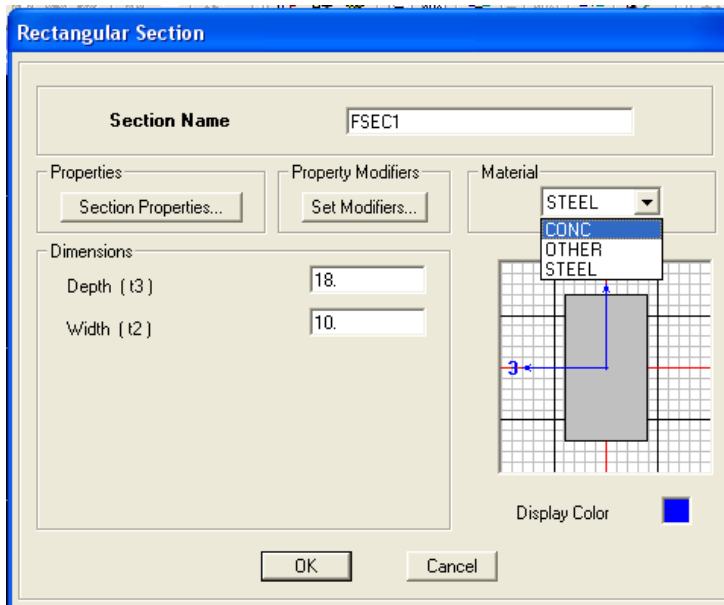


-Nom de la section : Section Name

- choisir la liste des matériaux **Concrete** qui veut dire Béton : **Material-CONC**

-Hauteur : **depth**


-Largeur : **width**




Nous validons avec OK, on refait la même opération jusqu'à définir toutes les sections

### 3) Affectation des sections aux éléments des portiques :


Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :


-Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante  qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la souris


- Dans la barre d'outils nous cliquons, sur  ou **Assign- Frame – Sections**

- On aura une boîte de dialogue qui est celle de Define Frame Sections et dans la liste titré par Frame section- Name : on choisit la section approprié aux éléments après sélectionné et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.

On peut ajouter plusieurs éléments pour la structure en les traçant :

-Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (un seul clique suffira pour le tracer)



- Pour tracer librement l'élément on choisit  et on clique sur le point de départ ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.


NB : Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils 

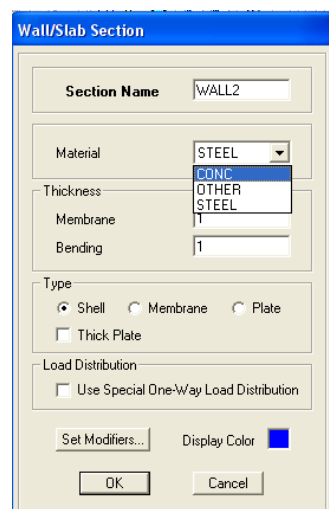
**Voiles: Define-Wall/slab/deck section**

Cliquer sur Add New Wall, une nouvelle fenêtre va apparaître ; là ou il faut introduire un nom pour la section du Voile et son épaisseur.

Pour ajouter des voiles :

- Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontales dans la fenêtre de travail.
- Pour tracer le voile librement on choisit 

-Pour affecter Shell Section au voile : sélectionner le voile et cliquer sur  et choisir la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.

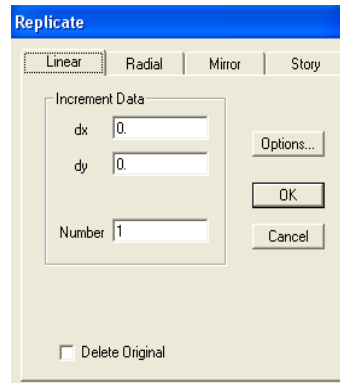
**Remarque :**

Quand la structure n'est pas régulière en plan et qu'elle dispose de beaucoup de décrochement il vaut mieux créer un modèle à un seul plancher et lui faire les modifications nécessaires ensuite le copier pour faire les autres niveaux pour cela l'ETABS nous offre des Outils de travail très performant tel que : linear, radial, mirror et story, copier ...

Après sélection : Edit-Replicate (Ctrl+R), comme indiquer dans la figure suivante, dans le cas ou on veut faire des copies linéaires. On a qu'à Sélectionnés et ceux à créer (dx, dy, number) et le nombre de copies à faire pour une structure à 7 niveaux :

-Après avoir créé et modifier le premier niveau, on sélectionne tout **Edit- Replicate** (Ctrl+R)


-Pour x et y c'est zéro et pour z c'est la hauteur d'étage et mettre 6 pour **Number** →OK



#### IV.2.3-Troisième étape :

La troisième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc.) pour la structure à modéliser.

##### a. Appuis : (Restraints)

- Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.
- On attribue des appuis (**restraints**) avec le menu **Assign/point**, puis **Restraints (support)**, ou en cliquant sur 
- Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)
- Ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés liberté à un nœud quelconque
- Pour les autres nœuds :
  - Translation dans le sens de X (libérer Translation 1) (décoché)
  - Translation dans le sens de Y (libérer Translation 2) (décoché)
  - Rotation autour de Z (libérer Rotation about 3), (décoché)
  - Pas de translation dans le sens Z, pas de rotation autour Y et X (Bloquer translation dans le sens de Z ? pas de rotation autour de Y et X (Bloquer Translation 3, Rotation about 1 et Rotation about 2), (cochés)



### b. Mass- Source (masse revenant à chaque plancher) :

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

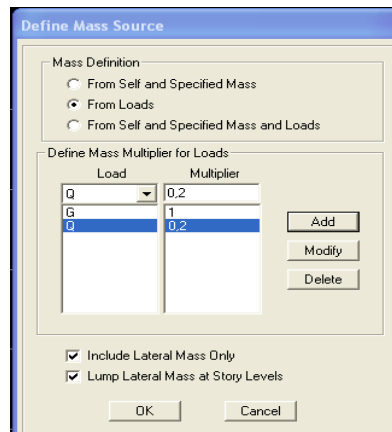
-Pour créer ces masses on passe par define mass source une fenêtre apparaîtra

-On donne la valeur 1 pour la charge permanente

On donne la valeur de  $\beta$  suivant la nature de la structure.

#### Remarque :

Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitation comme des charges linéaire réparties on cochant la case **from load**.

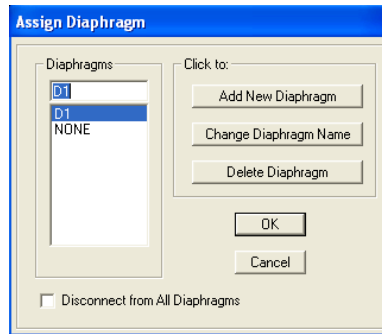


### c. Diaphragmes(Contreints) :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide ; on doit relier tous les Nœuds d'un même plancher à son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragmes, pour cela :

- Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y .Dans le menu déroulant : **Assing/point-rigid diaphragm**

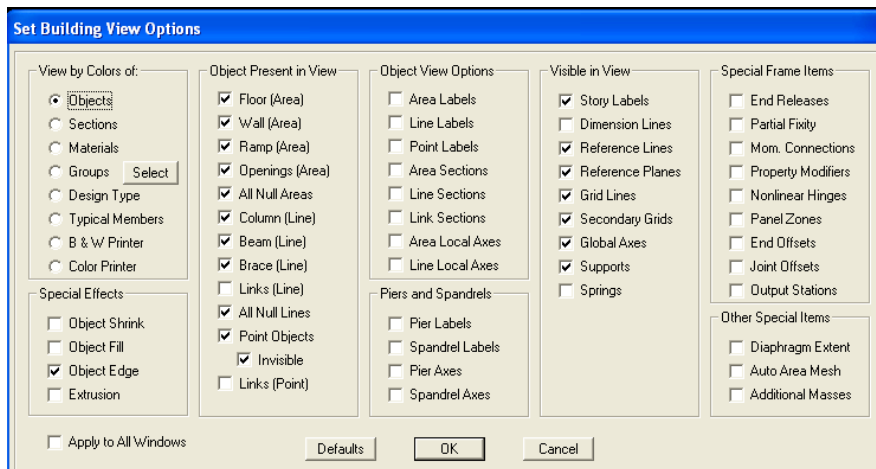
On choisit **Add NEW Diaphragm** → On va appeler cette D1 : ETAGE1 → **OK**



-On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres planchers.

### REMARQUE

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds, d'éléments, etc.) Sur le modèle. Sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant dans celle-ci sur l'icône Set éléments



Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes :

-Nom des poutres et poteaux et numéros des nœuds (labels)

-Restreints : d.d.l

-Constraints : Diaphragme..... Etc.

- Masses

-Axes locaux

-Section des éléments

-Hide pour faire cacher l'élément

### IV.2.4-Quatrième étape :

La quatrième étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modéliser.

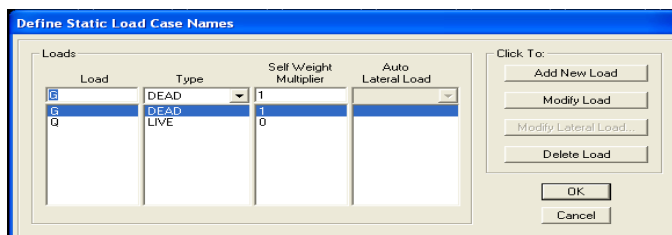
#### A. Charge Statiques :

##### i. Définition des charges Statiques :

Choisir dans le menu déroulant : **Define** → **Static load Cases**

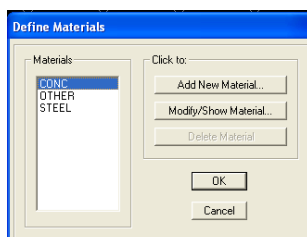
-Pour les charges permanentes : entrer **G** comme nom (**Load**) et (**DEAD**) comme type et 1 comme multiplicateur interne (Self weight multiplier) et cliquer **Add new load**.

-Pour la surcharge : Q comme nom, Live comme type et 0 comme coefficient interne → (**Add new load**) →ok



### Définition des matériaux

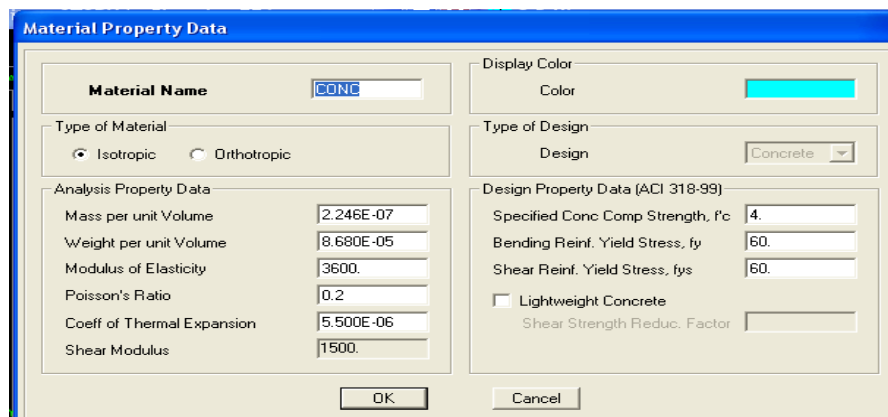
Define – Materials



-Pour l'ajout d'un nouveau matériau : Cliquer sur **Add new Material**

-Pour modifier les caractéristiques du béton : sélectionner **CONC** et cliquer sur


**Modify/ShowMaterial**



The dialog box 'Material Property Data' is shown with the following fields and values:

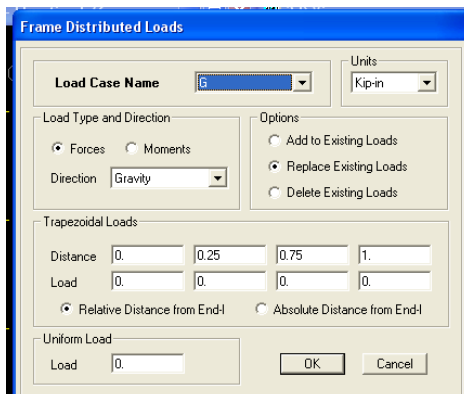
- Material Name:** CONC
- Display Color:** Color (Cyan)
- Type of Material:**  Isotropic,  Orthotropic
- Type of Design:** Design: Concrete
- Analysis Property Data:**
  - Mass per unit Volume: 2.246E-07
  - Weight per unit Volume: 8.680E-05
  - Modulus of Elasticity: 3600.
  - Poisson's Ratio: 0.2
  - Coeff of Thermal Expansion: 5.500E-06
  - Shear Modulus: 1500.
- Design Property Data (ACI 318-99):**
  - Specified Conc Comp Strength, f'c: 4.
  - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 60.
  - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 60.
  - Lightweight Concrete
  - Shear Strength Reduc. Factor: (empty)
- Buttons:** OK, Cancel

## ii. Chargement :

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur  qui se trouve sur la barre d'outils.

Dans la boîte de dialogue qui apparait on aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- Son type (force ou moment)
- Sa direction
- La valeur et le point d'application pour les charges concentrées
- La valeur de la charge uniformément répartie



The dialog box 'Frame Distributed Loads' is shown with the following fields and values:

- Load Case Name:** 6
- Units:** Kip-in
- Load Type and Direction:**  Forces,  Moments; Direction: Gravity
- Options:**  Add to Existing Loads,  Replace Existing Loads,  Delete Existing Loads
- Trapezoidal Loads:**

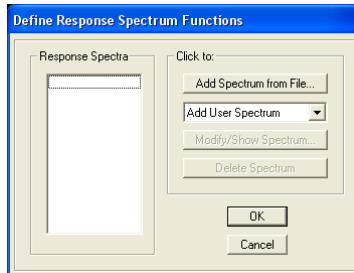
Distance	0.	0.25	0.75	1.
Load	0.	0.	0.	0.
- Relative Distance from End-I,  Absolute Distance from End-I
- Uniform Load:** Load: 0.
- Buttons:** OK, Cancel

-En fin on valide avec OK (pour annuler on appuie sur cancel)

## B. Charge sismique :

### 1. Spectre de réponse :

**Define** → **Response Spectrum Functions** :



Cliquer sur **Add new spectrum from file**

On introduit le nom de la fonction.

#### **Remarque :**

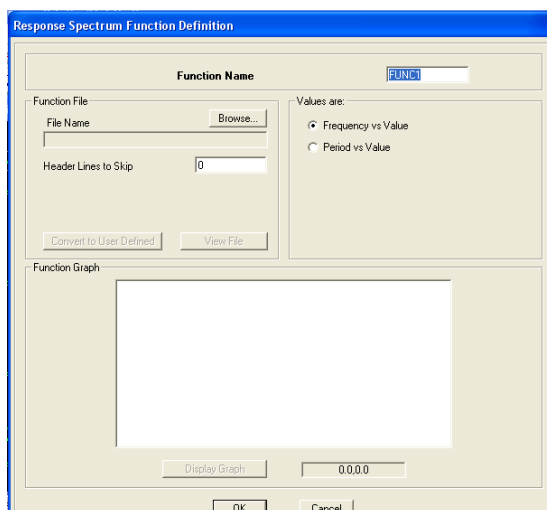
On peut introduire le spectre sous forme de fichier texte c'est à dire avec une extension **.txt** :

- Cliquer sur **Add spectrum from file**

- Cliquer sur **browse** et chercher le fichier texte qui contient le spectre qu'on a préparé bien avant avec les programmes appropriés comme celui conçu par le CGS, donnant le spectre de réponse du RPA99, ce fichier doit seulement comporter les valeurs de T et de l'accélération (deux colonnes) et il doit être dépourvu de texte.

- Cocher **Period and Values**

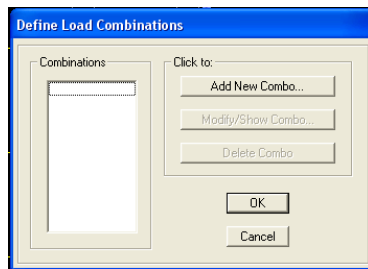
- **OK**



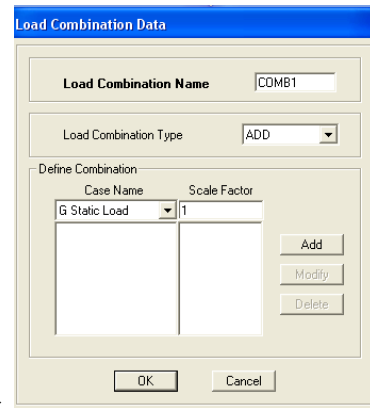
#### **IV.2.5- Cinquième étape :**

La cinquième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

**Define** → **Load combinations**



Add new Comb →



Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add New Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU (1.35G+1.5Q) :

-Choisir **G** dans la **Case Name** et introduire 1.35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**

-Choisir **Q** dans **Case Name** et introduire 1.5 dans **Scale Factor** et Cliquer sur **Add**

-Valider avec OK et on revient vers la fenêtre de **Define Load combinations**

Pour définir une autre combinaison on refait le même travail.

Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec **Modify**

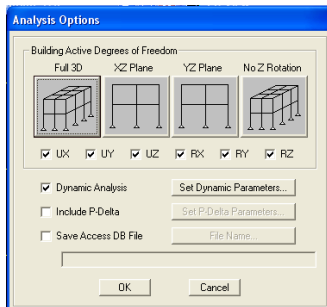
#### IV.2.6-Sixième étape :

La sixième étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais il ya lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu

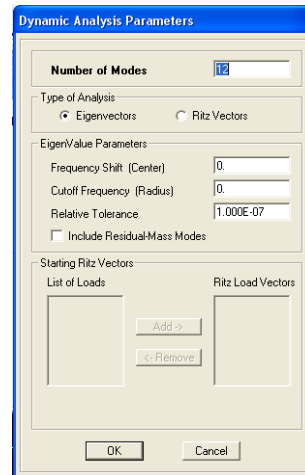
#### Modes de vibration :

Analyze → Set analyz Options






**Cocher Dynamic Analysis**



### Et cliquer sur **Set Dynamic Parameter**

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération la ou c'est écrit **Number of Modes** et on valide avec OK, valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**

### Exécution :

**Analyze** → **Run (f5)** on clique sur  L'ETABS va demander un nom pour le fichier c à dire qu'il va lancer c'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant avec : **File** → **Save as**

### IV.2.7-Septième étape :

#### a. Résultats sur fichiers :

S'il n'y a pas eu d'erreur lors de l'exécution du problème, les résultats choisis avec Set Option dans le menu Analyze se retrouve dans un fichier out, généré par l'analyse. Ce fichier peut être édité et imprimé et qu'on peut ouvrir dans un environnement texte tel que WinWord, Word pad ou bloc note de Windows, pour le faire :

- Fermer L'ETABS sans arrêter l'analyse
- Chercher le fichier Out avec rechercher de Windows

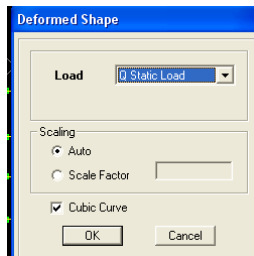
### b. Visualisation des résultats à l'écran :

L'interface graphique d'ETABS permet de visualiser les résultats sous différentes formes

#### ➤ Déplacements :

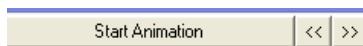
Avec le menu **Display**, il est possible de choisir **Show Deformed Shape**

Pour visualiser les déplacements, le menu **Show deformed Shape** conduit à la fenêtre suivante :



Il faut spécifier le cas de chargement G dans cet exemple .L'option LOAD permet de spécifier un facteur de multiplication pour le déplacement ou laisser ETABS en choisir un (auto).L'option cubic curve permet d'illustrer la déformée avec une interpolation cubique tenant compte non seulement des translations mais également des rotations et donc représentative de la flexion dans les membrures.

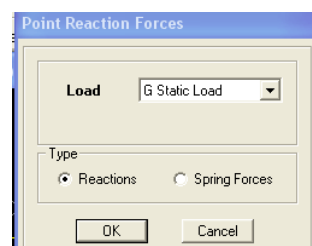
IL est possible d'animer les déplacements en cliquant sur **Start Animation**



en bas de l'écran pour voir (et même entendre si on a une carte de son)la structure danser ( c'est pour aller d'un mode à un autre).De plus il est possible créer un fichier vidéo **avi** de l'animation avec le menu **View** et **Creat Open View**, on peut également imprimer la structure déformée avec le menu **File** et **Print graphies**.

#### ➤ Réactions :

Le menu Display permet d'afficher les réactions avec **Show Memebr Forces/Stress Diagram support/spring réaction**, on aura la boite de dialogue suivante :



-Sélectionner le cas de chargement

-Cocher Réactions

- Valider pour voir les réactions affichées sur les appuis.

➤ **Les efforts internes :**

Le menu **Display** permet d'afficher les efforts internes avec **Show Member Forces/Stress Diagram/support/spring reaction** et on aura la fenêtre suivante :

-Sélectionner le cas de chargement

-L'option Axial Force permet d'afficher le diagramme d'effort normaux ((DEN)

-L'option Shear 2-2 permet d'afficher le diagramme d'effort tranchants

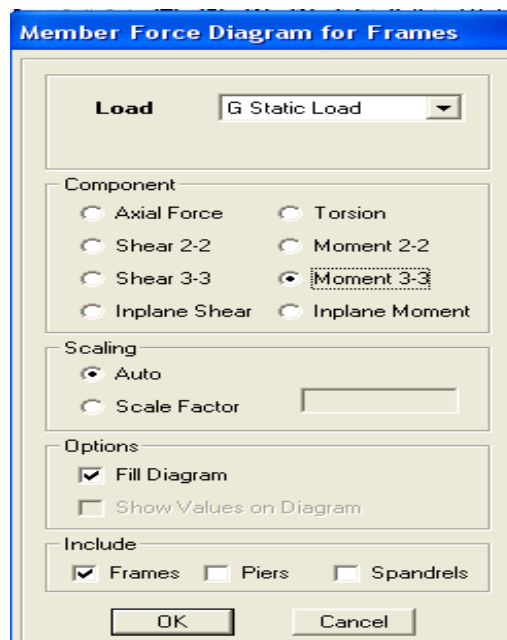
-L'option Shear 3-3 permet d'afficher l'effort tranchant hors plan

-L'option Moment 3-3 affiche le diagramme des moments fléchissant(DMF)

-L'option Torsion et Moment 2-2 affichent les moments autour d'axes

-L'option **scale factor** permet d'ajuster la taille des diagrammes

-Pour voir les valeurs dans les diagrammes on décoche **Fill Diagram** et on coche **Show values on Diagram**



# CHAPITRE V

fichier résultats récapitulatifs

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY1	D1	41.1792	41.1792	8.779	13.009	6.197	15.855
STORY2	D2	37.4347	37.4347	9.034	13.078	10.143	12.334
STORY3	D3	37.4203	37.4203	9.034	13.077	10.574	12.024
STORY4	D4	43.2221	43.2221	9.009	12.992	10.627	12.023
STORY5	D5	41.2036	41.2036	8.983	13.009	10.592	12.072
STORY6	D6	41.2036	41.2036	8.983	13.009	10.527	12.14
STORY7	D7	40.8964	40.8964	8.986	13.015	10.447	12.215
STORY8	D8	40.6194	40.6194	8.988	13.02	10.37	12.288
STORY9	D9	40.6303	40.6303	8.975	13.014	10.297	12.36
STORY10	D10	30.4575	30.4575	8.949	13.197	10.244	12.417
STORY11	D11	3.8311	3.8311	9.844	13.381	10.234	12.435

V-1)-Tableau des coordonnées des centres de masses et centres de rigidités.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	SumRX	SumRY
1	0.735466	45.7511	23.2462	0	45.7511	23.2462	0	32.7492	64.5207	32.7492	64.5207
2	0.724557	23.5529	45.4469	0	69.304	68.6931	0	64.3158	33.3317	97.065	97.8524
3	0.480937	0.1379	0.6204	0	69.4419	69.3135	0	0.9278	0.1795	97.9928	98.0319
4	0.162288	5.1017	7.0958	0	74.5436	76.4093	0	0.6752	0.4709	98.668	98.5028
5	0.145758	10.5576	6.296	0	85.1012	82.7053	0	0.6325	1.0132	99.3005	99.5161
6	0.124446	0.9683	3.1239	0	86.0695	85.8292	0	0.2651	0.0723	99.5656	99.5883
7	0.074082	1.142	1.5739	0	87.2115	87.4031	0	0.1008	0.0723	99.6664	99.6607
8	0.060702	3.5398	2.0576	0	90.7513	89.4607	0	0.1003	0.1618	99.7666	99.8224
9	0.053401	0.8083	1.7843	0	91.5596	91.245	0	0.0657	0.0259	99.8323	99.8483
10	0.047653	0.5796	0.7291	0	92.1392	91.9741	0	0.0281	0.0215	99.8604	99.8698
11	0.03776	1.7184	1.2481	0	93.8576	93.2221	0	0.0316	0.0401	99.892	99.9099
12	0.034356	0.2084	0.2551	0	94.066	93.4772	0	0.0088	0.007	99.9009	99.9169

**Remarque :**

V-2)-Tableau contenant les taux de participation des masses sismiques à chaque mode et période correspondante

On voit bien que pour notre structure, le taux de participation de la masse sismique dépasse les 90% qu'exige le RPA dans les deux sens au 9<sup>eme</sup> mode.

## V-3) Tableau des efforts internes des poutres principales :

	POUTRES Principales			
	combo	M3max [ t.m]	M3min [ t.m]	V2max [ t]
STORY1	1,35G+1,5Q	5.531	-6.692	9.09
	G+Q+E	4.019	-5.392	6.69
	0.8G+E	2.399	-3.421	4.03
	G+Q	3.976	-4.817	6.55
STORY2	1,35G+1,5Q	6.293	-8.478	10.59
	G+Q+E	4.649	-7.402	8.26
	0,8G+E	2.85	-4.894	5.01
	G+Q	4.519	-6.063	7.6
STORY3	1,35G+1,5Q	6.146	-9.98	10.97
	G+Q+E	4.591	-8.782	8.72
	0.8G+E	3.608	-5.165	5.23
	G+Q	4.424	-7.08	7.86
STORY4	1,35G+1,5Q	15.847	-19.908	25.7
	G+Q+E	11.146	-15.607	18.61
	0.8G+E	4.114	-5.955	5.31
	G+Q	10.897	-13.675	17.68
STORY5	1,35G+1,5Q	15.929	-19.965	25.99
	G+Q+E	11.144	-15.658	18.84
	0.8G+E	4.403	-6.444	5.37
	G+Q	10.958	-13.74	17.88
STORY6	1,35G+1,5Q	15.923	-20.74	26.15
	G+Q+E	11.137	-16.305	19.04
	0.8G+E	4.765	-6.859	5.49
	G+Q	10.954	-14.277	17.99
STORY7	1,35G+1,5Q	16.436	-20.589	26.03
	G+Q+E	11.488	-16.38	18.84
	0.8G+E	4.53	-6.905	5.36
	G+Q	11.308	-14.2	17.91
STORY8	1,35G+1,5Q	17.069	-21.244	25.85
	G+Q+E	11.961	-16.758	18.55
	0.8G+E	4.105	-6.835	5.18
	G+Q	11.746	-14.655	17.78
STORY9	1,35G+1,5Q	17.209	-21.637	25.75
	G+Q+E	12.022	-17.016	18.55
	0.8G+E	4.342	-7.006	5.29
	G+Q	11.835	-14.93	17.72
STORY10	1,35G+1,5Q	7.082	-13.182	9.86
	G+Q+E	5.408	-11.248	7.58
	0.8G+E	3.62	-6.425	4.78
	G+Q	5.104	-9.293	7.11

## V-4) Tableau des efforts internes des poutres secondaires:

	POUTRES secondaires			
	combo	M3max [ t.m]	M3min [ t.m]	V2max [ t]
STORY1	1,35G+1,5Q	1.481	-2.461	2.58
	G+Q+E	1.598	-1.726	6.055
	0.8G+E	2.4	-0.979	6.055
	G+Q	1.066	-1.726	1.86
STORY2	1,35G+1,5Q	2.516	-4.727	4.13
	G+Q+E	1.737	-3.283	2.88
	0,8G+E	0.762	-1.143	1.11
	G+Q	1.737	-3.283	2.88
STORY3	1,35G+1,5Q	4.046	-6.741	5.66
	G+Q+E	2.778	-4.668	3.94
	0.8G+E	0.767	-1.44	1.31
	G+Q	2.778	-4.668	3.94
STORY4	1,35G+1,5Q	4.299	-8.648	7.78
	G+Q+E	2.974	-5.972	5.37
	0.8G+E	0.91	-1.701	1.47
	G+Q	2.974	-5.972	5.37
STORY5	1,35G+1,5Q	5.427	-10.399	8.97
	G+Q+E	3.751	-7.175	6.19
	0.8G+E	1.068	-1.942	1.66
	G+Q	3.751	-7.175	6.19
STORY6	1,35G+1,5Q	6.535	-11.938	10.12
	G+Q+E	4.517	-8.236	6.98
	0.8G+E	1.277	-2.221	1.87
	G+Q	4.517	-8.236	6.98
STORY7	1,35G+1,5Q	6.738	-12.414	10.14
	G+Q+E	4.657	-8.566	6.99
	0.8G+E	1.318	-2.319	1.88
	G+Q	4.657	-8.566	6.99
STORY8	1,35G+1,5Q	6.642	-12.726	9.92
	G+Q+E	4.592	-8.788	6.85
	0.8G+E	1.314	-2.434	1.88
	G+Q	4.592	-8.788	6.85
STORY9	1,35G+1,5Q	7.213	-13.262	10.34
	G+Q+E	4.991	-9.17	7.15
	0.8G+E	1.462	-2.629	2.03
	G+Q	4.991	-9.17	7.15
STORY10	1,35G+1,5Q	6.849	-11.875	7.71
	G+Q+E	4.706	-8.215	5.35
	0.8G+E	1.119	-2.386	1.7
	G+Q	4.706	-8.215	5.35

V-5) Tableau des efforts internes des poteaux :

		POTEAUX						
	combo	Nmax[t]	M2COR [t.m]	M3COR [t.m]	M2max [t.m]	Ncor [t]	M3max [t.m]	Ncor [t]
STORY1	1,35G+1,5Q	-362.56	0.19	-0.604	2.848	-157.39	-3.308	-213.05
	G+Q+1,2E	-254.33	-0.187	-1.205	2.202	-93.83	-2.502	-167.28
	0,8G+E	-97.2	0.342	-0.643	1.321	-29.83	1.309	-47.27
	G+Q	-253.03	0.135	-0.433	2.047	-110.38	-2.374	-148.98
STORY2	1,35G+1,5Q	-338.14	0.57	-1.767	-4.12	-145.6	5.061	-199.54
	G+Q+1,2E	-236.53	-1.045	-2.862	-4.343	-178.2	4.691	-121.57
	0,8G+E	-90.44	0.235	-2.028	-2.723	-82.91	2.902	-34.76
	G+Q	-235.3	0.406	-1.264	-2.961	-101.83	3.626	-139.21
STORY3	1,35G+1,5Q	-317.63	0.565	-2.083	-4.708	-191.8	5.075	-185.91
	G+Q+1,2E	-221.29	-1.404	-3.516	-6.477	-164.53	6.027	-92.25
	0,8G+E	-80.08	-0.955	-2.297	-4.003	-72.72	3.822	-18.08
	G+Q	-220.41	0.404	-1.491	-3.309	-133.75	3.645	-129.3
STORY4	1,35G+1,5Q	-299.35	0.761	-2.831	7.164	-123.52	-9.222	-171.25
	G+Q+1,2E	-207.57	-1.448	-4.234	-7.927	-151.68	7.258	-88.79
	0,8G+E	-69.64	-1.086	-2.312	-4.383	-62.17	4.173	-15.42
	G+Q	-207.08	0.535	-1.988	4.942	-85.58	-6.364	-118.6
STORY5	1,35G+1,5Q	-249.59	1.103	-4.086	-8.964	-201.38	11.629	-142.63
	G+Q+1,2E	-173.07	-1.108	-4.991	-8.998	-123.58	9.166	-86.49
	0,8G+E	-58.95	-1.137	-2.098	-4.165	-51.27	3.956	-13.05
	G+Q	-172.75	0.762	-2.815	-6.15	-69.84	7.988	-98.89
STORY6	1,35G+1,5Q	-201.83	1.134	-4.154	-9.396	-116.47	11.725	-113.69
	G+Q+1,2E	-140.25	-1.241	-5.13	-9.935	-97.94	9.325	-68.67
	0,8G+E	-48.8	-1.304	-2.203	-4.576	-41.45	4.328	-11.28
	G+Q	-139.84	0.784	-2.862	-6.476	-81.07	8.071	-78.91
STORY7	1,35G+1,5Q	-155.38	1.212	-4.423	-10.555	-87.6	12.609	-85.35
	G+Q+1,2E	-108.47	-1.313	-5.448	-10.868	-73.73	10.001	-51.22
	0,8G+E	-38.57	-1.455	-2.283	-4.901	-32.19	4.617	-9.5
	G+Q	-107.83	0.838	-3.054	-7.275	-61.1	8.678	-59.35
STORY8	1,35G+1,5Q	-108.22	0.915	-2.86	-7.164	-58.85	8.779	-57.8
	G+Q+1,2E	-76.06	-0.791	-3.484	-7.162	-50.02	6.912	-34.31
	0,8G+E	-28.51	-0.974	-1.508	-3.156	-23.31	2.971	-7.44
	G+Q	-75.35	0.633	-1.975	-4.939	-41.23	6.044	-40.32
STORY9	1,35G+1,5Q	-60.19	1.096	-3.235	-8.33	-34.4	10.426	-31.44
	G+Q+1,2E	-42.85	-0.808	-3.858	-8.089	-27.1	8.12	-18.19
	0,8G+E	-18.88	-1.096	-1.647	-3.478	-15.2	3.266	-5.22
	G+Q	-42.27	-0.758	-2.232	-5.743	-21.59	7.171	-22.14
STORY10	1,35G+1,5Q	-16.49	2.54	-4.158	-8.37	-1.87	9.249	-5.44
	G+Q+1,2E	-13.03	-0.113	-4.154	-8.238	-4.6	7.449	-2.19
	0,8G+E	-9.37	-1.158	-2.076	-3.756	-7.69	3.522	-2.85
	G+Q	-12.04	1.736	-2.86	-5.795	-1.93	6.42	-4.2

# CHAPITRE VI

## Vérifications aux exigences du RPA

**Introduction :**

Les séismes peuvent être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille pré existante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leurs intensités qui peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

**VI.1. Choix de la méthode de calcul :**

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le **RPA99/version 2003** prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

**VI.2. Méthode statique équivalente :****VI.2.1. Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

**VI.2.2. Conditions d'application de la MSE :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$$H \leq 65m \text{ en zones I, IIa , IIb.}$$

$$H \leq 30m \text{ en zone III.}$$

- b) Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (**Art 4.1.2**) en plus de la hauteur énoncée en( **a**).

**VI.3. Méthode dynamique modale spectrale :****VI.3.1. Principe de la méthode dynamique modale :**

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.

**VI.3.2. Les hypothèses :**

Elle sont comme suit :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des noeuds principaux (noeuds maitres) ;
- Seuls les déplacements horizontaux des noeuds sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

**VI.4. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :**

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

**VI.5. Vérification des conditions de laMSE :****a) Condition sur la hauteur :**

Elle sont comme suit :

- La commune de Ali MENDJLI de la wilaya de Constantine qui est classée selon le RPA 99/VERSION 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa)
- $36,41m < 65m \Rightarrow$  *condition vérifiée.*

**b) Régularité en plan :****- Forme du bâtiment :**

La forme du bâtiment est symétrique en géométrie et la distribution des masses et des rigidités est symétrique par rapport aux deux directions orthogonales, avec le rapport

$$0,25 \leq \frac{L_x}{l_y} = \frac{19,91}{23,41} = 0,85 \leq 4$$

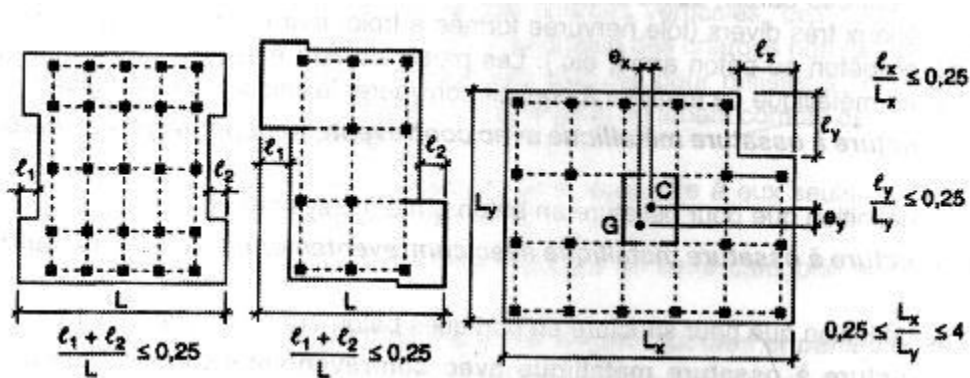
**- Les excentricités :**

$$e_x = |X_{CR} - X_{CM}| = |9,197 - 10,534| = 1,337\text{m} < 15\% LY = 3,51 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$e_y = |Y_{CR} - Y_{CM}| = |12,855 - 12,403| = 0,453 < 15\% LX = 2,98 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**-Décrochements du bâtiment :**

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas dépasser 25 % de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.



**Figure VI.1 : Limite des décrochements en plan selon l'article 3.5 du RPA 99/ version 2003**

Dans notre cas :

• **Suivant le sens (x-x) :**

$$l_x = 9,91\text{ m} ; L_x = 19,91\text{m}$$

$$\frac{9,91}{19,91} = 0,49 \geq 0,25$$

condition non vérifiée.

• **Suivant le sens (y-y) :**

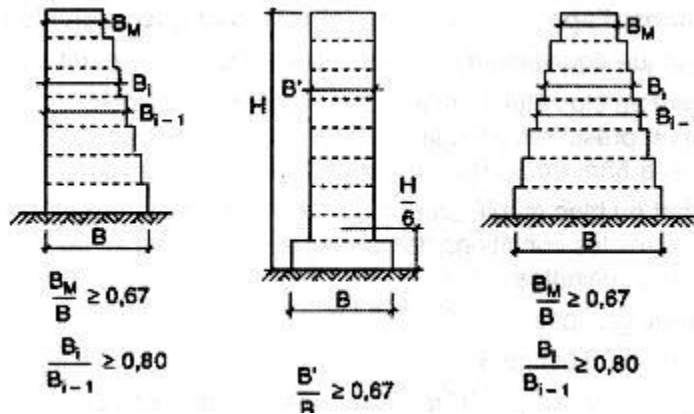
$$l_y = 8,96\text{ m} ; L_y = 23,41\text{ m} \quad \frac{8,96}{23,41} = 0,38 \geq 0,25 \text{ condition non vérifiée.}$$

**Conclusion 1:**

Notre structure n'est pas régulière en plan .

### c) Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmettra pas directement à la fondation.



*Figure VI.2 : Limite des décrochements en élévation selon l'article 3.5 du RPA 99/ version 2003*

Notre système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs discontinus.

- Les masses et les rigidités des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.

- Décrochement en élévation : les étages sont identiques, pas de décrochements → la condition de décrochement en élévation est respectée.

#### Conclusion 2 :

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le bâtiment est classé régulier en élévation.

#### Conclusion 3 :

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes réunies, donc la MSE n'est pas applicable. On a donc appliqué la méthode d'analyse modale spectrale dans laquelle nous avons utilisé comme outil l'ETABS.

#### VI.6. Calcul de la force sismique totale (RPA 99. Art 4.2.3) :

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure est calculée dans les

deux sens avec la formule suivante : 
$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de zone.

**D** : facteur d'amplification dynamique de la structure.

**W** : poids total de la structure.

**1) Coefficient d'accélération de zone « A » :**

Le coefficient « A » est donné par le tableau (4.1. RPA 99/ version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{groupe 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15$$

**2) Coefficient de comportement global de la structure « R » :**

Le coefficient « R » est donné par le tableau (4.3. RPA 99/ version 2003) en fonction du système de contreventement.

Mixte Portiques / voiles avec interaction  $\Rightarrow R = 5$

**3) Facteur de qualité « Q » :**

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Avec :

**P<sub>q</sub>** : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4.4. RPA 99/ version 2003).

❖ **Sens longitudinal :**

**Tableau VI.1 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens longitudinal**

Critères	Observé (Oui ou Non)	P <sub>q</sub>
1- Condition minimale sur les files de contreventement	<b>Oui</b>	<b>0</b>
2- Redondance en plan	<b>Oui</b>	<b>0</b>
3- Régularité en plan	<b>Non</b>	<b>0,05</b>
4- Régularité en élévation	<b>Oui</b>	<b>0</b>
5- Contrôle de qualité des matériaux	<b>Non</b>	<b>0,05</b>
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	<b>Non</b>	<b>0,10</b>

## ❖ Sens transversal :

**Tableau VI.2 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens transversal**

Critères	Observé (Oui ou Non)	P q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	<b>Oui</b>	<b>0</b>
2- Redondance en plan	<b>Oui</b>	<b>0</b>
3- Régularité en plan	<b>Oui</b>	<b>0,05</b>
4- Régularité en élévation	<b>Oui</b>	<b>0</b>
5- Contrôle de qualité des matériaux	<b>Non</b>	<b>0,05</b>
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	<b>Non</b>	<b>0,10</b>

On aura donc dans les deux sens :

$$Q_x = Q_y = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0,10) = 1,2 \Rightarrow \mathbf{Q = 1,2}$$

**3) Facteur d'amplification dynamique de la structure « D » :**

Il est en fonction :

- De la catégorie du site.
- Du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ).
- De la période fondamentale de la structure  $T$ .

**5) Estimation de la période fondamentale :**

Selon l'article (4.2.4.RPA 99/ version 2003) la période empirique peut être calculée avec la formule suivante :  $T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$

Avec :

$h_N$ : hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau ( $N$ ) :

$$h_N = 36,41 \text{ m.}$$

$C_T$ : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donné par le tableau (4.6. RPA 99/ version 2003) :

$$C_T = 0,05.$$

$$D'où : T = 0,05(36,41)^{\frac{3}{4}} = 0,741 \text{ s}$$

La valeur de **T** doit être majorée de 30 %

$$T = 1,3 \times 0,741 = 0,963 \text{ s} \Rightarrow \mathbf{T = 0,963 \text{ s}}$$

Le facteur d'amplification dynamique est défini comme suit :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left[ \frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3\text{s} \\ 2,5\eta \left[ \frac{T_2}{3} \right]^{\frac{2}{3}} \left[ \frac{3,0}{T} \right]^{\frac{5}{3}} & 3\text{s} \leq T \end{cases}$$

Avec :

**T** : Période fondamentale de la structure.

**T<sub>2</sub>** : Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau (4.7. RPA 99/ version 2003).

$$\text{La nature du sol : ferme (site S2)} \Rightarrow T_2 = 0,4 \text{ s}$$

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,88 \Rightarrow \eta = 0,88$$

$$T_2 = 0,40 \text{ s} < T = 0,963 \text{ s} < 3\text{s}$$

$$D = 2,5\eta \left[ \frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,88 \times \left[ \frac{0,40}{0,963} \right]^{\frac{2}{3}} = 1,22 \Rightarrow \mathbf{D = 1,22}$$

#### VI.7. vérification de la résultante des forces sismiques à la base: (Art 4.3.6. RPA 99/ Version 2003)

La résultante des forces sismiques à la base VD obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente Vs pour une valeur de la période donnée par la formule empirique appropriée .

$$V_S = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0,15 \times 1,22 \times 1,20}{5} w = 0,0439 \cdot w = 0,0439 \times 2500,666 = 109,83 \text{ t}$$

$$\Rightarrow V_S = 109,83 \text{ t}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Efforts sismiques à la base

	Méthode Modale Spectrale (MMS).	Méthode Statique Equivalente (MSE)	$\frac{V_{MMS}}{V_{MSE}} \geq 80\%$	Vérification
Séisme sens x-x	$V_{tx} = 425,61 \text{ t}$	$V_x = 109,83 \text{ t}$	$3,87 > 0,80$	Condition vérifiée
Séisme sens y-y	$V_{ty} = 425,61 \text{ t}$	$V_y = 109,83 \text{ t}$	$3,87 > 0,80$	Condition vérifiée

#### VI.8 .Calcul des déplacements relatifs : (Art 4.4.3. RPA 99/ version 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta k = R \delta ek$$

Avec :

**R** : Coefficient de comportement (**R = 5**).

**δek** : 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.

$$\Delta k \leq \overline{\Delta k} = 1\% h_e$$

❖ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal :

**Tableau VI.4 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal**

Story	R	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\Delta k$	$\bar{\Delta k}$	condition
story11	5	0.0206	0.103	0.01	0.028	vérifiée
story10	5	0.0186	0.093	0.011	0.0301	vérifiée
story9	5	0.0164	0.082	0.011	0.0306	vérifiée
story8	5	0.0142	0.071	0.0115	0.0306	vérifiée
story7	5	0.0119	0.0595	0.011	0.0306	vérifiée
story6	5	0.0097	0.0485	0.0105	0.0306	vérifiée
story5	5	0.0076	0.038	0.0105	0.0306	vérifiée
story4	5	0.0055	0.0275	0.0115	0.0408	vérifiée
story3	5	0.0032	0.016	0.0085	0.0357	vérifiée
story2	5	0.0015	0.0075	0.006	0.0408	vérifiée
story1	5	0.0003	0.0015	0.001	0.0357	vérifiée

➤ Sens transversal :

**Tableau VI.5 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal**

story	R	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\Delta k$	$\bar{\Delta k}$	condition
story11	5	0.0204	0.102	0.01	0.028	vérifiée
story10	5	0.0184	0.092	0.011	0.0301	vérifiée
story9	5	0.0162	0.081	0.011	0.0306	vérifiée
story8	5	0.014	0.07	0.0115	0.0306	vérifiée
story7	5	0.0117	0.0585	0.0105	0.0306	vérifiée
story6	5	0.0096	0.048	0.0105	0.0306	vérifiée
story5	5	0.0075	0.0375	0.01	0.0306	vérifiée
story4	5	0.0055	0.0275	0.0115	0.0408	vérifiée
story3	5	0.0032	0.016	0.0085	0.0357	vérifiée
story2	5	0.0015	0.0075	0.006	0.0408	vérifiée
story1	5	0.0003	0.0015	0.001	0.0357	vérifiée

**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.

**VI.9 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 :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.10$$

Avec :

**P<sub>K</sub>** : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau **K**

**V<sub>K</sub>** : effort tranchant d'étage au niveau **K**.

**Δ<sub>K</sub>** : déplacement relatif du niveau **K** par rapport au niveau **K-1**.

**h<sub>K</sub>** : hauteur de l'étage **K**.

**Tableau VI.6 : justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

Niveau u	P <sub>K</sub> (t) (cumul)	Sens x-x			Sens y-y		
		Δk (m)	V <sub>K</sub> ×h <sub>k</sub>	Θx(facteur d'instabilité)	Δk (m) x10 <sup>-2</sup>	V <sub>K</sub> ×h <sub>k</sub>	Θy(facteur d'instabilité )
11	54.798	0.01	16.632	<b>0.032</b>	0.01	15.68	0.034
10	271.539	0.011	130.3631	<b>0.022</b>	0.011	125.75	0.023
9	490.66	0.011	242.0766	<b>0.022</b>	0.011	236.8746	0.022
8	709.062	0.0115	325.0638	<b>0.025</b>	0.0115	320.8716	0.025
7	933.115	0.0105	394.7706	<b>0.021</b>	0.011	391.1292	0.025
6	1157.168	0.0105	454.3794	<b>0.026</b>	0.0105	451.3194	0.026
5	1381.221	0.01	505.971	<b>0.027</b>	0.0105	503.1558	0.028
4	1649.987	0.0115	738.072	<b>0.025</b>	0.0115	732.9312	0.025
3	1899.671	0.0085	681.6558	<b>0.023</b>	0.0085	675.6939	0.023
2	2168.437	0.006	812.6952	<b>0.016</b>	0.006	803.6784	0.016
1	2500.666	0.001	722.6751	<b>0.003</b>	0.001	713.0004	0.003

**VI.10 Vérification de la stabilité au renversement :** (Art 4.41 RPA 99/ version 2003)

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

N :ensemble des charges gravitaires.

M : moment de renversement.

N=W+Psemelles+Premlais

$$N = W = 2500,66 \text{ t}$$

$$M_x = 4763,69 \text{ t.m}$$

$$M_y = 4793,088 \text{ t.m}$$

$$e_x = \frac{M_y}{N} = \frac{4793,088}{2500,66} = 1,92 \text{ m} < \frac{B_x}{4} = \frac{19,91}{4} = 4,97 \text{ m} \Rightarrow \text{condition satisfaite}$$

$$e_y = \frac{M_x}{N} = \frac{4763,69}{2500,66} = 1,90 \text{ m} < \frac{B_y}{4} = \frac{23,41}{4} = 5,85 \text{ m} \Rightarrow \text{condition satisfaite}$$

➤ Donc notre structure est stable vis-à-vis du renversement.

**VI-11 ) Justification de l'interaction portiques-voiles :**

❖ Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « **Section Cut** »

**Tableau VI.7 :Efforts sismiques suivants X-X**

	sens XX				
	charge reprise par (poteaux+voiles)	charge reprise par les voiles		charge reprise par les poteaux	
STORY 1	2038.72	1996.72	97.94%	42	2.06%
story 2	2076.6	1861.3	89.63%	215.3	10.36%
story 3	2100.9	1745.5	83.08%	355.4	16.92%
story 4	1988.2	1629.9	81.66%	358.5	18.03%
story 5	1884.8	1435.1	76.14%	449.7	23.86%
story 6	1726.8	1252.2	72.51%	474.6	27.48%
story 7	1552.1	1033.3	66.58%	518.8	33.42%
story 8	1233.70	898.05	72.78%	335.7	27.21%
story 9	977.7	629.1	64.35%	348.6	35.65%
story 10	690.58	287.6	41.64%	402.98	58.35%
<b>moyenne</b>			<b>74.66%</b>		<b>25.33%</b>

Dans le sens Y-Y :

Tableau VI.8 : Efforts sismiques suivants Y-Y

	sens YY				
	charge reprise par (poteaux+voiles)	charge reprise par les voiles		charge reprise par les poteaux	
STORY 1	2043.1	1958.9	97.75%	130.2	6.43%
story 2	2153.33	1873.33	87%	280	13%
story 3	2091.82	1741.4	83.24%	350.42	16.75%
story 4	1980.96	1630.06	82.3%	350.9	17.70%
story 5	1879	1435.5	76.4%	443.5	23.6%
story 6	1728.4	1253.2	72.5%	475.2	27.5%
story 7	1547.5	1032.3	66.7%	515.2	33.3%
story 8	1233.8	898.4	72.8%	335.4	27.2%
story 9	1128.8	780.66	69.14%	348.2	30.86%
story 10	683.4	285.2	56.4 %	398.2	43.6%
<b>Moyenne</b>			<b>76.42 %</b>		<b>23.57</b>

❖ Le pourcentage des charges verticales reprises par les voiles est égal à :

$$\delta(\%) = \frac{\sum_{story1}^{story10} \text{charges reprise par le voile à(ELS)}}{\sum_{story1}^{story8} \text{charges totale à(ELS)}}$$

$$\delta(\%) = \frac{12309.04 \text{ kn}}{62450.75 \text{ kn}} = 19.71 \%$$

$$\delta(\%) = 19.71\% < 20\%$$

❖ Le pourcentage des Charges verticales reprise par les portiques est égal :

$$\delta(\%) = 100 - 19.71 = 80.29 \%$$

$$\delta(\%) = 80.29\%$$

➤ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

### Conclusion :

Les voiles et les portiques participent conjointement au contreventement, donc le système de contreventement reste **mixte avec interaction voile portique**.

### VI.12.Effort normal réduit (Art 7.4.3.1 RPA 99/ version 2003)

On entend par effort normal réduit le rapport :

$$\gamma = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$$\gamma = \frac{1097.7}{0.4 * 0.4 * 25000} = 0.274 < 0.3 \rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

$$\gamma = \frac{677.20}{0.35 * 0.35 * 25000} = 0.220 < 0.3 \rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

$N_d$  : désigne l'effort normal de compression sismique maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : Section brute du béton égale a 40x40 et 35x35

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique de béton.

### Conclusion :

Vue que toutes les conditions sont vérifiées, donc les sections prévues sont adéquates pour le calcul du ferrailage.



# CHAPITRE VII

## Ferraillage des portiques

**VII.1) : Ferrailage des poutres :**

Les poutres seront ferrillées sous les combinaisons suivantes :

**a-** 1.35 G + 1.5Q BAEL 91

G + Q BAEL 91

**b-** G + Q ±E RPA

0.8 G ± E RPA

**VII.1.1) Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des poutres :****a-Armatures longitudinales : (Art 7.5.21)**

- Le pourcentage total minimum :

$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h)$  en toute section.

➤ Poutres principales de (30×45) :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$ .

➤ Poutres secondaires de (25×35) :  $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$ .

- Le pourcentage total maximum :

$A_{\max} = 4 \% (b \times h)$  en zone courante.

$A_{\max} = 6 \% (b \times h)$  en zone de recouvrement.

➤ Poutres principales de (30×45):

$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$  (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$  (en zone de recouvrement).

➤ Poutres secondaires de (25×35):

$A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$  (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52,5 \text{ cm}^2$  (en zone de recouvrement).

- Longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \varnothing$  en zone IIa.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieur et inférieur dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

**b-Armatures transversales : (R.P.A 2003 Art 7.5.2.2)**

➤ 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 :

$S_t^{\max} = \min \left( \frac{h}{4} ; 12\emptyset \right)$  en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$  en dehors de la zone nodale.

Avec :

$\emptyset$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### VII.1.2) Etapes de calcul :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

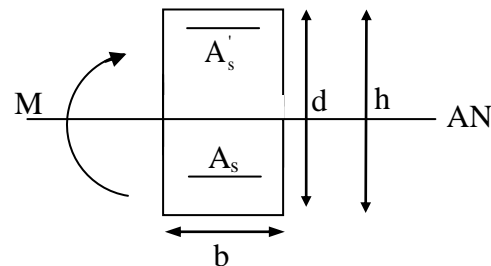
Soit :

- $A_s$  : la section d'armatures tendues.
- $A'_s$  : la section d'armatures comprimées.

#### 1) Calcul du moment réduit « $\mu$ » :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$



#### 2) Calcul du moment réduit limite « $\mu_l$ » :

$$\left. \begin{array}{l} \text{FE400} \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0,392$$

En comparant les deux moments réduits  $\mu$  et  $\mu_l$ , deux cas se présentent :

- $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $\Rightarrow A_{SC} = 0$ .

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{tel que :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- $\mu \geq \mu_l = 0.392$  la section est doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.

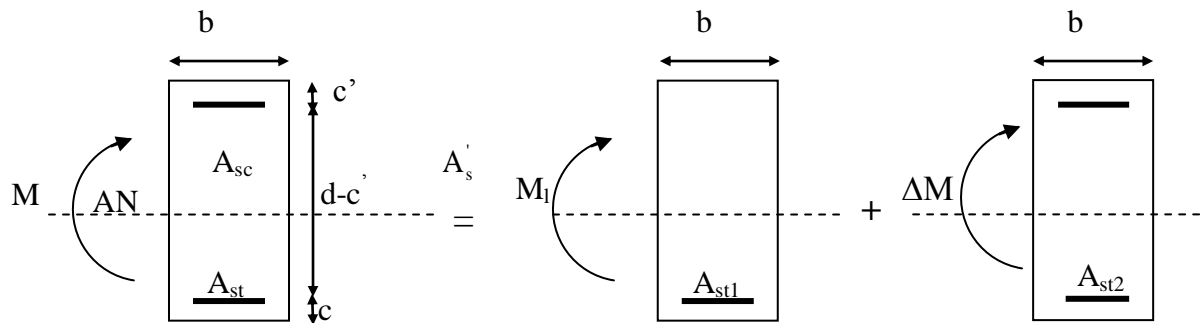


Fig. VII-1 : Ferrailage de la poutre

$$M = M_1 + \Delta M$$

$$M_1 = \mu_l b d^2 f_{bu} \text{ et } \Delta M = M - M_1$$

- Finalement :

$$\begin{cases} A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_r}{\beta_l \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \\ A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \end{cases}$$

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants.

### VII.1.3) Ferrailage des poutres principales :

- Armatures en travées :

Niveau	Mu(tm)	$\mu_u$	$\mu_{ul}$	Obs	As (cm <sup>2</sup> )	As adop (cm <sup>2</sup> )	ferrailage
10	7.082	0,092	0,3920	SSA	5,03	6,88	3HA14+2 HA12
9	17.209	0,223	0,3920	SSA	13,36	15,45	3HA16+3 HA20
8	17.069	0,222	0,3920	SSA	13,23	15,45	3HA16+3 HA20
7	16.436	0,213	0,3920	SSA	12,66	15,45	3HA16+3 HA20
6	15.923	0,207	0,3920	SSA	12,21	15,45	3HA16+3 HA20
5	15.929	0,207	0,3920	SSA	12,21	15,45	3HA16+3 HA20
4	15.847	0,206	0,3920	SSA	12,138	15,45	3HA16+3 HA20
3	6.146	0,08	0,3920	SSA	4,34	4,62	3HA14
2	6.293	0,082	0,392	SSA	4,45	4,62	3HA14
1	5.531	0,072	0,3920	SSA	3,88	4,62	3HA14

- Armatures supérieures en appuis :

Niveau	Mu(tm)	$\mu_u$	$\mu_{ul}$	Obs	As (cm <sup>2</sup> )	As adop (cm <sup>2</sup> )	ferrailage
10	13.182	0,171	0,3920	SSA	9,85	10,64	3HA14+3 HA16
9	21.637	0,281	0,3920	SSA	17,63	18,84	3HA20+3 HA20
8	21.244	0,276	0,3920	SSA	17,22	18,84	3HA20+3 HA20
7	20.589	0,267	0,3920	SSA	16,57	18,84	3HA20+3 HA20
6	20.74	0,269	0,3920	SSA	16,72	18,84	3HA20+3 HA20
5	19.965	0,259	0,3920	SSA	15,95	18,84	3HA20+3 HA20
4	19.908	0,259	0,3920	SSA	15,9	18,84	3HA20+3 HA20
3	9.98	0,130	0,3920	SSA	7,26	8,01	3HA114+3 HA12
2	8.478	0,110	0,392	SSA	6,09	8,01	3HA114+3 HA12
1	6.692	0,087	0,3920	SSA	4,74	8,01	3HA114+3 HA12

- Armatures inférieures en appuis

Niveau	Mu(tm)	$\mu_u$	$\mu_{ul}$	Obs	As (cm <sup>2</sup> )	As adop (cm <sup>2</sup> )	ferrailage
10	5.408	0,070	0,3920	SSA	3,79	4,62	3HA14
9	12.022	0,156	0,3920	SSA	8,89	9,11	3HA16+2 HA14
8	11.961	0,155	0,3920	SSA	8,84	9,11	3HA16+2 HA14
7	11.488	0,149	0,3920	SSA	8,46	9,11	3HA16+2 HA14
6	11.137	0,145	0,3920	SSA	8,17	9,11	3HA16+2 HA14
5	11.144	0,145	0,3920	SSA	8,18	9,11	3HA16+2 HA14
4	11.146	0,145	0,3920	SSA	8,18	9,11	3HA16+2 HA14
3	4.591	0,059	0,3920	SSA	3,20	4,62	3HA14
2	4.649	0,06	0,392	SSA	3,25	4,62	3HA14
1	4.019	0,052	0,3920	SSA	2,79	4,62	3HA14

## VII.1.4) Ferrailage des poutres secondaires :

## • Armatures en travée

Niveau	Mu(tm)	$\mu_u$	$\mu_{ul}$	Obs	As (cm <sup>2</sup> )	As adop (cm <sup>2</sup> )	ferrailage
10	6.849	0,182	0,3920	SSA	6,75	8,01	3HA14+3HA12
9	7.213	0,192	0,3920	SSA	7,15	8,01	3HA14+3HA12
8	6.642	0,177	0,3920	SSA	6,52	8,01	3HA14+3HA12
7	6.738	0,179	0,3920	SSA	6,62	8,01	3HA14+3HA12
6	6.535	0,174	0,3920	SSA	6,40	8,01	3HA14+3HA12
5	5.427	0,145	0,3920	SSA	5,21	8,01	3HA14+3HA12
4	4.299	0,114	0,3920	SSA	4,05	8,01	3HA14+3HA12
3	4.046	0,108	0,3920	SSA	3,80	4,62	3HA14
2	2.516	0,067	0,392	SSA	2,30	4,62	3HA14
1	2.4	0,064	0,3920	SSA	2,20	4,62	3HA14

## • Armatures aux appuis

Niveau	Mu(tm)	$\mu_u$	$\mu_{ul}$	Obs	As (cm <sup>2</sup> )	As adop (cm <sup>2</sup> )	ferrailage
10	11.875	0,316	0,3920	SSA	13,09	13,44	3HA14+3HA16
9	13.262	0,353	0,3920	SSA	10,25	15,45	3HA20+3HA16
8	12.726	0,339	0,3920	SSA	9,87	15,45	3HA20+3HA16
7	12.414	0,331	0,3920	SSA	10,04	15,45	3HA20+3HA16
6	11.938	0,318	0,3920	SSA	10,06	15,45	3HA20+3HA16
5	10.399	0,277	0,3920	SSA	9,24	15,45	3HA20+3HA16
4	8.648	0,230	0,3920	SSA	7,86	15,45	3HA20+3HA16
3	6.741	0,180	0,3920	SSA	6,62	6,88	3HA14+2HA12
2	4.727	0,126	0,392	SSA	4,49	6,88	3HA14+2HA12
1	2.461	0,065	0,3920	SSA	2,25	6,88	3HA14+2HA12

- **Armatures inférieures en appuis**

Niveau	Mu(tm)	$\mu_u$	$\mu_{ul}$	Obs	As (cm <sup>2</sup> )	As adop (cm <sup>2</sup> )	ferrailage
10	4.706	0,125	0,3920	SSA	4,46	4,62	3HA14
9	4.991	0,133	0,3920	SSA	4,76	6,88	3HA14+2HA12
8	4.592	0,122	0,3920	SSA	4,35	6,88	3HA14+2HA12
7	4.657	0,124	0,3920	SSA	4,41	6,88	3HA14+2HA12
6	4.517	0,12	0,3920	SSA	4,27	6,88	3HA14+2HA12
5	3.751	0,1	0,3920	SSA	3,50	6,88	3HA14+2HA12
4	2.974	0,079	0,3920	SSA	2,74	6,88	3HA14+2HA12
3	2.778	0,074	0,3920	SSA	2,56	4,62	3HA14
2	1.737	0,046	0,392	SSA	1,57	4,62	3HA14
1	1.598	0,042	0,3920	SSA	1,44	4,62	3HA14

- **Ferrailage minimum du RPA :**

$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h)$  en toute section.

- Poutres principales de (30×45) :

$$A_{\text{tot}}(\min) = 3\text{HA14}+3\text{HA16} = 10,64\text{cm}^2 > A_{\min} = 6.75\text{cm}^2$$

- Poutres secondaires de (25×35)

$$A_{\text{tot}}(\min) = 6\text{HA14} = 9,24\text{cm}^2 > A_{\min} = 4.375\text{cm}^2$$

### 1) Vérification à l'É.L.U

#### A. Vérification de la condition de non fragilité :(BAEL 91 Art 4.21)

La section minimale des armatures longitudinales est :  $A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$\text{Poutres principales de (30×45): } A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 42,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,54\text{cm}^2.$$

$$\text{Poutres secondaires de (25×35): } A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 32,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,98\text{cm}^2.$$

La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

#### B. Justification sous sollicitation d'effort tranchant :(BAEL91 art A.5.1,1)

Les poutres soumises a des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle « $\tau_u$ », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} V_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

Poutres principales  $\tau_u = 26,15 \times 10^{-2} / (0,30 \times 0,425) = 2,05 \text{ MPa}$

Poutres secondaires  $\tau_u = 10,34 \times 10^{-2} / (0,25 \times 0,325) = 1,27 \text{ MPa}$

❖ **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 :

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

Poutres principales  $\tau_u = 2,05 \text{ MPa} < 3,25 \text{ MPa}$  ..... La condition est vérifiée.

Poutres secondaires  $\tau_u = 1,27 \text{ MPa} < 3,25 \text{ MPa}$  ..... La condition est vérifiée.

❖ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

**(BAEL91.Art A.5.1.32)**

Lorsqu'au droit d'un appui :  $V_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$ . On doit prolonger au delà de l'appareil d'appui, une

section d'armatures pour équilibrer un moment égale à  $V_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$\text{D'ou } A_s \geq \frac{1,15}{f_c} \left( V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$\text{SI } V_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

• **Poutres principales :**

Niveau	Mu(tm)	Vu(t)	Vu- (Mu/0,9d)	Obs
10	7.082	9.86	-8,65	vérifiée
9	17.209	25.75	-19,24	vérifiée
8	17.069	25.85	-27,55	vérifiée
7	16.436	26.03	-16,94	vérifiée
6	15.923	26.15	-15,48	vérifiée
5	15.929	25.99	-15,65	vérifiée
4	15.847	25.7	-15,73	vérifiée
3	6.146	10.97	-5,10	vérifiée
2	6.293	10.59	-5,86	vérifiée
1	5.531	9.09	-5,37	vérifiée

- **Poutres secondaires :**

Niveau	Mu(tm)	Vu(t)	Vu-(Mu/0,9d)	Obs
10	6.849	7.71	-15,70	vérifiée
9	7.213	10.34	-14,32	vérifiée
8	6.642	9.92	-12,78	vérifiée
7	6.738	10.14	-12,89	vérifiée
6	6.535	10.12	-12,22	vérifiée
5	5.427	8.97	-9,58	vérifiée
4	4.299	7.78	-6,92	vérifiée
3	4.046	5.66	-8,17	vérifiée
2	2.516	4.13	-4,47	vérifiée
1	2.4	2.58	-5,62	vérifiée

**C. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis(Art. A.6.1.2.1, BAEL 91)**

**C.1 : Vérification de la contrainte d'adhérence acier –béton**

- **La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures**

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

Avec :

$$\Psi = 1,5 \text{ Pour les aciers HA.}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \sum U} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

-Poutres principales  $\sum U_i = 6\text{HA}20 = 0,38 \text{ m}$  Le périmètre des aciers.

- Poutres secondaires  $\sum U_i = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}16 = 0,320 \text{ m}$  Le périmètre des aciers.

-Poutres principales :  $\tau_s = 261,5 \times 10^{-3} / 0,9 \times 0,425 \times 0,33 = 1,80 \text{ MPa} < 2,835 \text{ MPa}$

- Poutres secondaires :  $\tau_s = 103,4 \times 10^{-3} / 0,9 \times 0,325 \times 0,320 = 1,10 \text{ MPa} < 2,835 \text{ MPa}$

$\tau_s < \bar{\tau}_{se}$ , donc la contrainte d'adhérence est vérifiée.

**C.2 : Calcul de longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les T20: } l_s = 70,56 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les T16 : } l_s = 56.44 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les T14 : } l_s = 49.5 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les T12 : } l_s = 42.5 \text{ cm.}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à «  $0.4 l_s$  » pour les barres à haute adhérence.

$$\text{Pour les T20: } l_a = 0,4 \times 70,56 = 28,2 \text{ cm.} \Rightarrow l_a = 29 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \Phi 16 : l_a = 0.4 \times 56.44 = 22.57 \text{ cm.} \Rightarrow l_a = 23 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \Phi 14 : l_a = 0.4 \times 49.5 = 19.8 \text{ cm.} \Rightarrow l_a = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \Phi 12 : l_a = 0.4 \times 42.5 = 17 \text{ cm.}$$

**D. Calcul des armatures transversales :**

- Poutres principales

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right) = \min (1,28 ; 1,4 ; 3) [\text{cm}]$$

$$\text{Soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**E. Calcul des espacements :(A 7.5.2.2 RPA99/2003)**

- **Zone nodale :**  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi_L \right)$

$$\text{Poutre principales de } (30 \times 45) \text{ cm}^2 : S_t = 7 \text{ cm}$$

$$\text{Poutre secondaire de } (25 \times 35) \text{ cm}^2 : S_t = 7 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$\text{Poutre principales de } (30 \times 45) \text{ cm}^2 : S_t = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{Poutre secondaire de } (25 \times 35) \text{ cm}^2 : S_t = 15 \text{ cm.}$$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

$h$  : Hauteur de la poutre.

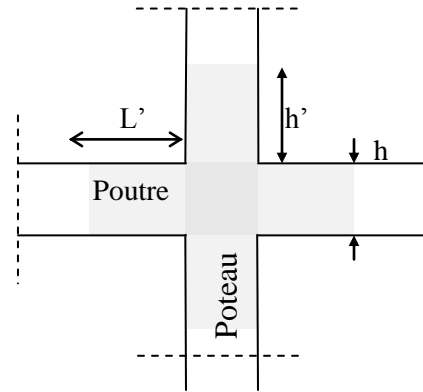
$b_1$  et  $h_1$  : Dimensions du poteau.

$h_e$  : Hauteur entre nus des poutres.

On aura :  $h' = \max (68, 40, 40, 60) = 68 \text{ cm}$

$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$  : poutre principales de  $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$  : poutre secondaire de  $(25 \times 35) \text{ cm}^2$



**Remarque :**

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

**F. Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 S_t b$$

Zone nodale :

$$A_t^{\min} = 0,003 S_t b = 0,003 \times 7 \times 30 = 0,63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Zone courante :

$$A_t^{\min} = 0,003 S_t b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Dispositions constructives :**

Conformément au CBA 93 annexe E<sub>3</sub>, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- À  $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À  $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

### VII.1.5) Vérifications à l'ELS :

#### 1) ELS vis-à-vis de la durabilité de la structure

##### ➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

##### ➤ Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible  $\overline{\sigma}_{bc}$ .

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

On détermine les contraintes  $\sigma_{bc}$  et  $\sigma_s$  à partir des tableaux des états limites de services

-On détermine  $\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}$

-Déduire les valeurs de  $\beta_1$  et K.

-Les contraintes valent alors :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta d A_s}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

##### ➤ Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres principales :

En travées :

NIV	$M_{sMax}$	$A_{adopté}$	$\rho_1$	$\beta_1$	K	$\sigma_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	observation
1	3.976	4,62	0,362	0,906	38,19	223.45	5.85	15	vérifiée
2	4.519	4,62	0,362	0,906	38,19	253.96	6.65	15	vérifiée
3	4.424	4,62	0,362	0,906	38,19	248.62	6.51	15	vérifiée
4	10.897	15,45	1,21	0,851	18,56	195.05	10.50	15	vérifiée
5	10.958	15,45	1,21	0,851	18,56	196.14	10.56	15	vérifiée
6	10.954	15,45	1,21	0,851	18,56	196.07	10.56	15	vérifiée
7	11.308	15,45	1,21	0,851	18,56	202.41	10.90	15	vérifiée
8	11.746	15,45	1,21	0,851	18,56	210.25	11.32	15	vérifiée
9	11.835	15,45	1,21	0,851	18,56	211.84	11.41	15	vérifiée
10	5.104	6,88	0,539	0,890	30,45	195.99	6.43	15	vérifiée

**Aux appuis :**

NIV	MS <sub>Max</sub>	A <sub>adopté</sub>	$\rho_1$	$\beta_1$	K	$\sigma_s$ [Mpa]	obc [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	observation
1	4.817	8,01	0,628	0,883	27,73	160.25	5.78	15	vérifiée
2	6.063	8,01	0,628	0,883	27,73	201.70	7.27	15	vérifiée
3	7.08	8,01	0,628	0,883	27,73	235.53	8.49	15	vérifiée
4	13.675	18,84	1,48	0,839	16,06	203.56	12.68	15	vérifiée
5	13.74	18,84	1,48	0,839	16,06	204.53	12.74	15	vérifiée
6	14.277	18,84	1,48	0,839	16,06	212.52	13.23	15	vérifiée
7	14.2	18,84	1,48	0,839	16,06	211.38	13.16	15	vérifiée
8	14.655	18,84	1,48	0,839	16,06	218.15	13.58	15	vérifiée
9	14.93	18,84	1,48	0,839	16,06	222.24	13.84	15	vérifiée
10	9.293	10,64	0,83	0,870	23,46	236.21	10.07	15	vérifiée

➤ **Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres secondaires :****En travées :**

NIV	MS <sub>Max</sub>	A <sub>adopté</sub>	$\rho_1$	$\beta_1$	K	$\sigma_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	observation
1	1.066	4,62	0,57	0,887	29,25	61.21	2.09	15	vérifiée
2	1.737	4,62	0,57	0,887	29,25	99.73	3.41	15	vérifiée
3	2.778	4,62	0,57	0,887	29,25	159.51	5.45	15	vérifiée
4	2.974	8,01	0,99	0,861	20,97	101.47	4.84	15	vérifiée
5	3.751	8,01	0,99	0,861	20,97	127.97	6.10	15	vérifiée
6	4.517	8,01	0,99	0,861	20,97	154.11	7.35	15	vérifiée
7	4.657	8,01	0,99	0,861	20,97	158.88	7.58	15	vérifiée
8	4.592	8,01	0,99	0,861	20,97	156.67	7.47	15	vérifiée
9	4.991	8,01	0,99	0,861	20,97	170.28	8.12	15	vérifiée
10	4.706	8,01	0,99	0,861	20,97	160.56	7.66	15	vérifiée

**Aux appuis :**

NIV	MS <sub>Max</sub>	A <sub>adopté</sub>	$\rho_1$	$\beta_1$	K	$\sigma_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	observation
1	1.726	6,88	0,85	0,869	23,17	67.93	2.93	15	vérifiée
2	3.283	6,88	0,85	0,869	23,17	129.20	5.58	15	vérifiée
3	4.668	6,88	0,85	0,869	23,17	183.71	7.93	15	vérifiée
4	5.972	15,45	1,90	0,826	13,74	110.11	8.01	15	vérifiée
5	7.175	15,45	1,90	0,826	13,74	132.29	9.63	15	vérifiée
6	8.236	15,45	1,90	0,826	13,74	151.85	11.05	15	vérifiée
7	8.566	15,45	1,90	0,826	13,74	157.94	11.49	15	vérifiée
8	8.788	15,45	1,90	0,826	13,74	162.03	11.79	15	vérifiée
9	9.17	15,45	1,90	0,826	13,74	169.07	12.31	15	vérifiée
10	8.215	13,44	1,65	0,834	15,12	172.45	11.41	15	vérifiée

**2) ELS vis-à-vis des déformations :**

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 :

□ **Calcul de la flèche :**

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS

**Selon le Sens (xx) :**  $f_{\max} = 3,981 \text{ cm}$

**Selon le Sens (yy) :**  $f_{\max} = 4,501 \text{ cm}$

**Valeurs limites de la flèche :**

➤ Pour  $L \geq 5\text{m} \Rightarrow \bar{f} = 0,005 + \frac{L}{1000}$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis,

$$\bar{f} = 0,005 + \frac{5,20}{1000} = 0,0102 \text{ m} = 1,02 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

La condition de flèche est vérifiée

**VII.2) Ferraillage des poteaux :**

**VII.2.1) Généralité:**

**1) Introduction :**

Le calcul du ferraillage des poteaux se fera en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis vérifiées à l'ELS,

Ce calcul est effectué en considérant les combinaisons suivantes (**dans les deux sens**):

$N_{max}$  et  $M_{corr}$

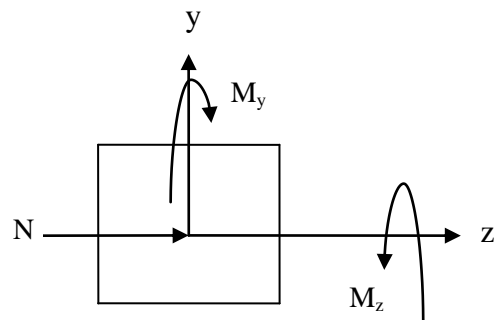
$N_{min}$  et  $M_{corr}$

$M_{max}$  et  $N_{corr}$

Avec :

$M_y$  : moment du poteau dans le sens longitudinal,

$M_z$  : moment du poteau dans le sens transversal,



**Fig (VII-2-1) : sollicitations**

**2) Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :**

❖ **Calcul du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent se présenter :

**a) Section partiellement comprimée (SPC) :**

Une section est partiellement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u > \frac{h}{2} - c \text{ sinon, on vérifie la condition}$$

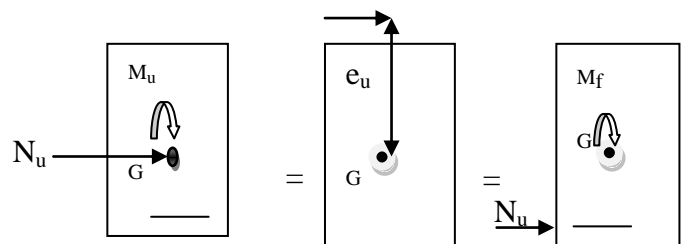
suivante :

$$N_u \cdot (d - c') - M_f \leq \left( 0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$N_u$

Avec  $M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$

$M_f$  : Moment fictif



**Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \text{Si : } \mu \leq \mu_1 = 0.392 \quad \text{la section est simplement armée,}$$

On détermine  $\beta$  du tableau

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est :  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si :  $\mu \geq \mu_1 = 0.392$  la section est doublement armée

On calcule :  $M_r = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

Avec :  $M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée,

et  $c = c' = 3 \text{ cm}$ ,

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est :  $A'_s = A'$  ;  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

**b) Section entièrement comprimée (SEC) :**

Une section est entièrement comprimée, si les conditions suivantes sont

$$\text{satisfaites : } \left\{ \begin{array}{l} e_u \leq \left( \frac{h}{2} - c \right) \dots\dots\dots(1) \\ N_u \cdot (d - c') - M_f > \left( 0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \dots\dots\dots(2) \end{array} \right.$$

Dans ce cas, deux cas se présentent :

$$\text{a)-Si : } N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont simplement armées, Et seront calculées comme suit :

$$A_1 = \frac{N - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} ; \quad A_2 = 0$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$\text{b)- Si : } N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont doublement armées, Et seront calculées comme suit :

$$A_1 = \frac{M_f - (d - 0.5 \cdot h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \cdot \sigma_s} ; \quad A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$$

### 3) Les Recommandations du RPA99 modifié 2003 :

#### a) Pour les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,
- Le diamètre minimal est de **12mm**,
- La longueur minimale des recouvrements est de **40φ** (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm**,

#### ❖ Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0,8%** de la section du béton,

- **Niveaux (1-2-3-4):** (40x40)  $\Rightarrow A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$
- **Niveaux (5-6-7) :** (35x35)  $\Rightarrow A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$
- **Niveaux (8-9-10) :** (30x30)  $\Rightarrow A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,2 \text{ cm}^2$

❖ **Pourcentage maximal :**

Le pourcentage maximal d'aciers est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement,

○ **Zone courante :**

- **Niveaux (1-2-3-4):** (40x40)  $\Rightarrow A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$
- **Niveaux (5-6-7) :** (35x35)  $\Rightarrow A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$
- **Niveaux (8-9-10) :** (30x30)  $\Rightarrow A_{\min} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

○ **Zone de recouvrement :**

- **Niveaux (1-2-3-4):** (40x40)  $\Rightarrow A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$
- **Niveaux (5-6-7) :** (35x35)  $\Rightarrow A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$
- **Niveaux (8-9-10) :** (30x30)  $\Rightarrow A_{\min} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

**b) Pour les armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \dots\dots\dots, (1)$$

Avec :  $T_u$  : Effort tranchant de calcul,

$h_1$  : hauteur totale de la section brute,

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, Il est pris égal :

$\rho_a = 2,5$  Si l'élançement géométrique dans la direction considérée  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$  dans le cas contraire,

L'élançement ( $\lambda$ ) est donné par la relation :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$$\text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b \cdot h^3 / 12}{b \cdot h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

**Remarque :** nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certains nombre du niveau :

**Zone I :** Sous sol, RDC, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> niveau

**Zone II :** 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> niveau

**Zone III:** 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup> et 10<sup>ème</sup> niveau

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :  $M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$

$$\text{avec: } Y = N \cdot (d - c') - M_f \quad X = \left( 0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bu}$$

$$z = (0.5 \cdot h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

## VII.2.2) Calcul des armatures longitudinales dans les poteaux :

zones	niveaux	section(cm <sup>2</sup> )	comb	N(t)	M(t.m)	h(m)	e(m)	(h/2)-c	Mf(t.m)	X	Y	observation
zone I	1-2-3-4	40x40	N <sub>max</sub>	362.56	0.604	0,4	0,001	0,175	64,052	26,02	62,84	SEC
			N <sub>min</sub>	69.64	2.312	0,4	0,033	0,175	14,500	26,02	9,87	SEC
			M <sub>max</sub>	171.25	9.222	0,4	0,054	0,175	39,191	26,02	20,146	SEC
zone II	5-6-7	35x35	N <sub>max</sub>	249.59	4.086	0,35	0,016	0,15	41,524	16,99	33,35	SEC
			N <sub>min</sub>	38.57	2.283	0,35	0,059	0,15	8,068	16,99	3,50	SEC
			M <sub>max</sub>	85,35	12.609	0,35	0,147	0,15	25,411	16,99	0,19	SEC
Zone III	8-9-10	30x30	N <sub>max</sub>	108.22	2,86	0,3	0,026	0,125	16,387	9,72	10,67	SEC
			N <sub>min</sub>	9.37	2.076	0,3	0,222	0,125	3,247	9,72	-0,9	SPC
			M <sub>max</sub>	31,44	10,426	0,3	0,33	0,125	14,356	9,72	-6,50	SPC

Zones	Niveaux	section	Comb	N(t)	M(t.m)	M <sub>f</sub> (t.m)	Ober	Obser	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix de A
Zone I	1-2-3-4	40x40	N <sub>max</sub>	362.56	0.604	64,052	SEC	SSA	0	0	12,8	14,19	4HA16+4HA14
			N <sub>min</sub>	69.64	2.312	14,500	SEC	SSA	0	0			
			M <sub>max</sub>	171.25	9.222	39,191	SEC	SSA	0	0			
Zone II	5-6-7	35x35	N <sub>max</sub>	249.59	4.086	41,524	SEC	SSA	0	0	9,8	12,31	8HA14
			N <sub>min</sub>	38.57	2.283	8,068	SEC	SSA	0	0			
			M <sub>max</sub>	85,35	12.609	25,411	SEC	SSA	0	0			
Zone III	8-9-10	30x30	N <sub>max</sub>	108.22	2,86	16,387	SEC	SSA	0	0	7,2	10,68	4HA14+4HA12
			N <sub>min</sub>	9.37	2.076	3,247	SPC	SSA	0,88	0			
			M <sub>max</sub>	31,44	10,426	14,356	SPC	SSA	4,62	0			

### VII.2.3) Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7,4,3,2) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_d f_{c28} \text{ avec } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

On a  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075$

$$\tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0,075 * 25 = 1,875 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux 40x40 :**

$T_2 = 42,50 \text{ kN}$  (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 40\*40 sous charges sismiques G+Q+1,2E)

$$\tau_u = \frac{T_s^{\max}}{b, d} = \frac{42,50 \times 10^3}{400 \times 375} = 0,28 < 1,875 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Poteau 35x35 :**

$T_2 = 73,50 \text{ kN}$  (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 35\*35 sous charges sismiques G+Q+1,2E)

$$\tau_u = \frac{73,50 \times 10^3}{350 \times 325} = 0,65 < 1,875 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Poteau 30x30 :**

$T_2 = 55,30 \text{ kN}$  (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 35\*35 sous charges sismiques G+Q+1,2E)

$$\tau_u = \frac{55,3 \times 10^3}{30 \times 27,5} = 0,67 < 1,875 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### 2-4) Longueur d'ancrage : BAEL91/Art A,6,1, 23

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ Mpa}$$

Pour les T16 :  $l_s = 56,44 \text{ cm}$

Pour les T14 :  $l_s = 49,5 \text{ cm}$ ,

Pour les T12 :  $l_s = 42,5 \text{ cm}$ ,

### VII.2.4) Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements,

· Empêcher le déplacement transversal du béton,  
D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent,

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$\phi_t$  : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales,

On adopte deux cadre :  $4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite minimum de  $10\phi_t \text{ min} = 8 \text{ cm}$ ,

### VII.2.5) Les recommandations du RPA 99 (Art ,7,4,2, 2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \dots\dots\dots(1)$$

Avec :  $T_u$  : Effort tranchant de calcul,

$h_1$  : hauteur totale de la section brute,

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la rupture par effort tranchant,

Il est pris égal :

$\rho_a = 2,5$  Si l'élançement géométrique dans la direction considérée  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$  dans le cas contraire,

- **Poteaux 40×40 :**

$T_2 = 42,50 \text{ kN}$  (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau  $40 \times 40$  sous charges sismiques G+Q+1,2E)

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot T_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 42,5 \times 10 \times 0.15}{0.4 \times 400} = 0,99 \text{ cm}^2$$

- **Poteau 35×35 :**

$T_2 = 73,50 \text{ kN}$  (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau  $35 \times 35$  sous charges sismiques G+Q+1,2E)

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot T_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 73,50 \times 10 \times 0.15}{0.35 \times 400} = 1,96 \text{ cm}^2$$

- **Poteau 30×30 :**

$T_2 = 55,30 \text{ kN}$  (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau  $30 \times 30$  sous charges sismiques G+Q+1,2E)

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot T_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 55,3 \times 10 \times 0.15}{0.30 \times 400} = 1,72 \text{ cm}^2$$

On adopte pour deux cadre:  $4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

**VII.2.6) Espacement des armatures transversales :**

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « $S_t$ » des armatures transversales est fixée comme suite :

- **En zone nodale :**  $S_t \leq \min (10 \phi_1^{\min}, 15\text{cm}) = (10 \times 1,4 ; 15\text{cm}) = 14\text{cm} \Rightarrow S_t = 10\text{cm}$ ,
- **En zone courante :**  $S_t \leq \min 15 \phi_1^{\min} = 21\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$ ,

Avec  $\phi_1^{\min}$ : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau,

**2.5.3) Longueurs de recouvrement :**  $L_f = 40 \phi_1^{\max} = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$ ,

$$L_f = 40 \phi_1^{\max} = 40 \times 1,6 = 64\text{cm},$$

**2.5.4) Vérification de la quantité d'armatures :**

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

-Si:  $\lambda_g \geq 5$  .....  $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$

-Si:  $\lambda_g \geq 3$  .....  $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$

-Si :  $3 \leq \lambda_g \leq 5$ ....., Interpoler entre les deux valeurs précédentes,

Avec :

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique du poteau

$l_f$  : longueur de flambement du poteau,

$b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée,

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}, i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b_1 h_1^3}{12 b_1 h_1}} = \sqrt{\frac{h_1^2}{12}} \Rightarrow \lambda_g = \frac{\sqrt{12} L_f}{h_1}, l_f = 0,7h$$

- Poteau de  $(40 \times 40)\text{cm}^2$  :  $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0,7 \times 408 = 24,73$
- Poteau de  $(35 \times 35)\text{cm}^2$  :  $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0,7 \times 306 = 21,20$
- Poteau de  $(30 \times 30)\text{cm}^2$  :  $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0,7 \times 306 = 24,73$

Puisque :

$$\lambda_g \geq 5 \text{ donc } A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$$

**En zone nodale ( $S_t = 10\text{cm}$ ) :**

- $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,20 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$
- $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$
- $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$

**En zone courante ( $S_t = 15\text{cm}$ ) :**

- $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$
- $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$
- $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$

**VII.2.7) Vérification à l'ELS :**

Dans le cas de poteaux, il y a lieu de vérifier

- état limite d'ouverture des fissures :  
Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible,
- Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} [\text{BAEL 91A,4,5,2}]$$

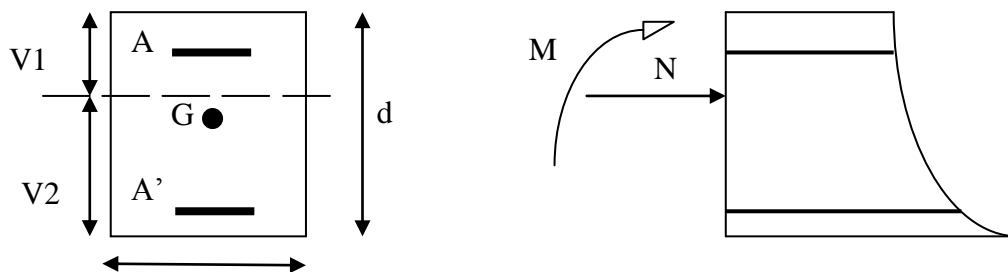
On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS,

**1<sup>er</sup> cas:**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée,}$$

**a) Vérification des contraintes :**

- La section homogène est :



$$B_0 = b \times h + n (A_s + A'_s),$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left( \frac{bh^2}{2} + 15(As.c + As'.d) \right) \rightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_2 - C)^2 - A'_s(V_1 - C)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left( \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{b2} = \left( \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Ns : Effort de compression à l'ELS

Finalement on vérifie :  $\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

**Remarque :** Si les contraintes sont négatives, on refait le calcul avec une section partiellement comprimée

2<sup>ème</sup> cas :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \implies \text{la section est partiellement comprimée.}$$

$$\sigma_b = k y_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad \text{où} \quad k = \frac{N_{ser}}{I_{xx'}}$$

$$I_{xx'} = \frac{b y_{ser}^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2]$$

$$y_{ser} = y_c + c_1 \quad \text{et} \quad c_1 = \frac{h}{2} - e_s$$

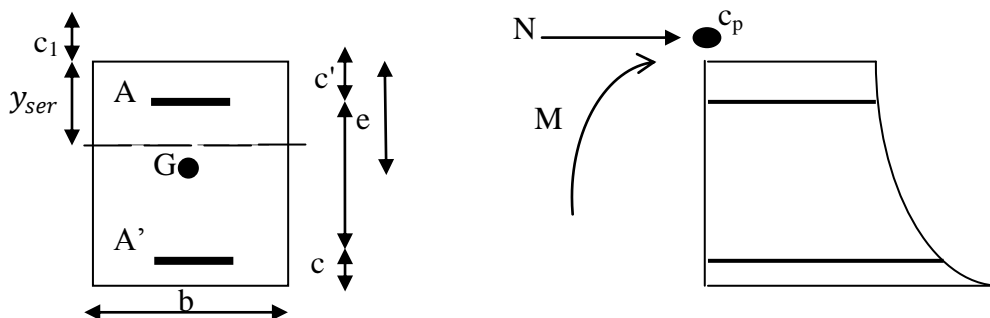
Avec :

$y_{ser}$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé ;

$y_c$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp ;

C : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée,

$$C = d - eA \quad (eA \text{ a le signe de } N_{ser})$$



$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$p = -3c_1^2 - \frac{90A'(c_1 - c')}{b} + 90\frac{A}{b}(d - c')$$

$$q = -2c_1^3 - \frac{90A'(c_1 - c')^2}{b} - 90\frac{A}{b}(d - c')^2$$

On calcule :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si: } \Delta \geq 0 \rightarrow t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) ; \quad u = \sqrt[3]{t} \quad ; \quad y_c = u - \frac{p}{3u}$$

$$\text{Si: } \Delta < 0 \rightarrow \varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

$$y_{c1} = a, \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$y_{c2} = a, \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right)$$

$$y_{c3} = a, \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

On tiendra pour  $y_c$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_{ser} = y_c + c_1 < h$$

Les résultats de ces calculs, à savoir vérification à l'ELS et les conditions de non fragilité, sont résumés dans les tableaux ci-après

VII.2.8) Vérification des contraintes à l'ELS:

Zo	Niv	section	Comb	N(t)	M(t.m)	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bt}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	Obs	$\sigma_{sc}$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_s$	Obs
Zone I	1-2-3-4	40×40	$N_{max}$	253.03	0.433	0.55	0.54	15	12,8	14,19	vérifiée	2.33	8.27	348	vérifiée
			$N_{min}$	207.08	1.988	1.98	1.98	15	12,8	14,19		10.75	38.12	348	
			$M_{max}$	62.17	4.383	4.14	4.13	15	12,8	14,19		23.67	83.94	348	
Zone II	5-6-7	35×35	$N_{max}$	172.75	2.815	4.07	4.01	15	9,8	12,30	vérifiée	22.91	78.33	348	vérifiée
			$N_{min}$	107.83	3.054	4.36	4.35	15	9,8	12,30		24.85	84.94	348	
			$M_{max}$	59.35	8.678	12.18	12.08	15	9,8	12,30		70.58	241.26	348	
Zone III	8-9-10	30×30	$N_{max}$	75.35	1.975	4.46	4.40	15	7,2	10,68	vérifiée	25.79	88.08	348	vérifiée
			$N_{min}$	12.04	2.86	4.23	3.26	15	7,2	10,68		37.37	127.59	348	
			$M_{max}$	22.14	7.171	2.31	2.05	15	7,2	10,68		93.65	326.10	348	

**b-Condition de non fragilité :**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

Les résultats de verifications sont résumés dans les tableaux suivants :

Zone	Niv	sec(cm <sup>2</sup> )	N[t]	M[t,m]	e (cm)	d(cm)	b (cm)	Amin(cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	condition
ZoneI	1-2-3-4	40×40	N <sub>max</sub> =253.03	M <sub>cor</sub> =0.433	0.17	37.5	40	4.52	14,9	vérifiée
			N <sub>min</sub> =207.08	M <sub>cor</sub> =1.988	0.96	37.5	40	4.88	14,9	vérifiée
			N <sub>cor</sub> =62.17	M <sub>max</sub> =4.383	7.05	37.5	40	0	14,9	vérifiée
ZoneII	5-6-7	35×35	N <sub>max</sub> =172.75	M <sub>cor</sub> =2.815	1.63	32.5	35	4.12	12,3	vérifiée
			N <sub>min</sub> =107.83	M <sub>cor</sub> =3.054	2.83	32.5	35	5.16	12,3	vérifiée
			N <sub>cor</sub> =59.35	M <sub>max</sub> =8.678	14.62	32.5	35	0	12,3	vérifiée
Zone III	8-9-10	30×30	N <sub>max</sub> =75.35	M <sub>cor</sub> =1.975	2.62	27.5	30	3.99	10,68	vérifiée
			N <sub>min</sub> =12.04	M <sub>cor</sub> =2.86	23.75	27.5	30	0.60	10,68	vérifiée
			N <sub>cor</sub> =22.14	M <sub>max</sub> =7.171	32.39	27.5	30	0.73	10,68	vérifiée

# CHAPITRE VIII

## FERRAILLAGE DES VOILES

**VIII-Ferrailage des voiles :****1) Introduction :**

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 sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

**2) Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL 91} \\ \text{Selon le RPA version 2003} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$$

**3) Ferrailage des voiles pleins :**

Le calcul se fera en procédant par la méthode des tronçons de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

Armatures verticales

Armatures horizontales

Armatures transversales

Pour faciliter la réalisation et alléger le calcul, on a devisé la structure en deux zones de calcul.

**Zone I :** Sous sol, RDC 3<sup>em</sup> et 4<sup>em</sup>

**Zone II :** 4<sup>eme</sup> au 7<sup>eme</sup> niveau

**Zone III :** 8<sup>eme</sup> au 11<sup>eme</sup>

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques, et on adoptera le ferrailage du voile le plus défavorable pour chaque groupe.

Groupe I: VL1; VL2

Groupe II: VL3 ; VL4 ; VL5 ; VL6.

Groupe III : VL7

Groupe IV : VL8 ; VL9

Groupe V : VL10 ; VL11

**3-1) 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 ou du voile.

V et V' : bras de levier ;  $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$L_t$  : longueur tendue =  $L - L_c$

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

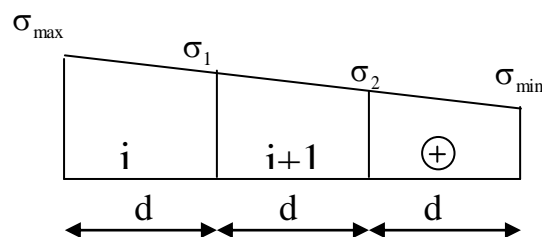
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

**a) Armatures verticales :****➤ 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.

### Détermination des armatures :

$$A_v = \frac{N_i - B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

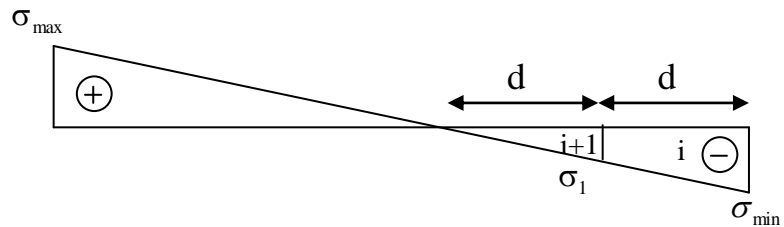
$B$  : section du voile

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier à 0.2 ‰ = 348 MPa

#### ➤ Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



### Détermination des armatures :

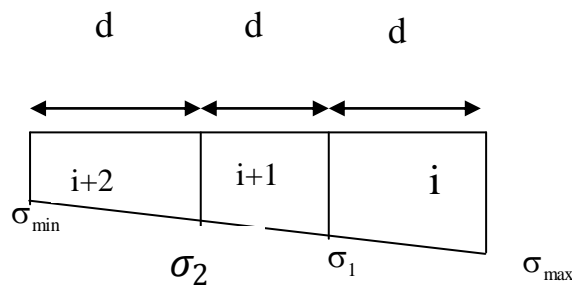
$$A_{v_i} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier = 348 MPa

#### ➤ Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



### Détermination des armatures :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

#### b) Armatures minimales :

#### Compression du béton :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad [\text{Art A.8.1, 21 /BAEL 91 modifié 99}]$$

Avec :

B : section du béton comprimée.

### Traction simple :

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :}$$

$$B = d \cdot e$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu. (Art.7.7.4.1 RPA 99/2003)

- D'après le BAEL 91 :  $A_{\min} = B \frac{f_{t28}}{f_e}$  (cm<sup>2</sup>)
- D'après le RPA 99 :  $A_{\min} = 0,2 \% B$  (cm<sup>2</sup>)

$$\text{Donc :} \quad A_{\min} \geq \max \left( \frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0,002 B \right)$$

### c) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\Phi$  et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

#### - D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

$A_H$  : section d'armatures horizontales

B : section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

### Exigences de RPA 99 révisé 2003 ( Art 7.7.4.3) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné Comme suit :

$A_H \geq 0,15 \% B$  Globalement dans la section du voile.

$A_H \geq 0,10 \% B$  En zone courante.

### d) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

#### e) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec :  $T = 1.4 V_u$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

#### • Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5.e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

#### • Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

40 $\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 $\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

#### • Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

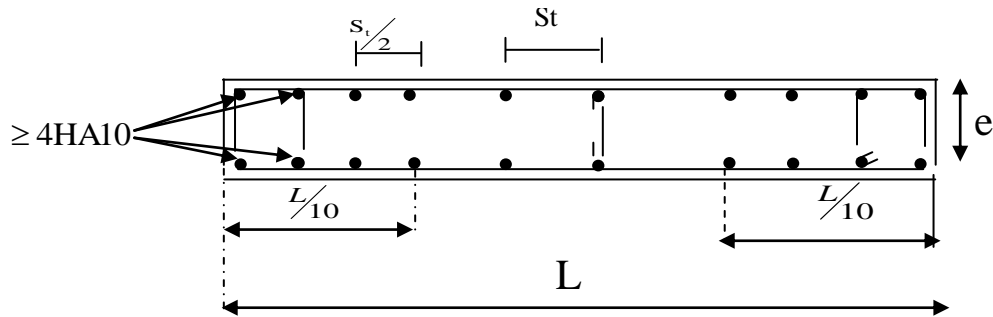


Fig.VIII-1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

### Les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent au moins à 4 HA10 (RPA 99).

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

#### 4) Vérification à L'ELS :

On a :  $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué.

$B$  : Section du béton .

$A$  : Section d'armatures adoptée .

#### 5) Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99 révisé en 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

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 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

Avec :

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

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

➤ **Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :**

## Ferrailages des voiles : VL2 ; VL4

caractéristiques géométriques	zone	I	II	III		
	L(m)	3.60	3.55	3.50		
	e(m)	0.2	0.2	0.2		
	B(m <sup>2</sup> )	0.72	0.71	0.7		
	I (m <sup>4</sup> )	0.777	0.746	0.714		
	V=V' = L/2 (m)	1.8	1.775	1.75		
sollicitations	M (KN.m)	756.37	180.43	88.28		
	T (KN)	181	21.2	21.5		
	Nmax (KN)	533.6	279.9	141		
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	3009.9	595.8	277.6		
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-6332.9	-2265.5	-935.4		
	Nser (KN)	395.3	207.4	104.5		
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	3169.21	1136.37	467.7		
Ferrailage	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	Lc (m)	0.163	0.739	0.800		
	Lt(m)	3.437	2.811	2.7		
	D (m)	1.72	1.41	1.35		
	N1(KN)	1634.36	479.66	189.41		
	N2(KN)	545.10	160.27	63.13		
	Av1(cm <sup>2</sup> )/ bande(d1)	46.96	13.78	5.44		
	Av1min(cm <sup>2</sup> )/ bande(d1)	5.16	4.23	2.7		
	sections adoptées/(bande1) /nappe	16HA14	8HA12	8HA10		
	Espacement (cm)	11	25	25		
	Av2(cm <sup>2</sup> )/ bande(d2)	1.34	0.39	0		
	Av2min (cm <sup>2</sup> )	5.16	4.23	2.7		
	sections adoptées/bande(2) /nappe	8HA12	8HA10	8HA10		
	Espacement[cm]	25	25	25		
	Ah(cm <sup>2</sup> )/nappe	11.74	3.445	1.36		
	Ahmin(cm <sup>2</sup> )/nappe	3.44	2.82	2.7		
	sections adoptées/nappe/ml	6HA12	5HA10	5HA10		
	Espacement[cm]	20	25	25		
	At (cm <sup>2</sup> )	4 épingle de HA8/m <sup>2</sup>				
	vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{Mpa}$	$\tau_b$	0.539	0.063	0.064
		$\bar{\tau}_u = 2.5\text{MPA}$	$\tau_u$	0.385	0.045	0.045
		$\bar{\sigma}_b = 15\text{MPA}$	$\sigma_b$	1.14	0.73	0.38

Bande (1) : Extrémité du voile.

Bande (2) : Zone courante du voile.

## Ferrailages des voiles : VL1 ; VL3 ; VL5 ; VL6

caractéristiques géométriques	zone	I	II	III	
	L(m)	5.90	5.85	5.80	
	e(m)	0.2	0.2	0.2	
	B(m <sup>2</sup> )	1.18	1.17	1.16	
	I (m <sup>4</sup> )	3.42	3.34	3.25	
	V=V' = L/2 (m)	2.950	2.925	2.900	
sollicitations de calcul	M (KN.m)	3366.64	1535.59	677.49	
	T (KN)	446.6	124.3	116	
	Nmax (KN)	3759.6	2524.2	1184.4	
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	2575.8	3486.4	5181	
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-7023.7	-7419.2	-6297.6	
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	5303.9	5107.6	2888.6	
	Nser (KN)	2660	1772.2	835.2	
Ferrailage	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	Lc (m)	1.583	1.870	2.617	
	Lt(m)	4.317	3.98	3.183	
	D <sub>1</sub> (m)	1.05	1.24	1.72	
	D <sub>2</sub> (m)	3.26	2.74	1.46	
	N1(KN)	1294.39	1553.32	1580.02	
	N2(KN)	1729.07	1399.84	421.73	
	Av1(cm <sup>2</sup> )/ bande(d1)	37.19	44.63	45.40	
	Av1min(cm <sup>2</sup> )/ bande(d1)	11.02	13.02	18.06	
	sections adoptées/(bande1) /nappe	13HA14	15HA14	15HA14	
	Espacement	9cm	9cm	12.5cm	
	Av2(cm <sup>2</sup> )/ bande(d2)	49.68	40.22	12.11	
	Av2min (cm <sup>2</sup> )/ ml	34.23	28.77	15.33	
	sections adoptées/bande(2)	22HA12	18HA12	7HA12	
	Espacement	15 cm	15 cm	25cm	
	Ah(cm <sup>2</sup> )/nappe/ml	12.42	11.15	11.35	
	Ahmin(cm <sup>2</sup> )/nappe/ml	9.78	8.22	4.38	
	sections adoptées/nappe/ml	6HA12	5HA12	6HA12	
	Espacement	20cm	25cm	20cm	
	At (cm <sup>2</sup> )	4 épingle de HA8/m <sup>2</sup>			
	vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{Mpa}$ $\tau_b$	1.33	0.37	0.35
		$\bar{\tau}_u = 2.5\text{MPA}$ $\tau_u$	0.95	0.26	0.25
		$\bar{\sigma}_b = 15\text{MPA}$ $\sigma_b$	12.63	7.12	2.42

## Ferrailages voile cage d'escalier :

	zone	I	II	III
	caractéristiques géométriques	L(m)	6.00	6.00
e(m)		0.2	0.2	0.2
B(m <sup>2</sup> )		1.20	1.20	1.20
I (m <sup>4</sup> )		3.6	3.6	3.6
V=V' = L/2 (m)		3.00	3.00	3.00
sollicitations de calcul		M (KN.m)	5205.38	3031.32
	T (KN)	837.1	763	534.5
	Nmax (KN)	7580.8	3979.7	2012.3
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	3074.1	1019.8	829.2
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-1070.8	-4917.7	-2607.8
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	535.4	4244.85	2058.78
	Nser (KN)	4249.8	2816.01	1429.8
Ferrailage	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	4.44	1.03	1.44
	Lt(m)	1.55	4.97	4.56
	D <sub>1</sub> (m)	0.775	0.679	0.95
	D <sub>2</sub> (m)	0.775	4.29	3.60
	N1(KN)	124.48	622.13	433.32
	N2(KN)	41.49	1821.04	741.16
	Av1(cm <sup>2</sup> )/ bande(d1)	3.57	17.87	12.45
	Av1min(cm <sup>2</sup> )/ bande(d1)	8.13	7.12	9.975
	sections adoptées/(bande1) /nappe	4HA12	6HA14	6HA12
	Espacement	25cm	14cm	20cm
	Av2(cm <sup>2</sup> )/ bande(d2)	1.19	52.32	21.29
	Av2min (cm <sup>2</sup> )/ ml	8.13	45.05	37.8
	sections adoptées/bande(2)	4HA12	17HA14	17HA12
	vérification des contraintes	Espacement	25 cm	25 cm
Ah(cm <sup>2</sup> )/nappe/ml		2.03	13.08	9.45
Ahmin(cm <sup>2</sup> )/nappe/ml		2.32	12.87	10.8
sections adoptées/nappe/ml		5HA10	6HA12	5HA12
Espacement		25cm	20cm	25cm
At (cm <sup>2</sup> )		4 épingle de	HA8/m2	
vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{Mpa}$ $\tau_b$	2.49	2.27	1.59
	$\bar{\tau}_u = 2.5\text{MPA}$ $\tau_u$	1.78	1.62	1.13
	$\bar{\sigma}_b = 15\text{MPA}$ $\sigma_b$	13.7	2.56	1.51

## Ferrailages Voile cage d'ascenseur :

caractéristiques géométriques	zone	I	II	III
	L(m)	2.03	2.03	2.03
	e(m)	0.2	0.2	0.2
	B(m <sup>2</sup> )	0.406	0.406	0.406
	I (m <sup>4</sup> )	0.139	0.139	0.139
	V=V' = L/2 (m)	1.015	1.015	1.015
solicitations de calcul	M (KN.m)	369.81	162.38	91.83
	T (KN)	83.4	1630	46
	Nmax (KN)	861.3	354.5	169.5
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	1402.9	331.4	50.4
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-3133.1	-1353.6	-576.6
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	1161.48	1129.36	542.5
	Nser (KN)	382.2	223.8	289
Ferrailage	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0.627	0.399	0.163
	Lt(m)	1.40	1.63	1.86
	D <sub>1</sub> (m)	0.107	0.263	0.107
	D <sub>2</sub> (m)	0.519	1.36	1.75
	N1(KN)	45.95	65.30	11.97
	N2(KN)	60.28	153.59	94.93
	Av1(cm <sup>2</sup> )/ bande(d1)	1.32	1.87	0.34
	Av1min(cm <sup>2</sup> )/ bande(d1)	1.12	2.76	1.12
	sections adoptées/(bande1) /nappe	4HA8	4HA10	6HA8
	Espacement	25cm	25cm	25cm
	Av2(cm <sup>2</sup> )/ bande(d2)	1.73	4.41	2.72
	Av2min (cm <sup>2</sup> )/ ml	5.44	14.28	18.37
sections adoptées/bande(2)	4HA10	5HA14	7HA14	
Espacement	25 cm	25 cm	25cm	
Ah(cm <sup>2</sup> )/nappe/ml	1.36	3.57	4.59	
Ahmin(cm <sup>2</sup> )/nappe/ml	1.55	4.08	5.25	
sections adoptées/nappe/ml	4HA8	6HA10	5HA12	
Espacement	25cm	25cm	25cm	
At (cm <sup>2</sup> )	4 épingle de	HA8/m <sup>2</sup>		
vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{Mpa}$ $\tau_b$	2.49	2.27	1.59
	$\bar{\tau}_u = 2.5\text{MPA}$ $\tau_u$	1.78	1.62	1.13
	$\bar{\sigma}_b = 15\text{MPA}$ $\sigma_b$	13.7	2.56	1.51

**Remarque :** notre bâtiment comporte un voile plaque, situé sur toute la périphérie supérieur de notre sous-sol, il est destiné principalement à empêcher les infiltrations d'eaux, d'autre par il constitue un isolant thermique pour ce dernier.

**NB:** vu que notre voile plaque n'est soumis qu'aux sollicitations dues à son poids propre il sera armé avec le ferrailage minimum exigé par le BAEL pour une section en béton armée.

soit:

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_{\min} = B \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{cm}^2)$$

$$A_{\min} = 100 \times 20 \frac{2,1}{400} = 10,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_v = 11,30 \text{ cm}^2 = 5\text{HA}12/\text{ml}/\text{nappe} \quad \text{St} = 25 \text{ cm}$$

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{11,3}{4} = 2,83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_H = 5,02 \text{ cm}^2 = 5\text{HA}8/\text{ml}/\text{nappe} \quad \text{St} = 25 \text{ cm}$$

### VIII -6 : Ferrailage des linteaux :

les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastées à leurs extrémités et sont calculés en flexion simple, soumis à **M** et **V**, ils sont ferrillés de manière à résister aux différentes sollicitations auxquelles ils sont soumis.

Le **RPA 2003** propose de ferriller les linteaux comme suit :

#### ➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après l'article 7-7-2 du **RPA 2003**, les linteaux doivent satisfaire la condition :

$$\zeta_b \leq \bar{\zeta}_b = 0,2 f_{c28}$$

$$\zeta_b = \frac{1,4 V_u}{b_0 d}$$

Une fois cette condition vérifiée, d'après l'article :7-7-3 du **RPA 2003** deux cas peuvent se présenter :

- **Premier cas :**  $\zeta_b \leq 0,06 f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple ,(avec des efforts M,V )

Nous aurons à disposer dans ce cas :

- Des aciers longitudinaux de flexion. (A<sub>l</sub>)
- Des aciers transversaux. (A<sub>t</sub>)
- Des aciers en zone courante (aciers de peau) (A<sub>c</sub>)

✓ **Aciers longitudinaux :**

$$A_L \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

Avec :

$$z = h - 2d'$$

h : hauteur du linteau.

d' : distance d'enrobage.

M : moment du à  $V=1.4V_u$ ✓ **Aciers transversaux :**Si:  $\lambda_g = (l/h) > 1$  alors  $s \leq (A_t \cdot f_e \cdot z) / (1.4 V_u)$ Si:  $\lambda_g \leq 1$  alors  $s \leq (A_t \cdot f_e \cdot l) / (V + A_t \cdot f_e)$ 

Avec:

$$V = \min[V_1; V_2] ; V_2 = 2V_u ; V_1 \leq (M_{ci} + M_{cj}) / l_{ij} .$$

M<sub>ci</sub> , M<sub>cj</sub> : moments ultimes des sections d'about à gauche et à droite.l<sub>ij</sub> : portée du linteau.

$$M_c = A_t \cdot f_e \cdot z \quad z = h - 2d'$$

• **Deuxième cas :**  $\zeta_b > 0.06 f_c 28$ 

Dans ce cas, des armatures diagonales **AD** sont à disposer obligatoirement afin de reprendre les efforts dus à **M** et **V**.

Des armatures longitudinales (supérieures et inférieures), transversales ainsi que des armatures de peau doivent être mis en place suivant les minimums réglementaires.

$$AD = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l}$$

$$V = V_u$$

Les minimums réglementaires sont les suivants :

✓ **Aciers longitudinaux :**

$$(A_l, A_l') \geq 0.0015 b.h$$

✓ **Aciers transversaux :**

$$\text{pour } \zeta b \leq 0.025 f_{c28} : A_t \geq 0.0015 b.s$$

$$\text{pour } \zeta b > 0.025 f_{c28} : A_t \geq 0.0025 b.s$$

✓ **Aciers en zone courante (armatures de peau):**

$$A_c \geq 0.0020 b.h$$

✓ **Armatures diagonales :**

$$A_D \geq 0.0015 b.h \quad \text{si: } \zeta b > 0.06 f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{si: } \zeta b \leq 0.06 f_{c28}$$

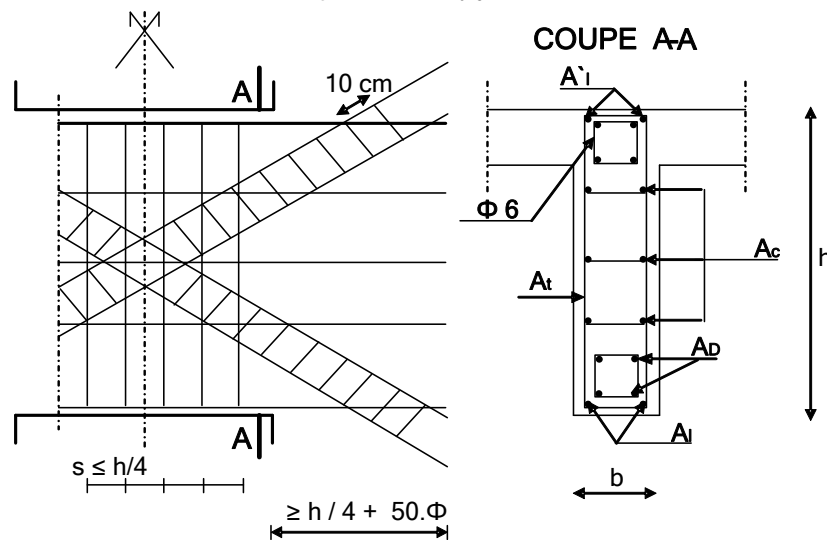


Fig. VIII.2: Armatures de linteaux

- Ferrailage des linteaux :

Zone	b0 [m]	fc28[Mpa]	Linneau		Al,Al'[cm2]	At[cm2]	S <sub>t</sub> [cm]	Ac[cm2]	AD[cm2]
			V[KN]	M[KNm]					
I	0,2	25	165,06	86,65	4,41	0.6	20	5,88	/
II	0,2	25	29,68	10,18	2,88	0.6	20	3,84	/
III	0,2	25	30,1	10,32	2,88	0.6	20	3,84	/

Les ferrailages adoptés sont :

Zone	Al adopté	At adopté	AD adopté	Ac adap/nap
I	3HA14	2HA8	/	3HA12
II	3HA12	2HA8	/	3HA10
III	3HA12	2HA8	/	3HA10

# CHAPITRE IX

## ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

## IX. Étude de l'infrastructure

### IX-1 Introduction

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges climatiques et d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le mode de fondation sera établi suivant la capacité portante du sol. Soit le sol en place a des qualités suffisantes pour qu'on puisse y fonder l'ouvrage, soit ses qualités sont médiocres et il faut alors le renforcer.

### IX-2 Choix du type de fondation

- Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :
- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées , des semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelles adéquat.

L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible 3 bars.

### IX-3 Fondation

#### IX-3-1 Semelle isolé

Pour le pré dimensionnement, il faut considéré uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tout les poteau du RDC.

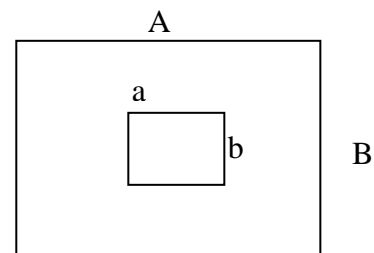
$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$N_s = 2530,3kN \quad \bar{\sigma}_{sol} = 300kN/m^2 \Rightarrow B = 2,90m$$



➤ **Conclusion:**

Risque de chevauchements car les dimensions des semelles sont très importantes.

**IX-3-2) semelles filantes****IX-3-2-1) Dimensionnement des semelles filantes sous voiles**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\sigma_{sol} = 0,3\text{MPa}$ )

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

- Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

**Tableau IX.1 : Surface de semelles filantes sous Voile (sens longitudinal)**

<i>Voile</i>	<i>N<sub>s</sub> (KN)</i>	<i>L (m)</i>	<i>B (m)</i>	<i>S = B x L [m<sup>2</sup>]</i>
<i>V2</i>	395,3	3,6	0,4	1,44
<i>V3</i>	2219,4	5,1	1,45	7,4
<i>V6</i>	2648,9	5,5	1,6	8,8
				$\Sigma 17,53$

**Tableau IX.2 : Surface de semelles voiles (sens transversal)**

<i>Voile</i>	<i>N<sub>s</sub> (KN)</i>	<i>L (m)</i>	<i>B (m)</i>	<i>S = B x L [m<sup>2</sup>]</i>
<i>V1</i>	1981,8	4,9	1,35	6,615
<i>V4</i>	395,3	3,6	0,4	1,44
<i>V5</i>	2660	5,5	1,65	9,08
				$\Sigma 17,135$

Tableau IX. 3 : Surface de semelles filantes sous voiles (autres)

Voile	$N_s$ (KN)	L (m)	B (m)	$S = B \times L$ [m <sup>2</sup> ]
VC1	4923,1	5,5	3	16,5
VC2	4249,8	6	2,4	14,4
VC3	2989,5	5,5	1,85	10,175
VC4	4420,5	6	2,5	15
VASC1	445,5	1,8	0,75	1,35
VASC2	382,2	2,02	0,65	1,313
VASC3	222,9	1,8	0,45	0,81
VASC4	396,7	2,02	0,66	1,33
				60,88

La surface des semelles filantes sous voiles est :  $S = 95.54 \text{ m}^2$

### IX-3-2-2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

#### a) Hypothèse de calcul

La semelle est infiniment rigide et elle engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

#### b) Étape de calcul

a) Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$

b) Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

c) Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

## c).Application :

- Détermination de la résultante des charges

Le calcul se fera pour le portique transversal

Tableau IX. 4 : Résultante des charges

poteau	N= G+Q (kN)	$e_i$ (m)	N .ei (kNm)	Mi (kNm)
1	1584,2	-5	-7921	15,16
2	2530,3	-0,5	-1275,15	6,49
3	1502,5	5	7512,5	-23,75
	5617		-1683,65	-2,1

On aura donc :  $e = -0,3\text{m}$

- Déterminer la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$e = -0,3 \text{ m} < \frac{L}{6} = 1,66 \text{ m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{5617}{10} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{10}\right) = 612,25 \text{ KN/m}$$

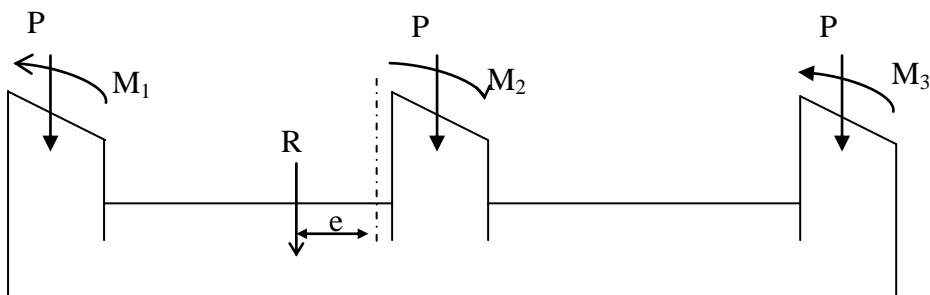


Figure1: Point d'application de la résultante des charge

▪ **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{612.25}{300} = 2.05m$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 245m^2$$

La surface totale de la structure est de :

$$S_{st} = 320m^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

Donc :

$$S_t > 76 \% S_{st}$$

❖ Les semelles occupent plus de la moitié de l'assise donc On opte pour un radier général.

**Conclusion :**

On opte pour un radier général qui présente les avantages suivants :

1. Une bonne répartition des charges.
2. Evite les tassements différentiels importants.
3. Facilite le coffrage et la mise en œuvre du béton.
4. Rapidité d'exécution.

**IX-3-3) Calcul du radier général :**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en sous plan horizontale
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Convenir mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels

**IX-3-3) Pré dimensionnement du radier :****a-1/ Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ )

**a-2/ Selon la condition forfaitaire :**

- **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$h$  : épaisseur du radier

$L_{\max}$  : distance entre deux voiles successifs

$$L_{\max} = 4,9 \text{ m} \Rightarrow 61,25 \text{ cm} \leq h \leq 98 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 80 \text{ cm}$

- **Sous poteaux :**

**a) La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

$$h_d \geq \frac{510}{20} = 25,5 \text{ cm} \quad \text{on prend } h_d = 35 \text{ cm}$$

**b) La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_t$  égale à :

$$h \geq \frac{510}{10} = 51 \text{ cm}$$

**a-3) condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.  $K = 40$  MPa

$L_{\max}$  : La distance maximale entre deux voiles successifs

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{K}{E}}$$

$I$  : Inertie de la section du radier ( $b=1$ m)

$E$  : Le module de déformation longitudinale différé.

Pour un chargement de long durée ;  $E = 10818,86$  MPa, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5,10}{3,14}\right)^4 \times \frac{40}{10818,86}} = 0,74m$$

**Remarque :**

On adoptera pour une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h = 80$ cm	Nervure
$h_d = 35$ cm	Dalle
$b = 40$ cm	Largeur de la nervure

**a) Détermination des efforts :****Charges permanente :**

- ✓ Poids du bâtiment : 19404.85 kN
- ✓ Poids du radier:  $[320,1 \times 25 \times 0,35] + [(0,8 - 0,35) \times 0,4 \times 25 \times 116,72] = 3326,115$  KN
- ✓ Poids du remblais en TVO :  $[(0,7 - 0,35) \times (320,1 - 116,72) \times 17] = 1210,11$  KN
- ✓ Poids de la dalle flottante :  $[(320,1 - 116,72) \times 0,1 \times 25] = 508,45$  KN
- ✓  $G_{\text{tot}} = 24449,52$  kN

**Surcharge du radier :**

- ✓ Surcharges du bâtiment :  $Q_{\text{bat}} = 6601,75$  kN
- ✓ Surcharges du radier :  $Q_{\text{rad}} = 5 \times 320,1 = 1600,5$  kN
- ✓  $Q_{\text{tot}} = 8202,25$  kN

$$\text{ELU: } N_u = 45309.82 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = 32651.77 \text{ KN}$$

### b) Détermination de la surface nécessaire du radier

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{45309.82}{1,33 \times 300} = 113.59 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{32651.77}{300} = 108.83 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 320.1 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_1; S_2) = 113.59 \text{ m}^2$$

On rajoute au radier un débord minimal de largeur  $d$ , avec  $d \geq (\frac{h}{2}; 30 \text{ cm})$  (BAEL 91)

$\Rightarrow$  On prend  $L_d = 40 \text{ cm}$

$$\Rightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}} = 320.1 + 28.26 = 348.37 \text{ m}^2$$

### c) Vérifications :

#### c-1/Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9 h = 72 \text{ cm}$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{45309.42 \times 1}{348.37} \times \frac{5.10}{2} = 331.65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{331.65}{1 \times 0,72} = 0,46 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### c-2/Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 3.17 \times 348.37 = 16564.99 \text{ t}$$

$P$  : Poids total du bâtiment à la base du radier

$\alpha$  : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1.5$

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ )

$Z$  : Profondeur de l'infrastructure

$P = 24449.42 \text{ KN} > 16564.99 \text{ KN} \Rightarrow$  pas de risque de soulèvement de la structure.

### c-3) Vérification de la stabilité du radier :

Elle consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux dus aux charges verticales.
- Effort de renversement du au séisme

$$M = M_0 + T_0 h$$

$M_0$  : moment sismique à la base de la structure

$T_0$  : Effort tranchant à la base de la structure

$h$  : profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$\text{E L U : } \sigma_m \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$\text{E L S : } \sigma_m \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = 300 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad , 1,33 \sigma_{sol} = 399 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M V}{I}$$

-Calcul du CDG et les moments d'inertie :

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :

$$X_G = 9.41 \text{ m}$$

$$Y_G = 12.89 \text{ m}$$

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_x = 14467.87 \text{ m}^4$$

$$I_y = 10739.20 \text{ m}^4$$

## - Calcul des moments :

## ❖ Sens longitudinal

- A l'ELU

$$M_x = 4751.44 + 202.43 \times 3.17 = 5393.14 \text{ t.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{4530.9}{348.37} + \frac{5393.14}{10739.20} \times 9.41 = 17.73 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{4530.9}{348.37} - \frac{5393.14}{10739.20} \times 9.41 = 8.28 \text{ t/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 17.3 + 8.28}{4} = 15.05 \text{ t/m}^2 ; 1,33\sigma_{SOL} = 2 \times 30 = 60 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_m < 2\sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- A l'ELS

$$M_x = 5393.14 \text{ t.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{3265.1}{348.37} + \frac{5393.14}{10739.2} \times 9.41 = 14.09 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{3265.1}{348.37} - \frac{5393.14}{10739.2} \times 9.41 = 4.63 \text{ t/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 14.09 + 4.63}{4} = 11.72 \text{ t/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 30 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## ❖ Sens transversal

- A l'ELU

$$M_y = 4776.1 + 199.72 \times 3.17 = 4409.21 \text{ t.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{4530.9}{348.37} + \frac{4409.21}{14467.87} \times 12.89 = 16.93 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{4530.9}{348.37} - \frac{4409.21}{14467.87} \times 12.89 = 9.07 \text{ t/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 16.93 + 9.07}{4} = 14.96 \text{ t/m}^2 ; 2\sigma_{SOL} = 2 \times 25 = 50 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_m < 2\sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- A l'ELS

$$M_y = 4409.21 \text{ t.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{3265.1}{348.37} + \frac{4409.21}{14467.87} \times 12.89 = 13.30 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{3265.1}{348.37} - \frac{4409.21}{14467.87} \times 12.89 = 5.43 \text{ t/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 13.30 + 5.43}{4} = 11.33 \text{ t/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 25 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**c-4) Vérification au poinçonnement :** (art A.5.2 4 BAEL91)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\mu_c$  : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

$N_u$  : Charge de calcul à l' E.L.U

h: Epaisseur totale du radier

**-1- Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = 4,8 \text{ m}$$

$$\frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 4,8 \times 0,8 \times 2500}{1,5} = 448 \text{ t}$$

$$N_u = 253,03 \text{ t} \leq 432 \text{ t} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**-2- Vérification pour les voiles:**

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$N_u = 97,82 \text{ t}$$

$$e = 20 \text{ cm}, b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = 5,6 \text{ m}$$

$$\frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 5,6 \times 0,8 \times 2500}{1,5} = 504 \text{ t}$$

$$N_u = 375,9 \text{ t} \leq 504 \text{ t} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**-3- Vérification au renversement : (ART 10.1.5. du RPA99/VERSION 2003)**

Quelque soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques restent à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondations résistants au renversement ( $e = M / N \leq B / 4$ ).

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{4409,21}{3265,1} = 1,35 \text{ m} \leq \frac{23,9}{4} = 5,975 \text{ m} \quad \text{vérifiée.}$$

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{5393,14}{3265,1} = 1,65 \text{ m} \leq \frac{21,1}{4} = 5,275 \text{ m} \quad \text{vérifiée.}$$

**d) Ferrailage du radier :**

Un radier fonction comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. Il est sollicité par la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

Les contraintes prises en compte dans le calcul sont :

$$\text{E.L.U : } q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 15.05 - \frac{332.61}{348.37} = 14.09 \text{ t/m}^2$$

$$\text{E.L.S : } q_s = \sigma_M - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 11.72 - \frac{332.61}{348.37} = 10.76 \text{ t/m}^2$$

**1/Identification des panneaux :**

Afin de simplifier les calculs nous avons considéré le panneau le plus sollicité et nous généraliserons le ferrailage pour le reste des panneaux.

**Tableau IX. 5 :** Valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$ 

Panneau	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU		ELS	
				$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
1	4.5	4,7	0,96	0.0401	0,911	0.0475	0.939

$$0 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

**2-Calcul des moments isostatiques :**

Les moments isostatiques dans les directions sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_x \cdot L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

**Tableau IX. 6 :** Moments isostatiques.

Panneau	$L_x$	ELU : $q_u = 14.09 \text{ t/ml}$		ELS : $q_s = 10.76 \text{ t/ml}$	
		$M_{0x}$	$M_{0y}$	$M_{0x}$	$M_{0y}$
1	4.50	11.42	10.40	10.35	9.72

**Remarque :**

1-Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on les considère partiellement encastres sur leurs appuis, et on effectue la ventilation des moments sur appuis et en travées.

$$M_t = 0,85 M_0 \quad (\text{moment en travée})$$

$$M_{ai} = 0,5 M_0 \quad (\text{moment aux appuis intermédiaires})$$

$$M_{ar} = 0,3 M_0 \quad (\text{moment aux appuis de rives})$$

$M_t$  et  $M_0$  sont choisis en respectant l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0$$

2-Après le calcul des moments isostatiques dans les différents panneaux dans les deux sens on constate que le panneau 01 est le plus sollicité. Pour cela on calculera le ferrailage du panneau 01 et on adoptera le même ferrailage pour les autres panneaux.

**- Ferrailage du panneau :**

$$L_x = 4,50 \text{ m} \quad , \quad L_y = 4,90 \text{ m} \quad , \quad b = 1 \text{ m} \quad ,$$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} \quad , \quad \mu_b = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}} \quad ,$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{(\beta d f_e / \gamma_s)} \quad , \quad A_a = \frac{M_{ua}}{(\beta d f_e / \gamma_s)}$$

**a) Condition de non fragilité (BAEL91 modifié 99/ Art B.7.4):**

Les armatures tendues d'une section transversale soumise à la flexion doit présenter une section minimale correspondante au taux d'armatures suivant :

**- suivant (x-x) :**

**on a  $\omega_0 = 0,8 \times 10^{-3}$  pour des aciers de nuance  $f_e E400$**

**on a  $\omega_x$  :** Pourcentage d'acier en travée dans le sens x - x.

$A_x^{min}$  : Section minimale d'armatures

$$A_x^{min} = \omega_0 \cdot \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b \cdot h = 0,8 \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{3-0,96}{2}\right) \cdot 100 \times 35 = 2,856 \text{ cm}^2.$$

**-Suivant (y-y) :**

$$A_y^{min} = \omega_0 \cdot b \cdot h = 0,8 \cdot 10^{-3} \cdot 100 \cdot 15 = 1,2 \text{ cm}^2.$$

Tableau IX. 7 : Ferrailage.

Sens			$M_u$	$\mu$	$\mu_r$	Obse	$\beta$	$A_{min}$	$A_s$	$A_{adoptée}$	$A_{sadop}$	st
X-X	ELU	Appuis	5.71	0,041	0,392	SSA	0,979	2.856	5.40	8HA14	12.31	12
		Travée	9.71	0,071	0,392	SSA	0,963	2.856	9.34	8HA16	16.08	12
Y-Y	ELU	Appuis	5.20	0,038	0,392	SSA	0,981	2.8	4.91	8HA12	9.05	12
		Travée	8.84	0,064	0,392	SSA	0,967	2.8	8.47	8HA16	16.08	12

**-Contrainte de cisaillement (BAEL91 modifié 99/ Art A.5.2,2)**

L'effort tranchant par unité de longueur dans les dalles portant sur (04) côtés est donnée par les Formules suivantes :

$$\dot{\alpha} \frac{L_y}{2} : V_u = \frac{P_u}{2.L_y + L_x} = \frac{2980}{2 \times 4,7 + 4,5} = 214,3 \text{ KN.}$$

$$\dot{\alpha} \frac{L_x}{2} : V_u = \frac{P_u}{3.L_y} = \frac{2980}{3 \times 4,70} = 211,3 \text{ KN}$$

avec:

$$P_u = q_u \cdot l_x \cdot l_y$$

$$P_u = 14,08 \cdot 4,7 \cdot 4,5 = 2980 \text{ KN (charge totale)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{214,3 \cdot 10^3}{1000 \cdot 310} = 0,69 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\langle \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\rangle \Leftrightarrow \min \left\langle \frac{0,2 \cdot 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\rangle = \min \langle 3,33; 5 \text{ MPa} \rangle \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,69 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**e) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier à L'ELS:**

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_c}{3}; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201,63 \text{ MPa, fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci dessous :

	Zone	$M_s$ [t.m]	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Observation
X-X	Appuis	5.175	4.53	165.70	15	201,63	Vérifiée
	Travée	8.8	6.32	197.91	15	201.63	Vérifiée
Y-Y	Appuis	4.86	4.32	189.32	15	201,63	Vérifiée
	Travée	8.26	5.93	185.76	15	201.63	Vérifiée

### 1-Ferraillage de la nervure :

#### Etude de la nervure

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 80 \text{ cm}, d = 76 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$c = 4 \text{ cm}$$

#### a) Calcul les charges revenants à la nervure

$$\text{E.L.U : } q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 15.05 - \frac{332.61}{348,37} = 14.09 \text{ t/m}^2$$

$$\text{E.L.S : } q_s = \sigma_M - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 11.72 - \frac{332.61}{348.37} = 10.76 \text{ t/m}^2$$

**Remarque :**

- Le rapport  $0.4 < \rho = I_x / I_y > 1$  pour tous les panneaux constituant le radier, ce qui nous donne une répartition en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires, sur chacun des panneaux.
- Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.
- Pour optimiser le calcul on a choisi d'étudier la nervure la plus sollicitée et d'adapter le ferrailage pour le reste des nervures.

NB : la nervures la plus sollicitée est celle de la fille 2, elle comporte deux travées une de 5.5m et une autre de 4.5m qu'on a calculé pour les 2 directions (x x) et (y y), cette travée existant dans chacune d'elle

Pour déterminer les efforts internes au niveau de la nervure, on utilise le logiciel ETABS.

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont données ci-après :

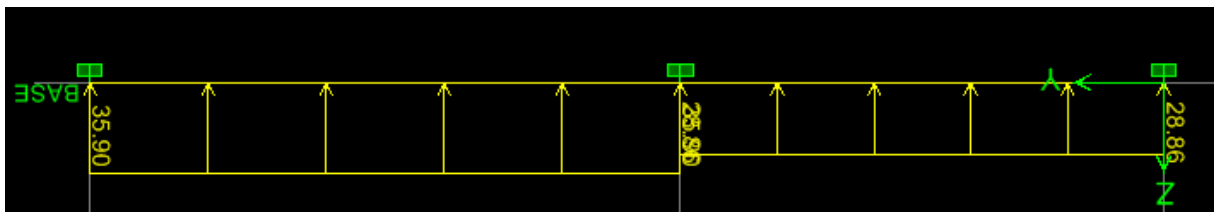
**Résultats à l'ELU :**

Diagramme des sollicitations

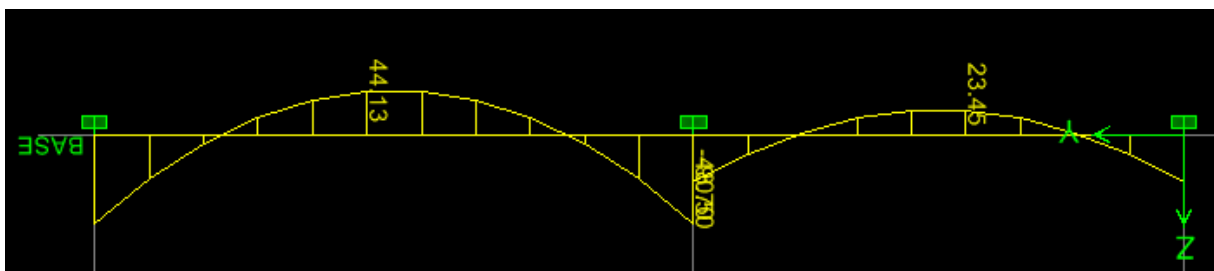


Diagramme des moments fléchissant

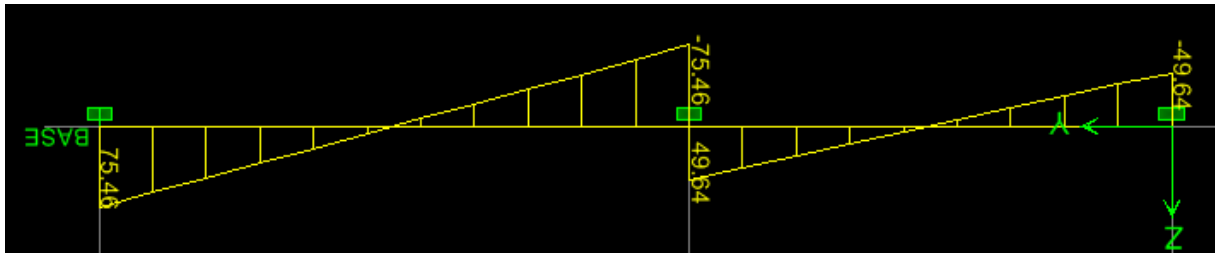


diagramme des efforts tranchants

Résultats à l'ELS :

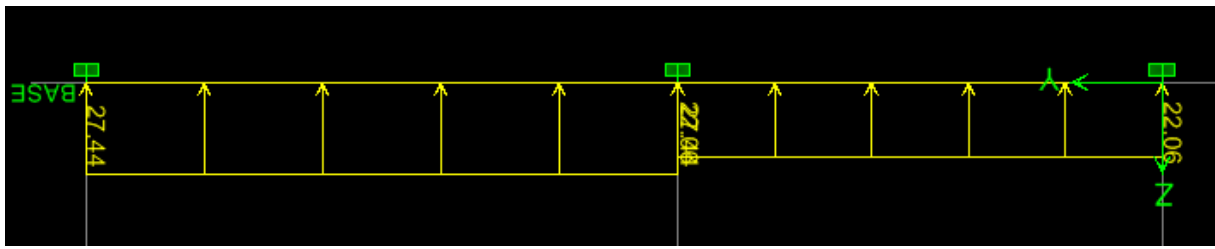


Diagramme des sollicitations

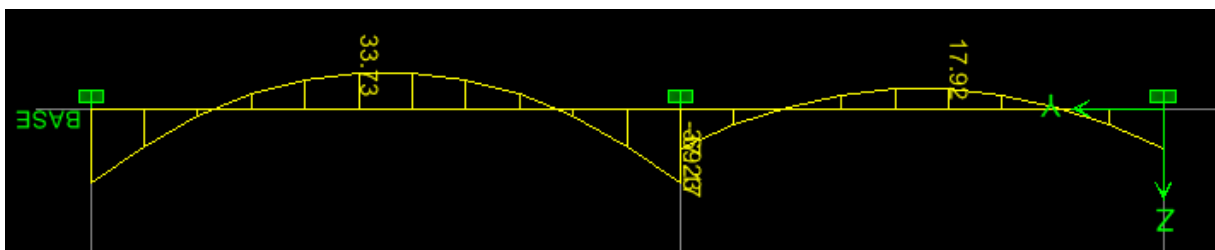


Diagramme des moments fléchissant

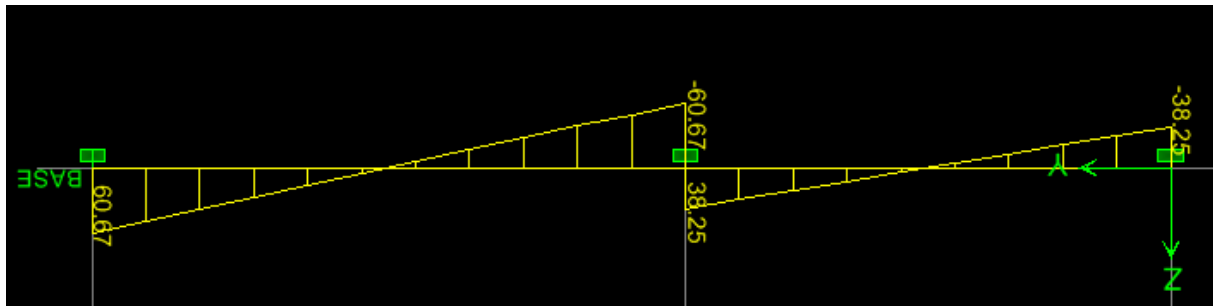


diagramme des efforts tranchants

**NB :** les valeurs dans les diagrammes sont en [ton] pour les efforts tranchants et en [ton.m] pour les moments fléchissant.

Pour le ferrailage on prend le moment maximum sur appuis et en travées :

**ELU :**  $M_t = 44,127 \text{ t.m}$     $M_a = 90,498 \text{ t.m}$

**ELS :**  $M_t = 33,728 \text{ t.m}$     $M_a = 69,172 \text{ t.m}$

	$M_u$ [t.m]	$\mu_b$	Obser	$A_{min}$	$A_s$	$A_{adoptée}$ [cm <sup>2</sup> ]
Appuis	90.498	0,275	SSA	3,67	40.97	6HA25+4HA20
Travée	44.127	0,134	SSA	3,67	17.98	6HA20

**2- Vérifications à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$= 0,23 \times 40 \times 76 \times \frac{2,10}{400}$$

$$\Rightarrow A_{min} = 3,67 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$\Phi \leq \min \left( \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (22,8 ; 40 ; 25)$$

On prend  $\Phi = 8 \text{ mm}$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0,003 \times 20 \times 40 = 2,4 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Escapement des armatures transversals :**

-En zone nodale:

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi_L \right)$$

$$S_t \leq \min (20 ; 16,8)$$

$$S_t \leq 16,8$$

-En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2}$$

$$S_t \leq 40$$

Nous prenons :

-  $S_t = 15 \text{ cm}$  En zone nodale

-  $S_t = 20 \text{ cm}$  En zone courante

### 3. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :  $T_{u \max} = 98.73 \text{ t}$

$$\tau_u = \frac{75.06 \times 10^{-2}}{0.40 \times 0.76} = 2.47 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### 4. Vérification à l'ELS

- **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{90.498}{69.172} = 1.31$$

$$\alpha = 0,07 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.405 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travées**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{44.127}{33.73} = 1,31$$

$$\alpha = 0.1603 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.405 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition  $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$  est vérifiée, il n'est donc pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

#### Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 80 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 0,80 = 2,4 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc 2HA14 avec  $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$

#### Ferraillage du débord :

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres, donc son ferraillage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis.

### **X.1) Introduction :**

Durant notre cursus universitaire, nous avons étudié l'organisation de chantier ou nous avons appris différents processus de gestion des chantiers. Ce chapitre a pour but de démontrer qu'ils existent des logiciels de planification et de gestion de projets permettant d'appliquer ces processus en un temps très réduit et d'une manière très précise sur toutes les tâches qui peuvent exister dans un projet aussi nombreuses soit elles.

Ceci en faisant la simulation sur notre projet qui va nous permettre d'avoir une idée du coût, du temps et des procédés adéquats pour la réalisation de notre structure.

### **X.2) RAPPELS :**

#### **a) Processus simple :**

Dans les méthodes d'organisation des processus étudiés dans l'ODC, Les travaux de construction sont constitués d'un ensemble de processus simples avec lesquels nous allons commencer pour simplifier la compréhension des processus complexes.

Il existe plusieurs méthodes d'organisation des processus simples qui peuvent se réduire à trois qui sont les plus utilisées :

#### 1. Méthodes successive :

Cette méthode consiste à faire exécuter les travaux de manière successive par une seule équipe qui garde le même effectif qui est alimenté uniquement en matériaux et réalise les quantités de travaux sur chaque secteur cette équipe entre sur le premier secteur attaque et exécute une quantité de travaux  $Q$  correspondant à un temps  $t$  relevé puis passé sur un deuxième secteur et ainsi de suite jusqu'au dernier.

#### 2. Méthodes parallèle :

#### 3. Méthodes intermédiaire parmi elles la méthode successive superposée :

Dans cette méthode on dispose d'un nombre intermédiaire d'équipe identiques que nous noterons  $B$  (choisi au départ) la succession se fait de la manière suivante :

La première équipe rentre sur le premier secteur et exécute les travaux la seconde, rentre sur le deuxième secteur (immédiatement supérieur) avec un décalage  $k$  par rapport à la précédente équipe(  $k$  module de rythmicité) et ainsi de suite les équipes se suivent avec le même décalage sur des secteur qui se suivent.

Lorsque la première équipe termine les travaux sur le premier secteur elle rejoint le secteur immédiatement supérieur et libre en respectant l'intervalle  $k$ . Toutes ces méthodes se basent sur les principes suivants :

- La division du travail en n secteurs de travail.
- Calcul des volumes de travail.
- Effectifs (Homme ou engins).
- Les modules de temps.

### **B) Organisation des processus complexes :**

C'est le processus de construction composé de plusieurs processus simple.

#### **X.1) Définition du MS-PROJECT :**

Nous avons appliqué ces différents procédés à notre structure afin de faire une estimation de la durée, de cout et des processus adéquats, Ceci à l'aide du MS-PROJECT qui est un logiciel de planification et de gestion de projets qui existent depuis plus de 15 ans et qui suit l'évolution des techniques informatiques et qui est utilisé en pratique pour la planification des plans de projets, pour le suivit et le pilotage des projets et qui aident les entreprises à connaitre leurs capacités réelles à prendre en main un projet avant soumissionnement et même après avoir obtenu le projet. La puissance de ce logiciel le rend vite indispensable. Les algorithmes de calcul du logiciel qui prennent en compte simultanément les liens entre les activités, les marges, la durée, les contraintes de dates, la charge, le nombre de ressources, les calendriers... et la puissance des micro-ordinateurs rendent ces traitements immédiats. Les résultats sont donc quasiment instantanés, en couleurs, sur écran comme sur imprimante.

Ce produit s'adressent à des non-spécialistes et les assistent dans leur travail. Ils sont de plus en plus complets et de plus en plus faciles à utiliser. Mais si ces logiciels assistent les responsables, en aucun cas ils ne font à leur place l'analyse, la structuration du projet, le choix des activités et de leurs relations, l'estimation de durée, etc.

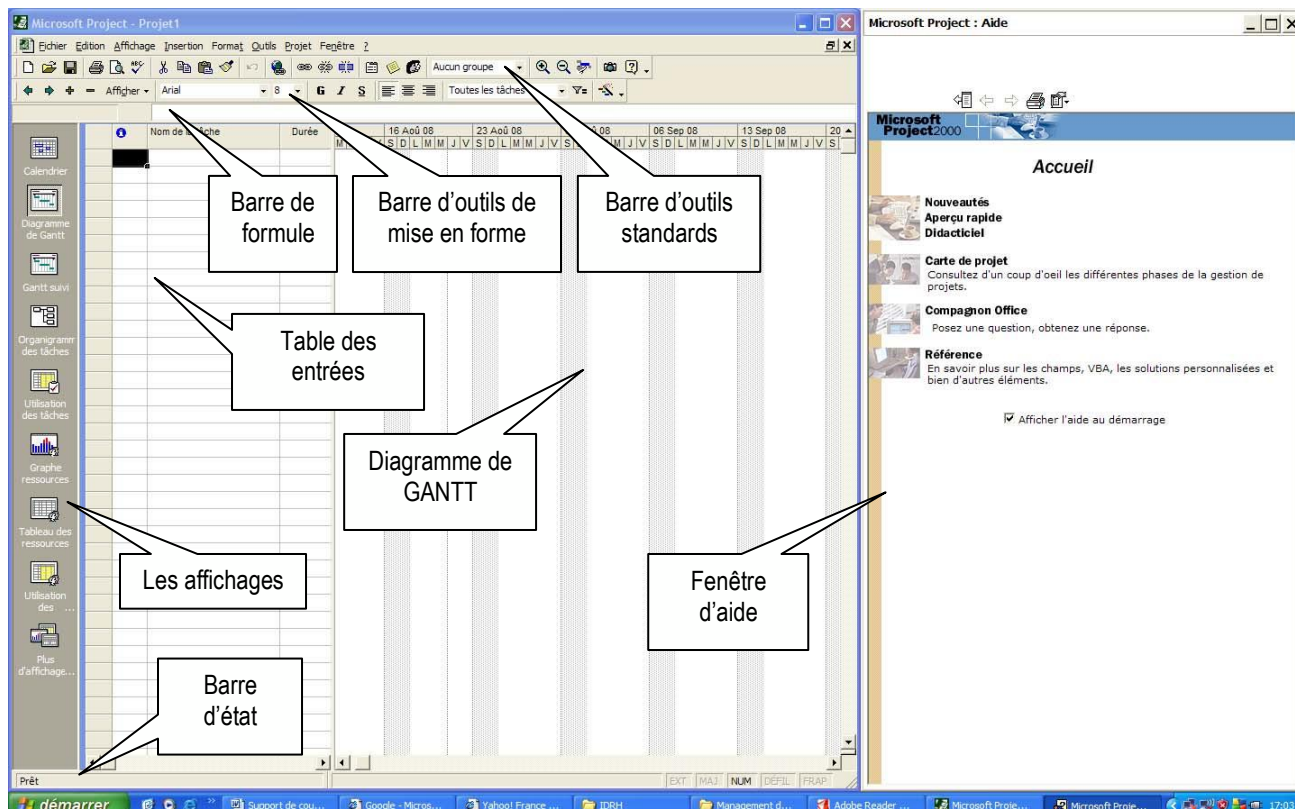
Pour l'entreprise, ces outils permettent de conduire le changement en permettant aux différents acteurs de s'engager, en utilisant un langage commun, sur des plans structurés, documentés, à la faisabilité vérifiée. L'incertitude inhérente à tout projet est mieux maitrisée car les estimations de durées ou de coût sont documentées, les échéances-clefs sont publiées...

Enfin, ces logiciels permettent d'écrire un savoir-faire, chaque tâche peut être commentée, les écarts entre ce qui a été prévu et ce qui a été réalisé sont conservés et expliqués, les réseaux sont archivés. Tout ceci constitue une mémoire qui sera à la base des projets suivants et qui progressivement rendra plus fiable les engagements des responsables et de l'entreprise.

# Manipulations de base

## Description de l'interface

Lorsque vous démarrez la version 2000 de MS-PROJECT, l'écran suivant apparaît par défaut :

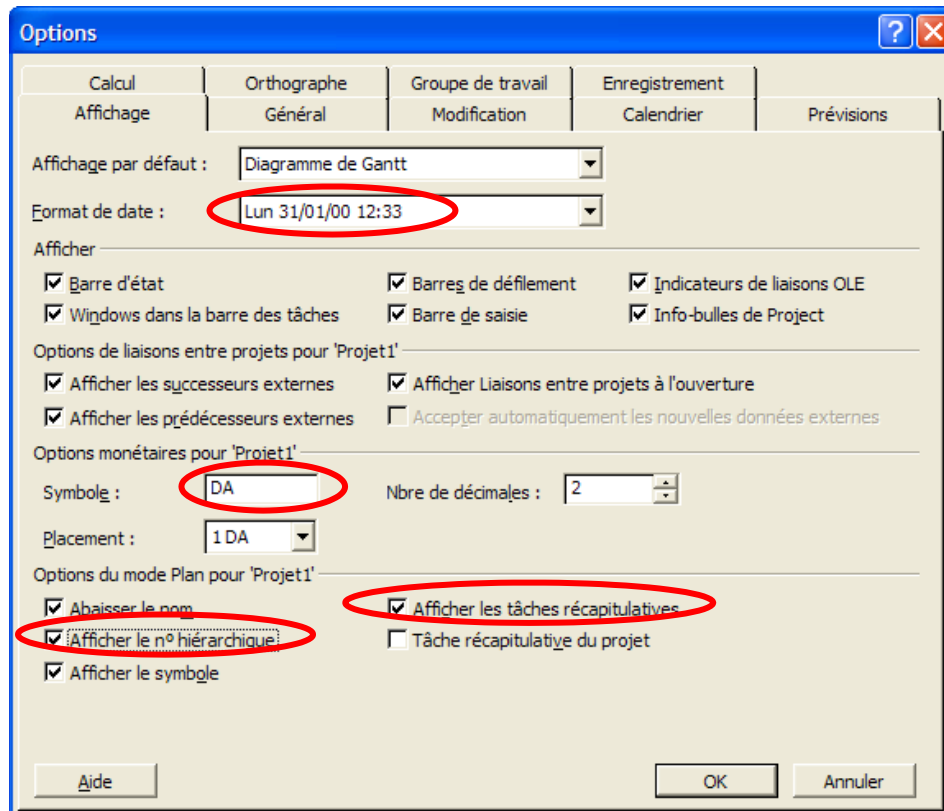


## Paramétrage

### Outils/Options.../Onglet « Affichage »

- Dans « Format de date, activez un format de date où les heures sont également visibles.
- Dans « Options monétaires pour ... », mettez de préférence le symbole monétaire correspondant au pays de votre activité.

– Si vous n’êtes pas un adepte de l’utilisation du code **WBS** pour l’identification unique des tâches, vous pouvez activer l’option « Afficher le n° hiérarchique ». Cela vous affiche alors un simple code hiérarchique à côté de chaque case.




**Exemple**

1<sup>er</sup> Cas :  Afficher le n° hiérarchique

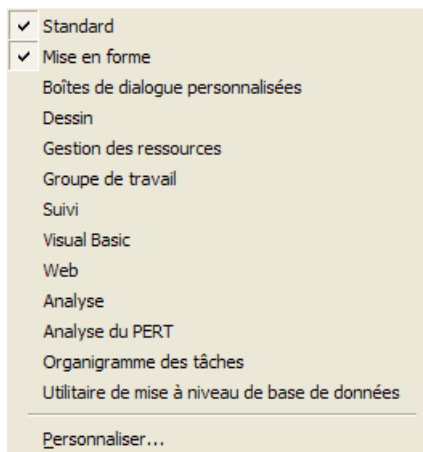
	<b>i</b>	Nom de la tâche	Durée
1	<input type="checkbox"/>	<b>Partie Etude et construction</b>	<b>65 jours</b>
2		Dessiner les plans de la maison	30 jours
3		Choisir les matériaux	21 jours
4		Concevoir le plan de montage	5 jours
5		Creuser les fondations	4 jours
6		Monter les murs	5 jours
7		Monter le toit	5 jours
8		Installer l'électricité	6 jours
9		Installer la plomberie	5 jours
10		Réaliser la décoration	10 jours

2<sup>ème</sup> Cas : Afficher le n° hiérarchique

		Nom de la tâche	Durée
1	<input type="text"/>	<input type="checkbox"/> 1 Partie Etude et construction	65 jours
2		1.1 Dessiner les plans de la maison	30 jours
3		1.2 Choisir les matériaux	21 jours
4		1.3 Concevoir le plan de montage	5 jours
5		1.4 Creuser les fondations	4 jours
6		1.5 Monter les murs	5 jours
7		1.6 Monter le toit	5 jours
8		1.7 Installer l'électricité	6 jours
9		1.8 Installer la plomberie	5 jours
10		1.9 Réaliser la décoration	10 jours
11		<input type="checkbox"/> 2 Partie commerciale	95 jours
12		2.1 Faire une étude marketing	30 jours
13		2.2 Faire de la prospection	30 jours
14		2.3 Réaliser la vente des maisons	35 jours

## Barres d'outils

### Affichage/Barres d'outils



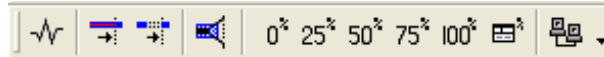
Par défaut, deux barres d'outils sont activées (« Standard » et « Mise en forme »). Mais il y en a d'autres qui sont très utiles et qu'il peut s'avérer plus qu'intéressant d'activer et de laisser à l'écran. Il est fortement recommandé d'activer les barres d'outils suivantes :

- **Boîtes de dialogue personnalisées** : elle donne accès à des informations très utiles relatives aux tâches ou projets actifs. Elle sera particulièrement utilisée lorsque vous ferez de l'audit de coût de votre projet.

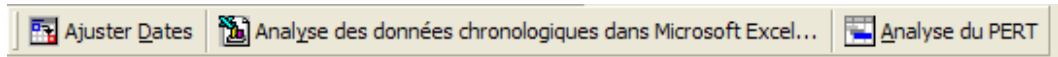
- **Gestion des ressources** : le nom de cette barre suffit à la décrire



- **Suivi** : C'est une barre d'outils intégrant les fonctions les plus puissantes dans le cadre de la simulation d'avancement du projet.



- **Analyse** : elle permet d'accéder à des outils d'analyse très pertinents



- **Analyse du PERT** : représente de manière logicielle la loi Bêta



## CHAPITRE 4

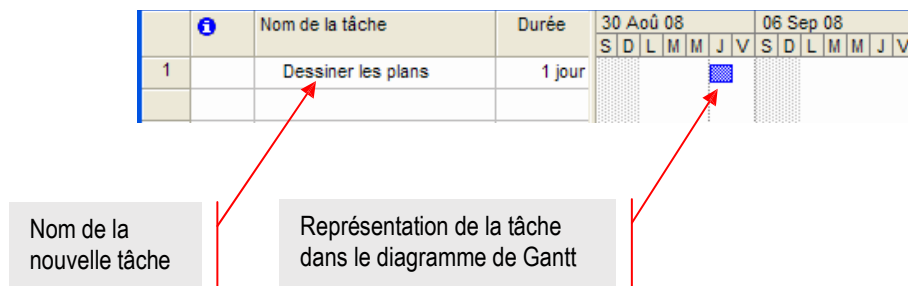
# Les tâches

### Introduction

Les tâches sont les éléments principaux de **Project 2000**. Elles se saisissent dans la table d'entrée. Au besoin, cliquez sur l'option **Affichage/Table : Entrée/Entrées** afin de réafficher cette table qui peut être masquée involontairement par l'utilisateur.

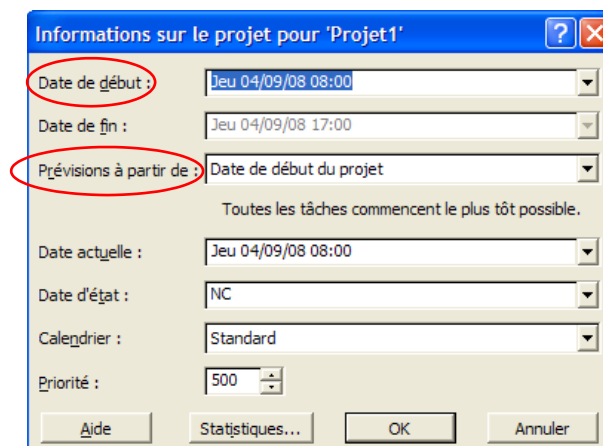
### Créer une tâche

Dans la colonne « *Nom de la tâche* », saisissez le nom de votre tâche et validez. Une barre apparaît alors dans le diagramme de Gantt, à droite.



A chaque tâche est attribué un numéro propre. La date de positionnement de la tâche est déterminée par défaut dans la boîte de dialogue « *Informations sur le projet* » ; deux cas sont alors possibles :

- Soit en déterminant la date du début du projet (exemple : le 04 septembre 08)



- Soit en fixant la date de fin du projet (exemple : le 31 décembre 08)

### Renommer une tâche

- Cliquez sur la cellule contenant le nom de la tâche à renommer
- Saisissez le nouveau nom et validez

### Modifier le nom d'une tâche

- Cliquez sur la cellule de la tâche à modifier
- Cliquez dans la barre de saisie
- Faites les modifications et validez

### Informations sur la tâche


La boîte de dialogue « *Informations sur la tâche* » regroupe toutes les informations relatives à une tâche.

- Cliquez sur le nom de la tâche
- Cliquez sur l'icône  dans la barre d'outils « *Standard* »

Ou encore, double-cliquez sur le nom de la tâche pour aboutir au même résultat.

### Jalons

Les jalons peuvent être des références, des réunions ou simplement des tâches de durée 0 jour

- Cliquez à l'intérieur de la cellule *Durée* du futur jalon
- Saisissez la valeur 0 et validez. Vous remarquez que la tâche s'est transformée en jalon sur le *Diagramme de Gantt* représenté par le symbole suivant : 

Ou bien :


- Double-cliquez sur la tâche concernée
- Dans l'onglet *Confirmé*, cochez  **Marquer la tâche en tant que jalon** et validez

**Note**

*Il est recommandé de faire un « jalon début » et un « jalon fin » afin d'encadrer votre projet*

**Tâches et sous-tâches**


Un projet peut être constitué de grandes tâches composées elles-mêmes de sous-tâches et ainsi de suite.

- Saisissez le nom de la tâche principale
- Saisissez, en dessous, le nom de la première sous-tâche
- Cliquez sur le bouton *Abaisser* de la barre d'outils *Mise en forme* 

La représentation sur le *Diagramme de Gantt* est comme suit :

	Nom de la tâche	Durée	04 08					06 Sep 08						
			L	M	M	J	V	S	D	L	M	M	J	V
1	<input type="checkbox"/> Tâche principale	1 jour												
2	Sous-tâche 1	1 jour												

**Note**

*Les tâches saisies en dessous seront de même niveau que la sous-tâche de dessus. Pour revenir à une tâche principale, cliquez sur le bouton « Hausser »  de la barre d'outils « Mise en forme »*

*Vous pouvez aussi abaisser ou hausser le niveau de plan avec la souris en effectuant un cliquer-déplacer sur la tâche concernée dans la table des entrées.*

## Afficher la hiérarchisation

*MS-PROJECT* permet de numéroté les tâches avec une numérotation de type : 1, 1.1, 1.1.1,...

- Cliquez sur *Outils/Options...*
- Dans l'onglet *Affichage*, cochez  **Afficher le n° hiérarchique** et validez

Voici l'aperçu dans le *Diagramme de Gantt* :

	Nom de la tâche	Durée	Aoû 08					06 Sep 08						
			D	L	M	M	J	V	S	D	L	M	M	
1	1 Tâche principale	1 jour												
2	1.1 Sous-tâche 1	1 jour												
3	1.2 Sous-tâche 2	1 jour												
4	1.3 Sous-tâche 3	1 jour												

## Créer une tâche récapitulative

Une tâche récapitulative vous permet de connaître, par exemple, la durée totale de votre projet.

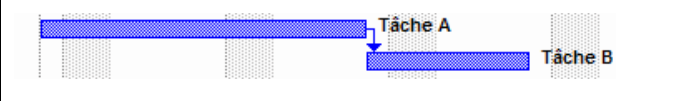
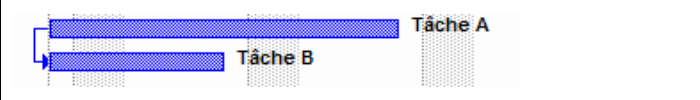

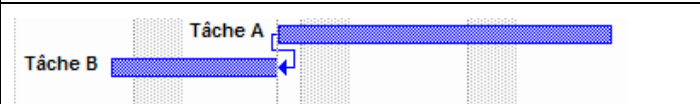
- Cliquez sur *Outils/Options...*
- Cliquez sur l'onglet *Affichage*
- Cochez les cases  **Afficher les tâches récapitulatives** et validez  
 **Tâche récapitulative du projet**

Voici l'aperçu dans le *diagramme de Gantt* :

	Nom de la tâche	Durée	08					06 Sep 08					13 Sep 08						
			M	M	J	V	S	D	L	M	M	J	V	S	D	L	M	M	J
0	1 <b>Projet1</b>	5 jours																	
1	1 Tâche A	5 jours																	
2	1.1 Sous-tâche 1	5 jours																	
3	2 Tâche B	1 jour																	
4	2.1 Sous-tâche 1	1 jour																	

## Un lien

Un lien décrit une relation d'ordre entre deux tâches. Le plus souvent la fin d'une activité déclenche le début de la suivante. Un lien à priori n'a pas de durée. *MS-PROJECT* vous propose quatre types de liaison entre deux tâches.

FD	Fin-Début	
DD	Début-Début	
FF	Fin-Fin	
DF	Début-Fin	

### Fin – Début (FD)

La tâche B ne peut pas débuter avant la fin de la tâche A. C'est le lien le plus utilisé.

### Début – Début (DD)

La tâche B ne peut pas débuter avant que la tâche A ait commencé à être exécutée.

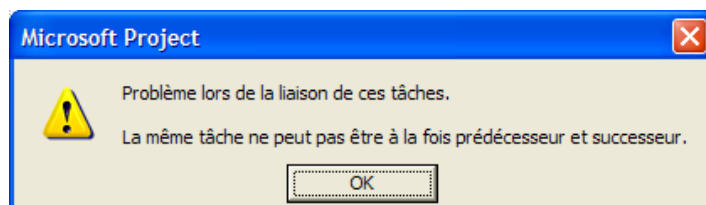
### Fin – Fin (FF)

La tâche B ne peut pas finir avant la fin de la tâche A.

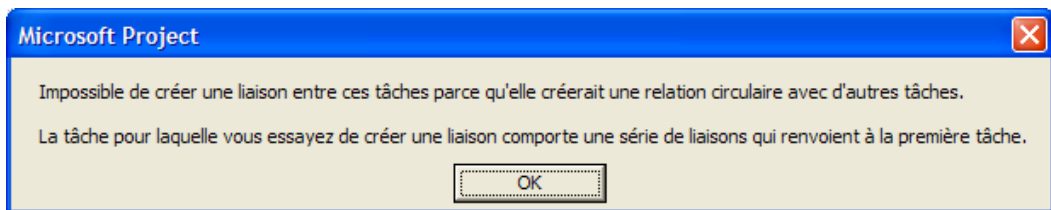
### Début – Fin (DF)

La tâche B ne peut pas finir avant le début de la tâche A. Ce lien est très peu utilisé

A l'exception de l'événement de début, chaque tâche doit disposer d'au moins une antériorité. Dans un réseau, toutes les combinaisons de liens sont imaginables sauf une : la réalisation d'une boucle. A est liée à B en *Fin-Début*, B est reliée à A en *Fin-Début* ! Cette situation est inextricable. Si les deux tâches forment une boucle, *MS-PROJECT* la détecte et vous en avertit :



De même si l'on essaie de réaliser une boucle par le biais d'un grand nombre de tâches et de relations, vous êtes prévenu par l'Assistant gestion de projet qui renvoie le message suivant :



Dans MS-PROJECT, on appelle « *Prédécesseur* » une tâche qui doit commencer ou se terminer avant qu'une autre tâche ne puisse commencer ; on nomme « *Successeur* » une tâche qui dépend d'une tâche précédente.

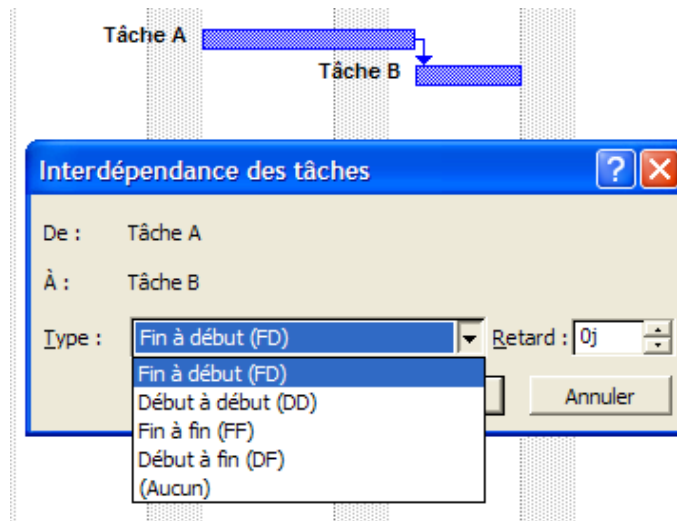
### Relier deux tâches

Cliquez-glissez de la tâche de départ vers la tâche d'arrivée sur le *Diagramme de Gantt*. La liaison créée est par défaut de type FD.



### Modifier le type de lien

- Double-cliquez sur le lien

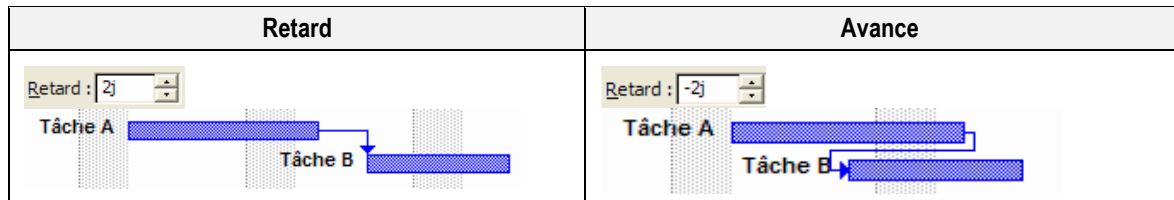


- Sélectionnez ensuite votre choix dans la liste déroulante *Type*

## Créer un retard ou une avance

Le retard ou l'avance va permettre de décaler le début d'une tâche en fonction de la tâche précédente.

Exemple à partir d'un lien de type FD :



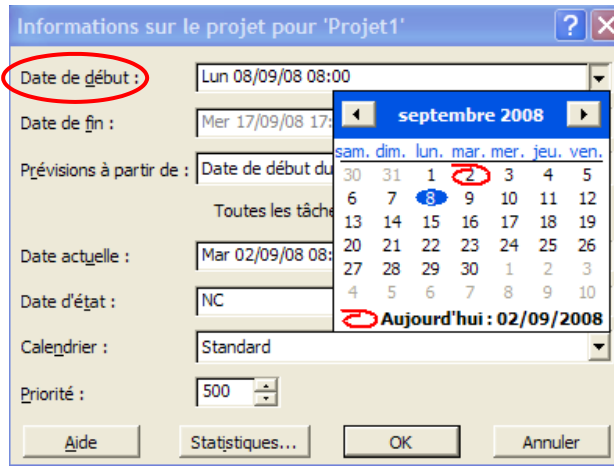
## Exercise

Construisez le projet suivant dans MS-PROJECT en commençant le Lundi de la semaine qui suit et affichez le chemin critique.

Tâches	Tâches antérieures	Durées (jours)
A	E	3
B	K,C	4
C	-	3
D	E,J	2
E	-	2
F	G,L	3
G	-	2
H	A,M,R	2
J	E	2
K	C	2
L	G	5
M	C	4
N	G	3
R	J	2

**Solution**

- Cliquez sur l'option **Projet/Informations sur le projet...**
- Paramétrez la date comme suit :

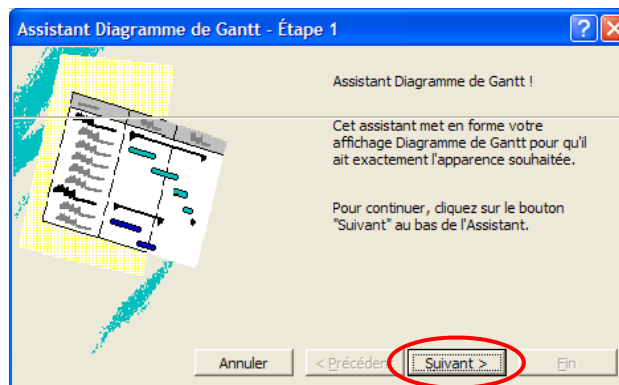


- Saisissez les tâches et les informations contenues dans le tableau.

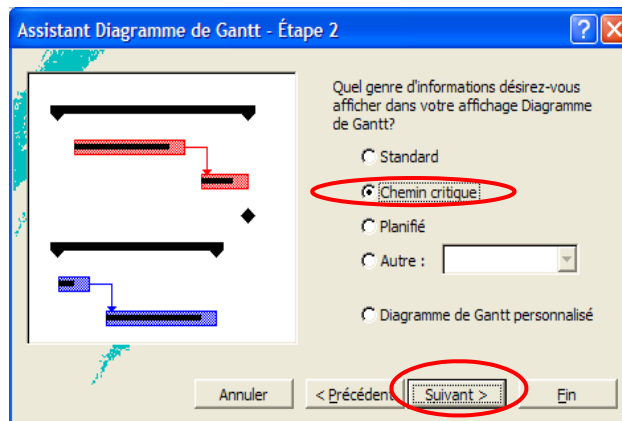
i	Nom de la tâche	Durée	Début	Fin	Prédécesseurs	08 Sep 08					15 Sep 08					22 Sep 08						
						V	S	D	L	M	J	V	S	D	L	M	J	V	S	D	L	M
1	A	3 jours	Mer 10/09/08	Ven 12/09/08	5																	
2	B	4 jours	Lun 15/09/08	Jeu 18/09/08	10;3																	
3	C	3 jours	Lun 08/09/08	Mer 10/09/08																		
4	D	2 jours	Ven 12/09/08	Lun 15/09/08	5;9																	
5	E	2 jours	Lun 08/09/08	Mar 09/09/08																		
6	F	3 jours	Ven 19/09/08	Mar 23/09/08	7;11																	
7	G	4 jours	Lun 08/09/08	Jeu 11/09/08																		
8	H	2 jours	Mer 17/09/08	Jeu 18/09/08	1;12;14																	
9	J	2 jours	Mer 10/09/08	Jeu 11/09/08	5																	
10	K	2 jours	Jeu 11/09/08	Ven 12/09/08	3																	
11	L	5 jours	Ven 12/09/08	Jeu 18/09/08	7																	
12	M	4 jours	Jeu 11/09/08	Mar 16/09/08	3																	
13	N	3 jours	Ven 12/09/08	Mar 16/09/08	7																	
14	R	2 jours	Ven 12/09/08	Lun 15/09/08	9																	

- Calculez le chemin critique du projet en faisant appel à un assistant comme suit :

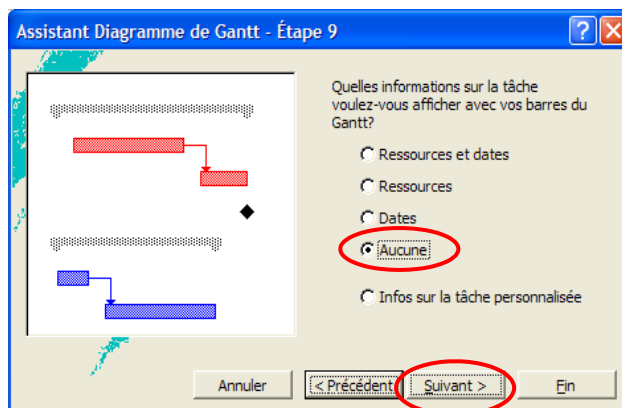
- f Cliquez sur le bouton **Assistant diagramme de Gantt**
- f Cliquez sur le bouton **Suivant** de la fenêtre **Etape 1**



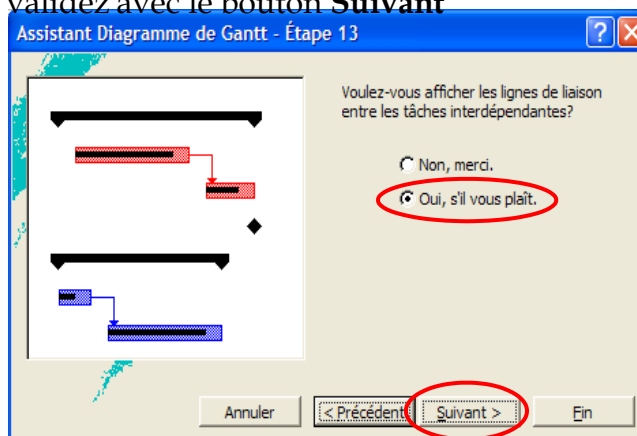
- f Sélectionnez l'option **Chemin critique** de la fenêtre **Etape 2** et validez avec le bouton **Suivant**



- f Sélectionnez l'option **Aucune** de la fenêtre suivante et validez avec le bouton **Suivant**



- f Maintenir l'option par défaut proposée dans la fenêtre suivante et validez avec le bouton **Suivant**





## CHAPITRE 5

# Les ressources

### La gestion des ressources

La réalisation des tâches décrites dans un projet est considérée comme une production effectuée par des ressources. Le terme ressource est à prendre au sens large. Il désigne les moyens en hommes, matériels ou services.

Toutes les ressources ont le plus souvent des caractéristiques communes :

- elles sont disponibles en quantité limitée, elles sont parfois rares;
- elles peuvent être très demandées et devoir être partagées entre plusieurs projets;
- elles fournissent une capacité de réalisation;
- elles ont un coût.

Il est alors nécessaire de rapprocher le planning prévisionnel et la disponibilité des moyens nécessaires à son exécution.

De nombreuses méthodes proposent le traitement simultané des planning et des moyens selon la logique de la planification pilotée par les ressources : leur disponibilité et leur capacité influent sur l'estimation de la date de début des tâches ainsi que sur la durée requise pour leur achèvement.

La gestion des ressources ne se justifie pas toujours, de nombreux projets sont pilotés par la durée plus que par la charge<sup>1</sup>. Si vous n'entrez pas d'informations relatives aux ressources, votre projet est calculé sur la base des durées estimées des différentes tâches qui le composent et sur les informations relatives aux relations entre ces tâches.

Pour un projet réparti sur plusieurs années, la gestion détaillée des ressources ne se justifie peut être pas au-delà d'un horizon de six à douze mois.

Si vous désirez seulement, pour prévenir le risque d'oubli de certaines tâches, que les participants perçoivent clairement par service, par personne... Votre projet reste piloté par la durée.

## Le tableau des ressources

Les ressources sont rattachées à des groupes. Une première application de cette organisation consiste, en cas de surcharge de travail d'une ressource sur une période, à déterminer immédiatement si, dans son groupe, une autre ressource pourrait l'aider ou la remplacer.

Une deuxième application consiste à analyser les coûts des ressources par groupe...

Pour afficher le tableau des ressources, cliquez sur l'icône



On obtient :

Nom de la ressource	Type	Étiquette Matériel	Initiales	Groupe	Capacité max	Tx. standard	Tx. hrs. sup.	Coût/Utilisation	Allocation	Calendrier de base	Code

**Nom de la ressource** : nom de la personne, service, matériel,...

**Type** : vous avez le choix entre ressource *Travail* ou *Matérielles*. Seules les ressources *Travail* consomment du temps, les ressources *Matérielles* sont de type matériaux.

**Étiquette Matériel** : quantité en *kg, tonnes,...* d'une ressource matérielle

**Groupe** : groupe d'appartenance

**Capacité max (en %)** : une personne, en temps, est considérée à 100%, un service de trois personnes a une capacité de 300% etc.

**Tx standard** : coût par heure/semaine/année...

**Tx hrs sup** : coût par heure

**Coût/Utilisation** : coût fixe

**Allocation** : allocation des coûts au début, à la fin, ou proportionnellement à l'avancement de la tâche

**Calendrier de base** : détermine le calendrier à appliquer à la ressource

## Le calendrier d'une ressource

Lorsque vous affectez une ressource à une tâche, *Microsoft Project* utilise le calendrier du projet ou le calendrier de base particulier affecté à ce projet pour déterminer la disponibilité de la ressource, à moins que celle-ci ne possède un calendrier personnel.

Le calendrier du projet indique les heures de travail régulières et les jours chômés standard, tels que les week-end.

*Microsoft Project* propose de définir également un calendrier pour chaque ressource. Ce dernier est fondé sur le calendrier du projet ou sur tout autre calendrier de base spécifié<sup>2</sup>, et contient les informations spécifiques à une ressource, telles que les vacances, les horaires spéciaux ou, pour des machines, les périodes d'entretien.

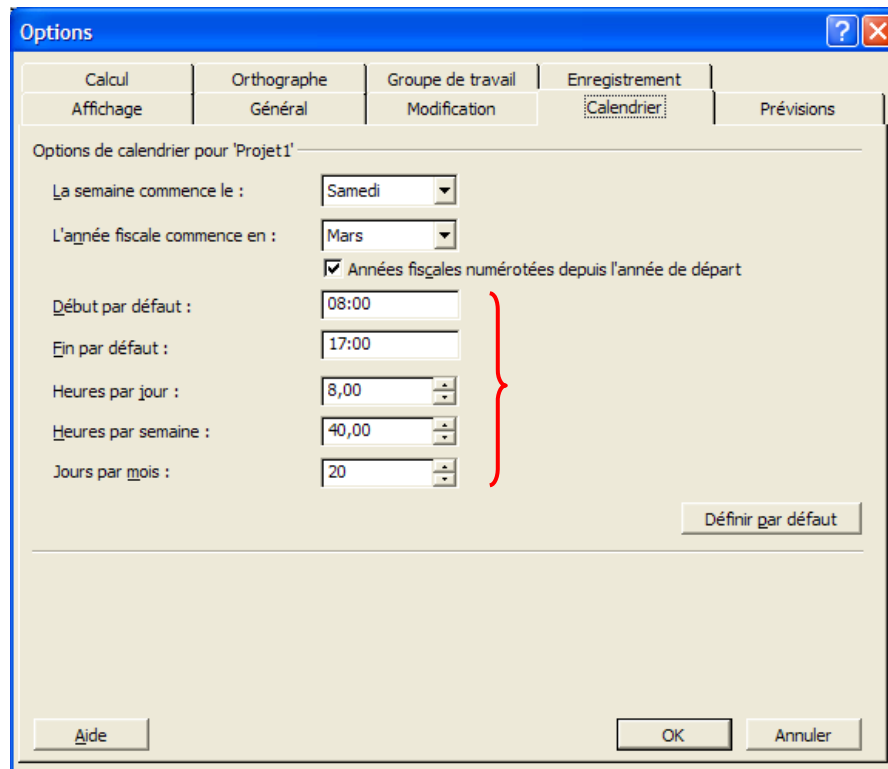
*Microsoft Project* place les tâches dans le temps en utilisant les informations contenues dans le calendrier du projet (calendrier par défaut) ou le calendrier de base. S'il détecte sur une tâche une ressource affectée avec un calendrier personnel, alors ce dernier s'impose : si une semaine de vacances est spécifiée dans le calendrier d'une ressource, *Microsoft Project* ne prévoit pas de travail, durant cette semaine, pour les tâches auxquelles cette ressource est affectée.

Un calendrier est défini par un nom de ressource (maçon), que celle-ci soit unique ou multiple. S'il y a dix maçons, il n'est pas possible de définir un calendrier particulier pour l'un deux. Si c'est toutefois indispensable, vous disposez d'au moins deux possibilités :


- vous pouvez identifier séparément ce maçon en créant une nouvelle ressource qui dispose alors de son propre calendrier (et ramener a quantité précédente de maçons à 9);
- ou, à la période concernée par cette modification de calendrier (vacances d'une semaine par exemple), vous créez dans votre plan une activité *Vacances* à laquelle vous affectez un maçon. Si, sur la même période, pour une autre activité, vous affectez les dix maçons, le logiciel vous indiquera que vous n'avez pas assez de maçons puisque l'un d'entre eux a pris une semaine de vacances. Toutefois, il est fortement déconseillé d'encombrer vos réseaux en multipliant les tâches parasites de ce type.

Vous pouvez déterminer un calendrier qui sera appliqué à toutes les ressources.

- Cliquer sur *Outils / Options...*
- Activez l'onglet *Calendrier*
- Déterminez les horaires et validez



## Informations sur la ressource

- Cliquez sur une cellule de la ressource
- Cliquez sur l'icône  de la barre d'outils *Standard*  
ou
- Double-cliquez sur une cellule de la ressource  
La boîte de dialogue qui s'affiche vous propose quatre onglets différents : *Général*, *Temps travaillé*, *Coûts* et *Remarques*.
- Remplissez les champs nécessaires puis validez

Disponible à partir de	Disponible jusqu'à	Unités
NC	NC	100%

**Onglet *Général*** : permet de déterminer si la ressource est disponible durant toute la période de l'exécution du projet.

**Onglet *Temps travaillé*** : permet de déterminer le calendrier de la ressource, ses congés, ses horaires spécifiques...

Septembre 2008

L	Ma	Me	J	V	S	D
1	2	3	4	5	6	7
8	9	10	11	12	13	14
15	16	17	18	19	20	21
22	23	24	25	26	27	28
29	30					

Définir les dates sélectionnées :

Par défaut  
 Chômé  
 Ouvré hors défaut

De : 08:00 À : 12:00  
 13:00 17:00

**Onglet *Coûts*** : permet de déterminer si la ressource change de coût au cours du projet ou si la ressource a plusieurs tarifications (cinq onglets de A à E)

## Conclusion

Le travail mené dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus universitaire et d'affiner nos connaissances.

En effet, c'est grâce aux nombreuses questions qui se sont imposées et aux difficultés rencontrées au cours de cette étude qui nous ont poussées à accentuer notre recherche, à enrichir notre documentations et à utiliser des méthodes que nous n'avons pas forcément étudié pendant notre cursus .

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique, dont : SOCOTEC, logiciel ETABS dont nous avons perfectionné l'utilisation durant ce projet.

Les résultats de cette étude obtenus sur ETABS, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter les résultats et d'observer le comportement de la structure en phase de vibration .

Concernant le contreventement et la disposition des voiles, nous avons appris que la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que leurs nombres et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

En ce qui concerne le choix du types de fondations, nous avons opté pour un radier général ce qui nous à permis de prendre conscience des exigence parfois faramineuse de l'infrastructure en termes de cout et de temps .

l'application du MS-Project nous à fais prendre conscience de l'importance et de l'intérêt d'appliquer l'outil informatique dans la gestion et la planification de projets.

# BIBLIOGRAPHIE

- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Béton armé BAEL 91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN)
- Pratiques du BAEL 91, cours et exercices corrigées.  
Jean PERCHAT ,Jean ROUX
- Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement. MELBOUCI BACHIR.
- Cours et TP de Karim HAMRIOUI consultant formateur MS-Project
- Formulaire du béton armé Victor DAVIDOVICHI
- Précis de calcul en Béton armé H.RENAUD et J.LAMIRAULT
- DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.