

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



MINISTERE DE
L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



Université Larbi Ben M'hidi- OUM EL BOUAGHI –

Faculté des Sciences et de la technologie

Département De Génie Civil & Hydraulique

Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du

Diplôme Master en Génie Civil

OPTION : GENIE CIVIL

Thème :

***Etude d'un bâtiment (R+5) a usage
d'habitation***

« Portique contreventé par des voiles »

Présenté par :

Hamel Asma

Encadré par :

M. Ghahmous

Promotion : 2012-2013

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Sommaire:

CHAPITRE 01: présentation du projet

<i>Presentation du projet.....</i>	<i>01</i>
<i>Caractéristique de la structure.....</i>	<i>01</i>
<i>Element de l'ouvrage.....</i>	<i>03</i>
<i>Les plans d'architecture.....</i>	<i>03</i>

CHAPITRE 02: caracteriditique des matériaux

<i>Definition.....</i>	<i>04</i>
<i>Béton.....</i>	<i>04</i>
<i>Acier.....</i>	<i>08</i>

CHAPITRE 03:Pré-dimensionnement et descente des charges

<i>Les planchers.....</i>	<i>12</i>
<i>Les poutrelles.....</i>	<i>12</i>
<i>Les poutres.....</i>	<i>13</i>
<i>Evaluation des charges et surcharges</i>	<i>14</i>
<i>Pré-dimensionnement Les poteaux.....</i>	<i>16</i>
<i>Pré-dimensionnement des voiles</i>	<i>20</i>

CHAPITRE 04: Cacule des elements secondaires

<i>L'acrotère.....</i>	<i>22</i>
<i>Les planchers.....</i>	<i>31</i>
<i>Les escaliers.....</i>	<i>46</i>
<i>Les balcons.....</i>	<i>61</i>

Chapitre 05: Etude parasmique

<i>Calcul de la force sismique.....</i>	<i>67</i>
<i>Etude dynamique.....</i>	<i>73</i>
<i>Verification des déplacements.....</i>	<i>80</i>

<i>Verification de l'effort tranchant à la base.....</i>	<i>81</i>
<i>Verification de l'effet P-Δ.....</i>	<i>81</i>
<i>Verification de renversement.....</i>	<i>83</i>

Chapitre 07 : ferrailage des elements porteurs

<i>Les poutres.....</i>	<i>86</i>
<i>Les poteaux.....</i>	<i>101</i>
<i>Les voiles.....</i>	<i>111</i>

Chapitre 08 : calcul de l'infrastructure

<i>Semelle fillante sous poteaux.....</i>	<i>128</i>
<i>Semelle fillante sous voiles.....</i>	<i>136</i>



Introduction :

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir, faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. L'ouvrage en question est un bâtiment en R+5, présentant une régularité en plan ; l'ossature est en poteaux poutres contreventé par voiles.

Après une descente des charges et un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis (**ETABS 9.0**) pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **BAEL91**, le **CBA93** et le **RPA99/V2003**

1.Présentation du projet :

Le projet proposé à l'étude est un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et commerce implanté à CHLEF qui est classé selon le RPA99/version2003 comme étant une zone de forte sismicité (ZONE III), et en groupe 2 (ouvrage d'importance moyenne)

2. Caractéristiques de la structure :

2.1 Dimensions en élévation :

- Hauteur totale de bâtiment $H = 19.55m$.
- Hauteur de RDC..... $h = 4.25m$.
- Hauteur d'étage courant $h = 3.06m$.

2.2 Dimensions en plans:

- Longueur totale $L_{long} = 21.00m$.
- Largeur totale..... $L_{trans} = 9.55m$



3. Eléments de l'ouvrage :

❖ Planchers :

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher corps creux qui présente les avantages suivante

- Facilité de réalisation
- Les portés de notre projet ne sont pas grands
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique

❖ Maçonnerie :

- Murs extérieurs :

Ils seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10cm et 15cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm (15+5+10).

- Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

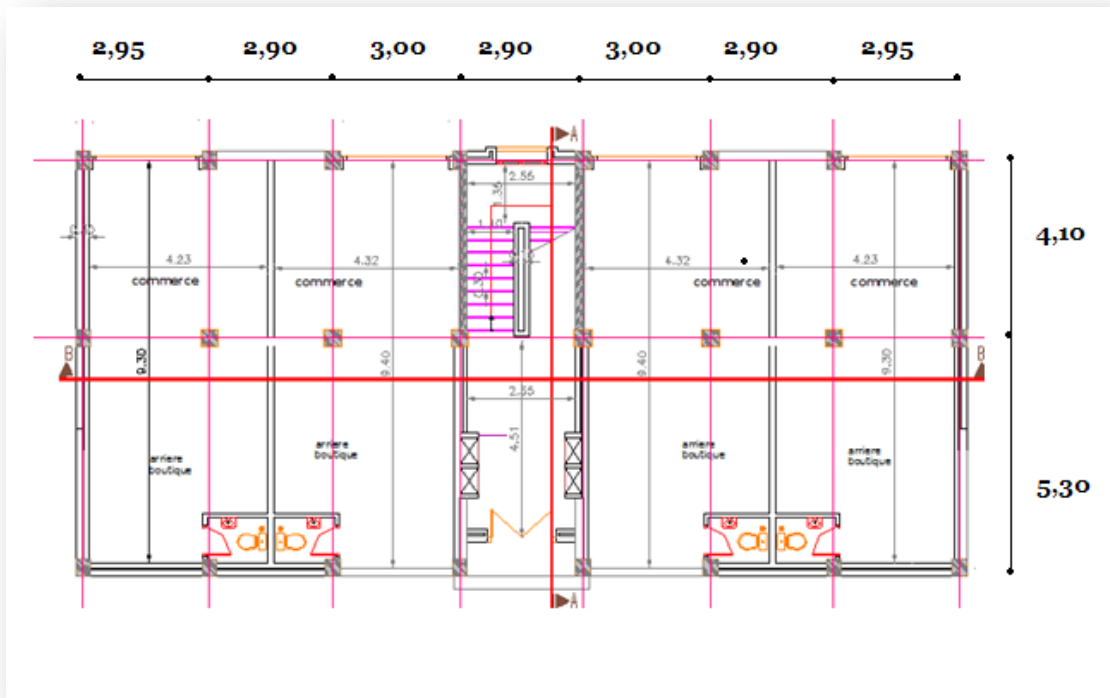
❖ L'escalier :

Le bâtiment est munit d'une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasse réalisé en béton armé coulé sur place

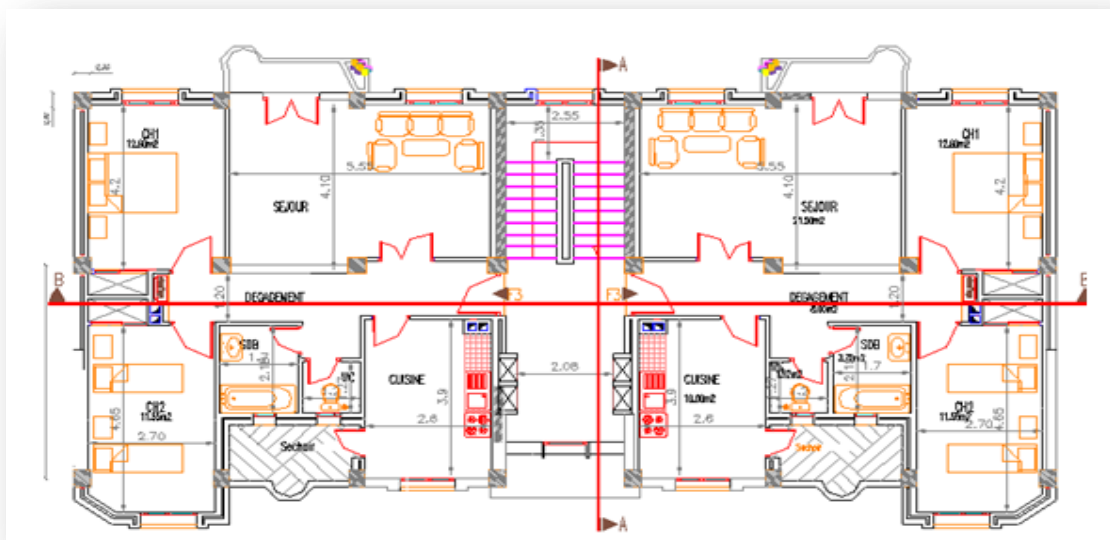
❖ Les Revêtements :

- Mortier de ciment pour les murs de façades et les salle d'eau.
- Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.

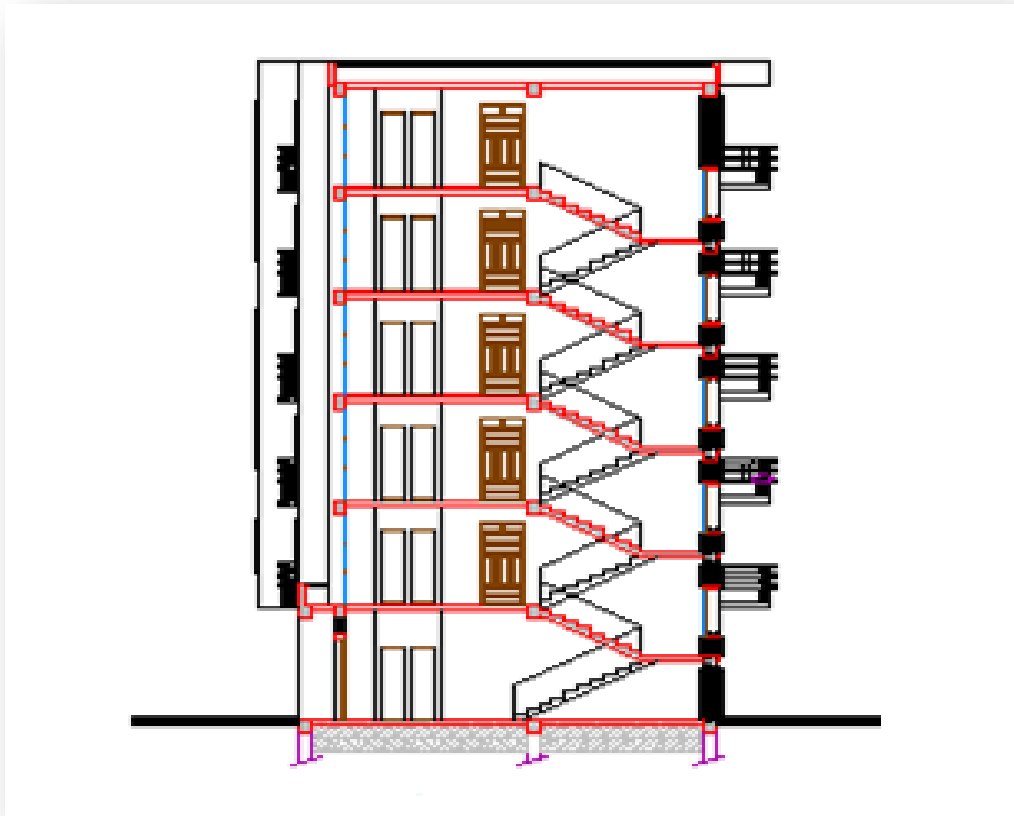
4. Les Plans D'architecture :



PLAN RDC



Plan étage



Coupe AA



CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Introduction :

Dans notre étude, nous avons utilisé, le règlement du béton armé aux états limite à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003

Le règlement BAEL 91 est basé sur les états limites définies ci-dessous.

2.1 Définition:

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'une de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

On distingue deux états limites:

2.1.1 État limite ultime: (ELU) :

Correspondant à la limite:

- Soit de l'équilibre statique de la construction
- Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Soit de la stabilité de forme.

2.1.2 État limite de service (ELS) :

Définissant les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.

2.2 Le Béton :

On appelle béton un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravier) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant)

Les accélérateurs de prise

Les retardateurs de prise

Super plastifiant, entraîneur d'air, hydrofugeetc.



. Le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes :

- La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.
- La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc.
- La maniabilité au moment de la mise en œuvre.
- L'on peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

2.2.1 Dosage du béton :

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- Ciment (CPA 325).....dosé à $350\text{kg} / \text{m}^3$
- Sable $0 < D_g < 5\text{mm} \rightarrow 400\text{ L}$
- Gravier..... $8\text{mm} < D_g < 25\text{mm} \rightarrow 800\text{L}$
- Eau de gâchage..... 175 L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre $2200\text{ Kg}/\text{m}^3$ et $2400\text{Kg} / \text{m}^3$.

2.2.2 Résistances mécaniques du béton :

- **Résistance à la compression f_{cj} :**

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté " f_{c28} ") déterminée par essai sur éprouvettes cylindriques de 16cm de diamètre et 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de $350\text{ Kg}/\text{m}^3$ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25\text{ MPa}$).

Selon le CBA 93 : Avant durcissement total à j jours tel que $j \leq 28$ jours, la résistance à la compression est :



et pour $j \geq 28$ jours

$$\begin{cases} f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log^{10} (j+1) \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} \end{cases}$$

➤ **Résistance à la traction f_{tj} :**

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

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- essai Brésilien

La résistance caractéristique à « J » jours se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \text{ Avec : } f_{cj} \leq 40 \text{MPa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$$

2.2.3 Contrainte limite :

a) État limite ultime (ELU) :

- Contrainte ultime du béton :

Pour le calcul à l'E.L.U, on adopte le diagramme dit "parabole–rectangle" (Fig. 2.1). En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabole du graphe ci-dessous, les déformations relatives étant limitées à 2‰.

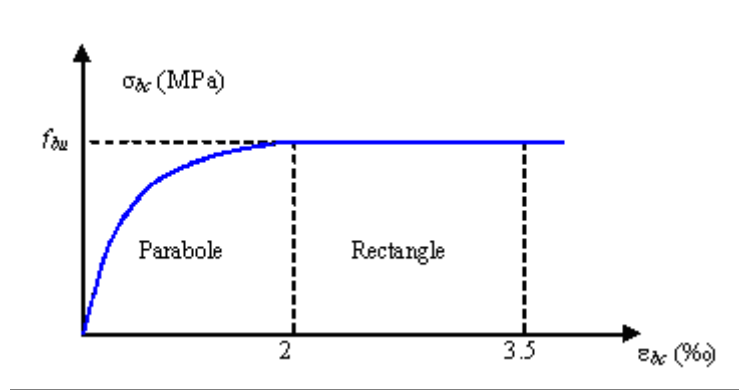


Fig.2.1– Diagramme parabole rectangle Contraintes -Déformations du béton

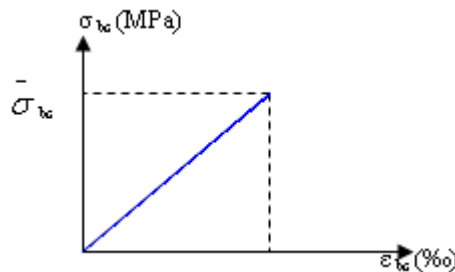


avec : f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression $f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$

- γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.
- θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

b) État limite de service (ELS) :

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.



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

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

On a pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$



Le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule suivante :

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

$$\text{On a pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad E_{vj} = 10818.16 \text{ MPa}$$

2.2.4 Coefficient de poisson ν :

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$$\nu = 0.20 \quad \text{dans le cas des états limites de services.}$$

$$\nu = 0 \quad \text{dans le cas des états limites ultimes.}$$

2.3 Acier :

2.3.1 Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

2.3.2 Caractéristiques mécaniques :

On utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance $F_e E40$ type $f_c = 400 \text{ MPa}$.

2.3.3 Contrainte limite :

➤ État limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme. Contrainte-déformation de la figure (2.2)

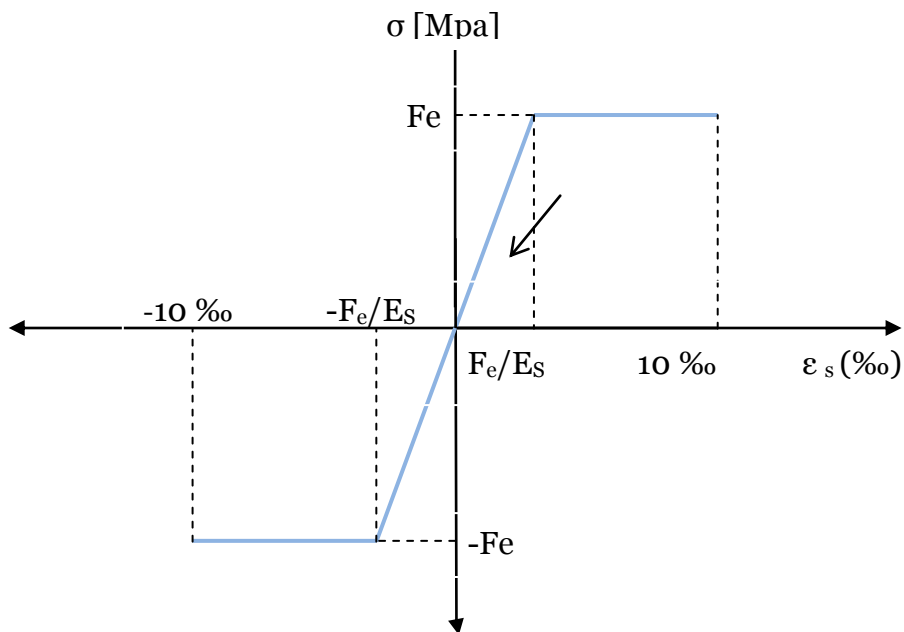


Fig. 2.2 « Diagramme contrainte – déformation de l'acier »

Où

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} ; \text{ Avec } E_s = 200\,000 \text{ MPa.} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable

➤ **Etat limite de service :**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$.

η : Coefficient de fissuration.



$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

2.4 Actions et sollicitations :

2.4.1 Définitions :

a) Les actions :

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, etc. ...) ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, etc. ...).

b) Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

2.5 Hypothèses de calcul

2.5.1 Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques.
- Le coefficient d'équivalence n donné par le rapport entre les modules d'élasticité longitudinaux de l'acier et de béton ($n = E_s / E_b$) est pris égal à 15.

2.5.2 Calcul aux états limites ultime :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :



$\epsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion

$\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression centrée

La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure (2.3) tel que :

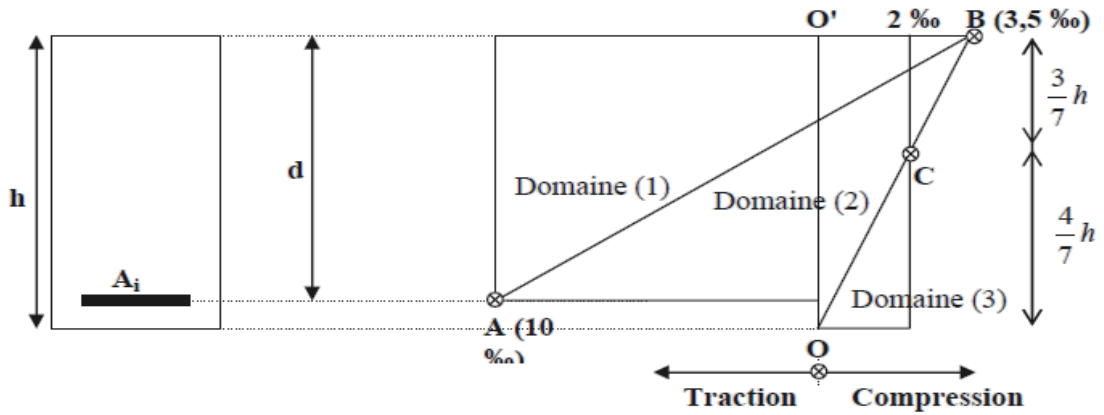


Fig.2.3 : Diagramme de déformation limite de la section.



Introduction

Le prédimensionnement des éléments résistants est une étape régie par les lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Pour ce faire, nous commençons le prédimensionnement du sommet vers la base.

- Les planchers
- Les poutres
- Les poteaux
- Les voiles.

3.1 Les planchers :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h_t > \frac{L}{22,5}$$

Avec : L : la portée maximale de poutrelle entre nus d'appuis.

h_t : hauteur totale du plancher.

$$L = 30 \text{ cm.} \Rightarrow h_t > \frac{300}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 13,33$$

$$h_t = 16 \begin{cases} 12 : \text{l'épaisseur du corps creux} \\ 4 : \text{ dalle de compression} \end{cases}$$

3.2 Les poutrelles :

L'hourdis choisis est normalisé de hauteur 12 cm et de largeur 55 cm.

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b_0 \geq [0,3 \text{ ; } 0,5] h_t \Rightarrow \frac{h_t}{3} \leq b_0 \leq \frac{h_t}{2} \Rightarrow 6,66 \leq b_0 < 10$$

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \left[\frac{l_{\max}}{10} ; \frac{L}{2} \right]$$



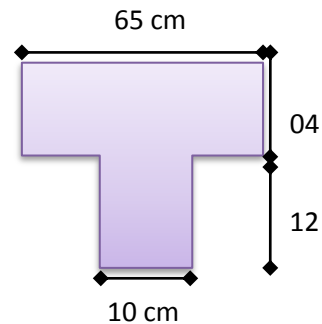
$$L = b - b_1 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{55}{2}, \frac{300}{10}\right)$$

$$b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 65 \text{ cm}$$



3.3 Les poutres :

3.3.1 Poutre principale :

➤ Selon le BAEL :

$$\begin{cases} \frac{l}{15} < h_t < \frac{l}{10} \\ 0,3h < b < 0,5h \\ \frac{h_t}{b} < 3 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{530}{15} = 35,33 \leq h_t \leq \frac{530}{10} = 53 \Rightarrow h_t = 50 \text{ cm} \\ 15 \leq b \leq 25 \Rightarrow b = 25 \text{ cm} \\ \frac{50}{30} = 1,66 < 3 \text{ C.V} \end{cases}$$

➤ Vérification suivant R.P.A

$$\begin{cases} h > 30 \\ b > 20 \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 50 > 30 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ b = 25 > 20 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \frac{50}{30} = 1,66 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{cases}$$

3.3.2 Les poutres secondaires :

➤ Selon le B.A.E.L

$$\begin{cases} \frac{l}{15} < h_t < \frac{l}{10} \\ 0,3h < b < 0,5h \\ \frac{h_t}{b} < 3 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{300}{15} = 20 \leq h_t \leq 30 \Rightarrow h_t = 30 \text{ cm} \\ 9 < b \leq 15 \Rightarrow b = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

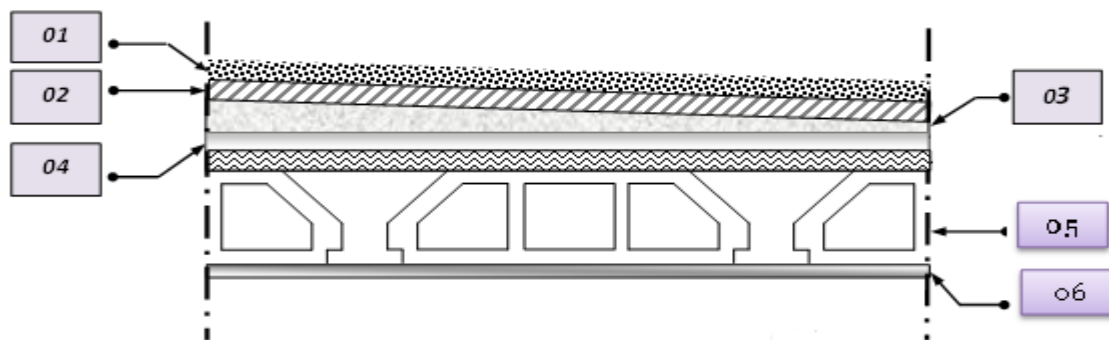


➤ **Vérification suivant le R.P.A**

$$\begin{cases} h \geq 30 \\ b > 20 \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 30 = 30 \dots\dots\dots C.V \\ 15 < 20 \dots\dots\dots C.V \\ \frac{30}{25} = 1,2 < 4 \dots\dots\dots C.V \end{cases} \Rightarrow \text{on prend } h = 25 \text{ cm}$$

3.4 Evaluation de charge :

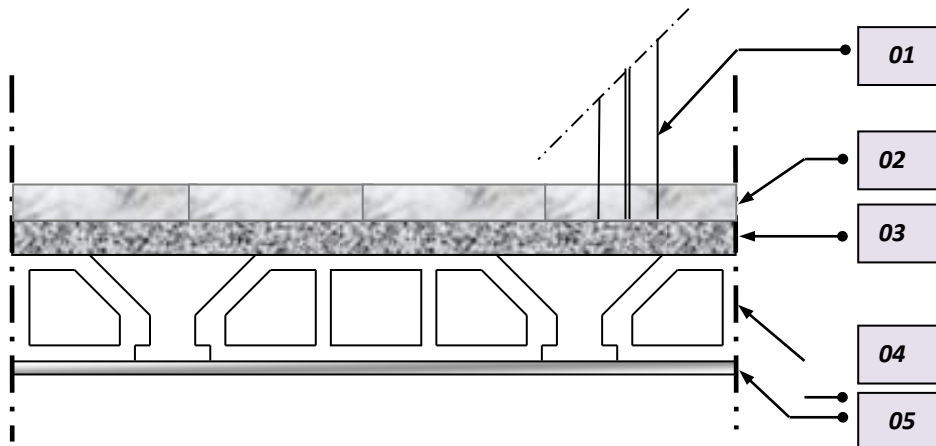
3.4 .1 Plancher terrasse inaccessible :



N°	Terrasse inaccessible	Poids propre KN/m ²	
chargement	1	Gravillon de protection. (4 cm)	0,8
	2	Etanchéité multicouche	0,12
	3	Forme de pente. (10 cm)	2,2
	4	Polystyrène	0,02
	5	Plancher à corps creux	2,55
	6	Enduit de plâtre	0,2
Charge permanente totale		5,89 KN/m²	
Charge d'exploitation		1,00 KN/m²	

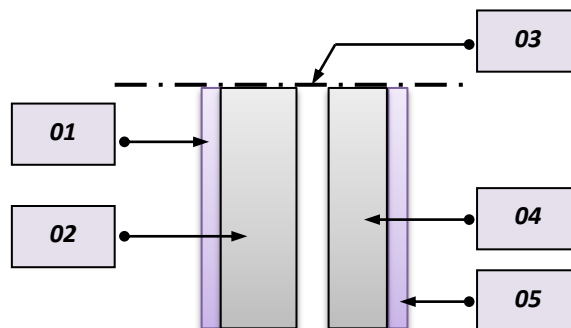


3.4.2 Plancher étage courant :



N°	Etage courant	Poids propre KN/m ²	
chargement	1	Cloison de séparation	1,2
	2	Carrelage et mortier de pose. (2 cm)	0,9
	3	Lit de Sable	0,36
	5	Plancher à corps creux	2,55
	6	Enduit de plâtre	0,2
	Charge permanente totale		5,01 KN/m²
Charge d'exploitation		1,5 KN/m²	

3.4.3 Remplissage extérieur :





N°	Remplissage extérieur	Poids propre KN/m ²
chargement	1 Brique creuse (e=10cm)	0.9
	2 Brique creuse (e=15cm)	1.30
	3 Lambe d'aire	/
	4 Enduit extérieur en ciment (e=2cm)	0.36
	5 Enduit intérieur en plâtre (e=2cm)	0.2
Charge permanente totale		2.76kn/m²

3.5) Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- La condition de la descente des charges.
- Les conditions R.P.A

On prend une section de **(35*40)** (proposé par l'architecte).

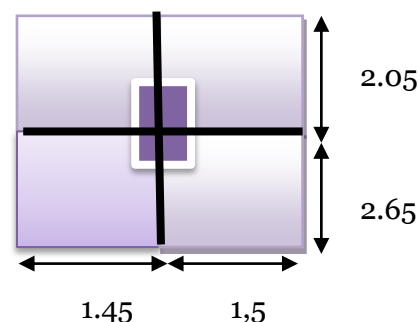
3.5.1) La descente de charge.

a) Poteau centrale

Surface d'influence revenant au poteau central.

$$S = (1,275 + 1,325) * 2,45 + 1,85(1,275 + 1.325)$$

$$\Rightarrow S = 11,18 \text{ m}^2$$



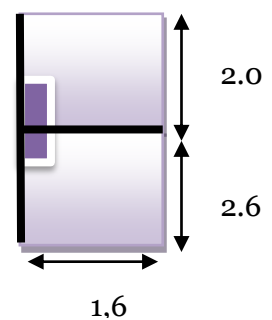


Niveau	Elément	G(KN)	NG(KN)	Q(KN)
Terrasse	P.P	13,437	93,12	11,18
	P.Ch	4,875		
	Po	8,96		
	Plancher	65,85		
4 ^{ème} étage à 1 ^{er} étage	P.P	13,437	83,28	16,77
	P.Ch	4,875		
	Po	8,96		
	Plancher	56,01		
R.D.C	P.P	13,437	87,44	16,77
	P.Ch	4,875		
	Po	13,12		
	Plancher	56,01		
Charges permanentes et charges d'exploitations totales			513,68	95,03

b) poteau de rive

Surface d'influence sur le poteau de rive :

$$S = 1,3 (2,45 + 1,85) = 5,59 \text{ m}^2$$





Niveau	Elément	G(KN)	NG(KN)	Q(KN)
Terrasse	P.P	5,78	56,43	5,59
	P.Ch	2,43		
	Po	8,96		
	Plancher	32,92		
	Accès	6,34		
4 ^{ème} étage A 1 ^{er} étage	P.P	5,78	57,03	8,385
	P.Ch	2,43		
	Po	8,96		
	Plancher	28,00		
	Mur	11,86		
R.D.C	P.P	5,78	66,11	8,385
	P.Ch	2,43		
	Po	13,12		
	Plancher	32,92		
	Mur	11,86		
Charges permanentes et charges d'exploitations totales			350.66	47,51

Le poteau le plus chargé c'est le poteau central.

Donc on a $\begin{cases} G = 513.68 \text{ KN} \\ Q = 95,03 \text{ KN} \end{cases}$

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

$$N_u = 1,35 (513,68) + 1.5 (95,03) \Rightarrow N_n = 836,013 \text{ KN}$$

$$B_r : C' \text{ est la section reduite du poteau} \Rightarrow B_r = (h - 2) * (b - 1) \\ = (40 - 2) * (35 - 2)$$

$$\Rightarrow B_r = 1254 \text{ m}^2$$



$A_{s \min} =$ d'après le R.P.A zone III $\Rightarrow A_{s \min} = 9\%$

$$A_{s \min} = \frac{0,9 * 0,35 * 0,4}{100} = 12,6 \text{ cm}^2$$

α : Coefficient dépend de l'élançement mécanique des poteaux.

$$\begin{cases} \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \dots \dots \dots \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \\ \alpha = \frac{0,85}{\left(1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right)} & \dots \dots \dots \text{si } \lambda \leq 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{bn^3}{12}$$

$$\Rightarrow i = \sqrt{\frac{(0,35 * 0,4^3)/12}{0,35 * 0,4}} = 11,54$$

l_f : longueur du flambement

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 * 3,75 = 2,625 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{262,5}{11,54} = 22,74$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{\left(1 + 0,2 \left(\frac{22,74}{35}\right)^2\right)} = 0,783$$

$$N'_u = 0,783 \left[\frac{1254 * 25}{0,9 * 1,5} + \frac{12,6 * 400}{1,15} \right]$$

$$N'_u = 2161 \text{ KN}$$

$N_u < N'_u \Rightarrow$ Donc la section (40 * 35) est vérifiée.



3.5.2) Les conditions du R.P.A

- Zone III : $\min(b, h) \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow$ Vérifié.
- $\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $35 > \frac{375}{20} \dots\dots\dots C.V$

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile, sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3$$

$$N_d = G + Q = 513,68 + 95,03 = 608,71 \text{ KN}$$

$$v = \frac{608,71 * 10^3}{350 * 400 * 25} = 0,17 < 0,3$$

Donc la section du poteau est (35 * 40).

3.6 Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en B.A coulé sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux :

-L'épaisseur (e) : elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions aux extrémités.

$$h_{e \max} = 425 - 50 = 375$$

$$e \geq \frac{h}{22} \Rightarrow e \geq \frac{375}{22} = 17,04 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur des voiles e = 20cm

Remarque : la disposition des voiles devra être revue après l'étude sismique

**Tableau récapitulatif**

Eléments	Dimension (cm)
Poutres principales	25*50
Poutres secondaires	25*30
Poteaux	35*40
Planchers	12+4
voiles	20



4.1 / L'acrotère

4.1.1 Définition:

L'acrotère est un élément de protection qui au niveau supérieur du bâtiment, elle est assimilée à une anode (élément isostatique) à travailler à la flexion composée, puisqu'il est soumis à l'action verticale, permanent due au poids propre et a une flexion résultante de la charge horizontale, surcharge de la main courante, en plus de l'effet du séisme.

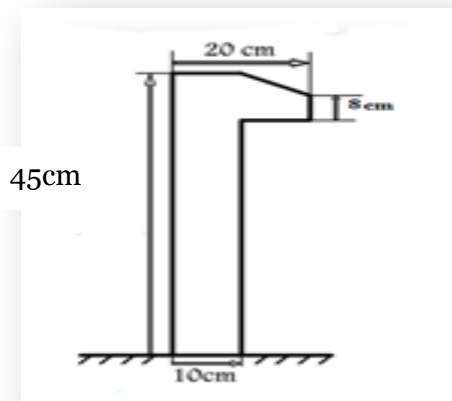
Le rôle de l'acrotère :

- Empêche l'écoulement de l'eau
- A un aspect esthétique
- Protection des personnes

4.1.2 Présentation:

L'acrotère sera donc calculé comme une encastrée à la base, elle sera soumise à la main courante prise pour assurer la sécurité des ouvriers.

En plus des efforts dus au séisme et au vent qui ne seront pas pris en compte car le calcul donne des sections d'acier faibles on raison de la petite hauteur de l'élément



Coupe transversale de l'acrotère



4.1.3 Evaluation des charges

➤ **Charge permanente G :**

$$G=25[(0.1*0.45)+(0.1*0.08)+1/2(0.02*0.1)]=1.35\text{kn/ml}$$

➤ **Charge d'exploitation Q**

Q : est supposée appliquée au sommet

$$Q=1\text{kn/m}$$

4.1.4 vérification sous l'effet de séisme :

L'acrotère est soumis à une charge horizontale F_p qui est donnée par RPA99/Version2003

$$F_p = 4AC_pW_p.$$

- **A** : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1)
Zone III

groupe d'usage 2 $\Rightarrow A = 0,25$

- **C_p** : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 tableau (6.1) (RPA99/V2003)

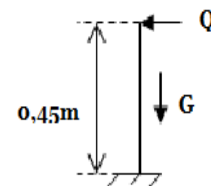
$C_p = 0,8$ pour un élément en console.

- **W_p** : poids de l'élément considéré $W_p = 1,563 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,35 = 1.08 \text{ KN/ml}$$

4.1.5 Calcul des sollicitations

- **Effort normal**





$$N_U = 1,35 \text{ KN}$$

$$N_{SER} = 1.35 \text{ KN}$$

- **moment fléchissant :**

$$M_{QU} = 1.5 Qh = 1,5 \times 1 \times 0,45 \Rightarrow M_U = 0.675 \text{ kN.m}$$

$$M_{FP} = h/2 * f_p = 0.45/2 * 1.08 = 0.243 \text{ kN.m}$$

$$M_{QU} > M_{FP}$$

Donc on suit les calculs avec M_{QU}

$$M_{SER} = Qh = 1 \times 0.45 \Rightarrow M_{SER} = 0,45 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant:**

$$V_u = 1.5Q = 1.5 * 1.00 = 1.5 \text{ kN}$$

$$V_{ser} = 1.00 \text{ Kn}$$

$N_U = N_{SER} = N_G \rightarrow$ cette égalité est. traduite par le fait que le poids propre est. un effort qui assure la stabilité de l'élément donc non majoré

L'acrotère travaille à la flexion composée avec compression. Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme en remplaçant l'excentricité réelle par une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_a + e_2 \text{ (selon les documents basés sur les règles BAEL91).}$$

- e_1 : excentricité (dite du premier ordre), de la résultante des contraintes normales

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.675}{1.35} \Rightarrow e_1 = 0,5 \text{ m}$$

- e_2 : excentricité due aux effets de second ordre, liés à la déformation de la structure

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{1000h} (2 + \alpha\phi)$$



$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0,45 \Rightarrow l_f = 0,9m$$

ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considéré ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad /M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0$$

$$\text{Donc } e_2 = \frac{6 \times 0,9^2}{10000 \times 0,1} \Rightarrow e_2 = 0,0486m$$

- e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrique initiales (après exécution)

$$e_a = \max \left\{ 2cm; \frac{l}{250} \right\} \Rightarrow e_a = \max \{ 2cm; 0,018cm \}$$

$$\Rightarrow e_a = 2cm = 0,02m$$

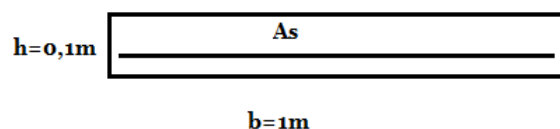
$$e_{tot} = 0,5 + 0,00486 + 0,02 = 0,524m$$

$$\text{On a } \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016m < e_{tot} = 0,524 \text{ donc le centre de pression est à}$$

l'extérieur de l'intervalle $\left[-\frac{h}{6}, +\frac{h}{6} \right]$, càd l'effort normal est appliqué en dehors du noyau centrale

la section donc est partiellement comprimée et son ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uf} .

4.1.6 Ferrailage :





$$M_u = N_u \times e_{tot} \Rightarrow M_u = 0,8741 \text{KN.m}$$

Calcul du moment fictif:

$$M_{uf} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{uf} = 1.35 * 0.524 + 1,35 \left(0,08 - \frac{0,1}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{uf} = 0,7479 \text{KN.m}$$

Données				
Géométrie :	Largeur de la poutre	b =	1	m
	Hauteur de la section	h =	0.10	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	0.08	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =	0.02	m
Matériau :	Contrainte de l'acier utilisé	f _e =	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	f _{c28} =	25	MPa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable		
Chargement :	Le moment fictif :	M _u =	0.74	KN.m
	$M_{uf} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right)$		7	
	Moment réduit limite	μ _l =	0.39	
			2	

Calcul des moments réduits			
Moment ultime réduit	M _u / (b × d ² × f _{bu})	μ _u =	0.0082
Etat limite de compression du béton	Si : μ _u < μ _l alors : « Pas d'aciers comprimés » Si : μ _u > μ _l alors : « Aciers comprimés nécessaires »	Système d'armature retenue : { Pas d'aciers } { comprimés }	



Calcul des paramètres caractéristiques de la section				
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$	$\alpha =$	0.0100	
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y =$	0.0008	m
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$	$Z =$	0.0796	m

Détermination de la section théorique des aciers tendus				
Section théorique d'acier	$M_u / \beta d$	$A_{sf} =$	0.269	cm ²
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq \text{Max}(bxh/1000 ; 0,23xbd f_{t28}/f_e)$	$A_{min} =$	1	cm ²
Section réelle d'acier tendu	$A_{sf} (N_u / f_{su})$	$A_s =$	0,265	cm ²
Choix des sections commerciales des armatures tendus				
Asl	4HA 8	$A_{st} =$	2.01	cm ²

Armatures de repartition				
Section des armatures de répartition	$\frac{A_L}{4}$	$A_t =$	0.50	cm ²
Choix des armatures	3 $\phi 6$	$A_t =$	0.85	cm ²

• **Espacement :**

$$S_{tx} \leq \text{Min} \{3h ; 33 \text{ cm}\} = \text{Min} \{30 \text{ cm}, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$.

4.1 .7Vérification à l'ELS :

-Selon documents basés sur les règles de BAEL91, les sollicitations sont:

Un moment de flexion M_{ser} et un effort normal N_{ser} , l'excentricité valent:

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$



$$N_{ser} = N_G = 1,35 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = QL = 1 \times 0,45 \Rightarrow M_{ser} = 0,45 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{0,45}{1,35} = 0,33 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} = \min \{ 266,66 \text{ MPa} ; \max(200 ; 202) \} = 202 \text{ MPa}$$

4.1.8 Vérification des contraintes:

Contraintes maximale de compression du biton. $\sigma \leq \bar{\sigma}_b$

Contraintes maximale de traction des aciers : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$-\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6(25) = 15 \text{ MPa.}$$

-fissuration préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right)$$

$$\text{Min} \{ 266,66 ; \max(200 ; 201,63) \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,45}{1,35} = 0,33 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0,05 \text{ m}$$

L'effort est en dehors du noyau central ; dans la section est partiellement comprimée.

C: distance entre la fibre la plus comprimée et le centre de compression.

$$e_a = e_{ca} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 33 + \left(8 - \frac{10}{2}\right) = 36 \text{ cm.}$$

$$C-a-d : e_a = 8 - 36 = -28.$$

$$A'_s = 0 \text{ cm}^2 \quad A_s = 2,01 \text{ cm}^2 \quad d = 8 \text{ cm} \quad h = 10 \text{ cm} \quad e_a = 36 \text{ cm.} \quad c = 28 \text{ cm.}$$

Z: c'est la distance du pt du c_p à l'axe neutre et la solution de l'équation du 3^{eme} degré



Calcule de z:

$$Y_{ser} = z^3 + Pz + q = 0$$

$$P = -3c^2 + 90A_s \frac{(d-c)}{b} = -3(-28)^2 + 90 \cdot 2,01 \times \frac{(8+28)}{100}$$

$$P = -2286,87 \text{ cm}^2.$$

$$q = -2C^3 - 90A_s \frac{(d-c)}{b} = 41559,54 \cdot \text{cm}^2.$$

$$z^2 - 2286,87 + 41559,54 = 0.$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -1,02 \times 10^{10} < 0 \quad \text{donc:}$$

$$\varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} \right)$$

$$\varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3 \cdot 41559,54}{2 \cdot (-2286,87)} \sqrt{\frac{-3}{-2286,87}} \right)$$

$$\varphi = 170,86$$

$$\alpha = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 55,19.$$

$$Z_1 = 55,19 \cdot \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 30,09 > 0$$

$$Z_2 = 55,19 \cdot \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -55,11 < 0$$

$$Z_3 = 55,19 \cdot \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 25,01 > 0.$$

$Y_{ser} = Z + C$: Représente la distance. Du centre de pression on à l'axe neutre à la fibre supérieur de section:

$$Y_{ser1} = Z_1 + C = 3,09 - 28 = -2,09.$$

$$Y_{ser2} = Z_2 + C = -55,11 - 28 = -83,11.$$

$$Y_{ser3} = Z_3 + C = 25,01 - 28 = -2,99.$$

Puis que. $\Delta < 0$ on choisit parmi Z_1, Z_2, Z_3 ; la valeur qui donne :

$$0 \leq Y_{ser} \leq d, \quad d = 8 \text{ cm}.$$

$$\text{Donc } Y_{ser} = 2,09 \text{ cm}.$$



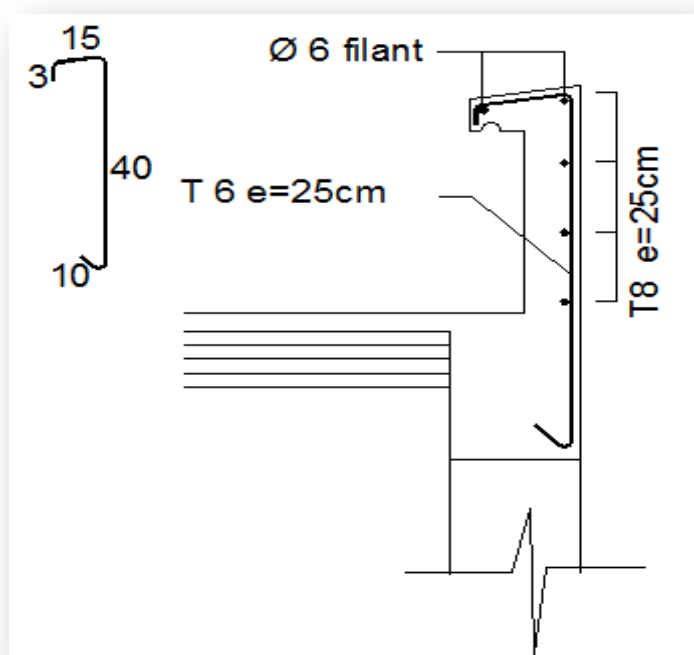
On calcule l'inertie de la section homogène réduit.

$$I = \frac{by_{ser}}{3} + 15A_s(d-y_{ser})^2 = 1357,39.cm^4$$

Les contraintes valent:

$$\sigma_b = \frac{N_{ser} \cdot z}{I} \cdot y = \frac{1,35 \times 10^3 \times 30,9}{1357,39 \times 10^2} (2,09) = 0,62 MPa < \bar{\sigma}_b \dots C.V$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot N_{ser}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 30,09 \times 1,35}{1357,39 \times 10^2} \cdot (8 - 2,09) = 26,52 MPa < \bar{\sigma}_s \dots CV$$



Coupe transversale et longitudinale de l'acrotère



4.2 /plancher

4.2.1) Calcul des planchers

La structure à étudier étant une construction courante avec une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{ kn/m}^2$) le type de plancher à adopter est donc un plancher a corps creux ; les poutrelles continues est disposé suivant la petite portée

a) Méthode calcul:

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire; cette méthode n'est applicable que si les quatre«04»conditions suivantes sont remplies:

- 1) La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq (5 \text{ KN/m}^2; 2G)$
- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- 3) Les portées successives des travées se situent dans un rapport compris entre:

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

4) Fissuration considérée comme non préjudiciable.

- Pour les dalles calculées dans un seul sens (poutrelles et poutres) on peut évaluer les valeurs max des moments en travées et sur les appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant « M_0 » dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise au même charges.

- Désignons:

M_0 : Moment max de la travée indépendante.

M_t : moment max dans la travée étudiée.

M_w : moment sur l'appui de gauche de travée.



M_e : Moment sur l'appui de droite de travée.

α : Le rapport de charges d'exploitation « Q » à la somme des charges

permanentes « G » et les charges d'exploitation « Q » : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

- Les valeurs prises pour « M_t ; M_w ; M_e » doivent vérifier les conditions suivant:
- Travée de rive:

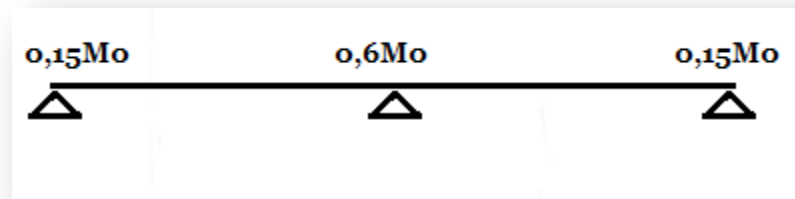
$$M_t \geq \max \left[\left(\max [(1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \right) ; \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \right]$$

Travée intermédiaire:

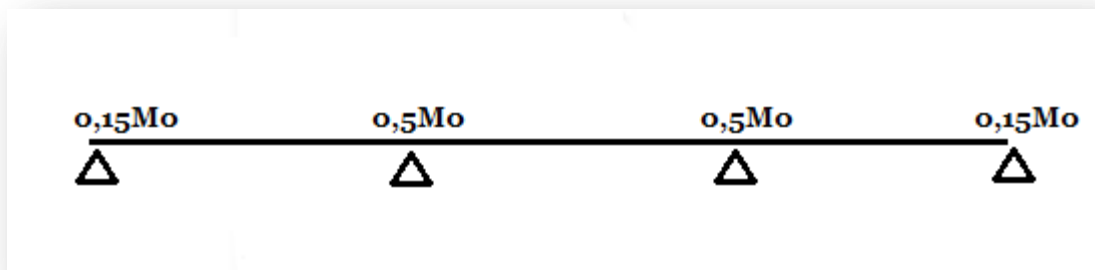
$$M_t \geq \left[\left(\max [(1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05 M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \right) ; \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \right]$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes:

1) Cas de 02 travées:

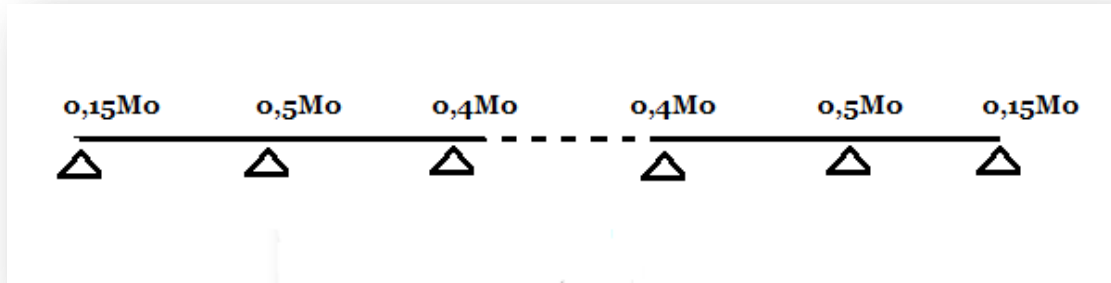


2) Cas de 03 travées :





3) Cas de plus de 03 travées:



Efforts tranchants :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

b) : Vérification de la méthode forfaitaire

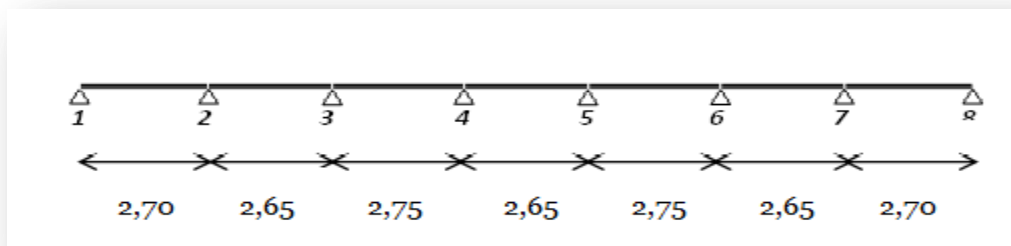
- 1) Fissuration peu préjudiciable c.v
- 2) Poutre à inertie transversale constantec.v
- 3) Charge d'exploitation modérée $Q < \max(2G ; 5KN/m^2)$
 $Q = 1 < 2G$ c.v
- 4) Les rapports des parties successives sont compris entre 0,8 et 1,5
 Donc on peut appliquer la méthode forfaitaire.

c)Calcul des poutrelles :

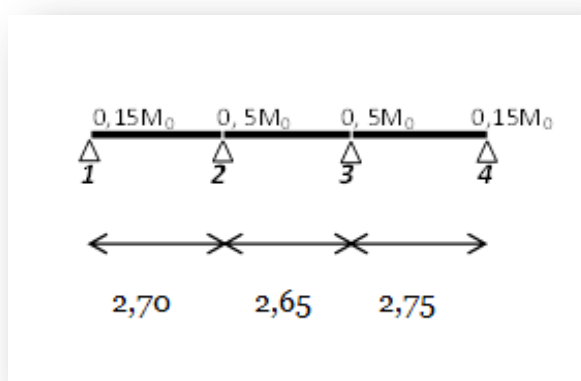
On a 2 catégories des poutrelles qui sont représentées dans le schéma ci-dessous :



1^{ère} catégorie :



2^{ème} catégorie :



Exemple de calcul :

Prenons la 1^{ère} catégorie du plancher le plus chargé (Terrasse) comme exemple de calcul détaillé.

$$g = (5,89) \times 0,65 = 3,82 \text{ KN/m}$$

$$q = (1,00) \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1,35(3,828) + 1,5(0,65) = 6,14 \text{ KN/m}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{0,65}{3,828 + 0,65} = 0,15$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,52 \text{ dans le cas d'une travée intermédiaire}$$



$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,62 \text{ dans le cas d'une travée de rive}$$

Calcul des moments en travée :

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

Dans le cas d'une travée de rive :

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

E.L.U

- Moment isostatique en travée :

$$M_{0_{1-2}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,14 \cdot 2,70^2}{8} = 5,60 \text{ KN.m}$$

$$M_{0_{2-3}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,14 \cdot 2,65^2}{8} = 5,389 \text{ KN.m}$$

$$M_{0_{3-4}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,14 \cdot 2,75^2}{8} = 5,80 \text{ KN.m}$$

$$M_{0_{4-5}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,14 \cdot 2,65^2}{8} = 5,389 \text{ KN.m}$$

$$M_{0_{5-6}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,14 \cdot 2,75^2}{8} = 5,804 \text{ KN.m}$$

$$M_{0_{6-7}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,14 \cdot 2,65^2}{8} = 5,389 \text{ KN.m}$$

$$M_{0_{7-8}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,14 \cdot 2,70^2}{8} = 5,60 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appui :

$$M_1 = 0,15 \times 5,60 = 0,84 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \times 5,60 = 2,80 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \times 5,80 = 2,32 \text{ KN.m}$$



$$M_4 = 0,4 \times 5,80 = 2,32 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,4 \times 5,80 = 2,32 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0,4 \times 5,80 = 2,32 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = 0,5 \times 5,60 = 2,80 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = 0,15 \times 5,60 = 0,84 \text{ KN.m}$$

Les moments doivent vérifier les conditions suivantes :

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

$$M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_0 : \text{cas d'une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 : \text{cas d'une travée de rive.}$$

➤ Travée 1-2 : travée de rive :

$$\text{Soit: } M_t + \frac{(0,15M_{0_{1-2}} + M_{0_{1-2}})}{2} \geq \max(1,0 + 2M_0; 1,05M_0)$$

$$\left. \begin{array}{l} M_t \geq 0,725M_0 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 0,62M_0 \dots\dots\dots (2) \end{array} \right] \text{ de (1) et (2) on a } M_t = 0,725M_{0_{1-2}}$$

$$M_t = 4,06 \text{ KN.m}$$

➤ Travée 2-3 : travée intermédiaire :

$$M_t \geq 0,52 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t + \frac{(0,5M_{0_{2-3}} + 0,4M_{0_{2-3}})}{2} \geq \max(1,04M_{0_{2-3}}; 1,05M_{0_{2-3}})$$

$$M_t > 0,6M_{0_{2-3}} \dots\dots\dots (2)$$

de (1) et (2) on a $M_t = 0,725M_{0_{2-3}}$

$$M_t = 3,23 \text{ KN.m}$$



➤ Travée 3-4 : travée intermédiaires :

$$M_t \geq 0,52M_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t + \frac{(0,4M_{0_{3-4}} + 0,4M_{0_{3-4}})}{2} > \max(1,042; 1,05M_0)$$

$$0,85M_{0_{3-4}} \dots \dots \dots (2)$$

de (1) et (2) on a $M_t = 0,85M_{0_{3-4}} \quad M_t = 4,93 \text{ KN.m}$

➤ Travée 4-5 : travée intermédiaire :

$$M_t > 0,52M_0$$

$$M_t > 0,85M_0$$

→ $M_t = 0,85M_{0_{4-5}} \quad M_t = 4,58 \text{ KN.m}$

➤ Travée 5-6 : travée intermédiaire :

$$M_t > 0,52M_0$$

$$M_t > 0,85M_0$$

→ $M_t = 0,85M_{0_{5-6}} \quad M_t = 4,93 \text{ KN.m}$

➤ Travée 6-7 : travée intermédiaire :

$$M_t > 0,52M_0$$

$$M_t > 0,60M_0$$

→ $M_t = 0,60M_{0_{6-7}} \quad M_t = 3,23 \text{ KN.m}$



Travée 7-8 : travée de rive :

$$M_t > 0,52M_0$$

$$M_t > 0,725M_0$$

$$\rightarrow M_t = 0,725M_{07-8}$$

$$M_t = 4,06 \text{ KN.m}$$

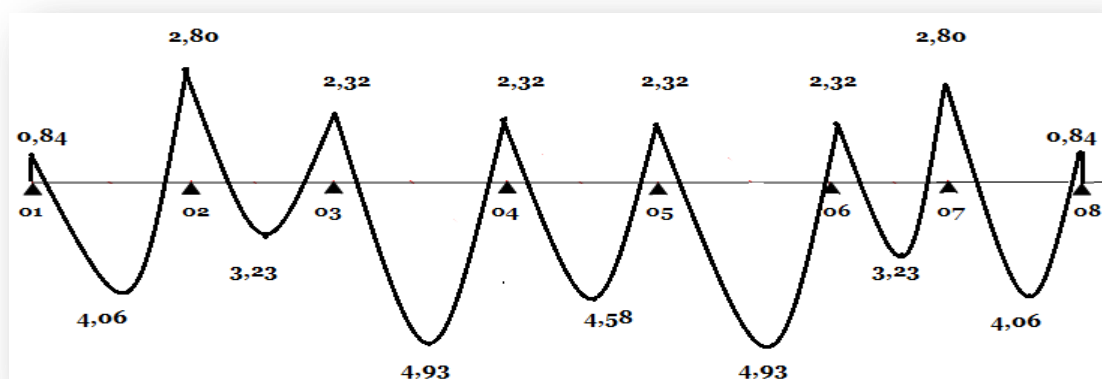


Diagramme des moments en KN .m

Calcul de l'effort tranchant :

$$T_w : \frac{M_w - M_e}{l} + q \cdot l / 2$$

$$T_e : \frac{M_w - M_e}{l} - q \cdot l / 2$$

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
T	T_w	7.55	8.31	8.44	8.13	8.44	7.94	9.005
	T_e	-9.005	-7.94	-8.44	-8.13	-8.44	-8.31	-7.55

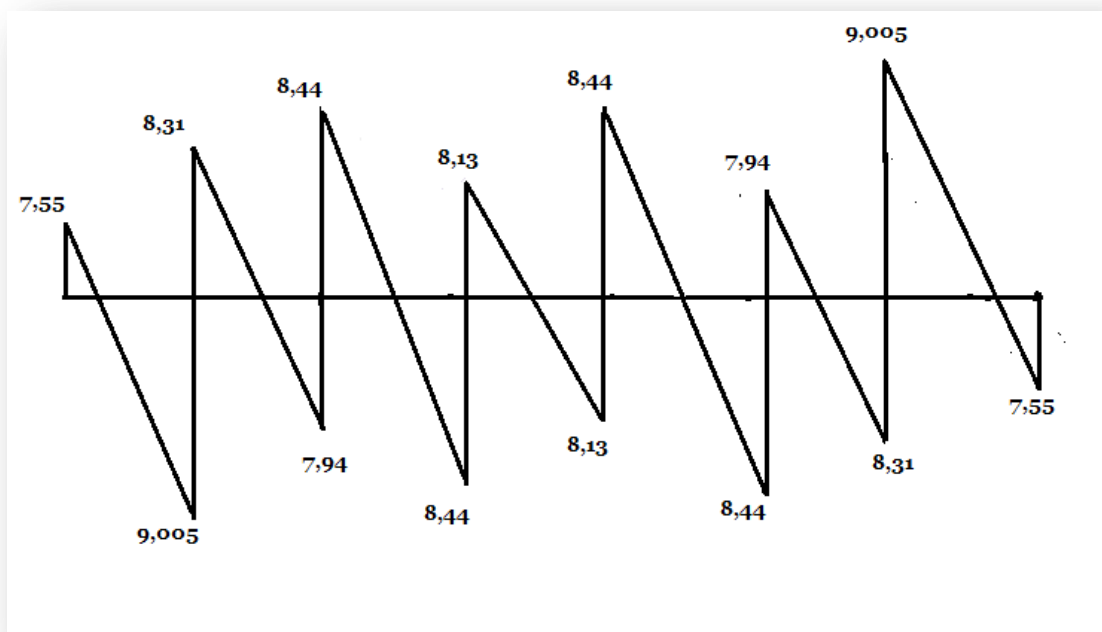


Diagramme des efforts tranchants

2^{ème} catégorie :

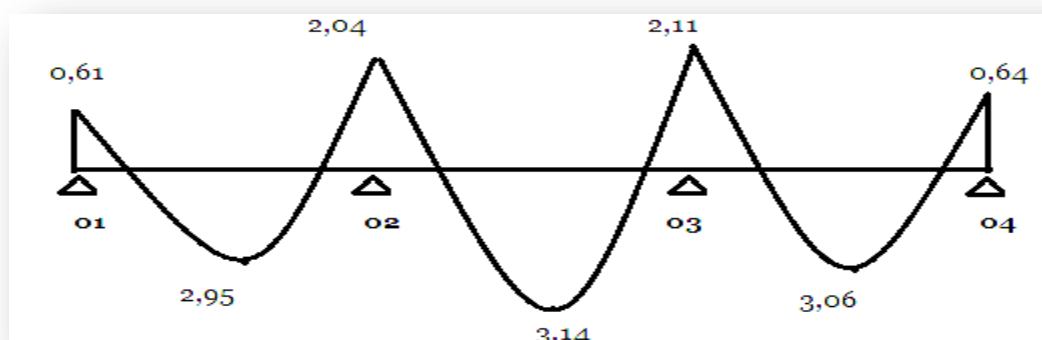


Diagramme des moments en KN.m

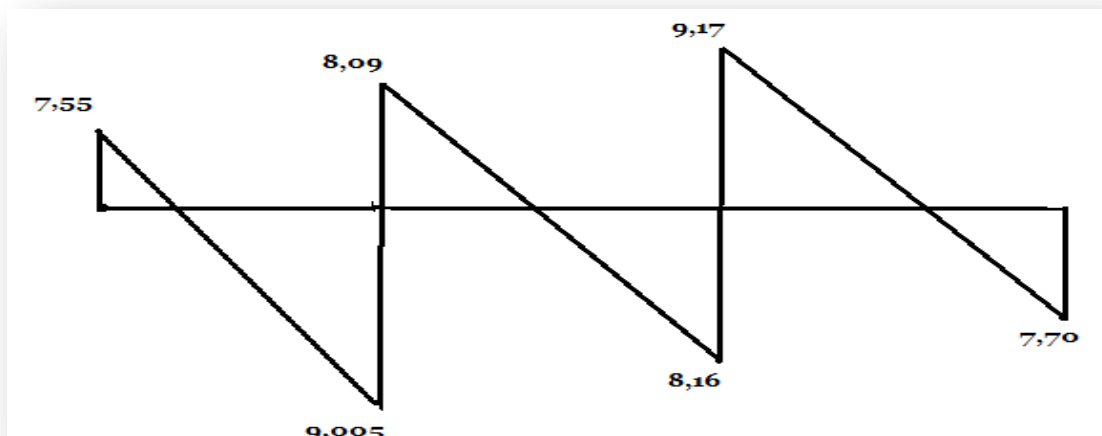


Diagramme des efforts tranchants

Calcul des moments à E.L.S :

$q_s : 3.828 + 0.65 = 4.478kn$

2^{ème} catégorie :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
moment	2.95	2.35	3.59	3.34	3.59	2.35	2.95

Appuis	1	2	3	4	5	6	7	8
Moment	0.61	2.04	1.69	1.69	1.69	1.69	2.04	0.61



2^{ème} catégorie :

Appuis:

Appuis	1	2	3	4
moment	0.61	2.04	2.11	0.63

Travée

Travée	1-2	2-3	3-4
moment	2.95	3.14	3.06

4.2.2) Calcule de ferrailage :

❖ **Travée** M_t max : 4.93KN.m

$$M_{tab} : b.h_o \sigma_b \left(d - \frac{h_o}{2}\right)$$

$$650.40.14.2 \left(140 - \frac{20}{2}\right) = 4.79.10^7 N.mm$$

$$\rightarrow M_{tab} = 47.91 KN.m$$

$$M_u : 4.93 KN.m < 47.91 KN.m$$

→ L'axe neutre se situe dans la table de compression donc :

La section sera calculée comme une section rectangulaire

$$-\mu = \frac{M}{B.d\sigma_b} = \frac{4.93.10}{10.14.14.2} = 0.177 < \mu_l = 0.392 \quad A'_s = 0$$

$$\mu = 0.177 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.2469 \\ \beta = 0.901 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{4.93.10}{0.901.14.348} = 1.12 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_s = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$



❖ **Appuis :**

$$M_{amax} = 2.90 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{2.9.10}{10.14.14.2} = 0.104 < \mu_e = 0.392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0.104 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.1376 \\ \beta = 0.945 \end{cases}$$

$$As = \frac{M}{\beta d . \sigma_s}$$

$$As = \frac{2.90 \cdot 10}{0.945 \cdot 14.348} = 0.62 \text{cm}^2$$

On adopte : $As = 2HA10 = 1.57 \text{cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}, \frac{0.23 b.d.ft 28}{f_e} \right\}$$

$$= \max \{1.04, 1.09\} \rightarrow A_{min} = 1.09 \text{cm}^2$$

{ Travée : $As = 2HA10 = 1.57 > 1.09 \text{cm}^2$ cv
 { Appuis : $As = 2HA10 = 1.57 > 1.09 \text{cm}^2$ cv

4.2.3 Vérification des contraintes :

En travée :

➤ Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - 15 As - (d-y) = 0 \quad \frac{65y^2}{2} - 15(1.57) (14-y) = 0$$

$$\rightarrow y = 2.84 \text{cm}$$



➤ Moment d'inertie :

$$I_o = \frac{by^3}{3} + 15As (d-y)^2 = 3009.39 \text{ cm}^4$$

• Contrainte dans le béton :

$$-\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_o = \frac{3.59 \cdot 10}{3009.39} \cdot 2.84 = 3.38 < 15 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

• Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{(d-y)} \cdot i = 15 \cdot \frac{3.59 \cdot 10}{3009.39} (14 - 2.84) = 199.69 < 348 \dots \dots \dots \text{cv.}$$

En appuis :

Position de l'axe neutre.

$$-\frac{by^2}{2} - 15As (d-y) = 0 \rightarrow \frac{65y^2}{2} - 15(1.57)(14-y) = 0$$

$$\rightarrow y = 2.84 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_o = \frac{by^3}{3} + 15As (d-y)^2 = 3009.39 \text{ cm}^4$$

Contrainte dans le béton :

$$-\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{2.11 \cdot 10}{3009.39} \cdot 2.84 = 1.99 < 15 \dots \dots \text{cv}$$

Contrainte dans l'acier :

$$-\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I_o} (d-y) = As \frac{2.11 \cdot 10}{3009.39} (14 - 2.84)$$

$$= 117.37 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$



4.2.4 Calcul des armatures transversales :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Contrainte tangente :

$$-\tau_u = \frac{V_u \max}{b.d} = \frac{9,17 \cdot 10}{100,140} = 0,65 \text{ MPa}$$

Armature droite : $\alpha = 90^\circ$

$$-\tau_u = 0,65 \text{ MPa} \quad \tau_{ultime} = 3,33 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

4.2.5 Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau = \frac{V_{Umax}}{b.d} \leq \tau_{ultim.}$$

Pour des fissurations .peu préjudiciable on a:

$$\tau_{ultim} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2 \times f_{c28}}{\delta b} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \tau_{ultim} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau = \frac{V_{max}}{b.d} = \frac{9,17 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,14} = 0,66.$$

$$\tau_u = 0,66 < 0,33 \text{ Ma} \dots \dots \text{C.V}$$

4.2.6 Armature transversal :

$$\frac{At}{st} \geq \frac{0,66 \cdot 0,10}{0,9 \cdot \frac{400}{1,15}} = 0,084 \text{ cm.}$$

Pourcentage minimale.

$$\frac{At}{b \cdot st} \cdot Fe \geq 0,4 \text{ Ma} \rightarrow \frac{At}{St} \geq \frac{10 \cdot 0,4}{400} = 0,01 \text{ cm}$$

$$\frac{At}{St} = 0,084 > 0,01 \text{ cm.}$$

4.2.7 Diamètre et espacement des At.

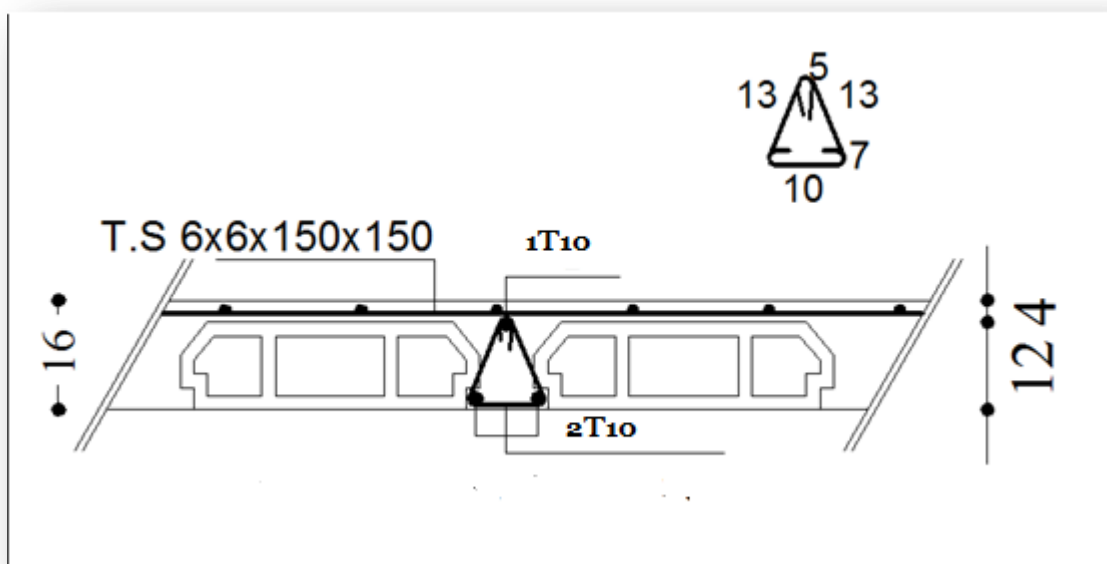
$$Qt \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \emptyset \\ \frac{h}{35} \\ \frac{b_0}{10} \end{array} \right. \rightarrow \emptyset t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 10 \text{ mm.} \\ \frac{160}{35} = 4,57 \text{ mm} \\ \frac{100}{10} = 10 \text{ mm.} \end{array} \right.$$



On prend $st = 6mm$.

Espacement minimal.

$$St = \min \left\{ \begin{matrix} 0,9 \cdot d \\ 40cm \end{matrix} \right\} \rightarrow St = \min \left\{ \begin{matrix} 12,96cm \\ 40cm \end{matrix} \right\} \rightarrow St = 15cm.$$



Coupe dans la nervure



4.3/Calcul Des Escaliers

Introduction :

Les escaliers sont des éléments importants ; ils permettent l'accès vertical entre différents étage de la structure ; ils sont soumis à des forces diverses (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différent accès, personnes, équipement...)

Ces différentes charges peuvent entrainer des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier). Pour éviter ces risques on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

L'escalier est une suite régulière de plans horizontaux permettent de passer d'un niveau à un autre d'une construction.

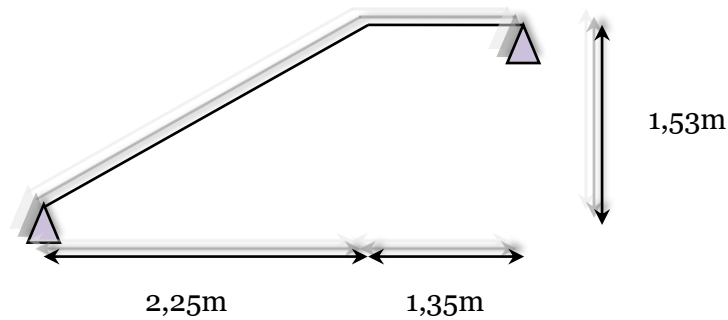
L'escalier se compose de :

- Marche : c'est la partie verticale qui reçoit le pied.
 - Contre marche : c'est la partie verticale qui limite la marche.
 - Giron(g) : c'est la distance horizontale qui sépare deux contre marches ou c'est la largeur d'une marche.
 - Hauteur de marche(h) : c'est la différence de hauteur entre deux marches successives.
 - Emmarchement : c'est la largeur de l'escalier.
 - Paillasse : c'est la dalle oblique qui porte l'escalier.
 - Volée : c'est le nombre de marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- Une volée ne doit pas comporter plus de 20a22 marches et ou moins de 3marches.
- Le palier : c'est la partie horizontale d'un escalier arrêtant la suite des marches pour assurer l'accès chaque niveau intermédiaire.
 - Le jour : c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
 - Le collet : c'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.

Les escaliers de notre bâtiment sont coulé en place, dont les dimensions des marches et contre marche (g) et (h) sont déterminées par condition de :

$$\text{(Blondel)} \rightarrow 0.59m \leq g + 2h \leq 0.66m$$

Les escaliers de notre bâtiment est de type : Escalier droite à deux volées parallèles coulé en place.



4.3.1) Prédimensionnement des escaliers :

Les escaliers de notre bâtiment sont coulé sur place dont les dimensionnements des marches et contres marches (g) et (h) sont déterminées par la condition du Blondel.

-Les escaliers de notre bâtiment est de type : Escalier droite à 2 volées

Caractéristique géométrique :

- La hauteur égal à : 1.57m
- La longueur égal à : 4.10m
- L'inclinaison de la volée : $\text{tg}\alpha = \frac{1.53}{2.75} = 0.556 \rightarrow \alpha = 29.08$
- h = la hauteur d'une marche : avec $14 \leq h \leq 18$
- g : la largeur d'une marche avec $24 \leq g \leq 32$

On prend $h=17\text{cm}$ $g=30\text{cm}$

Le nombre des marches :

$$\text{➤ } n := \frac{H}{n} = \frac{153}{17} = 9 \text{ marche par volée}$$

En vérifiant la condition du Blondel on aura :

$$0.59 \leq g+2h \leq 0.66$$

$$0.59 \leq 0.3+0.2 (0.17) \leq 0.66$$

$$0.59 < 0.64 < 0.66 \dots\dots \text{c.v}$$

➤ **Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{410}{30} \leq ep < \frac{410}{20}$$

$$13.66 \leq ep \leq 20.5$$

- $ep=15\text{cm}$



4.3.2 Evaluation des charges :

$$\alpha=29.08 \begin{cases} \cos \alpha = 0.873 \\ \sin \alpha = 0.486 \end{cases}$$

➤ **Charge permanente :**

- Volée : $g_1 > \gamma_{B.A} \left(\frac{e}{\cos \alpha} + \frac{h}{2} \right) \rightarrow g_1 = 25 \left(\frac{0.15}{0.573} + \frac{0.17}{2} \right) = 6.42 \text{KN/m}^2$
- Poids propre de revêtement :
 - ❖ Sur la marche (carrelage +morte de pose (2cm) = 0.9KN/m²
 - ❖ Sur la contre marche $P_2 = 0.9 \text{KN/m}^2$
 - ❖ Enduit de plâtre 2cm $P_3 = 0.2 \text{KN/m}^2$

$$\text{Donc } g_2 = P_1 + P_2 \left(\frac{h}{g} \right) + \frac{P_3}{\cos \alpha} = 0.9 + \frac{0.17}{0.3} \cdot 0.9 + \frac{0.2}{0.873}$$

$$-g_2 = 1.639 \text{kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur $\begin{cases} g_1 = 6.42 \text{KN/ml} \\ g_2 = 1.639 \text{KN/ml} \end{cases}$

Gard corps (rampe)

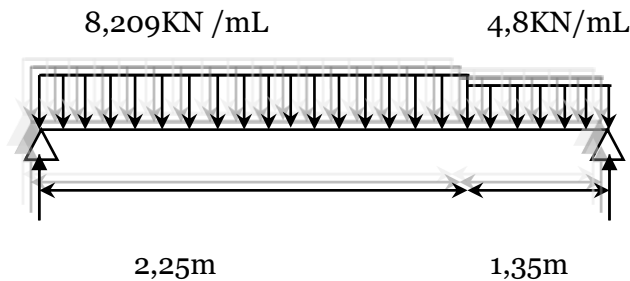
$$-g_3 = 0.15 \text{KN/ml}$$

Donc $g = g_1 + g_2 + g_3 = 6.42 + 1.639 + 0.15 = 8.09$

➤ Poids propre du palier :

$$g_0 = 25(0.15) + 0.9 + 0.15 = 4.8 \text{KN/ml (pour une bande de 1m)}$$

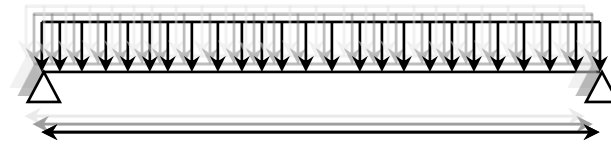
➤ **Calcule de la charge équivalente :**



$$G_e = \frac{\sum g_i l_i}{\sum l_i} = \frac{8.209(2.75) + 4.8(1.35)}{4.10} = 6.93 \text{KN/ml}$$



6,93KN /m



3,6m

4.3.3 Calcul des sollicitations :

$$\diamond \text{ E.L.U : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(6.93) + 1.5(2.5)$$

$$P_u = 13.10 \text{ kn/ml}$$

$$M_o = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{13.10 \cdot (3.6)^2}{8} \rightarrow M_o = 21.22 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur appuis :**

$$M_a = 0.3M_o = 0.3 \cdot 21.22 = 6.366 \text{ m}$$

➤ **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85 \cdot M_o = 0.85 \cdot 21.22 = 18.037 \text{ KN.m.}$$

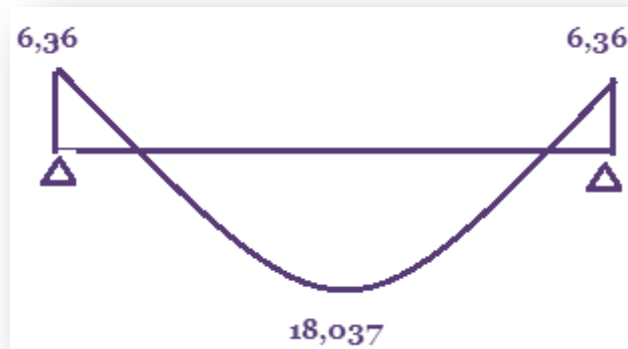


Diagramme des moments en KN .m



4.3.4 Calcul de ferrailage :

❖ **Pour travée :** $M_T=18.037kn.m$

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{18.037.10^3}{100.13^2.14.2} = 0.075 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A's = 0$$

$$0.099 \quad \begin{cases} \alpha = 0.0989 \\ \beta = 0.960 \end{cases} \quad (\text{tableau})$$

$$A_S = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{18.037.10^3}{0.960.13.348} = 4.15cm^2$$

On adopte $A_S = 4HA12 = 4.52cm^2$

➤ Les armatures de répartition :

$$A_t : \frac{A_S}{4} = 4.52/4 = 1.13cm^2 \rightarrow A_t = 4HA6 = 1.13cm^2$$

❖ **Pour appuis :** $M_a = 6.366kn.m$

$$\mu = \frac{M}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{6.366*1000}{100.13^2.14.2} = 0.0265 < \mu_e = 0.392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0.0265 \quad \begin{cases} \alpha = 0.0330 \\ \beta = 0.987 \end{cases} \quad (\text{tableau})$$

$$A_S = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{6.366*10^3}{0.987.13.348} = 1.42cm^2$$

On prend $A_S = 4HA8 = 2.01cm^2$

➤ Les armatures de répartition :

$$A_t : \frac{A_S}{4} = 0.502cm \rightarrow A_t = 4HA6 = 1.13cm^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} : \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; \frac{0.23b.d.ft28}{f_e} \right\} = \{1.5 ; 1.569\} = 1.57cm^2$$

Travée : $A_S = 4HA12 = 4.52cm^2 > 1.57 cm^2 \dots\dots\dots cv$

Appuis : $A_S = 4HA8 = 2.01 cm^2 > 1.57 cm^2 \dots\dots\dots cv$



4.3.5 Vérification à E.L.S :

$$P = 6.93 + 2.5 = 9.43 \text{ KN/ml}$$

$$M_o = 15.27 \text{ KN.m}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_a = 0.3 M_o = 0.3 * 15.27 = 4.58 \text{ kn.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85 M_o = 0.85 * 15.27 = 12.97 \text{ KN/m}$$

- **Vérification des contraintes :**

❖ **Pour travée :**

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{by^2}{2} - 15AS(d-y) = 0 = \frac{100}{2} y^2 - 15(4.52)(13-y)$$

$$\rightarrow y = 3.57 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie.**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15AS(d-y)^2$$

$$= \frac{100 * 3.57^3}{3} + 15 * 4.52 (13 - 3.57)^2 \rightarrow I = 7545.74 \text{ cm}^4$$

$$4 - \sigma_b = \frac{M}{I} \cdot y = \frac{12.97 * 10^3}{7545.74} * 3.57 = 6.13 < 15 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$- \sigma_s = 15 \cdot \frac{M}{I} (d-y) = 15 \cdot \frac{12.97 * 10^3}{7545.74} * (13 - 3.57) = 243.13 < 348 \dots \dots \dots \text{cv}$$

❖ **Pour appuis :**

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{by^2}{2} - 15AS(d-y) = 0 = \frac{100}{2} y^2 - 15(2.01)(13-y) = 0$$

$$\rightarrow Y = 2.51 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15AS(d-y)^2 = 3846.45 \text{ cm}^4$$

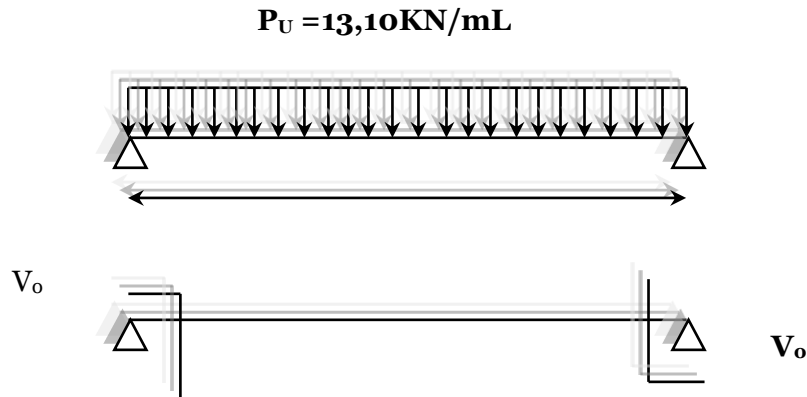
$$\sigma_b = \frac{M}{I} \cdot y = \frac{4.58 * 10^3}{3846.45} * 2.51 = 2.98 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$- \sigma_s = 15 \cdot \frac{M}{I} (d-y) = 15 \cdot \frac{4.58 * 10^3}{3846.45} (13 - 2.51) = 187.35 < 348 \dots \dots \dots \text{cv}$$



➤ Vérification de l'effort tranchante

$$V_0 = \frac{pl}{2} = \frac{13.10 \cdot 3.6^2}{2} = 23.58 \text{ kn}$$



$$\tau_u = \frac{v}{b.d} = \frac{23.58 \cdot 10^3}{1000 \cdot 130} = 0.181 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uadm} = \min \left(\frac{0.15}{\gamma b} f_{c28} \text{ } 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots fp$$

On a $\tau_u < \tau_{uadm}$: pas de nécessité des armatures transversales.

4.3.6 Calcul de flèche :

❖ Calcul de chargement :

- Charge permanente sans revêtement : $j = 5.41 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente avec revêtement : $g = 6.93 \text{ KN/ml}$
- Charge total : $p = (G+Q) = 6.93 + 2.5 = 9.43 \text{ kn/ml}$

❖ Calcule des moments correspondant :

$$M_j = 0.75 \frac{j l^2}{8} = 0.75 \frac{5.41 \cdot 3.6^2}{8} = 6.57 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0.75 \frac{g l^2}{8} = 0.75 \frac{6.93 \cdot 3.6^2}{8} = 8.41 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0.75 \cdot \frac{p l^2}{8} = 0.75 \frac{9.43 \cdot 3.6^2}{8} = 11.45 \text{ KN.m}$$



❖ Calcul de position du centre de la gravité :

$$Y = \frac{15AS}{b} \left\{ \sqrt{1 + \frac{b \cdot d}{7.5AS}} - 1 \right\} = y = 2.89 \text{ cm}$$

❖ Calcul de moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15AS \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{10 \cdot 15^3}{12} + 15 \cdot 4.52 (7.5 - 2)^2$$

$$I_0 = 30175.95 \text{ cm}^4$$

❖ Calcul des contraintes correspondantes :

$$\sigma_j = \frac{15MJ}{I} - (d-y) = \frac{15 \cdot 6.57 \cdot 10^3}{30175.95} (13 - 2.89)$$

$$\sigma_j = 33.017 \text{ MPa}$$

$$\sigma_g = \frac{15Mg}{I} (d-y) = \frac{15 \cdot 8.41 \cdot 10^3}{30175.95} (13 - 2.89)$$

$$\sigma_g = 42.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = \frac{15Mp}{I} (d-y) = \frac{15 \cdot 11.45 \cdot 10^3}{30175.95} (13 - 2.89)$$

$$\sigma_p = 57.54 \text{ MPa}$$

❖ Calcul de pourcentage des armatures :

$$\rho = A_s / bd = \rho = 4.52 / 100 \cdot 13 = 0.03476$$

❖ Calcul des coefficients correspondant :

$$\mu_j = 1 - \left(\frac{1.75 f_{t28}}{4 \sigma_j \rho + f_{t28}} \right) = -0.43 < 0 \rightarrow \mu_j = 0$$

$$\mu_g = 1 - \left(\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_g + f_{t28}} \right) = -0.36 < 0 \rightarrow \mu_g = 0$$

$$\mu_p = 1 - \left(\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_p + f_{t28}} \right) = -0.26 < 0 \rightarrow \mu_p = 0$$

❖ Calcul de module de déformation longitudinale instantané du béton :

$$E_i : 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

❖ Calcul de module de déformation longitudinale déferée du béton :



$$E_g = \frac{EI}{3} = \frac{32164.2}{3} = 10721.4MPa$$

❖ Coefficient instantané :

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)f} = 4.83$$

❖ Coefficient déferé :

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i = 1.932$$

❖ Calcul du moment d'inertie :

$$I_{ji} = \frac{1.1i_0}{1 + \gamma_i \mu_j} = \frac{1.1i_0}{1} = \frac{1.1 * 28295.91}{1}$$

$$I_{ji} = 33193.545cm = I_{gi} = I_{pi} = I_{gv}$$

• La flèche correspondante à j :

$$f_{ji} = \frac{M_j l^2}{10EiI_{ji}} = \frac{6.57 * 10^3 * 360^2}{10.32164.2 * 33193.545} = 0.079cm$$

• La flèche correspondante à g:

$$-f_{gi} = \frac{M_g l^2}{10EiI_{gi}} = \frac{8.41 * 10^3 * 360^2}{10.32164.2 * 33193.545} = 0.102cm$$

• La flèche correspondante à p:

$$-f_{pi} = \frac{M_p l^2}{10EiI_{pi}} = \frac{9.43 * 360^2 * 10^3}{10.32164.2 * 33193.545} = 0.114cm$$

• La flèche correspondante à v:

$$-f_{vi} = \frac{M_g l^2}{10EiI_{gv}} = \frac{8.41 * 360^2 * 10^3}{10 * 10721.4 * 33193.545} = 0.306cm$$

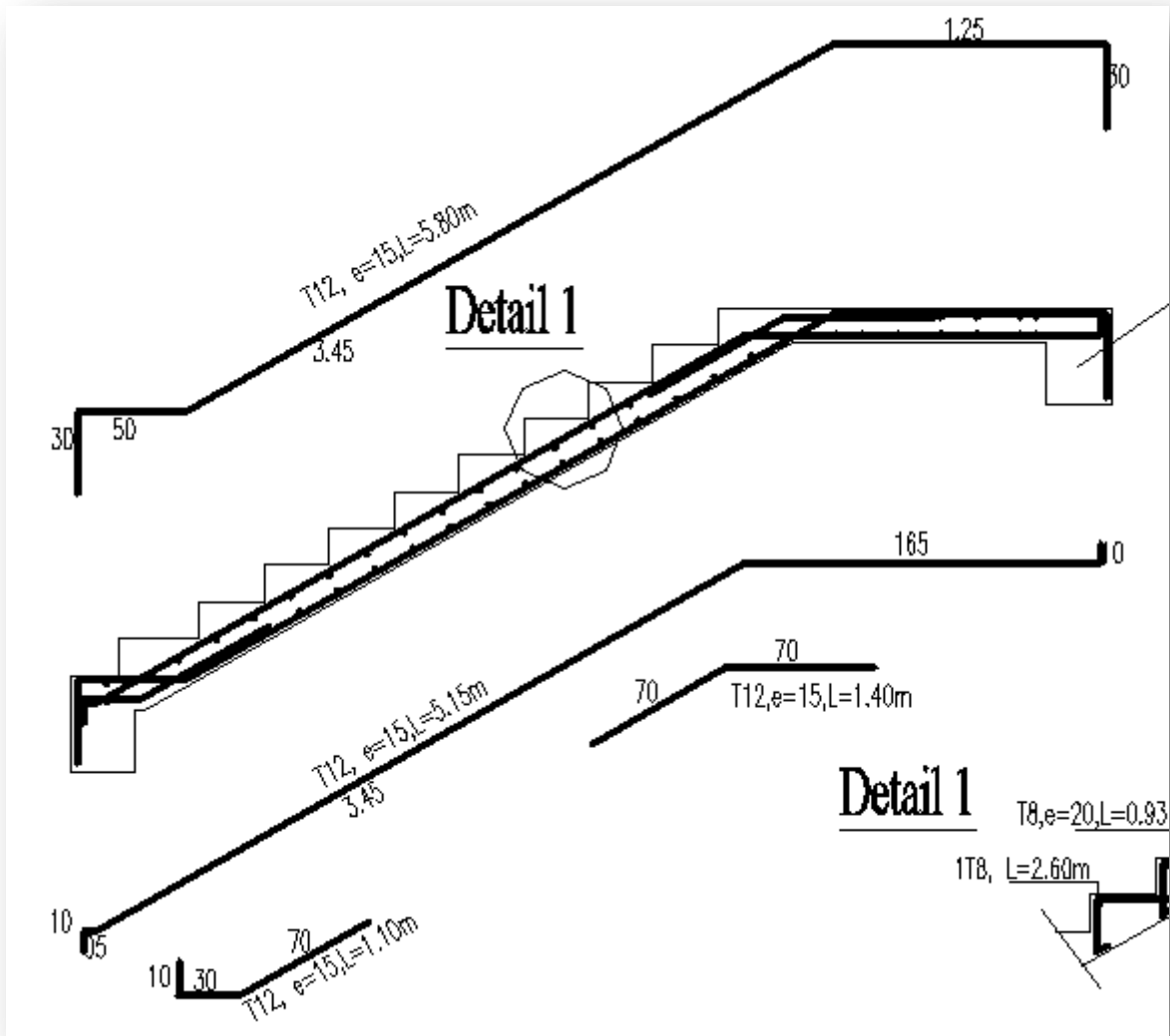
$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} + f_{gi}$$

$$= 0.102 + 0.114 + 0.306 - 0.079 = 0.443cm$$

La flèche admissible :

$$\Delta f_{t ad} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0.72$$

On a $\Delta f_t < \Delta f_{t ad} \dots\dots\dots c.v$



Ferraillage des escaliers



4.4 Etude de la poutre paliers :

La section de la poutre : (30*25)

4.4.1) Evaluation des charges :

- **Poids propre de la poutre palier :**

$$P = \gamma \cdot s \rightarrow p = 0.25 * 0.30 * 25 = 1875 \text{KN/m}$$

- **Poids propre de mur :**

$$G_{\text{mur}} * l = 2.76 * 2.55 = 7.03 \text{KN/m}$$

- **Réaction de la paillasse et de palier:**

E.L.U.

$$R_u = q_e q_e l^2 / 8 = 13.10 * \frac{3.6}{2} = 23.58 \text{KN/m}$$

E.L.S.

$$R_s = q_e q_s l^2 / 8 = 9.43 * \frac{3.6}{2} = 16.97 \text{KN/m}$$

E.L.U.

$$q_u = 1.35 (1.875 + 7.03) + 23.58 = 35.60 \text{KN/m}$$

E.L.S.

$$7.08 + 16.97 + 1.875 = 25.87 \text{KN/m}$$

4.4.2 Etude de la poutre paliers à la flexion :

E.L.U.

- Moment isostatique :

$$M_o = q_u l^2 / 8 = \frac{35.60 * 2.55^2}{8} = 28.93 \text{KN/m}$$

- Moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_o = 0.85 * 28.93 = 24.59 \text{KN.m}$$

- Moment sur appuis :

$$M_a = 0.3 M_o = 0.3 * 28.93 = 8.68 \text{KN}$$



4.4.3 Calcule du ferrailage :

$h = 30cm ; b = 25cm$

Travée :

$$\mu = \frac{M}{b.d^2 \sigma_b} = \frac{24.59 \times 10^3}{25.27 \times 14.2} = 0.0950 < \mu_2 = 0.392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$A_s = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{24.59 \times 10^3}{0.949 \times 27 \times 348} = 2.75cm^2 = 4HA10 = 3.14cm^2.$$

Appuis:

$$\mu = \frac{M}{b.d.\sigma_b} = \frac{8.68 \times 10^3}{25.27^2 \times 14.2} = 0.033 < \mu_2 = 0.392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$A_s = \frac{8.68 \times 10^3}{27 \times 0.983 \times 348} = 0.93cm^2.$$

$2HA8 = 1.01cm^2.$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{S \min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; \frac{bd.F_{t28} \cdot 0.23}{f_2} \right\}$$

$\{0.75, 0.90\} \rightarrow A_{S \min} = 0.90cm^2.$

Travée: $A_s = 4HA10 = 3.14cm^2 > 0.90 \rightarrow c.v.$

Appuis: $A_s = 2HA8 = 1.01 > 0.90 \rightarrow c.v.$

4.4.4 Etude de la poutre palière à la torsion:

La torsion de la poutre palière est provoquée par le moment de la flexion de la paillasse et de palier:

$M_{to} = M_{au} * l/8$

M_{au} = moment d'appuis de la paillasse et de palier sur la poutre palière

$$M_{to} = \frac{8.68 \times 2.55^2}{8} = 7.05KN.m.$$

Calcule de ferrailage:

- **Armature longitudinale.**

$A_{stor} = (\mu \times n_{tor}) / (2 \times \Omega \times \sigma_s)$

$\Omega = (b-e) \times (h-2).$



e : épaisseur de la section creux.

$$e = \frac{b}{6} = \frac{25}{6} = 4.16 \text{ cm.}$$

$$\Omega = (30 - 4.16) \times (25 - 4.16) = \Omega = 538.50 \text{ cm}^2$$

μ : périmètre de contour d'air Ω .

$$\mu = 2 \times [(25 - 4.16) + (30 - 4.16)] = 93.36 \text{ cm.}$$

$$A_{stor} = \frac{(93.36 \times 7.05) \times 10^3}{2 \times 538.50 \times 348} = 1.75 \text{ cm}^2$$

On adopte AS TOR = 3HA10 = 2.36 cm².

4.3.5 Armature transversal:

- Espacement:

$$S_{t \min} = \{0.90; 40 \text{ cm}\}; S_{t \min} = \{24.3; 40 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 24.3.$$

En prend $s_t = 20 \text{ cm}$.

$$A_t = (M_t \times S_t \times \sigma_s) / (2 \times \Omega \times F_e).$$

$$= \frac{7.05 \times 20 \times 1.15}{2 \times 538.50 \times 400} = 0.37 \text{ cm}^2$$

On prend $A_t = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$

- Armature totale:

$$A_s = \begin{cases} \text{en travée} = 3.14 + 2.36 = 5.5 \text{ cm}^2. \\ \text{sur appuis} = 2.36 + 1.01 = 3.37 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

On adopte :

$$\begin{cases} \text{en travée} : 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2 \\ \text{sur appuis} : 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Pour les armatures transversales:

$$\phi_t = \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi; \frac{b}{10} \right\}.$$

$$\phi_t = \min \left\{ \frac{255}{35}; 12; \frac{250}{10} \right\}.$$



$$\phi_t = \min \{7.28; 12; 25\}.$$

On adopte: $\phi_t = 6$.

On prend: $2HA6 = 0.57 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm.

4.4.5 Les vérifications:

- Condition de non fragilité:

$$A_s \text{ min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; \frac{0.23 \text{ b.d.F}_{t28}}{f_e} \right\}.$$

$$\{0.75; 0.90\} \rightarrow A_s \text{ min} = 0.90 \text{ cm}^2.$$

{ pour travée : $5.65 > 0.9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{c. v.}$
 { sur appuis : $3.37 > 0.9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{c. v.}$

- Justification de l'effort tranchant:

$$V_u = ql/2 = \frac{35.60 \times 2.55}{2} = 45.39 \text{ KN}.$$

$$V_u \leq 0.267 \cdot b \cdot a \cdot f_{c28}; a = 0.90.$$

$$0.267 \cdot 250 \cdot 24.3 \cdot 25 \cdot 10^{-3} = 405.50 \text{ KN}.$$

$$V_u + 45.39 < 405.50 \dots \text{C.V.}$$

- Vérification des contraintes tangentielles.

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} = \frac{35.60 \times 10^3}{270 + 250} = 0.52740 \text{ MPa}$$

Etat de béton armé pour une fissuration préjudiciable

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\sigma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \tau = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u \rightarrow \text{c.v.}$$

4.4.6 Vérification à l'E.L.S:

- Travée:



→ Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s (d-y) = 0 \Rightarrow \frac{25}{2} y^2 - 15 \cdot 5 \cdot 65 (27-y) = 0$$

$$12.5 y^2 + 84.75y - 2288.25 \rightarrow y = 10.55m$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s (d-y)^2 \rightarrow I = 32718.90cm^4$$

Vérification des contraintes:

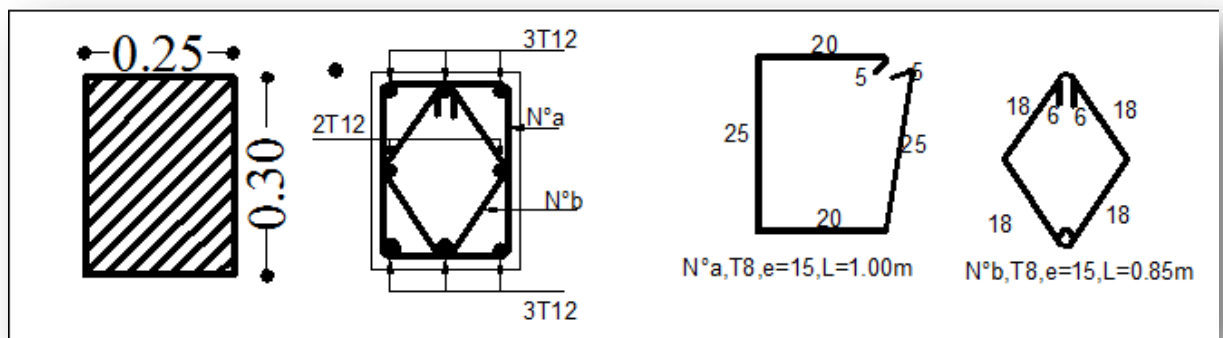
- Contrainte dans le béton

$$\sigma_b = \frac{M}{I} \times y = (17.87 \cdot 10^3 / 32718.90) \cdot 10.55 = 5.76 MPa < 15MPa \dots CV$$

- Contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = 15 \frac{M}{I} \times (d - y) = 15(17.87 \cdot 10^3 / 32718.90) \cdot (27 - 10.55)$$

$$= 134.77 MPa < 348 MPa \dots cv$$



Ferraillage de la poutre palière



4.5 / Etude de balcon

4.5.1 Evaluation des charges:

a) Charge répartie:

Balcon		
1	Carrelage mortier de pose	0.9KN/m ²
2	Poids propre de la dalle =e=14cm→	3.5KN/m ²
3	Enduit de ciment e=2cm	0.36KN/m ²
4	Charge permanente totale	G=4.76KN/m²
5	Surcharge d'exploitation	3.5KN/m²

$$g_u = 1.35g + 1.5Q = 1.35 (4.76) + 1.5 (3.5)$$

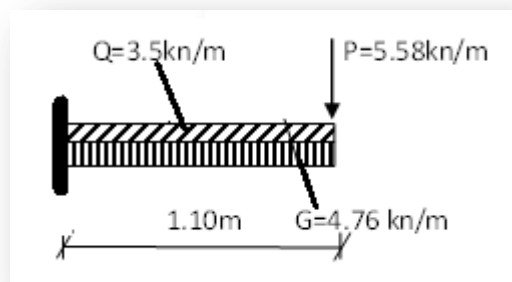
$$g_u = 11.676 \text{KN/m}^2$$

$$g_s = 4.76 + 3.5 = 8.26 \text{KN/m}^2$$

b) Charge concentré:

$$P = G \text{ mur } l = 1.30 * 3 + (1.30 + 0.36 + 0.20) * 3 = 5.85 \text{KN/m}$$

➤ On considère que le balcon est en porte à faux sur une bande de 1 m



Longueur en porte à faux



4.5.2 Calcul des sollicitations :

- Calcul du moment:

$$M_u = -\left(\frac{g_u \cdot l^2}{2} + 1.35P \cdot l\right)$$

$$= -\left(\frac{11.67 \times 1.10^2}{2} + 1.35 \times 5.58 \times 1.10\right)$$

$$= -15.34 \text{ kn.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant:

$$T_u = -\{g_u l + 1.35.p\} = -\{11.676 \times 1.10 + 1.35 \times 5.58\}$$

$$= -20.37 \text{ KN}$$

4.5 .3 Calcul de ferrailage:

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \sigma_b} = \frac{15.34 \cdot 10^3}{100 \cdot 12^2 \cdot 14.2} = 0.0750 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \sigma_s} = \frac{15.34 \cdot 10^3}{0.960 \cdot 12 \cdot 348} = 3.82 \text{ cm}^2$$

As adopte: 5H10 = 3.93 cm²

Soit st: 20cm

- Armature de répartition:

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \rightarrow \text{on adopte } A_{rep} = 3H8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

St = 33cm

- Condition de non fragilité:

$$A_s \text{ min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; \frac{0.23 \cdot bd \cdot F_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$\{1.40; 1.44\} \rightarrow A_s \text{ min} = 1.44 \text{ cm}^2.$$

$A_s = 3.93 > 1.44 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$

- Vérification de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} = \frac{20.37 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.169 \text{ MPa}$$



$$\tau_{ad} = \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\sigma_b}; 4MPa \right\} = 2.5MPa$$

$\tau_u < \tau_{ad} \rightarrow$ les armatures transversal ne sont pas nécessaires

E.L.S:

➤ Calcul de moment:

$$M_u = -\left(\frac{g_s \times l^2}{2} + P.L\right) = \left(\frac{8.26 \times 1.10^2}{2} + 5.58 \times 1.10\right)$$

$$= 11.13 \text{KN.m}$$

➤ Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s (d-y) = 50y^2 - 15(3.93)(12-y)$$

$$Y = 3.21 \text{cm}$$

➤ Moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s (d-y)^2$$

$$\frac{100 \times 3.21^3}{3} + 15 \times 3.93 (12 - 3.21)^2 \rightarrow I = 5657.24 \text{cm}^4$$

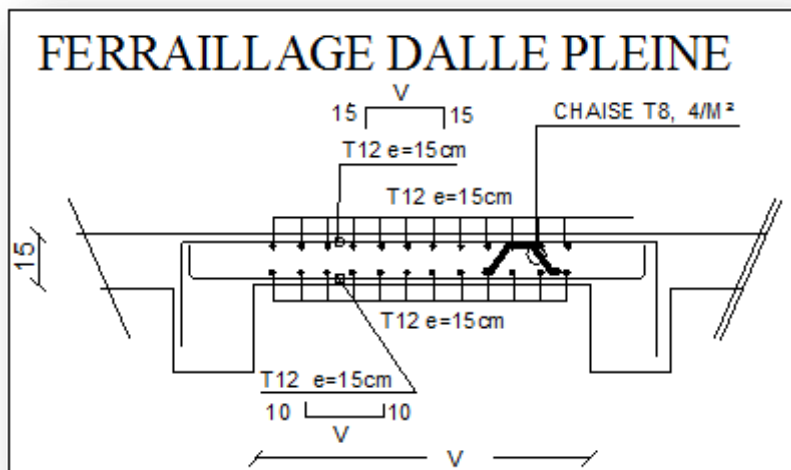
Contrainte dans le béton:

$$\sigma_b = \frac{M}{I} \times y = \frac{11.13 \times 10^3}{5657.24} \times 3.21 = 6.31 \text{MPa} < \sigma_{badm} 15 \dots \text{c.v}$$

Contraint dans l'acier

$$\sigma_s = 15 \frac{M}{I} \times (d - y) = 15(11.90 \times 10^3 / 7526.07) \times (12 - 3.74)$$

$$= 270.31 \text{MPa} < 348 \text{MPa} \dots \text{c.v}$$



Ferrailage du balcon



Introduction :

Le risque de tremblement de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquelles de mouvements du sol. Aussi les mesures de protection contre ce phénomène se sont-elles d'abord concentrées sur la gestion des catastrophes. Certes, des propositions relatives au mode de construction avaient déjà été émises au début du 20^e siècle, mais c'est au cours des dernières décennies que des recherches toujours plus nombreuses et pointues ont révélé comment réduire efficacement la vulnérabilité des ouvrages aux séismes.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

Les tremblements de terre sont généralement provoqués par des ondes sismiques naissant lors de déplacements brusques de la croûte terrestre dans une zone de rupture (faille active). Des ondes de diverses natures et vitesses parcourent différents chemins avant d'atteindre un site et de soumettre le sol à divers mouvements.

5-1- Objectifs de l'étude sismique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

5-2-choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- *La méthode statique équivalente.*
- *La méthode d'analyse modale spectrale.*
- *La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.*



5-2-1-la méthode statique équivalente :

➤ Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont considéré équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivent deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m au zone I et II_a et à 30m en zone II_b et III.
- b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en (a). les conditions complémentaires suivantes :

Zone III:

Groupe d'usage 3et2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou **17m**

Groupe d'usage **1B**, si hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou **10m**

Groupe d'usage **1A**, si hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou **08m**

Notre bâtiment est régulier en plan et groupe d'usage 2 (hauteur de bâtiment égale 19.55m > 17m)

Donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable, on doit calculer la force sismique totale appliquée à la base de la structure par la méthode statique équivalente pour la comparée avec celle donnée par la méthode dynamique, cette



dernière doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente

$(V_d > 0.8V_s)$.

➤ **Calcul de la force sismique totale : (suivant RPA99Version2003)**

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \quad \text{Avec :} \quad -A : \text{coefficient d'accélération de zone.}$$

-D : facteur d'amplification dynamique moyen

-Q : facteur de qualité.

-R : coefficient de comportement.

- W_T : poids total de la structure.

➤ **Détermination des coefficients :**

- **Coefficient d'accélération de zone (A) :** donné par le tableau 4.1 (RPA 99V2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe d'usage 2 et zone sismique III → $A = 0.25$

- **Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

Sa valeur donnée par le tableau 4.3 (RPA99V2003)

Portique contreventé par des voiles → $R = 4$

- **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).



2.5η	$0 \leq T \leq T_2$
$2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$	$T_2 \leq T \leq 3.0s$
$2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}}$	$T \geq 3.0s$

T_2 : période caractéristique, associées à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7(RPA99V2003)

Site meuble(S_3) $\rightarrow T_2 = 0.5s$

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutifs, du type de structure et de l'importance des remplissages. (Tableau 4.2 (RPA99V2003))

$\rightarrow \xi = 7\%$ donc $\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0.88 > 0.7$

T : la période fondamentale de la structure : $T = C_T h_n^{2/3}$ (1)

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau : $h_n = 19.55m$

C_T : coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 (RPA99V2003)

$\rightarrow C_T = 0.050$

$\rightarrow T = 0.050(19.55)^{\frac{2}{3}} = 0.46s \dots \dots (1)$



Et comme C_T le cas $n^0 = 03$ dans le tableau, on peut utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 \frac{hn}{\sqrt{D}} \dots\dots\dots (2)$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction considérée.

$$D_x = 21m \quad T_x = 0.38s$$

$$D_y = 9.8m \quad T_y = 0.56s$$

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (1) (2)

Donc on prend : $T_x = 0.38 s$ et $T_y = 0.46s$.

$$T_x < T_2 \rightarrow D_x = 2.5 \eta = 2.5 * 0.88 = 2.2$$

$$T_y < T_2 \rightarrow D_x = 2.5 \eta = 2.5 * 0.88 = 2.2$$

• **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non



Critique "q"	Q	
	observé	Non observé
Condition minimale des files porteuses	/	0.05
Redondance en plan	/	0.05
Régularité en plan	0	/
Régularité en élévation	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
Contrôle de la qualité d'exécution	/	0.1

$$Q=1+(0.05+0.05+0+0+0.05+0.1)=1.25$$

• **Poids totale de la structure: W_T**

W_T : est égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau(i)

$$W_T=\sum_{i=1}^n w_i \text{ avec } w_i=w_{Gi}+ \beta w_{Qi}$$

W_{Gi} : poids due aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires a la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation **$\beta=0.20$ [TAB (4.5)RPA99]**



Calcul de poids propre de la structure			
Niveau	élément	W_G :(KN)	W_G: et Q:(KN)
TERRASSE	Acrotère	83.16	$W_{Gi} = 2089.04$
	Plancher terrasse	1212.162	
	P.P	215	$W_{Qi} = 205.8$
	P.CH	102.08	
	PO	107.52	
	Voile	47.36	
	Escalier	41.34	
	Mur	217.60	
	Balcon	62.82	
4^{em}e ETAGE A 1^{ere} ETAGE	Plancher étage	1031.05	$W_{Gi} = 2207.14KN$
	P.P	215	
	P.CH	102.08	$W_{Qi} = 308.7$
	PO	215.04	
	Voile	94.72	
	Escalier	82.68	
	Balcon	31.41	
	mur	435.20	
RDC	Plancher étage	1031.05	$W_{Gi} = 2224.75$
	P.P	215	
	P.CH	102.08	$W_{Qi} = 308.7$
	PO	315	
	Voile	138.75	
	Escalier	82.68	
	Murs	317.78	
	balcon	31.41	



$$W_{GT}=13142.35kN$$

$$W_{QT}=1749.3KN$$

$$W_T=W_{GT} + \beta W_{QT}$$

$$13142.35+0.2*1749.3$$

$$W_T=13492.21KN$$

➤ **La force sismique totale appliquée à la base dans les deux sens:**

$$V_x = \frac{A.D_x.Q}{R} . W_T = \frac{0.25*2.2*1.25}{4} *13492.21 = 2318.97kn$$

$$V_y = \frac{A.D_x.Q}{R} . W_T = \frac{0.25*2.2*1.25}{4} *13492.21 = 2318.97kn$$

5.2.2) Etude dynamique:

5.2.2.1) Présentation de logiciel l'etabs :

L'etabs est un programme structural basé sur la méthode des éléments finis autonome pour l'analyse et la conception des structures civiles .il offre une interface utilisateurs intuitive portant puissante avec beaucoup d'outils pour faciliter la construction rapide et précise des modèles avec les techniques analytique sophistiquées requise pour faire les projets les plus complexes

Nom du programme: Extended 3d analyses of building systèmes.

Ce dernier est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les bâtiments.

Les caractéristiques principales d'Etabs sont:

- *L'etabs est un logiciel de calcule conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre des nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique Q*



- Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant la réglementation en vigueur à travers le monde de plus par sa spécificité pour le calcul des bâtiments; l'etabs offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet grâce à ces diverses fonction il permet une descente de charges automatique et rapide ; un calcul automatique du centre de masse et de rigidité. Ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc)
- L'etabs permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels
- Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis

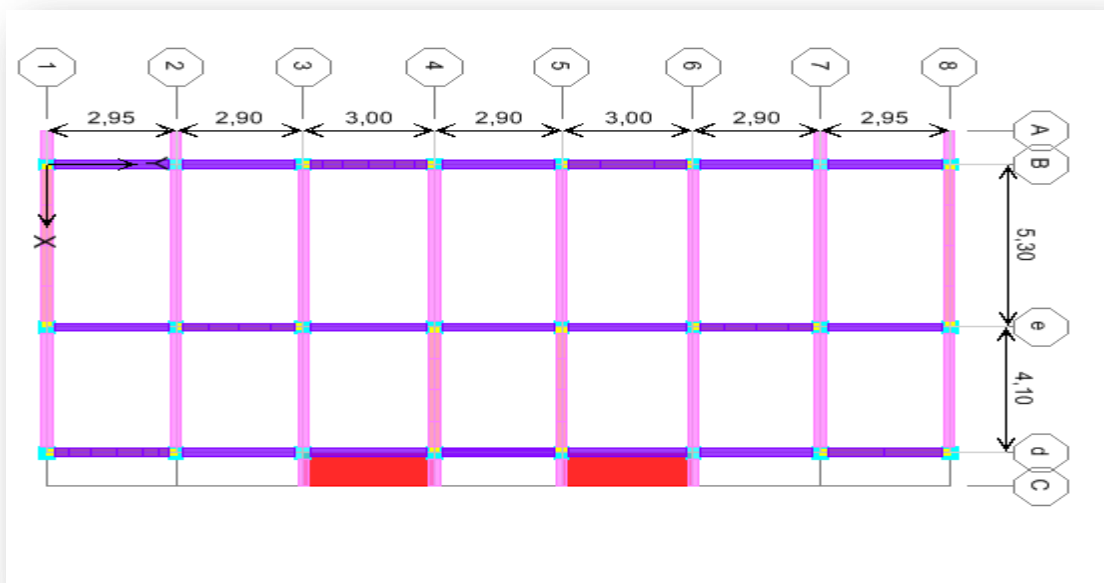
La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (ddl) par un modèle ayant un nombre fini de ddl la masse la rigidité et l'amortissement

En d'autre terme ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure

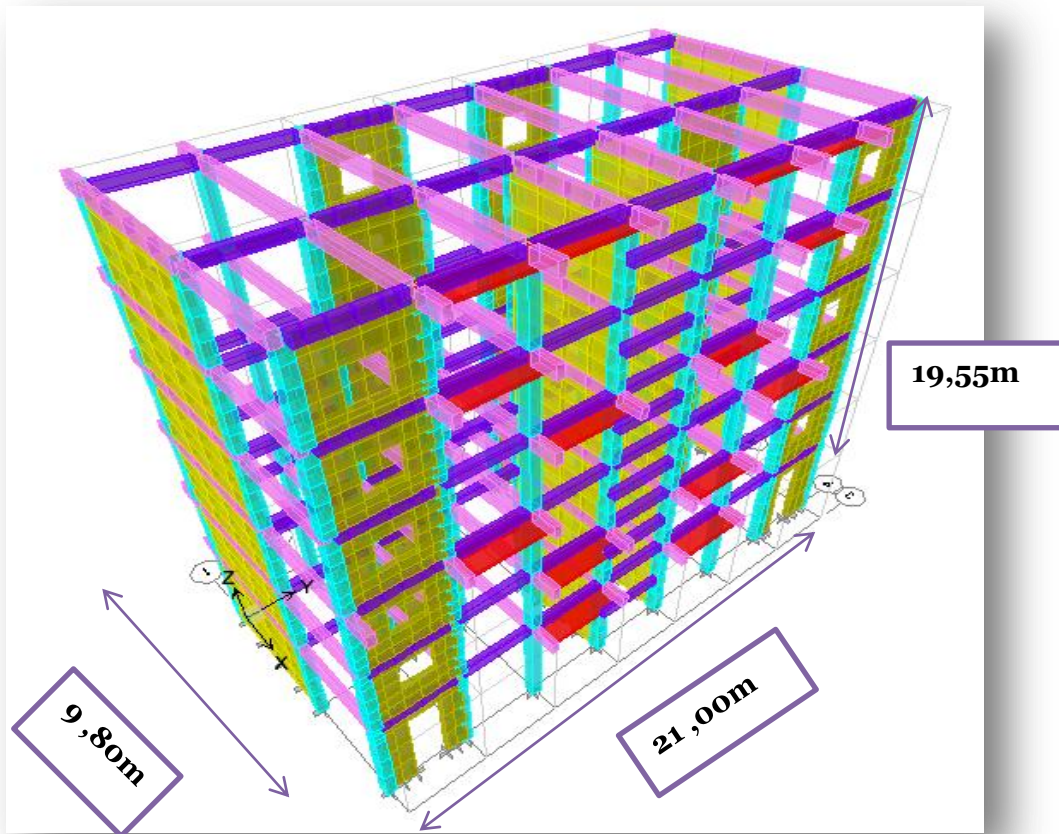
5.2.2.2) Analyse et conception structurales :

Les étapes générales suivantes sont exigées pour analyser et concevoir une structure en utilisant l'etabs:

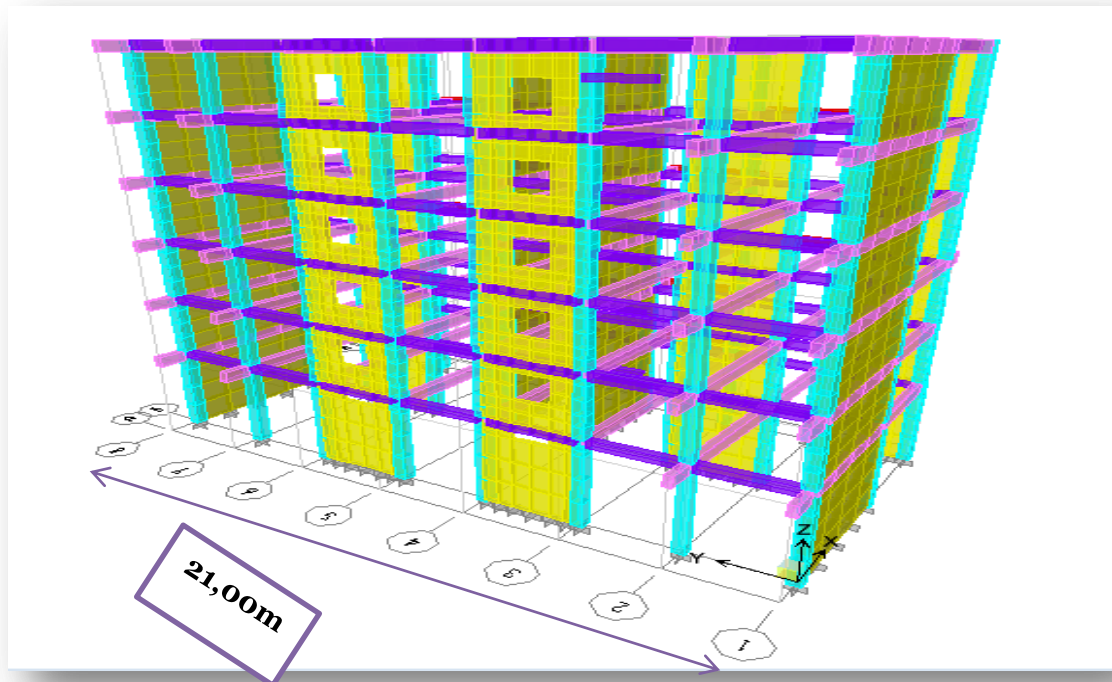
- Crées ou modifiez un modèle qui définit numériquement la géométrie ; les propriétés le chargement et les paramètres d'analyse du modèle.
- Passez en revue les résultats de l'analyse.
- Vérifier et optimiser la conception de la structure



VUE EN PLAN



VUE N°01



VUE N°02

➤ Centre de masse et centre de rigidité

Story	Diaphragme	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY1	D1	4,804	10,3	5,076	10,3
STORY2	D2	4,932	10,302	5,03	10,3
STORY3	D3	4,934	10,302	4,953	10,3
STORY4	D4	4,937	10,292	4,819	10,3
STORY5	D5	4,934	10,302	4,545	10,3
STORY6	D6	4,911	10,302	3,804	10,3

➤ Calcul de l'excentricité

- Excentricité théorique



$$e_x = |X_{CCM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CCM} - Y_{CR}|$$

Excentricité accidentelle : RPA 99/v2003(4.2.7)

diaphragme	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle $e_{acc} = 0.05L$	Excentricité	
	Sens -x	Sens-y	e_{acc}	Sens -x	Sens-y
1	0.26	0	1.05	1.05	1.05
2	0.098	0.002	1.05	1.05	1.05
3	0.019	0.002	1.05	1.05	1.05
4	0.118	0.008	1.05	1.05	1.05
5	0.389	0.002	1.05	1.05	1.05
6	1.107	0.002	1.05	1.107	1.05

➤ **Facteur de participation modale**

Mode	Période	UX	UY	$\Sigma U_x\%$	$\Sigma U_y\%$
1	0,431499	0,000035	37,35784	0,000035	37,35784
2	0,348769	36,95291	0,00011	36.952945	37357950
3	0,302787	0,00352	0,95994	36.956465	38.317890
4	0,101441	0,00002	18,56727	36.956485	56.885160
5	0,074383	19,47721	0,00044	36.956505	56.885600
6	0,066707	0,0192	0,19898	36.975705	57.084580
7	0,045719	0,00033	9,402763	36.976035	66487343
8	0,033316	9,35997	0,0002	46.336005	66.487543
9	0,030417	0,00792	0,6225	46.343925	67.110043
10	0,028563	0,001268	4,79324	46.345193	71.903283
11	0,021442	0,00446	2,30409	4634985	74.207373
12	0,021297	4,63422	0,002893	50.9840373	74.210266



➤ **Nombre de mode à considérer**

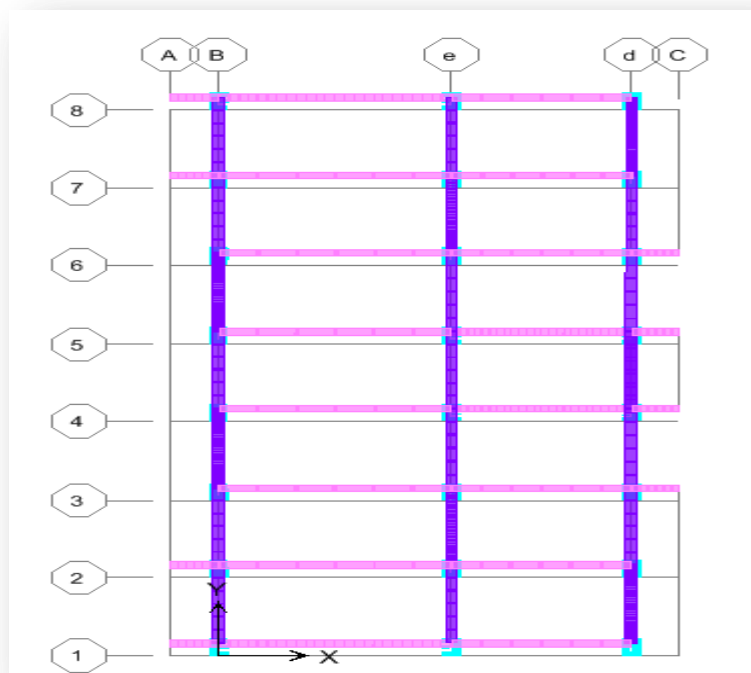
D'après le RPA 99/version 2003(article 4.3.4.-a)

Pour les structure représentées, par des modèle plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que:

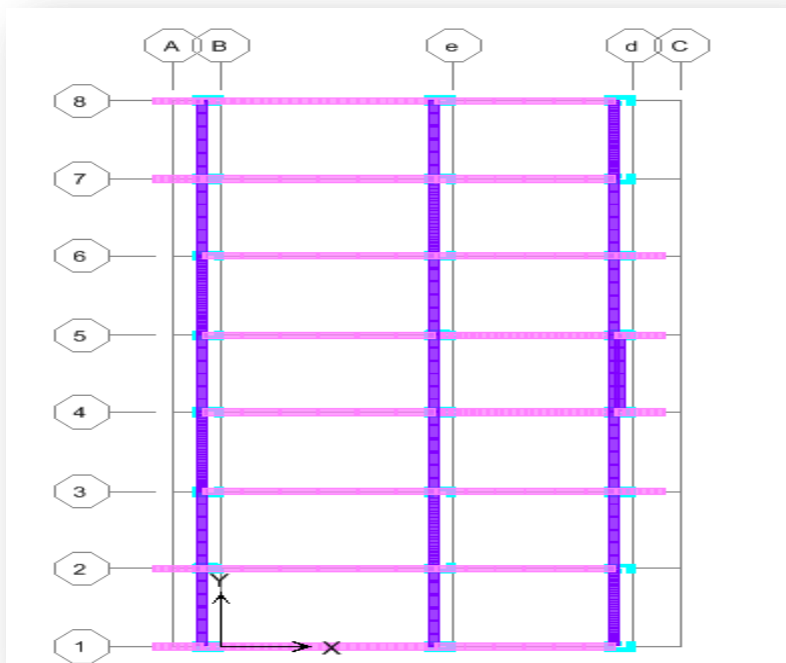
- La somme des masse modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Le minimum de mode à retenir est de trois dans chacune des directions considérées

Remarque: (selon RPA99/version 2003).

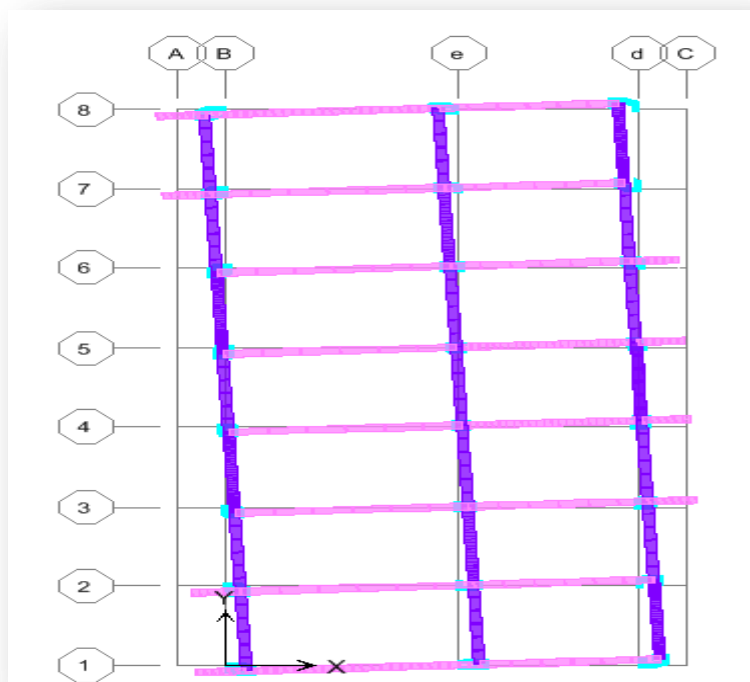
1. ce modèle présente une période fondamentale $T=0,4314\text{sec}$.
2. Le premier et le deuxième mode sont des modes de translation.
3. Le 3ème mode est un mode de rotation.



1^{ER} MODE : T=0,4314sec



2eme Mode $T=0,3487$



3eme Mode $T=0,302sec$



Interprétation:

Le période fondamentale $T=0,431499\text{sec}$ est inférieure à celle calculée par les formules empiriques donnée par le RPA 99/version 2003(formule 4-6 de l'article 4-2-4) plus de 30%.

C'est-à-dire : $0.43 \leq 1.30 (0.38) = 0.499 (x-x)$ ET $0.43 \leq 1.30 (0.46) = 0.59 (y-y)$

➤ **Déplacement et effort tranchant de chaque diaphragme**

Etage	Diaphragme	UX	UY	VX	VY
Etage 1	D6	0,0122	0,0186	1499,11	1483,07
Etage 2	D5	0,0098	0,0151	2401,33	2400,34
Etage 3	D4	0,0073	0,0116	3056,83	3082,42
Etage 4	D3	0,005	0,008	3542,96	3589,41
Etage 5	D2	0,0029	0,0047	3884,61	3938,76
Etage 6	D1	0,0012	0,002	4090,44	4142,51

➤ **Vérification des déplacements:**

Les déplacements horizontaux de chaque niveau dus aux efforts horizontaux sont aux niveaux des planchers.

D'après le RPA 99/v 2003 le déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure est calculé comme suit : $\delta_K = R \cdot \delta_{ek}$ avec

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i .

R: coefficient de comportement ($R=4$)

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.



niveau	Sens x-x			Sens y-y			$\overline{\Delta k (m)}$
	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_K (m)$	$\Delta_k (m)$	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_K (m)$	$\Delta_k (m)$	
1	0.0012	0.0048	0.0048	0.002	0.008	0.008	0.0425
2	0.0029	0.016	0.0112	0.0047	0.0188	0.0108	0.0306
3	0.0072	0.0288	0.0128	0.008	0.032	0.0132	0.0306
4	0.0073	0.0292	0.0004	0.0116	0.0464	0.0144	0.0306
5	0.0098	0.0392	0.0100	0.0151	0.0604	0.0140	0.0306
6	0.0122	0.0488	0.0096	0.0186	0.0744	0.0140	0.0306

Donc tous les déplacements relatifs sont inférieurs aux déplacements admissibles imposé par le « RPA 99/version 2003 » et qui est de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage.

➤ **Vérification de l'effort tranchant à la base**

La résultante des forces sismiques à la base v_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente v pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

	$0.8V_{statique} (kn)$	$V_{dynamique} (kn)$	
Suivant x	1855.18	4090.44	Condition vérifiée
Suivant y	1855.18	4142.51	Condition vérifiée

➤ **Justification vis-à-vis P-Δ**

Les effets du 2^{eme} ordre (ou effet p-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiment si la condition suivante est satisfaite



$$\theta = \frac{P_k \Delta k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k" $P_k = \sum_{i=k}^n w_{gi} + \beta w_{qi}$

V_k : effort tranchants d'étage au niveau "k"

Δk : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1"

h_k : hauteur de l'étage "k"

Si $0.10 < \theta_k \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$

Si $\theta_k > 0.20$ est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Dans le sens xx :

Niveau	P_k	Δk_x	V_{kx}	h_k	θ
1	13492.21	0.0048	4090.44	4.25	0.0037
2	11205.72	0.0112	3884.61	3.06	0.01055
3	8936.84	0.0128	3542.96	3.06	0.01055
4	6667.96	0.0004	3056.83	3.06	0.0002
5	4399.08	0.0100	2401.33	3.06	0.0059
6	2130.2	0.0096	1499.11	3.06	0.0044



Dans le sens yy :

Niveau	P_k	Δky	V_{ky}	h_k	θ
1	13492.21	0.008	4142.51	4.25	0.0061
2	11205.72	0.0108	3938.76	3.06	0.01004
3	8936.84	0.0132	3589.41	3.06	0.01074
4	6667.96	0.0144	3082.42	3.06	0.01018
5	4399.08	0.0140	2400.34	3.06	0.008
6	2130.2	0.0140	1483.07	3.06	0.0065

Donc $\theta < 0.1$ dans tous les niveaux, donc effet p- Δ est négligé

➤ Vérification au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de sol- fondation

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction .Au poids des fondations et éventuellement au poids remblai

Méthode de calcul :

$$\sum w_k * b_i > \sum F_k * h_k$$

Avec :

- W_k : le poids calculé a chaque niveau (k) $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$
- W_{Qi} (kg):Poids du aux charge d'exploitation
- W_{Gi} (kg):Poids du aux charges permanentes
- b_i : Centre de gravité de la structure
- F_k : La somme des forces sismique à chaque étage k
- h_k la hauteur de l'étage k



Dans le sens x

Niveau	W (kn)	bi(m)	$w_k * b_i$	h_k	F_{kx}	$F_k * h_i$
1	2286.49	4,804	10984.29	4.25	205,83	874,77
2	2268.88	4,932	11190.116	3.06	341,65	1045,44
3	2268.88	4,934	11194.65	3.06	486,13	1487,55
4	2268.88	4,937	11201.46	3.06	654,67	2003,29
5	2268.88	4,934	11194.65	3.06	902,22	2760,79
6	2130.20	4,911	10461.41	3.06	1499,11	4587,27
$\sum w_k * b_i$			66226.57	$\sum F_k * h_i$		12759,11

$\sum w_k * b_i = 66226.57 \text{kn.m}$, $\sum F_k * h_i = 12759,11 \text{kn.m}$

$\sum w_k * b_i > \sum F_k * h_k$ **cv**

Dans le sens y

Niveau	W (kn)	bi(m)	$w_k * b_i$	h_k	F_{ky}	$F_k * h_i$
1	2286.49	10,3	23550.84	4.25	1483,07	6303,04
2	2268.88	10,302	23374.00	3.06	917,27	2806,84
3	2268.88	10,302	23374.00	3.06	682,08	2087,16
4	2268.88	10,292	23351.31	3.06	506,99	1551,38
5	2268.88	10,302	23374.00	3.06	349,35	1069,011
6	2130.20	10,302	21945.32	3.06	203,75	623,475
$\sum w_k * b_i$			138969.47	$\sum F_k * h_i$		14440,906

$\sum w_k * b_i = 138969.47 \text{kn.m}$, $\sum F_k * h_i = 14440,906 \text{kn.m}$

$\sum w_k * b_i > \sum F_k * h_k$ **cv**



Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante $M_s/M_r \geq 1.50$

M_s : moment stabilisateur dû aux charges verticales $M_s = \sum w_k * b_i$

M_r : moment de renversement due au charge horizontale $M_r = F_k * h_i$

Sens longitudinale :

M_{sX}	M_{rX}	M_{sX} / M_{rX}	Vérification
66226,57	12759,11	24,00	24,00 > 1,5cv

Sens transversal :

M_{sY}	M_{rY}	M_{sY} / M_{rY}	Vérification
138969,47	14440,906	9,62	9,62 > 1,5cv

Remarque : on n'a pas pris le poids des fondations et des remblais en considération



6.1) Calcul des poutres

Introduction:

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible

6.1.1) Les combinaisons de calcul :

- ✓ $1.35G+1.5Q$ selon CBA93
- ✓ $G+ Q \pm E$ selon RPA99
- ✓ $0.8G \pm E$ selon RPA99
- La combinaison (1) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée
- La combinaison (2) donne le moment négatif maximum en valeur absolue sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis
- La combinaison (3) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où $M > 0$ de déterminer le ferrailage au niveau des appuis

6.1.2) Ferrailage longitudinale

Pendant le ferrailage il faut respecter les pourcentages maximum donnés par les CBA93 et RPA99

La section d'armature finale $A = \max (A_{CAL}, A_{CNF}, A_{RPA})$ telque

- ✓ A_{cal} : section d'armature calculée en flexion simple
- ✓ A_{cnf} : condition de non fragilité $A_{min} = 0.23.b.d.f_{ij}/f_e$
- ✓ A_{RPA} : section d'armature minimale du RPA 99 " version 2003"
(art 7.5.2.1.p63)



Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de

- ✓ 4% en zone courant
- ✓ 6% en zone de recouvrement

➤ **Cas de contraintes**

Cas des contraintes					
Situation durable	Contrainte de béton	σ_{bc} $=0.85f_{c28}/\gamma_b$	$\gamma_b=1.5$	σ_{bc} $=14.2$	MPa
	Contrainte d'acier	$\sigma_s = f_e/\gamma_s$	$\gamma_s =1.15$	$\gamma_s =348$	MPa
Situation accidentelle	Contrainte de béton	σ_{bc} $=0.85f_{c28}/\gamma_b$	$\gamma_b=1.15$	$\gamma_s =18.4$ 7	MPa
	Contrainte d'acier	$\sigma_s = f_e/\gamma_s$	$\gamma_s=1$	$\gamma_s =400$	MPa

a) Poutres principales (25*50)

- Ferraillage longitudinales

En travée combinaison utilisée: 1.35G+1.5Q

Donnée				
géométrie	Largeur de la poutre	b	0.25	m
	Hauteur de la section	h	0.5	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d	0.47	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	c	0.03	m
matériau	Contrainte de l'acier utilisé	f _e	400	MPa
	Contrainte de béton a 28jours	F _{c28}	25	MPa
	Condition de fissuration	Peu préjudiciable		



sollicitation	Moment ultime due à $1.35g+1.5q$	M_u	67.44	Kn.m
	Moment réduit ultime	μ_l	0.392	

➤ Calcule de moment réduit:

$$\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}) = 67.445 \cdot 10^3 / (25 \cdot 47^2 \cdot 14.2) = 0.086$$

$$\mu = 0.086 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{pas d'acier comprimés (A'=0cm}^2\text{)}$$

$$\mu = 0.086 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.1126 \\ \beta = 0.955 \end{cases}$$

➤ Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A_s = M_u / (\beta \cdot d \cdot \sigma_s) = 67.445 \cdot 10^3 / (0.955 \cdot 47 \cdot 348) = 4.31 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des sections commerciales des armatures tendues:

$$A_{S \text{ théorique}} = 4.31 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3 \text{ HA } 12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

En appuis

✓ **Nappe inférieure** : combinaison utilisée: 0.8G + E

Donnée				
géométrie	Largeur de la poutre	B	25	m
	Hauteur de la section	H	50	m
	Hauteur utile des aciers tendus	D	47	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	C	03	m
matériau	Contrainte de l'acier utilisé	Fe	400	MPa
	Contrainte de béton a 28jours	Fc28	25	MPa
	Condition de fissuration	Peu préjudiciable		
sollicitation	Moment ultime	M_u	100,413	Kn.m
	Moment réduit ultime	μ_l	0.392	



➤ Calcul de moment réduit:

$$\mu = Mu / (b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}) = 100,413 \cdot 10^3 / (25 \cdot 47^2 \cdot 18,47) = 0,098$$

$$\mu = 0,098 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{pas d'acier comprimés (A'=0cm}^2\text{)}$$

$$\mu = 0,0346 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,1291 \\ \beta = 0,948 \end{cases}$$

➤ Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A_s = M_u / (\beta \cdot d \cdot \sigma_s) = 100,413 \cdot 10^3 / (0,948 \cdot 47 \cdot 400) = 5,63 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des sections commerciales des armatures tendues:

$$A_s \text{ théorique} = 5,63 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3HA 16 = 6,03 \text{ cm}^2.$$

✓ **Nappe supérieure** : combinaison utilisée: G+Q+E

Donnée				
géométrie	Largeur de la poutre	b	25	m
	Hauteur de la section	h	50	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d	47	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	c	03	m
matériau	Contrainte de l'acier utilisé	Fe	400	MPa
	Contrainte de béton a 28jours	Fc28	25	MPa
	Condition de fissuration	Peu préjudiciable		
solicitation	Moment ultime	Mu	107,852	Kn.m
	Moment réduit ultime	μ_l	0.392	

➤ Calcul de moment réduit:

$$\mu = Mu / (b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}) = 107,852 \cdot 10^3 / (25 \cdot 47^2 \cdot 18,47) = 0,105$$

$$\mu = 0,105 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{pas d'acier comprimés (A'=0cm}^2\text{)}$$



$$\mu=0.105 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,1404 \\ \beta = 0.944 \end{cases}$$

- Détermination de la section théorique des aciers tendus

$$A_s = M_u / (\beta * d * \sigma_s) = 107,852 * 10^3 / (0.944 * 47 * 400) = 6,02 \text{ cm}^2$$

- Choix des sections commerciales des armatures tendues:

$$A_s \text{ théorique} = 6,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3 \text{ HA } 16 = 6,03 \text{ cm}^2.$$

- Pourcentages minimale d'après le RPA V2003

$$A_{\min} = 0.5\% (b * h) = 6.25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{c.v.}$$

- Pourcentage maximale d'après le RPA V2003 :

$$A_{\max} = 4\% (b * h) \text{ en zone courante} = 50 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

$$A_{\max} = 6\% (b * h) \text{ en zone cde recouvrement} = 75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

- Condition de non fragilité:

$$A_{\min} > 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \dots \dots \dots \text{c.v}$$

- Armature transversales :

D'après le BAEL91

$$\phi_t \leq \min (h/35, b/10, \phi_l) \text{ cm} = \min (1.42, 2.5, 12)$$

On prend: $\phi_t = 8 \text{ mm}$

D'après le RPA99v 2003

la quantité d'armature transversales minimales est de

$$A_t = 0.3\% S_t b$$

- Pour les zones nodales :

$$S_t < \text{MIN} (h/4; 1.2 \phi_l)$$

$$S_t < \text{MIN} (12.5; 14.4)$$



Donc on adoptera un espacement $st = 10cm$

- **Pour la zone courante :**

$$st \leq h/2 = 25cm$$

Donc on adoptera un espacement de $st = 20cm$

Ça nous donne :

$$st = 10cm \rightarrow \text{zone nodale: } At \geq 0.3\%(10)(25) = 0.75cm^2$$

$$st = 20cm \rightarrow \text{zone nodale: } At \geq 0.3\%(20)(25) = 1.50cm^2$$

On adopte 3HA8 = 1.51cm² avec un espacement dans :

- Zone nodale : $st = 10cm$
- Zone courante : $st = 20cm$
- Vérification de l'effort tranchant:

L'effort tranchant doit satisfaire la condition suivante:

$$Vu \leq 0.267 * a * b * fc28$$

$$a = b - c - 2cm = 20cm$$

$$Vu \leq 25 * 20 * 25 * 0.267 = 3337.5kn \dots \dots \dots cv$$

- **Vérification a l'E .L .U :**

Vérification de l'effort tranchant

Donnée				
Matériau:	Contrainte de béton à 28j	Fc28	25	MPa
Géométrie:	largeur de la poutre	b	25	cm
	Hauteur total de l poutre	h	50	cm
	Hauteur utile de la poutre	d	47	cm
Sollicitation:	L'effort tranchant	T	83,69	KN



➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

Vérification de la contrainte de cisaillement				
Contrainte tangente	T/bd	τ	0,74	MPa
Contrainte tangente limite	Min ($0.15f_c28/\gamma_b$; 4MPa)	$\tau_{ult} =$	3,75	MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau < \tau_{ult}$		CV	

Vérification a l'ELS

- Vérification des contraintes

donnée			
Matériaux	Contrainte du béton a 28jours	25	MPa
	Contrainte limite de traction de béton	2.1	MPa
	Contraint de l'acier utilisé	400	MPa
	Section d'acier tendue	4.62	Cm ²
	Coefficient d'équivalence n	15	
	Coefficient $\eta = 1.6$ pour $H_a > 6mm$	1.6	
géométrie	Largeur de la poutre	25	cm
	Hauteur totale de la poutre	50	cm
	Hauteur utile de la poutre	47	cm

Vérification des contraintes		
Moment service	M_{ser}	49,385
Position de l'axe neutre	$by^2/2 - 15 A_s (d-y) = 0$	11.237
Moment d'inertie	$I = by^3/3 + 15 A_s (d-y)^2$	100458.29cm ²



Coefficient	$K= Mser/I$	49 ,15MN/m ³
Contraint dans le béton	$\sigma_{bc} =k.y$	5.40MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s =15k (d-y)$	263.66MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} =0.6fc28$	5 ,40<15.....cv
Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = (fe/\gamma_s)$	263 ,66< 348...cv

➤ **Vérification de la flèche :**

Donnée			
Hauteur totale de la poutre	h	50	cm
Hauteur utile de la poutre	d	47	cm
Longueur de la poutre	L	4.9	m
Largeur de la poutre	b	25	cm
Section d'acier tendue	A_s	4.52	cm ²
Moment en travée	M_t	67,445	Kn .m
Moment isostatique	M_o	93,40	Kn .m
Contrainte de l'acier utilisé	F_e	400	MPa

Vérification de la flèche			
$h/L > 1/16$	0,081	0.0625	vérifier
$h/L > M_t/10M_o$	0,081	0,072	Vérifier
$A_s/b_o d < 4.2fe$	0,004	0.0100	vérifier



b) Poutres secondaire (25*40)

Remarque : pour des raisons sismiques on a changé les dimensions de la poutre secondaire

➤ **Ferraillage longitudinales**

En travée combinaison utilisée: $1.35G+1.5Q$

Donnée				
géométrie	Largeur de la poutre	b	25	cm
	Hauteur de la section	h	40	cm
	Hauteur utile des aciers tendus	d	37	cm
	Hauteur utile des aciers comprimés	c	3	cm
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	f_e	400	MPa
	Contrainte de béton a 28jours	F_{c28}	25	MPa
	Condition de fissuration	Peu préjudiciable		



solicitation	Moment ultime due à $1.35g+1.5q$	M_u	34.775	Kn.m
	Moment réduit ultime	μ_l	0.392	

➤ Calcule des moments réduits:

$$\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}) = 34.775 \cdot 10^3 / (25 \cdot 47^2 \cdot 14.2) = 0.072$$

$$\mu = 0.072 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{pas d'acier comprimés (A' = 0 cm}^2\text{)}$$

$$\mu = 0.072 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.0935 \\ \beta = 0.963 \end{cases}$$

➤ Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A_s = M_u / (\beta \cdot d \cdot \sigma_s) = 34.775 \cdot 10^3 / (0.963 \cdot 37 \cdot 348) = 2.8 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des sections commerciales des armatures tendues:

$$A_s \text{ théorique} = 2,80 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3HA 20 = 9,42 \text{ cm}^2.$$

.En appuis

✓ **Nappe inférieure** combinaison utilisée: 0.8G +E

Donnée				
géométrie	Largeur de la poutre	b	25	cm
	Hauteur de la section	h	40	cm
	Hauteur utile des aciers tendus	d	37	cm
	Hauteur utile des aciers comprimés	c	3	cm
matériau	Contrainte de l'acier utilisé	F_e	400	MPa
	Contrainte de béton a 28jours	F_{c28}	25	MPa
	Condition de fissuration	Peu préjudiciable		



sollicitation	Moment ultime due à 1.35g+1.5q	Mu	112,089	Kn.m
	Moment réduit ultime	μ_l	0.392	

➤ Calcule des moments réduits:

$$\mu = Mu / (b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}) = 112,089 \cdot 10^3 / (25 \cdot 37^2 \cdot 18,47) = 0.177$$

$$\mu = 0.177 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{pas d'acier comprimés (A' = 0 cm}^2\text{)}$$

$$\mu = 0.177 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.2469 \\ \beta = 0.901 \end{cases}$$

➤ Détermination de la section théorique des aciers tendus

$$A_s = M_u / (\beta \cdot d \cdot \sigma_s) = 112,089 \cdot 10^3 / (0.901 \cdot 37 \cdot 400) = 8,40 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des sections commerciales des armatures tendues:

$$A_{s \text{ théorique}} = 8,40 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3HA 20 = 9,42 \text{ cm}^2.$$

✓ **Nappe supérieur c:** combinaison utilisée: G+Q+E

Donnée				
géométrie	Largeur de la poutre	b	25	cm
	Hauteur de la section	h	40	cm
	Hauteur utile des aciers tendus	d	37	cm
	Hauteur utile des aciers comprimés	c	3	cm
matériau	Contrainte de l'acier utilisé	Fe	400	MPa
	Contrainte de béton a 28jours	F _{c28}	25	MPa
	condition de fissuration	Peu préjudiciable		
sollicitation	Moment ultime due à 1.35g+1.5q	Mu	113,52	Kn.m
	Moment réduit ultime	μ_l	0.392	

➤ Calcule des moments réduits:

$$\mu = Mu / (b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}) = 113,52 \cdot 10^3 / (25 \cdot 37^2 \cdot 18,47) = 0.179$$



$\mu=0.179 < \mu_l=0.392 \Rightarrow$ pas d'acier comprimés ($A'=0\text{cm}^2$)

$$\mu=0.179 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.2500 \\ \beta = 0.900 \end{cases}$$

➤ Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A_s = M_u / (\beta * d * \sigma_s) = 113,52 * 10^3 / (0.900 * 37 * 400) = 8,52 \text{cm}^2$$

➤ Choix des sections commerciales des armatures tendues:

$$A_s \text{ théorique} = 1.73 \text{cm}^2 \Rightarrow 3\text{HA } 20 = 9,42 \text{ cm}^2.$$

➤ Pourcentages minimale d'après le RPA V2003

$$A_{\min} = 0.5\% (b * h) = 5 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

➤ Pourcentage maximale d'après le RPA V2003

$$A_{\max} = 4\% (b * h) \text{ en zone courante} = 40 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$A_{\max} = 6\% (b * h) \text{ en zone cde recouvrement} = 60 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ Condition de non fragilité:

$$A_{\min} > 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 1.16 \text{cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ Armature transversales :

D'après le BAEL91

$$\phi_t \leq \text{Min} (h/35, b/10, \phi_l) \text{ cm} = \text{min} (1.14, 2.5, 20)$$

On prend: $\phi_t = 8\text{mm}$

D'après le RPA99v 2003

La quantité d'armature transversales minimales est de

$$A_t = 0.3\% S_t b$$

• Pour les zones nodales

$$S_t < \text{MIN} (h/4 ; 1.2\phi_l)$$



$S_t < MIN(10;24)$

Donc on adoptera un espacement **st =10cm**

- **Pour la zone courante**

$st \leq h/2 = 20cm$

Donc on adoptera un espacement de **st =20cm** , ça nous donne :

$st=10cm \rightarrow zone\ nodale: At \geq 0.3\%(10)(25)=0.75cm^2$

$st=20cm \rightarrow zone\ nodale: At \geq 0.3\%(20)(25)=1.50cm^2$

On adopte 3HA8 =1.51cm² avec un espacement dans :

- Zone nodale : st=10cm
- Zone courante : st=20cm

Vérification de l'effort tranchant:

L'effort tranchant doit satisfaire la condition suivante:

$V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$

$a = b - c - 2cm = 20cm$

$V_u \leq 0.267 \cdot 25 \cdot 20 \cdot 25 = 3337.5kn \dots \dots \dots cv$

Vérification a l'ELU

- **Vérification de l'effort tranchant**

Donnée				
Matériau:	Contrainte de béton à 28j	F_{c28}	25	MPa
Géométrie:	largeur de la poutre	b	25	cm
	Hauteur total de l poutre	h	50	cm
	Hauteur utile de la poutre	d	47	cm
Sollicitation:	L'effort tranchant	T	63,06	kn



➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Vérification de la contraint de cisaillement			
Contraint tangente	$\tau = T/b*d$	0,68	MPa
Contraint tangente limite	$\tau_{ult} = \text{Min} (0.15f_c28/\gamma_b; 4\text{MPa})$	2.5	MPa
Vérification de la contraint de cisaillement	$\tau < \tau_{ult}$	0,68 < 2.5 cv	

Vérification a l'ELS

➤ Vérification des contraintes

donnée			
matériaux	Contrainte du béton a 28jours	25	MPa
	Contrainte limite de traction de béton	2.1	MPa
	Contraint de l'acier utilisé	400	MPa
	Section d'acier tendue	3,39	Cm ²
	Coefficient d'équivalence n	15	
	Coefficient $\eta = 1.6$ pour $H_a > 6\text{mm}$	1.6	
géométrie	Largeur de la poutre	25	cm
	Hauteur totale de la poutre	40	cm
	Hauteur utile de la poutre	37	cm

Vérification des contraintes		
Moment service	M_{ser}	25,526kn.m
Position de l'axe neutre	$by^2/2 - 15 A_s (d-y) = 0$	$Y = 11,06$
Moment d'inertie	$I = by^3/3 + 15 A_s (d-y)^2$	50940,48cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser}/I$	50,10MN / m »



Contraint dans le béton	$\sigma_{bc} = k.y$	5,51 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15k (d-y)$	194,9391 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$	5,51 < 15
Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = (f_e/\gamma_s)$	194,9391 < 348

➤ **Vérification de la flèche :**

Donnée			
Hauteur totale de la poutre	h	50	cm
Hauteur utile de la poutre	d	47	cm
Longueur de la poutre	l	2,65	m
Largeur de la poutre	b	25	cm
Section d'acier tendue	A_s	3,39	cm ²
Moment en travée	M_t	34,775	KN .m
Moment isostatique	M_o	37,75	KN .m
Contrainte de l'acier utilisé	F_e	400	MPa

Vérification de la flèche			
$h/L > 1/16$	0,150	0.0625	vérifier
$h/L > M_t/10M_o$	0,150	0,093	vérifier
$A_s/b_o d < 4.2/f_e$	0,003	0.0105	vérifier



Tableau récapitulatif :

		<i>A cal(cm²)</i>	<i>A adopté(cm²)</i>
<i>Poutres principales</i>	<i>Travée</i>	<i>4,31</i>	<i>3HA16=6,03</i>
	<i>Appuis sup</i>	<i>6,02</i>	<i>3HA16=6,03</i>
	<i>Appuis inf</i>	<i>5,63</i>	<i>3HA16=6,03</i>
<i>Poutres secondaires</i>	<i>Travée</i>	<i>2,80</i>	<i>3HA20=9,42</i>
	<i>Appuis sup</i>	<i>8,52</i>	<i>3HA20=9,42</i>
	<i>Appuis inf</i>	<i>8,40</i>	<i>3HA20=9,42</i>



6 .2) Calcul des poteaux

6.2.1) Ferrailage des poteaux :

➤ La flexion composée

a) Définitions

Une section est soumise à la flexion composée lorsqu'elle subit

- ❖ Un effort normal n appliqué en son centre de gravité G_0 et un moment de flexion M_G par rapport à G_0
- ❖ Un effort normal N excentré par rapport au centre de gravité d'une quantité e le moment induit vaut alors $M_g = e \cdot N$

Selon les cas ; la section sera entièrement comprimée, partiellement comprimée (ou tendue) ou entièrement tendue

b) Sollicitation à considérer

b.1) Flexion avec traction : on considère les sollicitations N_u et m effectivement obtenus à partir des combinaisons d'action relative au cas étudier

b.2) Flexion avec compression : les pièces étant comprimées il apparait un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué on notera dans la suite:

L : longueur de la pièce

L_f : longueur de flambement de la pièce

La longueur de flambement est celle d'une pièce supposée élastique articulée sur ses deux extrémités, qui présenterait même section et même contrainte critique d'Euler que la pièce supposée elle aussi élastique.

La valeur de L_f dépend des liaisons de la pièce qui peut être (par exemple) libre, articulée ou encastree a chacun de ses extrémités. il convient de l'évaluer avec prudence en raison des graves dangers que pourrait entraîner une sous-évaluation de cette valeur , il faut en particulier tenir compte de la plus ou moins grande souplesse des encastrement (rarement parfait) ainsi



que des possibilités (fréquentes) des déplacements des extrémités perpendiculairement à l'axe longitudinal de la pièce . On notera:

H : hauteur totale de la section dans la direction du flambement

e_1 : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelle définies ci-après

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfection géométrie initiales (après exécution).

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état-limite ultime de stabilité de forme en remplaçant l'excentricité réelle :

$e_1 = M_{gu} / N_U$ en flexion composé, $e_1 = 0$ en compression centré ; par une excentricité totale de calcul

$$e_{tot} = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_a = \max(2cm.L / 250) \text{ et } e_2 = (3lf^2, 10000h).(2 + \alpha\varphi)$$

Expression dans laquelle on désigne par :

- α le rapport du moment du premier ordre, du aux charges permanentes et quasi permanentes, au moment total du premier ordre, ces moments étant pris avant application des coefficients γ :

$$-\alpha = M_{perm} / (M_{perm} + M_{expl}) \text{ ou } \alpha = 10 \times [1 - (M_u / 1,5 \cdot M_{ser})]$$

$$\alpha = 0,5 \text{ si } M_i = 0$$

- φ le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée : ce rapport est généralement pris égal à 2.

Les excentricités additionnelles sont bien entendu à prendre dans les directions la plus défavorable ; en cas de flexion déviée, il est loisible de



composer les excentricités obtenues suivant les deux axes principaux d'inertie.

Lorsque les actions variables figurant dans les combinaisons d'actions comportent une partie quasi permanente (se reporter à l'annexe D du règlement pour la définition et la valeur du coefficient Ψ_2), il convient d'introduire celle-ci dans le numérateur du coefficient α .

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi :

$$N_u \text{ inchangé} \quad M_{UG} = e_{\text{tot}} N_U$$

b.2) Flexion composée avec compression justification à l'état-limite ultime:

Définition de l'état-limite ultime :

Il faut répondre aux questions suivantes :

- La section est-elle entièrement ou partiellement comprimée ?
- L'état-limite ultime peut-il être atteint ?
- Si la section est entièrement comprimée et l'effort normal appliqué faible, il se peut que l'état-limite ultime ne soit pas atteint, on appliquera dans ce cas une section minimale d'armatures égale à 4cm par mètre linéaire de parement, le pourcentage A / B étant compris entre 0,2 % et 5 %.
- Supposons que l'effort soit tel que la déformation du béton ξ_{bc} soit égal à zéro sur une fibre extérieure et à 3,5 ‰ sur l'autre : pour obtenir cet état, il faut :
 - Si $N_u < 0,81 b h f_{bc}$ et $e < 0,084 h$, l'état limite ultime n'est pas atteint et la section est entièrement comprimée ;
 - Si $N_u < 0,81 b h f_{bc}$ et $e < 0,084 h$ (valeur inexacte, voir plus loin), l'état limite ultime est atteint, il faut des armatures et la section est entièrement comprimée ;
 - Si $N_u < 0,81 b h f_{bc}$ et $e < 0,084 h$, l'état limite ultime n'est pas atteint ; la déformation du béton n'atteignant pas 3,5 ‰, et la



résultante des contraintes dans le béton n'est plus à 0,416 h de la fibre extrême et la valeur 0,084 h et donc inexact ;

Le test consistant à comparer e à 0,084h est donc inexact ; il faut utiliser le test global indiqué plus loin.

Si on a sur une fibre extrême $\xi_{bc} = 0$ et sur l'autre $\xi_{bc} < 3,5 \%$ la résultant N_{bc} est excentré de e_{NC} , cette valeur se calculant en fonction du coefficient de remplissage Ψ_1 .

Si on atteint $3,5 \% < \Psi_1 = 0,81$, $N_{u \text{ limite}} = 0,81 b h f_{bc}$.

On détermine donc le rapport réel $\Psi_1 = N_u / (b h f_{bc})$

et, si $\Psi_1 < 0,81$, on en déduit e_{NC} à l'aide du graphe.

Mode opératoire :

Les données sont les dimensions b et h (pour une section rectangulaire réelle ou fictive dans le cas des sections en T) et les sollicitations de calcul après pondérations et majorations N_u et M_u on cherche le coefficient de remplissage qu'on aurait si ε_{bc} était nulle sur un fibre extrême :

*Si $\psi_1 < 0,81$ on détermine (graphe) e_{NC} avec $e = M_U / N_U$:

** si $e < e_{NC}$: la section est partiellement comprimée et l'état – limite ultime peut ne pas être atteint (effort faibles);

*si $\psi_1 > 0,81$, l'état – limite ultime est toujours atteint et on utilisera un autre coefficient X qui sera défini plus loin.

Sections rectangulaires partiellement comprimées:

Pivot B: $\varepsilon_{bc} 3,5 \%$; $\varepsilon_s < 10 \%$.

Le bilan des efforts agissant sur la section est le même qu'en flexion simple en ajoutant la compression N_U ; les équations d'équilibre sont donc:

$$N_U + A'_s \sigma'_s \\ + 0,81 \alpha d b f_{bc}$$

$$N_U e A = A'_s \sigma'_s (d - d') + 0,81 \alpha b d^2 f_{bc} d (1 - 0,416 \alpha)$$



$$\begin{aligned} \text{on pose : } N_U + A_S \sigma_S &= A_{1s} \cdot \sigma_S \quad M_{AS} = N_U \cdot e_A \\ &= M_U + M_U + N_U \cdot (d - h/2 + e_A) = d - \frac{h}{2} + e. \end{aligned}$$

M_{AS} : est le moment par rapport aux aciers A_s .

Les équations deviennent:

$$\begin{aligned} A_{Ls} \cdot \sigma_S \\ = A'_{s} \cdot \sigma'_{s} + 0,81\alpha d b f_{bc} \end{aligned}$$

$$M_{AS} = A'_{s} \cdot \sigma'_{s} (d - d') + 0,81\alpha b d^2 f_{bc} (1 - 0,416\alpha).$$

Ce sont les mêmes que celle de la flexion simple : tout problème de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramène à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif $M_{AS} = N_u \cdot e_A$; on obtient une section fictive d'acier A_{Ls} dont on déduit la section réelle :

$$A_s = A_{Ls} - N_u / \sigma_S$$

Cela est vrai pour le pivot A comme pour le pivot B, en utilisant le diagramme parabole-rectangle ou le diagramme rectangulaire simplifié. Lorsque l'introduction d'armatures comprimées est nécessaire, on a un problème à deux équations pour trois inconnues αA_s et A'_s : il faut donc choisir α : on court seulement le risque d'obtenir une section d'armatures tendues A_s négative ce qui signifie que l'état -limite ultime n'est pas atteint.

Enfin, on appliquerait section minimales tendues. $A_{s \min} = 0,23 b d f_{t28} / F_e$.

Poteau 35*40

$$\begin{cases} N_u = 53,857kn \\ M_{u2} = 2,197 \\ M_{u3} = 63,59kn.m \end{cases}$$

$e_T = e_1 + e_a + e_2$: avec :

$$e_a = \max\{2cm; \frac{L}{250}\} = \max\{2cm; \frac{375}{250} = 1.5cm\} = 2cm \dots \dots \dots (1)$$



$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000}(2 + \alpha\phi) \text{ comme : } \alpha = 0.5 ; \phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot (0.7 \cdot 4.25)^2}{10000} (2 + 1) = 0.0199 \dots \dots \dots (2)$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N} = \begin{cases} \frac{M_{u2}}{N} = 0,034m \\ \frac{M_{u3}}{N} = 0,85m \end{cases} \dots \dots \dots (3)$$

$$e_T = e_1 + e_a + e_2 = \begin{cases} 0,85 + 0,02 + 0,0199 = 0,899m \\ 0,034 + 0,02 + 0,0199 = 0,073m \end{cases}$$

$$\psi = \frac{N_U}{bh\sigma_{bc}} = \frac{63,59 \cdot 10^3}{400 \cdot 350 \cdot 18,47} = 0.024$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = 0.17$$

$$e_{NC} = \xi \cdot h = 0.17 \cdot 40 = 6.8cm$$

$$e_t = 0,899m > 0.068 \rightarrow SPC$$

Calcul du moment fictif M_{AS} :

$$e_a = d - h/2 + e = 0.37 - 0.2 + 0,899 m$$

$$M_{AS} = 63,59 \cdot 0,899 = 57,16kn.m$$

➤ **Calcul d'une section fictive d'acier A_{ls} :**

Le calcul d'une section fictive d'acier A_{ls} se fait comme le calcul en flexion simple

$$M_{AS} = 57,16kn.m \Rightarrow A_{ls} = 4,01cm^2$$

➤ **Calcul de la section réelle A_s :**

$$A_s = A_{ls} - N/\sigma_s = 4,01 - 63,59/400 = 3,85cm^2$$

$$A_{smin} = 0.23bdft_{28} / f_e = 1.42cm^2$$



- **Verification**
- **Pourcentage minimale d'après le RPA 99v2003:**

$$0.9\%bh = 12.6\text{cm}^2$$

$$A_s = A_{\text{minRPA}} = 12.6 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal d'après le RPA 99v2003**
- 4%bh en zone courante ($A_{\text{MAX}} = 56\text{cm}^2$) ...verifier
- 6%bh en zone de recouvrement ($A_{\text{MAX}} = 84\text{cm}^2$) ...verifier
- **Choix des section commerciales des armatures tendues:**

$$A_s = 12.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\text{réel}} = 4\text{HA}14 + 4\text{HA}16 = 14.2\text{cm}^2$$

- **Armatures transversales:**

Les armatures transversals des poteaux sont calcul es a l'aide de formule:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Ou:

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

V_u : effort tranchant

h_1 : hauteur total de la section brute

D'ou St: _espacement des armatures tendues don't la valeur maximal et fix e comme suit:

- **Dans la zone nodal:**

$$t \leq 10\text{cm} \Rightarrow t = 10\text{cm}$$

- **Dans la zone courante :**

$$t' \leq \min(b_1/2, h_1/2, 10\phi_l) \Rightarrow t' = 15\text{cm}$$

N.B: ϕ_l : le diameter minimal des armatures longitudinales



ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du monde fragile de la rupture par effort tranchant, en fonction de l'elancement géométrique

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$\lambda_g \leq 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\text{On a : } \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \Rightarrow \lambda_g = \frac{0.7 \cdot 3.06}{0.35} = 6,12 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$V_u = 40,06 \text{ kn}$$

$$A_t = \frac{2.5 \cdot 40,06 \cdot 10^3 \cdot 100}{400 \cdot 400} = 62,59 \text{ mm}^2$$

$$A_t = \frac{2.5 \cdot 40,06 \cdot 10^3 \cdot 150}{400 \cdot 400} = 93,89 \text{ mm}^2$$

On adopte :

Pour la zone nodale: $A_t = 0.20 \text{ cm}^2$ soit $2T8 = 1,01 \text{ cm}^2$

Pour la zone courante: $A_t = 0.20 \text{ cm}^2$ soit $2T8 = 1,01 \text{ cm}^2$

Section minimal des armatures transversales

si $\lambda_g \geq 5$ on a:

$$\frac{A_t}{t \cdot b l} = 0.3\%$$

Dans la zone nodal: $A_{t \min} = 1,05 \text{ cm}^2 > 1,01 \Rightarrow A_t = 4t8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Dans la zone courante: $A_{t \min} = 1. \text{ cm}^2 > 1,01 \Rightarrow A_t = 4t8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Vérification du Poteau

- **Etats- limite ultime de résistance:**
- Influence de l'effort tranchant:

La contrainte tangentielle est égale a

- ✓ **Selon BAEL 91**



$$\tau_u = \frac{V_u}{bh} = \frac{40,06 \cdot 10^3}{350 \cdot 400} = 0.28 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

✓ **Selon le RPA99**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bh} = \frac{40,06 \cdot 10^3}{350 \cdot 400} = 0.28 \leq \bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

Ou τ_u : contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique

Et: $\rho_d = 0.075$ ($\lambda_g \geq 5$)

Ce qui donne :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28} = 0.075 \cdot 25 = 1.875$$

$$= 1.58 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit } 4t8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **section maximale**

$$A_{max} = 4\% b.h$$

$$A_{max} = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2 > A_{totale} \dots \dots \dots \text{verifier}$$

- **Espacement des armatures transversales**

En zone nodale:

$$\Phi_{lmin} = 1.4 \text{ cm}$$

$$S_t \leq (10\Phi_{lmin} : 15 \text{ cm}) = (14 \text{ cm} ; 15 \text{ cm})$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

En zone courante:

$$S_t \leq 15 \cdot \Phi_{lmin} = 21 \text{ cm} \text{ soit } : S_t = 20 \text{ cm en zone courante.}$$

- **Longueur de recouvrement**



$$L_r = 50 \cdot \phi$$

$$L_r = 50 \times 1.4$$

$$\text{Donc: } l_r = 70 \text{ CM}$$

➤ **Etat limite de service:**

Il faut vérifier la condition de contrainte dans le béton:

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 0.6 F_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{5B_G + 15A_s} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2549}{(35.75 + 15.24 \cdot 13)}$$

$$\sigma_b = 0.85 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

N.B / pour le cas de la fissuration peu préjudiciable, le règlement B.A.E.L91

Ne prévoit pas de vérification pour la contrainte des aciers (σ_s)



6 .3 Calcul du voile

INTRODUCTION

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encadrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par un effort normal N , et un effort tranchant V , et moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrillages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales et d'armatures transversales.

6 .3.1) Procédé de calcul

Le calcul des sections d'aciers des voiles à l'aide du logiciel **ETABS** suit les étapes suivantes :

- Détermination de l'effort normal maximum de traction N , dans une section du voile
- Tant que l'effort N est donné par mètre linéaire, la section calculée c'est en mètre linéaire aussi.
- calcul de la section minimale pour une bande de 1 mètre linéaire.
- Après on détermine la section d'armatures pour un seul élément du voile, en multipliant la section calculée par la longueur d'élément

6.3.2) Aciers Verticaux :

Le ferrillage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le **RPA99** décrit ci-dessous:

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.



- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile ,Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm
- Les armatures verticales sont déterminées les étapes définies ci –dessous:

1. On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, et cela en utilisant les formules classiques de la **RDM**.

$$\sigma_1 = N/A - MV/I$$

$$\sigma_2 = N/A + MV'/I$$

Avec :

- **A**: section du béton.
- **V;V'** : bras de levier (distance entre axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée).
- **I**: moment d'inertie du trumeau.

2. On détermine les efforts agissant dans chaque bande et la section d'armatures pour chaque section et cela suivant les cas :

1^{ere}cas: Section entièrement comprimée (**S.E.C**)

2^{ere}cas: Section partiellement comprimée(**S.P.C**)

3^{ere}cas: Section entièrement tendue (**S.E.T**)

6-3-3) Aciers Horizontaux :

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

-**40Φ** : pour les barres situées dans les zones où le revêtement du signe des efforts est possible.



-20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

6-3-4) Armatures de coutures:

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être reprise par les aciers de coutures dans la section est calculée par la formule suivante:

$$A_{vJ} = \frac{1.1\bar{V}}{F_e} \text{ Avec : } \bar{V} = 1.4V.$$

Cette quantité d'armatures doit être ajoutée à la section d'acier nécessaire pour équilibrer les efforts de traction.

6.3.5) Combinaison d'action :

Les combinaisons d' sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci –dessous:

- Selon le BAEL 91 $\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$
- Selon le RPA version 2003 $\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{cases}$

Nous utilisons les combinassions du **RPA99** pour déterminer les efforts de traction dans les voiles.

Ce ferrailage se fera en fissuration peu nuisible sous les sollicitations obtenues par «**ETABS**»

6.3.6) Ferrailage minimale :

- Selon le RPA99/version 2003:

-Le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%** de la section du bé ton tendu (**Art 7.7.4.1**)

-Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit:

- Globalement dans la section du voile égale à **0.15%**. (**Art7.7.4.3**)



- En zone courante égale **0.10%**.

6-3-7) Espacement: RPA99 (Art 7.7.4.3)

L'espacement horizontal et vertical des barres doit être inférieur ou égal à la plus petite des deux valeurs:

$$St \leq 1.5e \quad , \quad St \leq 30cm$$

6-3-8) Vérification des contraintes:

- **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{V}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.28f_{c28}$$

- **Vérification de la contrainte de compression du béton:**

Selon les règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banche (DTR B-C 2.42) art.2.3.3.

La contrainte de compression admissible est: $\bar{\sigma}'_b = \rho' b \sigma'_{28}$

La valeur de fraction $\rho' b$ est au plus égale à la plus petite des 2 valeurs suivantes

$$\begin{cases} 0.45 \delta \alpha \gamma \\ 0.50 \alpha \beta \gamma \delta \end{cases}$$

- **Vérification à l'E.L.S:**

$$\sigma = \frac{N_{ser}}{(B+15A)} \leq \bar{\sigma}_b \quad 0,6 F_c 28$$

- B: section du béton
- A: section d'armatures adoptée



Exemple de calcul :

Donnée				
géométrie	Largeur du voile	b=	0,20	m
	Longueur du voile	L=	2,90	m
	Surface	A=	0,58	m ²
	Moment d'inertie	I=	0,406	m ⁴
matériaux	Contrainte de l'acier utilisé	f _e =	400	MPa
	contrainte du béton a 28j	f _{c28}	25	MPa
	condition du fissuration	peu préjudiciable		
sollicitation	Moment	M	4221,251	KN .m
	Effort normal	N	2533,64	KN
	Effort tranchant calculé v	V	1182,62	KN
	Effort tranchant V'=1,4v	V'	1655,668	KN

Calcul des contraintes :

$\sigma_{1,2} = N / A + M \cdot X_G / I$	$\sigma_1 = -10,71$	MPa
	$\sigma_2 = 19,71$	MPa

Donc la section est partiellement tendue, on évalue la longueur de zone tendue à partir des triangles semblables

$$La = (\sigma_1 / (\sigma_1 + \sigma_2)) \cdot L = 1,02m$$

Volume des contraintes pour la zone tendue:

$$T = e \sigma_1 La / 2 = 1,09 MN$$

Détermination de la section des aciers

Section théorique de l'acier	$As = T \gamma_s / f_e$	27,25	cm ²
Section des armatures de couture	$Av_j = 1,1V / f_e$	3,25	cm ²
Section des armatures totale	$ATOT = As + Av_j \cdot La / L$	28,39	cm ²
Section minimale	$Asmin = 0,2\% LT \cdot e$	4,08	cm ²
Section adopté	15HA16 = 30,16		cm ²



Détermination de la section des armatures horizontales :

Section minimale globale	$A_{min} = 0,15\%.L.e$	8,7 cm ²
En zone courante	$A_{min} = 0,10\%.L.e$	5,8 cm ²

Espacement :

Selon l'art 7.7.4 .3 RPA99 Version 2003 :

$S_t \leq (1,5e ; 30cm)$ soit $s_t = 20 cm$

Vérification de l'effort tranchant:

Effort tranchant $V' = 1,4V = 1655,668 KN$

Vérification de la contrainte de cisaillement				
Contrainte tangentielle	$V' / b.d$	τ_u	2,85	MPa
Contrainte tangentielle limite	$0,2f_{c28}$	τ_u	5	MPa
vérification	$\tau_u \leq \tau_u$		2,85 ≤ 5 CV	

Vérification de la contrainte de compression du béton :

Vérification a L'E. L .S :

$N_{ser} = 2533,64KN$

Vérification a L'E.L.S				
Contrainte du béton	$\sigma_b =$	$N_{ser} / (B + 15A_s)$	0,405	MPa
Contrainte du béton admissible	$\sigma_b' =$	$0,6f_{c28}$	15	MPa
Vérification de la contrainte		$\sigma_b \leq \sigma_b'$	0,405 < 15 CV	

Remarque: On a suivi les mêmes étapes pour les autres niveaux et les autres voiles, les résultats sont représentés sous forme des tableaux

Voile plein (1)**L=5,30m****b=0,20m****A=1,06m²****Y=2,65m****I=2,48m⁴**

Etage	COMB	P(kn)	V ₂ (KN)	M ₃ (KN)	σ ₁ (MPa)	σ ₂ (MPa)	LT(m)	T(KN)
Etage6	G+Q±E	611,19	536,4	826,97	0,31	1,45	0,93	0,02883
Etage 5	G+Q±E	1054,48	942,4	2273 ,698	1,43	3,428	1,56	0,21996
Etage 4	G+Q±E	1494,45	1494,45	4185,122	3,060	5,87	1,81	0,55386
Etage 3	G+Q±E	1938,32	1463,9	6514,077	5,13	8,7777	1,95	1,00035
Etage 2	G+Q±E	2385,07	1646,33	9199,927	7,58	12,06	2,04	1,54632
Etage1	G+Q+E	2888,59	1733,62	13220,2	11,399	16,839	2,13	2 ,42798

Vérification du contrainte de compression du béton								Vérification A L'ELS		
α	β	γ	δ	$\rho'b$	σ	$\sigma(\text{adm})$	obs	σ_b	$\sigma_b(\text{adm})$	observation
0,8	0,70	0,83	1	0,31	0,85	8	CV	0,065	15	CV
0,8	0,70	0,83	1	0,31	2,356	8	CV	0,113	15	CV
0,8	0,70	0,83	1	0,31	4,37	8	CV	0,1580	15	CV
0,8	0,70	0,83	1	0,31	5,08	8	CV	0,203	15	CV
0,8	0,70	0,83	1	0,31	7,50	8	CV	0,243	15	CV
0,8	0,67	0,83	1	0,26	7,87	8	CV	0,280	15	CV

VOILE P2 :

L=2,90m

b=0,20m

A=0,58m²

Y=1,45m

I=0,406m⁴

Etage	COMB	P (kn)	V ₂ (KN)	M ₃ (KN)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	LT(m)	T(KN)
Etage6	G+Q±E	494,43	152,9	290,269	-0,1842	1,889	0,2576	0,00474625
Etage5	G+Q±E	906,68	404,55	458,403	-0,421	2,853	0,3730	0,01570943
Etage4	G+Q±E	1322,78	562 52	670,778	-0,1149	4,676	0,0695	0,00080021
Etage3	G+Q±E	1734,33	698,68	1262,951	-1,520	7,500	0,488	0,07430317
Etage2	G+Q±E	2143,53	828,9	2096,557	-3,7919	11,1834	0,7343	0,27845025
Etage1	G+Q±E	2533,64	1182,62	4221,251	-10,707	19,444	1,0298	1,10272005

Section d'armatures											
A _s traction	A _{vj} (cm ²)	A _{vja} (cm ²)	A _{stotal}	A _S MIN	A _S 0,1%	A _S 0,15%	A _S adopté	V'(kn)	ζ	ζ'	obs
0,1186	0,42	0,037	0,1556	1,03	5,8	8,7	20HA10	214,06	0,36	5	CV
0,392	1,112	0,14233	0,5343	1,49	5,8	8,7	20HA10	566,37	0,97	5	CV
0,0200	1,54	0,035	0,055	0,27	5,8	8,7	20HA10	787,152	1,35	5	CV
1,76	1,92	0,322	2,082	1,95	5,8	8,7	20HA10	978,152	1,68	5	CV
6,96	2,27	0,5743	7,5343	2,93	5,8	8,7	20HA10	1160,46	2,00	5	CV
27,568	3,25	1,15	28,718	4,11	5,8	8,7	20HA14	1655,66	2,85	5	CV

Vérification du contrainte de compression du béton								Vérification a L'ELS :		
α	β	γ	δ	ρ'b	σ	σ(adm)	OBS	σ _b	σ _b (adm)	obs
0,8	0,80	0,83	1	0,32	1,02	8	CV	0,037	15	CV
0,8	0,80	0,83	1	0,32	1,96	8	CV	0,116	15	CV
0,8	0,80	0,83	1	0,32	1,07	8	CV	0,18	15	CV
0,8	0,80	0,83	1	0,32	4,45	8	CV	0,248	15	CV
0,8	0,80	0,83	1	0,32	5,535	8	CV	0,315	15	CV
0,8	0,80	0,83	1	0,32	7,37	8	CV	0,3833	15	CV

Voile plein o3

L=4,10m

b=0,20m

A=0,82m²

Y=2,05m

I=1,14m⁴

Etage	COMB	P(kn)	V ₂ (KN)	M ₃ (KN)	σ ₁ (MPa)	σ ₂ (MPa)	LT(m)	T(MN)
Etage6	G+Q±E	562,24	221,67	359,83	0,038596	1,332721	/	/
Etage 5	G+Q±E	1024,9	482,3	1014,66	-0,57473	3,074485	0,6457	0,0371
Etage 4	G+Q±E	1488,73	637,64	1923,231	-1,64292	5,273965	0,9738	0,1599
Etage 3	G+Q±E	1948,53	778,92	3023,743	-3,06118	7,813686	1,154	0,353
Etage 2	G+Q±E	2422,59	903,19	4362,994	-4,89135	10,80011	1,27	0,6211
Etage1	G+Q±E	2913,76	1121,99	6793,485	-8,66299	15,76972	1,45	1,2561

Section d'armatures											
A _s trac	A _{vj} (cm ²)	A _{vja} (cm ²)	A _{stota}	A _s min	A _s =0,1%	A _s =0,15%	A _s adopté	V'(kn)	ζ	ζ'	obs
/	0,775	/	0,775	16,4	8,2	12,3	10HA12+10HA10	310,338	0,37	5	CV
0,9275	1,68	0,2637	1,19126	16,4	8,2	12,3	10HA12+10HA10	675,22	0,82	5	CV
3,99	2,231	0,52988	4,5198	16,4	8,2	12,3	10HA12+10HA10	892,69	1,08	5	CV
8,825	2,72	0,765	9,59	16,4	8,2	12,3	10HA12+10HA10	1090,48	1,32	5	CV
15,52	3,16	0,976	16,49	16,4	8,2	12,3	10HA12+10HA10	1264,46	1,54	5	CV
30,40	3,926	1,38	32,78	16,4	8,2	12,3	20HA14	1570,78	1,91	5	CV

Vérification du contrainte de compression du béton								Vérification a L'ELS :		
α	β	γ	δ	$\rho'b$	σ	$\sigma(\text{adm})$	OBS	σ_b	$\sigma_b(\text{adm})$	obs
0,8	0,8	0,83	1	0,32	1,26	8	CV	0,042	15	CV
0,8	0,8	0,83	1	0,32	1,749	8	CV	0,068	15	CV
0,8	0,8	0,83	1	0,32	3,276	8	CV	0,093	15	CV
0,8	0,8	0,83	1	0,32	5,128	8	CV	0,118	15	CV
0,8	0,8	0,83	1	0,32	7,33	8	CV	0,1499	15	CV
0,8	0,8	0,83	1	0,32	7,88	8	CV	0,2550	15	CV

Voile avec ouverture :

Calcule du trumeau

$I (m^4) = 0,066$

Etage	COMB	TRU	L(m)	P (kn)	V ₂ (KN)	M ₃ (KN)	σ ₁ (MPa)	σ ₂ (MPa)	LT(m)	T(MN)
Etage6	G+Q±EY	P5	1,00	210,49	17,46	883,69	-5,577	7,67	0,42	0,234
Etage 5	G+Q±EY	P5	1,00	255,11	16,63	777,08	-4,558	7,0981	0,39	0,117
Etage 4	G+Q±EY	P5	1,00	603,12	24,52	840,60	-3,29	9,31	0,26	0,085
Etage 3	G+Q±EY	P5	1,00	808,64	38,56	879,09	-2,55	10,63	0,193	0,098
Etage 2	G+Q±EY	P5	1,00	1273,76	94,61	799,39	0,37	12,35	/	/
Etage1	G+Q±EY	P5	1,00	1680	159,58	805,05	2,36	14,43	/	/

Section d'armatures											
A _s traction	A _{vj} (cm ²)	A _{vja} (cm ²)	A _{stota}	A _{smin}	A _s 0,1%	A _s 0,15%	A _s adopté	V'(kn)	ζ	ζ'	obs
5,85	0,048	0,020	5,87	4	2	3	8HA10	24,44	0,122	5	CV
2,925	0,045	0,017	2,94	4	2	3	8HA10	23,28	0,116	5	CV
2,12	0,067	0,017	2,13	4	2	3	8HA10	34,32	0,17	5	CV
2,45	0,106	0,020	2,47	4	2	3	8HA10	53,98	0,2699	5	CV
/	0,26	/	0,26	4	2	3	8HA10	132,454	0,66	5	CV
/	0,438	/	0,438	4	2	3	8HA10	223,41	1,117	5	CV

Vérification du contrainte de compression du béton								Vérification a L'ELS :		
α	β	γ	δ	$\rho'b$	σ	$\sigma(\text{adm})$	OBS	σ_b	$\sigma_b(\text{adm})$	obs
0,8	0,91	0,83	1	0,36	1,076	8	CV	0,07	15	CV
0,8	0,91	0,83	1	0,36	1,29	8	CV	0,09	15	CV
0,8	0,91	0,83	1	0,36	3,03	8	CV	0,166	15	CV
0,8	0,91	0,83	1	0,36	4,05	8	CV	0,211	15	CV
0,8	0,91	0,83	1	0,36	5,95	8	CV	0,294	15	CV
0,8	0,91	0,83	1	0,36	6,3638	8	CV	0,37	15	CV

Calcul de linteau

étage	linteau	combinaison	V	M	V'	τ_b	τ_b'	obs
Etage6	S2'	G+Q±E	16,13	37,844	22,58	0,089<5	1,5	1 ^{ere} cas
Etage 5	S2'	G+Q±E	76,17	67,135	106,63	0,42<5	1,5	1 ^{ere} cas
Etage 4	S2'	G+Q±E	121,98	83,33	170,77	0,68<5	1,5	1 ^{ere} cas
Etage 3	S2'	G+Q±E	133,58	87,077	187,01	0,72<5	1,5	1 ^{ere} cas
Etage 2	S2'	G+Q±E	130,96	82,52	183,34	0,73<5	1,5	1 ^{ere} cas
Etage1	S2'	G+Q±E	96,2	78,213	134,68	0,53<5	1,5	1 ^{ere} cas

cas n°1	d'(m)	Z(m)	M de V'	Al	λg	s	At	Ac	Al _{min}	At _{min}	τ_b	τ_b'	obs
$\tau_b < \tau_b'$	0,03	1,34	30,25	0,56	1,16	0,15	0,006	5,6	0,45	0,75	0,0890	5	CV
$\tau_b < \tau_b'$	0,03	1,34	142,88	2,66	1,16	0,15	0,029	5,6	0,45	0,75	0,42	5	CV
$\tau_b < \tau_b'$	0,03	1,34	228,83	4,26	1,16	0,15	0,064	5,6	0,45	0,75	0,68	5	CV
$\tau_b < \tau_b'$	0,03	1,34	250,59	4,67	1,16	0,15	0,053	5,6	0,45	0,75	0,72	5	CV
$\tau_b < \tau_b'$	0,03	1,34	245,67	4,58	1,16	0,15	0,051	5,6	0,45	0,75	0,73	5	CV
$\tau_b < \tau_b'$	0,03	1,34	180,47	3,36	1,16	0,15	0,034	5,6	0,45	0,75	0,53	5	CV

COIX DES ARMATURE :

choix des barres adoptées				
Cas N°1	NIVEAU	Al et Al'	At	Ac
	5	6HA10	3HA6	5HA12
	4	6HA10	3HA6	5HA12
	3	6HA10	3HA6	5HA12
	2	6HA10	3HA6	5HA12
	1	6HA10	3HA6	5HA12
	RDC	6HA10	3HA6	5HA12



7/Etude de l'infrastructure

Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelle sont transmises toutes les supportées par l'ouvrage. soit directement (cas des semelles sur : le sol ou cas des radier soit par l'intermédiaire d'autre organes (cas des semelles sur pieux par exemple). donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage

Il existe plusieurs types des fondations:

- Fondation superficielle
 - Semelle isolée
 - Semelle filant
 - Radier générale
- Fondation profondes (semelle sous pieux)

7.1 Fonctions assurées par les fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation

- Un effort normal, charge verticale centrée dont il convient de connaitre les valeurs extrêmes
- Une force horizontale résultante, par exemple, 'action du vent ou du séisme qui peut être variable en grandeur et en direction ou dynamique
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents. Compte tenu de ces sollicitations la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site du sol de l'ouvrage et interaction sol structure



7.2 Classification de la fondation

Fonder un ouvrage consiste essentiellement a repartir les charges qu'il supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges, surcharge et la résistance du terrain à savoir :

- a) Lorsque les couche de terrains capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielle (semelle isolées, filantes et radier général).
- b) Lorsque les couches de terrain capable l'ouvrage sont a une grande profondeur plus ou moins importante on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux)

7.3 Choix de type de fondation :

Pour le choix de type de fondation à prévoir on est amené à prendre en considération

- Le poids de la structure
- La capacité portante de sol
- L'économie dans la réalisation
- La facilité et la rapidité d'exécution
- Stabilité total de l'ouvrage
- Type d'ouvrage à construire

7.4 Détermination du type de fondation:

Tenant compte de la capacité portante du sol (contrainte admissible), des charges induites de la structure on détermine les surfaces des fondations des éléments de structure en tant que fondations superficielles, pour les poteaux et semelles continues pour les voiles. Si la surface totale de l'ensemble des semelles est importante (environ supérieur à 50% de la surface d'emprise) on peut estimer qu'économiquement il est préférable d'adopter des semelles filantes ou si le système de fondation (isolées sous poteaux et continues sous voiles) n'est pas homogène et avec superficie plus grande pour les semelles



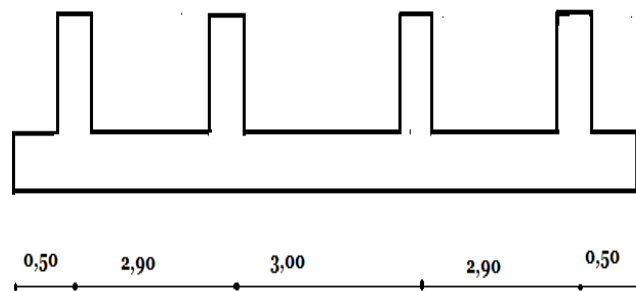
Sous voiles on peut homogénéiser le système et adopter semelles filantes pour l'ensemble. De ce fait on adopte un système homogène semelle filantes.

7.5 Calcul des semelles filantes:

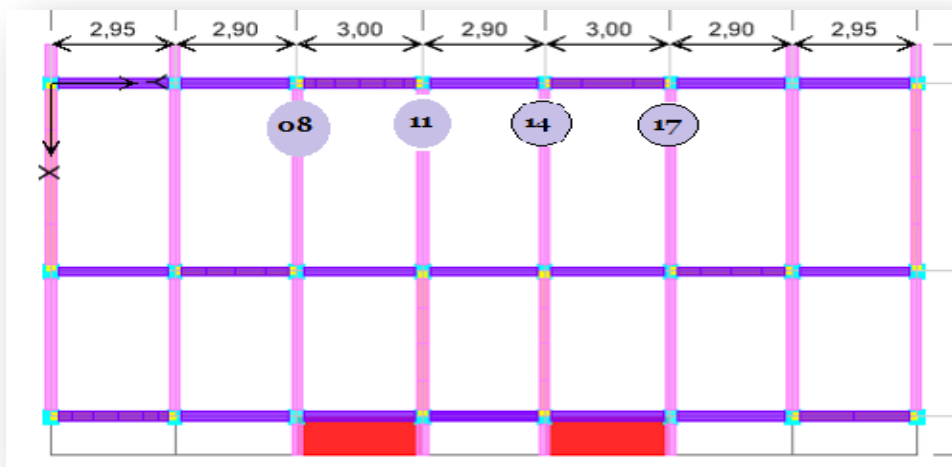
Contrainte admissible: la contrainte admissible donnée par le laboratoire de sol est: $\sigma_s = 1,8 \text{ kgf/cm}^2$

On a choisi de calculer les semelles filantes sous le système poteaux les plus chargé et sous le voile le plus chargé, d'analyser les résultats et d'homogénéiser les dimensions et le ferrailage pour l'ensemble du système.

7.5.1 système sous 4 poteaux (08, 11, 14, 17):



Semelle filante sous 4 poteaux





7.5.1.1 Les données pour chaque poteau :

Poteau	ELU		ELS
	Effort normal(KN)	Moment(KN.m)	Effort normal(KN)
08	770,12	2,79	563,338
11	399,23	4,99	293,90
14	412,25	5,17	302,58
17	771,89	2,79	564,51

7.5.1.2 Dimensionnement géométriques

➤ **Calcul de la largeur de la semelle a L'ELS :**

$$N_t = \sum N_i = 1724,328 \text{ KN}$$

$$B \geq N_s / \sigma_{sol} = 1724,328 / 180 \cdot 8,90 = 1,07 \text{ m}$$

$B \geq 1,07 \text{ m}$, on prend : $B = 1,10 \text{ m}$

➤ **Condition minimale :**

Une semelle est dite continue si sa largeur très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la condition suivante : $L/B > 5 \Rightarrow 8,90 / 1,10 = 8,09 > 5$ (C-V)

➤ **Calcul de la hauteur de la semelle :**

• **Condition de non poinçonnement :**

On propose : $h = 0,40 \text{ m}$

$$Q_U \leq 0,045 \mu c h f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

Q_U : charge de calcule a l'ELU

μc : périmètre du contour sur lequel agit la charge.

h : hauteur de la semelle filante



La vérification se fait pour le point le plus sollicité du à semelle en effort normal appliqué par le poteau le plus sollicité

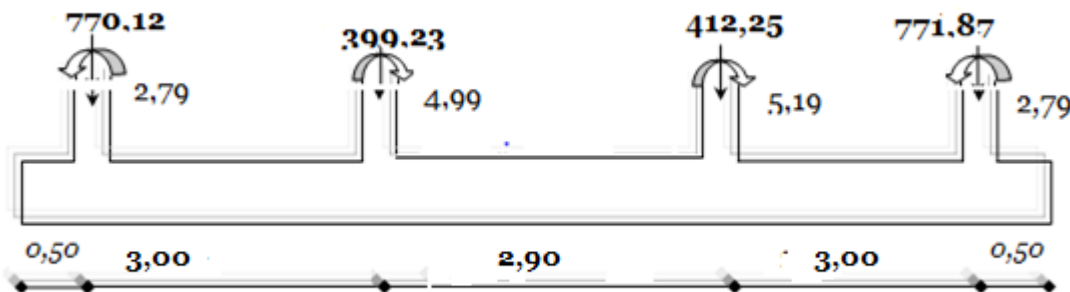
$$\mu c = 2(b+a+2h) = 2(1+0,5+2(0,4)) = 4,6m$$

$$0,045 \mu c h f c 28 / \gamma b = 0,045 (4,6)(0,4)(25)(1000) / 1,5 = 1380 KN.$$

$$Q_u = 771,89 < 1380 KN \dots\dots\dots cv$$

Donc on prend : $h = 0,4 m$

7.5.1.3 Flexion longitudinale Sens YY



➤ **Modèle de calcul**

On présente 2 types de modèle de calcul :

- Poutre considéré comme très rigide
- Poutre continue sur sol élastique, tient compte de l'interaction sol structure

Les fondations seront calculées par le 2eme modèle par le logicielle « CTC »

a) Modèle Poutre considéré comme très rigide :

- **Condition de rigidité :**

On prend : $d = 0,35 m$

Semelle rigide $\Rightarrow B-b/4 \leq d \leq B-b$

$$B-b/4 = 1,10-0,4/4 = 0,175 < d = 0,35 < B-b = 0,7 \dots\dots\dots cv$$



- **Calcul de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KA}}$$

Où:

E : module d'élasticité du béton ($E = 32164,2 \text{ MPa}$).

K: coefficient de raideur du sol ($K = 40 \text{ MN/m}$)

I : moment d'inertie de la semelle $= 0,1367 \text{ m}^4$

A : la largeur de la semelle.

L_{max} : la longueur maximale entre axe de deux poteaux.

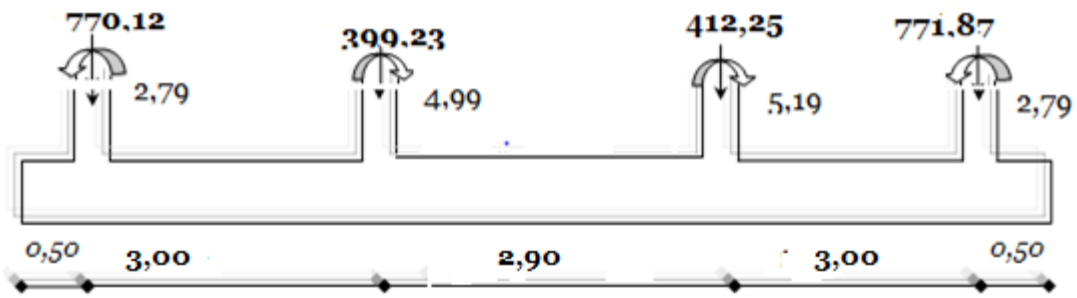
- Si : $L_{max} \leq L_e \pi / 2$: on supposera alors une répartition trapézoïdale (ou triangulaire) des contraintes sur le sol, donc poutre rigide.
- Si : $L_{max} > L_e \pi / 2$ la fondation filante est étudiée comme semelle sur sol élastique avec interaction sol structure. (des méthodes sont proposées mais dont le principe est le même, nous citons à titre d'exemple les méthodes : Simvoulidi , Flamant et Westergaard

La longueur maximale entre axe de deux poteaux est de 5,30m d'ou

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4(32164,2) * 0,1367}{40 * 1,10}} = 4,20 \text{ m}$$

$L_e \pi / 2 = 6,60 \text{ m} > L_{max} = 5,30 \text{ m} \Rightarrow$ poutre rigide

- **Calcul des contraintes**



$$N_t = \sum N_i = 2353,49 \text{ KN}$$

$$M_t = \sum N_i e_i + \sum M_i = - 22,63 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{max} = N_t/A + M_t y/I = 1,51 \text{ MPa}$$

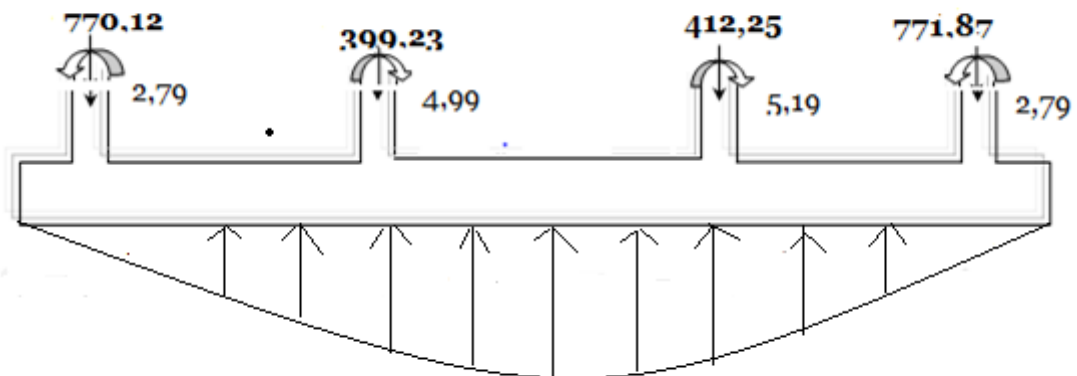
$$\sigma_{min} = N_t/A - M_t y/I = - 1,10 \text{ MPa}$$

b) Modèle Poutre continue sur sol élastique :

Le calcul est fait par le logiciel de calcul des ouvrage courante en béton armé

- **Calcul des efforts internes**

le mode le de calcul est le suivant:





Les résultats obtenus sont représentés sous forme de diagramme

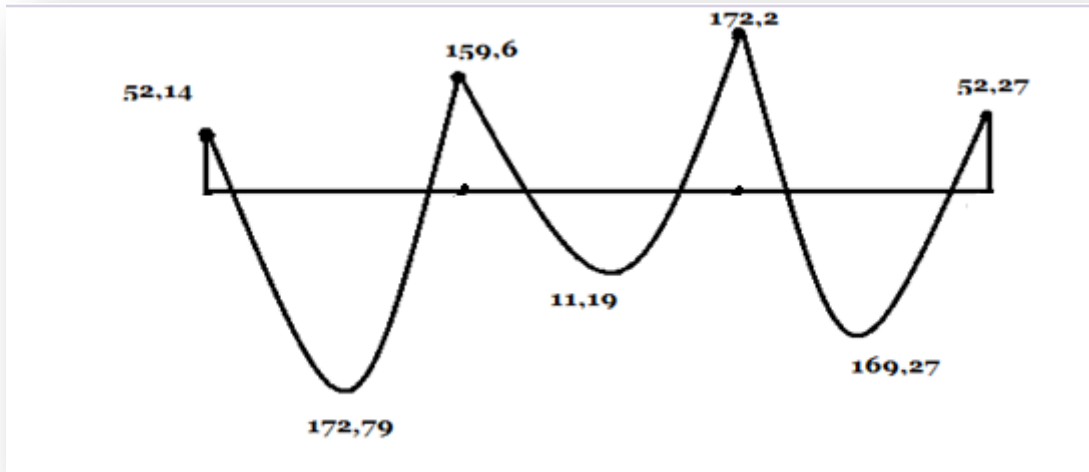


Diagramme des moments en KN .m

- **Calcul de ferrailage longitudinal :**

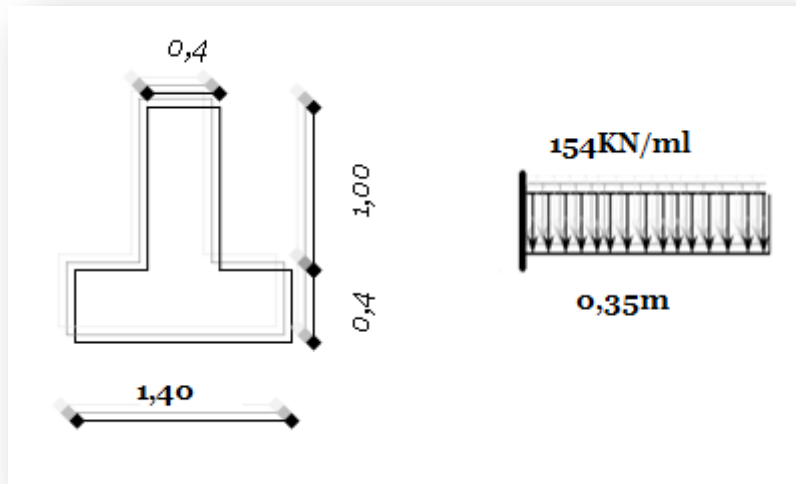
Le calcul des armatures se fait en flexion simple, en prenant en considération les moments en travée et en appuis les plus défavorables :

Les résultats obtenus dans le tableau ci-dessous.

	Moment (Kn .m)	As cal (cm ²)	CNF(cm ²)	As adopte
Travée	172 ,79	5,96	4,10	6HA12
appuis	172,2	5,94	4,10	6HA12



7.5.1.4 Flexion transversale Sens XX



- **Modèle de calcul:**

On calcule pour une longueur de 1m linéaire de semelle. On considère les débords de la semelle comme une poutre encastrée au libage et en porte à faux soumis à la pression de contact (réaction du sol). donc en flexion simple et la partie tendue sera celle en contact avec le sol.

$$M = ql^2 / 2 = 9,43 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de ferrailage :**

Moment (KN.m)	As (cm ²)	CNF (cm ²)	As adopté (cm ²)	Choix des barres (cm ²)	Ar
9,43	0,86	4,22	4,22	5HA12	4HA8

**7.5.1.5 Vérification au renversement selon RPA 99/version 2003 :**

La combinaison la plus défavorable est : $0,8G \pm Ex$ (ETABS)

- **Sens xx :**

$$M_{ren}=12759,11KN$$

$$N=13492,21KN$$

$$e=M/N=0,94m$$

$$A/4 = 8,90 / 4 = 2,22 \text{ m.}$$

$$e=0,94 < B/4=2,22 \text{ (C-V)}$$

- **Sens yy :**

$$M_{ren}=14440,906KN .m$$

$$N=13492,21KN$$

$$e=M/N=1,07m$$

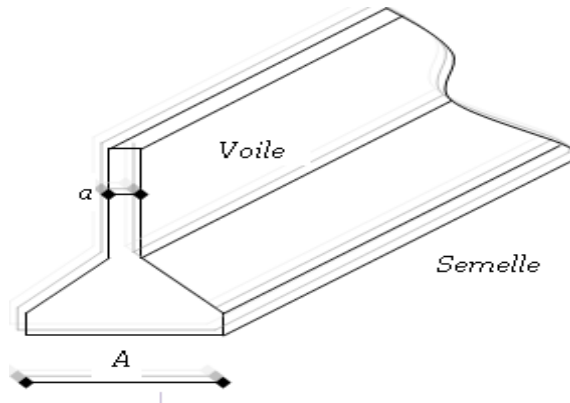
$$e=1,07 < B/4=2,22 \text{ (C-V)}$$



7.5.2 Semelle filante sous voile :

On a choisit d'étudier le voile le plus sollicité.

Modèle de calcul : la semelle continue sous voile est supposée ne travailler que dans le sens transversale en flexion simple.



$L = 5,30 \text{ m.}$

$M_u/ml = 4,58 \text{ KN.m}$ et $N_u/ml = 315,46 \text{ KN.}$

$M_s/ml = 3,39 \text{ KN.m}$ et $N_s/ml = 247,13 \text{ KN.}$

a) Calcul de largeur de la semelle "B" :

$B \geq N_s / \sigma_{sol} = 247,13 / 180 = 1,37 \text{ m}$

$B \geq 1,37 \text{ m, on prend } B = 1,40 \text{ m}$

b) Calcul de la hauteur h :

- **Condition de non poinçonnement**

$\tau = P_1 / 2h \leq \tau_{Lim} = 0,045 f_{c28} / \gamma_b$

$\tau_{Lim} = 0,75 \text{ MPa.}$

$P_1 = P \left(1 - \frac{a+5h/3}{A} \right)$

Pour $h = 0,40 \text{ m} \Rightarrow 315,46 \left(1 - \frac{0,20+5,0,4/3}{1,40} \right) = 42,06 \text{ KN.}$



$$\tau = 0,052 \text{ MPa} < 0,75 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Condition de rigidité :**

On prend : $d = 0,35 \text{ m}$

Semelle rigide $\Rightarrow B-b/4 \leq d \leq B-b$

$$B-b/4 = 1,40 - 0,2/4 = 0,3 < d = 0,35 < B-b = 1,20 \dots\dots\dots \text{CV}$$

c) Calcul des contraintes :

$$N_U = 315,46 \text{ KN}$$

$$M_U = 4,58 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_U}{A} \left(1 - \frac{6e}{A}\right) = \frac{315460}{1,40 \times 10^6} \left(1 - \frac{6 \times 0,0145}{1,40}\right) = -0,2115 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} \left(1 + \frac{6e}{A}\right) = \frac{315460}{1,40 \times 10^6} \left(1 + \frac{6 \times 0,0145}{1,40}\right) = 0,238 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 3\sigma_{\max} + \sigma_{\min} / 4 = 0,928 \text{ MPa.}$$

d) Calcul de ferrailage :

$$N_{\max} = \sigma_{\text{moy}}(B) = 0,928(1,40) 10^3 = 1611,5 \text{ kn}$$

$$A_s = N_{\max}(A-a) / 6 d \sigma_s = 1611,5(1,2) 10 / 6 (0,35) 348 = 26,46 \text{ cm}^2$$

$N_{\max}(\text{kn})$	$A_{\text{scal}}(\text{cm}^2)$	CNF	A_s adopté	Chois des barres	Ar
1611,5	22,16	4,22	26,46	11HA16	5HA14

Les armatures de répartition : $A_t = A_s \cdot B/4 = A_s / 4$. (Selon BAEL99 modifiée99)

Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

➤ Règlements :

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).
- **DTR B.C.2.42** : Document technique réglementaire (Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banche).
- **RNV99** : Règlement Neige Et Vent 99.

➤ Cours :

- Béton armé 3^{ème} et 4^{ème} année (BA I & BA II).
- Cours de bâtiment.
- Résistance des matériaux (RDM).
- Matériaux de constructions 3^{ème} année (MC).

➤ Logiciels :

- ETABS 9.7.....Analyse des structures.
- AUTOCAD 2008.....Dessin.
- EXCEL 2007.....Calcul.
- WORD 2007.....Traitement du texte.
- Power point 2007.....Présentation de mémoire.
- Paint.....Traitement des images.

ملخص

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية لبنانية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة، تتألف من، طابق أرضي5 و طوابق سكنية. و الواقعة في وهران المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم3- من للمعايير المقاومة للزلازل **RPA99/version2003** أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية هي وفقا الجزائرية

أما بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبنانية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر.

RESUME

Ce projet consiste principalement en l'étude dynamique d'une structure (R+5) contreventée par voiles à usage d'habitation.

La structure est implantée à wilaya de Oran, zone de sismicité élevée (zone 3). L'étude est conforme aux Règles Parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003

Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

SUMMARY

This project consists mainly in dynamic analysis of a structure (R+5) for purpose offices usage d'habitation,.

The structure is located in Oran which is characterized by a high seismic activity (zone 2-a). The study is carried out regarding the Algerian seismic code (RPA99 modified in 2003).

The structural elements dimension and their reinforcement were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91).