

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.
Option : construction civile et industrielle.

THEME

Etude d'un bâtiment(R+11+S/Sol) à usage
d'habitation et commercial à ossature mixte
modélise avec logiciel ETABS 9.7



Etudié par: M^r CHIKH MOURAD
M^r CHIKH HAMID
M^r BRIANE NASSIM

Dirigé par : M^{me} IDRES

Promotion
2013/2014

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.....	1
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge.....	6
Chapitre III : Calcul des éléments.....	
III.1 L'acrotère.....	18
III.2 Les plancher	25
III.3 Les salle machine.....	42
III.4 Les escaliers.....	53
III.5 Les balcons.....	75
III.6 poutre de chainage.....	81
Chapitre IV : Etude de contreventement	90
Chapitre V : Vérification de RPA.....	99
Chapitre VI : Ferrailage des poteaux	129
Chapitre VII : Ferrailage des poutres	138
Chapitre VIII : Ferrailage des voiles	148
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure	162
Chapitre X : Etude de voile périphérique.....	189
Conclusion	
Bibliographie.....	

Introduction

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

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

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

Introduction

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

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

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

II-1 Pré dimensionnement des éléments :

II-1.1 Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq L/22,5$$

Avec : h_{tp} : hauteur totale du plancher

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale : $L = 4,40 - 0,25 = 4,15\text{m}$

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} \geq 415/22,5 = 18,44(\text{cm}) \text{ on opte pour un plancher de } (16+4) \text{ c'est-à-dire } h_{tp}=20 (\text{cm})$$

Epaisseur du corps creux =16cm

Epaisseur de la dalle de compression =4cm

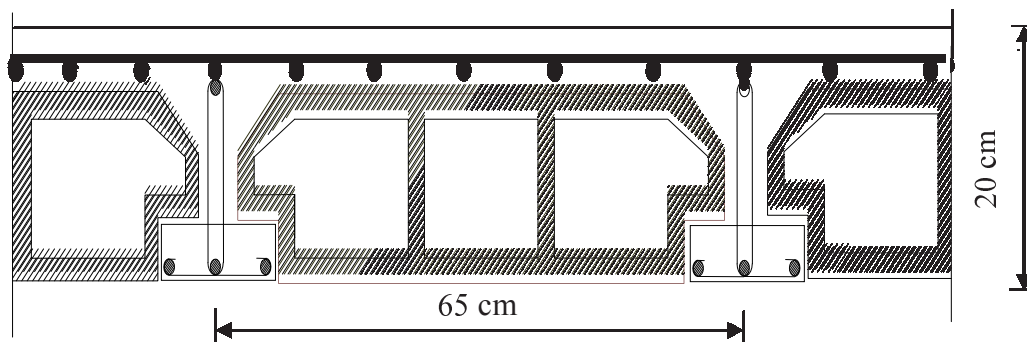


Figure II-1 Coupe d'un plancher à corps creux

II-1.2 Les poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données par les relations suivantes :

- h_t : hauteur comprise entre $L/15 \leq h_t \leq L/10$.
- b : largeur comprise entre $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$.
- L_{max} : portée libre entre nus d'appuis.

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

➤ Poutres principales :

pour une longueur : $L_{max} = 5 - 0,25 = 4,75\text{m}$

La hauteur de la Poutre est :

$$470/15 \leq h_t \leq 470/10 \Rightarrow 31,66 \leq h_t \leq 47,50 \text{ cm} \quad \text{soit } h_t = 40\text{cm.}$$

La largeur de la Poutre est :

$$0,4 (40) \leq b \leq 0,7 (40) \Rightarrow 16 \leq b \leq 28 \text{ cm} \quad \text{soit } b = 30 \text{ cm.}$$

Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $30 \geq 20 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- $h_t \geq 30 \text{ cm}$ $40 \geq 30 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- $h_t / b \leq 4$ $40/30 = 1,33 \leq 4 \text{ cm}$ condition Vérifiée.

➤ Poutres secondaires

Pour une longueur : $L_{\max} = 4,40 - 0,25 = 4,15 \text{ m}$

La hauteur de la Poutre

$$415/15 \leq h_t \leq 415/10 \Rightarrow 27.66 \leq h_t \leq 41.5 \text{ cm} \quad \text{soit } h_t = 30 \text{ cm}$$

La largeur de la Poutre est :

$$0.4 (30) \leq b \leq 0.7 (30) \Rightarrow 12,00 \leq b \leq 21,00 \text{ cm} \quad \text{soit } b = 25 \text{ cm}$$

Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $25 \geq 20 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- $h_t \geq 30 \text{ cm}$ $30 \geq 30 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- $h_t / b \leq 4$ $30 / 25 = 1,2 \leq 4$ condition Vérifiée.

II 1.3 Les poteaux :

Les poteaux seront pré dimensionnés à L' ELS en considérant un effort de compression axial N, qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau à déterminée est celle du poteau le plus sollicité, qui est donnée par la relation suivante $S \geq N / \sigma_{bc}$

Avec :

N : effort de compression revenant au poteau qui est considéré égal à $(G+Q)$

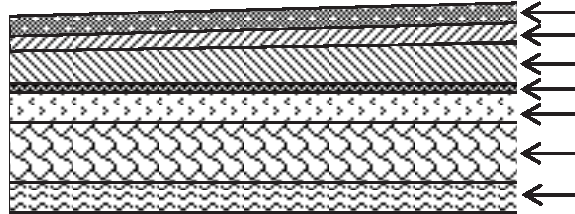
σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

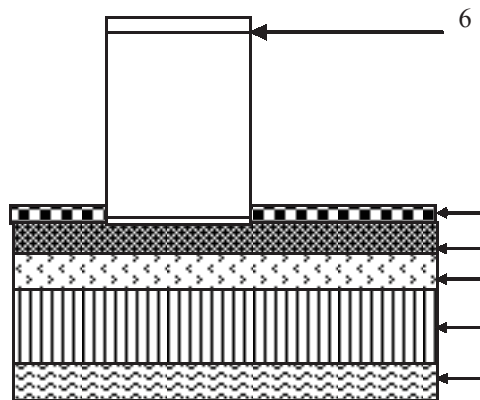
Remarque

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge.

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment.

II-2 Détermination des charges et surcharges :**II -2.1 Les charges permanentes :****a) Plancher terrasse :(inaccessible) :****Figure II-2 Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible**

01-Couche de gravier roulé	ep=5 cm.....	1,00 KN/m ²
02-Etanchéité multicouche	ep=2 cm.....	0,12 KN/m ²
03-Béton en forme de pente	ep=7 cm.....	1,54 KN/m ²
04-Pare vapeur (feuille polyane)		0,01 KN/m ²
05-Isolation thermique	ep=4 cm.....	0,16 KN/m ²
06-Plancher à corps creux (16+4)		2,80 KN/m ²
07-Enduit sous plafond	ep=2 cm.....	0,20 KN/m ²
		G = 5,83 KN/m²

b) Plancher d'étage courant :**Figure II-3 Coupe transversale du plancher d'étage courant**

01-Carrelage scellé	ep=2 cm.....	0,40 kN/m ²
02-Mortier de pose	ep=3 cm.....	0,60 kN/m ²
03-Couche de sable	ep=3 cm.....	0,66 kN/m ²
04-Dalle en corps creux (16+4) cm		2,80 kN/m ²
05-Enduit en plâtre	ep=2 cm.....	0,20 kN/m ²
06-Cloison de séparation interne	ep=10cm	0,90 kN/m ²
		G = 5,56 kN/m²

c) Les murs :

- Mur extérieur :

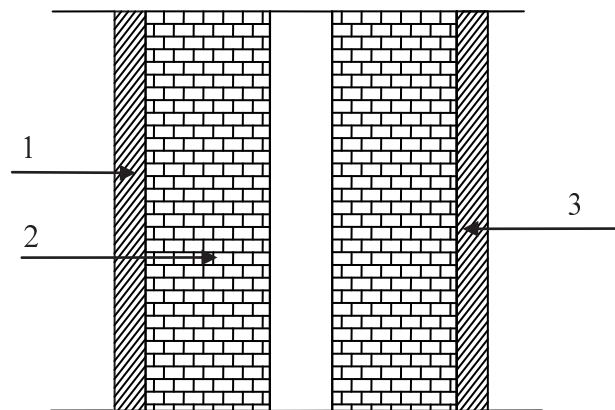


Figure II-4 Coupe transversale du mur double cloison

01-Mortier de ciment	ep=2 cm.....	0,36 kN/m ²
02-Brique creuse	ep=2X10 cm.....	1,80 kN/m ²
03-Enduit de plâtre	ep=2 cm.....	0,20 kN/m ²
		G = 2,36 kN/m²

- mur intérieur :

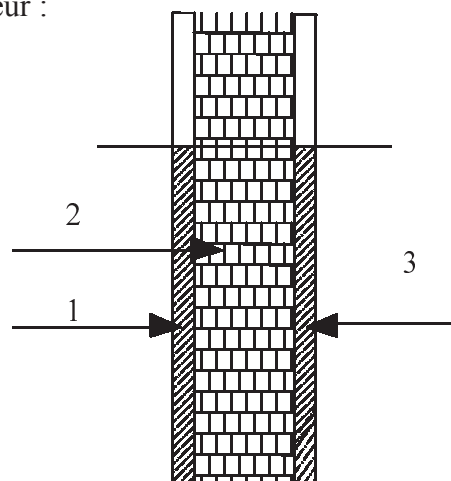
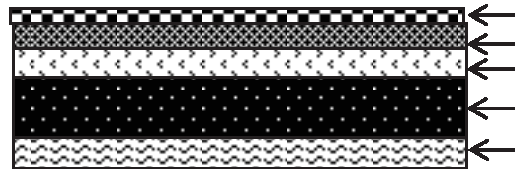


Figure II-5 Coupe transversale du mur en simple cloison

01- Enduit de plâtre	ep=2 cm.....	0,20 kN/m ²
02-Brique creuse	ep=10 cm.....	0,90 kN/m ²
03-Enduit de plâtre	ep=2 cm.....	0,20 kN/m ²
		G = 1,30 kN/m²

d) Dalle pleine (balcon):**Figure II-6 Coupe transversale de la dalle pleine**

1- Revêtement en carrelage (ep = 2cm).....	0,40KN/m ²
2- Mortier de pose (ep = 3cm).....	0,60KN/m ²
3- Couche de sable (ep = 3cm).....	0,66KN/m ²
4- Dalle pleine en béton armé (ep = 15cm).....	3,75KN/m ²
5- Mortier de ciment ep=2 cm.....	0,36KN/m ²
G = 5,77KN/m²	

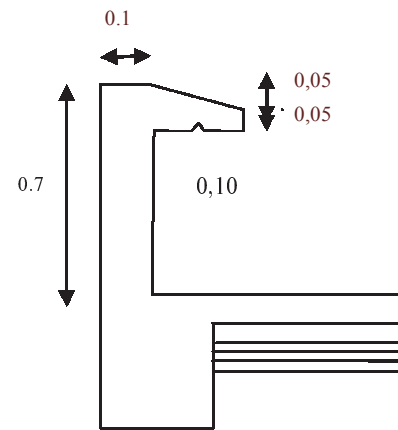
e) L'acrotère :

On a $h_t = 70$ cm

Charge permanente G

$$G = 25 \left[(0,1 \times 0,7) + \frac{0,05 \times 0,15}{2} + (0,05 \times 0,15) - \frac{0,06^2 \times 3,14}{8} \right]$$

$$G = 2,013 \text{ KN/ml}$$

**Figure II-7 Coupe transversale de l'acrotère****II- 2.2 Les surcharge d'exploitation:**

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit

- Plancher terrasse	$Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage d'habitation	$Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage administratif	$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$
- Plancher de RDC : à usage commercial	$Q = 4,00 \text{ kN/m}^2$
- L'acrotère	$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$
- L'escalier	$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$

II-3 Descente de charge :

(Détermination de l'effort « N » revenant au poteau le plus sollicité)

II-3.1 Charges et surcharges revenant au poteau E5 :**a) Surface d'influence :**

$$S = (2,3 \times 1,85) \times 2 + (1,73 \times 1,85) \times 2 = 14,91 \text{ m}^2$$

$$S = 14,91 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{brutte}} = 4,43 \times 4,1 = 18,163 \text{ m}^2$$

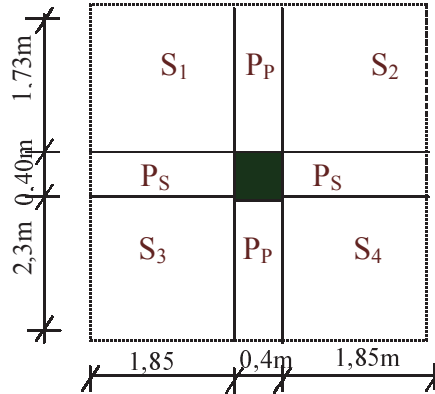


Figure II.6 : Surface d'influence du poteau C2

b) Charges permanentes revenant à chaque plancher :**- Plancher terrasse**

$$G = 5,83 \text{ kN/m}^2$$

- Plancher étage courant

$$G = 5,56 \text{ kN/m}^2$$

- Plancher rez-de-chaussée

$$G = 5,56 \text{ kN/m}^2$$

c) Poids revenant à chaque plancher :

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

Plancher terrasse :

$$P = 5,83 \times 14,91 = 86,92 \text{ KN}$$

Plancher étage :

$$P = 5,56 \times 14,91 = 82,89 \text{ KN}$$

d) Poids revenant à chaque poutre :

Poutres principales :

$$P = (2,3 \times 0,35 \times 0,30) \times 25 + (1,73 \times 0,35 \times 0,30) \times 25 = 10,57 \text{ KN}$$

Poutres secondaires :

$$P = [(1,85 \times 0,30 \times 0,25) \times 25] \times 2 = 6,93 \text{ KN}$$

D'où le poids total $P = 10,57 + 6,93$ Ce qui donne : $P = 17,50 \text{ kN}$ **e) Le poids propre des poteaux :**

$$-G_p \text{ sous sol} = 25 \times 0,4 \times 0,4 \times 3,06 = 12,24 \text{ KN}$$

$$-G_p \text{ RDC} = 25 \times 0,4 \times 0,4 \times 3,40 = 13,60 \text{ KN}$$

$$-G_p \text{ étage courant} = 25 \times 0,4 \times 0,4 \times 3,06 = 12,24 \text{ KN}$$

e) Surcharges d'exploitation :

La surface d'influence $S_Q = [(2,3+1,73+0,4) \times (1,85+1,85+0,4)] - (0,4)^2 = 18,003 \text{ m}^2$

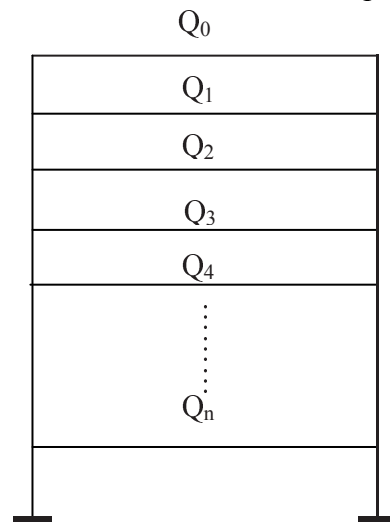
- plancher terrasse $Q_0 = 1,00 \times (4,43 \times 4,1) = 18,163 \text{ KN}$
- plancher d'étage courant $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_{10} = 1,50 \times 18,163 = 27,244 \text{ KN}$
- plancher d'étage de service $Q_{11} = 2,5 \times 18,163 = 45,407 \text{ KN}$
- Plancher d'étage commercial $Q_{12} = 4 \times 18,163 = 72,652 \text{ KN}$

II-3.2 Loi de dégression de charge :

En raison du nombre d'étages qui composent la tour étudiée $n > 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

$$\begin{aligned}\Sigma_0 &= Q_0 \\ \Sigma_1 &= Q_0 + Q_1 \\ \Sigma_2 &= Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2) \\ \Sigma_3 &= Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3) \\ &\vdots \\ \Sigma_n &= Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i\end{aligned}$$

Pour $n \geq 5$

**Coefficients de dégression des surcharges**

Niveaux	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71	0,68	0,66	0,65	0,63	0,62

Les surcharges cumulées

$$Q_0 = 18,163 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 18,163 + 27,244 = 45,407 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 18,163 + 0,95(2 \times 27,244) = 69,92 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 18,163 + 0,90(3 \times 27,244) = 91,72 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 18,163 + 0,85(4 \times 27,244) = 110,79 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 18,163 + 0,80(5 \times 27,244) = 127,13 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 18,163 + 0,75(6 \times 27,244) = 140,76 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 18,163 + 0,71(7 \times 27,244) = 153,56 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 18,163 + 0,68(8 \times 27,244) = 166,37 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 18,163 + 0,66(9 \times 27,244) = 179,99 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 18,163 + 0,65(10 \times 27,244) = 195,24 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,63[(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) + (Q_{11})] = 18,163 + 0,63[(10 \times 27,244) + (45,407 \times 1)] = 218,40 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,62[(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) + (Q_{11}) + (Q_{12})] = 18,163 + 0,62[(10 \times 27,244) + (45,407 \times 1) + (72,652 \times 1)] = 260,27 \text{ KN}$$

Tableau récapitulatif de la descente de charge

Niv	charges permanentes kN					charges exploitations kN		efforts normauxKN	section des poteaux cm ²	
	Gplancher	G poutre	Gpoteau	G total	G cum	Q plancher	Q cum	N=Gc+Qc	S trouvée	S adoptée
11	86,92	20,18	12,24	119,34	119,34	18,163	18,163	137,503	91,66	35X35
10	82,89	20,18	12,24	115,31	234,65	27,004	45,407	280,06	186,70	35X35
9	82,89	20,18	12,24	115,31	349,96	27,004	69,92	419,88	279,92	35X35
8	82,89	20,18	12,24	115,31	465,27	27,004	91,72	556,99	371,32	35X35
7	82,89	20,18	12,24	115,31	580,58	27,004	110,79	691,37	460,91	40X40
6	82,89	20,18	12,24	115,31	675,89	27,004	127,13	803,02	535,34	40X40
5	82,89	20,18	12,24	115,31	811,20	27,004	140,76	951,96	634,64	40X40
4	82,89	20,18	12,24	115,31	926,51	27,004	153,56	1080,07	720,04	45X45
3	82,89	20,18	12,24	115,31	1041,82	27,004	166,37	1208,19	805,46	45X45
2	82,89	20,18	12,24	115,31	1157,13	27,004	179,99	1337,12	891,41	45X45
1	82,89	20,18	12,24	115,31	1272,44	27,004	195,24	1467,68	978,45	50X50
RDC	82,89	20,18	13,60	116,67	1389,11	45,007	218,40	1607,51	1071,67	50X50
Sous sol	82,89	20,18	12,24	115,31	1504,42	72,012	260,27	1764,69	1176,46	50X50

Remarque :

Il est évident que d'autres calculs relatifs aux poteaux de rive conduisent à des sections transversales inférieures à celles déterminées pour les poteaux centraux, mais le RPA (ADDENDA 2003) recommande la même section pour l'ensemble des poteaux d'un même étage

Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7. 4 .1du RPA99)

Min (b ;h) $\geq$ 25cm

Min (b ;h) $\geq$ $h_e/20$

$1/4 < b/h < 4$

❖ **Pour le sous sols , RDC et le 1^{ère} étage: (50x50)**

Min (b ;h) = 50 $\geq$ 25 cm Condition vérifiée

Min (b ;h) = 50 $\geq$ $h_e/20 = 306/20 = 15,30$ cm Condition vérifiée

$1/4 = 0.25 < b/h = 1 < 4$ Condition vérifiée

❖ **Pour les étages courants suivants :**- **2^{ème} , 3^{ème} et 4^{ème} étages:(45x45)**

Min (b ;h) = 45 $\geq$ 25 cm Condition vérifiée

Min (b ;h) = 45 $\geq$ $h_e/20 = 306/20 = 15,30$ cm Condition vérifiée

$1/4 = 0.25 < b/h = 1 < 4$ Condition vérifiée

- **5^{ème} ,6^{ème} et 7^{ème} etages (40x40)**

Min (b ;h) = 40 $\geq$ 25 cm Condition vérifiée

Min (b ;h) = 40 $\geq$ $h_e/20 = 306/20 = 15,30$ cm Condition vérifiée

$1/4 = 0.25 < b/h = 1 < 4$ Condition vérifiée

- 8^{eme}, 9^{eme}, 10^{eme} et 11^{eme} etages (35x35)

Min (b ;h) = 35 ≥ 25 cm Condition vérifiée

Min (b ;h) = 35 ≥ h_e/20 = 306/20 = 15,30cm Condition vérifiée

1/4=0.25 < b/h=1 < 4.....Condition vérifiée

Vérification des poteaux au flambement :

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

 λ : Elancement du poteau L_f : Longueur de flambement ($l_f = 0.7 l_0$) i : Rayon de giration $(I/B)^{1/2}$ B : Section transversale du Poteau ($B=h \times b$) l_0 : Longueur libre du poteau

Ce qui donne $\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b}$

1) Pour les poteaux du sou sol, RDC et 1^{ere} étages

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{50} = 14.84$$

 $\lambda < 50$ condition vérifiée**2) Pour les poteaux de 2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} étages :**

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{45} = 16.48$$

 $\lambda < 50$ condition vérifiée**3) Pour les poteaux de 5^{eme}, 6^{eme} et 7^{eme} etages :**

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{40} = 18.55$$

 $\lambda < 50$ condition vérifiée**4) Pour les poteaux de 8^{eme}, 9^{eme}, 10^{eme} et 11^{eme} étages :**

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{35} = 21.20$$

 $\lambda < 50$ condition vérifiée

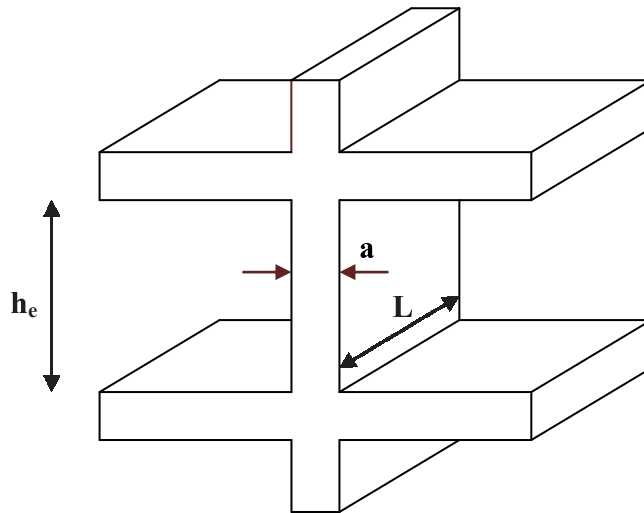
II-4 pré dimensionnement des voiles (Art 7.7.1 du RPA99) :

Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, Ils sont destinés d'une part à assuré la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales, et d'autre part de reprendre les charges verticales.

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'Article 7.7.1./RPA99 ver 2003

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

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

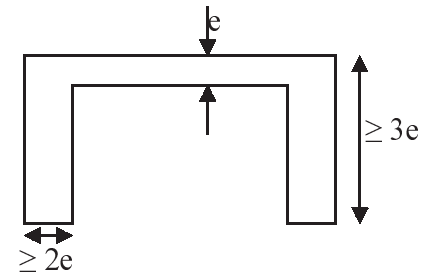
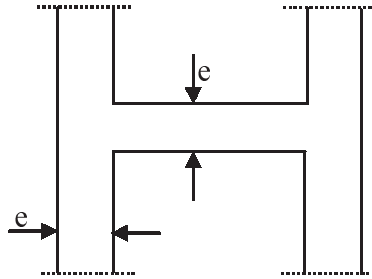


D'après RPA 99 ADDENDA 2003 le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

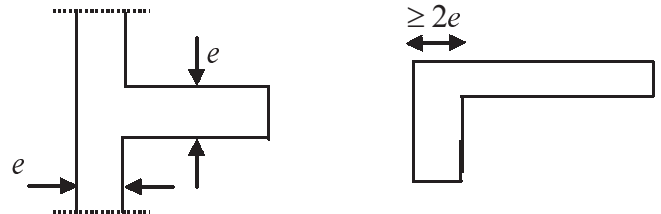
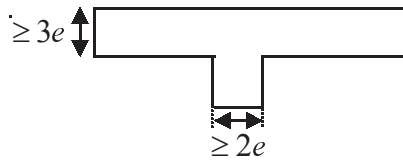
a) L'épaisseur du voile :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de 15cm

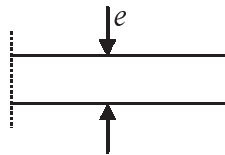
$$e \geq \frac{h_e}{25}$$



$$e \geq \frac{h_e}{22}$$



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

**Les différents types de voiles.**

Avec : $h_e = h - e_{\text{dalle}}$

h : Hauteur d'étage.

e_{dalle} : Epaisseur de la dalle.

a) Sous-sol ,RDC et les étages courants

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

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

$$a \geq \frac{286}{22} = 13 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{286}{25} = 11.44$$

La majorité des voiles dans notre ouvrage sont linéaire, donc on choisira :

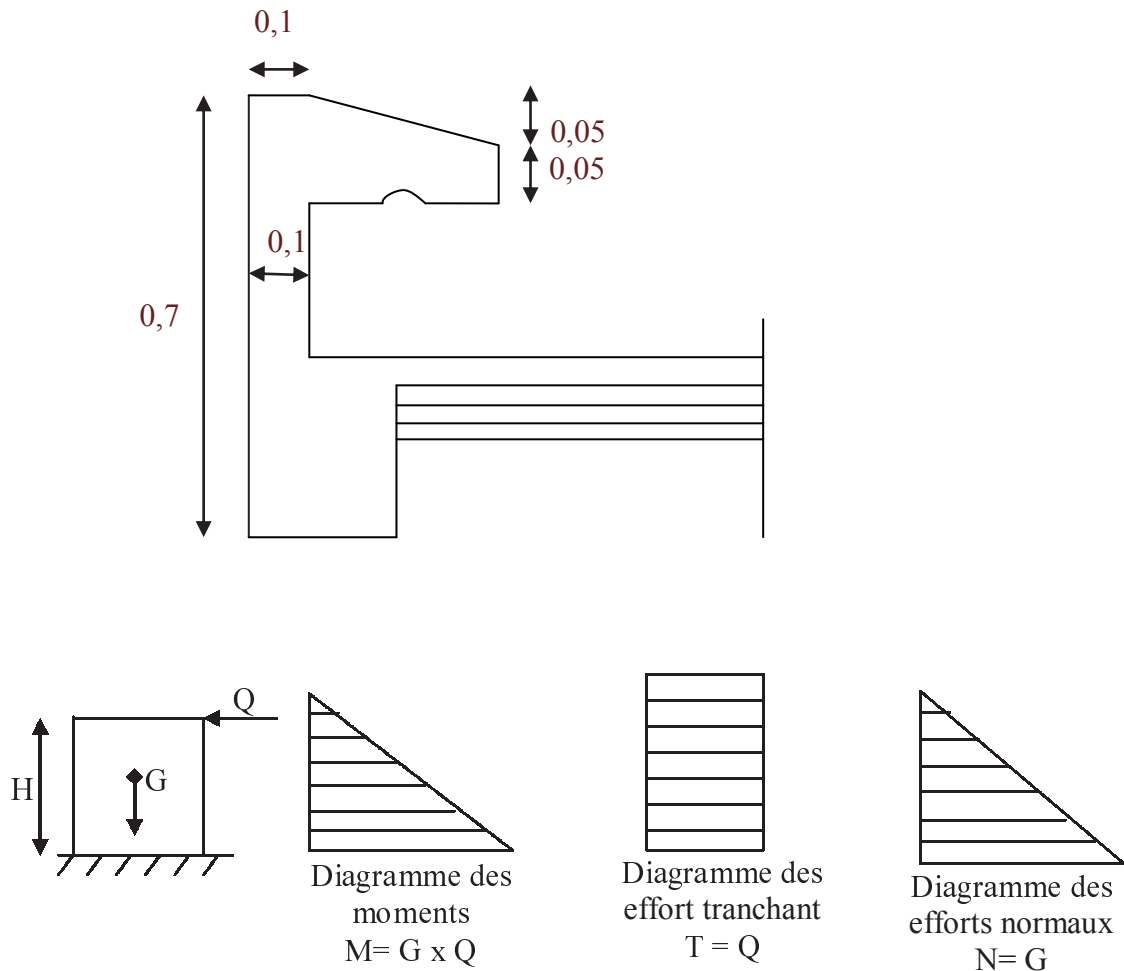
$$a \geq \frac{h_e}{20} = \max(14,3;16). \text{on prend : } a = 20\text{cm}$$

Pour qu'un voile puisse assurer un contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur : $L_{\min} \geq 4 \times a = 4 \times 20 = 80\text{cm}$

III.1 L'acrotère :

Elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à un effort G dû à son poids propre, et un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

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



III.1.1 Calcul des éléments

Effort normal dû au poids propre $G = \rho \cdot S$

$$G = 25 \left[(0,1 \times 0,7) + \frac{0,05 \times 0,15}{2} + (0,05 \times 0,15) - \frac{0,06^2 \times 3,14}{8} \right]$$

$$G = 2,013 \text{ kN/ml}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton

S : Section longitudinale de l'acrotère

Effort horizontal dû à la main courante : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

Moment de renversement M dû à l'effort horizontal : $M = Q \times H = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ kN.m}$

III .1.2 Combinaison de charges

- A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q$

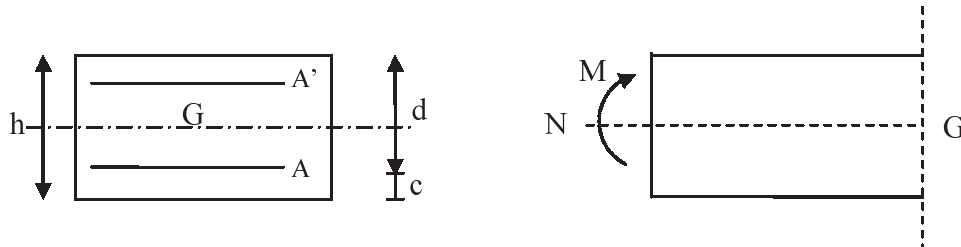
- Effort normal de compression dû à G
 $N_u = 1,35G = 1,35 \times 2,013 = 2,717 \text{ kN}$
- Moment de renversement dû à Q
 $M_u = 1,5M_Q = 1,5 \times 0,7 = 1,05 \text{ kN.m}$

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

- Effort normal de compression $N_s = G = 2,013 \text{ kN}$
- Moment de renversement $M_s = 0,7 \text{ kN.m}$

III.1.3 Ferrailage

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.



Avec les paramètres suivants :

- c : Centre de poussée ;
- e : Excentricité ;

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

III.1.4 Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,717} = 0,38 \text{ m} = 38 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc elle est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f , puis se ramené à la flexion composée.

III.1.5 Calcul en flexion simple

- Moment fictif

$$M_f = M_u + N_u \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right) = 1,05 + 2,717 \times \left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right) = 1,104 \text{ kN.m}$$

Lecteur de μ_r : moment réduit limite

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1,05}{0,7} = 1,5$$

$$\theta = 1$$

$$F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_{FeE400} = 400 \text{ Mpa}$$

Du tableau des moments réduit limite on peut lire la valeur de (μ_r)

$$\mu_r = 0,334$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1,05 \times 1000}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0150 < \mu_r = 0,334 \Rightarrow \text{S.SA}$$

$$\mu_b = 0,015 \Rightarrow \beta = 0,993 \text{ (Du tableau)}$$

- Les armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1,104 \times 1000}{0,993 \times 348 \times 7} = 0,456 \text{ cm}^2$$

III.1.6 Calcul en flexion composée

La section réelle des armatures $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

$$A = 0,456 - \frac{2,717}{34,8} = 0,377 \text{ cm}^2$$

III.1.7 Vérification à l'ELU**1. Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{\min}$$

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}.$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7}{2,013} = 0.34773 \text{ m} = 34,77 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \left[\frac{34,77 - 0.455 \times 7}{34,77 - 0.185 \times 7} \right] = 0,797 \text{ cm}^2$$

D'où les armatures principales :

$$A_u = 0.377 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,797 \text{ cm}^2.$$

La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures :

$$A = A_{\min} = 0,797 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{\text{adoptée}} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec un espacement :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}.$$

Armatures de répartition

$$A_r = A/4 = 2,01/4 = 0,51 \text{ cm}^2$$

On adoptera 3Ø6 = 0,85 cm² avec un espacement St : St ≤ min [2h , 25]

Avec St = 20cm

2. Vérification au cisaillement

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} ;$$

$$V_u : \text{Effort tranchant} : V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}.$$

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

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \quad v_u = 1 \text{ kN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{1500}{1 \times 0,07 \cdot 10^6} = 0,0214 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ la condition est vérifiée, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Vérification de l'adhérence dans des barres

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} ; \quad f_{t28} = 2.1 MPa$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence)

$$D'où : \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa.$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \sum \mu_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 cm.$$

$$D'où : \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.05} = 0.236 MPa$$

$$\tau_{se} = 0.236 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15 MPa. \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée, il n'y}$$

a pas de risque d'entraînement.

4. Ancrage des barres verticales :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « Ls »

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} ; \quad \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 MPa.$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 cm$$

Soit : Ls = 30cm.

III.1.8 Vérification des contraintes à l'ELS

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

Il faut vérifier les conditions suivantes :

dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

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

1. dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \longrightarrow \beta_1 = 0.916 \longrightarrow k_1 = 44.52$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0.70 \times 10^3}{0.916 \times 0.07 \times 2.01 \times 10^2} = 54.31 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s \quad (\text{vérifiée})$$

2. dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{54.31}{44.52} = 1.21 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

. $\eta = 1.6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA), $\phi \geq 6 \text{ mm}$

III.1.9 Vérification de l'acrotère au Séisme

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

FP = 4.A.CP.WP

A : Coefficient d'accélération de zone.

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

WP : Poids de l'élément (l'acrotère).

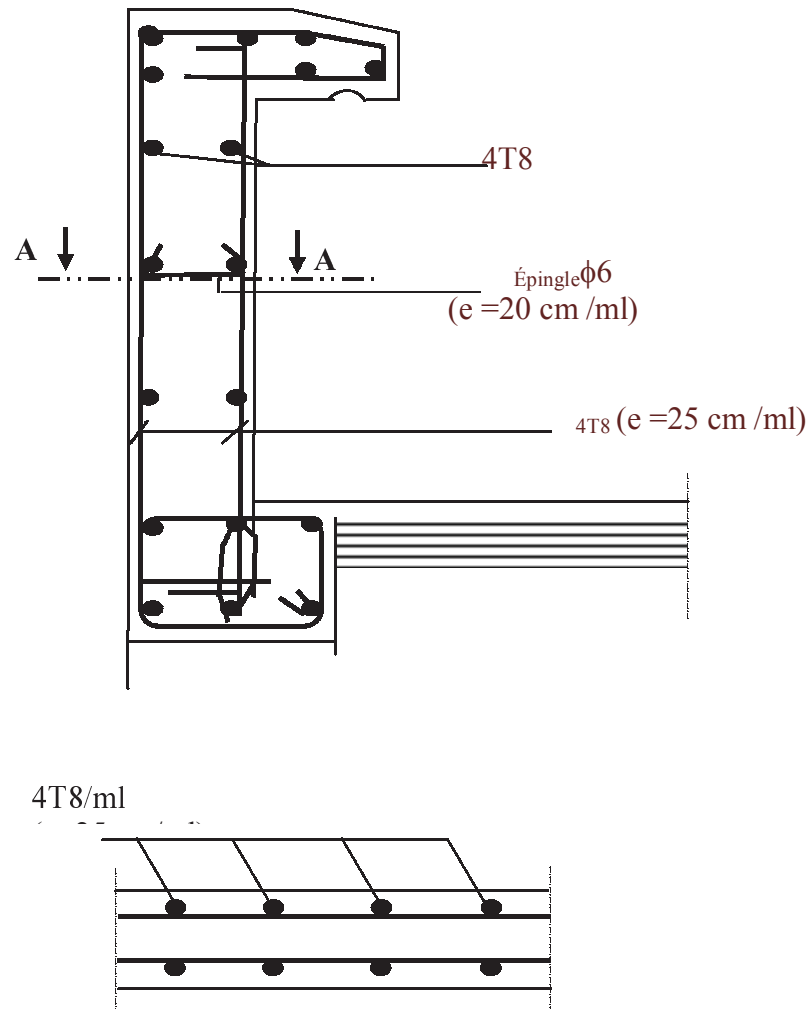
$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone : II.a} \\ \text{Groupe : 2} \end{array} \right\} \longrightarrow \begin{array}{l} A = 0.15 \\ CP = 0.8 \text{ et } WP = 2.013 \text{ kn/ml} \end{array}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.013 = 0.966 < Q = 1 \text{ kN/ml} \rightarrow \text{vérifiée}$$

Alors il est inutile de calculer l'acrotère au séisme.

Conclusion :

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile. On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment



III.2 Calcul des planchers

III.2.1 Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est collée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas excéder.

- 20 cm pour les armatures perpendiculaire aux nervures ;
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Dans le calcul la poutrelle est coulée comme une poutre en T.

Les règles (BAEL) précisent que la largeur de la table de compression (b_1), est à prendre en compte dans chaque coté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$\text{avec : } b_1 = \min \begin{cases} b \leq \frac{L}{2} \\ b \leq \frac{L_1}{10} \end{cases}$$

Avec :

L : Distance entre 2 paramètres voisins de deux poutrelles

L_1 : Longueur de la plus grande travée

x : Distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche

b_0 : Largeur de la nervure ($b_0=12\text{cm}$)

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression ($h_0=4\text{cm}$)

d : hauteur utile ($d=18\text{cm}$)

c : enrobage ($c=2\text{cm}$)

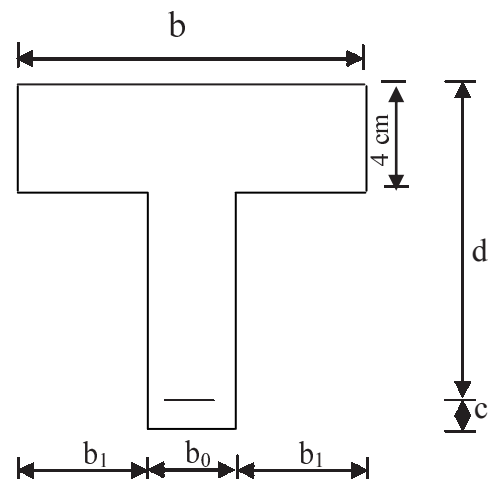
Application :

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

$$b_1 \leq \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min (26,5 ; 50) \quad b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } b = 2b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$



III.2.2 Calcul des armatures

1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

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

l : distance entre axes des poutrelles $l = 65 \text{ cm}$

Avec un espacement $e = 20 \text{ cm}$

On adoptera pour $A_{\perp}$: 5T4 = 0,63 cm^2

2) Armatures parallèles aux poutrelles

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

Avec un espacement de $e = 20 \text{ cm}$

Conclusion

On adoptera donc un treillis soudé (TLE520) de $(4 \times 4 \times 200 \times 200) \text{ mm}$

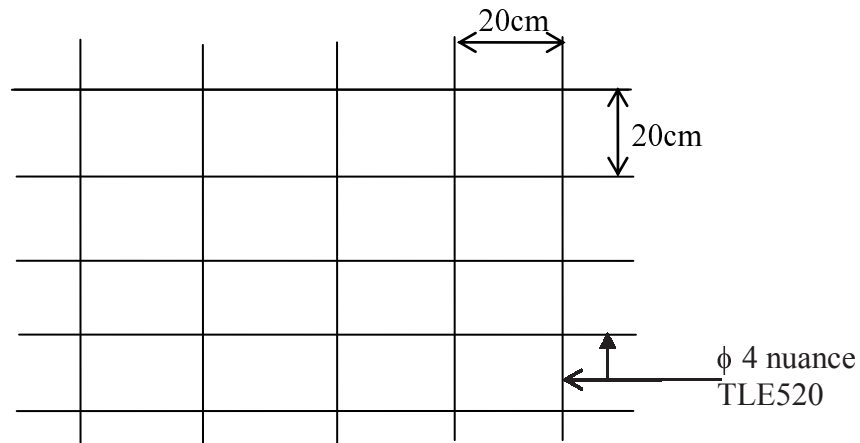


Figure III.5.1 : Treillis soudé de 20x20 cm

III.2.3 Calcul des poutrelles

Dans ce qui suit, on s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher la plus sollicitée, c'est-à-dire celle qui supporte la plus grande charge d'exploitation (plancher du rez-de-chaussée) le calcul se fera en deux étapes

Etape1: Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités, elle doit supporter en plus de son poids propre la charge due à la main d'œuvre et le poids du corps creux.

Chargement

- Poids propre : $G = 0,05 \times 0,12 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$
- Poids du corps creux : $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ kN/ml}$
- Poids de la main d'œuvre : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

1) Ferrailage à l'ELU

La combinaison de charge à considérées est : $q = 1,35G + 1,5Q$

$$q = 1,35(0,15 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,54 \text{ kN/ml}$$

- **Moment en travée**

$$M_t = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,54 \times 4,4^2}{8} = 6,146 \text{ kNm}$$

- **Effort tranchant**

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{2,54 \times 4,4}{2} = 5,588 \text{ kN}$$

- **Calcul des armatures**

$$\text{Se } \mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,146 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 9,017 > \mu_r = 0,394 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

Vu la faible hauteur de la poutrelle, pour placer les armatures de compression on prévoit donc un échafaudage pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

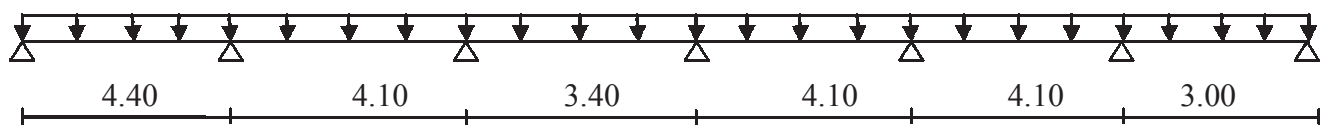
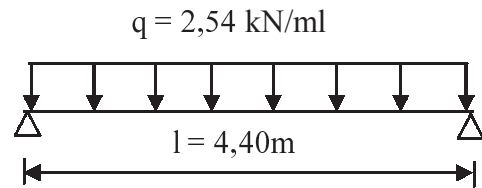
2^{ème} étape : Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle étant de celle-ci, elle sera calculée comme une poutre en T qui repose sur plusieurs appuis, elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher : $G = 5,56 \times 0,65 = 3,614 \text{ kN/ml}$
- surcharge d'exploitation : $Q = 4 \times 0,65 = 2,60 \text{ kN/ml}$

La combinaison de charge :

- ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 8,77 \text{ kN/ml}$
- ELS : $q_s = G + Q = 6,21 \text{ kN/ml}$



(Figure III.2.2) : Schéma statique de la poutrelle

III.2 Choix de la méthode de calcul

III.2.1 Méthode forfaitaire : Conditions d'applications

- 1) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois de la charge permanente ou à 5 kN/m^2

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$$

$$Q = 2,6 \text{ kN/m}^2 < 2G = 7,22 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

- 3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\left. \begin{array}{l} L_i / L_{i+1} = 4,40 / 4,10 = 1,07 \\ L_i / L_{i+1} = 4,10 / 3,40 = 1,20 \\ L_i / L_{i+1} = 3,40 / 4,10 = 0,82 \\ L_i / L_{i+1} = 4,10 / 4,10 = 1 \\ L_i / L_{i+1} = 4,10 / 3 = 1,36 > 1,25 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Conclusion

Donc dans notre cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul se fera par la méthode des trois moments

2) Rappel sur la méthode des trois moments :

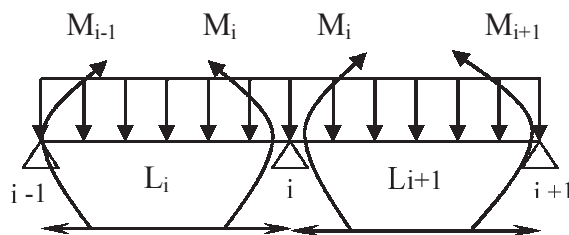
➤ Moment aux appuis :

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

$$\text{Avec : } W_i^g = Q_i \frac{L_i^3}{24EI_i}$$

3) Exposé de la méthode des trois moments :

➤ Exposition de la méthode :



Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

➤ **Aux appuis :**

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

➤ **En travée :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots\dots\dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 \dots\dots\dots (2)$$

Avec : M_{i-1} , M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

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

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

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

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

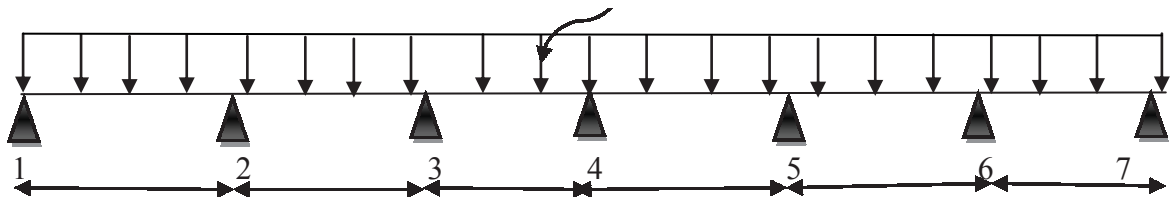


Fig.III.2.5 : Schéma statique de la poutrelle

M_{i-1} , M_i , M_{i+1} sont les moments aux appuis, i-1 , i , i+1 respectivement .

4) Calcul des moments aux appuis :

L'appui 1 : $8.8M_1 + 4.4M_2 = -186,958$ ----- (1)

L'appui 2 : $4.40M_1 + 17M_2 + 4.10M_3 = -338,222$ ----- (2)

L'appui 3 : $4.10M_2 + 15M_3 + 3.4M_4 = -237,527$ ----- (3)

L'appui 4 : $3.40M_3 + 15M_4 + 4.10M_5 = -237,527$ ----- (4)

L'appui 5 : $4.10M_4 + 16.40M_5 + 4.10M_6 = -302,529$ ----- (5)

L'appui 6 : $4.10M_5 + 14.20M_6 + 3M_7 = -210,529$ ----- (6)

L'appui 7 : $3M_6 + 6M_7 = -59,258$ ----- (7)

La résolution de ce système avec le logiciel matlab nous donne les résultats suivants :

$$\begin{aligned} M_1 &= -16,18 \text{ KN.m} & M_2 &= -13,31 \text{ KN.m} & M_3 &= -9,96 \text{ KN.m} \\ M_4 &= -9,89 \text{ KN.m} & M_5 &= -13,50 \text{ KN.m} & M_6 &= -9,88 \text{ KN.m} \\ M_7 &= -4,33 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

5) Calcul des moments en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_{i+1}}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_{i+1}}$$

X_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow x = \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

$$\begin{aligned} \text{Travée (1-2)} &\rightarrow x = 2,27 \text{ m} \quad \rightarrow M_{1 \max}(2,27) = 6,50 \text{ KN.m} \\ \text{Travée (2-3)} &\rightarrow x = 2,14 \text{ m} \quad \rightarrow M_{2 \max}(2,14) = 6,82 \text{ KN.m} \\ \text{Travée (3-4)} &\rightarrow x = 1,70 \text{ m} \quad \rightarrow M_{3 \max}(1,70) = 2,74 \text{ KN.m} \\ \text{Travée (4-5)} &\rightarrow x = 1,95 \text{ m} \quad \rightarrow M_{4 \max}(1,95) = 6,77 \text{ KN.m} \\ \text{Travée (5-6)} &\rightarrow x = 2,15 \text{ m} \quad \rightarrow M_{5 \max}(2,15) = 6,74 \text{ KN.m} \\ \text{Travée (6-7)} &\rightarrow x = 1,71 \text{ m} \quad \rightarrow M_{6 \max}(1,71) = 2,95 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

N.B/

-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

On aura aux appuis les résultats suivants :

$$\begin{aligned} M_1 &= -10,78 \text{ KN.m} & M_2 &= -8,87 \text{ KN.m} & M_3 &= -6,64 \text{ KN.m} \\ M_4 &= -6,59 \text{ KN.m} & M_5 &= -9 \text{ KN.m} & M_6 &= -6,58 \text{ KN.m} \\ M_7 &= -2,88 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

On recalcule les moments en travées avec les valeurs des moments réduits aux appuis

6) Calcul des efforts tranchant :

$$\begin{aligned} \text{Au niveau d'un appui « } i \text{ », } V(x) &= \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \\ \text{seront après} & \\ \text{Au niveau d'un appui « } i+1 \text{ », } V(x) &= - \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \text{les moments} \\ \text{en valeur} \end{array} \right\} \text{ absolue}$$

➤ Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travée	longueur	$T_i(x=0)$ KN	$T_{i+1}(x=l_i)$	X(m)	$M_{\max}$ [KN.m]
Travée 1-2	4.40	18.85	-19.72	2.15	11.36
Travée 2-3	4.10	17.43	-18.52	1.98	10.61
Travée 3-4	3.40	14.89	-14.92	1.69	6.06
Travée 4-5	4.10	18.56	-17.39	2.11	10.58
Travée 5-6	4.10	17.38	-18.56	1.98	10.57
Travée 6-7	3	11.92	-14.38	1.35	4.85

Tableau.III.2.1 : Calcul des efforts tranchants

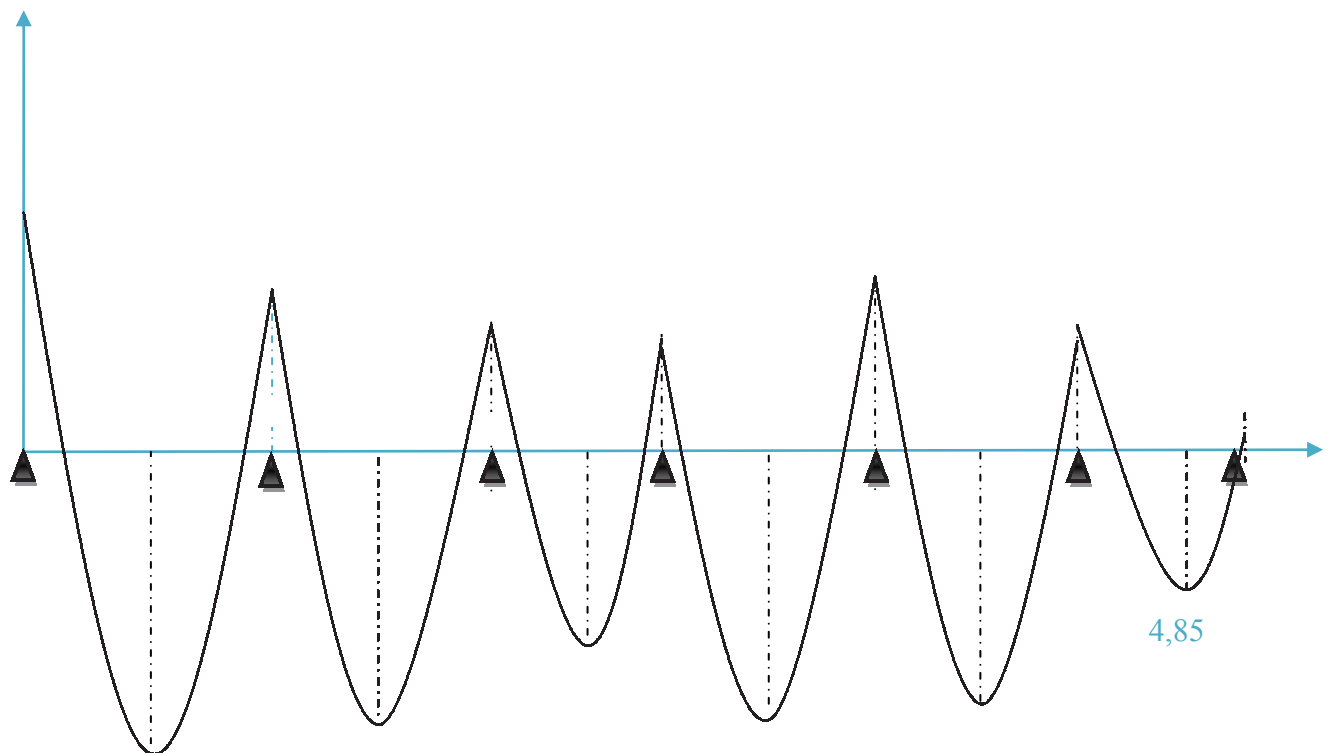


Fig. III.2.6 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (après correction)

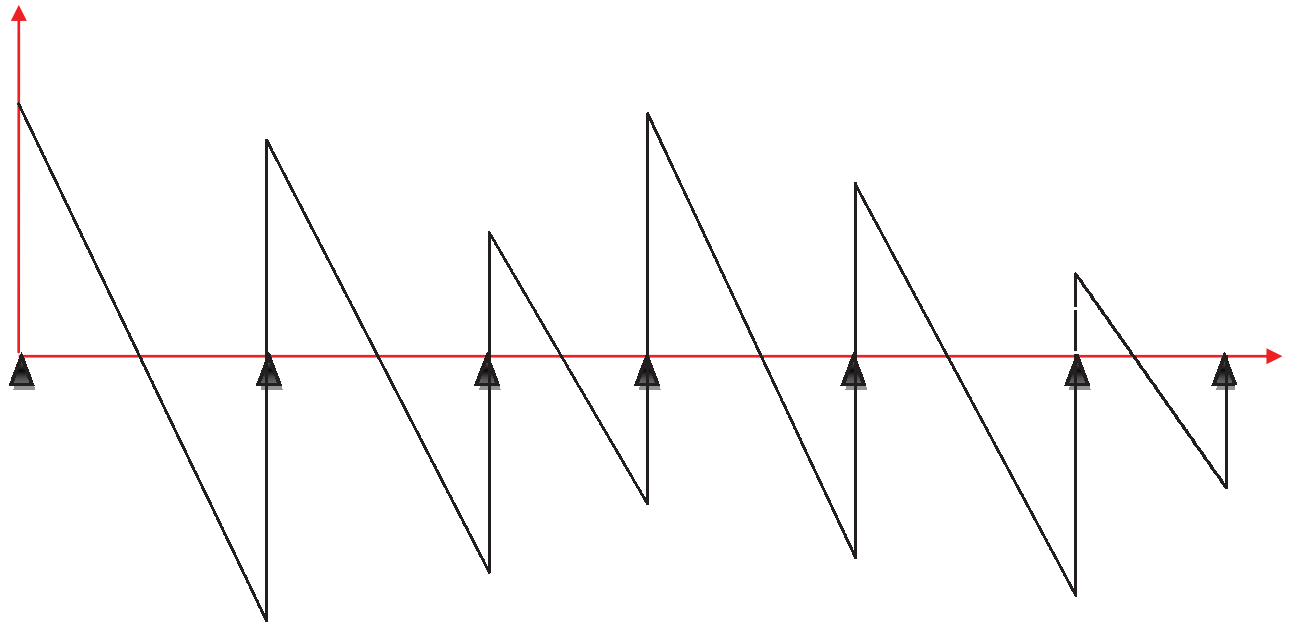


Fig .III.2.7 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (après correction)

7) Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

$b = 65\text{cm}$ (largeur de la table de compression)

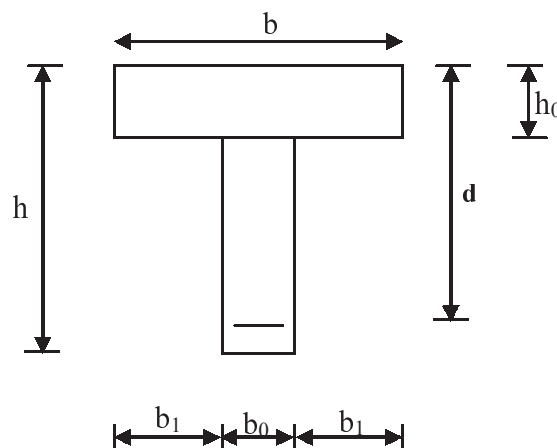
$h = 20\text{ cm}$ (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12\text{cm}$ (largeur de la nervure)

$h_0 = 4\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression)

$c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures)

$d = 18\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée)



Calcul des armatures :**1-Armatures longitudinales :****❖ En travées :**

Le moment maximal en travée : $M_{t \max} = 11.36 \text{ kn.m}$

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_{t \max} = 11,36 < M_0 = 59,072 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

8) Calcul des armatures longitudinales :**➤ En travée :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11,36}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.038 < 0.392 \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0.038 \rightarrow \beta = 0.981$$

-Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{11,36}{0.981 \times 18 \times 348 \times 10^{-3}} = 1.85 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

➤ Aux appuis :

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

$b_0 = 12 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$, $d = 18 \text{ cm}$

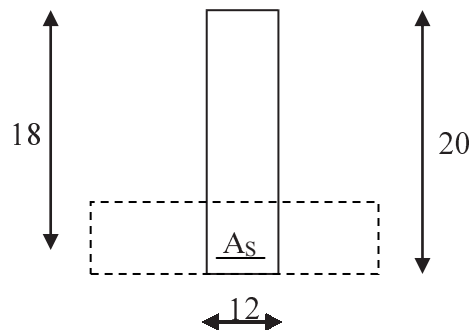
-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{10,78}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,195$$

$$\mu = 0,195 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,195 \rightarrow \beta = 0,890$$



$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d f_{su}} = \frac{10,78}{0,890 \times 18 \times 348 \times 10^{-3}} = 1,93 \text{ cm}^2$$

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

9) Vérifications à L'ELU:

➤ **Vérification à la condition de non fragilité : [Art A 4.2 ,1/BAEL 99]**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{En travée : } A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La section d'armature choisie est supérieure à $A_{\min}$, donc la condition est vérifiée.

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis**

(B.A.E.L 99. Art A.6.1.2.1) :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec : } \Psi = 1,5$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_u = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{19,72 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3.14 \times 2 \times 10} = 1,93 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.93 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Ancrage des barres: (BAEL99.Art. A-6-1-2)**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s} \text{ Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4 L_s$

$$L_a = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 16 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification au cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{19.72 \times 10}{18 \times 12} = 0,912 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,912 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton, (cote travée) (BAEL91/ Art 5.1,313):**

$$\text{On doit vérifier que: } T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_d} \times a \times b_0$$

Avec:

$a = 0,9.d$: Longueur d'appui de la bielle

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 \times 10^{-1} = 129,6 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 19,72 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures (BAEL91/Art 5.1,313):**

▪ **Au niveau de l'appui intermédiaire:**

$$T_{\max} + \frac{M_u}{0,9d} < 0$$

$$\frac{M_u}{0,9d} = \frac{-10,78}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = -66,54 \text{ KN}$$

$$T_{\max} + \frac{M_u}{0,9d} = 19,720 - 66,543 = -46,823 < 0$$

⇒ Les armatures longitudinales inférieures supplémentaire ne sont pas nécessaire

10) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales : (BAEL 99, Art. A.7.2)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 1,2 ; 0,57 ; 1 \} = 0,57 \text{ cm}$$

On prend: $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

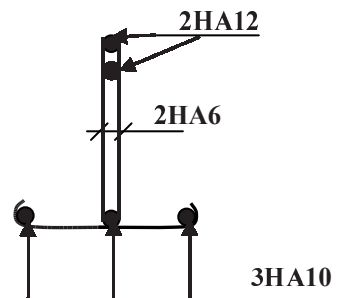


Fig .III.2.10 Plan de ferrailage de poutrelle

L'espacement entre cadre :

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

Soit un espacement $St = 16 \text{ cm}$

11) Vérification à l'ELS :

Les moments de flexion et les efforts tranchant à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{6,21}{8,77} = 0,71 \quad \text{avec:} \quad q_u = 8,77 \text{ KN/ml}, q_s = 6,21 \text{ KN/ml}$$

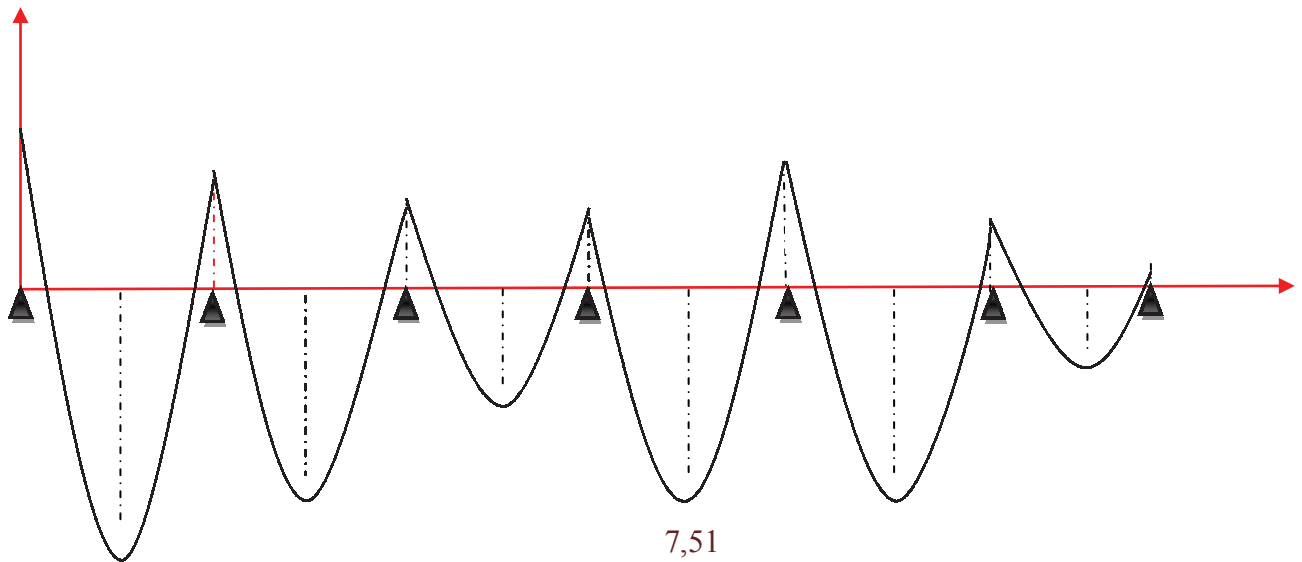


Fig. III.2.11 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

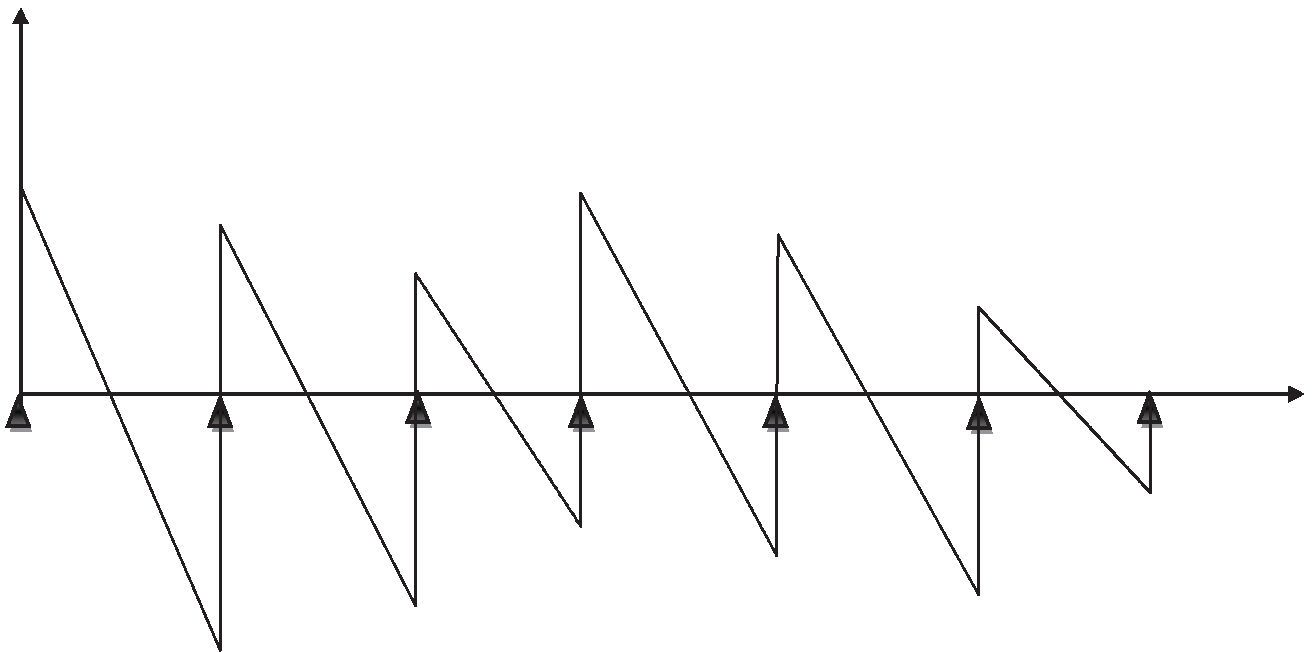


Fig .III.2.12 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

NB :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- a) Etat limite de résistance de béton en compression :

La contrainte de compression dans le béton : $\overline{\sigma_{bc}} = \sigma_s \cdot k$

➤ **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3 \phi 10 = 2,36 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 18} = 1,09 \rightarrow \beta_1 = 0,856 \rightarrow \alpha_1 = 0,432$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,432}{15(1 - 0,432)} = 0,051$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{8,06 \times 10^6}{0,856 \times 180 \times 236} = 121,65 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,051 \times 121,65 = 6,20 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 2 \phi 12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,04 \rightarrow \beta_1 = 0,858 \rightarrow \alpha_1 = 0,426$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,426}{15(1 - 0,426)} = 0,049$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{7,71 \times 10^6}{0,858 \times 180 \times 226} = 220,89 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \cdot k = 0,049 \times 220,89 = 10,82 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

- b) Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}}$$

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions.

Donc : Fissuration peu préjudiciable

$$\Rightarrow \overline{\sigma_{st}} = f_e = 400 \text{ Mpa}$$

➤ **En travée :**

$$\sigma_{st} = 220,89 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de BAEL (B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$L = 440 \text{ cm}$ (longueur entre nus d'appuis)

$h = 20 \text{ cm}$ (hauteur totale de la poutrelle).

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.20}{4.40} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}.$$

$$\text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}.$$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{4400}{500} = 8.80 \text{ mm}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation diffère.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

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

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

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec

($n=15$)

$$\mu = \max \left[0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho_s \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

Y_1 : Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{\sum s_i \cdot y_i}{\sum s_i}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011$$

$$Y_1 = \frac{(b \cdot h_0)h_0/2 + (h - h_0)b_0[(h - h_0)/2 + h_0] + n \cdot A_{st} \cdot d}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + nA_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4) \times 4/2 + (20 - 4) \times 12 \times [(20 - 4)/2 + 4] + 15 \times 2,36 \times 18}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2,36}$$

$$Y_1 = 7,10 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - y_1 = 20 - 7,10 = 12,90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + h_0 (b - b_0) \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A_{st} \cdot (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \left[7,10^3 + 12,90^3 \right] + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,10 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,36 \times (12,90 - 2)^2$$

$$I_0 = 20021,064 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 1,09} = 0,015$$

$$\mu = \max \left[0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 121,65 + 2,1} \right] = 0,49$$

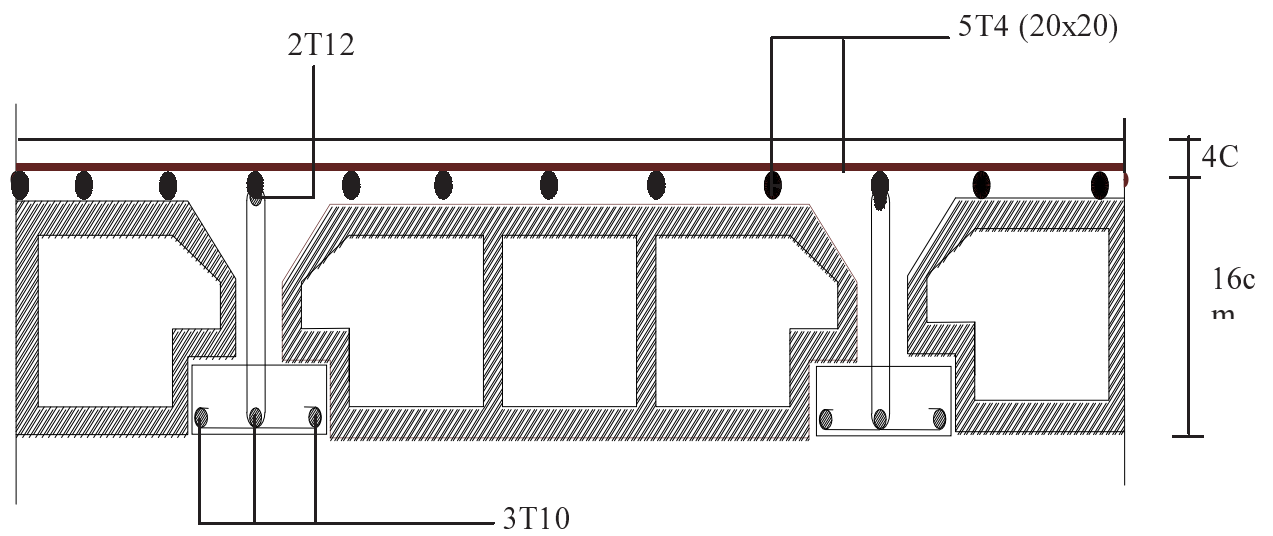
$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1,1 \times 20021,064}{1 + 0,49 \times 0,015}$$

$$I_{fv} = 21862,48$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$f = \frac{8,06 \times 10^6 (4400)^2}{10 \times 10818,88 \times 10^4 \times 21862,48}$$

$$6,59 \text{ mm} < \bar{f} = 8,80 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$



Plan de ferrailage du plancher

III.3) Calcul de la salle machine :

III.3.1) Introduction :

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (13 niveaux), un ascenseur a été prévu. La surface de sa cabine est $(1.75 \times 1.97 = 3,44 \text{ m}^2)$; la charge totale que le système de levage transmet est de 9 tonnes. ($P = 9 \text{ tonnes}$)

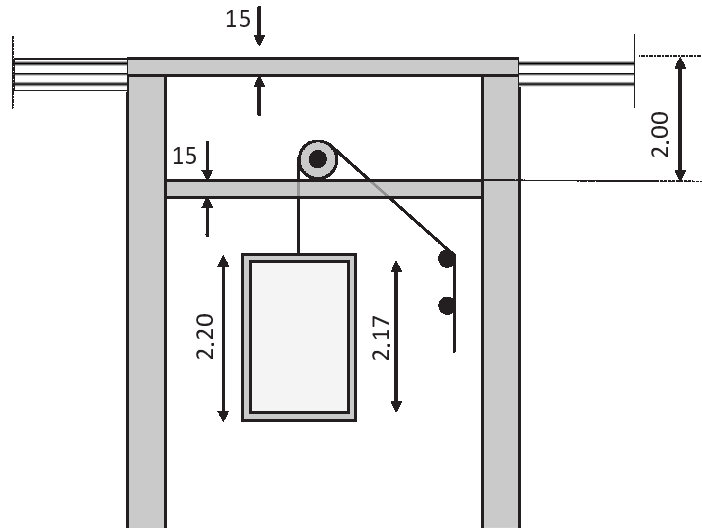


Fig III.3.1 : schéma de l'ascenseur.

III.3.2) Calcul de la dalle pleine :

a) épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{175}{30} = 5,83 \text{ cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$; on adopte une hauteur $h_0 = 15 \text{ cm}$.

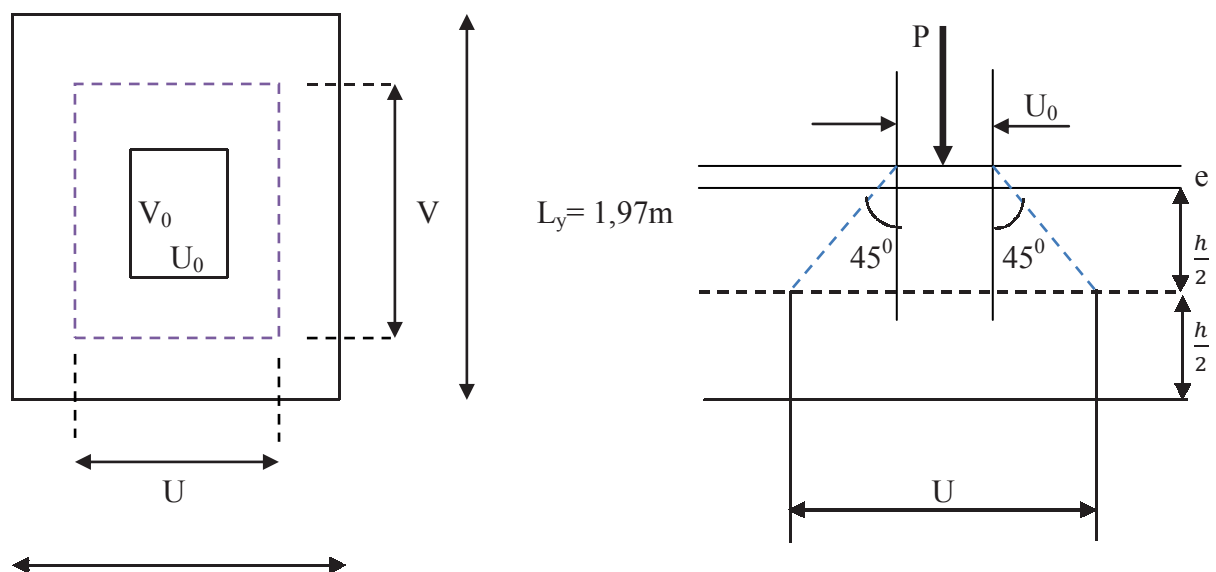


Fig.III.3.2 : schéma statique de la salle machine.

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,75}{1,97} = 0.888 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

On a :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_t \\ V = V_0 + 2e + h_t \end{cases}$$

Avec : $h_t = 15\text{cm}$ (épaisseur de la dalle)

e : revêtement de la dalle ($e = 5\text{cm}$)

K : revêtement aussi solide que le béton ($k = 2$)

$$U_0 = l_x - 2(h_0/2) , U_0 = 160 \text{ cm}$$

$$V_0 = l_y - 2(h_0/2) , V_0 = 182 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } U = 160 + 2(5) + 15 = 185\text{cm}$$

$$V = 182 + 2(5) + 15 = 207\text{cm}$$

b) Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q_u (\nu M_1 + M_2)$$

ν : coefficient de poisson ; à l'ELU : $\nu = 0$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.60}{1.75} = 0,91 \qquad \frac{V}{L_y} = \frac{1,82}{1,97} = 0,92$$

Donc : $M_1 = 0.051$; $M_2 = 0.038$

$$M_{x1} = 1.35P \times M_1 = 1.35 \times 90 \times 0.051 = 6,196 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 1.35P \times M_2 = 1.35 \times 90 \times 0.038 = 4,617 \text{ KN.m}$$

c) Calcul des moments dûs au poids propre de la dalle :

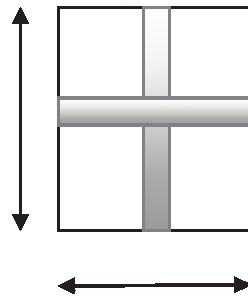
Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.75}{1.97} = 0.888 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Après interpolation : $\mu_x = 0.0478$; $\mu_y = 0.740$



Poids propre de la dalle : $G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ KN/ml}$

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.5625 \text{ KN/ml}$

$M_{x2} = 0.0478 \times 6.5625 \times 1.75^2 = 0.960 \text{ KN.m}$

$M_{y2} = 0.740 \times 0.960 = 0.710 \text{ KN.m}$

d) Superposition des moments:

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.196 + 0.960 = 7.156 \text{ KN.m}$

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.617 + 0.710 = 5.327 \text{ KN.m}$

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70% aux appuis.

e) Ferrailage de la dalle :

Remarque : ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85), et en appuis par (0,30) pour tenir compte de la continuité des voiles.

➤ Dans le sens de la petite portée : x-x

• Moment en travée :

On a : $d=15\text{cm}$, $c=2\text{cm}$, $M_x=7,156\text{ kn.m}$, $b=100\text{ cm}$

$$M_{xt} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 7,156 = 6,0826\text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{xt}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6,082 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0.025 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA d'où } \beta = 0.9875$$

$$A_s = \frac{M_{xt}}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{6,082 \times 10^3}{0.9875 \times 13 \times 348} = 1,361\text{cm}^2 \text{ soit } 4\Phi 10 \text{ (} A_s = 3,14\text{cm}^2 \text{)}$$

Avec : un espacement $S_t = 25\text{cm}$

• Moments aux appuis :

$$M_{xa} = 0.3 \times -M_x = 0.3 \times -7,156 = -2,146\text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{xa}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2,146 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0.0894 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA d'où } \beta = 0.953$$

$$A_s = \frac{M_{xa}}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{2,146 \times 10^3}{0.953 \times 13 \times 348} = 0.49\text{cm}^2 \text{ soit } 4\Phi 8 \text{ (} A_s = 2.01\text{cm}^2 \text{)}$$

Avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$

➤ Dans le sens de la grande portée : y-y

• Moment en travée :

$$M_{yt} = 0.85 \times -M_y = 0.85 \times -5,327 = -4,527\text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{yt}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4,527 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0.0188 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA d'où } \beta = 0.991$$

$$A_{yt} = \frac{M_{yt}}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{4,527 \times 10^3}{0.991 \times 13 \times 348} = 1.01\text{ cm}^2 \text{ soit } 4\Phi 10 \text{ (} A_s = 3,14\text{cm}^2 \text{)}$$

Avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$

- **Moments aux appuis :**

$$M_{ya} = 0,3 \times -M_y = 0,3 \times -5,327 = -1,598 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ya}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1,598 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,006 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA d'où } \beta = 0,997$$

$$A_{ya} = \frac{M_{ya}}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{1,327 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0,294 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 8 \quad (A_s = 2,01 \text{ cm}^2)$$

Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.3.3) Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL99) :

➤ **sens x-x**

Avec : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,88$

$A_{\min}$: Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

ω_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$A_x^{\min} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec} \quad \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction ; } \rho_0 = 0,8\%$$

$$A_x^{\min} \geq 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left[3 - \frac{1,75}{1,97} \right] = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{xt} = 1,361 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_x^a = 0,49 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ sens Y-Y

$$\omega_y = \frac{A_y^{\min}}{b \cdot h} > \omega_0 \longrightarrow A_y^{\min} = \omega_0 \cdot b \cdot h$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{yt} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL99) :

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser $2h$ et 25cm ;

$$S_t = 25\text{cm} \leq (2h = 30\text{cm} ; 25\text{cm}) \text{ ----- condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser $3h$ et 33cm ;

$$S_t = 25\text{cm} \leq (3h = 45\text{cm} ; 33\text{cm}) \text{ ----- condition vérifiée.}$$

c) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à L'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1.85+2,07) = 7.84\text{m}$$

$$q_u = 90 \leq 0.045 \times 7.84 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 882\text{KN/ml} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

d) Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$, alors :

$$\text{➤ Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{90}{2 \times 2,07 + 1.85} = 15,02\text{KN}$$

$$\text{➤ Sens y-y : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{90}{3 \times 2,07} = 14,49 \text{ KN}$$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{15,02 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min(3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

On remarque que $\tau < \bar{\tau}$; la condition est vérifiée.

III.3.4) Vérification à l'ELS :

a) Moments engendrés par le système de levage :

$$\text{À l'ELS } v = 0,2 \quad ; \quad M_1 = 0,051 \quad ; \quad M_2 = 0,038$$

$$M_{x1} = q_s (M_1 + v \times M_2)$$

$$M_{y1} = q_s (M_1 + v \times M_2)$$

$$M_{x1} = 90(0,051 + 0,2 \times 0,038) = 5,274 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90(0,2 \times 0,051 + 0,038) = 4,338 \text{ KN.m}$$

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\mu_x = 0,0478 \quad ; \quad \mu_y = 0,740$$

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0478 \times 4,75 \times 1,75^2 = 0,695 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,740 \times 0,695 = 0,514 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2}$$

$$M_x = 5,274 + 0,695 = 5,969 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 4,338 + 0,514 = 4,85 \text{ KN}.$$

d) Ferrailage de la dalle :

Remarque : ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85), et en appuis par (0,30) pour tenir compte de la continuité des voiles.

➤ Dans le sens de la petite portée : x-x

• Moment en travée :

$$M_s = 0,85 \times M_x$$

$$M_s = 0,85 \times 5,969 = 5,073 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_s}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5,073 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0211 < 0,392 \quad \text{S S A d'où } \beta = 0,990$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{5,073 \times 10^3}{0,990 \times 13 \times 348} = 1,13 \text{ cm}^2 < 3,14 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

• Moments aux appuis :

$$M_s = 0,3 \times M_x$$

$$M_s = 0,3 \times 5,969 = -1,790 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_s}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1,790 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,00745 < 0,392 \quad \text{S S A d'où } \beta = 0,997$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{1,790 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0,396 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ Dans le sens de la grande portée : y-y

• Moment en travée :

$$M_s = 0,85 \times M_x$$

$$M_s = 0,85 \times 4,85 = 4,122 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4,122 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0017 < 0,392 \quad \text{S S A d'où } \beta = 0,992$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{4,122 \times 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0,918 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_s = 0.3 \times M_x$$

$$M_s = 0.3 \times -4,85 = -1,455 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1,455 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0.006 < 0.392 \quad \text{S S A d'où } \beta = 0.997$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{1,455 \times 10^3}{0.997 \times 13 \times 348} = 0.322 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion : les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

III.3.5) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

a) Sens x-x :

- **Moment en travée :**

$$M_s = 5,073 \text{ KN.m} ; A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0.2415 \longrightarrow k_1 = 48,29 \longrightarrow \beta_1 = 0,921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5,073 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3,14 \times 100} = 134,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{134,93}{48,29} = 2,79 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_s = -1,790 \text{ KN.m} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0.1546 \longrightarrow k_1 = 61,92 \longrightarrow \beta_1 = 0,935$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1,790 \times 10^6}{0.935 \times 130 \times 2.01 \times 100} = 73,26 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{73,26}{61,92} = 1,183 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Sens y-y :

- Moment en travée :**

$$M_s = 4,122 \text{ KN.m} ; A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,2415 \longrightarrow k_1 = 48,29 \longrightarrow \beta_1 = 0,921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4,122 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3,14 \times 100} = 109,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{109,64}{48,29} = 2,27 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

- Moments aux appuis :**

$$M_s = 1,455 \text{ KN.m} ; A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,1546 \longrightarrow k_1 = 61,92 \longrightarrow \beta_1 = 0,935$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1,455 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 2,01 \times 100} = 59,55 \text{ MPa}$$

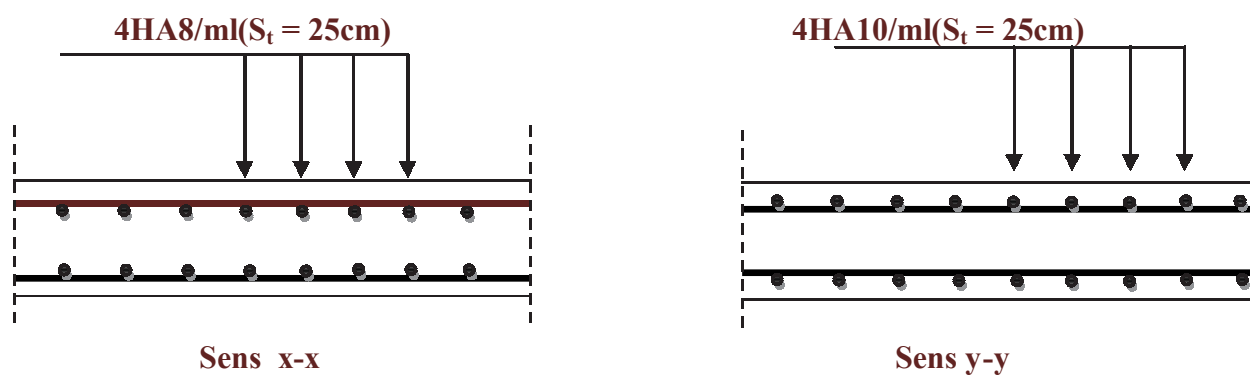
$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{59,55}{61,92} = 0,961 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

III.3.6) Diamètre maximal des barres :

$$\Phi_{\max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} ; \text{ nous avons ferrailé avec des HA10} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.3.7) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

III.3.8) Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine :**Fig.III.3.3 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.**

III-4) calcul d'escaliers :**III-4-1) Définition :**

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

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

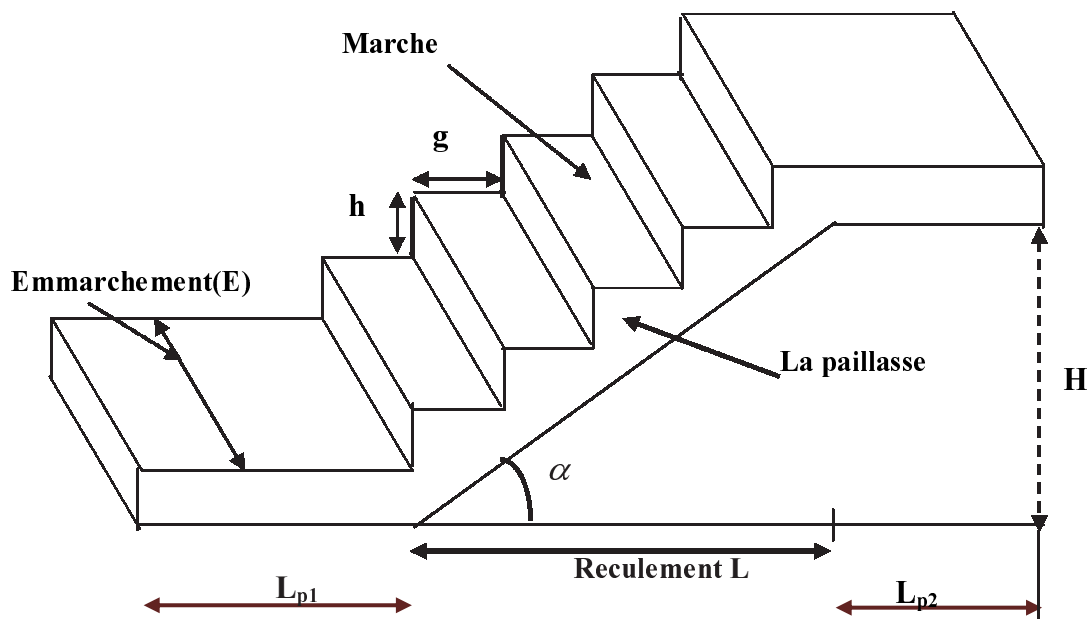
III-4-2) Terminologie :

Fig III-4.1) Terminologie de l'escalier

Marche : c'est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc..

Le nombre de marches s'écrit $n = \frac{H}{h}$

Avec : **n** : nombre de marches

H : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

Hauteur de la contre marche « h » : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

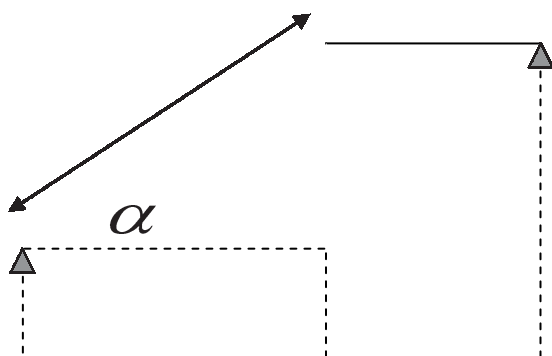
$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$ (En moyenne on prend $h=17\text{cm}$).

Le Giron g :

C'est la distance comprise entre deux nez de marches successives ou largeur de la marche s'il n'y a pas de nez. $22\text{ cm} \leq g \leq 33\text{ cm}$ (En moyenne on prend $g=30\text{cm}$).

L'embranchement(E) : représente la largeur de la paillasse.

Paillasse : dalle inclinée supportant les marches.



Les deux volées sont identiques:

On a 9 marches

$$h=17\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 65\text{cm} \Rightarrow 25\text{cm} \leq g \leq 31\text{cm},$$

$$g = \frac{L}{(n-1)} = \frac{240}{8} = 30\text{cm}, L_p = 1,32\text{m} \geq 3g = 0,9\text{m}.$$

Prédimensionnement de la pailasse et du palier de repos :

Soit « e_p » épaisseur de la pailasse et du palier est donnée par :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,637 \Rightarrow \alpha = 32,49^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_v} \Rightarrow L_v = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32,49} = 284\text{cm}$$

$$L_0 = L_v + L_p = 2,84 + 1,32 = 4,16\text{m}$$

$$\text{Donc : } \frac{416}{30} \leq e_p \leq \frac{416}{20} \Rightarrow 13,86\text{cm} \leq e_p \leq 20,8\text{cm}$$

On prend : **$e_p = 18\text{cm}$**

B) Détermination des sollicitations de calcul :**➤ les charges permanentes :****• La volée :**

$$G_v = G_{marches} + G_{rev} + G_{pallasse}$$

$$= \rho_{BA} \times \frac{h}{2} \times 1ml + (\rho_{mortier} \times e_m + M_{scar}) \times 1ml + \rho_{BA} \times \frac{e_p}{\cos \alpha} \times 1ml$$

$$= 25 \times \frac{0.17}{2} \times 1 + (22 \times 0.02 + 22 \times 0.02) \times 1 + 25 \times \frac{0.18}{\cos 48,49} \times 1 = 9,10 \text{ KN/ml}$$

• Le palier :

$$G_p = (\rho_{mortier} \times e_m + M_{scar}) \times 1ml + \rho_{BA} \times e_p \times 1ml$$

$$= (22 \times 0.02 + 22 \times 0.02) \times 1 + 25 \times 0.18 \times 1 = 5,38 \text{ KN/ml}$$

➤ les charges d'exploitation :

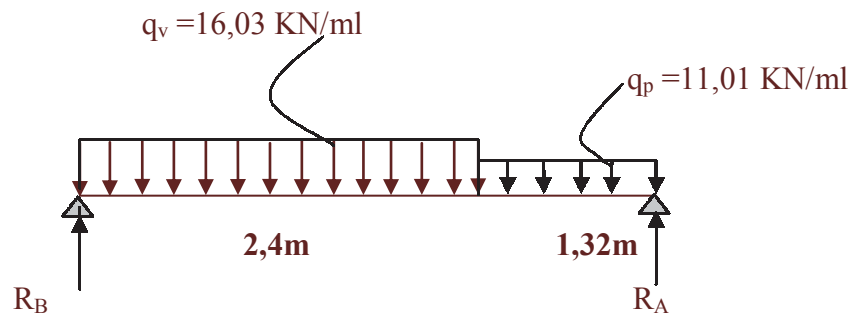
La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par la DTR B.C.2.2 est :

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

III-4-4) Calcul à l'ELU :**Combinaison de charges :**

$$q_v = 1,35 G_v + 1,5 Q_v = 1,35 \times 9,10 + 1,5 \times 2,5 = 16,03 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = 1,35 G_p + 1,5 Q_p = 1,35 \times 5,38 + 1,5 \times 2,5 = 11,01 \text{ KN/ml}$$

Les réactions d'appuis :

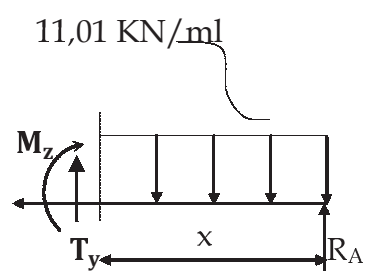
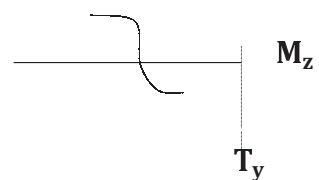


Tableau III-3-1) Les moments fléchissant :

Tronçon	Expression de $M_z(x)$	$M_z(\text{KN.m})$	
$0 \leq x \leq 2,40\text{m}$	$-8,015x^2 + 28,63x$	X=0	0
		X=2,4m	22,57
$0 \leq x \leq 1,32\text{m}$	$-5,50x^2 + 24,37x$	X=0	0
		X=1,32m	22,58

Tableau III-3-2) Les efforts tranchants :

Tronçon	Expression de $T_y(x)$	$M_z(\text{KN.m})$	
$0 \leq x \leq 2,40\text{m}$	$16,03x - 28,63$	X=0	-28,63
		X=2,40m	9,84
$0 \leq x \leq 1,32\text{m}$	$11,01x - 24,37$	X=0	-24,37
		X=1,32m	-9,84

Le moment maximum :

$$T_y=0 \Rightarrow T_y(x) = 16,03x - 28,63 = 0 \Rightarrow x = 1,78\text{m}$$

$$M_z(x) = 28,63x - 8,015x^2$$

$$\Rightarrow M_z(1,78) = 25,56 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_z^{\max} = 25,56 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_{z\max}=25,56KN.m}$$

A fin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments max aux appuis et en travées.

- Aux appuis : $M_{ua} = M_u^{\max} \times 0,3 = -0,3 \times 25,56 = -7,66 \text{ KN.m}$

- En travées : $M_{ut} = M_u^{\max} \times 0,85 = 0,85 \times 25,56 = 21,72 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

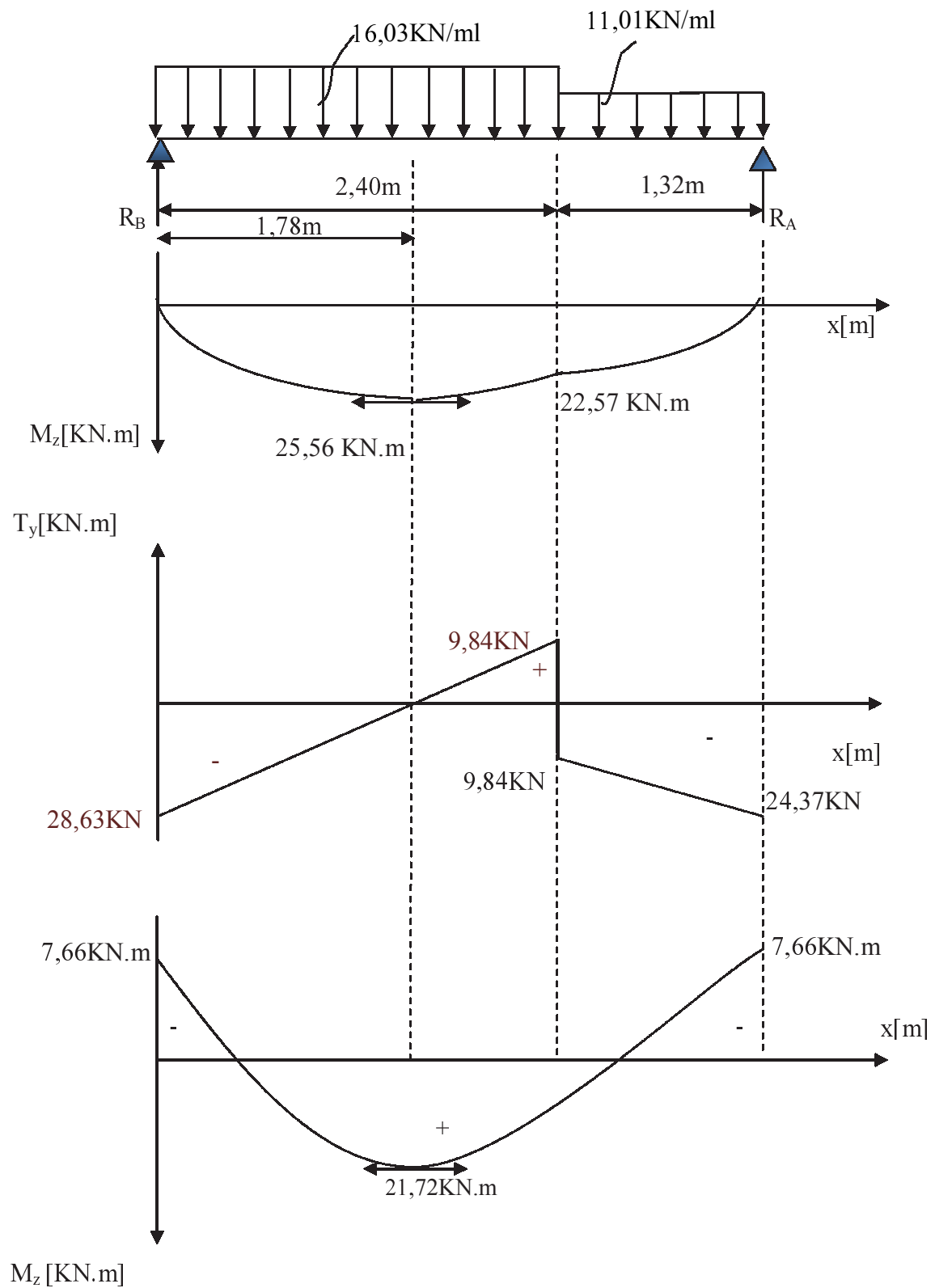
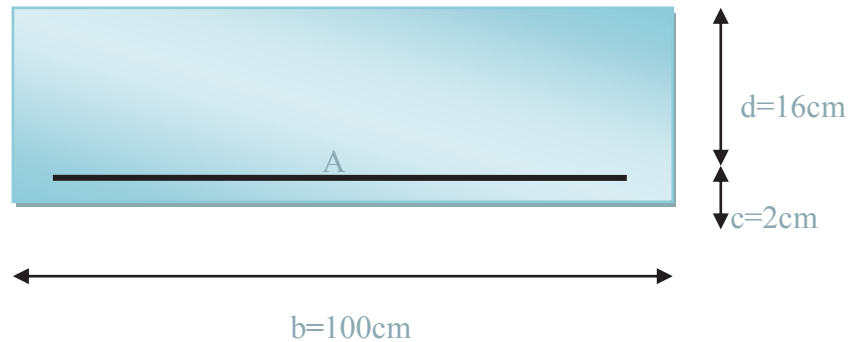


Fig III-4.5): Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

III-4-5) Calcul des armatures à l'ELU:**A) Armatures principales :**

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de 1m.



- Aux appuis:**

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,66 \times 10^6}{10^3 \times 160^2 \times 14,2} = 0,021 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A (Section simplement armé).}$$

$$\mu_b = 0,021 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_u^a = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,66 \cdot 10^2}{0,990 \times 16 \times 34,8} = 1,38 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12/ml = 6,78 cm²** ; avec un espacement **St = 17cm**.

- En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{6c}} = \frac{21,72 \times 10^6}{10^3 \times 160^2 \times 14,2} = 0,059 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,059 \Rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_s} = \frac{21,72 \cdot 10^2}{0,970 \times 16 \times 34,8} = 4,02 \text{ cm}$$

Soit : **6HA12/ml = 6,78 cm²** ; avec un espacement **St = 17cm**

B) Armatures de répartition:

- Aux appuis :**

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

Soit : **4HA10/ml = 3,14 cm²** ; avec un espacement **St = 25cm**.

- **En travée :**

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

Soit : **4HA10/ml = 3,14 cm²** ; avec un espacement **St = 25cm**.

C) vérifications à l'E.L.U :

1) Condition de non fragilité (BEAL 91 ; Art 4.2.1) :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,932 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_u^a = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,932 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

En travée : $A_{St} = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,932 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

2) Ecartement des barres :

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

➤ **Armatures principales :** $S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Appui : $17\text{cm} < 33\text{cm}$ Condition vérifiée.

Travée : $17\text{cm} < 33\text{cm}$ Condition vérifiée.

➤ **Armatures de répartition :** $S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm})$

Appui : $25\text{cm} < 45\text{cm}$ Condition vérifiée.

Travée : $25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

3) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91 Art.6.1. 3) :

On doit vérifier que : $\tau_{Se} \leq \bar{\tau}_{Seu}$

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

$$\tau_{Se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

avec : $\Psi_s = 1,5$ pour les barres de hautes adhérences

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 6 \times 3,14 \times 12 = 226,08 \text{ mm}$$

$$\tau_{Se} = \frac{28,63 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 226,08} = 0,879 \text{ MPa}$$

$\tau_{Se} < \bar{\tau}_{Seu}$ Condition vérifiée.

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales.

4) Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art A.5.1) :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b.d} < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{28,63 \times 10^3}{10^3 \times 160} = 0,178 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0,178 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

5) Vérification de l'ancrage des barres (BAEL91 Art A6-1.2.1) :

$$\tau_s = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{400 \times 12}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } l_s = 43 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad l_{cr} = 0,4 l_s = 17,2 \text{ cm, on prend } l_{cr} = 17 \text{ cm.}$$

6) Influence de l'effort tranchant sur le béton :

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28} / \gamma_b \quad \text{Avec } a = 0,9 \cdot d$$

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times 0,9 \times 16 \times 100 \times 2,5 / 1,5 = 960 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 28,63 \text{ KN} < \bar{V}_u = 960 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

7) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

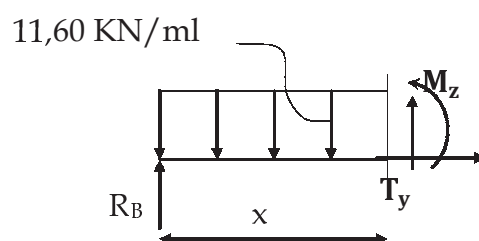
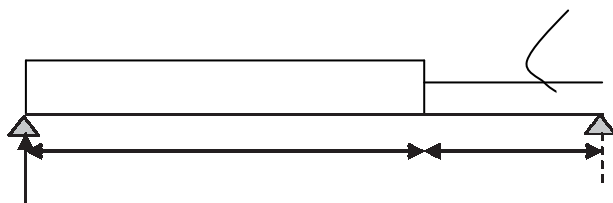
$$\text{On doit vérifier que : } A_u^a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u^a + \frac{M_u^a}{0,9d} \right)$$

$$\text{Avec : } M_u^a = -7,66 \text{ KN m}$$

$$A_u^a \geq \frac{1,15}{400} \left(28,63 \times 10^3 - \frac{7,66 \cdot 10^6}{0,9 \times 160} \right) = -70,62 \text{ mm}^2$$

$$\text{On a : } \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0$$

Aucune vérification n'est nécessaire.



▪ 2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.32m$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -3,94x^2 + 15,54x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1.32 \rightarrow M_z = 8,67 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = 7,88x - 15,54$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -15,54 \text{ KN}$
- Pour $x=1.32 \rightarrow T_y = -5,14 \text{ KN}$

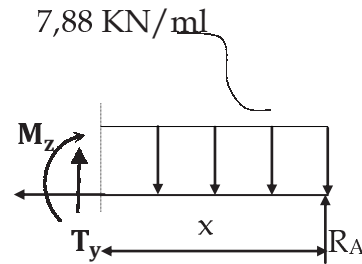


Tableau III-3-3) Les moments fléchissant :

Tronçon	Expression de $M_z(x)$	$M_z(\text{KN.m})$	
$0 \leq x \leq 2,40m$	$-5,8x^2 + 22,70x$	X=0	0
		X=2,40m	-10,70
$0 \leq x \leq 1,32m$	$-3,94x^2 + 15,54x$	X=0	0
		X=1,32m	8,67

Tableau III-3-4) Les efforts tranchants :

Tronçon	Expression de $T_y(x)$	$T_y(\text{KN})$	
$0 \leq x \leq 2,40m$	$11,60x - 22,70$	X=0	-22,70
		X=2,40m	5,14
$0 \leq x \leq 1,32m$	$7,88x - 15,54$	X=0	-15,54
		X=1,32m	-5,14

Le moment maximum :

$$T_y = 0 \Rightarrow T_y(x) = 22,70 - 11,60x = 0 \Rightarrow x = 1,95m$$

$$M_z(x) = 22,70x - 5,8x^2$$

$$\Rightarrow M_z(1,95) = 22,21 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{z\max} = 22,21 \text{ KN.m}$$

Remarque :

A fin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments max aux appuis et en travées.

- Aux appuis : $M_{sa} = M^{\max} \times 0,3 = -0,3 \times 22,21 = -6,66 \text{ KN.m}$

- En travées : $M_{st} = M^{\max} \times 0,85 = 0,85 \times 22,21 = 18,87 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

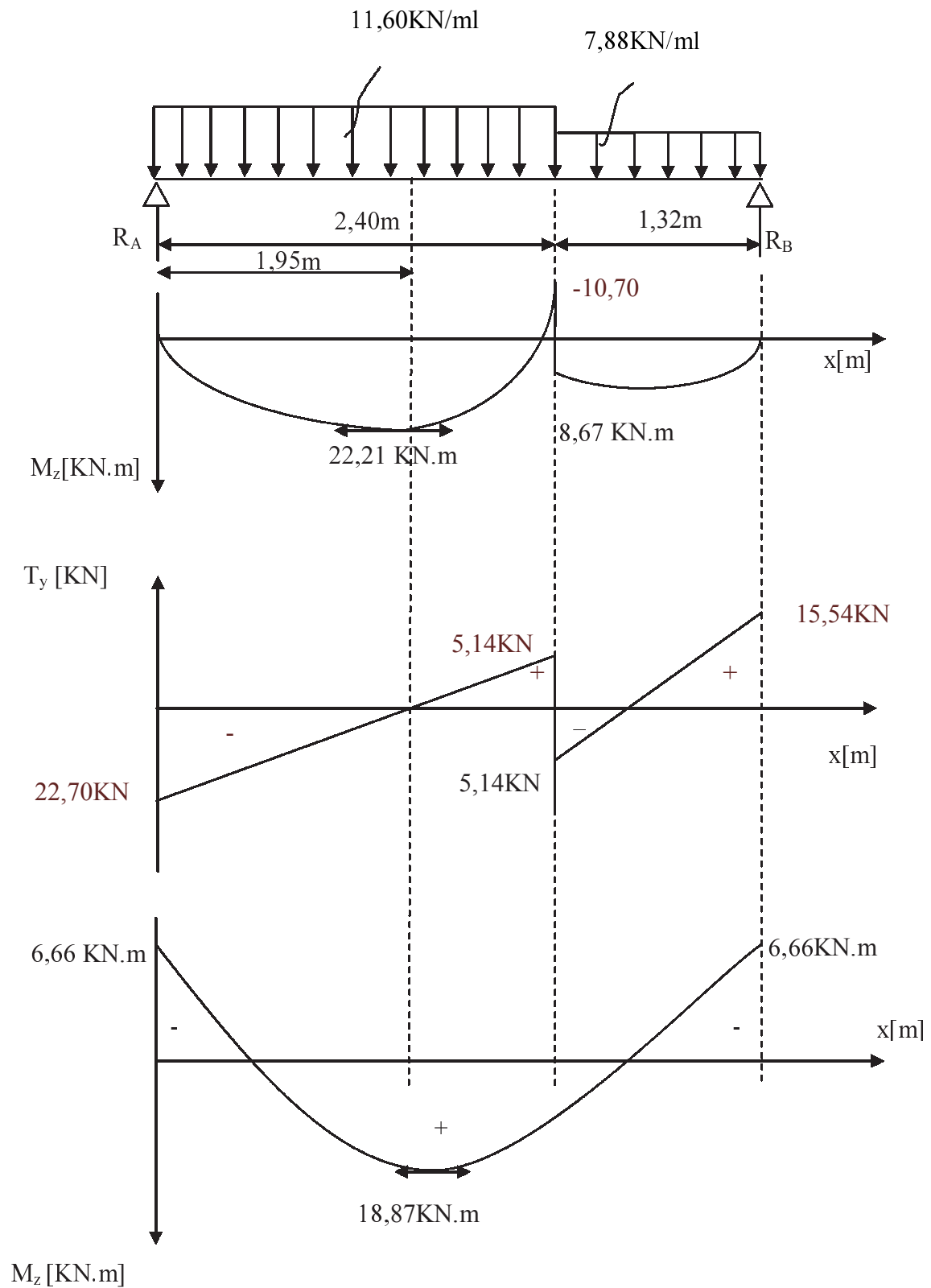


Fig III-4.8): Diagramme des moments fléchissants et des efforts tranchants à l'ELS

III-4-7) Vérification à l'E.L.S :**a) A l'état limite d'ouverture des fissurations :**

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

b) A l'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2) :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

En appui :

$$\rho_1 = \frac{100.A_u^a}{b.d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 16} = 0,423$$

$$\xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,900 \\ k_1 = 35,27 \\ K = 0,028 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1.d.A_u^a} = \frac{6,66 \times 10^6}{0,900 \times 160 \times 678} = 68,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,028 \times 68,21 = 1,90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 16} = 0,423$$

$$\xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,900 \\ k_1 = 35,27 \\ K = 0,028 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1.d.A_{st}} = \frac{18,87 \times 10^6}{0,900 \times 160 \times 678} = 193,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,028 \times 193,27 = 5,411 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Etat limite de déformation :

Avant de faire la vérification à la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10.M_0} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

L : La portée de la travée entre les appuis.

h : Hauteur totale de la section

M_t : Moment en travée.

M₀ : Moment isostatique dans la travée.

Donc on aura :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{18}{372} = 0,048 < \frac{1}{16} = 0,06$$

une conditions n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

➤ **Calcul de la section homogénéisée :**

$$B_0 = bh + 15(A_1 + A_2) \quad \text{Avec } A_2 = 0$$

$$B_0 = 100 \times 18 + 15(6,78 + 0) = 1901,7 \text{ cm}^2$$

➤ **Moment statique de la section homogénéisée:**

$$S_{/XX} = \frac{bh^2}{2} + 15(A_1C_1 + A_2C_2)$$

$$S_{/XX} = \left[\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 2 \right] = 16403,4 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/XX}}{B_0} = \frac{16403,4}{1901,7} = 8,63 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 8,63 = 9,37 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'Inertie de la section homogénéisée :**

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A_1(V_1 - C_1)^2 + A_2(V_2 - C_2)^2] \quad A_2 = 0$$

$$I_0 = \frac{100}{3}(8,63^3 + 9,37^3) + 15[6,78(8,63 - 2)^2] = 53316,836 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de la flèche :**

$$F = \frac{5q_s l^4}{384 E_{v28} I_0}$$

$$E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa} \quad E_{v28} : \text{module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

$$F = \frac{5 \times 11,60 \times (372)^4}{384 \times 10818,87 \times 53316,836 \times 10^3} = 0,501 \text{ cm}$$

$$\bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{372}{500} = 0,744 \text{ cm}$$

$$F = 0,564 \text{ cm} < \bar{F} = 0,744 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Remarque : On adopte le même ferrailage d'escaliers pour les différents niveaux

III-4-8) Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

➤ Prédimensionnement :

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

h_t : la hauteur de la poutre

L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis. $L = 3\text{m}$

$$20\text{cm} \leq h_t \leq 30\text{cm} \quad \text{On prend } h_t = 30\text{cm}$$

➤ Recommandation de RPA 99 Version 2003 :

$$h \geq 30\text{ cm}, \quad b \geq 25\text{ cm}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 30\text{cm} \\ b = 25\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h_t}{b} = 1,2 < 3 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre: $G = 0,25 \times 0,30 \times 25 = 1,875\text{ KN/m}$

Charge d'exploitation ; $Q = 2,5\text{ KN/m}$

Effort tranchant :

$$\text{ELU: } R_u = 28,63\text{KN}$$

$$\text{ELS: } R_s = 22,70\text{ KN}$$

Poids propre du mur (double cloison) : $2,99 \times 0,3 = 0,897\text{ KN/ml}$

$$G_t = 2,77\text{KN/ml}$$

III-4-8.1) Calcul à l'ELU :**a) Combinaison des charges :**

à l'ELU :

$$q_u = 1,35 G + \frac{2T_u}{L} = 1,35 \times 1,77 + \frac{2 \times 28,63}{3,30}$$

$$q_u = 20,08\text{KN/m}$$

b) Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{20,08 \times 3,3}{2} = 33,13\text{KN}$$

c) Moment fléchissant et l'effort tranchant :

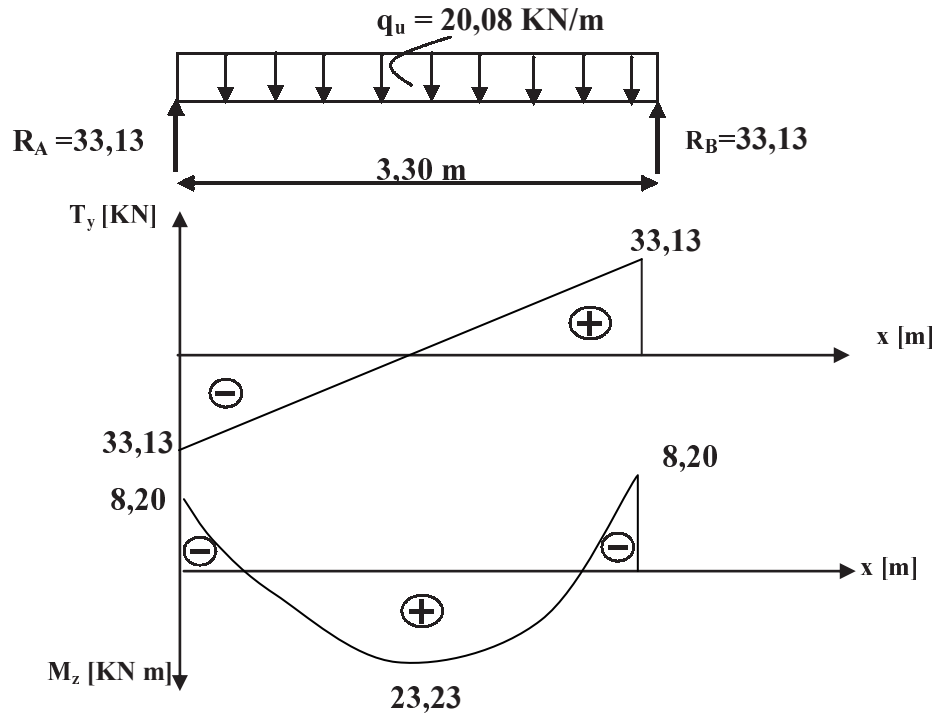
$$M_0 = q_u \frac{l^2}{8} = 20,08 \times \frac{(3,3)^2}{8}$$

$$M_0 = 27,33 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$M_a = 0,30 M_{\max} = 8,20 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 23,23 \text{ KN.m}$$

**d) Calcul les armatures longitudinales :****1) Calcul des armatures :****Armatures principales :****Aux appuis :**

$$M_u^{ap} = 8,20 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8,20 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times (14,2)} = 0,029 < \mu_l = 0,392. \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,029 \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_a = \frac{M_u^{ap}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,20 \times 10^3}{0,986 \times 28 \times 348} = 0,853 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

En travée :

$$M_u^t = 23,23 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23,23 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times (14,2)} = 0,083 < \mu_l = 0,392. \quad \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,083 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,9565$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{23,23 \times 10^3}{0,9565 \times 28 \times 348} = 3,39 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_t = 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

N.B:

Article 7.5.2.1 du R.P.A : Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute la section.

$$\frac{0.5 \times b \times h}{100} = \frac{0.5 \times 25 \times 30}{100} = 3,75 \text{ cm}^2.$$

$$3,39 \times 2 = 6,78 \text{ cm}^2 > 3,75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

III-3-8.2) Vérification à l'ELU :**a) Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2.1, BAEL91) :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 < (A_t = 3,39 \text{ cm}^2, A_a = 3,39 \text{ cm}^2) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/A.5.1.21) :

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{33,13}{25 \times 28} = 0,047 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{t28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,047 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u = 33,13 \text{ KN} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 420 \text{ KN.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort T_u sur les armatures longitudinales inférieures :

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(33,13 + \frac{-8,20}{0,9 \times 0,28} \right) = 0,0017 \text{ cm}^2.$$

$\Rightarrow$ condition vérifiée.

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

e) Vérification de l'adhérence aux appuis (Art6.13/BAEL91) :

La contrainte d'adhérence d'entraînement sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression :

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 6 \times 3,14 \times 12 = 226,08 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{ua}}{0,9 \cdot d \sum U_i} = \frac{33,13 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 226,08} = 0,581 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0,581 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales.

f) Calcul des ancrages des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{400 \times 12}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{ mm, Soit } l_s = 43 \text{ cm}$$

g) Calcul les armatures transversales :

• **Diamètre :** $\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\}$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}, \frac{25}{10}, 12 \right\} = 8,57 \text{ mm}$$

On choisit : HA8

$$s_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(25,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 25,2 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } s_t = 10 \text{ cm}$$

• **Espacement :** selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :

$$\text{En appuis : } st \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t, 30\right) = \min(7,5, 16,8, 30)$$

$$St = 7 \text{ cm}$$

$$\text{En travée : } st \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

III-3-8.3) calcul à l'ELS :

$$q_s = G + \frac{T_s}{L} = 2,77 + \frac{21,10}{3,30}$$

$$q_s = 9,16 \text{ KN/m}$$

Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 9,16 \times \frac{3,3}{2} = 15,11 \text{ KN}$$

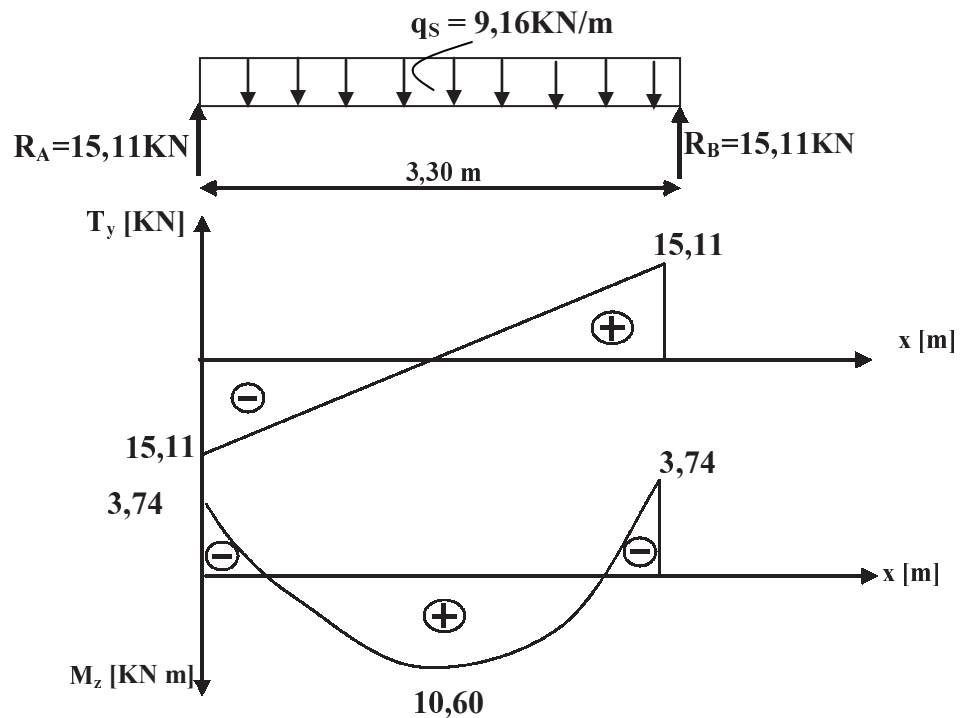
Les moments :

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 9,16 \times \frac{3,3^2}{8} = 12,47 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_{sa} = -0,3 \times 12,47 = -3,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0,85 \times 12,47 = 10,60 \text{ KN.m}$$



III-4-8.4) vérification à l'ELS :**A l'état limite d'ouverture des fissurations :**

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

A l'état limite de compression du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

➤ En appui :

$$\rho_1 = \frac{100.A_u^a}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484$$

$$\xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,895 \\ k_1 = 32,62 \\ K = 0,030 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_{Sa}}{\beta_1.d.A_u^a} = \frac{3,74 \times 10^6}{0,895 \times 280 \times 339} = 44,02 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,030 \times 44,02 = 1,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A_{St}}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484$$

$$\xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,895 \\ k_1 = 32,62 \\ K = 0,030 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_{St}}{\beta_1.d.A} = \frac{10,60 \times 10^6}{0,895 \times 280 \times 339} = 124,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_S = 0,030 \times 124,77 = 3,74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

A l'Etat limite de déformation :

$$1) \frac{h}{L} = 0,09 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$2) \frac{h}{L} = 0,09 > \frac{M_t}{10.M_0} = 0,083$$

$$2) \frac{A}{b.d} = \frac{3,39}{25.28} = 0,0048 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

Avec : L : La portée de la travée entre les appuis.

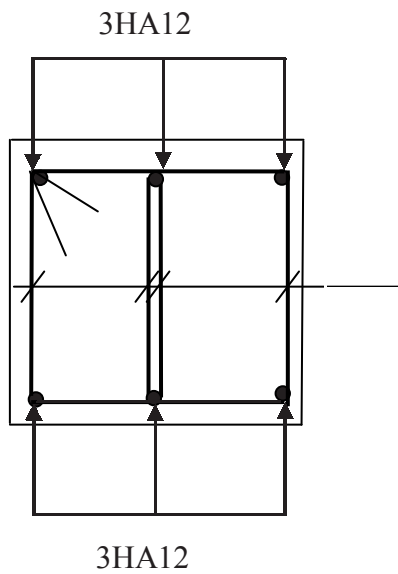
h : Hauteur totale de la section

M_t : Moment en travée.

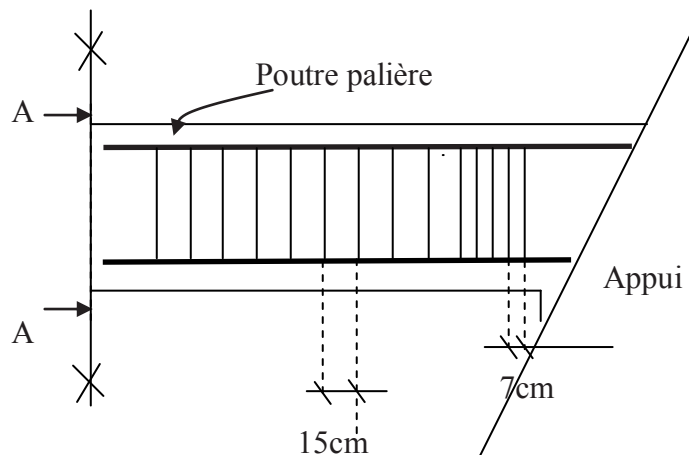
M_0 : Moment isostatique dans la travée.

Les conditions sont toutes vérifiées, donc il n'est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

Remarque : On adopte le même ferrailage pour toutes les poutres palières de la structure.



Coupe A-A



III.5. Calcul des balcons

III. 5. 1 Introduction

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher; soumis à des charges permanentes dues à son poids propre << G >> , au poids propre du garde corps. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m.

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

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

L : La largeur de balcon

$L = 1.00\text{m}$

$$\frac{L}{10} \geq \frac{100}{10} = 10[\text{cm}]$$

Ce qui donne $e = 15 [\text{cm}]$

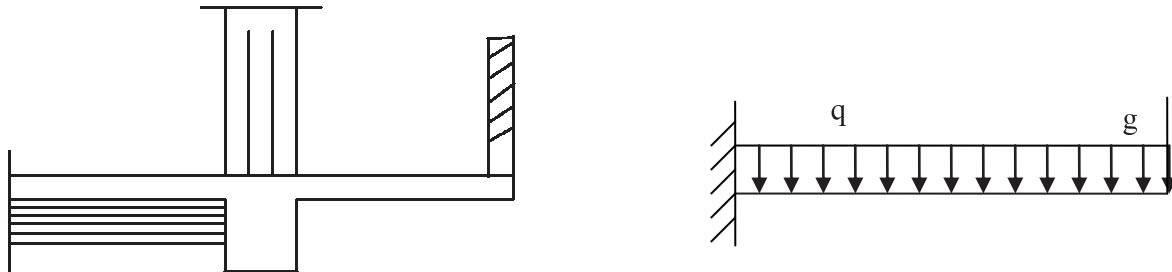


Figure III.5 : Schéma statique du balcon.

III.5.2 Détermination des charges et surcharges : Nous considérons une bande de 1[m] de balcon

a- Charges permanentes

Charge G due à la dalle en béton armé $G = 5,77 [\text{KN/ml}]$.

b- charge concentrée

Poids propre du garde corps..... $g = 1.3 [\text{KN/ml}]$.

Charge due à la main courante $q = 1 [\text{KN/ml}]$.

c- surcharge d'exploitation:..... $Q = 3,5 [\text{KN/ml}]$.

➤ **Calcul à l'état limite ultime :** le balcon travaille en flexion simple.

III.5.2.1 Combinaison de charges

✓ A l'ELU

- Dalle: $q_{u1}=1,35G+1,5Q=1,35 \times 5,77+1,5 \times 3,5=13,03$ [KN/ml];
- Garde corps: $q_{u2}=1,35g=1,35 \times 1,3=1,75$ [KN/ml].
- Main courante : $q_{u3} = 1,5 \times 1 = 1,5$ [KN/ml].

✓ A l'ELS

- Dalle : $q_{s1} = 5,77+3,5=9,27$ [KN/ml].
- Garde corps $q_{s2} = 1,3$ [KN/ml].
- Main courante $q_{s3} = 1$ [KN/ml].

III.5.3 Ferrailage

➤ Calcul du moment sollicitant

$$Mu = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l + q_{u3} \times 1$$

$$Mu = 13,03 \times \frac{1^2}{2} + 1,75 \times 1 + 1,5 \times 1$$

$$Mu = 9,756 \text{ [Kn.m]}$$

➤ Armatures principales

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9,756 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0406 < 0,392 \rightarrow \text{S S A} \rightarrow \mu_u = 0,0406 \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9,756 \times 10^3}{0,980 \times 13 \times 348} = 2,2 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit 5HA12 = 5,65 cm² avec un espacement $S_t = 20$ [cm].

➤ Armature de répartition

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

Soit 4HA10 = 3,14 [cm²] avec $S_t = 25$ [cm]

III.5.3 Vérification à l'ELU**A) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)..... [2]**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot (100)(13) = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot (100)(13) = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

B) Contrainte tangentielle : (Art.A.5.2,2 / BAEL91).....[2]

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 13,03 \times 1 + 1,75 = 14,78 \text{ [KN]}.$$

$$V_u = 14,78 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{14,78 \times 10^3}{1000 \times 130} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = 0,1 \text{ Mpa.}$$

$$0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad \dots\dots \text{les armatures transversales ne sont pas nécessaires} \checkmark$$

C) L'adhérence des barres: (Art.A.6.1, 3 / BAEL91).....[2]

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

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

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

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

$$= 3,14 \times 5 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,78 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Pas de risque d'entraînement des barres} \checkmark$$

D) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91).....[2]

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

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

Calcul de τ_{su}

$$\tau_{su} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A ; **Donc : $L_c = 18 \text{ cm}$**

E) Espacement des armatures

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

Armatures principales $\longrightarrow S_t < \min \{2h ; 25 \text{ cm}\}$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$$

Armatures de répartition $\longrightarrow S_t < \min \{2h ; 25 \text{ cm}\}$

$$S_t = 25 \text{ cm} = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$$

$$M_s = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l + q_{s3} \times 1$$

$$M_s = 9,27 \times \frac{1^2}{2} + 1,3 \times 1 + 1 \times 1$$

$$M_s = 6,935 \text{ [Kn.m]}$$

A° Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91).....[2]

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

B° Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91).....[2]

• Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{5,65}{100 \times 13} \times 100 = 0,43$$

$$\rho_1 = 0,43 \Rightarrow k_1 = 34,5 \text{ et } \beta_1 = 0,899$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6,935 \times 10^6}{0,899 \times 130 \times 565} ;$$

$$\sigma_{st} = 105,02 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark$$

• Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{105,02}{34,5} \text{ Donc ;}$$

$$\sigma_{bc} = 3,04 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$$

C° Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91).....[2]

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$-\geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{100} = 0,15$
- $\frac{1}{16} = 0,0625$ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow$ **condition vérifiée**
- $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01$ $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow$ **condition vérifiée**
- $\frac{h}{L} = \frac{15}{100} = 0,15$
- $\frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{6,935}{10 \times 6,935} = 0,1$ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \longrightarrow$ **condition vérifiée**

Conclusion : Les balcons seront ferrailés comme suit

- ❖ **Armature principales : 5HA12 avec e=20 cm**
- ❖ **Armatures secondaire : 4HA10 avec e=25 cm**

2

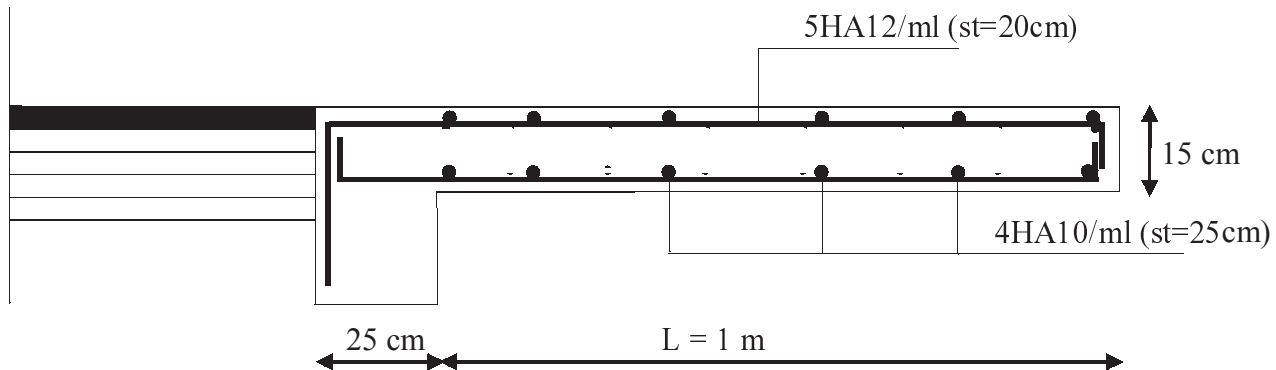


Fig (III.5.3) : Ferrailage du balcon

III.6.7 Etude de la poutre de chaînage

III.6.1 Introduction

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

III.6.2 Pré-dimensionnement

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

✓ L'épaisseur : h

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

Avec L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considère

$$L = 410 - 30 = 380 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} = \frac{380}{15} = 25.33 \leq h \leq \frac{L}{10} = \frac{380}{10} = 38 \quad \text{On adopte une hauteur } h = 30 \text{ cm}$$

✓ La largeur : b

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

$$0.4 \times 30 = 12 \leq b \leq 0.7 \times 30 = 21 \quad \text{On adoptera une largeur } b = 25 \text{ cm}$$

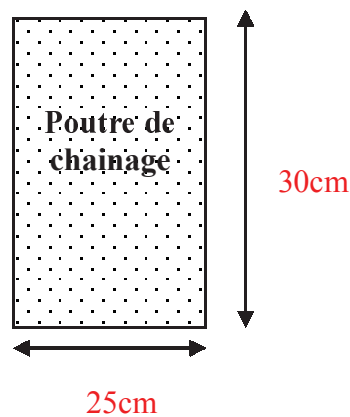


Figure III.6.1 : Coupe transversal de la poutre

III.6.3 Evaluation des charges et surcharges**➤ Les charges permanentes**

- Poids propre de la poutre : $0,25 \cdot 0,3 \cdot 25 = 1.875 \text{ kn/ml}$
- Poids du mur (double cloison) : $(3,06 - 0,30)2.36 = 6.514 \text{ kn/ml}$
- Poids du plancher : $5,56 \times \frac{0,65}{2} = 1.807 \text{ Kn/ml}$

$$G_r = 10.19 \text{ kn/ml.}$$

➤ La surcharge d'exploitation

$$Q = 1,5 \times \frac{0,65}{2} = 0,487 \text{ kn/ml.}$$

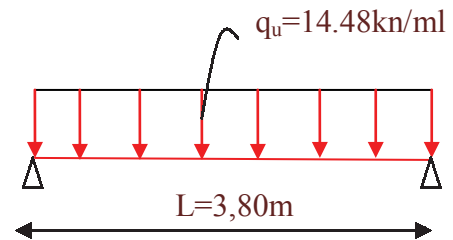
III.6.4 Combinaisons des charges

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5q = 1.35 \times 10.19 + 1.5 \times 0.487 = 14.48 \text{ kn/ml.}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 10.19 + 0.487 = 10.67 \text{ kn/ml.}$$

III.6.5 Etude de la poutre à l'ELU

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.



Calcul des moments :

Afin de tenir compte des semi- encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

✓ **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times (q_u \times \frac{l^2}{8})$$

$$M_t = 0,85 \times (14,48 \times \frac{3,8^2}{8}) = 22,21 \text{ kn.m}$$

✓ **Aux appuis :**

$$M_a = -0,3 \times (q_u \times \frac{l^2}{8})$$

$$M_a = -0,3 \times (14,48 \times \frac{3,8^2}{8}) = -7,84 \text{ kn.m}$$

✓ **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{14,48 \times 3,80}{2} = 27,51 \text{ kn}$$

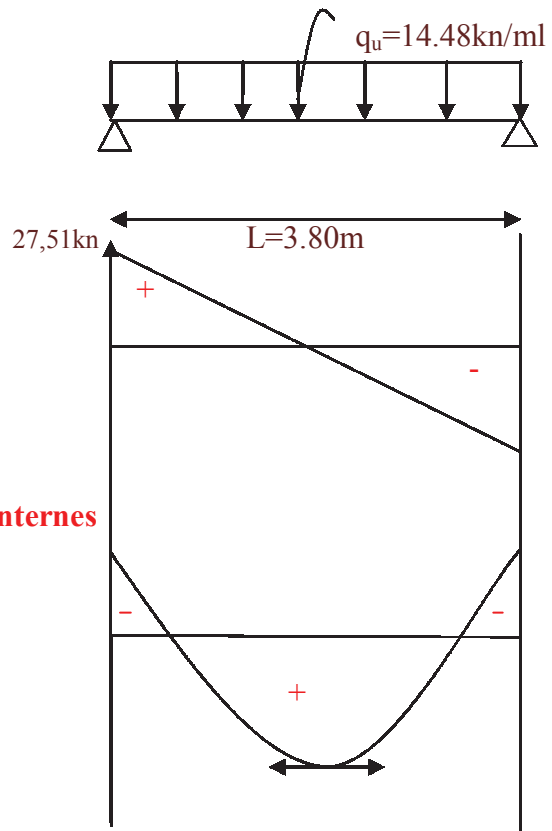


Figure III.6.2: Diagramme des Efforts internes

III.6.3 Calcul des armatures

✓ En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{22,21 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,28^2 \times 14,2} = 0,079 \longrightarrow \beta = 0,959$$

$\mu \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

$$A_{Ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22,21 \times 10^3}{0,959 \times 28 \times 348} = 2,37 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3,39 cm²**

✓ Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7,84 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,28^2 \times 14,2} = 0,028 \longrightarrow \beta = 0,986$$

$\mu \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

$$A_{Ua} = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,84 \times 10^3}{0,986 \times 28 \times 348} = 0,81 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA10 = 2,36 cm²**

a) Vérification à ELU

❖ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 25 \cdot 28 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^a = 2,36 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^t = 3,39 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} A_{st}^a > A_{\min} \\ A_{st}^t > A_{\min} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification au cisaillement

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } T_U = 27,51 \text{ kn}$$

$$\tau_U = \frac{27,51}{0,25 \cdot 0,28} = 393 \text{ Kn / m}^2 = 393 \cdot 10^{-3} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3,3 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3,30 \text{ Mpa.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\tau}_U = 3,3 \text{ MPa.} \\ \tau_U = 0,393 \text{ MPa.} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_U < \bar{\tau}_U \cdot \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :****1. Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)..... [2]**

$$T_u \leq 0,4 \times b \times \alpha \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad \alpha = 0,9 \times d$$

$$T_u = 27,51 \text{ KN} \leq 0,4 \times 0,25 \times 0,9 \times 0,28 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 420 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2. Sur les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(27,51 + \frac{-7,84}{0,9 \times 0,28} \right) = 0,010 \dots \text{Condition vérifiée}$$

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures.

❖ **Vérification à l'entraînement des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3)... [2]**

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

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \cdot (3,14) \cdot 10 = 94,20 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{27,51 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 280 \cdot 94,20} = 1,15 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \tau_{se} = 1,15 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement****- Calcul des ancrages des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21)..... [2]**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} \Phi \quad L = \frac{400}{4 \times 2,84} \Phi = 35,21 \Phi \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,00 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,21 \times 1,00 = 35,21 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,21 \times 1,2 = 42,25 \text{ cm.}$$

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

$$\text{En travée : } L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,21 = 14,08 \text{ cm.}$$

$$\text{En appui : } L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,25 = 16,90 \text{ cm}$$

❖ **Calcul des armatures transversales**

$$\text{Diamètre : } \phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} \Leftrightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{30}{35} = 0.857; \frac{25}{10} = 2.5; 1.2 \right)$$

En prend comme diamètre: $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier, donc :

$$A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

✓ **Ecartement des armatures transversales**

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (0,9 \times 28; 40 \text{ cm}) = \min (25.2, 40 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2.01 \times 400}{25 \times 20} = 1.608 \text{ MPa} > 0,4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Espacement entre les barres**

Selon (RPA 99 Version 2003/Art : 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier :

• **Sur appuis**

$$e \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = \min \left(\frac{30}{4} = 7.5; 12(1) = 12; 30 \right) \Leftrightarrow \text{Soit : } e = S_t = 7 \text{ cm.}$$

• **En travée**

$$e \leq \frac{h}{2} \Leftrightarrow e \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm.} \Leftrightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

b) **Vérification à l'ELS**• **calcul à l'ELS :**

$$q_s = G + Q = 10.19 + 0.487 = 10.67 \text{ kn/ml}$$

- **Réaction aux appuis :**

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 10.67 \times \frac{3.80}{2} = 20.27 \text{ KN}$$

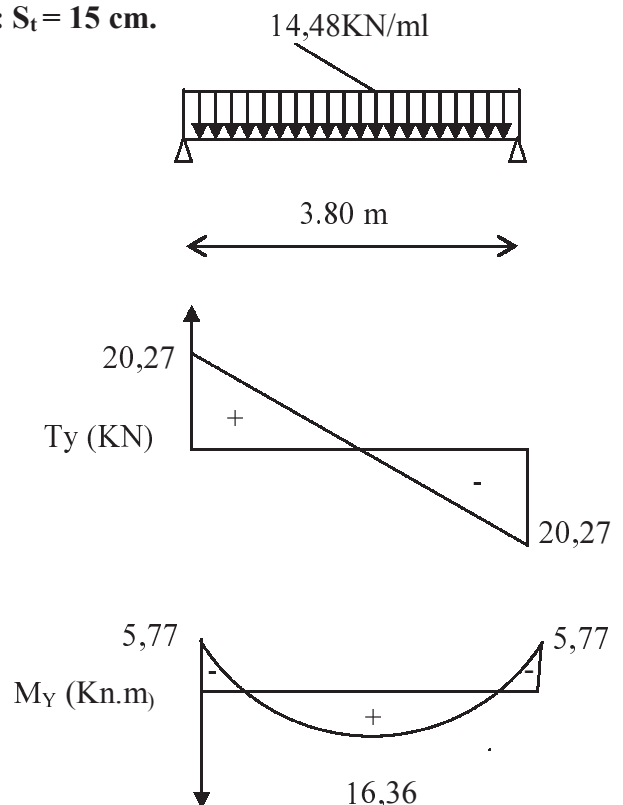
- **Les moments :**

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 10.67 \times \frac{3.80^2}{8} = 19.25 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_{as} = -0.3 \times M_0 = -0.3 \times 19.25 = -5.77$$

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 19.25 = 16.36 \text{ Kn.m.}$$



Figur III.6.3: Diagramme des moments et des efforts tranchants

➤ **Vérification de la résistance du béton à la compression :**

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

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

Et : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$ (Une poutre soumise à la flexion simple).

β_1 ; K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ , qui égale à : $\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \cdot d}$

a) Sur appuis

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,36}{25 \times 28} = 0,337 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,910 \\ K_1 = 40,56 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{5,77 \cdot 10^6}{0,910 \times 280 \times 2,36 \cdot 10^2} = 95,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{95,95}{40,56} = 2,36 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 2,36 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) En travée

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,49 \Rightarrow \left\{ \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{16,36 \cdot 10^6}{0,895 \times 280 \times 3,39 \cdot 10^2} = 192,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{192,57}{32,62} = 5,90 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 5,90 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissurations**

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

On a $\sigma_{st} = 192,57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow$ la condition est vérifiée

➤ **vérification de la flèche**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{30}{380} = 0,078 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{30}{380} = 0,078 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{16,36}{10 \times 19,25} = 0,084 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{3,39}{25 \times 28} = 0,005 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

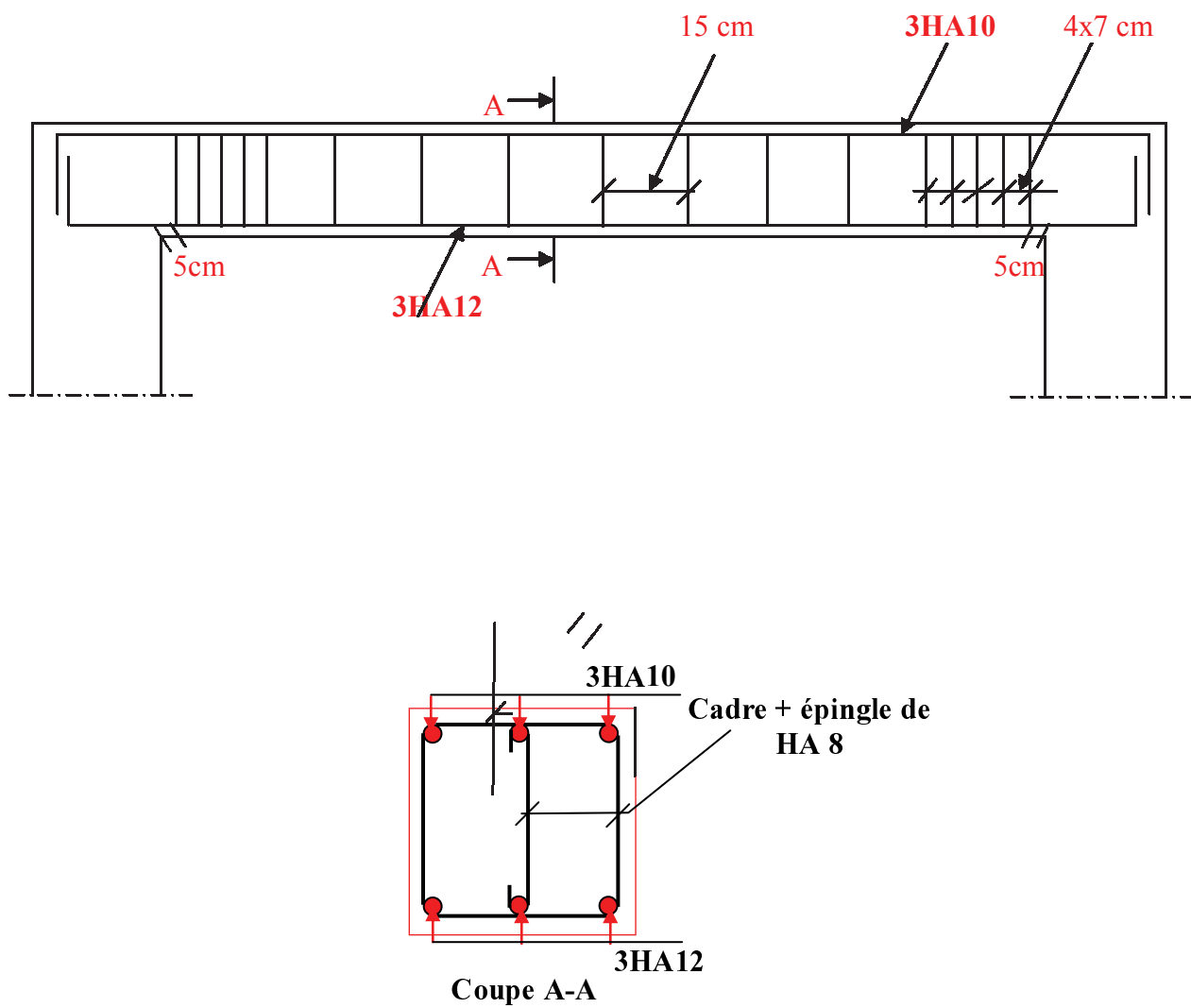


Figure III.6.4 : Ferrailage de la poutre de chaînage

IV.1.Introduction:

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage,
- Du système porteurs «poteaux-poutres» formant portiques d'étages,
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou «gaines» présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Dans certain cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends. Pour cela il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

Dans le règlement parasismique algérien RPA99 révisé 2003(Art3.4) la classification des systèmes structuraux sont faits en tenant compte de leur :

- fiabilité.
- Capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement. Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d'une autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques aux quels nous allons attribuer «une inertie fictive».

IV.2Inertie des voiles:

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins:

a) Les refends longitudinaux:

$$\left. \begin{array}{l} I_y = \frac{el^3}{12} \\ I_x = \frac{le^3}{12} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.}$$

b) Les refends transversaux:

$$\left. \begin{array}{l} I_x = \frac{el^3}{12} \\ I_y = \frac{le^3}{12} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe Y.}$$

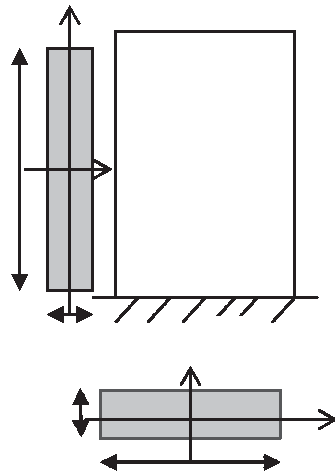


Fig.VII.1) Vue en plan et en coupe des refends

Remarque :

La longueur L des voiles est mesurée entre âmes des poteaux.

L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans les tableaux qui suivent:

Tableau IV-1) Inertie des voiles transversaux :

Niveau		L	e	I_x	nombre d'étages	$I_{ex} = \sum I_x (m^4)$
Du s.sol jusqu'à 11 ^{eme} étages	VT1	1,50	0,2	0,056	13	1,435
	VT2	1,50	0,2	0,056		
	VT3	1,50	0,2	0,056		
	VT4	3,87	0,2	0,966		
	VT5	2,00	0,2	0,133		
	VT6	1,50	0,2	0,056		
	VT7	1,50	0,2	0,056		
	VT8	1,50	0,2	0,056		

- **Tableau IV-2) Inertie des voiles longitudinaux :**

Niveau		L	e	I_y	nombre d'étages	$I_{ey} = \sum I_y(m^4)$
De S.sol jusqu'à 11 ^{eme} étages	VL1	1,50	0,2	0,056	13	1,137
	VL2	1,50	0,2	0,056		
	VL3	1,50	0,2	0,056		
	VL4	2,00	0,2	0,013		
	VL5	1,80	0,2	0,097		
	VL6	3,40	0,2	0,65		
	VL7	1,80	0,2	0,097		
	VL8	1,50	0,2	0,056		
	VL9	1,50	0,2	0,056		

IV.3. Interaction voiles-portiques:

A partir l'ouvrage d'Albert Fuentes «calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé», qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. On doit comparer l'inertie des voiles à celle des portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive ,il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher ,sous l'effet d'une série de forces horizontales égales a 1 tonnes ,par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à $1m^2$, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une «inertie fictive» puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

IV.3.1.Calcul de l'inertie fictive:

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{ei} = \frac{f_i}{\sum \Delta_i}$$

Avec I_{ei} : Inertie fictive du portique au niveau n.

f_i : Flèche du refend au même niveau n.

$\Sigma \Delta_i$: Déplacement du portique au niveau n

a) Calcul des flèches dans les refends:

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie $I=1\text{m}^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du «Moment des aires».

La flèche que prendrait un refend au niveau «i» suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par:

$$f_i = \frac{\Sigma S_i d_i}{EI}$$

Avec S_i : Surface du trapèze.

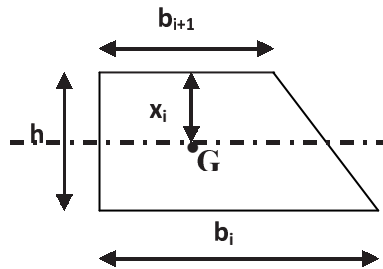
d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à : $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base: $d_i = \frac{h_i(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$

La distance du centre de gravité d'un trapèze à sa plus petite base :

$$X_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \cdot h}{3 \cdot (b_i + b_{i+1})}$$



Le tableau suivant donne les aires (S_i) et la position du centre de gravité (d_i) :

Tableau IV-3) Calcul de la flèche :

Niveaux	h(m)	$b_i(m)$	$b_{i+1}(m)$	$S_i(m^2)$	$d_i(m)$	$S_i \times d_i$	$\sum S_i \times d_i = EI f_i$
11	3,06	3,06	0	4,682	2,04	9,551	112640,12
10	3,06	9,18	3,06	18,727	1,785	33,427	100940,23
09	3,06	18,36	9,18	42,136	1,7	71,631	89275,80
08	3,06	30,6	18,36	74,909	1,658	124,199	77702,09
07	3,06	45,9	30,6	117,04	1,632	191,00	66305,04
06	3,06	64,26	45,9	168,545	1,615	272,2	59226,61
05	3,06	85,68	64,26	229,408	1,602	367,511	44528,17
04	3,06	110,16	85,68	299,635	1,594	477,618	34543,03
03	3,06	137,7	110,16	379,226	1,587	742,98	25205,98
02	3,06	168,3	137,7	468,18	1,581	740,19	16984,49
01	3,06	201,96	168,3	566,5	1,576	893,01	10100,00
RDC	3,06	238,68	201,96	674,18	1,573	1060,48	4723,06
S.sol	3,06	278,46	238,68	791,224	1,569	1241,43	1241,43

Nous aurons :

$$f_{s.sol} = \frac{791,224 \times 1,569}{EI} = \frac{1241,43}{EI}$$

$$f_{RDC} = \frac{791,224 \times (1,569 + 3,06) + 674,18 \times 1,573}{EI} = \frac{4723,06}{EI}$$

$$f_{01} = \frac{791,224 \times (1,569 + 3,06 + 3,06) + 674,18 \times (1,573 + 3,06) + 566,50 \times 1,576}{EI} = \frac{10100}{EI}$$

.

.

.

.

$$f_{10}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau, on obtient alors les résultats montrés dans le tableau précédent.

a) Calcul des déplacements des portiques:**Le déplacement de chaque niveau :**

$$\Delta_n = E\psi_n \times h$$

Avec :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

Le déplacement des portiques au niveau « i » :

$$\Delta_i = \sum_{n=1}^i \Delta_n$$

La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau:

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau:

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_m}$$

Avec :

$$M_n = T_n \times h_n \text{ en (KN.m)}$$

 T_n : est donnée par la (figure Fig.IV.4). T_n en (t).

$$K_m \text{ (m}^3\text{): Raideur des poutres } K_m = \frac{I_m}{L_n}$$

$$K_m \text{ (m}^3\text{): Raideur des poteaux } K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h_n}$$

 h_n : Hauteur d'étage. L_n : Portée libre de la poutre.

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux suivants :

b) Inertie fictive des portiques:
Tableau IV-4) Inertie fictive sens longitudinal :

NIV	$\sum K_{tn}$	$\sum K_{pn}$	M_n	M_{n+1} t.m	$E\theta_n$ t/m ²	$E\Psi_n$ t/m ²	$\Delta_n t/m$	$\sum \Delta_i t/m$	f_i m	I_{ei} m ⁴
11	0,00013	0.0004	3,06	0,00	980.769	3089.423	9453.635	816511.806	112640,12	0.138
10	0,00013	0.0004	6,12	3,06	2942.308	6669.231	20407.846	807058.172	100940,23	0.125
09	0,00013	0.0004	9,18	6,12	4903.846	10249.038	31362.058	786650.326	89275,80	0.113
08	0,00013	0.0004	12,24	9,18	6865.385	13828.846	42316.269	755288.268	77702,09	0.103
07	0,00013	0,0069	15,30	12,24	8826.923	14405.936	44082.166	712971.999	66305,04	0.093
06	0,00013	0,0069	18,36	15,30	10788.462	17385.201	53198.714	668889.833	59226,61	0.089
05	0,00013	0,0069	21,42	18,36	12750.000	20364.465	62315.263	615691.119	44528,17	0.072
04	0,00013	0,0011	24,48	21,42	14711.538	24902.622	76202.024	553375.857	34543,03	0.062
03	0,00013	0,0011	27,54	24,48	16673.077	28076.748	85914.850	477173.832	25205,98	0.053
02	0,00013	0,0011	30,60	27,54	18634.615	31250.874	95627.675	391258.983	16984,49	0.043
01	0,00013	0.0017	33,66	30,60	20596.154	33525.000	102586.500	295631.308	10100,00	0.034
RDC	0,00013	0,0017	36,72	33,66	22557.692	36617.308	112048.962	193044.808	4723,06	0.024
s.sol	0,00013	0.0017	39,78	36,72	24519.231	26469.231	80995.846	80995.846	1241,43	0.015

Tableau IV-5) Inertie fictive sens transversal:

NI V	ΣK_{tn}	ΣK_{pn}	M_n	M_{n+1} t.m	$E\theta_n$ t/m ²	$E\Psi_n$ t/m ²	Δ_n t/m	$\Sigma \Delta_i$ t/m	f_i m	I_{ei} m ⁴
11	0.00033	0.0004	3,06	0,00	386,36	1410.225	4315.289	261365.819	112640,12	0.431
10	0.00033	0.0004	6,12	3,06	1159 ,09	3510.385	10741.778	257050.531	100940,23	0.393
09	0.00033	0.0004	9,18	6,12	3311,68	4920.610	15057.067	246308.753	89275,80	0.362
08	0.00033	0.0004	12,24	9,18	2704,54	5641.130	17261.858	231251.686	77702,09	0.336
07	0.00033	0,0069	15,30	12,24	3477,72	4048.643	12388.846	213989.828	66305,04	0.310
06	0.00033	0,0069	18,36	15,30	4250	4858.099	14865.783	201600.982	59226,61	0.294
05	0.00033	0,0069	21,42	18,36	5022,72	5667.781	17343.409	186735.199	44528,17	0.238
04	0.00033	0,0011	24,48	21,42	5795,45	8036.360	24591.263	169391.790	34543,03	0.204
03	0.00033	0,0011	27,54	24,48	6568,18	9040.904	27665.165	144800.527	25205,98	0.174
02	0.00033	0,0011	30,60	27,54	7340,90	10277.265	31448.431	117135.362	16984,49	0.145
01	0.00033	0.0017	33,66	30,60	8113,63	10149.995	31058.985	85686.931	10100,00	0.118
RDC	0.00033	0,0017	36,72	33,66	8886,36	11072.725	33882.539	54627.946	4723,06	0.086
s.sol	0.00033	0.0017	39,78	36,72	9659,09	6779.545	20745.408	20745.408	1241,43	0.060

d) Inerties moyennes des portiques:**Tableau IV-6) Inertie moyennes sens longitudinal :**

NIVEAU	11	10	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC	S.sol
$I_{ey}(m^4)$	0,138	0,125	0,113	0,103	0,093	0,089	0,072	0,062	0,053	0,043	0,034	0,024	0,015
$I_{moy}(m)$	0.074												

Tableau IV-7) Inertie moyennes sens transversal:

NIVEAU	11	10	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC	S.sol
$I_{ev}(m^4)$	0.431	0.393	0.362	0.336	0.310	0.294	0.238	0.204	0.174	0.145	0.118	0.086	0.060,
$I_{mov}(m^4)$	0.24												

e) Comparaison des inerties des voiles et des portiques:
Tableau IV-8) pourcentage des inerties sens longitudinal:

	Imoy par niveau(m ⁴)	% de participation
Portiques	0.074	6,11 %
Voiles	1,137	93,89%
Somme	1,211	100%

Tableau IV-9) pourcentage des inerties sens transversal:

	Imoy par niveau(m ⁴)	% de participation
Portiques	0.24	14.33 %
Voiles	1,435	85.67 %
Somme	1,675	100%

Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que :

- 1- Les voiles travaillent sans interaction avec les portiques dans le sens transversal. Du fait que l'inertie des portiques ne dépasse pas les **25%**(tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un contreventement par les voiles sans interactions** dans le sens transversal.
- 2- L'inertie des voiles est plus importante que celle des portiques dans le sens longitudinal (les voiles vont reprendre au moins 93% des sollicitations dues aux charges horizontales).

D'après le RPA, le système de contreventement pour le sens longitudinal est du type 4a : **portiques contreventés par des voiles sans interactions.**

D'où le coefficient de comportement $R=5$ (tableau4.3.RPA99révisé2003).

IV.1) Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

IV.2) Choix de la méthode de calcul :(Art 4.1.1 RPA99/mod2003

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

a) la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :

Zone II : • groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 39.78 m).

(RPA 99/mod2003 art 4.1.2).

b) La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise **(RPA 99/mod2003 art 4.1.3).**

c) Conclusion :

Donc on choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.2.1) Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du **RPA99 version 2003 (Art 4.1.3)**. Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3) Modélisation :**IV.3.1) Introduction :**

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV.3.2) Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV.3.3) Rappel :(terminologie) :

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformedloads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel :acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV.3.4) Manuel d'utilisation de L'ETABS :

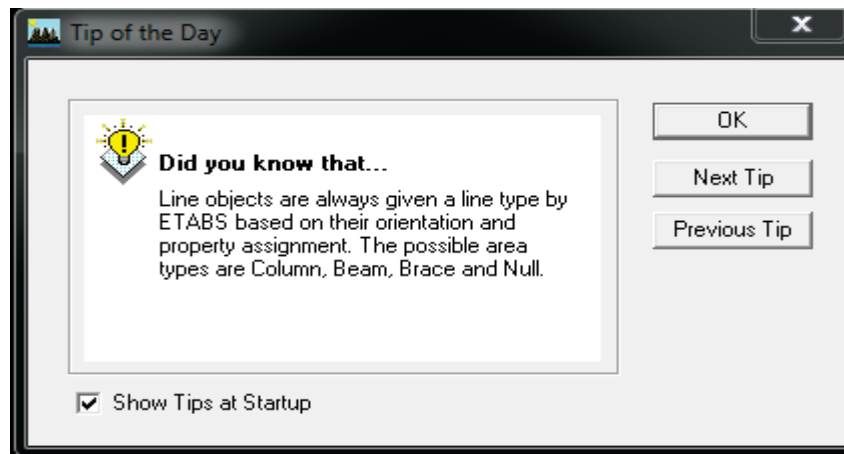
Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS V 9.7**

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS (**fig. V.1**)



figIV.1)Icône d'ETABS

La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK



figIV.2) fenêtre de dialogue.

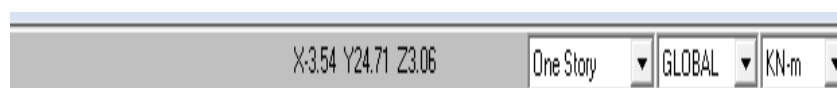
IV.3.5) Etapes de modélisation :

IV.3.5.1) Première étape:

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à

a) Choix des unités :

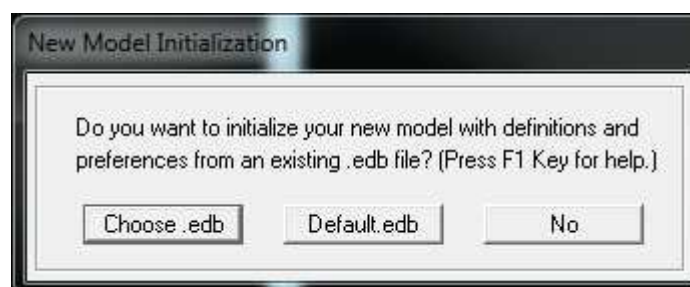
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. En bas à droite de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



figIV.3) Choix des unités

b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, Une page de dialogue s'affiche puis en clique sur **default.edb**

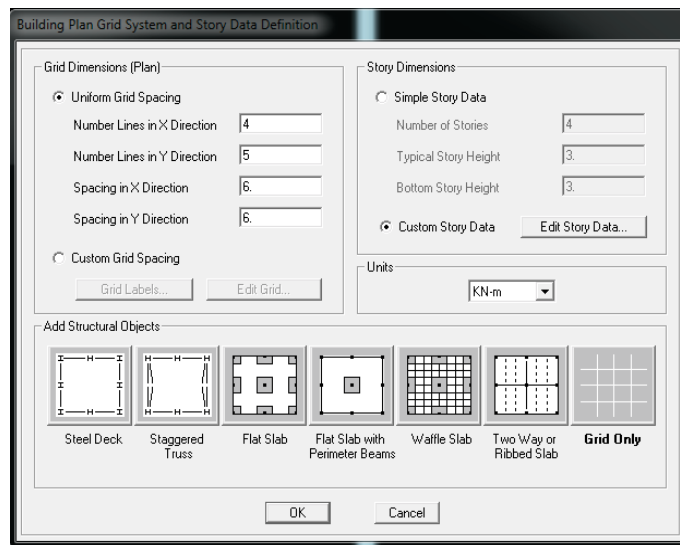


figIV.4) choix de géométrie de base

Cette option permet d'introduire les lignes de grille qui représente :

- Le nombre de portiques suivant x-x.

- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.

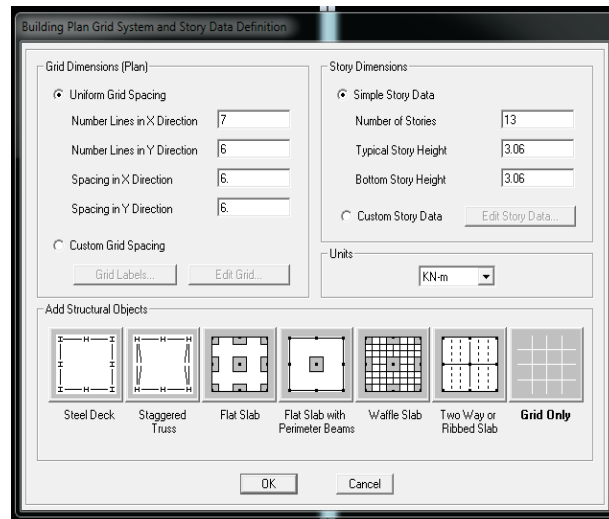


figIV.5) introduction des lignes de grille

1) On introduit le nombre de portiques suivant x-x, suivant y-y .

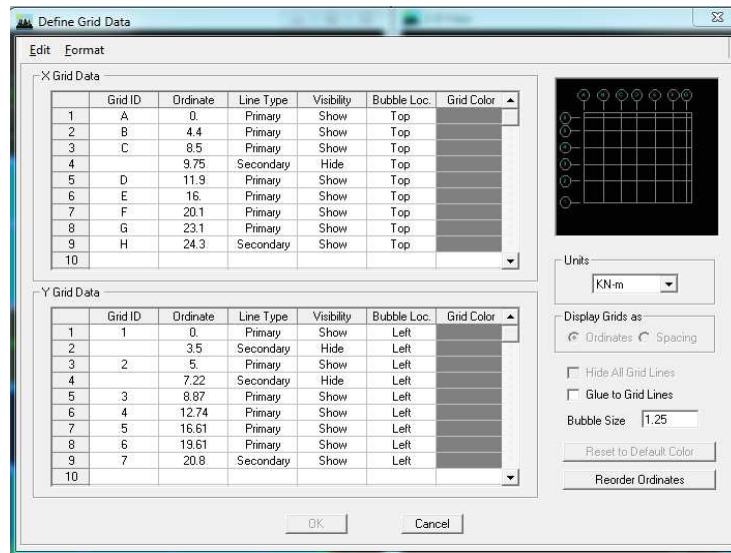
On clique sur **Custom Grid Spacing**

La fenêtre suivante s'affiche :



figIV.5) Introduction le nombre de portiques

puis sur **Edit Grid** .



figIV.6) Introduction des distances selon x-x et y-y

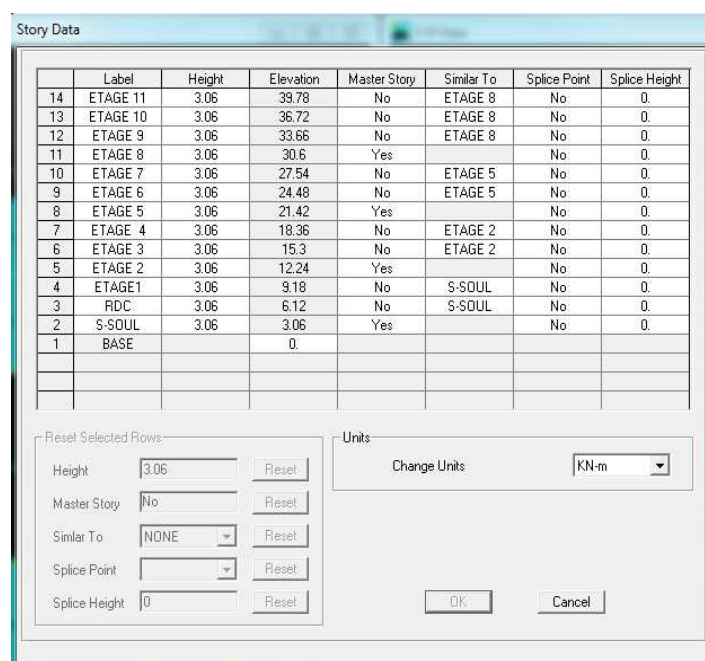
-Pour introduire les distances par rapport à l'origine on coche sur **ordinate**.

-Pour introduire les distances de chaque portée seule on coche sur **Spacing**.

Puis **ok**

2) On introduit le nombre des niveaux. On clique sur **simplestory data** et on remplit la case **Number of Story** puis en coche **Custom Story Data** après **Edit Story Data**.

La fenêtre suivante s'affiche :



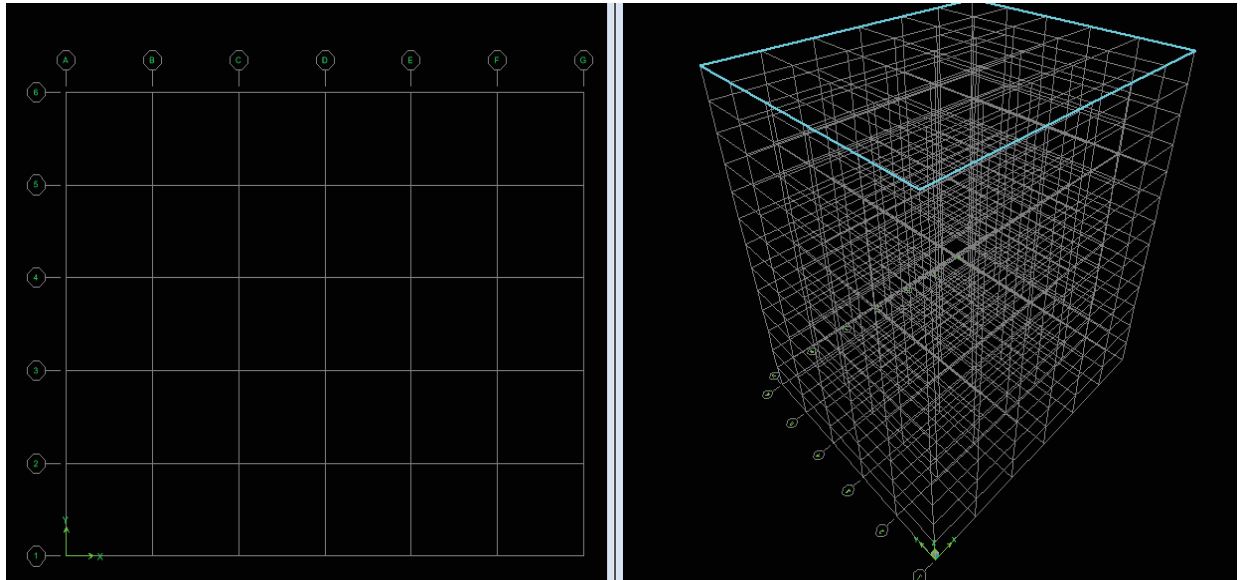
figIV.7) Introduction des hauteurs selon les différents étages

Et on complétant la colonne **Height** selon les différents étages qu'on a.

Puis **ok**.

A la fin on clique sur **ok** pour confirmer les données.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.



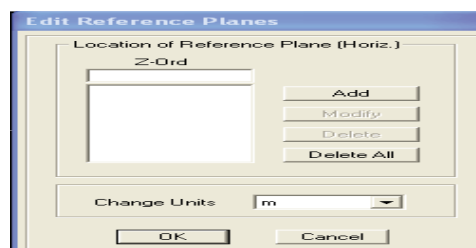
figIV.8) les lignes de grille de la structure

c) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

- pour modifier les distances on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Grid Data** puis introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.
- Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.
- pour ajouter des hauteurs on clique sur le bouton droit de la souris puis sur **Edit Reference planes**.

La fenêtre suivante s'affiche :



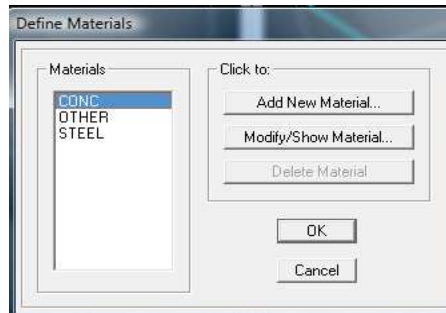
figIV.9) introduction des hauteurs qu'on veut ajouter

On remplit la case **Z-Ord** puis **Add** puis **ok**.

IV.3.5.2)Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** ou bien  On sélectionne le matériau **CONC**.



figIV.10) définition du matériau CONC (béton).

On clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

figIV.11) définition des propriétés du matériau CONC (béton).

Et on définit un autre matériau pour l'utilisé prochainement.

On clique sur **Add New Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

Fig IV.12) définition des propriétés du matériau other.

Puis on clique sur **ok**.

Remarque :

On a défini deux types de matériaux pour un but:

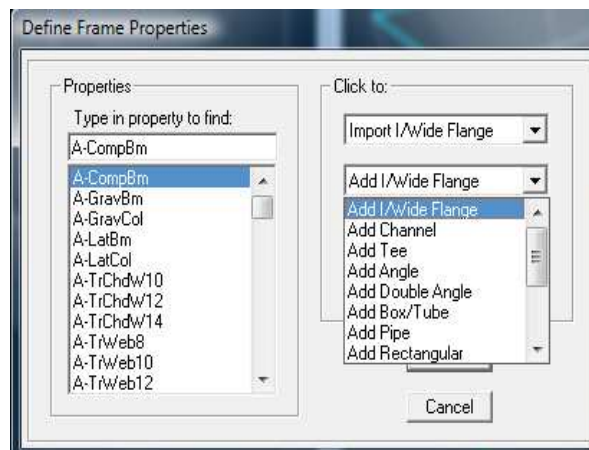
Que l'étabs n'introduit pas le poids propre de la dalle pleine, on définit le matériau de cette dernière différemment aux autres éléments. Parceque dans la partie charges et surcharges on a introduit ce poids dans le calcul du poids propre de la dalle pleine.

IV.3.5.3)Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutres, poteaux, dalle pleine, voile...)

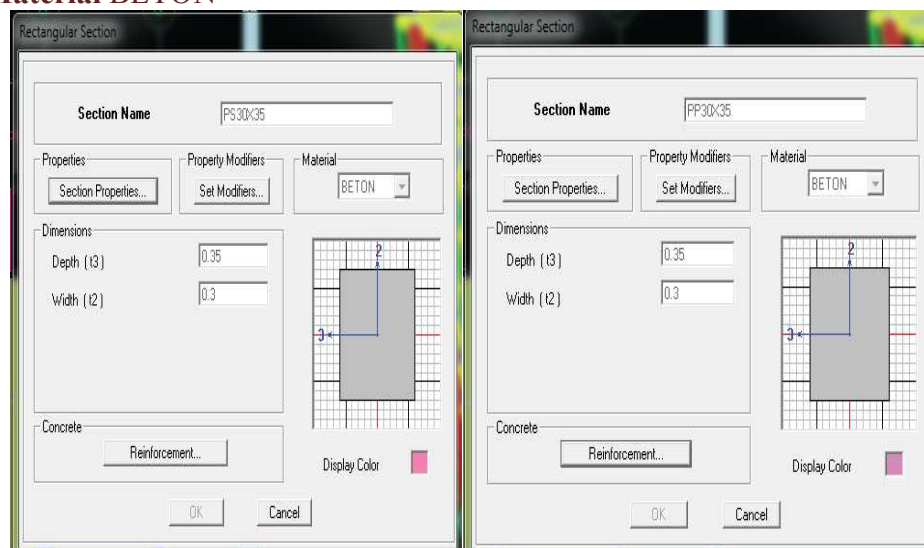
Nous commençons d'abord par les sections des poutres principales(**PP**), les poutres secondaires (**ps**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** ou bien . On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **AddRectangular** pour ajouter une section rectangulaire.



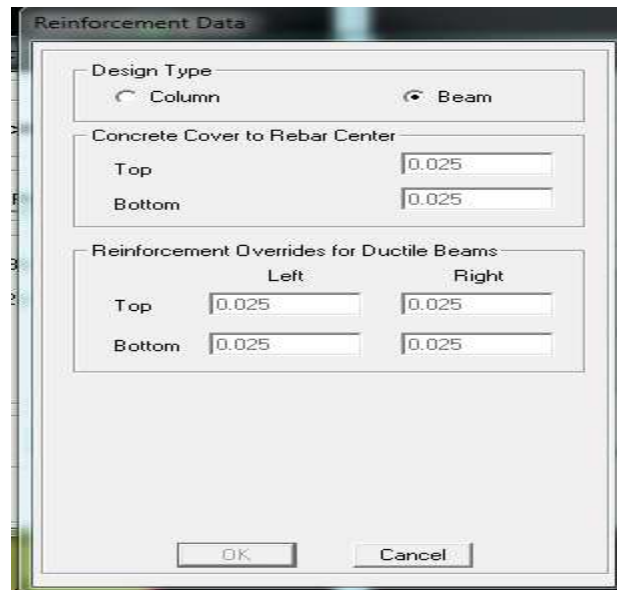
figIV.13) définition des sections

Et on choisit **Material BETON**



figIV.14) définition des sections rectangulaire

Le bouton **Renforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier l'enrobage et d'autres propriétés.



The 'Reinforcement Data' dialog box is shown. It has a 'Design Type' section with radio buttons for 'Column' and 'Beam' (selected). Below is 'Concrete Cover to Rebar Center' with input fields for 'Top' and 'Bottom', both set to 0.025. The 'Reinforcement Overrides for Ductile Beams' section has a table with columns 'Left' and 'Right', and rows 'Top' and 'Bottom', all set to 0.025. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

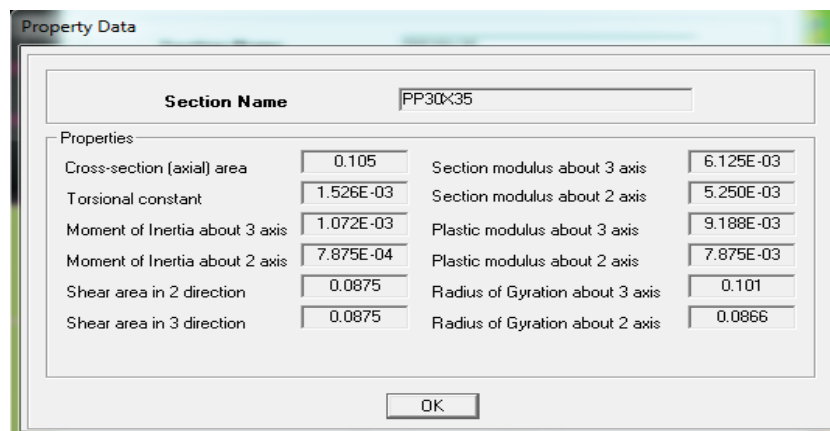
Design Type	
☐ Column	☒ Beam

Concrete Cover to Rebar Center	
Top	0.025
Bottom	0.025

Reinforcement Overrides for Ductile Beams			
	Left	Right	
Top	0.025	0.025	
Bottom	0.025	0.025	

Fig IV.15) choix de la nature de la section et l'enrobage

Si on clique sur le bouton **Section propriété** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculées par ETABS.



The 'Property Data' dialog box is shown. It has a 'Section Name' field with the value 'PP30X35'. Below is a 'Properties' section with a table of calculated properties. At the bottom is an 'OK' button.

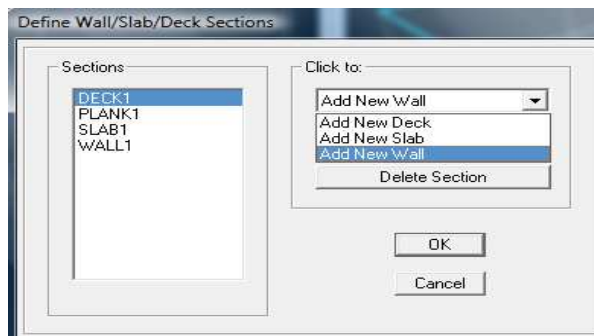
Section Name			
PP30X35			

Properties			
Cross-section (axial) area	0.105	Section modulus about 3 axis	6.125E-03
Torsional constant	1.526E-03	Section modulus about 2 axis	5.250E-03
Moment of Inertia about 3 axis	1.072E-03	Plastic modulus about 3 axis	9.188E-03
Moment of Inertia about 2 axis	7.875E-04	Plastic modulus about 2 axis	7.875E-03
Shear area in 2 direction	0.0875	Radius of Gyration about 3 axis	0.101
Shear area in 3 direction	0.0875	Radius of Gyration about 2 axis	0.0866

Fig IV.16) propriété de la section à considérer

- ❖ Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres et poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile et dalle pleine).

On choisit le menu **Define** puis **wall/slab** ou bien  pour créer les voiles,
On clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



figIV.19) création de nouveau voile



figIV.20) propriétés du voile

Définir **Material** : BETON

On coche **Shell** et **Thick Plate** si l'épaisseur de voile dépasse 18 cm.

On choisit le menu **Define** puis **wall/slab** ou bien  pour créer les dalles,

On clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

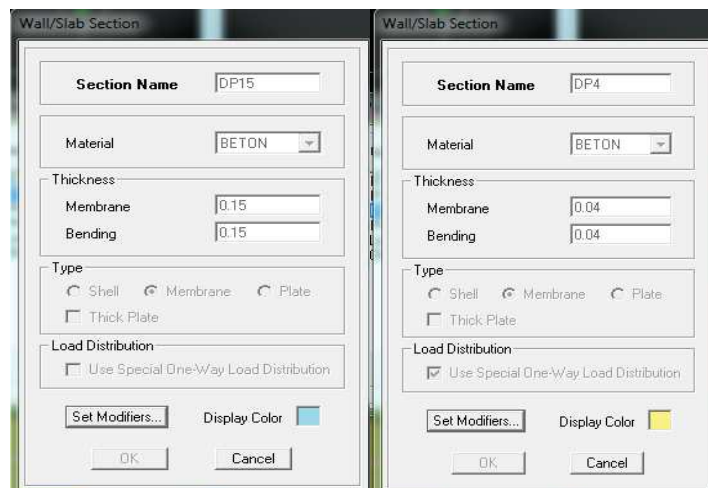


Fig IV.21) propriétés de la dalle fig IV.22) création de nouvelle dalle.

Définir **Material** : OTHER

On coche **Plate**.

Après qu'on a affecté les caractéristiques de chaque élément on passe à la disposition de ces éléments.

a) Poutres principales et secondaires:

On clique sur  puis on choisit PP ou PS et on sélectionne les Grid Ligne que porte nos élément.



Fig IV.23) création des poutres

b) Les poteaux :

On clique sur  puis choisit Pot 40x40 ou 30x30 et on sélectionne les nœuds qui porte les poteaux.

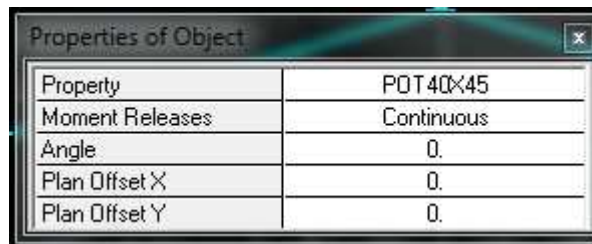
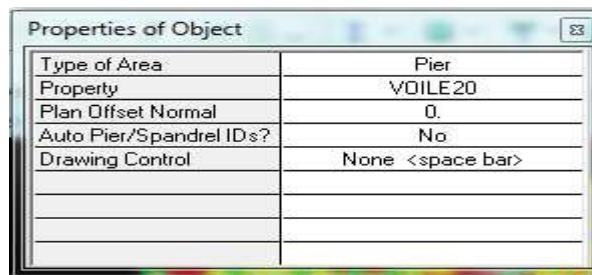


Fig IV.24) création des poteaux

c) Les voiles :

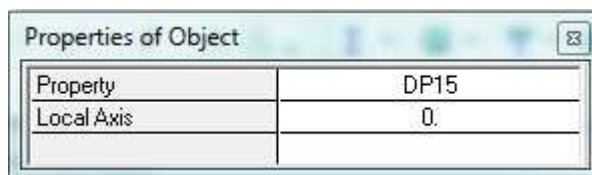
On clique sur  puis choisit exemple VL1 et on sélectionne les Grid Ligne qui porte le voile.



figIV.25)création des voiles

d) La dalle pleine :

On clique sur  puis on choisit DP et on sélectionne les Grid Ligne qui porte la dalle pleine.



figIV.26)création des dalles pleines

IV.3.5.4)Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q):

La structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur :**Define** puis sur **static Load Cases** , ou bien .

➤ **Charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

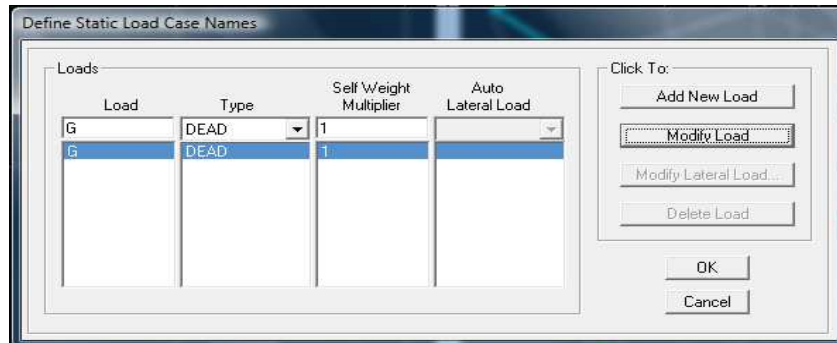


Fig IV.27) nom des charges permanentes

➤ **Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**

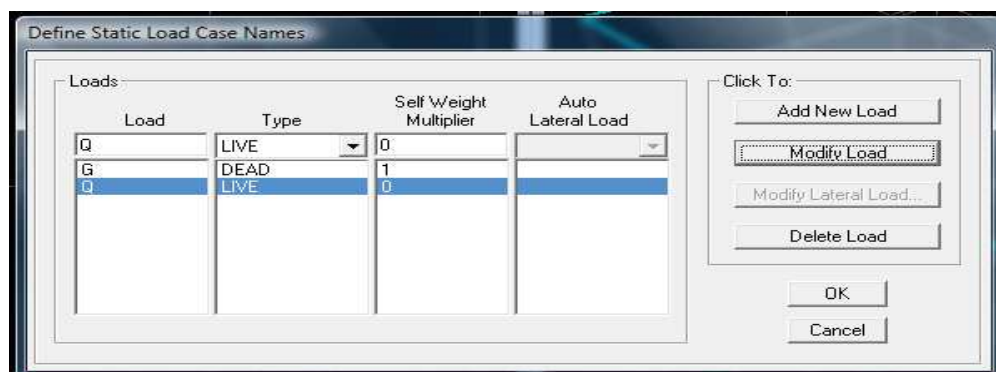


Fig IV.28) nom des charges d'exploitations

2) Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

Données à introduire dans le logiciel :

- On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône .



- **Coeff d'accélération de zone A =0.15**

Selon la zone de sismicité (de notre cas IIa) et le groupe d'usages (de notre cas groupe 2)

- **Coeff comportement : 5.**

- Coeff d'amortissement ξ :10%
- Site : S3.
- Facteur de qualité (Q):Q=1.15

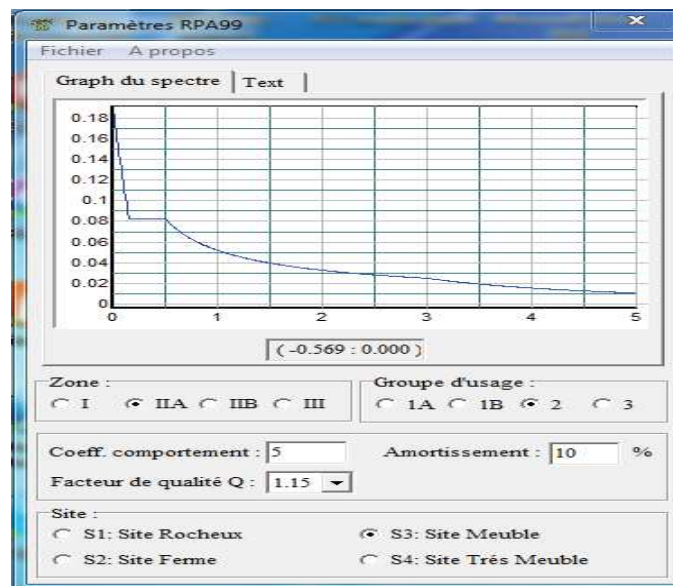


Fig IV.29) le spectre

Après on clique sur **Sauvgarde Fichier Format ETABS**.

➤ Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

DefineResponse Spectrum Function ou bien  → **Spectrum from file**

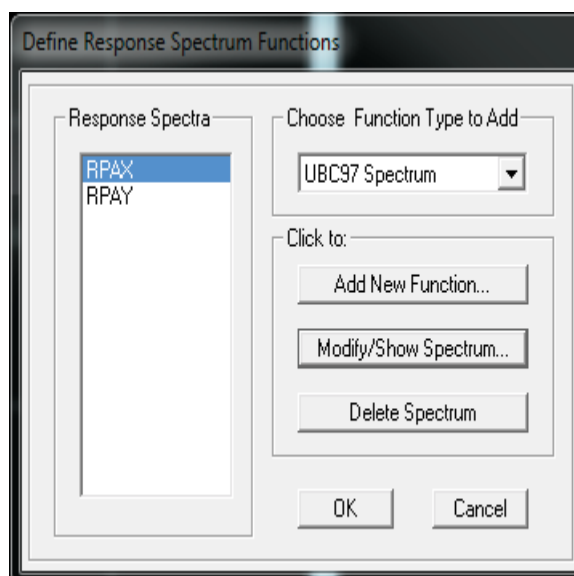


Fig IV.30) définition de spectre

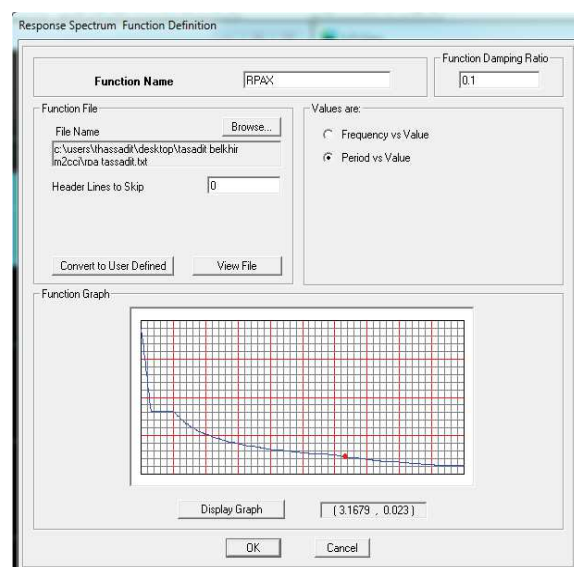


Fig IV.31) la réponse de spectre

Fonction Name (nom du spectre): RPA.



Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

EX

Structural and Function Damping

Damping

0.1

Modal Combination

☒ CQC

☐ SRSS

☐ ABS

☐ GMC

f1

f2

Directional Combination

☒ SRSS

☐ ABS

Orthogonal SF

☐ Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction

Function

Scale Factor

U1

RPAX

10.

U2

UZ

Excitation angle

0.

Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

0.05

Override Diaph. Eccen.

Override...

OK

Cancel

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

EY

Structural and Function Damping

Damping

0.1

Modal Combination

☒ CQC

☐ SRSS

☐ ABS

☐ GMC

f1

f2

Directional Combination

☒ SRSS

☐ ABS

Orthogonal SF

☐ Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction

Function

Scale Factor

U1

U2

RPAY

10.

UZ

Excitation angle

0.

Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

0.05

Override Diaph. Eccen.

Override...

OK

Cancel



Uniform Surface Loads

Load Case Name

Q

Units

KN-m

Uniform Load

Load

1.

Direction

GRAVITY

Options

☐ Add to Existing Loads

☒ Replace Existing Loads

☐ Delete Existing Loads

OK

Cancel

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

IV.3.5.6)^{émé} étape : Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ **Combinaisons aux états limites :**

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

Et la combinaison **G + 0,2Q**

➤ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

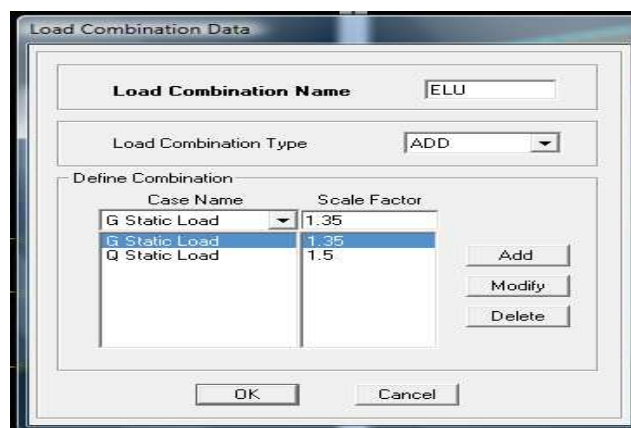
$$\text{GQE : } \begin{cases} G+Q\pm E_X \\ G+Q\pm E_Y \end{cases}$$

$$\text{GQ12E : } \begin{cases} G + Q \pm 1,2 E_X \\ G+Q\pm 1,2 E_Y \end{cases}$$

$$\text{08GE : } \begin{cases} 0.8G\pm E_X \\ 0.8G\pm E_Y \end{cases}$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load Combinations** ou bien  → **Add New Combo**



figIV.35) création des combinaisons

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

IV.3.5.7) 7^{ème} étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

➤ APPUIS :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds d'appuis de base puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** ou bien  → **Restraints**

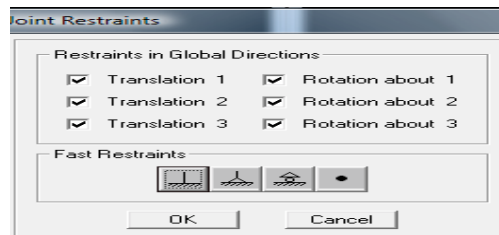


Fig IV.36) encastrement des appuis

➤ Mass- Source :

Define → **Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

- On donne la valeur 1 pour la charge permanente
- On donne la valeur de β suivant la nature de la structure

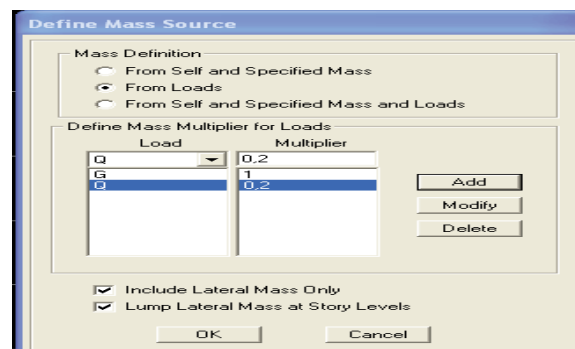


Fig IV.37) le pourcentage de participation des charges

➤ Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne tout le premier plancher puis on clique sur : spécifier

Assign → **Joint/point** → **Diaphragme**, ou bien  → **Add New Diaphragme**.

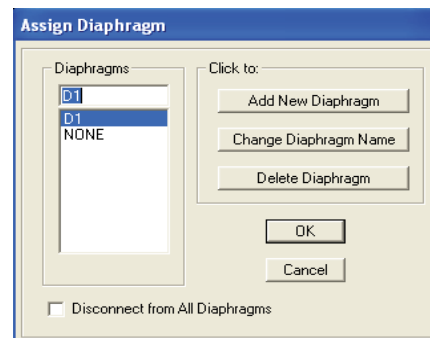


Fig IV.38) spécification de diaphragme de chaque plancher

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragme** on clique sur **OK** pour valider. On refait la même opération pour tous les autres planchers.

IV.3.5.8) 8^{ème} étape : Analyse et visualisation des résultats :

Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **RunAnalysis**.

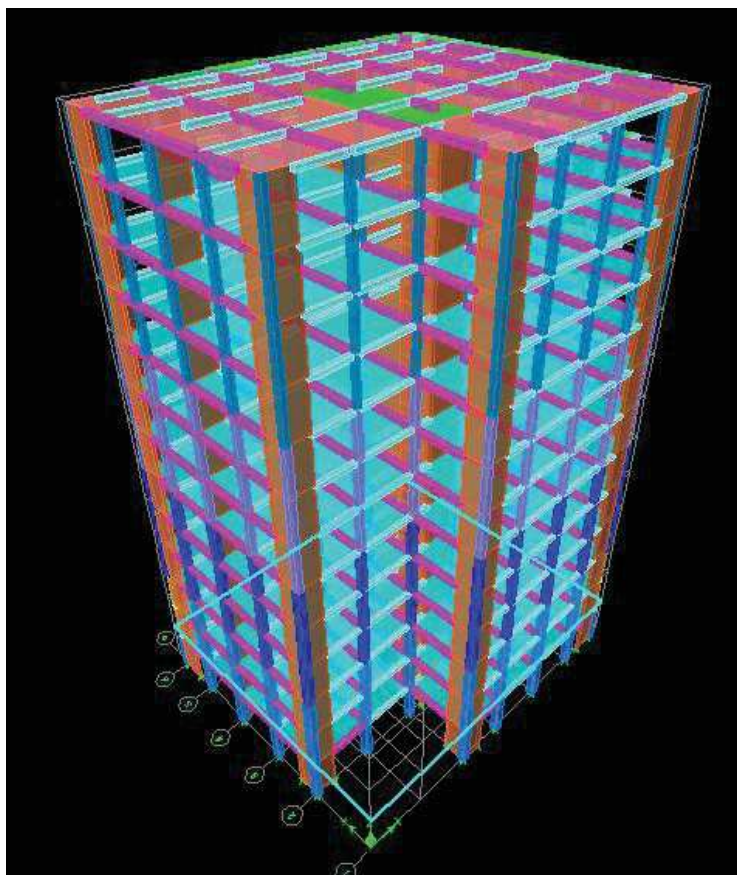


Fig IV.39) schéma final de notre structure en 3D

IV -4 / VERIFICATION AUX RECOMMANDATIONS DU RPA

5.7) Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (\text{RPA 2003 A 4.3.3})$$

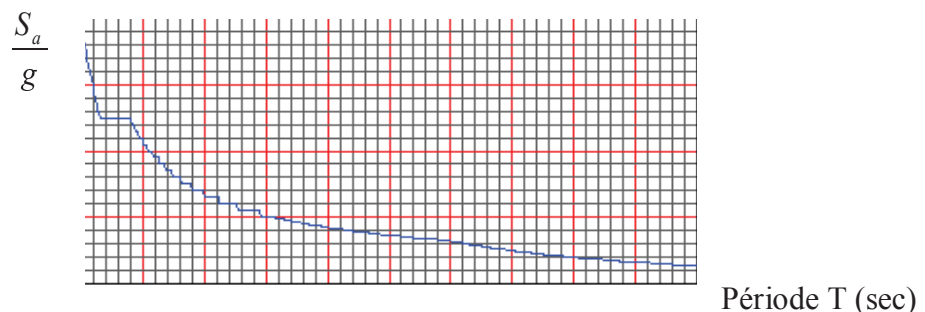


Fig.5.4 Spectre de réponse de calcul.

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

A = 0,15 [zone IIa, groupe d'usage 2 (RPA 2003 tableau 4.1)].

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

R = 5 [mixte portique/ voiles avec interaction (RPA 2003 tableau 4.3)].

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

T₁ = 0,15 sec ; **T₂** = 0,5 sec. [site S3 (RPA 2003 Tableau 4.7)]

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ Formule (4-4)

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q ; **tableau (4-4)**.

Le site :

La zone : zone IIa TIZI OUZOU . (ANNEXE 1 de RPA).

Le groupe d'usage : groupe 2 selon (Article 3.2 de RPA).

Remplissage : dense d'après (Tableau 4.2 de RPA).

Calcul du facteur de qualité Q : (Tableau 4.4 de RPA)

❖ **Classification de l'ouvrage :** selon RPA 99/modifié 2003 d'après l'article 3.2

Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation collective, de bureau dont la hauteur $H = 39.78 \text{ m} < 48 \text{ m}$, qu'isera classé au **groupe d'usage 2** (Ouvrages courants ou d'importance moyenne). Il est situé à Tizi-ouzou (Zone IIa).

❖ **Classification du site :** Article 3.3.1 (RPA99 /version 2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon les résultats donnés par le laboratoire degéotechnique,) **site meuble S3**.

Dépôts de sables et de graviers denses voir (ANNEX I)

❖ **Coefficient de comportement R :** selon le RPA 99/modifié 2003 D'après la structure fonction de système de contreventement (structure mixte avec interaction) $\rightarrow R=5$

❖ **Facteur de qualité :** selon le RPA 99/modifié 2003 D'après le Tableau 4.4 il est en fonction de :

- La régularité en plan et en élévation

- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

P_q: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "satisfait ou non" donné par le tableau 4.4/RPA99

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

La variation de la masse est importante

Pas de variation de la masse $\rightarrow$ **Condition vérifiée : $P_{1x} = P_{1y} = 0$**

❖ **La régularité en élévation est vérifiée : $P_{2x} = P_{2y} = 0$**

❖ **La régularité en plan :**

➤ **Forme du bâtiment :** La forme du bâtiment est sensiblement symétrique en géométrie et la distribution des masses et des rigidités est symétrique par rapport aux deux directions orthogonales, avec le rapport

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{24.6}{21.10} = 1.16 < 4 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Décrochements du bâtiment :**

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas

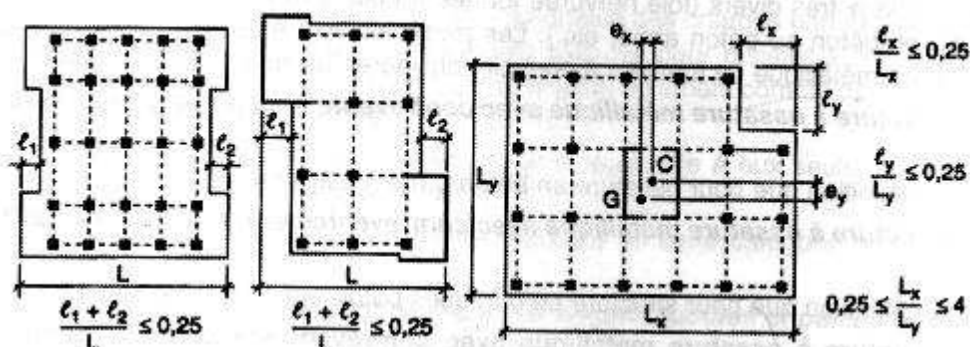


Fig. VI.1: Limite des décrochements en plan selon l'article 3.5 du RPA 99/ version 2003

On a : $0.25 < \frac{L_x}{L_y} < 4 \longrightarrow 0.25 < \frac{24.6}{21.10} < 4 \longrightarrow 0.25 < 1.16 < 4$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{8.5}{5} = 1.7 > 0.25$$

Donc la structure contient de décrochement. $\longrightarrow$ Condition non vérifié

On a une condition non vérifiée, donc le bâtiment est classé irrégulier en plan.

$$\rightarrow P_{3x} = P_{3y} = 0.05$$

❖ Conditions minimales sur les files de contreventement

$\rightarrow$ Condition vérifiée : $P_{4x} = P_{4y} = 0$

❖ Redondance en plan

$\rightarrow$ Condition vérifiée : $P_{5x} = P_{5y} = 0$

❖ Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Ce critères est dit observe pour les zones IIa, IIb et III :

Donc $\rightarrow$ Condition vérifiée : $P_{6x} = P_{6y} = 0$

Caractéristiques du spectre de réponse :

Les caractéristiques du spectre de réponse sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités dans les deux sens.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	P_q		p	
	Obs.	Nonobs.	Obs.	Nonobs.
1-Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	/	0	/
2-Redondance en plan	0	/	0	/
3-Régularité en plan	/	0.05	/	0.05
4-Régularité en élévation	0	/	0	/
5-contrôle de la qualité des matériaux	0	/	0	/
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	0	/	0	/

Tous les critères sont vérifiés donc : $Q_x = Q_y = 1.05$

5.8) Nombre de modes à considérer :

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ❖ la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ❖ ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Estimation de la période fondamentale : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure

5.9) Caractéristiques dynamiques de la tour :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.952255	47.9055	2.1883	0	47.9055	2.1883	0
2	0.904046	19.9276	3.8832	0	67.8331	6.0715	0
3	0.76667	0.0339	63.3665	0	67.867	69.438	0
4	0.264808	0.7883	1.6606	0	68.6554	71.0986	0
5	0.236321	16.9311	0.0584	0	85.5864	71.157	0
6	0.202605	0.0011	14.1848	0	85.5875	85.3418	0
7	0.12271	0.0973	0.8142	0	85.6848	86.156	0
8	0.105618	5.9504	0.0009	0	91.6352	86.1569	0
9	0.090168	0.009	5.3307	0	91.6442	91.4877	0

Tableau 5.3 périodes et participations massiques

➤ La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 9**

Période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T_f) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par le **RPA99V2003**:

$$T_{\text{empirique}} = \min \left(0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}}, C_T \times h_n^{3/4} \right)$$

avec:

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ($h_n = 39.78\text{m}$).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage, donné par le tableau 4.6 du RPA99 ($C_T = 0.05$).

D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_f = 0.05 (39.78)^{3/4} = 0.79s$$

$$\text{Sens x-x : } T_f = 0.09 \frac{39.78}{\sqrt{24.6}} = 0.72s$$

$$\text{Sens y-y : } T_f = 0.09 \frac{39.78}{\sqrt{21.10}} = 0.78s$$

$$\left. \begin{array}{l} T_f = 0.79s \\ T_f = 0.72s \\ T_f = 0.78s \end{array} \right\} T_f = T_{\min} = 0.72s$$

5.10) Combinaison des réponses modales

$$\text{➤ } r \leq 10 / \left[10 + \sqrt{\xi_i \xi_j} \right]$$

Avec :

$$r = T_i / T_j \quad (T_i \leq T_j)$$

i et j : deux modes de vibration des périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i, ξ_j

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

5.11) Caractéristiques géométriques de la Structure :

Vérification de l'excentricité :

Définition : Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs

Excentricité Accidentelle et Excentricité Théorique

Etag	Masse		Centre de masse [m]		Centre de torsion [m]	
	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
S-SOL	247.499	247.499	12.049	10.482	10.555	10.278
RDC	244.3277	244.3277	12.011	10.439	10.589	10.672
ETAGE1	239.5228	239.5228	12.044	10.47	10.717	10.972
ETAGE2	255.71	255.71	12.594	10.984	10.871	11.171
ETAGE3	255.71	255.71	12.594	10.984	11.032	11.295
ETAGE4	249.2075	249.2075	12.597	10.984	11.189	11.369
ETAGE5	243.4072	243.4072	12.602	10.986	11.337	11.407
ETAGE6	240.9136	240.9136	12.549	10.924	11.478	11.425
ETAGE7	235.1761	235.1761	12.551	10.922	11.613	11.43
ETAGE8	232.6344	232.6344	12.609	10.988	11.739	11.427
ETAGE9	232.6344	232.6344	12.609	10.988	11.856	11.421
ETAGE10	231.7377	231.7377	12.588	10.952	11.962	11.42
ETAGE11	195.9679	195.9679	12.779	11.094	12.043	11.425

Tableau 5.2 Centre de torsion et centre de masse de la structure.**A)-Excentricité accidentelle :**

Les aspects aléatoires de la torsion sont supposés couverts par la prise en compte d'une excentricité dite «accidentelle », égale dans chaque direction principale à 5 % de la dimension du bâtiment dans la direction orthogonale.

RPA2003-Art4.2.7 :

Elle est prise égale à 5 % de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion). Son calcul est donné comme suit : $e = 0,05.L_x$

RPA2003-Art4.3.7 :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, l'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $0,05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliqué au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction d'où :

Suivant le sens x-x (ex) : On vérifie que : $e_x = CM - CR \leq 5\%L_x$

Suivant le sens y-y (ey) : On vérifie que : $e_y = CM - CR \leq 5\%L_y$

b)-Excentricité théorique :

C'est la distance entre le centre de flexion du système de contreventement et le centre de gravité, projetée sur la direction considérée .Cette excentricité est calculée par le concepteur sur la base des plans de structures et elle doit être inférieure à la valeur de l'excentricité accidentelle calculée, Elle est donnée par les formules

Suivantes

$$e_x = XCM - XCR$$

$$e_y = YCM - YCR$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Etage	Ex	5%Lx	Obsevation	ey	5%Ly	Obsevation
S-SOL	1.494	1.23	Condition non vérifiée	-0.204	1.055	Condition vérifiée
RDC	1.422	1.23	Condition non vérifiée	-0.233	1.055	Condition vérifiée
ETAGE1	1.327	1.23	Condition non vérifiée	-0.502	1.055	Condition vérifiée
ETAGE2	1.723	1.23	Condition non vérifiée	-0.187	1.055	Condition vérifiée
ETAGE3	1.562	1.23	Condition non vérifiée	-0.311	1.055	Condition vérifiée
ETAGE4	1.408	1.23	Condition non vérifiée	-0.385	1.055	Condition vérifiée
ETAGE5	1.265	1.23	Condition non vérifiée	-0.421	1.055	Condition vérifiée
ETAGE6	1.071	1.23	Condition vérifiée	-0.501	1.055	Condition vérifiée
ETAGE7	0.938	1.23	Condition vérifiée	-0.508	1.055	Condition vérifiée
ETAGE8	0.87	1.23	Condition vérifiée	-0.439	1.055	Condition vérifiée
ETAGE9	0.753	1.23	Condition vérifiée	-0.433	1.055	Condition vérifiée
ETAGE10	0.626	1.23	Condition vérifiée	-0.468	1.055	Condition vérifiée
ETAGE 11	0.526	1.23	Condition vérifiée	-0.306	1.055	Condition vérifié

Tableau7 : Vérification de l'excentricité théorique.

5.12) Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base ' V_t ' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminées par la **méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.2)**.

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

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

❖ **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le **RPA 2003 tableau 4.1** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

A = 0.15

❖ **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_1=0.15$, $T_2=0.5$ voir le **titre 5.7**.

η : donné par la formule :

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

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quand $\xi = 5\%$, on a $\eta = 1$

T : donnée par la formule empirique.

$T=0.95 \text{ sec} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec}$.

Donc :

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.33$$

❖ **R** : le coefficient de comportement global de la structure (RPA 2003 tableau 4.3)
R=5

❖ **Q** : facteur de qualité voir le **titre 5.7**.
Q=1.05

❖ **W** : poids total de la structure

$$W = G + 0.2Q$$

$$W = 47529,21 + 0.2 \times 8585,03$$

$$W = 49246.216 \text{ KN}$$

MSE (RPA 2003)		
Coefficient	A	0.15
	D	1.33
	Q	1.05
	R	5
forces sismiques V (KN)	2063.17	

Tableau 5.5 la forces sismiques à la base

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003 Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ;calculée par **ETABS** ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la **méthode statique équivalente** V_{max} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ($V_t > 0.80 V$)

- ✓ $S_i V_t < 0.80 V_{max}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

forces sismiques KN				vérification	
MSE (V_{max})		ETABS (v_t)		V_t/V	
		Ex	Ey	X	Y
x	Y	x	y	>0.80	>0.80
1650.536	1650.536	2024.33	2227.41	CV	CV

Tableau 5.6 Vérification de la résultante des forces sismiques

5.13) Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003 article 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS

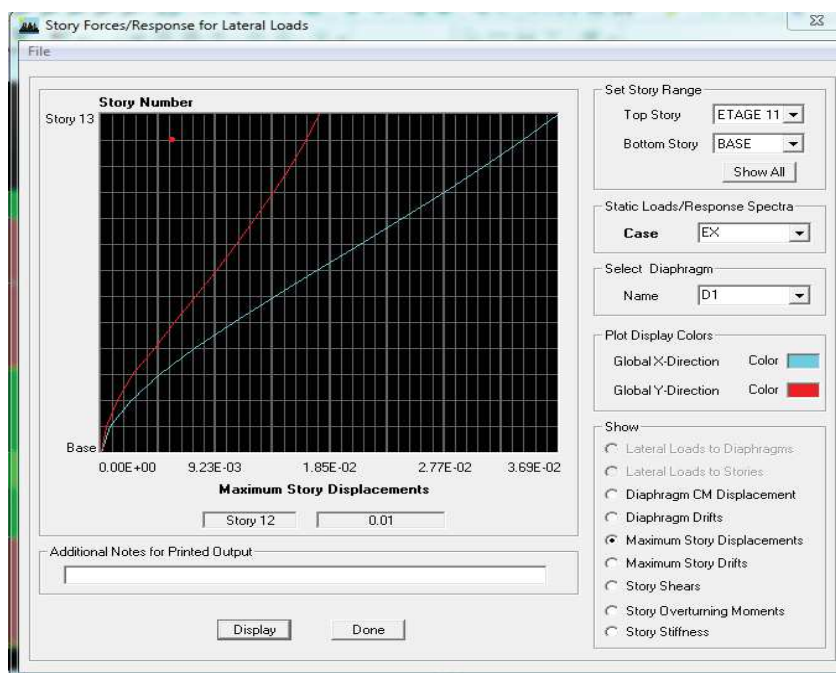
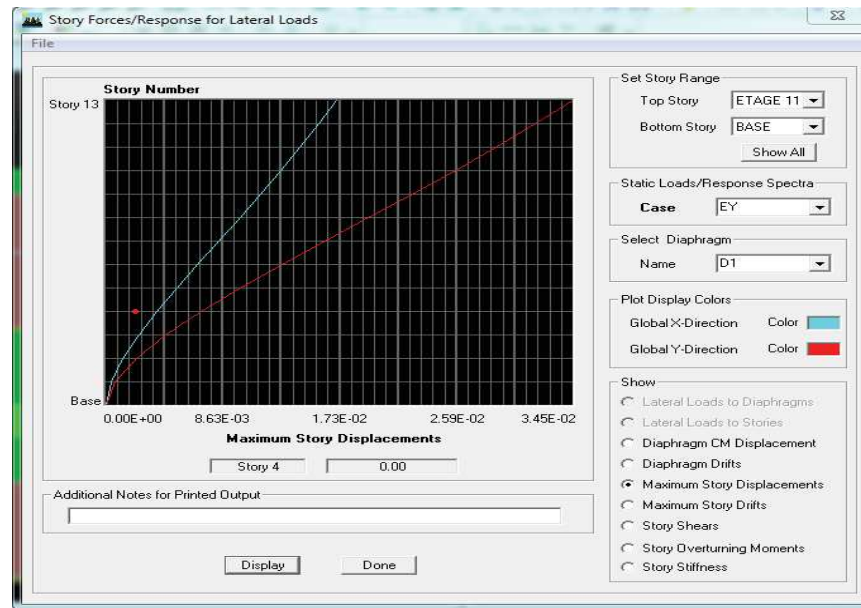


Fig.5.4Vérification des déplacements selon E_x .

Fig.5.5Vérification des déplacements selon E_y .

Justification de la sécurité

a. Justification vis-à-vis des déformations

Calcul des déplacements (Art4.43/RPA99)

Le déplacement horizontal à chaque niveau «k» de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

'R':coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau «k» par rapport au niveau «k-1» est égal à:

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA99(Art5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

STORY	$\delta_{ek}(x)$	$\delta_{ek}(y)$	$\delta_k(x)$	$\delta_k(y)$	$\Delta K(x)$	$\Delta K(y)$	1% h_e	vérification
ETAGE11	0.0287	0.0216	0.1435	0.108	0.0115	0.008	0.0306	vérifiée
ETAGE10	0.0264	0.02	0.132	0.1	0.013	0.0085	0.0306	vérifiée
ETAGE9	0.0238	0.0183	0.119	0.0915	0.013	0.009	0.0306	vérifiée
ETAGE8	0.0212	0.0165	0.106	0.0825	0.013	0.0095	0.0306	vérifiée
ETAGE7	0.0186	0.0146	0.093	0.073	0.0135	0.010	0.0306	vérifiée
ETAGE6	0.0159	0.0126	0.0795	0.063	0.014	0.010	0.0306	vérifiée
ETAGE5	0.0131	0.0106	0.0655	0.053	0.013	0.0105	0.0306	vérifiée
ETAGE4	0.0105	0.0085	0.0525	0.0425	0.013	0.010	0.0306	vérifiée
ETAGE3	0.0079	0.0065	0.0395	0.0325	0.0115	0.0095	0.0306	vérifiée
ETAGE2	0.0056	0.0046	0.028	0.023	0.010	0.0085	0.0306	vérifiée
ETAGE1	0.0036	0.0029	0.018	0.0145	0.009	0.007	0.0306	vérifiée
RDC	0.0018	0.0015	0.009	0.0075	0.006	0.005	0.0306	vérifiée
S-SOUL	0.0006	0.0005	0.003	0.0025	0.003	0.0025	0.0306	vérifiée

$$\Delta K \leq \Delta K = 1\% h_e$$

Tableau 5.6 Vérification les déplacements relatifs

b. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta (Art 5.9/RPA99)

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Delta) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.10$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau «k».

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau «k».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1».

h_k : Hauteur de l'étage «k»

Stor y	Masse X	VX	K	.h _K	Θ<0.1	MasseY	VY	K		Θ<0.1
11	195.967 9	367.79 5	0.011 5	1125.43 7	0.00200 2	195.967 9	361.17 5	0.008 2	1105.180 2	0.0014185 5
10	231.737 7	658.89 3	0.013 4	2016.20 3	0.00149 4	231.737 7	681.29 5	0.008 5	2084.747 4	0.0009448 5
9	232.634 4	886.09 5	0.013 5	2711.43 5	0.00111 5	232.634 4	941.12 3	0.009 2	2879.827 2	0.0007270 3
8	232.634 4	1075.8 3	0.013 5	3292.03 9	0.00091 8	232.634 4	1167.6 2	0.009 5	3572.917 2	0.0006185 5
7	235.176 1	1239.7 8	0.013 5	3793.72 6	0.00083 6	235.176 1	1370.0 3	0.010 5	4192.291 8	0.0005609 7
6	240.913 6	1386.6 6	0.014 4	4242.99 6	0.00079 4	240.913 6	1551.3 6	0.010 5	4747.161 6	0.0005074 9
5	243.407 2	1518.9 9	0.013 5	4648.10 9	0.00068 0	243.407 2	1710.0 1	0.010 5	5232.630 6	0.0004884 3
4	249.207 5	1641.1 4	0.013 5	5021.88 8	0.00064 5	249.207 5	1848.8 5	0.010 5	5657.481 9	0.0004404 9
3	255.71 7	1753.3 5	0.011 5	5365.31 2	0.00054 8	255.71 5	1968.4 5	0.009 5	6023.457 5	0.0004033 7
2	255.71 1	1851.3 1	0.010 5	5665.00 8	0.00045 1	255.71 3	2066.2 3	0.008 5	6322.663 8	0.0003437 7
1	239.522 8	1927.2 4	0.009 5	5897.35 4	0.00036 5	239.522 8	2138.2 2	0.007 5	6542.953 2	0.0002562 5
RD C	244.327 7	1987.4 2	0.006 5	6081.50 5	0.00024 1	244.327 7	2193.0 7	0.005 5	6710.794 2	0.0001820 4
S-S	247.499 4	2024.3 4	0.003 5	6194.48 0	0.00011 9	247.499 1	2227.4 5	0.002 5	6815.874 6	0.0000907 5

Tableau :IV.4 Vérification de l'effet P-Δ.

Remarque: Les effets du second ordre peuvent être négligés.

Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme,

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.3$$

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$N_d = 2402.75$ de la section de béton (section brute).

$f_{c28} = 25$ MPa : la résistance caractéristique du béton.

$$\frac{1894.48 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.60 \times 25} = 0.22 < 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- Efforts normaux au niveau des poteaux sont vérifiés.

Après avoir effectué toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

❖ **Introduction :**

Le ferrailage des éléments de contreventements se fait suivant le **BAEL91** et le règlement parasismique algérien **RPA99**. Les éléments de contreventements qui reprennent l'action sismique sont : Poteaux, Poutres et Voiles

VI -2) Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux sera calculé en flexion composée, suivant les combinaisons de charges citées au-dessous, dans les deux sens longitudinal et transversal, et les vérifications seront effectuées à l'ELS pour les cas suivants :

	γ_b	γ_s			
	1,5	1,15	14,17	25	348
	1,15	1,00	18,48	25	400

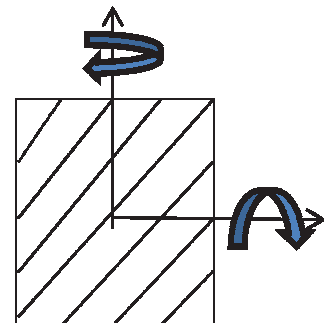
Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations:

- Effort normal maximum et le moment correspondant (Nmax-Mcorr).
- Effort normal minimum et le moment correspondant (Nmin-Mcorr).
- Moment fléchissant maximum et l'effort normal correspondant (Mmax-Ncorr).

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal.

M_y : moment du poteau dans le sens transversal.

**Combinaisons de calcul :**➤ **Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91/modifiée99 :**

D'après le règlement **BAEL91**, le ferrailage se calcule suivant des situations, à qui on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons :

- ♦ **A l'ELU** : $1,35G+1,5Q$
- ♦ **A l'ELS** : $G+Q$

➤ **Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99/ modifié 2003 :**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

- ♦ $G + Q \pm E$,
- ♦ $0,8G \pm E$

1. Recommandations du RPA 2003:

a. les armatures longitudinales: (art.7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence et sans crochet.

- **Le pourcentage minimal :**

- Le pourcentage minimal de la section d'armatures est de **0.80%** de la section du poteau en zone IIa, dans notre cas:

Pour les poteaux (50×50) ; $A_{\min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$

Pour les poteaux (45×45) ; $A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$

Pour les poteaux (40×40) ; $A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

Pour les poteaux (35×35) ; $A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$

- **Le pourcentage maximal :**

- Le pourcentage maximal de la section d'armatures est de **4%** de la section du poteau en **zone courante**, dans notre cas:

Pour les poteaux (50×50) ; $A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$

Pour les poteaux (45×45) ; $A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Pour les poteaux (40×40) ; $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Pour les poteaux (35×35) ; $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal de la section d'armatures est de **6%** de la section du poteau en **zone de recouvrement**, dans notre cas:

Pour les poteaux (50×50) ; $A_{\max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

Pour les poteaux (45×45) ; $A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

Pour les poteaux (40×40) ; $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Pour les poteaux (35×35) ; $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $L_R = 40\phi$ zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : $L = 25\text{cm}$ en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

b. les armatures transversales: (art.7.4.2.2)

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e} \Rightarrow A_t = S_t \cdot \rho_a \cdot \frac{V_u}{h_t \cdot f_e}$$

Tel que:

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur total de la section de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversal.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\text{Avec : } \lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{Où } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

l_f : La longueur de flambement du poteau.

a, b : Dimensions de la section droite du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min (10\Phi_l^{\min} \text{ } 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\Phi_l^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

Les armatures transversales minimales:

- La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{S_t \cdot b}$ en pourcentage (%) est donnée

comme suite :

Si : $\lambda g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3\%$

Si : $\lambda g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0.8\%$

Si : $3 < \lambda g < 5 \Rightarrow$ interpoler entre les valeurs limites du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\phi_{\text{cheminées}} > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets de 135° ayant une longueur de $10\phi_{\min}$.

VI-1-5) Etape de calcul des armatures longitudinales :**Etape de calcul en flexion composée:****N : effort de traction**

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est **partiellement tendue (S.P.T)**.

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Alors la section est **entièrement tendue (S.E.T)**.

N : effort de compression

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est **partiellement comprimée (S.P.T)**.

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifier la condition supplémentaire suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \rightarrow (A)$$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow \text{Moment fictif}$$

► Si l'égalité est vérifiée, alors la section est **partiellement comprimée**, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

Si $\mu_b < \mu_l$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_l$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_l et A_l'

$$\mu_l = 0.392$$

$$A_l = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_l - \frac{N}{\sigma_s}$

► Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est **entièrement comprimée** ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante:

$$N_u(d - c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

✓ Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A' = \frac{M - (d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

✓ Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et} \quad A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

VI-1-6) Vérification à l'ELS : Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

i) **État limite d'ouvertures des fissures:** Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

ii) Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS

• Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$ est entièrement comprimée.

- La section homogène est :

$$S = b \cdot h + \eta(A_s + A_s')$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_s \cdot c' + A_s' \cdot d) \right] \rightarrow V_2 = h - V_1$$

-Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_s (V_1 - c)^2 + A_s (V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v1}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$, donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b$

N_s : Effort de compression à l'ELS

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

B_0 : Section homogénéisée.

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

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}}$$

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A_s' (y - c')^2]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90 A_s'}{b} (c - c') + \frac{90 A_s}{b} (d - c)$$

$$q = -2^3 - \frac{90 A_s'}{b} (c - c')^2 + \frac{90 A_s}{b} (d - c)^2$$

$$c = \frac{h}{2} - e$$

c : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Les sollicitations dans les poteaux :

Les différentes sollicitations sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Zones	niveaux	Sections	comb	N(KN)	M(KN.m)
I	S-soul RDC 1 ^{er}	50x50	0.8G+E	955.45	4.071
			ELU	-2402.92	6.521
			GQE	38.57	77.202
II	2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème}	45x45	0.8G+E	264.41	2.655
			ELU	-1770.14	15.485
			GQE	-39.99	82.644
III	5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème}	40x40	0.8G+E	46.33	5.528
			ELU	-1206.54	12.076
			GQE	-77.49	69.806
VI	8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème} 11 ^{ème}	35x35	0.8G+E	71.69	1.277
			ELU	-675.74	10.486
			GQE	-99.23	54.276

1)Exemple de calcul

❖ Sens transversal (Selon le moment M3):

Pour- : POT(50x50) :

$N_{max} = 955.45 \text{ KN} \longrightarrow M_{corr} = 4.071 \text{ KNm}$

$N_{min} = -2402.92 \text{ KN} \longrightarrow M_{corr} = 6.521 \text{ KNm}$

$M_{max} = 77.202 \text{ KNm} \longrightarrow N_{corr} = 38.57 \text{ KN}$

- **Calcul de l'excentricité:**
N : effort de compression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{6.521}{-2402.92} \times 10^2 = -0.27 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{50}{2} - 2 = 23 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c \end{array} \right\}$$

Donc il faut vérifier : $(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \geq N \cdot (d - c') - M_f$

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

$$\text{Et : } d = h - c = 0.50 - 0.02 = 0.48 \text{ m}$$

$$M_f = 6.521 + 2402.92 \left(\frac{0.50}{2} - 0.02 \right) = 559.19 \text{ KNm}$$

$$N(d - c') - M_f = 2402.92(0.48 - 0.02) - 559.19 = 546.15 \text{ KNm}$$

$$(0.337 \times 0.50 - 0.81 \times 0.02) \times 0.50 \times 0.50 \times 14.2 \times 10^3 = 540.66 \text{ KNm}$$

$$\longrightarrow (0.337h - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = 540.66 \text{ KN.m} < N(d - c') - M_f = 546.15 \text{ KNm} \Rightarrow \text{SEC}$$

On calcule la condition suivante :

$$N_u(d - c') - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

$$2402.92(0.48 - 0.02) - 559.19 = 546.15 < (0.5 \times (0.5) - 0.02)0.5 \times 0.5 \times 14.2 \times 10^3 = 816.5$$

L'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures (SSA)

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et} \quad A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}} = \frac{0.357 - \frac{2402.92(0.48 - 0.02) - 559.19}{0.5 \cdot 0.5^2 \cdot 14.2 \times 10^3}}{0.857 - \frac{0.02}{0.5}} = -0.710$$

$$A'_s = \frac{-2402.92 + 0.710 \times 0.5 \times 0.5 \times 14.2 \times 10^3}{348 \times 10^{-3}} = 337.87 \text{ mm}^2 = 3.38 \text{ cm}^2$$

Remarque :

D'après le calcul des armateurs on a trouvée que $A_t = A_s = 0$

donc on conclut que c'est la section du RPA qui passe
La section du RPA est donnée par la formule suivante :
 $A_{\min}=0.8\%b.h$

Zones	Niveau x	Sections	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	e(cm)	(h/2)- c (cm)	M _f (KN.m)	Natures	OBS	A _{SUP} cm ²	A _{INF} cm ²	Amin RPA	Choix (A _s)	Sections adopte (cm ²)
I	S-SOUL RDC	(50x50)	N _{MAX} -M _{CORR}	955.45	4.071	0.42	23	223.82	SEC	SSA	0	0	20	4HA20 + 4HA16	20.61
			N _{MIN} -M _{CORR}	-2402.92	6.521	0.27	23	559.19	SEC	SSA	0	0			
			M _{MAX} -N _{CORR}	38.57	77.202	200	23	86.073	SPT	SSA	0	3.62			
II	2 ^{eme} eme eme	(45x45)	N _{MAX} -M _{CORR}	264.41	2.655	1.00	20.5	56.85	SEC	SSA	0	0	16.2	4HA20 + 4HA14	18.73
			N _{MIN} -M _{CORR}	-1770.14	15.485	0.87	20.5	378.36	SEC	SSA	0	0			
			M _{MAX} -N _{CORR}	-39.99	82.644	-206	20.5	90 ,84	SPC	SSA	0	3.89			
III	5 ^{eme} eme eme	(40x40)	N _{MAX} -M _{CORR}	46.33	5.528	11.93	18	13,86	SEC	SSA	0	0	12.8	4HA16 + 4HA14	14.2
			N _{MIN} -M _{CORR}	-1206.54	12.076	-1	18	229.25	SEC	SSA	0	0			
			M _{MAX} -N _{CORR}	-77.49	69.806	-90	18	83,75	SPT	SSA	0	2.73			
IV	8 ^{eme} eme eme eme	(35x35)	N _{MAX} -M _{CORR}	71.69	1.277	1.78	15.5	12.38	SET	SSA	0	0	9.8	4HA14 + 4HA12	10.68
			N _{MIN} -M _{CORR}	-675.74	10.486	-1.55	15.5	115.22	SEC	SSA	0	0			
			M _{MAX} -N _{CORR}	-99.23	54.276	-54.7	15.5	69.65	SPC	SSA	0	1,61			

Tableau: Evaluation du ferrailage des poteaux

- Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux au cisaillement.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Diamètre des armatures transversales:

D'après le BAEL 91 le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} \Leftrightarrow \phi \geq \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \text{ Soit : } \phi = 10 \text{ mm.}$$

AVEC : $\phi_l^{\max}$: Diamètre maximale des armatures longitudinales.

Nous adoptons des cadres de section $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8$

Espacements des armatures transversales:

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement "S," des armatures transversales est fixée comme suite:

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\phi_l^{\min}; 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.2, 15\text{cm}) = 12\text{cm}$$

Nous adoptons: $S_t = 10\text{cm}$.

- **En zone courante:**

$$S_t \leq 15\phi_l^{\min} = 18\text{cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 13\text{cm}$.

Avec: $\phi_l^{\min}$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

3) Longueurs de recouvrement : (Art 7.5.2.1 RPA 2003)

❖ Pour les HA12 :

$$L_r = 40\phi_l = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$$

❖ Pour les HA14 :

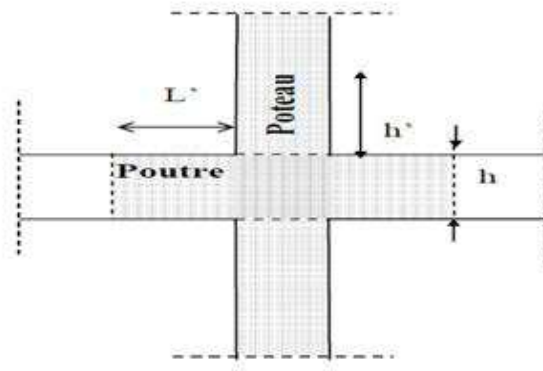
$$L_r = 40\phi_l = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$$

❖ Pour les HA16 :

$$L_r = 40\phi_l = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$$

❖ Pour les HA20 :

$$Lr = 40\phi_l = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$



LA ZONE NODALE DES POTEAUX

Délimitation de la zone nodale art 7.4.2.2 de RPA99/modifiée 2003

Au niveau des poutres : $L' = 2 \times h$ h : hauteur de la poutre

Au niveau des poteaux : $h' = \max (h_e/6 ; b_l ; h_l ; 60 \text{ cm})$

$B_l ; h_l$: dimension du poteau ; et h_e : hauteur entre nu des poteaux

Poteaux de s-soul : $h = \max(286/6 = 47.66 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$

Poteaux de RDC : $h = \max(286/6 = 47.66 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$

Poteaux de 1^{er} et autres étages : $h' = \max(286/6 = 47.66 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$

4) La longueur des scellements droit (Art A6.1.23 BAEL 91) :

$$l_s = \frac{\phi}{4} \frac{f_e}{0.6 \Psi_s^2 f_{t28}}$$

AVEC : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

Ψ_s : 1.5 pour les aciers à haute adhérence.

ϕ : Diamètre maximale des armatures.

▪ Pour les HA12 : $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 0.6 (1.5)^2 \times 2.1} = 42.33 \text{ cm}$

On prend : $L_s = 45 \text{ cm}$

▪ Pour les HA14 : $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 0.6 (1.5)^2 \times 2.1} = 49.38 \text{ cm}$

On prend : $L_s = 50 \text{ cm}$

▪ **Pour les HA16 :** $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 0.6 (1.5)^2 \times 2.1} = 56.44 \text{ cm}$

On prend : $L_s = 60 \text{ cm}$

▪ **Pour les HA20 :** $L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 0.6 (1.5)^2 \times 2.1} = 70.55 \text{ cm}$

On prend : $L_s = 75 \text{ cm}$

5) Vérification de la quantité d'armatures : (Art 7.4.2.2 RPA 2003)

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} I = \frac{bh^3}{12} \text{ et } B = bh ;$$

$$i = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}} ; l_f = 0.7l_0$$

$$\lambda_g = \sqrt{12} \times 0.7 \times \frac{l_0}{h}$$

$$\lambda_g = \sqrt{12} \times 0.7 \times \frac{l_0}{h} = \sqrt{12} \times 0.7 \times \frac{2.86}{0.50} = 13.87$$

Avec :

b: Dimensions de la section droite du poteau dans la direction déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

▪ **Pour les poteaux (50x50) :** $l_0 = 2.86 \text{ m}$

$$\lambda_g = 13.87 > 5 \Rightarrow \rho = 2.5$$

En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 50 \times 13 = 1.95 \text{ cm}^2$$

En zone nodale:

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 50 \times 10 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 1.95 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.5 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \rightarrow < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **Pour les poteaux (45x45) :** $l_0 = 2.86 \text{ m}$

$$\lambda_g = 15.41 > 5 \Rightarrow \rho = 2.5$$

En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 45 \times 13 = 1.75 \text{ cm}^2$$

En zone nodale:

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min}=1.75\text{cm}^2 \\ A_{\min}=1.35\text{cm}^2 \end{array} \right. \rightarrow < A_t=2.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **Pour les poteaux (40x40) :** $l_0=2.86\text{m}$

$$\lambda_g=17.33 > 5 \Rightarrow \rho = 2.5$$

En zone courante :

$$A_{\min}=0.003.b.S_t=0.003 \times 40 \times 13 = 1.56\text{cm}^2$$

En zone nodale:

$$A_{\min}=0.003.b.S_t=0.003 \times 40 \times 10 = 1.2\text{cm}^2$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min}=1.56\text{cm}^2 \\ A_{\min}=1.2\text{cm}^2 \end{array} \right. \rightarrow < A_t=2.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **Pour les poteaux (35x35) :** $l_0=2.86\text{m}$

$$\lambda_g=19.81 > 5 \Rightarrow \rho = 2.5$$

En zone courante :

$$A_{\min}=0.003.b.S_t=0.003 \times 35 \times 13 = 1.36\text{cm}^2$$

En zone nodale:

$$A_{\min}=0.003.b.S_t=0.003 \times 35 \times 10 = 1.05\text{cm}^2$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min}=1.36\text{cm}^2 \\ A_{\min}=1.05\text{cm}^2 \end{array} \right. \rightarrow < A_t=2.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

6) Vérification de l'effort tranchant: (Art7.4.3.2RPA2003)○ **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous

La Combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :
Selon RPA99 :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

Avec:

τ_b : Contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile (**$d=h-c$**)

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ Mpa}$$

- **POTEAUX (50x50)**

$$\tau_b = \frac{44.41 \times 10^3}{500 \times 480} = 0.185 \text{ MPA} \leq 1.875 \text{ MPA}$$

- **POTEAUX (45 x 45)**

$$\tau_b = \frac{39.5 \times 10^3}{450 \times 430} = 0.204 \text{ MPA} \leq 1.875 \text{ MPA}$$

- **POTEAUX (40 x 40)**

$$\tau_b = \frac{38.33 \times 10^3}{400 \times 380} = 0.252 \text{ MPA} \leq 1.875 \text{ MPA}$$

- **POTEAUX (35 x 35)**

$$\tau_b = \frac{28.74 \times 10^3}{350 \times 330} = 0.248 \text{ MPA} \leq 1.875 \text{ MPA}$$

Les contraintes tangentielles sont admissibles.

- Zone courante $St=13\text{cm}$

Zones	niveaux	sections cm^2	V_u KN	λ_g	ρ_a	ρ_b	A_t cm^2	A_{ad} cm^2	S_t cm	τ_b MPa	τ_{bu} MPa	observation
I	S-soul; RDC ; 1 ^{er}	50x50	44.41	13.87	2.5	0.075	1.95	2.01	13	0.185	1.875	vérifiée
II	2 ^{eme} ; 3 ^{eme} ; 4 ^{eme}	45x45	39.50	15.41	2.5	0.075	1.75	2.01	13	0.204	1.875	vérifiée
III	5 ^{eme} ; 6 ^{eme} ; 7 ^{eme}	40x40	38.33	17.33	2.5	0.075	1.56	2.01	13	0.252	1.875	vérifiée
IV	8 ^{eme} ; 9 ^{eme} ; 10 ^{eme} ; 11 ^{eme}	35x35	28.74	19.81	2.5	0.075	1.36	2.01	13	0.248	1.875	vérifiée

- Zone nodale $St=10\text{cm}$

Zones	niveaux	sections cm^2	V_u KN	λ_g	ρ_a	ρ_b	A_t cm^2	A_{ad} cm^2	S_t cm	τ_b MPa	τ_{bu} MPa	observation
I	S-soul; RDC ; 1 ^{er}	50x50	44.41	13.87	2.5	0.075	1.50	2.01	10	0.185	1.875	vérifiée
II	2 ^{eme} ; 3 ^{eme} ; 4 ^{eme}	45x45	39.50	15.41	2.5	0.075	1.35	2.01	10	0.204	1.875	vérifiée
III	5 ^{eme} ; 6 ^{eme} ; 7 ^{eme}	40x40	38.33	17.33	2.5	0.075	1.20	2.01	10	0.252	1.875	vérifiée
IV	8 ^{eme} ; 9 ^{eme} ; 10 ^{eme} ; 11 ^{eme}	35x35	28.74	19.81	2.5	0.075	1.05	2.01	10	0.248	1.875	vérifiée

VIII.2.2. Vérifications à l'E.L.S. :

Niveaux	Sections	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	e(cm)	(h/6) (cm)	Natures	σ_{bs} MPa	σ_{bi} MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	OBS	σ_{ss} MPa	σ_{si} MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	OBS
-SOUL RDC	(50x50)	N _{MAX} -M _{CORR}	345.63	1.553	0.449	8.33	SEC	1.22	1.24	15	CV	18.3	18.6	348	CV
		N _{MIN} -M _{CORR}	1743.28	4.709	0.270	8.33	SEC	6.03	6.39	15	CV	90.6	95.7	348	CV
		N _{CORR} -M _{MAX}	955.52	30.248	3.160	8.33	SEC	0.76	0.79	15	CV	11.4	11.8	348	CV
2 ^{eme}	(45x45)	N _{MAX} -M _{CORR}	216.62	0.799	0.368	7.5	SEC	0.89	0.99	15	CV	13.4	14.8	348	CV
		N _{MIN} -M _{CORR}	1285.37	11.095	0.863	7.5	SEC	5.58	5.57	15	CV	83.7	83.5	348	CV
		N _{CORR} -M _{MAX}	670.45	27.266	4.066	7.5	SEC	3.93	1.81	15	CV	57.5	28.5	348	CV
5 ^{eme}	(40x40)	N _{MAX} -M _{CORR}	109.80	0.442	0.402	6.67	SEC	0.62	0.60	15	CV	9.21	8.95	348	CV
		N _{MIN} -M _{CORR}	876.22	8.737	0.997	6.67	SEC	5.27	4.38	15	CV	78.4	66.4	348	CV
		N _{CORR} -M _{MAX}	407.86	28.023	6.870	6.67	SPC	4.13	0.32	15	CV	59.1	7.63	348	CV
8 ^{eme} eme eme	(35x35)	N _{MAX} -M _{CORR}	3.81	0.426	11.18	5.83	SPC	0.08	0	15	CV	1.04	-0.35	348	CV
		N _{MIN} -M _{CORR}	491.04	7.585	1.544	5.83	SEC	4.2	2.87	15	CV	61.9	44.10	348	CV
		N _{CORR} -M _{MAX}	72.42	39.485	54.52	5.83	SPC	6.59	0	15	CV	79.9	-214.3	348	CV

Tableau2 : Calcul des contraintes

Condition de non fragilité art a.4.2.1/bael91 modifiée 99

la sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus au moins égale à la limite élastique f_e

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopt} \geq A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445(d)}{e_s - 0.185(d)} \right] b \times d$$

Les vérifications sont résumées comme suit:

Niveaux	Sectiones (cm ²)	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	OBS
	50x50	345.63	1.553	0.449	7.18	20.61	cv
		1743.28	4.709	0.270	7.09	20.61	cv
		955.52	30.248	3.160	9.22	20.61	cv
II	45x45	216.62	0.799	0.368	8.04	18.73	cv
		1285.37	11.095	0.863	6.02	18.73	cv
		670.45	27.266	4.066	9.05	18.73	cv
III	40x40	109.80	0.442	0.402	4.57	14.20	cv
		876.22	8.737	0.997	4.84	14.20	cv
		407.86	28.023	6.870	3.02	14.20	cv
	35x35	3.81	0.426	11.18	0.960	10.68	cv
		491.04	7.585	1.544	4.01	10.68	cv
		72.42	39.485	54.52	1.14	10.68	cv

Tableau3: Vérification à L'ELS

Résumé : le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armateurs A_s (min) correspondante recommandée par le règlement (RPA99.V2003) en zone IIa

(VII-1) Ferraillage des portiques :**(VII-1-1) Ferraillage des poutres :**

Les poutres seront ferraillées en flexion simple à L'ELU, sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront vérifiées à L'ELS, sous la combinaison G+Q.

A) Recommandations du RPA 99 pour le ferraillage des poutres :**A-1) Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum :

$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h)$ en toute section.

- Poutres principales de (30×40) : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires de (25×30) : $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$.

- Le pourcentage total maximum :

$A_{\max} = 4 \% (b \times h)$ en zone courante.

$A_{\max} = 6 \% (b \times h)$ en zone de recouvrement.

- Poutres principales de (30×40):

$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

- Poutres secondaires de (25×30):

$A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$ (en zone courante)

$A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

- Longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II_a .

A-2) Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right)$ en zone nodale si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement.

Avec : Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

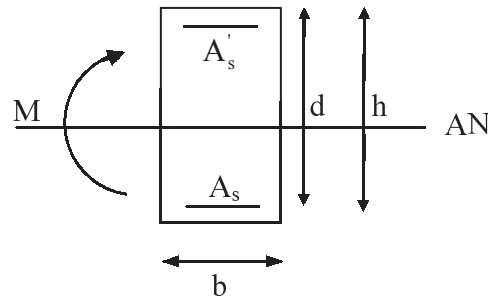
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

B) Etapes de calcul à L'ELU :

Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$



Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

$$\left. \begin{array}{l} \text{FE400} \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0,392$$

En comparant les deux moments réduits « μ_l » et « μ », deux cas se présente :

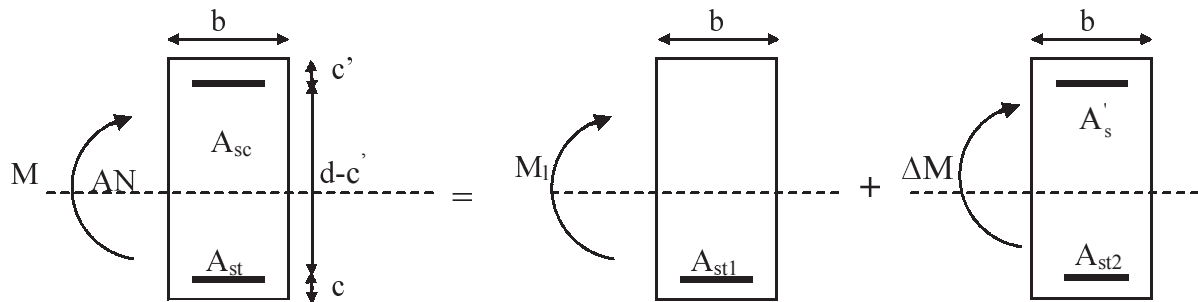
$\mu \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (**SSA**).

$\Rightarrow$ Pas besoin d'aciers supérieurs (comprimés) $A_s = 0$ et la section d'aciers inférieurs (tendues)

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{tel que :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$\mu \geq \mu_l = 0,392$ la section est doublement armée (**SDA**).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.



$$M = M_l + \Delta M$$

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bu} \quad \text{et} \quad \Delta M = M - M_l$$

Finalement :

$$\begin{cases} A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_r}{\beta_l \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \\ A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \end{cases}$$

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants.

1) Ferrailage :

Ferrailage des poutres longitudinales à l'ELU :

Poutre		M KN.M	Comb	f _{bc} MPa	M	Obs	β	σ _s	A _s cm ²	A _{adop} cm ²	Ferrailage	
											Filentes	Chapeau
P	Travée	125.83	ELU	14,2	0,204	SSA	0,885	348	10,75	12,81	3HA20	3HA12
P	Appuis	179.75	acc	18,48	0,224	SSA	0,872	400	13,56	15.45	3HA20	3HA16
P	Travée	55,668	ELU	14,2	0,200	SSA	0,887	348	6,441	8.01	3HA14	3HA12
S	Appuis	86,056	acc	18,48	0,238	SSA	0,862	400	8,914	9,24	3HA14	3HA14

2) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}.$$

➤ Poutres principales de (30×40): $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,376 \text{ cm}^2.$

➤ Poutres secondaires de (25×35): $A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2.$

La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

3) Vérification à l'ELS :

• ELS vis-à-vis de la durabilité de la structure :

➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_x} \times y_1$$

I_x : Moment quadratique par rapport à l'axe neutre.

$$I_x = \frac{b \times y_1^3}{3} + n A'_s (y_1 - d')^2 + n A_s (d - y_1)^2$$

y₁ : position de l'axe neutre, donnée par l'équation :

$$\frac{b}{2} y_1^3 - n A'_s (y_1 - d') - n A_s (d - y_1) = 0$$

Remarque :

On peut aussi utiliser la méthode par tableau qui permet d'effectuer avec rapidité et précision le calcul des contraintes σ_{bc} et σ_s

-On détermine $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d}$

-déduire les valeurs de β_1 et K.

-les contraintes valent alors :

Poutre											

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta d A_s}$$

• **ELS vis-à-vis des déformations :**

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « $\bar{f}$ ».

Valeurs limites de la flèche :

Pour $L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

Sens longitudinal : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0,88$

Sens transversal : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 1$

Evaluation de la flèche : [BAEL91/B.6.5,3]

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \quad \text{avec} : \quad I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\mu = \text{Max} \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right\} \quad \text{et} \quad \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{5 \rho}$$

L : Portée libre de la poutre.

M_s : moments de service maximal.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,866 \text{ MPa.}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section total rendue homogène, calculé avec $n = 15$

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile.

$$\rho = \frac{A_s}{b d}$$

σ_s : contraintes dans les aciers tendus.

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad (\text{Calculée dans l'état limite de compression du béton}).$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Chap IX _____ Ferrailage de la structure

➤ Vérification de la flèche

NIV	Ms (KN m)	L (mm)	Ev (Mpa)	h (cm)	A (cm ²)	ρ	λv	σs (Mpa)	β	μ	I ₀ (cm ⁴)	Ifv (cm ⁴)	f (mm)	$\bar{f}$ (mm)	Obs
PP	50,11	5000	10818,866	40	12,81	0,010	0,84	141,97	0,981	0,449	215531,35	172154,6407	1,345	8,8	vérifiée
PS	34,87	4900	10818,866	30	8,01	0,919	0,00914	223,52	0,865	0,995	73551,60	80177,60084	2,147	10	vérifiée

4) Justification sous sollicitation d'effort tranchant :(BAEL91.art A.5.1)

Les poutres soumises a des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{effort tranchant max à l'ELU}$$

$$\text{Poutres principales} \quad \tau_u = \frac{216,998 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,38} = 1,90 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres secondaires} \quad \tau_u = \frac{59,12 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,28} = 0,84 \text{ MPa}$$

a) Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas ou la fissuration est peu nuisibles la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 4,35\text{MPa}.$$

Poutres principales $\tau_u = 2,19 \text{ MPa} < 4,35\text{MPa}$ La condition est vérifiée.

Poutres secondaires $\tau_u = 0,84 \text{ MPa} < 4,35\text{MPa}$ La condition est vérifiée.

b) Influence de effort tranchant sur les armatures longitudinales : (BAEL91.art A.5.1.32)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$. On doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une

section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$\text{D'ou } A_s \geq \frac{1,15}{f_c} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

$$\text{Poutres principales} \quad 216,99 - \frac{179,75}{0,9 \times 0,38} = -308,60 < 0.$$

$$\text{Poutres secondaires} \quad 59,12 - \frac{55,668}{0,9 \times 0,28} = -116,78 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

c) Influence de effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots(\text{BAEL91.art A.5.1.32})$$

$$\text{Poutres principales} \quad T_u = 216,99 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,38 \times 0,30 \times 25 \times 10^3}{1,15} = 892,17 \text{ kN}.$$

$$\text{Poutres secondaires} \quad T_u = 59,12 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,27 \times 0,25 \times 25 \times 10^3}{1,15} = 528,26 \text{ kN}.$$

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

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

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.}$$

Poutres principales

En travée :

$$3\text{HA}20+3\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = 30,14 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{216,99 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,38 \times 0,301} = 2,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$3\text{HA}20+3\text{HA}16 \Rightarrow \sum U_i = 42,704 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{216,99 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,38 \times 0,427} = 1,486 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires

En travée :

$$5\text{HA}14 \Rightarrow \sum U_i = 24,50 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{59,2 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,28 \times 0,245} = 0,96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Aux Appuis :

$$6\text{HA}14 \Rightarrow \sum U_i = 26,376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{59,12 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,28 \times 0,263} = 0,92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

e) Calcul de longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835$$

$$\text{Pour les } \Phi 12 : l_s = 42,33 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \Phi 14 : l_s = 49,38 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } \Phi 16 : l_s = 56,44 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } \Phi 20 : l_s = 70,54 \text{ cm.}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0,4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

$$\text{Pour les } \Phi 14 : l_s = 16,93 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } \Phi 14 : l_s = 19,75 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } \Phi 16 : l_s = 22,58 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } \Phi 20 : l_s = 28,22 \text{ cm.}$$

f) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right) = \min(1; 1.4; 3)$$

Soit $\Phi_t = 8\text{mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

g) Calcul des espacements :

➤ **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

- Poutre principales de (30x35): $S_t = 8,75\text{cm}$

- Poutre secondaire de (25x35): $S_t = 7,5\text{cm}$

Soit $S_t = 7\text{cm}$

➤ **Zone courante :** $S_t' \leq \frac{h}{2}$

- Poutre principales de (30x35): $S_t' = 17,5\text{cm}$

- Poutre secondaire de (25x30): $S_t' = 15\text{cm}$

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

h) Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2xh$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$$

h : hauteur de la poutre .

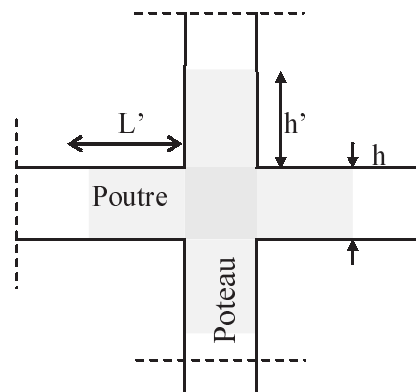
b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura : $h' = 60 \text{ cm}$

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutre principales de (30x45)

$L' = 2 \times 25 = 50 \text{ cm}$: poutre secondaire de (25x30)

**Remarque :**

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

i) Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003S_t b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.125\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

j) Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- A $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- A $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VIII) Ferraillage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul de se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend cinq (05) type de voiles, que nous allons ferrailer par zone. Car comme on peut le constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour une certain nombre de niveau.

Zone I	S-Sol, RDC, étage 1
Zone II	Etages (2, 3,4)
Zone III	Etages (5, 6,7)
Zone IV	Etages (8, 9, 10,11)

VIII-1 Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : Bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier **résultat d'étude aux chargements**.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{nim}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

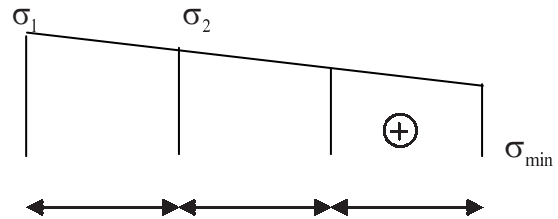
L_t : Longueur tendue

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

- **Section entièrement comprimée exemple avec 3 bande**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \cdot \sigma_{\max}$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

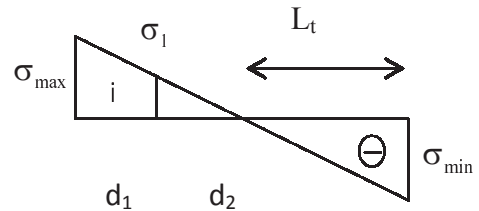


Avec : « e » épaisseur du voile

- **Section partiellement comprimée**

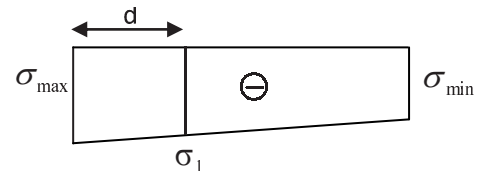
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



- **Section entièrement tendue**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



VIII-2 Détermination des armatures :**a) Armature verticales :****- Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i - B \times f_{t28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 0.2% = $\frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$ MPa.

• Armature minimales : (BAEL91)

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 5\%$$

- Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s1}}$$

σ_{s1} : Contrainte de l'acier à 0.2% = $\frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$ MPa.

• Armatures minimales :

D'après le BAEL 91 : $A_{min} = B \frac{f_{t28}}{f_e}$ (cm²)

D'après le (RPA 99 ver2003/Art 7.7.4.1) : $A_{min} = 0,2\% B$ (cm²)

Donc : $A_{min} \geq \max(\frac{B \times f_{t28}}{f_e} ; 0,002 B)$

- Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 0.2% = $\frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$ MPa

• Armatures minimales : (BAEL91)

$$A_{min} \geq \max(\frac{B \times f_{t28}}{f_e} ; 0,002 B)$$

b) Armatures transversales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ

$$\text{D'après le BAEL91 : } A_H = \frac{A_v}{4}$$

$$\text{D'après le RPA 2003 : } A_H \geq 0,15\% \times B$$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,1 de l'épaisseur du voile.

c) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends ; elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après RPA99 ver2003/Art7.7.4.3

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

d) Armatures de coutures : (RPA 99 ver2003/Art 7.7.4.3)

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = \frac{1,1 \times \bar{V}}{f_e} \quad \text{—}$$

Avec : $V = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e) Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

f) Espacement :

D'après (RPA99 ver 2003/Art 7.7.4.3) ; l'espacement des barres horizontales est verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t = \min (1,5 \times e ; 30\text{cm})$$

Avec : e = épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0,1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

g) Longueur de recouvrement : (RPA 99 ver2003/Art 7.7.4.3)

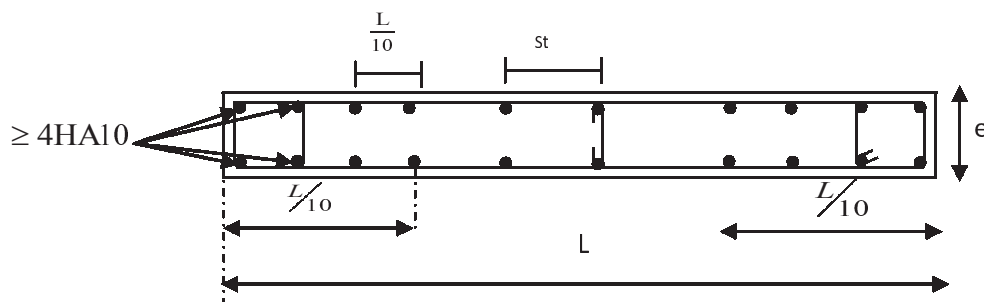
Elles doivent être égales à :

40 Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20 Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possible de charges.

h) Diamètre minimal : (RPA 99 ver2003/Art 7.7.4.1)

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.



VIII.3 Vérification à l'ELS :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton

A : Section d'armatures adopté.

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99 ver2003 :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

b) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage du voile VL1 de longueur L= 1,5m (sous sol) et d'épaisseur e=0,20 m

$$\sigma_{\max} = 3900.26 \text{ KN/m}^2 \text{ (Traction)}$$

$$\sigma_{\min} = -7355.17 \text{ KN/m}^2 \text{ (Compression)}$$

⇒ la section est partiellement comprimée

1. Calcul de la longueur comprimée :

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voiles VL1 qui sont comme suites :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{3900.26}{3900.26 + 7355.17} \times 1.5 = 0.52 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.5 - 0.52 = 0.98 \text{ m}$$

2. Détermination de la longueur de la bande « d » :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

$$d \leq \min\left(\frac{1,5}{2}; \frac{2}{3} 0,52\right) = 0,347m$$

$$d = 0,347 m$$

- Bande 1 de longueur d_1 (bande extrême)
- Bande 2 de longueur d_2 (bande centrale)

3. Ferraillage du voile :

Pour le calcul du ferraillage on s'intéressera aux parties tenues du voile, on déterminant à chaque fois la longueur L_t . Pour ce qui est des parties comprimées : le béton du voiles parvient à lui seul reprendre cet effort de compression donc tous les voiles qui sont entièrement comprimés seront ferraillés avec le ferraillage minimum.

➤ Calcul de la section d'acier :

Bande 1 :

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d) \times \sigma_{min}}{L_t} = \frac{(0,98 - 0,35) \times 7355,17}{0,98} = 2521,454 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{(L_t - 2d) \times \sigma_{min}}{L_t} = \frac{(0,98 - 2 \times 0,35) \times 7355,17}{0,98} = 2154,823 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{On a donc : } \sigma_{max} = 3900,26 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 2521,454 \text{ KN/m}^2$$

$$d_1 = d = 0,35 m \quad ; \quad e = 0,2 m$$

L'effort normale dans la bande 1 est égale à :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{3900,26 + 2521,454}{2} \times 0,35 \times 0,2 = 222,527 \text{ KN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale à :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{222,527 \times 10^3}{400 \times 100} = 5,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_{v1} = 5,56 \text{ cm}^2$$

Bande 2 :

$$\sigma_1 = 2521,454 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 2154,823 \text{ KN/m}^2$$

$$d_2 = 0,63 m \quad ; \quad e = 0,2 m$$

L'effort normale est égale à :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{2521,454}{2} \times 0,63 \times 0,2 = 158,852 \text{ KN}$$

$$\text{Tel que : } d_2 = L_t - d_1 = 0,98 - 0,35 = 0,63 m$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale à :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{158,852 \times 10^3}{400 \times 100} = 4,37 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal par bande tendue :**

Le pourcentage minimal exigé par le RPA pour chaque bande tendue est de 0,2%B.

Par conséquent chaque maille (B=0,347m) devrait être ferraillée avec une section d'armature supérieur à :

$$A_{min} = 0,002 \times 34,7 \times 20 = 1,388 \text{ cm}^2$$

➤ **Section d'acier / nappe / bande :**

Bande 1 : $\frac{A_{v1}}{2} = \frac{7,50}{2} = 3,75 \text{ cm}^2$

Bande 2 : $\frac{A_{v2}}{2} = \frac{7,52}{2} = 3,76 \text{ cm}^2$

➤ **Armature de couture :**

$$A_{vj} = \frac{1,1 \times \bar{V}}{f_e}$$

Avec : $\bar{V} = 1,4 \times V_u = 1,4 \times 23,66 = 33,124 \text{ KN}$

$$A_{vj} = \frac{1,1 \times 33,124 \times 10}{400} = 0,91 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus calculée.

➤ **Armature total :**

Bande 1 :

$$A_{tot1} = \frac{A_{vj}}{8} + \frac{A_{v1}}{2} = 3,86 \text{ cm}^2$$

On adopte : $2 \times 3 \text{ HA14} = 9,24 \text{ cm}^2$

Bande2 :

$$A_{tot2} = \frac{A_{vj}}{8} + \frac{A_{v2}}{2} = 3,87 \text{ cm}^2$$

On adopte : $2 \times 3 \text{ HA14} = 9,24 \text{ cm}^2$

4. Vérification à l'ELU :

➤ **Pourcentage minimal dans le voile :**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales dans le voile est :

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{B \times f_{t28}}{f_e} ; 0,002 B\right)$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{150 \times 20 \times 2,1}{400} ; 0,002 \times 150 \times 20\right)$$

$$A_{min} \geq \max(15,75 \text{ cm}^2 ; 6 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Donc } A_{min} = 15,75 \text{ cm}^2$$

La section totale adopté dans le voile est égale à 24 HA12 = 27,12 cm² ⇒ Condition vérifié

➤ **Armatures horizontales :**

$$A_h \geq \max\left(\frac{A_v}{4} ; 0,15\% B\right)$$

$$A_h \geq \max\left(\frac{6,78}{4} ; 0,0015 \times 150 \times 20\right)$$

$$A_h \geq 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{nappe, on adopte : } 2 \times 6 \text{ HA10} = 9,36 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

➤ **Vérification des contraintes :**

BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{23,66 \times 10^3}{200 \times 1500 \times 0,9} = 0,088 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,088 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

RPA91 ver2003 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,4 \times 23,66 \times 10^3}{200 \times 1500 \times 0,9} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

5. Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{460,08 \times 10^3}{1500 \times 200 + 15 \times 9,24 \times 10^2} = 1,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,46 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Remarque :

- VL1=VL2=VL3=VL8=VL9=1.5 m
- VL5=VL7=1.8m
- VL6=3.4m
- VT1=VT2=VT3=VT7=VT8=1.5m
- VT4=VT6=3.87

IX-2- Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent-en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée (valeur extérieure) ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- Fondations superficielles

Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- Fondations profondes

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol est assez profond (pieux, puits).

Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la supère structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la supère structure ;
- Le tassement du sol.

Dimensionnement

Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{\text{sol}} \cdot L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau X.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	Ns(KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1	560.37	1,5	1,868	2,802
VL2	609.82	1,5	2,032	3,048
VL3	576.16	1,5	1,920	2,88
VL5	1655.14	1,8	4,597	8,274
VL6	1627.7	3,40	2,393	8,136
VL7	2302.88	1,8	6,396	11,512
VL8	585.79	1,5	1,952	2,928
VL9	836.59	1,5	2,788	4,182
				43,762

Tableau X.2 Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voile	Ns(KN)	L (m)	B (m)	S =B.L (m ²)
VT1	1008,56	1,5	3,361	5,041
VT2	1023.32	1,5	3,411	5,116
VT3	978.58	1,5	3,261	4,891
VT4	2687,72	3,87	3,472	13,436
VT6	2956.78	3,87	3,820	14,783
VT7	1171.88	1,5	3,906	5,859
VT8	1492.98	1,5	4,476	6,714
				55,84

$$S_v = \sum S_i = 99,602\text{m}^2$$

Avec :

S_v : Surface totale des voles.

Semelles filantes sous poteaux

b.1.détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i .$$

	1234,64	11,55	14260,09	-26,402
	1566,22	8,55	13391,18	-35,40
	1743,15	4,45	7757,01	-36,46
	1321,44	0,35	462,50	-29,57
	1308,31	-3,05	-3990,34	-15,40
	1520,27	-7,15	-10869,93	-27,04
	740,26	-11,55	-8550,00	-15,33
	R = 9434,29		$\sum 12460,51$	$\sum -185,602$

b.2. détermination de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{12460,51 - 185,602}{9434,29} = 1,30m$$

Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

Si : $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 1,30m < \frac{L}{6} = \frac{23,1}{6} = 3,85m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{9434,29}{23,10} \times \left(1 - \frac{6 \times 1,30}{23,10}\right) = 270,50 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{9434,29}{23,10} \times \left(1 + \frac{6 \times 1,30}{23,10}\right) = 546,31 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{9434,29}{23,10} \times \left(1 + \frac{3 \times 1,30}{23,10}\right) = 477,36 \text{ KN/m}$$

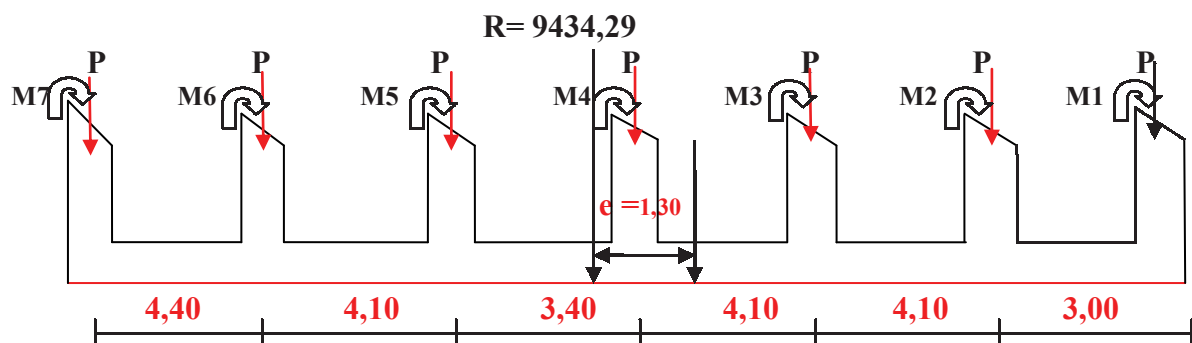


Figure IX.1 Distribution des sollicitations

➤ **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{477,36}{200} = 2,38m \approx 2,5m$$

On aura donc, $S = 2,5 \times 23,1 = 57,75m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

Avec n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 57,75 \times 7 = 404,25m^2$$

La surface totale occupe par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 404,25 + 99,602 = 503,85m^2$$

Remarque :

Etant donné que les résultats obtenus des semelles de largeur importante, impliquant Directement le chevauchement entre elles, et qu'elles occupent plus de la moitié de l'assise.

$$\text{- La surface totale du bâtiment : } S_{bat} = (23,50 \times 20) - (5 \times 8,5) = 427,5m^2$$

$$\text{- La surface totale des semelles filantes : } S_t = 503,85m^2 (94,71\%)$$

$$\text{- La } 50\% S_{bat} = 0,5 \times 470 = 235m^2$$

$$S_t = 503,85 > 50\% S_{bat} = 213,75$$

✓ **Conclusion :**

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du bâtiment, on adopte choix d'un radier général.

X.3.1 Pré-dimensionnement du radier :

Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25\text{ cm}$)

✓ **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{500}{20} = 25cm$$

Donc on opte pour une hauteur de dalle : $h_d = 40\text{ cm}$.

✓ **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale a

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{500}{10} = 50cm$$

Soit : $h_n = 1,10m$

✓ **condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec :

Le : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$ $L_{\max}$: La distance maximale entre deux voiles successifs

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h > \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier ($b=1\text{m}$)E : Le module de Young : $E = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa}$

$$h > \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \times 5\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1.04 \text{ m}$$

Nous optons pour une hauteur de radier : **h = 110 cm.**✓ **La base de la nervure :**

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \implies 0.4 \times 110 \leq b_n \leq 0.7 \times 110 = 44 \text{ cm} \leq b_n \leq 77 \text{ cm}$$

On prend : **$b_n = 55 \text{ cm}$** **Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

h = 1,10 m..... Hauteur totale du Radier.**h_d** = 40cm.....Hauteur de la dalle.**h_n** = 1,10 m Hauteur de la nervure.**b_n** = 55cm largeur de la nervure.**1. Calcul de la surface nécessaire au radier**➤ Charge permanente $G = 47529,21 \text{ KN}$ ➤ Charge d'exploitation $Q = 8585,03 \text{ KN}$ **2. Combinaison d'actions**

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$$

$$= 1,35(47529,21) + 1,5(8585,03) = 77041,98 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q$$

$$= 47529,21 + 8585,03 = 56114,24 \text{ KN}$$

3. Détermination de la surface du radier

$$\text{A l'ELU } S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{77041,98}{1,33 \times 200} = 289,63 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS } S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{56114,24}{1,33 \times 200} = 210,95 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 289,63 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 427,5 \text{ m}^2 > S_{rad} = 289,63 \text{ m}^2$$

Remarque

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Mais en revanche les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$l_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{110}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 55 \text{ cm}$$

On opte pour un radier de longueur de débord : $l_{deb} = 60 \text{ cm}$ sur les quatre cotés.

$$S_{deb} = (23,5 \times 0,6 + 20 \times 0,6) \times 2 = 52,20 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 427,5 + 52,20 = 479,7 \text{ m}^2$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = 479,7 \text{ m}^2$

5. Détermination des efforts à la base du radier**b.1 Charges permanentes**

G= Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante+poids du voile perifiques

-Poids du bâtiment: 47529,21KN

-Poids du radier: $[479,7 \times 25 \times 0,40] = 4797 \text{ KN}$

- Poids de la nervure : $P_{nerv} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$

$$P_l = 23,5 \times 0,55(1,10 - 0,40) \times 25 \times 6 = 1233,75 \text{ KN}$$

$$P_t = 20 \times 0,55 \times (1,10 - 0,40) \times 25 \times 7 = 1225 \text{ KN}$$

$$P_n = 1233,75 + 1225 = 2458,75 \text{ KN}$$

-Poids du remblai en TVO: $P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho$

$$\text{Avec : } S_{nerv} = (0,55 \times 23,50 \times 6) + (0,55 \times 20 \times 7) = 140,50 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = [(479,7 - 140,50) \times (1,10 - 0,40)] \times 17 = 4036,48 \text{ KN.}$$

$$P_{tvo} = 4036,48 \text{ KN}$$

-Poids de la dalle flottante: $P_{df} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot e_p \cdot \rho_b$
 $= [479,7 - 140,50] \times 0,1 \times 25 = 848 \text{ KN}$

-Poids du voile périphérique : $P_{voile} = 3,06 \times 0,2 \times 25 \times 87 = 1331,10 \text{ KN}$

$$G_{infra} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 = 4797 + 2458,75 + 4036,48 + 848 + 1331,10 = 13471,33 \text{ KN}$$

$$G_{total} = P(\text{superstructure}) + P(\text{infrastructure}) = 47529,21 + 13471,33 = 61000,54 \text{ KN}$$

b.2 Surcharge du radier

Surcharges du bâtiment $Q_{bat} = 8585,03 \text{ KN}$

Surcharges du radier $Q_{rad} = 2,5 \times 479,7 = 1199,25 \text{ KN}$

$$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad} = 8585,03 + 1199,25 = 9784,28 \text{ KN}$$

6. Combinaison d'actions

$$\text{A l'ELU} : N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \times 61000,54 + 1,5 \times 9784,28 = 97027,14 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS} : N_s = G + Q = 61000,54 + 9784,28 = 70784,82 \text{ KN}$$

Vérification

1. Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{97027,14 \times 1}{479,7} \times \frac{5}{2} = 505,66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{505,66 \times 10^3}{10^3 \times 360} = 1,40 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,12 \text{ MPa}$$

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

2. Vérification de la stabilité du radier

• Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12,29 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 10,55 \text{ m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

• Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{20 \times 23,5^3}{12} = 21629,8 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{23,5 \times 20^3}{12} = 15666,66 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment ;

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$

A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

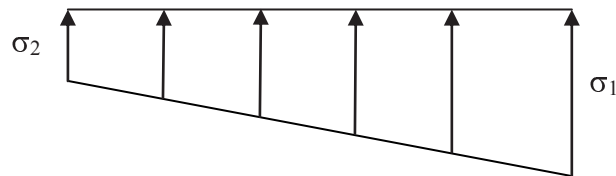


Figure VI.1 Diagramme des contraintes

Calcul des moments :

$$M = M_0 + (T_0 \times h)$$

M_0 : moment sismique à la base de la structure

T_0 : effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure

les effort tranchants et les moment sismiques des combinaison accidentelles tirées de l'ETBS sont :

$$M_0^x = 52396,311 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 59270,589 \text{ KN.m}$$

$$T_0^x = 2024,33 \text{ KN}$$

$$T_0^y = 2227,41 \text{ KN}$$

$$M_x = 52396,311 + (2024,33 \times 1,1) = 54623,07 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 59270,589 + (2227,41 \times 1,1) = 61720,74 \text{ KN.m}$$

➤ Sens longitudinal

• A l'ELU

$$M_x = 54623,07 \text{ KN.m} \quad N_u = 97027,14 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{97027,14}{479,7} + \frac{54623,07}{15666,66} \times 12,29 = 245,11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{97027,14}{479,7} - \frac{54623,07}{15666,66} \times 12,29 = 159,41 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 245,11 + 159,41}{4} = 223,685 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = 223,685 < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} = 266 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **A l'ELS**

$$M_X = 54623,07 \text{ KN.m} \quad N_s = 70784,82 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{70784,82}{479,7} + \frac{54623,07}{15666,66} \times 12,29 = 190,41 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{70784,82}{479,7} - \frac{54623,07}{15666,66} \times 12,29 = 104,71 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 190,41 + 104,71}{4} = 168,98 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal :**

- **A l'ELU**

$$M_y = 41092,10 \text{ KN.m} \quad N_u = 55641,28 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{55641,28}{284,96} + \frac{41092,10}{74136,77} \times 7,602 = 199,47 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{55641,28}{284,96} - \frac{41092,10}{74136,77} \times 7,602 = 191,05 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 199,47 + 191,05}{4} = 197,36 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **A l'ELS**

$$M_y = 41092,10 \text{ KN.m} \quad N_s = 40680,63 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{40680,63}{284,96} + \frac{41092,10}{74136,77} \times 7,602 = 147,27 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{40680,63}{284,96} - \frac{41092,10}{74136,77} \times 7,602 = 138,85 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 147,27 + 138,85}{4} = 145,16 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = 145,16 < \sigma_{SOL} = 200 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. Vérification au poinçonnement

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

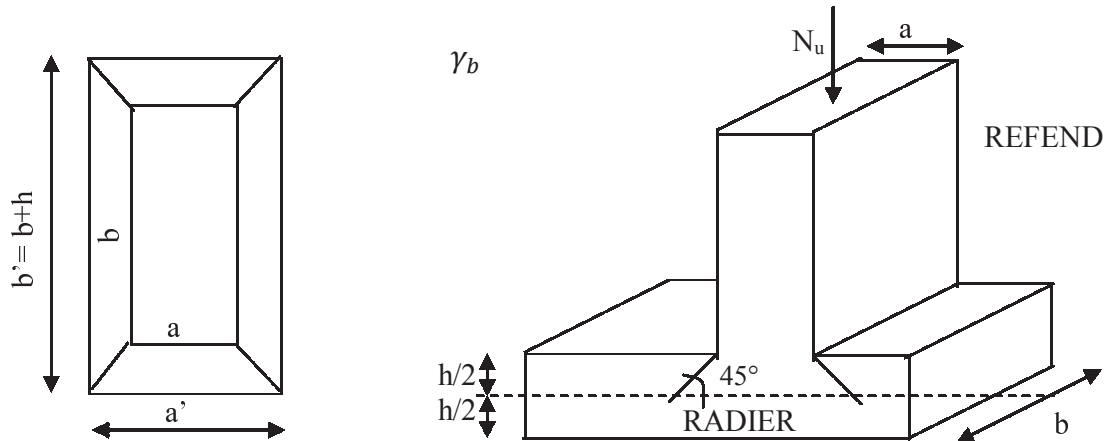


Figure VI.2 Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c

- **Poteaux**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \cdot (0,50 + 0,50 + 2 \times 1,10) = 6,4m$$

$$N_u = 2157,46 \leq \frac{0,07 \times 6,4 \times 1,10 \times 25 \times 1000}{1,5} = 8213,33 KN \implies \text{Condition vérifié}$$

- **Voile**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \cdot (0,20 + 1 + 2 \times 1,10) = 6,8m$$

$$N_u = 4048,86 \leq \frac{0,07 \times 6,8 \times 1,10 \times 25 \times 1000}{1,5} = 8726,66 KN \implies \text{Condition vérifié}$$

d. Vérification de la poussée hydrostatique:

Consiste à vérifier le non soulèvement sous l'effort de la pression hydraulique.

$$G_{tot} \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma \cdot h$$

Avec :

G_{tot} : Poids totale à la base du radier.

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement est égale à 1.5.

γ : Poids volumique de l'eau est égale à 10 KN/m³.

h : Profondeur de l'infrastructure est égale à 1 m.

$$G_{tot} = 61000,54 \text{ KN} \geq 1.5 \times 479,7 \times 10 \times 1,1 = 7915,05 \text{ KN}. \rightarrow C.V$$

.4 Ferrailage du radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL

❖ Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 cotés :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : Si $\alpha < 0,4 \implies$ La dalle travaille dans un seul sens.

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8}; \quad M_{0y} = 0$$

2^{ème} Cas : Si $0,4 < \alpha \leq 1 \implies$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{0x} = q_u \cdot \mu_x \cdot l_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

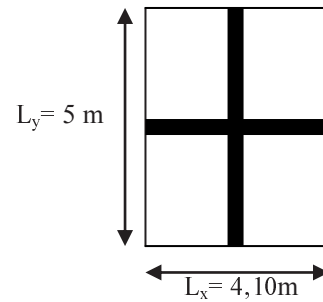
$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ Avec } (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs du panneau le plus sollicité.

❖ Identification du panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,10}{5,00} = 0,82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0542 \\ \mu_y = 0,631 \end{cases}$$



$0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale $\sigma_M^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

➤ Sens transversale :

• A l'ELU

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 197,36 - \frac{13471,33}{479,7} = 169,27 \text{ KN/ml}$$

• A l'ELS

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 145,16 - \frac{13471,33}{479,7} = 117,07 \text{ KN/ml}$$

➤ Sens longitudinale :

• A l'ELU

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 223,68 - \frac{13471,33}{479,7} = 195,59 \text{ KN/ml}$$

• A l'ELS

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 168,98 - \frac{13471,33}{479,7} = 140,89 \text{ KN/ml}$$

Calcul à l'ELU

1. Evaluation des moments M_x, M_y

On obtient :

$$M_x = \mu_x \times q_{um} \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_x = 0,0542 \times 169,27 \times 4,1^2 = 154,22 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,631 \times 154,22 = 97,31 \text{ KN.m}$$

Remarque :

- ✓ Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :
 - Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
 - Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$
- ✓ Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

Alors :

- Moment en travée : $0,85M_0x$ ou $0,85M_0y$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_0x$ ou $0,3M_0y$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_0x$ ou $0,5M_0y$

Donc :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments

Calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0.5) aux appuis et de (0.75) en travée.

4.1 Ferrailage dans le sens x-x :

Moments en appuis à L'ELU : $M_{a-x} = 154,22 \times -0.5 = -77,11 \text{ KN.m.}$

Moments en travée à L'ELU : $M_{t-x} = 154,22 \times 0.75 = 115,66 \text{ KN.m}$

• Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{77,11 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.041 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.041 \quad \beta_u = 0.980$$

$$A_{au} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{77,11 \times 10^3}{0.980 \times 36 \times 348} = 6,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{au} = 6,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 5\text{HA}16/\text{ml} = 10,05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Avec : } St = 20 \text{ cm}$$

• En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{115,66 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.062 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.062 \quad \beta_u = 0.968$$

$$A_{tu} = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{115,68 \times 10^3}{0.968 \times 36 \times 348} = 9,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{tu} = 9,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 5\text{HA}16/\text{ml} = 10.05 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Avec : } St = 20 \text{ cm}$$

4.2 Ferrailage dans le sens y-y :

Moments en appuis à L'ELU : $M_{a-y} = 97,31 \times -0.5 = -48,65 \text{ KN.m.}$

Moments en travée à L'ELU : $M_{t-y} = 97,31 \times 0.75 = 72,98 \text{ KN.m}$

- Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{48,65 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.026 < 0.392 \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.026 \quad \beta_u = 0.987$$

$$A_{au} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{48,65 \times 10^3}{0.987 \times 36 \times 348} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{au} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 5\text{HA}14 / \text{ml} = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

- En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{72,98 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.039 < 0.392 \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.039 \quad \beta_u = 0.981$$

$$A_{tu} = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{72,98 \times 10^3}{0.981 \times 36 \times 348} = 5,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{tu} = 5,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 5\text{HA}14 \text{ ml} = 7.70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

4-3 Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \text{ Avec } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - \frac{4,1}{5}}{2} = 3,488 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis : $\begin{cases} A_{ua}^x = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,48 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,48 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

En travée : $\begin{cases} A_{ut}^x = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,48 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,48 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

4.4 Calcul et vérification à l'E.L.S :**➤ Evaluation des moments M_x et M_y**

$$\rho = 0.82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0542 \\ \mu_y = 0.631 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_{sm} \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

On aura donc : $\begin{cases} M_x = 0.0542 \times 117,07 \times 4,1^2 = 106,66 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.631 \times 106,66 = 67,30 \text{ KN.m} \end{cases}$

Sens x-x :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-x} = 106,66 \times -0.5 = -53,33 \text{ KN.m}$.

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-x} = 106,66 \times 0.75 = 79,995 \text{ KN.m}$.

Sens y-y :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-y} = 67,30 \times -0.5 = -33,650 \text{ KN.m}$.

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-y} = 67,30 \times 0.75 = 50,475 \text{ KN.m}$

➤ Vérification des contraintes dans le béton

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens x-x :• **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \gamma = \frac{77,11}{53,33} = 1.445$$

$$\alpha = 0.0401 < \frac{1.445-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **En travée**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \gamma = \frac{115,66}{79,995} = 1.445$$

$$\alpha = 0.0401 < \frac{1.445-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Remarque : Le moment étant plus important dans le sens (X-X), la vérification des contraintes sera fait dans le sens le plus défavorable(X-X).

B .Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x) :➤ **Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\text{On a : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 10,05}{100 \times 36} = 0,279 \rightarrow \beta_1 = 0,916 \quad \alpha_1 = 0,252$$

$$K_1 = 44,52$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{44,52} = 0,022$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{79,995 \times 10^6}{0,916 \times 360 \times 1005} = 241,37\text{MPa}$$

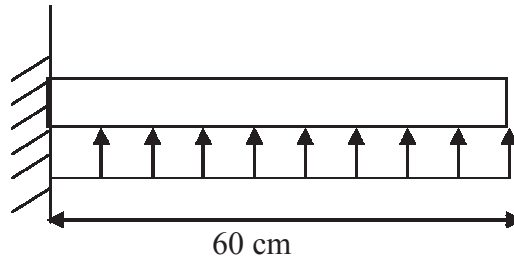
$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,022 \times 241,37 = 5,31\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc}^- = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,31\text{MPa} < \sigma_{bc}^- = 15\text{MPa} \text{ condition vérifiée}$$

Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur $L = 60\text{cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

**➤ Sollicitation de calcul :**

A l'ELU : $P_u = 169,27\text{ KN/m}$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot L^2}{2} = \frac{-169,27 \times 0,60^2}{2} = -30,46\text{ KN.m}$$

A l'ELS : $P_s = 123,45\text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot L^2}{2} = \frac{-117,07 \times 0,60^2}{2} = -21,07\text{ KN.m}$$

a. Calcul des armatures :**a.1. Armatures principales a ELU :**

$b = 1\text{ m}$; $d = 36\text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,2\text{ MPa}$; $\sigma_s = 348\text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bu}} = \frac{30,46 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_1 = 0,392\text{ (SSA)}$$

$$\mu_u = 0,016 \rightarrow \beta_u = 0,992$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30,46 \times 10^4}{0,992 \times 360 \times 348} = 2,45\text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_u = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5,65\text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec $S_t = 20\text{cm}$.

a.1. Armatures de répartition :

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

Soit $A_r = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14\text{ cm}^2/\text{ml}$

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

IX.4.2.1.Vérification à l'ELU :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 36 \times 2,1}{400} = 4,34 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

IX.4.2.2.Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{30,46}{21,07} = 1,445$$

$$\alpha = 0,0401 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,445-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,472 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Détermination des efforts : Pour déterminer les efforts, on utilise le logiciel **Etags**

➤ **Sens longitudinal :**

Les moments fléchissant Max sont donnés ci-après :

à l'ELU :

$$M_{ua} = 878.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = 427.30 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 1190.58 \text{ KN}$$

a. Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

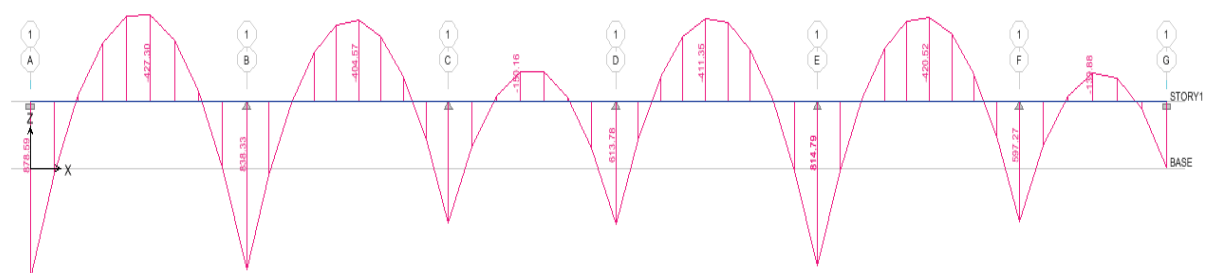


Fig. IX.2.11 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

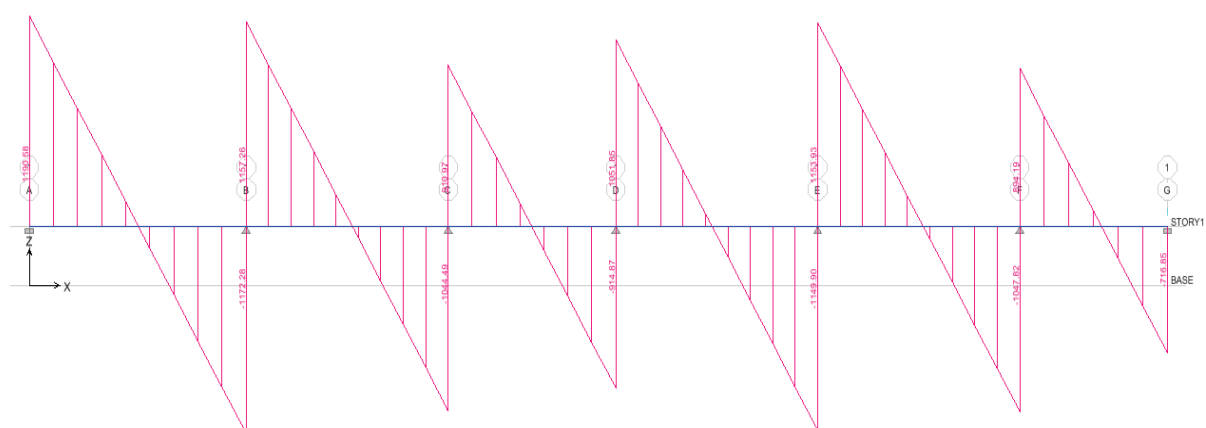


Fig IX.4. Diagramme des efforts tranchants

à l'ELS :

$$M_{sa} = 544.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 303.11 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = 792.12 \text{ Kn}$$

b. Diagrammes des efforts internes à l'ELS :

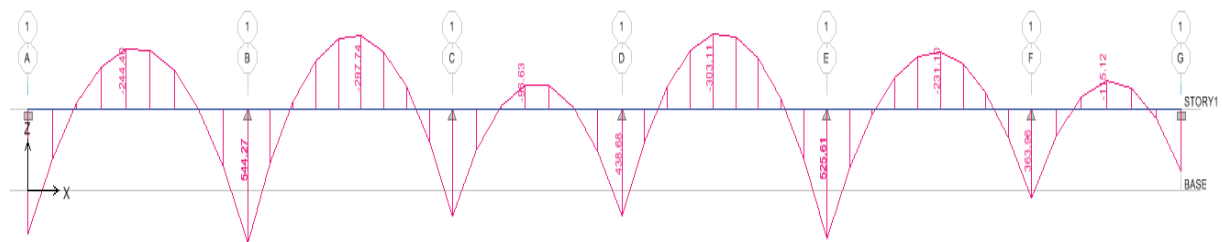
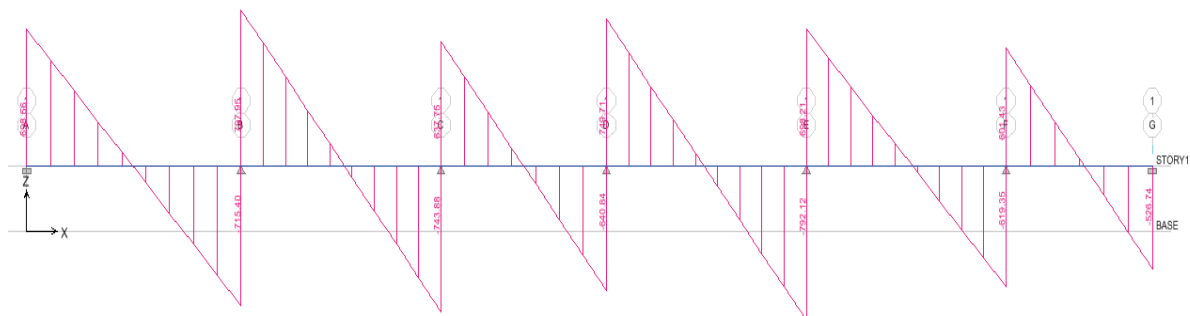


Fig IX.5. Diagramme des moments fléchissant



FigV I.6. Diagramme des efforts tranchants

➤ **Sens transversal :**

Les moments fléchissant Max sont donnés ci-après :
à l'ELU :

$$M_{ua} = 348.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = 177.22 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 402.96 \text{ KN}$$

c. Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

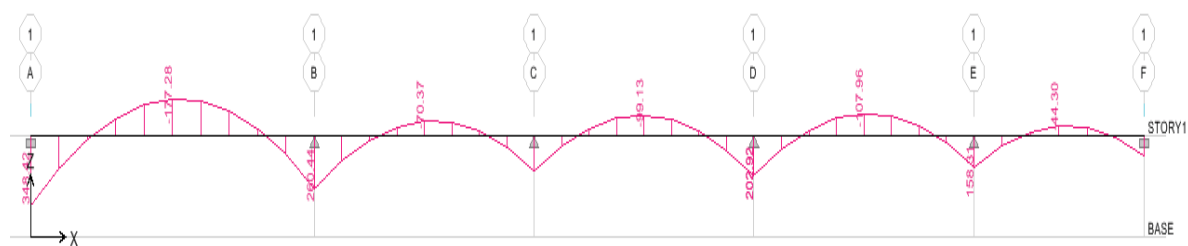


Fig IX.7. Diagramme des moments fléchissant

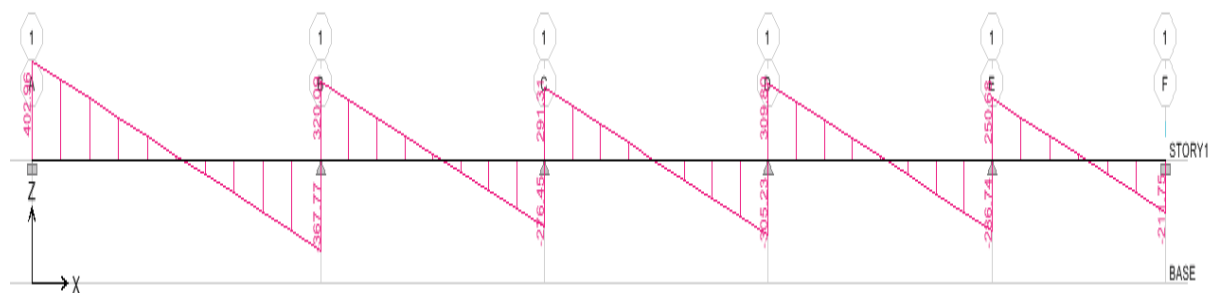


Fig IX.8. Diagramme des efforts tranchants

à l'ELS :

$$M_{sa} = 613.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 311.91 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = 709.00 \text{ K.m}$$

d. Diagramme des efforts internes à l'ELS :

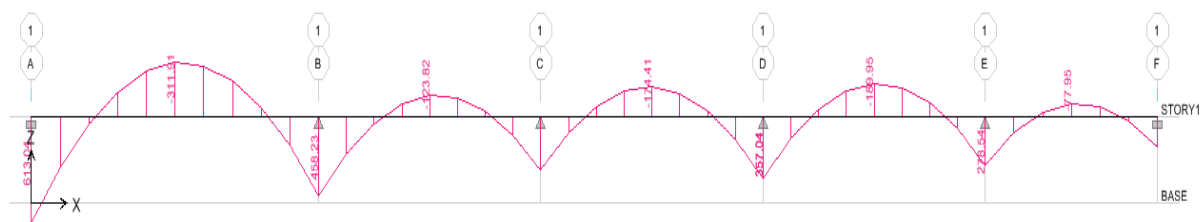


Fig. IX.9. Diagramme des moments fléchissant

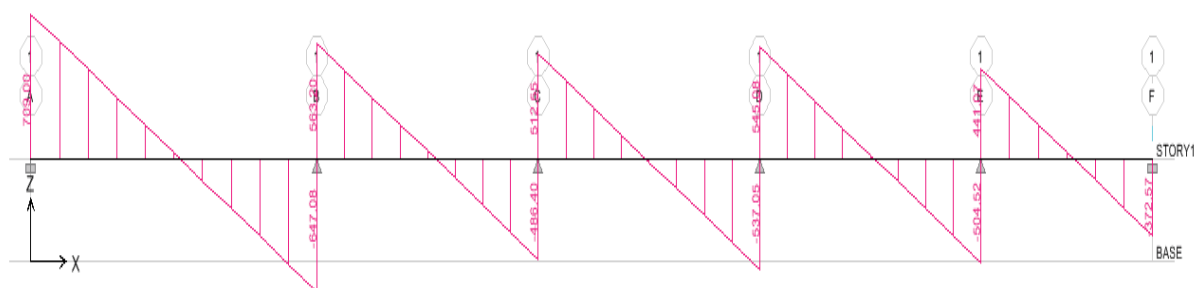


Fig IX.10. Diagramme des efforts tranchants

IX.6 Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures dans les deux sens, qui sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis.

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées

$$h_n = 110 \text{ cm} ; b = 55 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm} \quad d = h - c = 105 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des armatures :** à ELU :

a) Sens transversale y-y :

$$M_t^{max} = 177,22 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = -348,42 \text{ KN.m}$$

$$b = 55 \text{ cm}, h = 110 \text{ cm}, d = 105 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

• **Aux appuis :**

$$M_{app} = -348,42 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{348,42 \times 10^3}{55 \times 105^2 \times 14,2} = 0,040 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,040 \quad \Rightarrow \quad \beta_u = 0,980$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{348,42 \times 10^3}{0,980 \times 105 \times 348} = 9,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{sa} = 9,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } 4\text{HA}16 + 4\text{HA}12 = 12,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Avec : } St = 16,5 \text{ cm}$$

• **En travée :**

$$M_t = 177,22 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{177,22 \times 10^3}{55 \times 105^2 \times 14,2} = 0,020 < 0,392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,020 \quad \Rightarrow \quad \beta_u = 0,990$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{177,22 \times 10^3}{0,990 \times 105 \times 348} = 4,89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} = 4,89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: $4HA16+4HA12=12,56\text{cm}^2/\text{ml}$ Avec : $St = 16,5 \text{ cm}$

b) Sens longitudinale x-x :

$$M_t^{max} = 427,30 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = -678,59 \text{ KN.m}$$

$B = 55 \text{ cm}$, $h = 110 \text{ cm}$, $d = 105 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

• **Aux appuis :**

$$M_{app} = -678,59 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_{app}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{678,59 \times 10^3}{55 \times 105^2 \times 14,2} = 0,078 < 0,392 \quad \Longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,078 \quad \Longrightarrow \quad \beta_u = 0,959$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{678,59 \times 10^3}{0,959 \times 105 \times 348} = 19,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{sa} = 19,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: $4HA20+4HA16 = 20,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec : $St = 16,5 \text{ cm}$

• **En travée :**

$$M_t = 427,30 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{427,30 \times 10^3}{55 \times 105^2 \times 14,2} = 0,049 < 0,392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,049 \quad \Longrightarrow \quad \beta_u = 0,974$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{427,30 \times 10^3}{0,974 \times 105 \times 348} = 12,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} = 12,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: $4HA20+4HA12 = 17,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec : $St = 16,5 \text{ cm}$

IX.4. 3.3.Calcul des armatures :

Le ferrailage se fera avec les moments maximaux suivant les deux sens

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Appuis	878.59	19,36	4HA20+4HA16	20,61
	Travée	427.30	12,01	4HA20+4HA12	17,08
	Appuis	348.42	8,72	4HA16+4HA12	12,56
	travée	177.22	4,89	4HA16+4HA12	12,56

IX.6.1 Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 55 \times 105 \times 2.1}{400} = 6,97 \text{ cm}^2$$

$A_{adoptée} > A_{min} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

❖ Armatures transversales :**• Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

➤ Espacement des armatures :**• En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{27,5 ; 24\} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

• En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 35 \text{ cm.}$$

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

➤ Armatures transversales minimales :

$$A_{min} = 0.003 S_t b = 2,475 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres).}$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL.91.artc :A.5.1, 211):

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 520.71 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1190,58 \times 10^3}{550 \times 1050} = 2,06 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 2,06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 2.5 \text{ MPa}$ condition vérifiée

IX.6.2 Vérification à l'ELS :**Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

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

- **Sens longitudinale**

➤ **Aux Appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 20,61}{55 \times 105} = 0,356. \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,908 \\ K_1 = 39,35 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,025 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A \beta_1 d} = \frac{544,27 \times 10^3}{20,61 \times 0,908 \times 105} = 279,70 [\text{MPa}].$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,025 \times 279,70 = 6,99 < 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 6,99 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{..... (Condition est vérifiée).}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 17,08}{55 \times 105} = 0,295 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,915 \\ K_1 = 43,82 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,022 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A \beta_1 d} = \frac{303,11 \times 10^3}{17,08 \times 0,915 \times 105} = 184,71 [\text{MPa}].$$

$$\sigma_{bc} = 0,022 \times 184,71 = 4,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,06 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{..... (Condition vérifiée).}$$

- **Sens transversale :**

➤ **Aux Appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 12,56}{55 \times 105} = 0,217 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,925 \\ K_1 = 51,67 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,019 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{613,04 \times 10^3}{12,56 \times 0,925 \times 105} = 502,13 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,019 \times 502,13 = 9,54 < 15 MPa.$$

$$\sigma_{bc} = 9,54 < 15 MPa \Rightarrow \dots\dots\dots \text{(Condition est vérifiée)}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 12,56}{55 \times 105} = 0,217 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,925 \\ K_1 = 51,67 K \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,019 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{303,11 \times 10^3}{12,56 \times 0,925 \times 105} = 248,47 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 0,019 \times 248,47 = 4,72 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 4,72 < 15 MPa \Rightarrow \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}.$$

X) Etude du voile périphérique :**X.1) Introduction :**

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ;
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

X.2) Pré dimensionnement du voile périphérique :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm.

On opte pour une épaisseur de 25 cm.

a) Contrainte de sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - 0.5}{0.86} \Rightarrow K = 0.577$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : angle de frottement interne

b) Caractéristiques du sol :

$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$\varphi = 30^\circ$$

Calcul des sollicitations :**ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 0.577 \times 10 = 8.655 \text{ KN/m}^2$$

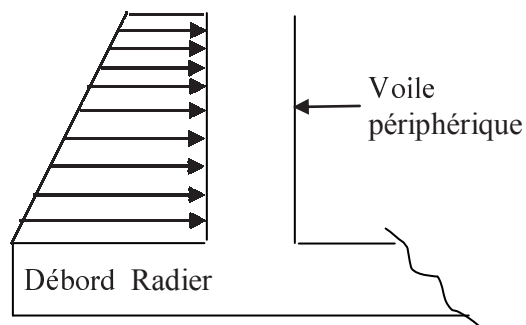
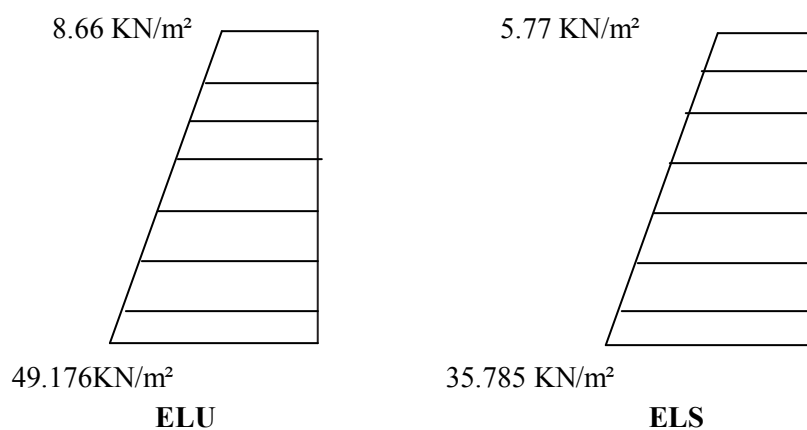
$$h = 3.06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.577 \times (1.35 \times 17 \times 3.06 + 1.5 \times 10) = 49.176 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.577 \times 10 = 5.77 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.577 (10 + 17 \times 3.06) = 35.785 \text{ KN/m}^2$$

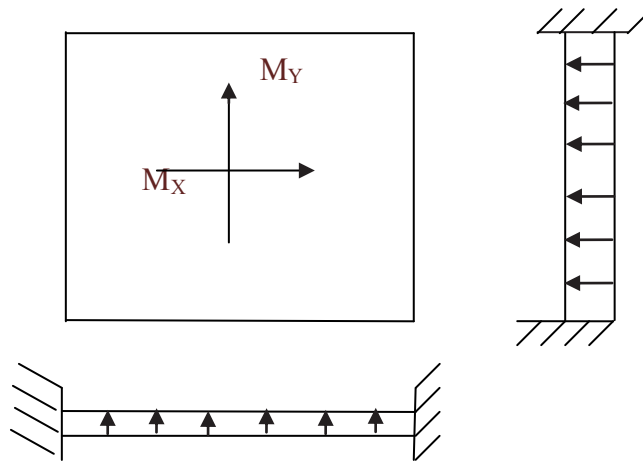
**Diagramme des contraintes :**

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 49.176 + 8.655}{4} = 39.045 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 35.785 + 5.77}{4} = 28.28 \text{ KN/ml}$$

X.3) Ferrailage du voile périphérique :

1. **Méthode de calcul :** Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.



2. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 cotés.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Moment en appui: 0.5

➤ Identification des panneaux :

$$l_X = 3.06 \text{ m}$$

$$l_Y = 5.00 \text{ m}$$

$$\varphi = \frac{l_X}{l_Y} = \frac{3.06}{5.00} = 0.61 > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

ELU :

$$\varphi = 0.60 \rightarrow \begin{cases} \mu_X = 0.081 \\ \mu_Y = 0.305 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_X q l_X^2 = 0.081 \times 39.045 \times 3.06^2 = 29.61 \text{ kN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_Y M_{0X} = 0.305 \times 29.61 = 9.031 \text{ kN.m}$$

Correction des moments :Sens xx :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0X} = 0.5 \times 29.61 = 14.805 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0X} = 0.75 \times 29.61 = 22.207 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0Y} = 0.5 \times 9.031 = 4.515 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0.75 M_{0Y} = 0.75 \times 9.031 = 6.773 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_{0X} = 0.0579 \times 35.78 \times 4.08^2 = 34.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = 0.778 \times 34.48 = 26.82 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :Sens XX :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0X} = 17.24 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0X} = 25.86 \text{ KN.m}$$

Sens YY :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0Y} = 13.41 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0Y} = 20.11 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des sections d'armatures :

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	μ_l	section		A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	st (cm)
xx	Appuis	20.83	0.0277	0.392	SSA	0.986	2.64	2.5	6HA12 =6.78	15
	Travée	31.24	0.041	0.392	SSA	0.979	3.98	1.5	6HA12 =6.18	15
yy	Appuis	14.26	0.0189	0.392	SSA	0.991	1.8	1.5	6HA12 =6.18	15
	travée	21.39	0.028	0.392	SSA	0.986	2.71	1.5	6HA12 =6.18	15

1. Recommandations du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001 b h = 0.001 \times 100 \times 25 = 2.5 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

X.4) vérification à l'ELS :

- **vérification de la contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que :

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

sens	zone	Mu	Ms	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
XX	Appui	20.83	17.24	1.2	0.0355	0.35	vérifiée
	Travée	31.24	25.86	1.2	0.0520	0.35	vérifiée
YY	appui	14.26	13.41	1.06	0.0227	0.28	vérifiée
	travée	21.39	20.11	1.06	0.0355	0.28	vérifiée

Tableau X.2 : vérification des contraintes à l'ELS

Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

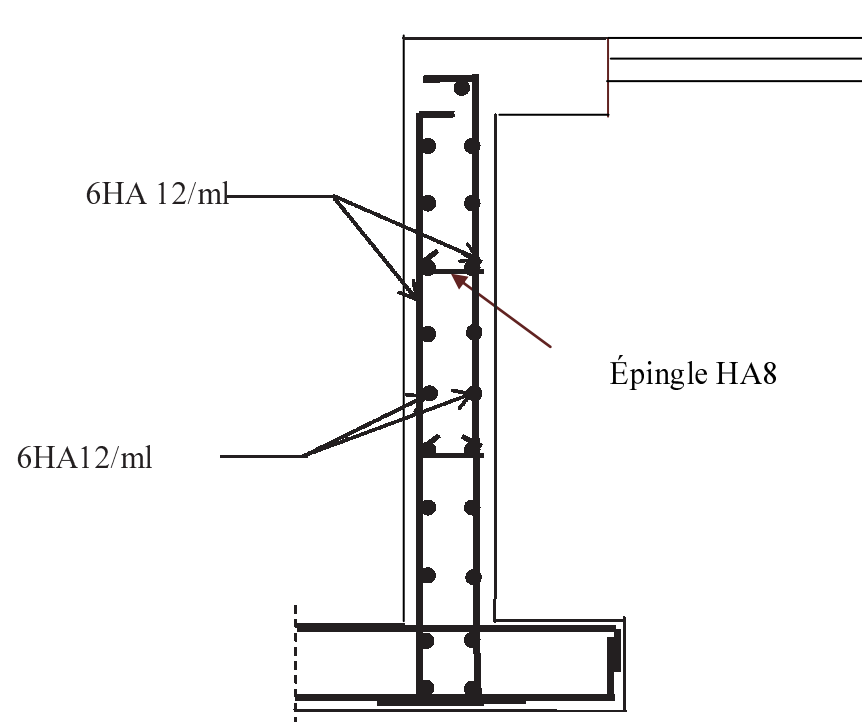


Fig.X.1 : Ferrailage du voile périphérique

Conclusion

Ce projet constitue pour nous la première expérience, il nous a permis de mettre en application les connaissances acquises dans notre cursus universitaire et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons aussi que le calcul d'une structure mixte s'est avéré très intéressant, il est relativement long et complexe, il nécessite l'étude de deux systèmes de contreventement différents qui travaillent conjointement.

Pour finir, nous dirons que la construction d'un ouvrage en génie civil est tributaire d'une bonne concordance entre trois critères de base, à savoir, la résistance, la durabilité et l'économie, cela dans le respect des normes.

Nous espérons avoir fait de notre mieux et que ce travail apportera un plus pour les promotions futures.

BIBLIOGRAPHIE

- Règles parasismiques Algériennes (**RPA 2003**).
- Règles techniques et calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ;
BAEL91modifier 99.
- **DTR B.C.2.2** : « Charges permanentes et surcharges d'exploitations » **CGS, Alger 1989**.
- Thèses de **MASTER** en génie civil des promotions précédentes.
- Cours et TD des années de spécialité.