

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Ibn Khaldoun Tiaret



Faculté des Sciences et des Sciences de l'Ingénieur
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

Spécialité : Génie Civil
Option : ...**CCI**.....

Présenté par :

SAADI RABAH.....
BACHA EL HOUCINE.....

Sujet du mémoire

Etude d'un bâtiment en R+10 avec sous sol

.....
.....
.....

Soutenu publiquement le juillet 2010 devant le jury composé de :

Mr : AIT AMEUR MEZIANE Mohamed	Président
Mr : AMEUR Mohamed	Rapporteur
Mr : RENNAK Zohra	Examinateur
Mr : KLOUCHE DJEDID Brahim	Examinateur
Mr : KHILOUN Mokhtar	Examinateur

Promotion 2009/2010

Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le bienveillant de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre promoteur

Mr : AMEUR MOHAMED, pour les orientations et les conseils qu'il a su nous montrer durant l'évolution de notre projet.

Nous voudrions aussi remercier tous les professeurs qui ont contribué à notre formation.

Merci aussi à tous les membres du Contrôle technique de construction de (TISSEMSILT) Appliqué en Génie Parasismique pour leur soutien et leur aide.

Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de nos profonds

Respects pour avoir pris la peine d'examiner le manuscrit.

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Sommaire

Chapitre I: Introduction

I.0- Introduction	1
I.1- Présentation de l'ouvrage.....	2
I.2- Caractéristiques des matériaux.....	3
I.3- Etat limites.....	5
I.3.2.2- Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites.....	11

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1- Pré dimensionnement du plancher.....	13
II.2- Descente de charges	13
II.3- Pré dimensionnement des poutres	14
II.3.3- Pré dimensionnement des poteaux.....	19

Chapitre III : Calcul des planchers

III.1- Introduction.....	26
III.1.1- Dimensionnement des poutrelles.....	27
III.2- Méthode de calcul.....	27
III.3- Calcul des poutrelles.....	28
III.4- Calcul du ferrailage.....	44
III.5- Etude de la dalle pleine.....	69

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

IV.1- Etude de l'acrotère	81
IV.2- Etude des balcons.....	85
IV.3- Etude des Escaliers	89
IV.4- Etude de l'ascenseur.....	105

Chapitre V : Etude sismique

V.1- Introduction.....	129
V.2- présentation du logiciel	131
V.3- Poids de la structure	134
V.4- Calcul sismique	137

Chapitre VI : Etude du vent

VI.1- Généralités.....	146
VI.1.1- Caractéristiques de la construction.....	146
VI.1.2- Calcul des forces dynamiques exercées par le vent	147

<i>VI.2- Détermination des charges.....</i>	<i>148</i>
---	------------

Chapitre VII : Etude des portiques

<i>VII.1- Introduction.....</i>	<i>152</i>
<i>VII.2- Charges verticales</i>	<i>153</i>
<i>VII.3- ferrailage des poutres.....</i>	<i>155</i>
<i>VII.4- ferrailage des poteaux.....</i>	<i>164</i>

Chapitre VIII : Etude des voiles

<i>VIII.1- Introduction.....</i>	<i>182</i>
<i>VIII.2- Ferrailage des voiles.....</i>	<i>185</i>

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

<i>IX.1- Calcul des voiles périphériques</i>	<i>195</i>
<i>IX.2- Calcul des fondations.....</i>	<i>205</i>
<i>IX.2.1- Ferrailage du radier.....</i>	<i>209</i>
<i>IX.2.2- Ferrailage des poutres de libage.....</i>	<i>211</i>

Conclusion

Bibliographie

LISTE DE FIGURES

Figure I. 1 : Diagramme contraintes - déformations instantanées du béton	6
Figure I.2 : diagramme réel, défini par la formule de SARGIN.....	7
Figure I. 3 : Diagramme contraintes- déformations.....	10
Figure I. 4 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.....	13
Figure II.1 Plancher terrasse inaccessible.....	14
Figure II.2 Plancher étage courant.....	15
Figure II.3 Remplissage extérieur.....	16
Figure II.4 poteau le plus sollicité (centrale).....	17
Figure III.1 Dimensionnement des poutrelles.....	26
Figure III.2 Type de poutrelles.....	28
Figure III .3 Exemple de calcul.....	32
Figure III-4 Diagramme du moment fléchissant, M [N.m]	36
Figure III-5 Diagramme des efforts tranchants T [KN]	37
Figure III-6 Diagramme des moments fléchissant, M [N.m].....	39
Figure III-7 Diagramme des efforts tranchants T [KN].....	39
Figure III-8 Diagramme des moments fléchissant, M [N.m].....	42
Figure III-9 Diagramme des efforts tranchants T [KN].....	43
Figure III-10 Principe de calcul de la méthode des trois moments.....	44
Figure III-11 Diagramme du moment fléchissant, M [N.m]	47.
Figure III-12 Diagramme des efforts tranchants T [KN].....	47
Figure III -13 Calcul du ferrailage des poutrelles.....	49
Figure III -14 Condition de non fragilité (section en T_e).....	50
Figure III -15 Compression de la bille d'about.....	54
Figure III -16 Calcul le ferrailage de la dalle de compression.....	65
Figure III -17 Dessin de ferrailage des poutrelles.....	66
Figure: III.18- Dimension de la dalle pleine.....	67
Figure : III.19 - sollicitation dans un panneau de dalle rive.....	68
Figure IV.1 Acrotère.....	80
Figure IV.2 Schéma du ferrailage.....	84
Figure IV.3 Descente de charge.....	85
Figure IV.4 Dessin de ferrailage (balcon)	88
Figure IV-5 : schéma d'un escalier.....	89

<i>Figure IV-6 Etude d'un escalier à deux volées.....</i>	<i>90</i>
<i>Figure IV-7 Schéma statique.....</i>	<i>92</i>
<i>Figure IV-8 diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant.....</i>	<i>93</i>
<i>Figure IV-9 Schéma statique de l'escalier.....</i>	<i>97</i>
<i>Figure IV-10 Ditermination des sollicitations: E.L.U.....</i>	<i>98</i>
<i>Figure IV-11 Diagramme des moments fléchissant (N.m).....</i>	<i>99</i>
<i>Figure IV-12 Diagramme des efforts tranchants (KN).....</i>	<i>99</i>
<i>Figure IV-13 Ferrailage de la poutre palière:(30x30) cm².....</i>	<i>104</i>
<i>Figure IV-14 Etude d'un escalier à deux volées du (RDC).....</i>	<i>104</i>
<i>Figure IV-15 Schéma statique.....</i>	<i>106</i>
<i>Figure IV-16 diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant.....</i>	<i>107</i>
<i>Figure IV-17 Ascenseur dans un bâtiment.....</i>	<i>109</i>
<i>Figure IV-18 vue en plan de l'ascenseur.....</i>	<i>110</i>
<i>Figure IV-19 Vérification de la dalle au poinçonnement</i>	<i>112</i>
<i>Figure IV-20 Evaluation des moments dus aux charges concentrées</i>	<i>113</i>
<i>Figure IV-21 Distances des rectangles</i>	<i>113</i>
<i>Figure IV-22 Les moments appliqués à la dalle.....</i>	<i>115</i>
<i>Figure IV-23 Ferrailage Supérieur du panneau de dalle</i>	<i>122</i>

LISTE DE TABLEAUX

Tableau I. 1 : η : Coefficient de fissuration	11
Tableau I. 1 : Ψ_s : Coefficient de scellement	11
Tableau II-1 : Descente de charges Plancher terrasse inaccessible.....	14
Tableau II -2 : Descente de charges Plancher étage courant (1eme -10eme) étages	15
Tableau II-3 : Descente de charges Plancher (RDC).....	15
Tableau II-4 : Descente de charges Remplissage extérieur.....	16
Tableau II-5 Dimensionnement des poteaux de (+ RDC + 3ème étages.....	17
Tableau II-6 :Chargements	18
Tableau II-7 : Descente de charge.....	20
Tableau II-8 : Chargements	20
Tableau II-9 :Descente de charge.....	22
Tableau II-10 :Chargements.....	22
Tableau II-11 : Charge permanente.....	24
Tableau II-12 :Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation..	24
Tableau III-1 récapitulatif des résultats obtenus.....	46
Tableau III-2 : récapitulatif des résultats obtenus	51
Tableau VI-1 : Descente de charge.....	88
Tableau VI-2 :Ferrailage.....	89
Tableau VI-3 :Evaluation des charges et des surcharges Paillasse	94
Tableau VI-4 :Evaluation des charges et des surcharges Palier.....	95
Tableau VI-5 :Ferrailage.....	97
Tableau VI-6 :Vérifications.....	97
Tableau VI-7 : vérification de La flèche.....	98
Tableau VI-8 : Chargement.....	99
Tableau VI-9 : Module de déformation du béton.....	99
Tableau VI-10 : Evaluation des charges et surcharges Paillasse.....	101
Tableau VI-11 : ferrailage.....	103
Tableau VI-12 : Les vérifications.....	103
Tableau VI-13 : Le Ferrailage.....	104
Tableau VI-14 : Calcul de la flèche.....	107
Tableau VI-15 : Evaluation des charges et surcharges Paillasse.....	109
Tableau VI-16 : Evaluation des charges et des surcharges Palier.....	109

Tableau VI-17:Ferraillage.....111

Tableau VI-18 : Les vérifications.....112

PRE DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

II -1) Détermination de l'épaisseur du plancher :

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

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec L : La portée maximal entre nus d'appuis.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L = \max\{L_{max}(\text{sens } x); L_{max}(\text{sens } y)\}$$

$$L = \max\{420 \text{ cm} ; 377.5 \text{ cm}\} \Rightarrow L = 420 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{420}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 18.67 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = 20 \text{ cm}$: $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$

II -2) Descente de charges :

a) Plancher terrasse inaccessible :

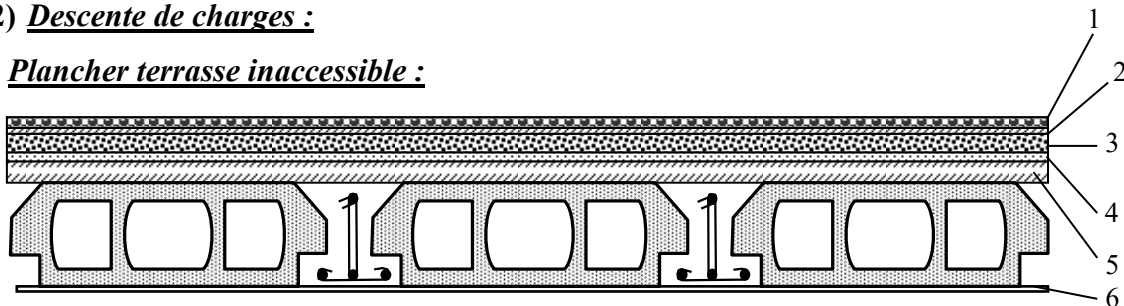


Figure II.1 Plancher terrasse inaccessible

Plancher terrasse inaccessible				
Chargement	1	Gravions roulé de protection (4cm)	0.80	KN/m ²
	2	Etanchéité multicouche (2cm)	0.12	KN/m ²
	3	Forme de pente (5cm)	1.0	KN/m ²
	4	Chappe flottante asphalte (2.5cm)	0.5	KN/m ²
	5	Isolation thermique (2.5cm)	0.03	KN/m ²
	6	Enduit en plâtre (2cm)	0.2	KN/m ²
	Plancher à corps creux (16+4) cm			2.8
Charge permanente totale			G=5.45	KN/m ²
Surcharge d'exploitation			Q=1.00	KN/m ²

Tableau II-1 : Plancher terrasse inaccessible

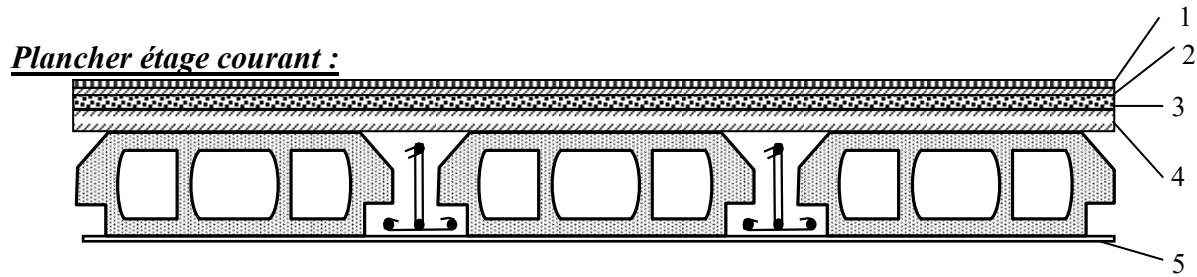


Figure II.2 Plancher étage courant

A) Plancher étage courant (1^{er} -10^{eme}) étage :

Tableau II -2 : Descente de charges Plancher étage courant (1^{er} -10^{eme}) étage

Plancher étage courant (1^{er} -10^{eme}) étage				
Chargement	1	Carrelage (2cm)	0.40	KN/m ²
	2	Mortier de pose (2cm)	0.40	KN/m ²
	3	Lit de sable (2cm)	0.44	KN/m ²
	4	Plancher à corps creux (16+4) cm	2.8	KN/m ²
	5	Enduit en plâtre (2cm)	0.2	KN/m ²
		Cloison (10) cm	0.9	KN/m ²
Charge permanente totale			G=5.14	KN/m ²
Surcharge d'exploitation			Q=1.50	KN/m ²

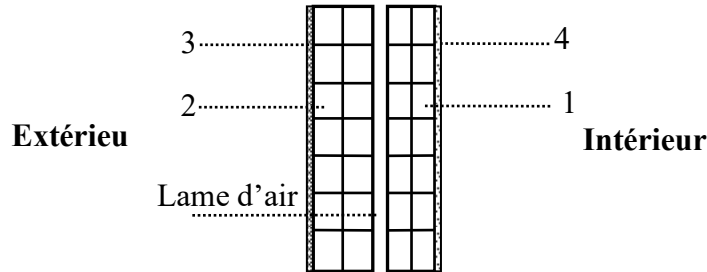
b) Dalle pleine (RDC) :

Plancher (RDC)				
Chargement	1	Carrelage (2cm)	0.40	KN/m ²
	2	Mortier de pose (2cm)	0.40	KN/m ²
	3	Lit de sable (2cm)	0.44	KN/m ²
	4	Dalle pleine (15) cm	3.75	KN/m ²
	5	Enduit en plâtre (2cm)	0.2	KN/m ²
		Cloison (10) cm	0.9	KN/m ²
Charge permanente totale			G=6.0	KN/m ²
Surcharge d'exploitation			Q=5.0	KN/m ²

Tableau II-3 : Descente de charges Plancher (RDC)

c) Remplissage extérieur :

Figure II.3 Remplissage extérieur



Remplissage extérieur				
Chargement	1	Brique creuse (e = 10 cm)	0.90	KN/m ²
	2	Brique creuse (e = 15 cm)	1.30	KN/m ²
	3	Enduit extérieur en ciment (e = 2 cm)	0.40	KN/m ²
	4	Enduit intérieur en plâtre (e = 2 cm)	0.20	KN/m ²
Charge permanente totale			G=2.80	KN/m ²

Tableau II-4 : Descente de charges Remplissage extérieur

II-3)Pré dimensionnement des éléments porteurs :

a-1) Redimensionnement des poteaux :

- Le calcul est basé sur la section du poteau le plus sollicité (centrale), la section offerte est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau : $S = 3.89 \times 3.875 = 15,064 \text{ m}^2$

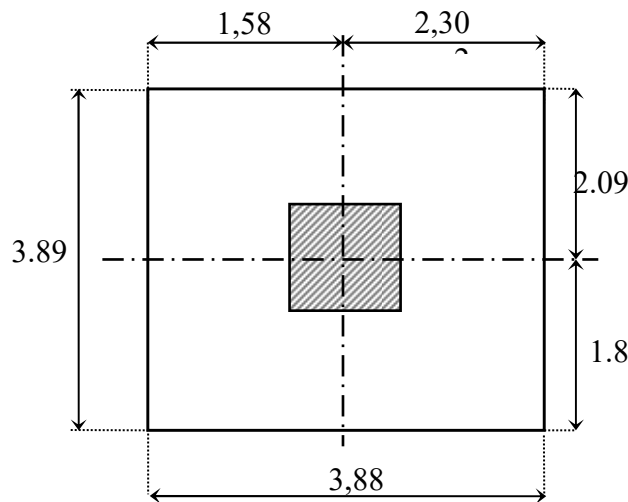


Figure II.4 poteau le plus sollicité (central)

a-2) Matériaux :

Béton de résistance caractéristique : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow f_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \\ \gamma_b = 1.5 \end{array} \right. \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

Acier de limite élastique : $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \left\{ \gamma_s = 1.15 \right. \Rightarrow f_{ed} = 348 \text{ MPa}$$

a-3) Chargement : les poteaux sont chargés par les charges suivantes :

Charge d'exploitation comprend toutes les surcharges d'exploitations.

Charge permanente comprend toutes les charges permanentes majorées de 10 %

a-4) Sollicitations : pour avoir l'équilibre nous devons avoir la valeur théorique de l'effort normal résistant :

$$N_r = B \cdot f_{bc} + A_s \cdot \sigma_s \geq N_u$$

Les règles BAEL 91 apportant des nombreux correctifs sur cette formule :

B_r : la section réduite du béton (par hypothèse que le béton dans cette dernière est en réduisant 1 cm sur tout le périmètre soit :

$$B_r = (b - 0.02)(a - 0.02)$$

Pour tenir compte de la négligence des effets de second ordre (flambement), on les compense par la minoration de la valeur de l'effort normal résistant par un coefficient de réduction (en fonction de l'élanement λ)

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + (\lambda/35)^2}$$

$$50 < \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 0.6(50/\lambda)^2$$

$\lambda > 70$: On ne peut calculer le poteau par la méthode forfaitaire.

A) Dimensionnement des poteaux de (RDC + 3^{ème} étages) :**Descente de charge**

Niveaux	Charge permanente G (KN/m ²)	Surcharge d'exploitation Q (KN/m ²)	La section S (m ²)
terrasse	5.45	$Q_0 = 1.00$	15,064
10	5.14	1.50	
01 ~ 9	5.14	1.50	
RDC	6.0	5.0	

Tableau II-5 Dimensionnement des poteaux de (RDC + 3^{ème} étages)

Tableau II-6 : Chargements

La charge d'exploitation totale (KN/m ²)	$Q = Q_0 + (3 + n/2n) \sum_{i=1}^{i=n} Q_i$	13.80
La charge permanente totale (KN/m ²)	$G = 1.1 \sum_{i=1}^{i=n} G_i$	69.135
L'effort normal d'exploitation (KN)	$N_Q = Q.S$	207,88
L'effort normal permanent (KN)	$N_G = G.S$	1041,45
L'effort normal permanent (KN)	G _{PP} = 25.0,35.0,40.3,89 = 13,62 G _{PS} = 25.0, 35.0,35.3,87 = 11,87 G _{TOT} = G _{PP} + G _{PS} = 25,49 G = 25,49.12 = 305,85 N _G = 305,85.1,1 = 336,43	336,43
L'effort ultime (KN)	$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$	2171,96

a- Détermination de "a" :

a-1-Vérification de flambement :

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a.b$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

Avec :

- L_f** : longueur de flambement
- i** : rayon de giration
- B** : section des poteaux
- λ** : L'élanement du poteau
- I** : moment d'inertie de la section par rapport a un point passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

On a: $L_0 = 3,74 \text{ m}; L_f = 0,7 \times 3,74 = 2,618 \text{ m} = 261,8 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{261,8}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{261,8}{0,289.50} = 18,12 \text{ cm}$$

On prend : **a = 45cm**

$\lambda = 0,7L_0/i \Rightarrow 261,8/13,005 = 20,13 < 50 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

b- Détermination de "b" : Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime N_u doit

$$\hat{e}tre : N_u \leq \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2$$

B_r : section réduite

$$B_r = (45-2)x(b-2) = 43x(b-2) \text{ cm}^2$$

A_s =section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,8\% B_r \dots\dots\dots \text{Zone IIa}$$

$$A_s = 8\% [43(b-2)] = 0,344(b-2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{261,8}{0,289.45} = 20,13 < 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(20,13/35)^2]$$

$$\alpha = 0,592$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; F_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$N_u \leq 0,810 \left[\frac{43(b-2).25}{0,9.1,5.10} + \frac{0,344(b-2).400}{1,15} \right]$$

$$b \geq 15,456 \text{ cm}$$

Donc : on prend **$b = 60 \text{ cm}$** .

c- Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a,b) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a,b) = 45 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{374}{20} = 18,7 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} = 0,25 \leq 0,75 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on à une section rectangulaire **$(45x60) \text{ cm}^2$**

II.3.3.2-Pré dimensionnement des poteaux de type2:

Dimensionnement des poteaux de 04^{ème} jusqu'à 07^{ème}:

Poteaux rectangulaire:

Tableau II-7 : Descente de charge

Niveaux	Charge permanente G (KN/m ²)	Surcharge d'exploitation Q (KN/m ²)	La section S (m ²)
terrasse	5.45	Q ₀ = 1.00	15,064
10	5.14	1.50	
09-05	5.14	1.50	
04	5.14	1.50	

Tableau II-8 : Chargements

La charge d'exploitation totale (KN/m ²)	$Q = Q_0 + (3 + n/2n) \sum_{i=1}^{i=n} Q_i$	7,75
La charge permanente totale (KN/m ²)	$G = 1.1 \sum_{i=1}^{i=n} G_i$	39,919
L'effort normal d'exploitation (KN)	$N_Q = Q.S$	116,75
L'effort normal permanent (KN)	$N_G = G.S$	601,34
L'effort normal permanent (KN)	G = 25,49 . 7 = 178,43 N _G = 178,43 . 1,1 = 196,273	196,273
L'effort ultime (KN)	$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$	1251,903

a- Détermination de "a" :

a-1-Vérification de flambement :

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i}$$

Avec :

- L_f** : longueur de flambement
- i** : rayon de giration
- B** : section des poteaux
- λ** : L'élanement du poteau
- I** : moment d'inertie de la section par rapport a un point passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a.b$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

On a: L₀ = 3.06m; L_f = 0,7 x 3,06 = 2,142m = 214.2 cm

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214.2}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214.2}{0,289.50} = 14.82cm$$

On prend : $a = 40cm$

$$\lambda = 0,7L_0/i \Rightarrow 214,2/11,56 = 18,52 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b- Détermination de "b" : Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (a-2) (b-2) \text{ cm}^2$$

B_r : section réduite

$$B_r = (40-2)x (b-2) = 38x(b-2) \text{ cm}^2$$

A_s =section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,8\% B_r \dots\dots\dots \text{Zone IIa}$$

$$A_s = 8\% [38(b-2)] = 0,304(b-2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214.2}{0,289.40} = 18,52 < 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(18,52/50)^2]$$

$$\alpha = 0,608$$

$$f_{c28} = 25MPa ; f_e = 400MPa ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$N_u \leq 0,820 \left[\frac{38(b-2).25}{0,9.1,5.10} + \frac{0,304(b-2).400}{1,15} \right]$$

$$b \geq 10,67cm$$

Donc : on prend $b = 55cm$.

c- Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a,b) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a,b) = 55 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3cm \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} = 0,70 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on à une section rectangulaire $(40x55) \text{ cm}^2$

II.3.3.2. pré dimensionnement des poteaux de type 3:

Dimensionnement des poteaux de 08^{ème} jusqu'à terrasse:

Poteaux rectangulaire:

Tableau II-9 : Descente de charge

Niveaux	Charge permanente G (KN/m ²)	Surcharge d'exploitation Q (KN/m ²)	La section S (m ²)
terrasse	5.45	Q ₀ = 1.00	15,064
10	5.14	1.50	
09-05	5.14	1.50	
04	5.14	1.50	

Tableau II-10 : Chargements

La charge d'exploitation totale (KN/m ²)	$Q = Q_0 + (3 + n/2n) \sum_{i=1}^{i=n} Q_i$	3,85
La charge permanente totale (KN/m ²)	$G = 1.1 \sum_{i=1}^{i=n} G_i$	17,303
L'effort normal d'exploitation (KN)	$N_Q = Q.S$	57,996
L'effort normal permanent (KN)	$N_G = G.S$	260,65
L'effort normal permanent (KN)	G = 25,49 . 3 = 76,47 N _G = 76,47 . 1,1 = 84,18	84,18
L'effort ultime (KN)	$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$	552,52

a- Détermination de "a" :

a-1-Vérification de flambement :

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i}$$

Avec :

- L_f** : longueur de flambement
- i** : rayon de giration
- B** : section des poteaux
- λ** : L'élanement du poteau
- I** : moment d'inertie de la section par rapport a un point passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a.b$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

On a: $L_0=3.06m$; $L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142m = 214.2 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214.2}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214.2}{0,289.50} = 14.82cm$$

On prend : $a = 35cm$

$\lambda = 0,7L_0/i \Rightarrow 214,2/11,56 = 18,52 < 50$ Condition vérifiée.

b- Détermination de "b" : Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (a-2) (b-2) \text{ cm}^2$$

B_r : section réduite

$$B_r = (35-2) \times (b-2) = 33 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

A_s =section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,8\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone IIa}$$

$$A_s = 8\% [33(b-2)] = 0,264(b-2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214.2}{0,289.35} = 21,176 < 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(21,176/50)^2]$$

$$\alpha = 0,582$$

$$f_{c28} = 25MPa ; F_e = 400MPa ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$N_u \leq 0,820 \left[\frac{33(b-2) \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5 \cdot 10} + \frac{0,264(b-2) \cdot 400}{1,15} \right]$$

$$b \geq 6,186cm$$

Donc : on prend $b = 50cm$.

c- Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a,b) = 35cm > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a,b) = 35 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} = 0,70 \leq 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on à une section rectangulaire $(35 \times 50) \text{ cm}^2$

Charge Permanente :

Niveau	Charge (KN/m ²)
Terrasse	5.45
10 étages	10.59
09	15.73
08	20.87
07	26.01
06	31.15
05	36.29
04	41.43
03	46.57
02	51.71
01	56.85
R.D.C	62.85

Tableau II-11 : Charge permanente

-Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

Niveau	La loi	La charge (KN/m ²)
Terrasse	$Nq_0=1KN/m^2$	1.00
10	$Nq_1=q_0+q_1$	2.50
09	$Nq_2=q_0+0.95 (q_1+q_2)$	3.85
08	$Nq_3=q_0+0.9 (q_1+q_2+q_3)$	5.05
07	$Nq_4=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6.10
06	$Nq_5=q_0+0.8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7.00
05	$Nq_6=q_0+0.75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7.75
04	$Nq_7=q_0+0.71 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	8.50
03	$Nq_8=q_0+0.69 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8)$	9.25
02	$Nq_9=q_0+0.66 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9)$	10.00
01	$Nq_{10}=q_0+0.65 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9+q_{10})$	10.75
R.D.C	$Nq_{11}=q_0+0.64 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9+q_{10}+q_{11})$	13.80

Tableau II-12 : Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation

a-2) Pré dimensionnement des poutres :**1) poutres principales :**

Selon le BAEL 91 :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} < h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h_t < b \leq 0.4h_t \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{417.5}{15} = 27.83 \text{ cm} < h_t \leq \frac{417.5}{10} = 41.75 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h_t = 40 \text{ cm} \\ 10.8 < b \leq 14.4 \rightarrow \text{on prend } b = 35 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1.14 < 3 \rightarrow \text{vérifiée} \end{cases}$$

Vérification suivant R.P.A 99 :

Selon R.P.A 99 les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 25 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \rightarrow \text{on à : } \begin{cases} h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 35 \geq 25 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.14 < 4 \end{cases} \rightarrow \text{vérifiées}$$

2) poutres secondaires :

Selon le BAEL 91 :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} < h_t \leq \frac{L}{12} \\ 0.3h_t < b \leq 0.4h_t \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{460}{15} = 30.66 \text{ cm} < h_t \leq \frac{460}{10} = 46 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h_t = 35 \text{ cm} \\ 9.45 < b \leq 12.6 \rightarrow \text{on prend } b = 35 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1.0 < 3 \rightarrow \text{vérifiée} \end{cases}$$

Vérification suivant R.P.A 99 :

Selon R.P.A 99 les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 25 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \rightarrow \text{on à : } \begin{cases} h = 35 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 35 \geq 25 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.0 \leq 4 \end{cases} \rightarrow \text{vérifiées}$$

Tableau récapitulatif :

Eléments	Section			Section
	Sous-sol + RDC +3étages	04 ^{ème} +07étages	08 ^{ème} ~terrasse	
Poteaux	(45×60)cm ²	(40X55)cm ²	(35×50)cm ²	(45x60) cm ² (40×55)cm ² (35×50)cm ²
Poutres principales	(35×40)cm ²	(35×40)cm ²	(35×40)cm ²	(35×40)cm ²
Poutres secondaires	(35×35)cm ²	(35×35)cm ²	(35×35)cm ²	(35×35)cm ²

PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

- Soit :

$$e \geq \text{Max} (h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

$$e \geq \text{Max} (14, 96, 17, 18, 7)$$

On adopte l'épaisseur du voile :

$$e = 20\text{cm}$$

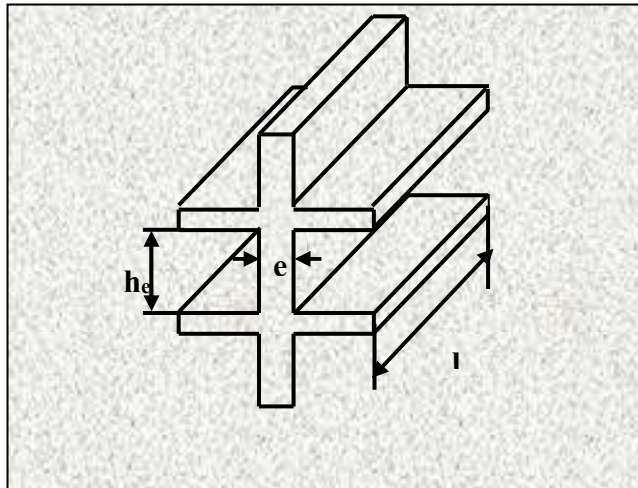


Tableau II-5 : Coupe de voile en elevation

CALCUL DES PLANCHERS

Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol; ils assurent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance** : les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitation,
- **Fonction d'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages,

Comme notre projet est à usage d'habitation, on adopte un plancher à corps creux.

-le plancher à corps creux est constitué par des poutrelles en béton armé sur les quelles reposent les hourdis en béton.

-les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

Dimensionnement des poutrelles :

Notre construction étant une construction courante à une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{KN/m}^2$).

Dans notre structure on a un seul type des planchers à corps creux $ht=20\text{cm}$

{ 16cm : corps creux
4cm : dalle de compression

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis

{ Hauteur du plancher $h_t=16\text{cm}$
Épaisseur de la nervure $h_0=4\text{cm}$
Largeur de la nervure $b_0=12\text{cm}$

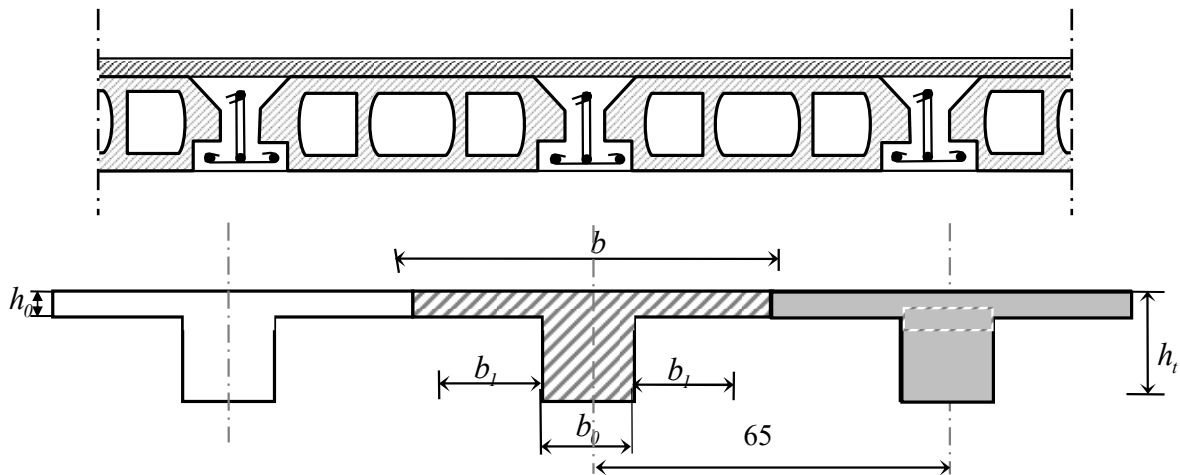


Figure III.1 Dimensionnement des poutrelles

Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes:

$$b = 2b_1 + b_0 \dots\dots\dots (1)$$

$$L = 3,30 \text{ m} \quad l_1 = 65 \text{ cm}$$

$$b_1 = (b - b_0) / 2 = \min \begin{cases} b_1 \leq (l_1 - b_0) / 2 \\ b_1 \leq L / 10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 270 / 10 = 27 \text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend: $b_1 = 26,5 \text{ cm}$.

$$(1) \Rightarrow b = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm.} \quad \text{Donc : } \mathbf{b = 65 \text{ cm}}$$

III-1 Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite "méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les conditions courantes.

▪ **Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

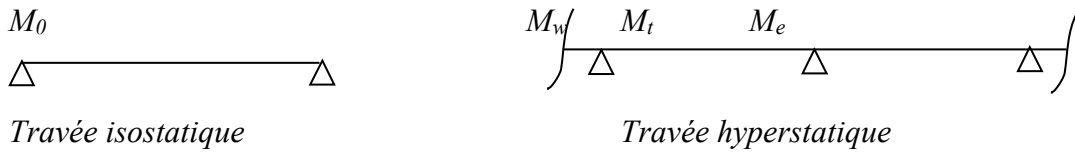
Cette méthode est applicable si les 4 conditions suivantes sont remplies :

1. la charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
2. les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
3. le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$$
- 4 - la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Principe de calcul :

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques "M₀" de la travée indépendante.



Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha)M_0] - (M_w+M_e)/2$
- $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0/2$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0/2$ dans une travée de rive

M_0 : Le moment maximal dans la travée indépendante

M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée

M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée

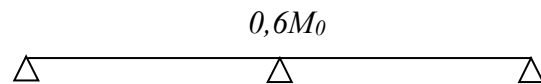
M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée

α : $Q / (G+Q)$ le rapport des charges d'exploitations a la somme des charges permanentes et d'exploitations.

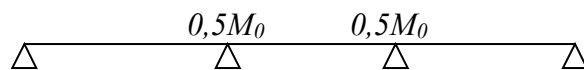
Valeurs des moments aux appuis:

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :

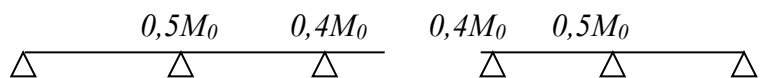
- cas de deux travées :



- cas de trois travées :



- cas de plus de trois travées:



Effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

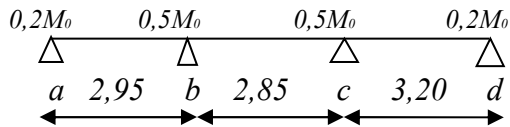
- $T_w = (M_w - M_e)/l + Ql/2$
- $T_e = (M_w - M_e)/l - Ql/2$

III-3 Calcul des poutrelles:

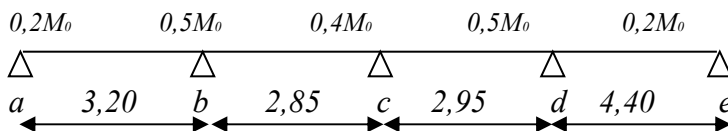
Type de poutrelles:

Notre construction comporte trois types de poutrelles; c'est poutrelles sont identiques au niveau de tous les planchers de la construction.

Type 01 :



type 02:



type 03:

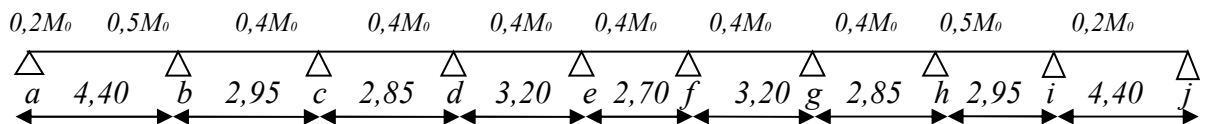


Figure III.2 Type de poutrelles

Les combinaisons de charges:

Les charges par mètre linéaire /mL

❖ **Plancher 1^{er} au 10^{eme} étage:**

$$\begin{cases} G=5,14.0,65=3,34 \text{ KN/mL} \\ Q=1,5.0,65=0,975 \text{ KN/mL} \end{cases} \begin{cases} Q_u=1,35G+1,5Q =5,97 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser}=G+Q =4,315\text{KN/mL.} \end{cases}$$

❖ **Plancher terrasse:**

$$\begin{cases} G=5,45.0,65=3,54 \text{ KN/mL} \\ Q=1,00.0,65=0,65 \text{ KN/mL} \end{cases} \begin{cases} Q_u=1,35G+1,5Q =5,76 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser}=G+Q =4,19\text{KN/mL.} \end{cases}$$

III-2 vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1- la charge d'exploitation $Q \leq \max (2G, 5KN/m^2)$

a- plancher étage courant : $G=5,14KN/m^2, Q=1,5KN/m^2$

$Q=1,5KN/m^2 < 2G=10,28KN/m^2$vérifié

b- Plancher terrasse : $G=5,45KN/m^2, Q=1KN/m^2$

$Q=1KN/m^2 < 2G=10,90KN/m^2$vérifié

2- Poutrelle à d'inertie constante ($I=cte$).....vérifié

3- Fissuration peu préjudiciable.

Plancher 1^{ere}10^{eme} étages fissuration peu préjudiciable.....vérifié

Plancher terrasse la fissuration est préjudiciablenon vérifié

Donc on applique la méthode de trois moments

4- $0,8 \leq Li/Li+1 \leq 1,25$ cette condition n'est pas vérifiée

Puisque le rapport $0,8 \leq Li/Li+1 \leq 1,25$ n'est pas satisfait; on utilise **la méthode forfaitaire modifiée** pour la travée particulière; et en utilise toujours la méthode forfaitaire pour le reste des travées.

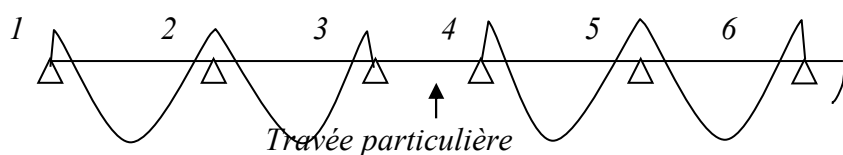
Principe de calcul de la méthode forfaitaire modifiée :

On applique cette méthode si le rapport des portées de deux travées successives

N'est pas compris entre 0,8 et 1,25; il convient d'étudier séparément les effets des charges d'exploitation on les disposant dans les positions les plus défavorables pour les travées particulières.

On distingue deux cas :

a - cas ou la travée comprise entre deux grandes travées: (travée intermédiaire)



$$Ma_1 = (0 \sim 0,4) M_{012}$$

$$Ma_2 = 0,5 \max (M_{012} ; M_{023})$$

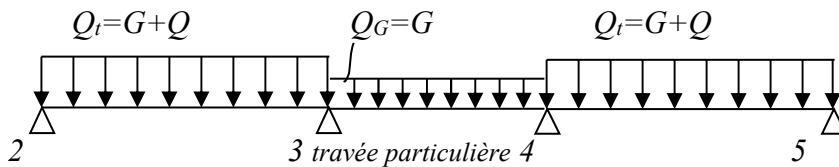
$$Ma_3 = 0,4 M_{023}$$

$$Ma_4 = 0,4 M_{045}$$

$$Ma_5 = 0,4 \max (M_{045} ; M_{056})$$

En calcul le moment minimal de la travée particulière:

Pour la recherche du moment $M_{t_{34min}}$ on considère le chargement suivant:



Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivante (Ma_3 et Ma_4 en valeur absolue):

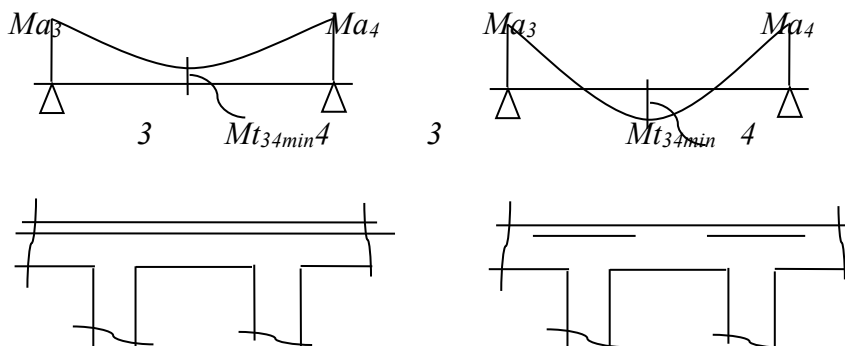
$$Mx = Q_G \cdot x \left(\frac{L_3 - x}{2} \right) - Ma_3 \left(1 - \frac{x}{L_3} \right) - Ma_4 \cdot \frac{x}{L_3}$$

Le moment $M_{t_{34min}}$ est évalué en remplaçant x par la valeur:

$$x = \frac{L_3}{2} + \frac{Ma_3 - Ma_4}{Q_G \cdot L_3}$$

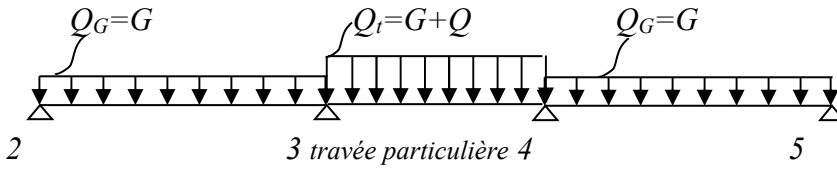
Il est évident que ce cas de chargement peut donner lieu à un moment

négatif en travée ce qui nécessite une disposition d'armatures supérieures sur toute la travée (3-4), on obtient ainsi l'une des situations suivantes:



En calcul le moment maximal de la travée particulière:

Pour la recherche du moment $M_{t_{34max}}$ on considère le chargement suivant:



Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant (M_{a3} et M_{a4} en valeur absolue):

$$M(x) = Q_t \cdot x \left(\frac{L_3 - x}{2} \right) - M'a_3 \left(1 - \frac{x}{L_3} \right) - M'a_4 \cdot \frac{x}{L_3}$$

Le moment $M_{t_{34max}}$ est évalué en remplaçant x par la valeur:

$$x = \frac{L_3}{2} + \frac{M'a_3 - M'a_4}{Q_t \cdot L_3}$$

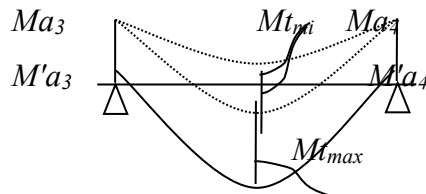
Avec: $Q_t = 1,35G + 1,5Q$

$M'a_3 = 0,4 \min (M_{023}, M_{034})$

$M'a_4 = 0,4 \min (M_{034}, M_{045})$

$M_{023} = Q_G \cdot (L_2)^2 / 8, \quad M_{034} = Q_t \cdot (L_3)^2 / 8, \quad M_{045} = Q_G \cdot (L_4)^2 / 8,$

Remarque: dans tous les cas, la travée (3-4) doit être armée à la partie inférieure pour un moment correspondant à au moins $0,5M_{034}$



b- cas ou la travée particulière est une travée de rive:

Les mêmes étapes définies précédemment sont à suivre; à la différence que dans ce cas il n'existe qu'une seule travée adjacente.

1-plancher étage courant:

Le calcul se fait à l'E.L.U

Exemple de calcul:

Type 01:

travée particulière

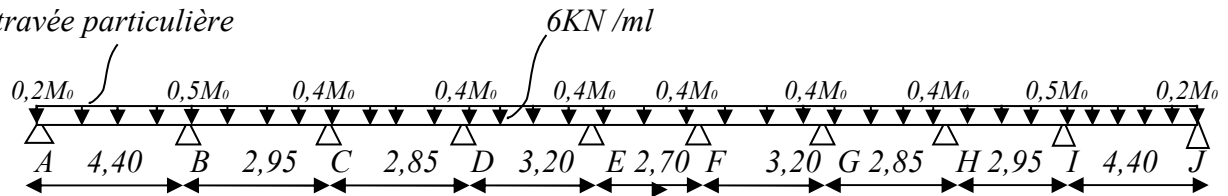


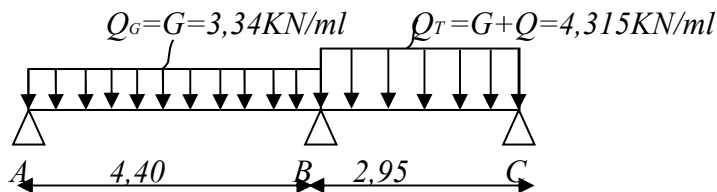
Figure III .3 Exemple de calcul

Moment en travée :

Dans la travée AB et BC en utilise la méthode forfaitaire modifié.

Moment en travée particulière AB:(Mt_{min})

Calcul du moment minimal de la travée AB:



Moments isostatiques:

$$M_{0AB} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 3,34(4,40)^2 / 8 = 8,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 4,315(2,95)^2 / 8 = 4,69 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis:

$$M_A = 0,2 M'_{0AB} = 1,61 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \min (M'_{0AB}, M'_{0BC}) = 2,81 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2 M'_{0BC} = 0,94 \text{ KN.m}$$

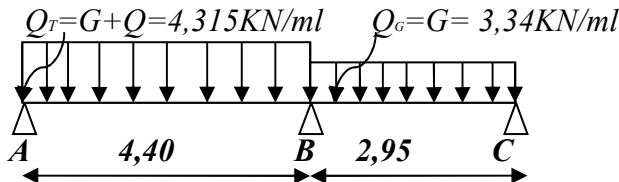
Moment en travée particulière :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_A - M_B}{Q_G \cdot L} = \frac{4,40}{2} + \frac{1,61 - 2,81}{3,34 \cdot 4,40} = 2,12 \text{ m}$$

$$Mt_{\min}(x) = Q_G \cdot x \left(\frac{L-x}{2} \right) - MA \left(1 - \frac{x}{L} \right) - M_B \cdot \frac{x}{L}$$

$$Mt_{\min}(x) = 3,34 \cdot 2,12 \left(\frac{4,40 - 2,12}{2} \right) - 1,61 \left(1 - \frac{2,12}{4,40} \right) - 2,81 \cdot \frac{2,12}{4,40} = 4,85 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment maximal de la travée AB:



Moments isostatiques:

$$M'_{0AB} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 4,315 (4,40)^2 / 8 = 10,44 \text{ KN.m}$$

$$M'_{0BC} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 3,34 (2,95)^2 / 8 = 3,63 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis:

$$M'_A = 0,2 M'_{0AB} = 2,09 \text{ KN.m}$$

$$M'_B = 0,6 \min(M'_{0AB}, M'_{0BC}) = 2,18 \text{ KN.m}$$

$$M'_C = 0,2 M'_{0BC} = 0,77 \text{ KN.m}$$

Moment en travée particulière AB: (Mt_{\max})

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M'_A - M'_B}{Q_T \cdot L} = \frac{4,40}{2} + \frac{2,09 - 2,18}{4,315 \cdot 4,40} = 2,19 \text{ m}$$

$$Mt_{\max}(x) = Q_T \cdot x \left(\frac{L-x}{2} \right) - M'_A \left(1 - \frac{x}{L} \right) - M'_B \cdot \frac{x}{L}$$

$$Mt_{\max}(x) = 4,315 \cdot 2,19 \left(\frac{4,40 - 2,19}{2} \right) - 2,09 \left(1 - \frac{2,19}{4,40} \right) - 2,18 \cdot \frac{2,19}{4,40} = 15,75 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments dans les autres travées :

On utilise la méthode forfaitaire:

Sollicitation à l'E.L.U.:

- $q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 0,65 = 6,00 \text{ KN/ml}$
- $\alpha = Q / (G + Q) = 1,14 / (3,34 + 1,14) = 0,2259$
- $(1 + 0,3\alpha) = 1,07 > 1,05$ donc on doit tenir compte de 1,08

- $(1,2+0,3 \alpha)/2=0,63$ (travée de rive)
- $(1+0,3 \alpha)/2=0,53$ (travée intermédiaire)

$$\text{Travée de rive : } Mt \geq \begin{cases} \text{Max } [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - [(Mw+Me)/2]. \\ [(1,2+0,3\alpha)/2].M_0 \end{cases}$$

$$\text{Travée intermédiaire : } Mt \geq \begin{cases} \text{Max } [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - [(Mw+Me)/2]. \\ [(1+0,3\alpha)/2].M_0 \end{cases}$$

Moments isostatiques:

$$M_{0AB} = Q.L^2/8 = 6(4,40)^2/8 = 14,52 \text{ KN.m}$$

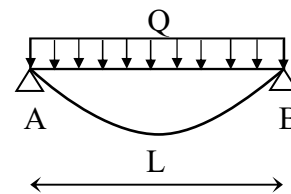
$$M_{0BC} = Q.L^2/8 = 6 (2,95)^2/8 = 6,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = Q.L^2/8 = 6 (2,85)^2/8 = 6,10 \text{ KN.m}$$

$$M_{0DE} = Q.L^2/8 = 6(3,20)^2/8 = 7,68 \text{ KN/m}$$

$$M_{0EF} = Q.L^2/8 = 6(2,70)^2/8 = 5,47 \text{ KN/m}$$

Les autres par symétrie.



Moments sur appuis:

$$M_A = 0,2 M_{0AB} = 2,90 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 7,26 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 2,61 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{0CD}, M_{0DE}) = 3,1 \text{ KN/m}$$

$$M_E = 0,4 \max (M_{0DE}, M_{0EF}) = 3,1 \text{ KN/m}$$

$$M_F = 0,4 \max (M_{0EF}, M_{0FG}) = 3,1 \text{ KN/m}$$

$$M_G = 0,4 \max (M_{0FG}, M_{0GH}) = 3,1 \text{ KN/m}$$

$$M_H = 0,4 \max (M_{0GH}, M_{0HI}) = 2,61 \text{ KN/m}$$

$$M_I = 0,5 \max (M_{0HI}, M_{0IJ}) = 7,26 \text{ KN/m}$$

$$M_J = 0,2 M_{0IJ} = 2,90 \text{ KN.m}$$

Moment en travée:

- Travée(BC) de intermédiaire :

$$\left. \begin{array}{l} 1) M_t^{BC} \geq 1,07.6,53-(7,26+2,61)/2=2,05KN.m \\ 2) M_t^{BC} \geq 0,53.M_{0BC}=0,53.6,53=3,46KN.m \end{array} \right\} \text{ on prend: } \boxed{M_t^{AB}=3,46KN.m}$$

- Travée(CD) de intermédiaire :

$$\left. \begin{array}{l} 1) M_t^{CD} \geq 1,07.6,10-(2,61+1,1)/2=3,67KN.m \\ 2) M_t^{CD} \geq 0,53.M_{0CD}=0,53.6,10=3,23KN.m \end{array} \right\} \text{ on prend: } \boxed{M_t^{CD}=3,67KN.m}$$

- Trave(DE) de intermédiaire :

$$\left. \begin{array}{l} 1) M_t^{DE} \geq 1,07.7,68-(3,1+3,1)/2=5,12KN.m \\ 2) M_t^{DE} \geq 0,53.M_{0DE}=0,53.7,68=4,07KN.m \end{array} \right\} \text{ on prend: } \boxed{M_t^{DE}=5,12KN.m}$$

- Travée(EF) de intermédiaire :

$$\left. \begin{array}{l} 1) M_t^{EF} \geq 1,07.5,47-(3,1+3,1)/2=2,75KN.m \\ 2) M_t^{EF} \geq 0,53.M_{0EF}=0,53.5,47=2,90KN.m \end{array} \right\} \text{ on prend: } \boxed{M_t^{EF}=2,90KN.m}$$

L'effort tranchant: Pour le calcul des efforts tranchants on utilise les formules suivantes :
qui nous donne les valeurs présentées si dessous :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{array} \right.$$

- Travée (AB)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_A=(2,9-7,26)/4,4+6,00.4,4/2= 12,21KN \\ T_B=(2,9-7,26)/4,4-6,00.4,4/2= -14,19 KN \end{array} \right.$$

- Travée (AB) :(particulière)

✓ T_{min}(travée déchargée)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_A=(1,61-2,81)/4,4 +3,34.4,40/2= 7,07KN \\ T_B= (1,61-2,81)/4,40 -3,34.4,40/2= -7,623KN \end{array} \right.$$

✓ T_{max}(travée chargée)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_A= (2,09-2,18)/4,40+4,315.4,40/2= 9,403KN \\ T_B= (2,09-2,18)/4,40 -4,315.4,40/2= -9,583K \end{array} \right.$$

- Travée (BC):

$$\begin{cases} T_B = (7,26-2,61)/2,95 + 6,00 \cdot 2,95/2 = 10,43 \text{KN} \\ T_C = (7,26-2,61)/2,95 - 6,00 \cdot 2,95/2 = -7,27 \text{KN} \end{cases}$$
- Travée (CD)

$$\begin{cases} T_C = (2,61-3,1)/2,85 + 6,00 \cdot 2,85/2 = 8,38 \text{KN} \\ T_D = (2,61-3,1)/2,85 - 6,00 \cdot 2,85/2 = -8,72 \text{KN} \end{cases}$$
- Travée (DE):

$$\begin{cases} T_D = (3,1-3,1)/3,20 + 6,00 \cdot 3,20/2 = 9,6 \text{KN} \\ T_E = (3,1-3,1)/3,20 - 6,00 \cdot 3,20/2 = -9,6 \text{KN} \end{cases}$$
- Travée (EF):

$$\begin{cases} T_E = (3,10-3,10)/2,70 + 6,00 \cdot 2,70/2 = 8,10 \text{KN} \\ T_F = (3,10-3,10)/2,70 - 6,00 \cdot 2,70/2 = -8,10 \text{KN} \end{cases}$$
- Travée (FG):

$$\begin{cases} T_F = (3,10-3,10)/3,20 + 6,00 \cdot 3,2/2 = 9,60 \text{KN} \\ T_G = (3,10-3,10)/3,20 - 6,00 \cdot 3,2/2 = -9,60 \text{KN} \end{cases}$$
- Travée (GH):

$$\begin{cases} T_G = (3,10-2,61)/2,85 + 6,00 \cdot 2,85/2 = 8,72 \text{KN} \\ T_H = (3,10-2,61)/2,85 - 6,00 \cdot 2,85/2 = -8,38 \text{KN} \end{cases}$$
- Travée (HI):

$$\begin{cases} T_H = (2,61-7,26)/2,95 + 6,00 \cdot 2,95/2 = 7,27 \text{KN} \\ T_I = (2,61-7,26)/2,95 - 6,00 \cdot 2,95/2 = -10,43 \text{KN} \end{cases}$$
- Travée (IJ):

$$\begin{cases} T_I = (7,26-2,90)/4,40 + 6,00 \cdot 4,40/2 = 14,19 \text{KN} \\ T_J = (7,26-2,90)/4,40 - 6,00 \cdot 4,40/2 = -12,21 \text{KN} \end{cases}$$

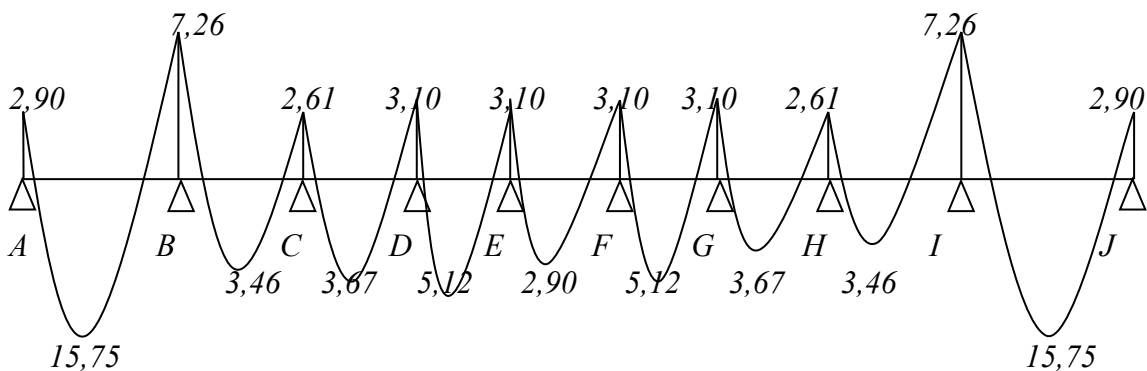


Figure III-4 Diagramme des moments fléchissants, M [KN.m]

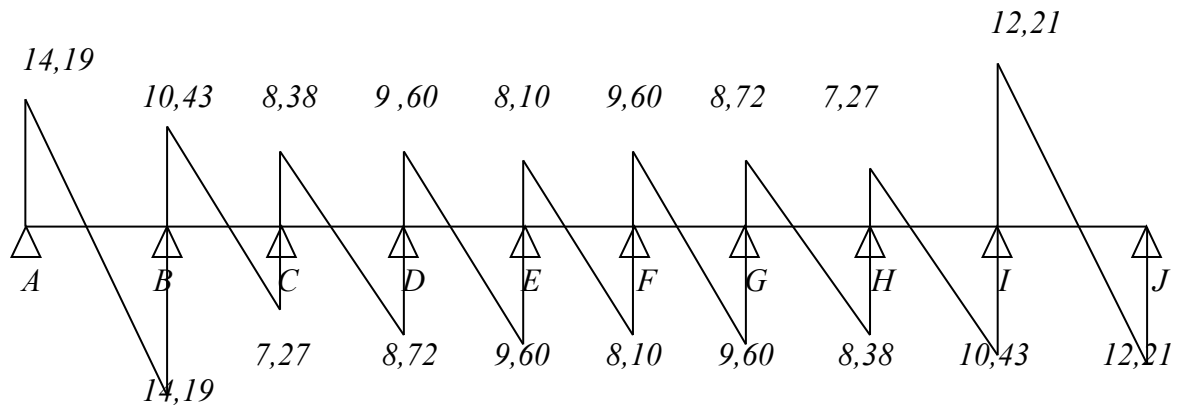
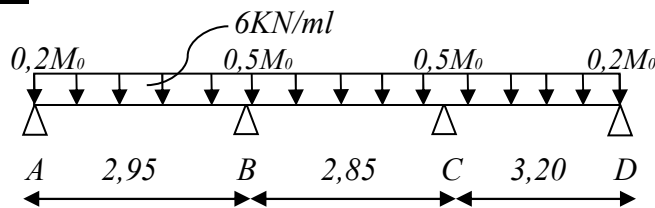


Figure III-5 Diagramme des efforts tranchants T [KN]

Type 01 :



III-2 vérification des conditions d'application :

On utilise la méthode forfaitaire:

1- la charge d'exploitation $Q \leq \max (2G, 5\text{KN/m}^2)$

c- plancher étage courant : $G=5,14\text{KN/m}^2, Q=1,5\text{KN/m}^2$

$Q=1,5\text{KN/m}^2 < 2G=10,28\text{KN/m}^2$vérifié

2- Poutrelle à d'inertie constante ($I=\text{cte}$).....vérifié

3- Fissuration peu préjudiciable.

Plancher 1^{ère}10^{ème} étages fissuration peu préjudiciable.....vérifié

4- $0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$ cette condition vérifiée

Sollicitation à l'E.L.U :

- $q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 0,65 = 5,97 \text{ KN/ml}$
- $\alpha = Q/(G+Q) = 1,5/(5,14+1,5) = 0,225$
- $(1+0,3\alpha) = 1,07 > 1,05$
- $(1,2+0,3\alpha)/2 = 0,63$ (travée de rive)
- $(1+0,3\alpha)/2 = 0,53$ (travée intermédiaire)

Travée de rive :
$$M_t \geq \begin{cases} \text{Max} [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - [(M_w + M_e)/2] \\ [(1,2+0,3\alpha)/2] \cdot M_0 \end{cases}$$

Travée intermédiaire :
$$M_t \geq \begin{cases} \text{Max} [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - [(M_w + M_e)/2] \\ [(1+0,3\alpha)/2] \cdot M_0 \end{cases}$$

Moments isostatiques:

$M_{0AB} = Q \cdot L^2 / 8 = 6,53 \text{ KN.m}$

$M_{0BC} = Q \cdot L^2 / 8 = 6,10 \text{ KN.m}$

$M_{0CD} = Q \cdot L^2 / 8 = 7,68 \text{ KN.m}$

Moments sur appuis:

$M_A = 0,2M_{0AB} = 1,39 \text{ KN.m}$

$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 3,26 \text{ KN.m}$

$M_C = 0,5 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 3,84 \text{ KN.m}$

$M_D = 0,2M_{0CD} = 1,54 \text{ KN.m}$

Moment en travée (AB et CD et EF):

- Travée(AB) de rive :

1) $M_t^{AB} \geq 4,70 \text{ KN.m}$

2) $M_t^{AB} \geq 0,67 \cdot M_{0AB} = 4,37 \text{ KN.m}$

} on prend: $M_t^{AB} = 4,70 \text{ KN.m}$

- Travée(BC) de intermediaire :

1) $M_t^{BC} \geq 2,98 \text{ KN.m}$

2) $M_t^{BC} \geq 0,65 \cdot M_{0bc} = 3,23 \text{ KN.m}$

} on prend: $M_t^{BC} = 3,23 \text{ KN.m}$

- Travée(CD) de rive :

$$1) M_t^{CD} \geq 5,53 \text{KN.m}$$

$$2) M_t^{CD} \geq 0,67 \cdot M_{0AB} = 5,14 \text{KN.m}$$

} on prend:

$M_t^{CD} = 5,53 \text{KN.m}$

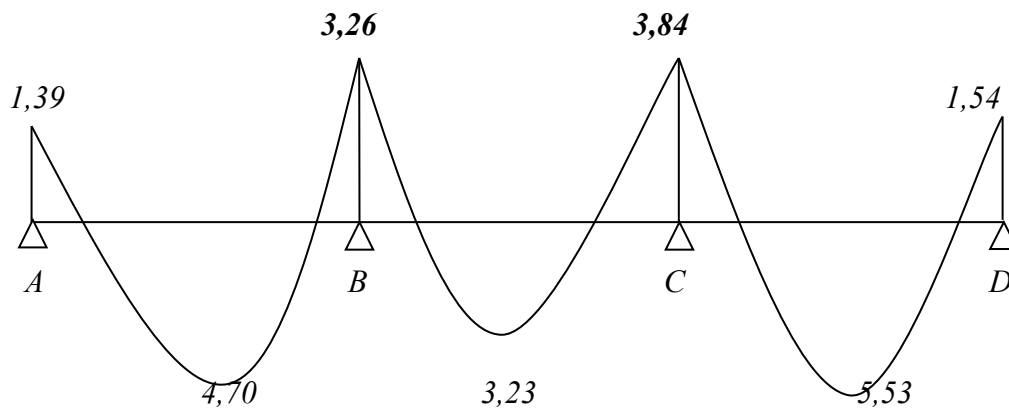


Figure III-6 Diagramme des moments fléchissants , M (KN.m)

L'effort tranchant:

- Travée (AB):

$$\left\{ \begin{array}{l} T_A = 8,19 \text{ KN} \\ T_B = -9,51 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Travée (BC):

$$\left\{ \begin{array}{l} T_B = 8,34 \text{ KN} \\ T_C = -8,75 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Travée (CD):

$$\left\{ \begin{array}{l} T_C = 10,32 \text{ KN} \\ T_D = -8,88 \text{ KN} \end{array} \right.$$

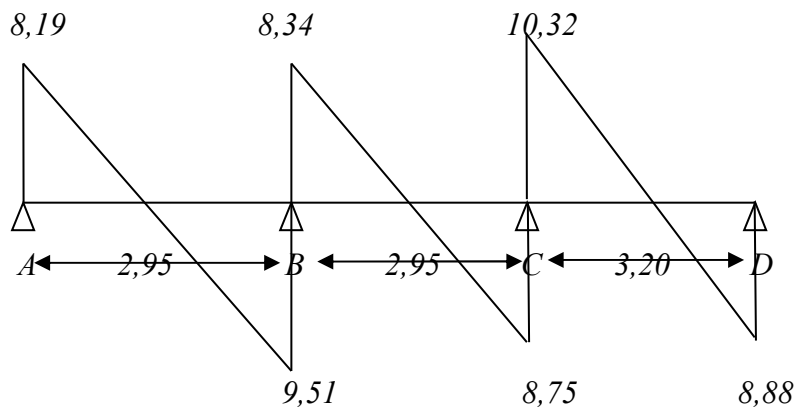
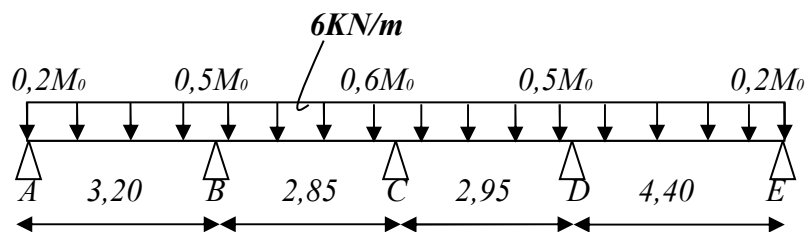


Figure III-7 Diagramme des efforts tranchants T [KN]

Type 02 :



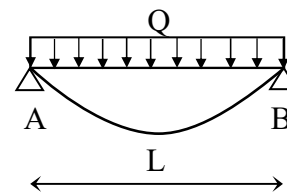
Moments isostatiques:

$M_{0AB} = Q.L^2/8 = 7,68 \text{ KN.m}$

$M_{0BC} = Q.L^2/8 = 6,10 \text{ KN.m}$

$M_{0CD} = Q.L^2/8 = 6,53 \text{ KN.m}$

$M_{0DE} = Q.L^2/8 = 14,52 \text{ KN/m}$



Moments sur appuis:

$M_A = 0,2 M_{0AB} = 1,54 \text{ KN.m}$

$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 3,84 \text{ KN.m}$

$M_C = 0,4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 2,61 \text{ KN.m}$

$M_D = 0,5 \max (M_{0CD}, M_{0DE}) = 7,26 \text{ KN/m}$

$M_E = 0,2 M_{0EF} = 2,90 \text{ KN/m}$

Moment en travée:

- $q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 0,65 = 5,97 \text{ KN/ml}$
- $\alpha = Q/(G+Q) = 1,5/(5,14+1,5) = 0,225$
- $(1+0,3\alpha) = 1,07 > 1,05$ donc on doit tenir compte de 1,1

- $(1,2+0,3 \alpha)/2=0,63$ (travée de rive)
- $(1+0,3 \alpha)/2=0,53$ (travée intermédiaire)

$$\text{Travée de rive : } M_t \geq \begin{cases} \text{Max } [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - [(M_w+M_e)/2]. \\ [(1,2+0,3\alpha)/2].M_0 \end{cases}$$

$$\text{Travée intermédiaire : } M_t \geq \begin{cases} \text{Max } [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - [(M_w+M_e)/2]. \\ [(1+0,3\alpha)/2].M_0 \end{cases}$$

Travée(AB) de rive:

$$\left. \begin{array}{l} 1) M_t^{AB} \geq 5,53 \text{KN.m} \\ 2) M_t^{AB} \geq 0,63.M_{0AB} = 0,63.7,68 = 4,84 \text{KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend: } \boxed{M_t^{AB} = 5,53 \text{KN.m}}$$

• Travée(BC) de intermédiaire :

$$\left. \begin{array}{l} 1) M_t^{BC} \geq 3,30 \text{KN.m} \\ 2) M_t^{BC} \geq 0,53.M_{0BC} = 0,53.6,10 = 3,23 \text{KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend: } \boxed{M_t^{BC} = 3,30 \text{KN.m}}$$

• Travée(CD) de intermédiaire :

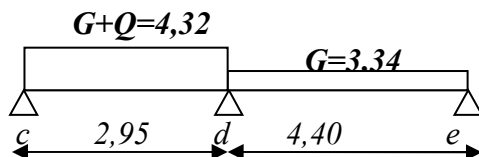
$$\left. \begin{array}{l} 1) M_t^{CD} \geq 2,05 \text{KN.m} \\ 2) M_t^{CD} \geq 0,53.M_{0CD} = 0,53.6,53 = 3,46 \text{KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend: } \boxed{M_t^{CD} = 3,46 \text{KN.m}}$$

• Travée(DE) de rive:

Dans la travée CD et DE en utilise la méthode forfaitaire modifiée.

Moment en travée particulière DE: ($M_{t \min}$)

Calcul du moment minimal de la travée DE:



Moments sur appuis:

$$M_D = 0,4 \min (M'_{0CD}, M'_{0DE}) = 3,23 \text{ KN.m}$$

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

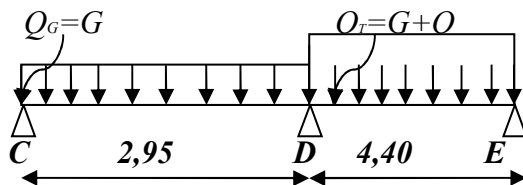
Moment en travée particulière :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{MA - M_B}{Q_G \cdot L} = 2,20 \text{ m}$$

$$Mt_{\min}(x) = Q_G \cdot x \left(\frac{L - x}{2} \right) - MA \left(1 - \frac{x}{L} \right) - M_B \cdot \frac{x}{L}$$

$$Mt_{\min}(x) = 3,34 \cdot 2,20 \left(\frac{4,40 - 2,20}{2} \right) - 3,23 + 0 = 4,85 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment maximal de la travée DE:



Moments sur appuis:

$$M'_D = 0,4 \text{ min } (M'_{0CD}, M'_{0DE}) = 1,45 \text{ KN.m}$$

$$M'_E = 4,18 \text{ KN.m}$$

Moment en travée particulière DE: (Mt_{\max})

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M'_A - M'_B}{Q_t \cdot L} = \frac{4,40}{2} + \frac{1,45 - 4,18}{7,66 \cdot 4,40} = 2,12 \text{ m}$$

$$Mt_{\max}(x) = Q_t \cdot x \left(\frac{L - x}{2} \right) - M'_A \left(1 - \frac{x}{L} \right) - M'_B \cdot \frac{x}{L}$$

$$Mt_{\max}(x) = 4,315 \cdot 2,12 \left(\frac{4,40 - 2,12}{2} \right) - 2,09 \left(1 - \frac{2,12}{4,40} \right) - 2,18 \cdot \frac{2,12}{4,40} = 15,75 \text{ KN.m}$$

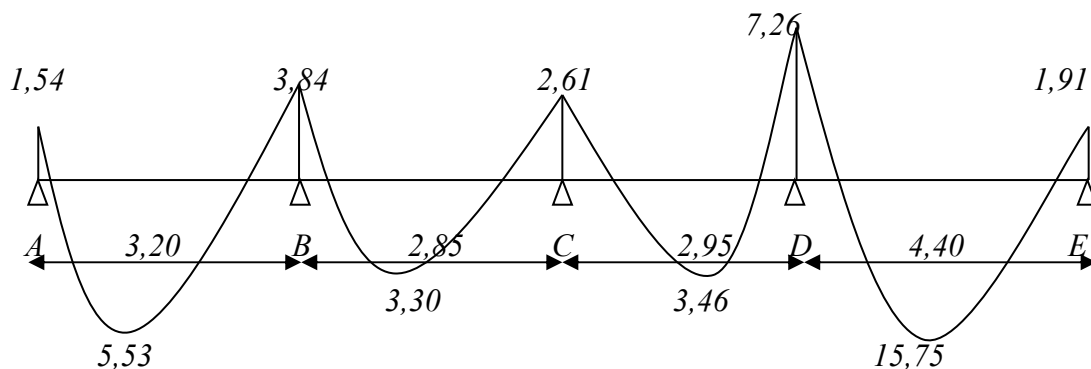


Figure III-8 Diagramme des moments fléchissants, M [KN.m]

L'effort tranchant: Pour le calcul des efforts tranchants on utilise les formules suivantes :
 qui nous donne les valeurs présentées si dessous :

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

• Travée (AB)

$$\begin{cases} T_A = 8,88 \text{ KN} \\ T_B = -10,32 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (BC):

$$\begin{cases} T_B = 8,98 \text{ KN} \\ T_C = -8,12 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (CD):

$$\begin{cases} T_C = 7,27 \text{ KN} \\ T_D = -10,42 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (DE):

$$\begin{cases} T_D = 14,19 \text{ KN} \\ T_E = -12,21 \text{ KN} \end{cases}$$

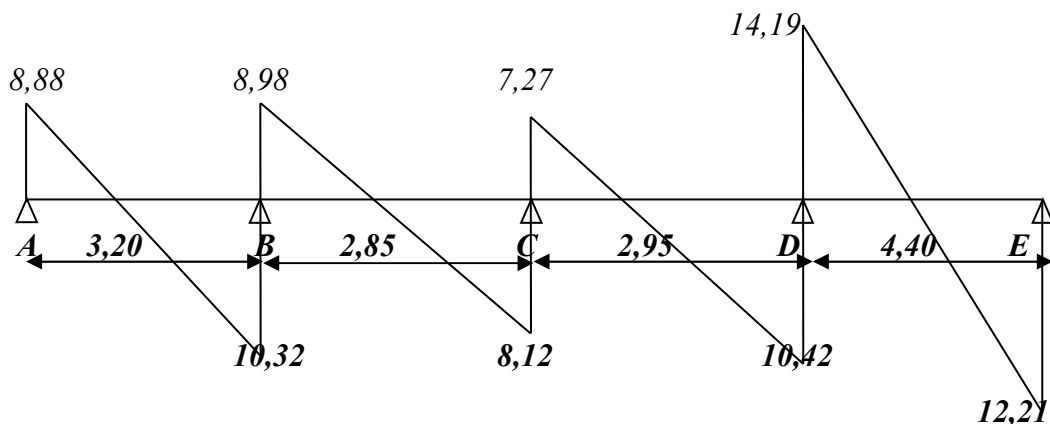


Figure III-9 Diagramme des efforts tranchants T [KN]

Tableau récapitulatif des résultats obtenus :

Pour le plancher étage courant les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S): unité (KN.m)

Tableau III-1 récapitulatif des résultats obtenus

Type de poutrelle	travée	L(m)	E.L.U							E.L.S			
			M0	Mt	Mw	Me	Tw	Te	M0	Mt	Mw	Me	
01	A-B	4,4	Min	8,08	4,85	1,61	2,81	7,07	-7,62	5,86	3,51	1,17	1,89
			Max	10,44	15,75	2,09	2,18	9,40	-9,58	7,56	11,41	1,51	1,58
	B-C	2,95	6,53	3,46	7,26	2,61	10,43	-7,27	4,73	2,51	5,26	1,89	
	C-D	2,85	6,10	3,67	2,61	3,10	8,38	-8,72	4,42	2,66	5,26	2,25	
	D-E	3,20	7,68	5,12	3,10	3,10	9,60	-9,60	5,56	3,71	2,25	2,25	
	E-F	2,70	5,47	2,90	3,10	3,10	8,10	-8,10	3,96	2,10	2,25	2,25	
	F-G	3,20	7,68	5,12	3,10	3,10	9,60	-9,60	5,56	3,71	2,25	2,25	
	G-H	2,85	6,10	3,67	3,10	2,61	8,72	-8,38	4,73	2,51	2,25	1,89	
	H-I	2,95	6,53	3,46	2,61	7,26	7,27	-10,43	4,73	2,51	1,89	5,26	
	I-J	4,4	min	8,08	4,85	1,61	2,81	7,07	-7,62	5,86	3,51	1,17	1,89
max			10,44	15,75	2,09	2,18	9,40	-9,58	7,56	11,41	1,51	1,58	

$$E.L.U \begin{cases} M_{travée_{max}} = 15,75 \text{ KN.m} \\ M_{appui_{max}} = 7,26 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 14,19 \text{ KN} \end{cases} \quad E.L.S \begin{cases} M_{travée_{max}} = 11,41 \text{ KN.m} \\ M_{appui_{max}} = 5,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2-plancher terrasse:

On à les même types de poutrelles définies précédemment

Méthode de calcul:

Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode des trois moments.

Principe de calcul de la méthode des trois moments:

Pour les poutres continue à plusieurs appuis,

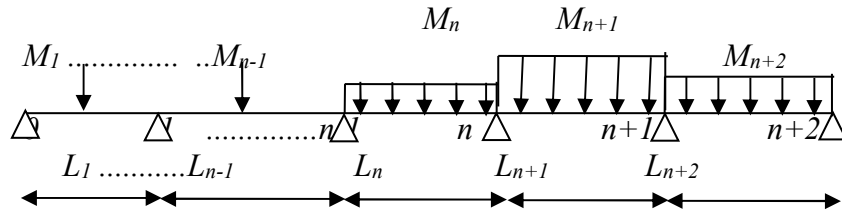
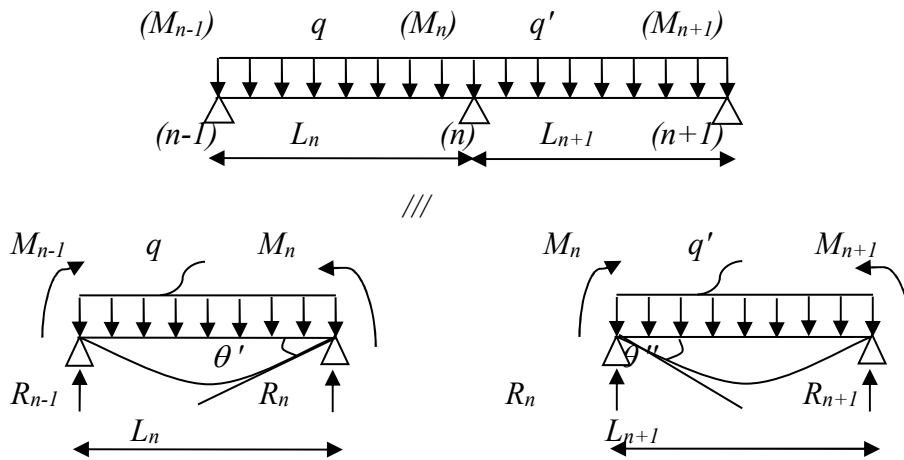


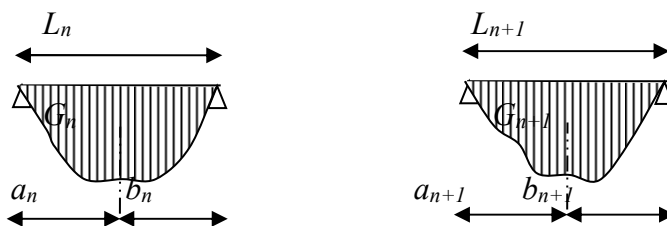
Figure III-10 Principe de calcul de la méthode des trois moments

Isolant deux travée adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statique disponibles par d'autre méthodes baser sur les déformation du système.



M_n, M_{n-1}, M_{n+1} : les moment de flexion au appuis $(n), (n-1), (n+1)$, il sont supposés positif, suivant les conditions aux limite et les conditions de continuités, $(\theta' = \theta'') \dots \dots (1)$

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n, L_{n+1} sous les charges connues q, q' peuvent être tracer selon la méthode classique. M_n, M_{n-1}, M_{n+1} sont provisoirement omis.



G_n, G_{n+1} : les centre d'inertie des aires de diagramme des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$: sont la signification indiqué sur la figure.

S_n et S_{n+1} : les Aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1}

$$\theta' = \theta'(M_{n-1}) + \theta'(M_n) + \theta'(q)$$

Selon le théorème des Aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \cdot a_n}{L_n \cdot E_I} + \frac{M_{n-1} \cdot L_n}{6 \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_n}{3 \cdot E_I}$$

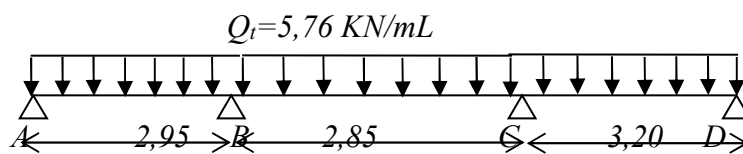
$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1} \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_{n+1}}{3 \cdot E_I} + \frac{M_{n+1} \cdot L_{n+1}}{6 \cdot E_I}$$

$$\theta' = \theta'' \Rightarrow M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

C'est le théorème des trois moments est sous cette forme generale il est applicable à tous les types de chargement. cette équation est appelée équation CLAPEYRON.

Exemple de calcul:

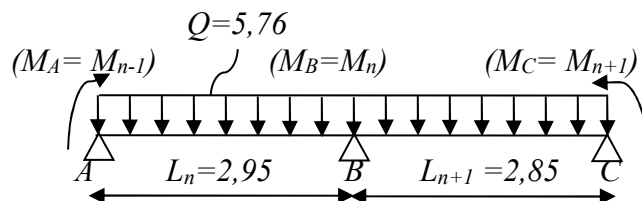
On prend comme exemple de calcul le 1^{er} type de poutrelle (avec 3 travées)



Le calcul se fait selon la formule:

$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \dots\dots\dots(1)$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend A-B et B-C



Partie AB:

$$M_{0AB} = Ql^2/8 = 6,26 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 1,475 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{0AB} = 2/3 \cdot 2,95 \cdot 6,26 = 12,31 \text{ m}^2$$

Partie BC:

$$M_{0BC} = Ql^2/8 = 5,85 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,425 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_{0BC} = 2/3 \cdot 2,85 \cdot 5,85 = 11,115 \text{ m}^2$$

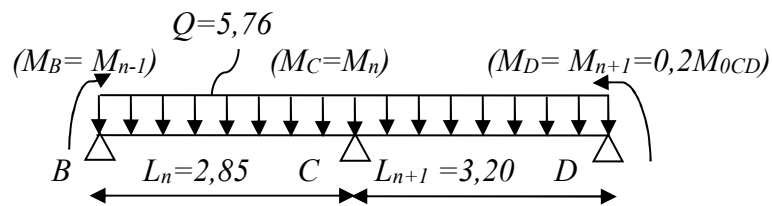
$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 2,95M_A + 2(2,95 + 2,85) \cdot M_B + 2,85M_C = -6[(12,31 \cdot 1,475/2,95) + (11,12 \cdot 1,425/2,85)]$$

$$\text{Avec: } M_A = -0,2 \cdot M_{0AB} = -1,252 \text{ KN.m}$$

$$2,95M_A + 11,6M_B + 2,85M_C = -70,29$$

$$11,6M_B + 2,85M_C + 66,60 = 0 \dots \dots \dots (\alpha)$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend B-C et C-D



Partie BC:

$$M_{0BC} = Ql^2/8 = 5,84 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 1,425 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{0BC} = 2/3 \cdot 2,85 \cdot 5,84 = 11,10 \text{ m}^2$$

Partie CD:

$$M_{0CD} = Ql^2/8 = 7,37 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,6 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_{0CD} = 2/3 \cdot 3,20 \cdot 7,37 = 15,72 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 2,85M_B + 2(2,85 + 3,20) \cdot M_C + 3,20M_D = -6[(11,10 \cdot 1,425/2,85)] + (15,72 \cdot 1,6/3,2)$$

$$\text{Avec: } M_D = 0,2 \cdot M_{0CD} = -1,47 \text{ KN.m}$$

$$2,85M_B + 12,10M_C + 85,55 = 0 \dots \dots \dots (\beta)$$

De (α) et (β) :

- les moments sur appuis sont:

$$M_A = -1,25 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -4,93 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -5,88 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -1,47 \text{ KN.m}$$

-les moments en travée:

$$Mt_{AB} = M_A + M_B / 2 + M_{0AB} = 3,17 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} Mt_{AB} = 3,17 \text{ KN.m} \\ Mt_{BC} = 0,445 \text{ KN.m} \\ Mt_{CD} = 3,69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

L'effort tranchant:

$$\begin{cases} T_A = MB - MA / L + QL/2 \\ T_B = MB - MA/L - QL/2 \end{cases}$$

- Travée (AB):

$$\begin{cases} T_w = (1,25 - 4,93) / 2,95 + 5,76 \cdot 2,95 / 2 = 7,25 \text{ KN} \\ T_e = (1,25 - 4,93) / 2,95 - 5,76 \cdot 2,95 / 2 = -9,74 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée (BC):

$$\begin{cases} T_w = (-4,93 + 5,88) / 2,85 + 5,76 \cdot 2,85 / 2 = 8,54 \text{ KN} \\ T_e = (5,88 - 4,93) / 2,85 - 5,76 \cdot 2,85 / 2 = -7,88 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée (CD):

$$\begin{cases} T_w = (5,88 - 1,47) / 3,2 + 5,76 \cdot 3,2 / 2 = 10,59 \text{ KN} \\ T_e = (5,88 - 1,47) / 3,2 - 5,76 \cdot 3,2 / 2 = -7,84 \text{ KN} \end{cases}$$

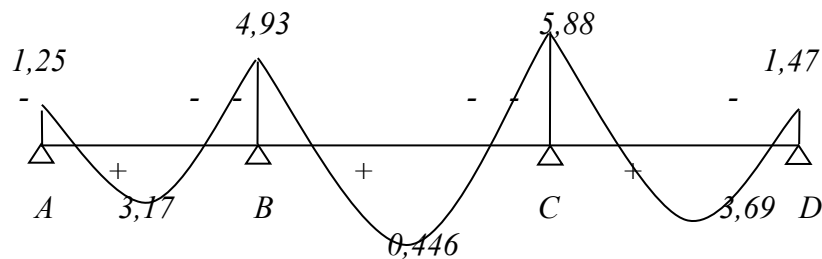


Figure III-11 Diagramme des moment fléchissants, M [KN.m]

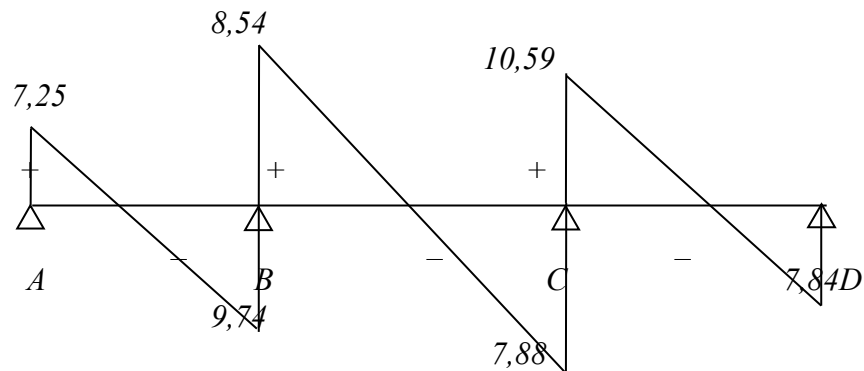


Figure III-12 Diagramme des efforts tranchants T [KN]

Tableau récapitulatif des résultats obtenus :

Pour le plancher terrasse les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S): unité (KN.m)

Tableau III-2 : récapitulatif des résultats obtenus

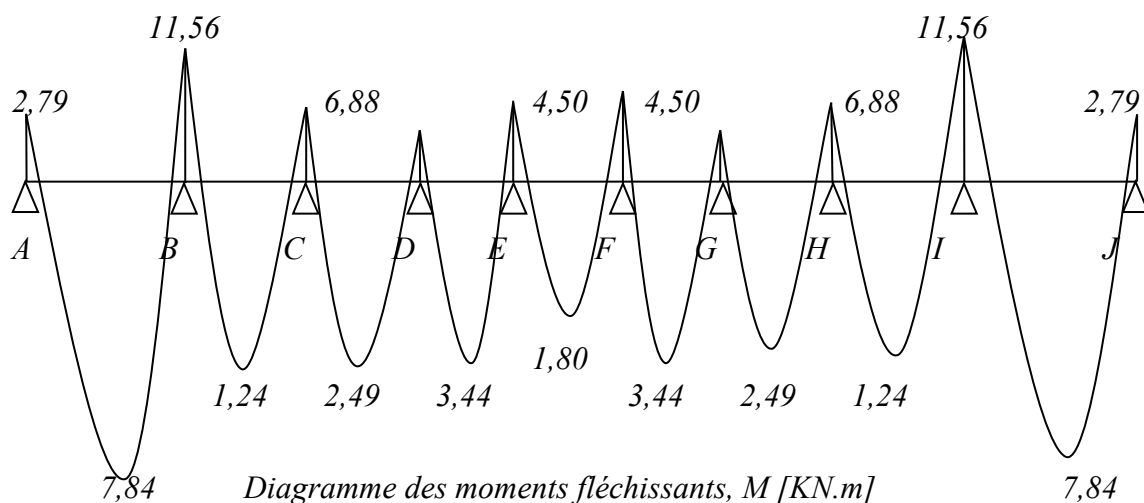
Type de poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e
01	A-B	2,95	6,26	3,17	1,25	4,93	7,25	9,74	4,54	2,30	0,90	3,57
	B-C	2,85	5,85	0,445	4,93	5,88	8,54	7,88	4,25	0,32	3,57	4,26
	C-D	3,20	7,37	3,69	5,88	1,47	10,59	7,84	5,34	2,67	4,26	1,06

Type de poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e
02	A-B	3,20	7,37	3,44	1,47	6,88	7,52	10,91	5,34	2,49	1,06	4,98
	B-C	2,85	5,85	2,49	6,88	0,67	10,39	6,03	4,24	1,80	4,98	0,48
	C-D	2,95	6,26	1,24	0,67	11,56	4,80	12,19	4,53	0,89	0,48	8,37
	D-E	4,40	13,94	7,84	11,56	2,79	14,66	10,68	10,10	5,68	8,37	2,02

Les sollicitations maximales de calcul sont:

$$E.L.U \begin{cases} M_{travée_{max}} = 7,84 \text{ KN.m} \\ M_{appui_{max}} = 11,56 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 14,66 \text{ KN} \end{cases} \quad E.L.S \begin{cases} M_{travée_{max}} = 5,68 \text{ KN.m} \\ M_{appui_{max}} = 8,37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

TYPE 03:



Calcul du ferrailage des poutrelles :(à l'ELU) :

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit:

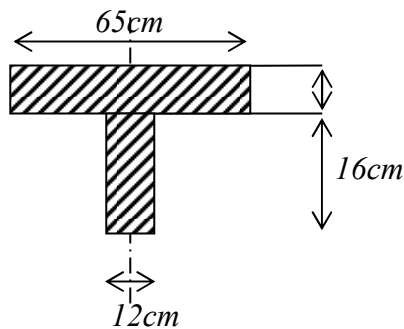


Figure III -13 Calcul du ferrailage des poutrelles

Données :

- Largeur de la poutrelle $b=65\text{cm}$.
- Largeur de la $b_0=12\text{cm}$.
- La hauteur de la section $h_t=20\text{cm}$.
- la hauteur de la section $h_0=4\text{cm}$.
- hauteur utile des aciers tendus $d=0,9h=18\text{cm}$
- contrainte des aciers utilisés $f_e=400\text{ Mpa}$
- contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25\text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$.
- Fissuration peu préjudiciable

Plancher étage courant (1^{er} au 10^{eme} étage):

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$E.L.U \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 15,75 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 7,26 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 14,19 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

❖ **En travée :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcul le moment équilibre par la table « Mt »

$$Mt = b h_0 f_{bc} (d - h_0 / 2) = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4 / 2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{max} = 15,75 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (bxht) = (65 x20) cm² soumise à Mtmax=15,75KN.m

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{15,75 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,0527 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,0527 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,973$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15,75 \cdot 10^3}{0,973 \cdot 18 \cdot 348} = 2,58 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T):

$$A_{min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } I = b_0 \cdot \frac{ht^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \cdot ht + (b - b_0) \cdot h_0] V'^2$$

$$V' = ht - V$$

$$V = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2[b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0]}$$

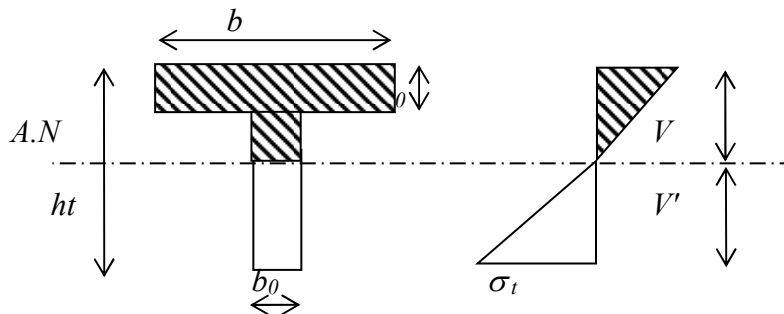


Figure III -14 Condition de non fragilité (section en T)

$$V = \frac{12 \cdot (20)^2 + (65 - 12) \cdot (4)^2}{2[12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4]} = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = 12 \cdot (20)^2 / 3 + (65 - 12) \cdot (4)^3 / 3 - [12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4] \cdot (6,25)^2$$

$$I = 15475,55 \text{ cm}^4$$

$$V' = ht - V = 20 - 6,25 = 13,75 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{15475,55}{0,81 \cdot 20 \cdot 13,75} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{scal} = 2,58 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,36 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Le choix: 3T12 = 3,39 cm².

❖ **sur appuis:**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{7,26 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,132 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,132 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,929$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,26 \cdot 10^3}{0,929 \cdot 18 \cdot 348} = 1,25 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T_e):

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{15475,55}{0,81 \cdot 20 \cdot 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{scal} = 1,25 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Le choix: 2T10 = 1,57 cm².

❖ **sur appuis de rive:**

❖ La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{2,90 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,053 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,053 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,9725$$

❖
$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,90 \cdot 10^3}{0,9725 \cdot 18 \cdot 348} = 0,48 \text{ cm}^2 = 1T10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature :

$$A_{min} = 0,23 b.d.f_{t28}/f_e$$

$$A_{tmin} = 0,23 \cdot 65 \cdot 18,2 / 400 = 1,41 \text{ cm}^2 < A_t = 2,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{amin} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18,2 / 400 = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{a \text{ int}} = 1,25 \text{ cm}^2$$

III.3-Vérification des contraintes à L.E.S :

III.3.1-Plancher étage courant :

$$M_{ser} = 11,41 \text{ KN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{b y^2}{2} + \eta A' (y - c') - \eta A (d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 3,39 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 - 15 \cdot 3,39 \cdot (d - y) = 0.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 50,85 y - 915,3 = 0 \Rightarrow y = 4,58 \text{ cm}$$

$h_0 = 4 \text{ cm} < y = 4,58 \text{ cm} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la nervure (section T).

Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A' (y - c') + \eta A (d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (4,58)^3 - 53 (4,58 - 4) / 3 + 15 \cdot 3,39 \cdot (13,39)^2 = 11235,73 \text{ cm}^4.$$

-Calcul des contraintes :

1- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{11,41 \cdot 10^3}{11235,73} \cdot 4,58 = 4,68 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Remarque: cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

2-Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{max}=14,19 KN$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{14,19 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,66 MPa$$

Fissuration préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 f_{c28} / \delta_b; 5 MPa) = 3,33 MPa.$$

$$\tau_u = 0,66 MPa < \bar{\tau}_u = 3,33 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

(En utilise des étriers perpendiculaire à la ligne moyenne)

-Les armatures transversales A_t :

$$\Phi_t \leq \min(h / 35; b_0 / 10; \Phi_L) \text{ en "mm"}$$

$$\Phi_t \leq \min(200 / 35; 120 / 10; 10) = 5,71 \approx 6 mm.$$

on adopte: $\Phi_t = 6 mm$.

-Calcul des espacements :

$$\left. \begin{aligned} St &\leq \min(0,9d ; 40cm) \\ St &\leq \min(16,2 ; 40cm) \end{aligned} \right\} St \leq 16,20cm \text{ en prend } St=15cm$$

La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h / 2) - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$k=1$ (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 MPa) = 2,1 MPa$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 MPa ; \delta_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{A_t}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,66 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 12}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,00196 cm \dots \dots \dots (1)$$

$A_t = 0,030 cm^2$ en prend $2T6=0,57cm^2$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u (h / 2)}{2}; 0,4 MPa \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,62}{2}; 0,4 MPa \right) = 0,4 MPa$$

$$\left(\frac{At}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{fe} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

En prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{At}{S_t}\right) \geq 0,020 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\Rightarrow At \geq 0,02 \cdot 15 = 0,306 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

-Zone nodale :

$$St \leq \min (10\Phi_L,; 15\text{cm})$$

$$St \leq 10\text{cm}$$

-Zone courante:

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

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

On adopte $\begin{cases} St = 10\text{cm} & \text{Zone nodale.} \\ St = 15\text{cm} & \text{Zone courante.} \end{cases}$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 14,19 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 7,26 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{7,26}{0,9 \cdot 18 \cdot 10^{-2}} = 44,81 \text{ KN} > T_u = 14,19 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

-Compression de la bille d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T \cdot \sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$D'où \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

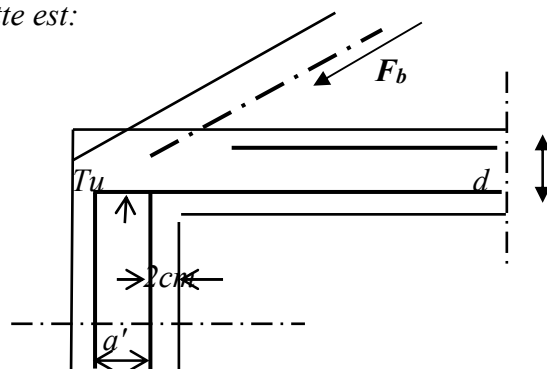


Figure III -15 Compression de la bille d'about

a : la longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T \gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \cdot 14,19 \cdot 1,5}{0,8 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 10} = 0,0177 \text{ m} = 1,77 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9 d)$$

$$a = \min(31 \text{ cm}; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 > 1,77 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{u_{ser}} = T / 0,9 d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de cisaillement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T : l'effort tranchant max $T = 14,19 \text{ KN}$

n : nombre des armatures longitudinales tendues $n = 3$

μ : périmètre d'armature tendue $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,0 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{u_{ser}} = 14,19 \times 10^3 / 0,9 \times 18 \times 3,14 \times 3 \times 10^2 = 0,93 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{u_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u_{ser}} = 0,93 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit " L_s " est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre ϕ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

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

La longueur de scellement droit $L_s = \phi f_e / 4 \tau_s$.

ϕ : Diamètre d'une barre égale 1 cm

$$L_s = 1.400 / 4 \cdot 2,835 = 35,27 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 35 \text{ cm}$

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que

$$r = 5,5 \phi = 5,5 \cdot 1 = 5,5 \text{ cm.}$$

-Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{440} = 0,0454 > 0,0445 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{440} = 0,0454 < \frac{11,41}{15.13,162} = 0,0578 \right) \dots\dots \text{condition non vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{3,39}{12.18} = 0,0157 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots\dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

La 2^{eme} et la 3^{eme} condition n'est pas vérifiées; on procédera donc au calcul de la flèche.

Donc on passe au calcul pratique de la flèche:

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i.L^2}{10E_i.If_i} ; F_v = \frac{M_v.L^2}{10E_v.If_v}$$

F_i: flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_v: flèche due aux charges de longue durée d'application

Avec: $E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$

$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$

$$If_i = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_i.\mu_i} ; If_v = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_v.\mu_g}$$

I₀ : moment d'inertie de la section total rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G

If_i : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

If_v : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

-Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i.y_i}{\sum A_i} = \frac{(b.h_0).(h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0)b_0.(h - h_0)/2] + \eta.A_s.c}{(b.h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta.A_s}$$

$$y_G = \frac{(65.4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4).12.(20 - 4)/2] + 15.3,39.2}{(65.4) + (20 - 4).12 + 15.3,39}$$

$$y_G = 12,57 \cong 13 \text{ cm}$$

-Détermination du moment d'inertie:

$$I_x = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t-y_G)^3}{3} + 15A_s(d-y_G)^2$$

$$I_x = \frac{65.(12.57)^3}{3} - \frac{(65-12).(12.57-4)^3}{3} + \frac{12.(20-12.57)^3}{3} + 15.3,39.(18-12.57)^2$$

$$I_x = 41849.18 \text{ cm}^4$$

-Charges prises en comptes :

1-charge avant mise de revêtement : $j = 2,8 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/m}$.

2-charge après mise de revêtement : $G = 5,14 \times 0,65 = 3,34 \text{ KN/m}$

3-charge total à l'E.L.S : $P = (G+Q)$: $P = (5,14+1,5) \times 0,65 = 4,316 \text{ KN/m}$

-Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0,85 \cdot j \cdot L^2/8 = 0,85 \cdot 1,82 \cdot (4,40)^2/8 = 3,74 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85 \cdot G \cdot L^2/8 = 0,85 \cdot 3,34 \cdot (4,40)^2/8 = 6,87 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,85 \cdot P \cdot L^2/8 = 0,85 \cdot 4,316 \cdot (4,40)^2/8 = 8,878 \text{ KN.m}$$

-calcul des contraintes:

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{3,74 \cdot 10^3}{3,39 \cdot 0,918} = 68,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{6,87 \cdot 10^3}{3,39 \cdot 0,918} = 125,095 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A_s \cdot Z} = \frac{8,87 \cdot 10^3}{3,39 \cdot 0,918} = 161,51 \text{ MPa}$$

-Calcul des coefficients:

$f; \lambda_i; \lambda_v$

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \cdot 18} = 0,0157$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0/b) \cdot f} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3 \cdot 12/65) \cdot 0,0157} = 11,45$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = (2/5) \cdot 11,45 = 4,58$$

-Calcul des coefficients (μ_i) :

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$* \mu_j = 1 - [(1,75 \cdot 2,1)/(4 \cdot 0,0157 \cdot 68,10) + 2,1] = 0,423$$

$$* \mu_G = 1 - [(1,75 \cdot 2,1)/(4 \cdot 0,0157 \cdot 125,095) + 2,1] = 0,631$$

$$* \mu_p = 1 - [(1,75 \cdot 2,1)/(4 \cdot 0,0157 \cdot 161,51) + 2,1] = 0,700$$

-Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}; I_0 = I_G = 41849,18 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FJ} = \frac{1,1 \cdot 41849,18}{(1 + 11,45 \cdot 0,423)} = 7882,55 \text{ m}^4.$$

$$I_{FG} = \frac{1,1 \cdot 41849,18}{(1 + 11,45 \cdot 0,631)} = 5596,85 \text{ l cm}^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \cdot 41849,18}{(1 + 11,45 \cdot 0,700)} = 5106,389 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FV} = \frac{1,1 \cdot 41849,18}{(1 + 4,58 \cdot 0,631)} = 11834,019 \text{ cm}^4.$$

-Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}}$$

$$F_{ij} = \frac{3,74(4,40)^2 \cdot 10^7}{(10,32164,2,7882,55)} = 0,128 \text{ cm}.$$

$$F_{ig} = \frac{6,87 \cdot (4,40)^2 \cdot 10^7}{(10,32164,2,5596,85)} = 0,738 \text{ cm}.$$

$$F_{ip} = \frac{8,88 \cdot (4,40)^2 \cdot 10^7}{(10,32164,2,5106,389)} = 0,809 \text{ cm}.$$

$$F_{vg} = \frac{6,87 \cdot (4,40)^2 \cdot 10^7}{(10,10818,86,11834,019)} = 1,038 \text{ cm}.$$

$$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}.$$

$$F_{total} = 1,038 - 0,128 + 0,809 - 0,738 = 0,839 \text{ cm}$$

$$F_{total} = 0,839 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = L/500 = 440/500 = 0,88 \text{ cm}.$$

$$F_{adm} = 0,88 \text{ cm}$$

$$F_{total} = 0,839 \text{ cm} < F_{adm} = 0,88 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Plancher terrasse:

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$E.L.U \left\{ \begin{array}{l} M_{travée_{max}} = 7,84 \text{ KN.m} \\ M_{appui_{max int}} = 11,56 \text{ KN.m} \\ M_{appui riv} = 2,79 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 14,66 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):❖ **En travée :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcul le moment équilibre par la table « Mt »

$$M_t = b h_0 f_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} = 7,84 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (bxht) = (65 x 20) cm² soumise à

$$M_{tmax} = 7,84 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{7,84 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,026 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,026 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,989$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,84 \cdot 10^3}{0,989 \cdot 18 \cdot 348} = 1,26 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en Té):

$$A_{min} = \frac{I}{0,81 \cdot h \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{15475,55}{0,81 \cdot 20 \cdot 13,75} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{scal} = 1,26$

$1,26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,36 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Le choix: 3T10 = 2,36 cm².

sur appuis:

la section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{11,56 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,210 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,21 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,905$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11,56 \cdot 10^3}{0,905 \cdot 18 \cdot 348} = 2,039 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T):

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{15475,55}{0,81 \cdot 20 \cdot 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{s\text{cal}} = 2,039 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Le choix: 2T12 = 2,26 cm².

III.3-Vérification des contraintes à L.E.S :

$$M_{ser} = 5,68 \text{ KN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A' (y - c') - \eta A (d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A = 2,26 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 - 15 \cdot 2,26 \cdot (d - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,84 \text{ cm}$$

$y = 3,84 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A' (y - c') + \eta A (d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A (d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,84)^3 + 15 \cdot 2,26 \cdot (18 - 3,84)^2 = 8023,97 \text{ cm}^4.$$

Calcul des contraintes :

1- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{5,68 \cdot 10^3}{8023,97} \cdot 3,84 = 2,72 MPa$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,72 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2-Contrainte maximale dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser} \cdot (d - y)}{I} = 15 \frac{5,68(18 - 3,84) \cdot 10^3}{8023,97} = 150,35 MPa$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 \cdot f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{ij}}) MPa \dots \dots \dots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_{st} = 150,35 MPa < \bar{\sigma}_{st} = 202 MPa \dots \dots \dots \text{condition ...vérifiée}$$

3-Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 14,66 KN$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{14,66 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,67 MPa$$

Fissuration préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 MPa) = 2,5 MPa$$

$$\tau_u = 0,67 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

(En utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne)

-Les armatures transversales A_t :

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L) \text{ en "mm"}$$

$$\Phi_t \leq \min(200/35; 120/10; 8) = 5,71 \approx 6 mm$$

on adopte: $\Phi_t = 6 mm$.

-Calcul des espacements :

$$\left. \begin{aligned} St &\leq \min(0,9d; 40cm) \\ St &\leq \min(16,2; 40cm) \end{aligned} \right\} St \leq 16,20 cm$$

La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$k=1$ (fissuration préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 MPa) = 2,1 MPa$$

$$\alpha=90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos \alpha = lfe=235 \text{ Mpa} ; \delta_s=1,15$$

$$D'o\grave{u}: \tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la m\^ethode des triangles semblables

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X-(h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{\max} \cdot [X-(h/2)]}{X}$$

- On calcul la distance "X":

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = 4,10/2 + (8,93 - 2,45)/5,76 \cdot 4,40 = 2,32 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,2/2 = 0,1 \text{ m}$$

$$X - (h/2) = 2,32 - 0,1 = 2,22 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } T_u(h/2) = 14,66 \cdot 2,22 / 2,32 = 14,59 \text{ KN}$$

$$T_u(h/2) = 14,59 \text{ KN}$$

$$D'o\grave{u}: \tau_u(h/2) = (14,59 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \cdot 0,18) = 0,67 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(h/2) = 0,67 \text{ MPa}$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,67 - 0,3 \cdot 1,2,1) \cdot 12}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,002 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \dots \dots (1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times fe}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,67}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{fe} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,012 \text{ cm} \dots \dots (2)$$

En prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,044 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\Rightarrow At \geq 0,044 \cdot 15 = 0,66 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2 \phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

-Zone nodale :

$$St \leq \min (10\Phi_L; 15cm)$$

$$St \leq 10cm$$

-Zone courante:

$$St \leq 15cm$$

$$St = 15cm$$

$$\text{On adopte } \begin{cases} St = 10cm & \text{Zone nodale.} \\ St = 15cm & \text{Zone courante.} \end{cases}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis .:

$$T_u = 14,66 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 11,56 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{11,56}{0,9.18.10^{-2}} = 71,36 \text{ KN} > T_u = 14,66 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

-Compression de la bête d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec } \begin{cases} F_b = T \sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$D'où \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

a: la longueur d'appuis de la bielle

$$\text{On doit avoir } \bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8.b_0.f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2.14.66.1,5}{0,8.12.25.10} = 0,018m = 1,80 \text{ cm}$$

$$a = \min (a' ; 0,9 d)$$

$$a = \min (31cm; 16,2cm) = 16,2 \text{ cm} > 1,80 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{u_{ser}} = T/0,9d.\mu.n \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = \psi_s . f_{t28}$$

$$\tau_{u_{ser}} = 14.66 \times 10^3 / 0,9 \times 18 \times 3,14 \times 2 \times 10^2 = 1,44 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{u_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 4.59 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u_{ser}} = 1,44 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 4.59 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

-Ancrage des armatures tendues :

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

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

La longueur de scellement droit $L_s = \sigma f_e / 4\tau_s$.

$$L_s = 1.400 / 4.2,835 = 35,27 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 35 \text{ cm}$

Nous somme obligés de courber les armatures de telle sorte que

$$r = 5,5\sigma = 5,5.1 = 5,5 \text{ cm.}$$

-Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{440} = 0,045 > 0,0444 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{440} = 0,045 > \frac{5.68}{15.8,93} = 0,0357 \right) \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{1,57}{12.18} = 0,00727 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III-4 calcul le ferrailage de la dalle de compression :

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.

33cm (3.par m) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

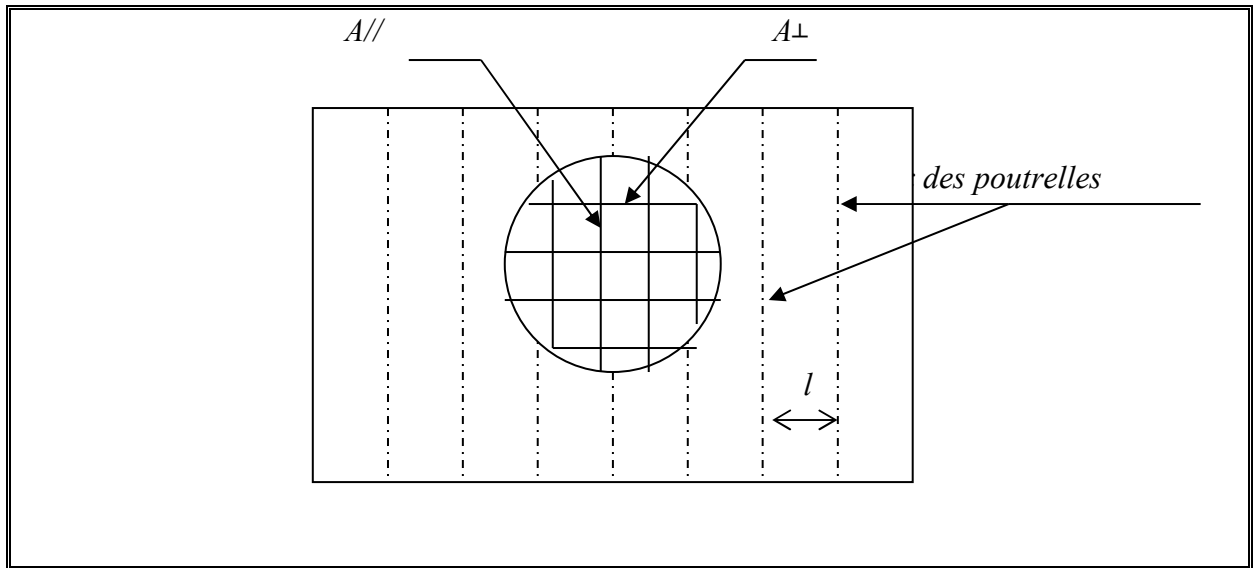


Figure III -16 Calcul du ferrailage de la dalle de compression

❖ section minimale des armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

❖ section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$Fe = 215 \text{ Mpa}$$

$$50\text{cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 215 = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A_{\perp} = 5 \phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{//} \geq 2,51/2 = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } A_{//} = 5 \phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On prend un quadrillage de section $5 \phi 8$ avec un espacement de 20 cm

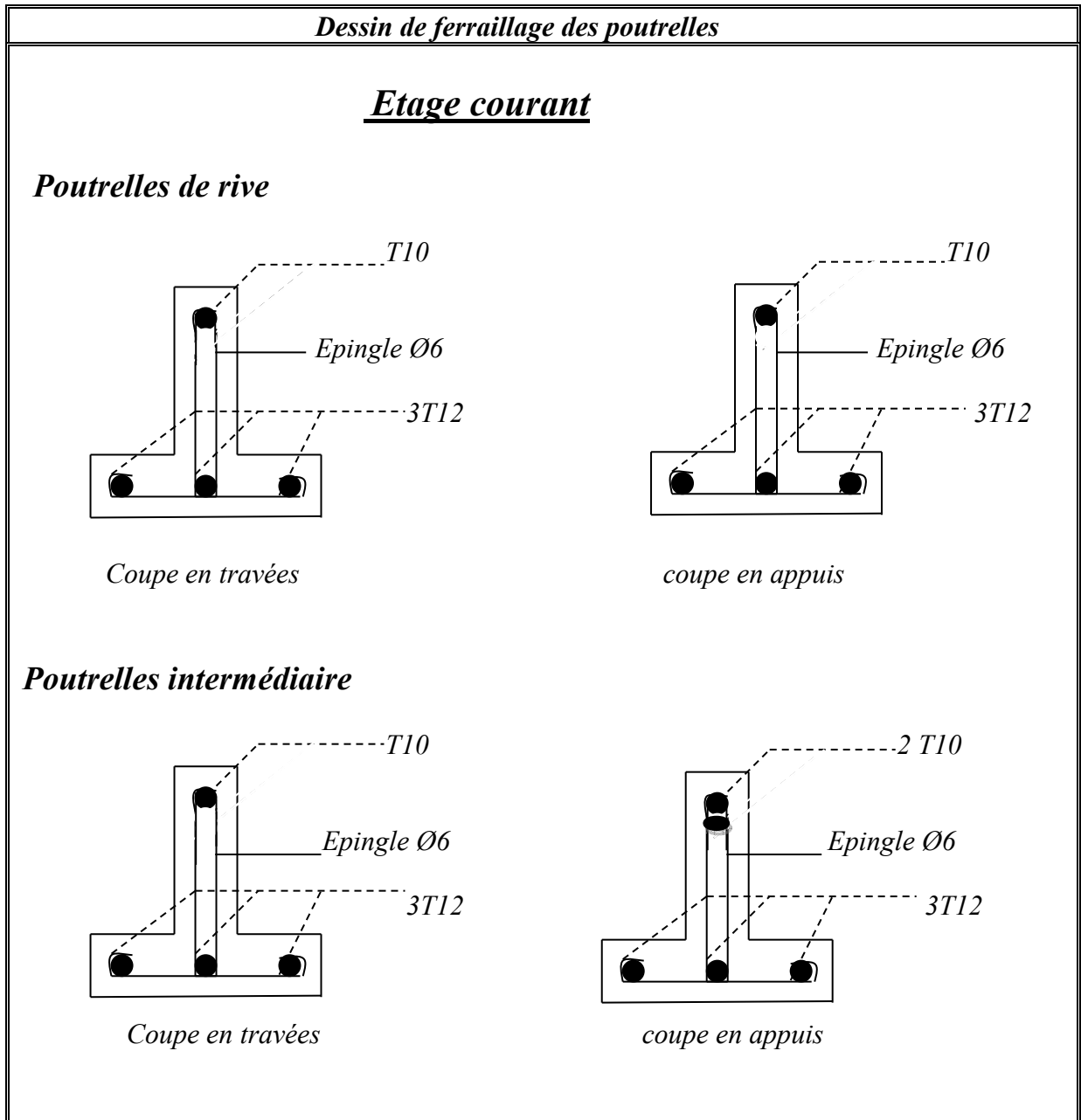
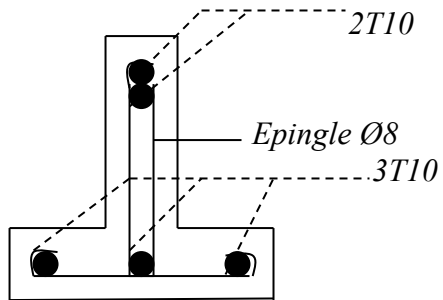


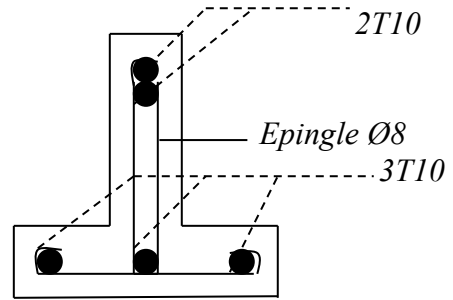
Figure III -17 Dessin de ferrailage des poutrelles

terrasse

Poutrelles de rive

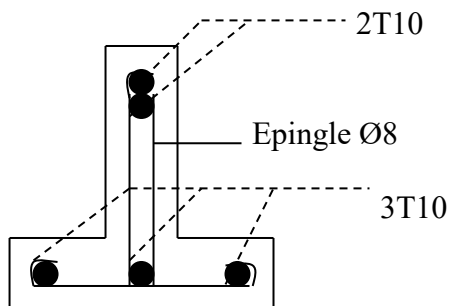


Coupe en travées

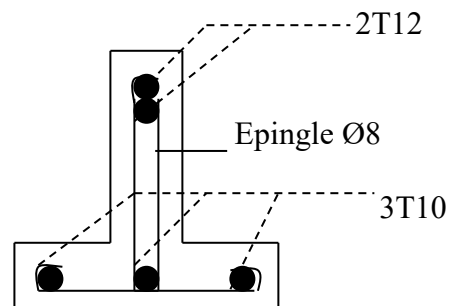


coupe en appuis

Poutrelles intermédiaire



Coupe en travées



coupe en appuis

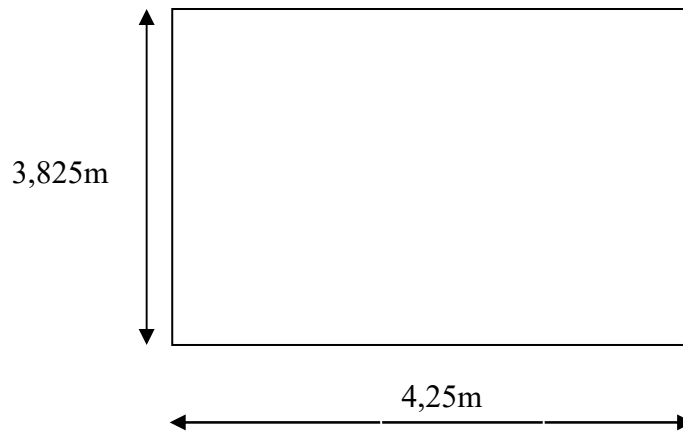
III.4-Etude des planchers R.D.C (En dalle pleine):**III.4.1-Pré dimensionnement :**

Figure: III.18- Dimension de la dalle pleine

On a :

$$\alpha = L_x/L_y = 382.5/425 = 0,90 > 0.4$$

$\alpha > 0,40$ donc la dalle travaille suivant les deux directions.

Calcul l'épaisseur de la dalle (h) :

$$\frac{L_x}{40} \leq h \leq \frac{L_x}{15} \Rightarrow \frac{382.5}{40} \leq h \leq \frac{382.5}{15}$$

$$\Rightarrow 9.56\text{cm} \leq h \leq 25.5\text{cm}.$$

On prend $h = 15\text{cm}$

-Charge permanente $G = 6.00\text{KN/m}^2$.

-Charge d'exploitation $Q = 5,00\text{KN/m}^2$

Combinaison à L.E.L.U :

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

$$q = 1,35. (6.00) + 1,5. (5,00) = 15,60\text{KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$q = 15,60 \times 1\text{m} = 15,60\text{KN/m}$$

Combinaison à L.E.L.S :

$$q = G+Q$$

$$q = 6.00, +5.00 = 11.00 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur $q = 11.00 \times 1\text{m} = 11.00\text{KN/m}$.

III.4.2-Ferraillage de la dalle pleine à L.E.L.U :

Le calcul de la dalle consiste d'étudier une bande de 1m et l'épaisseur $h = 15\text{cm}$.

-Calculons les moments M_x suivant L_x ; M_y suivant L_y .

Tel que :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L^2_x \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,9 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0456.15,60. (3,825)^2 = 10,41 \text{ KN.m/mL.}$$

$$M_{0y} = 0,7834.10,41 = 8,16 \text{ KN.m/mL.}$$

Le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui pour assurer un encastrement.
Les conditions d'appuis pour un panneau de rive.

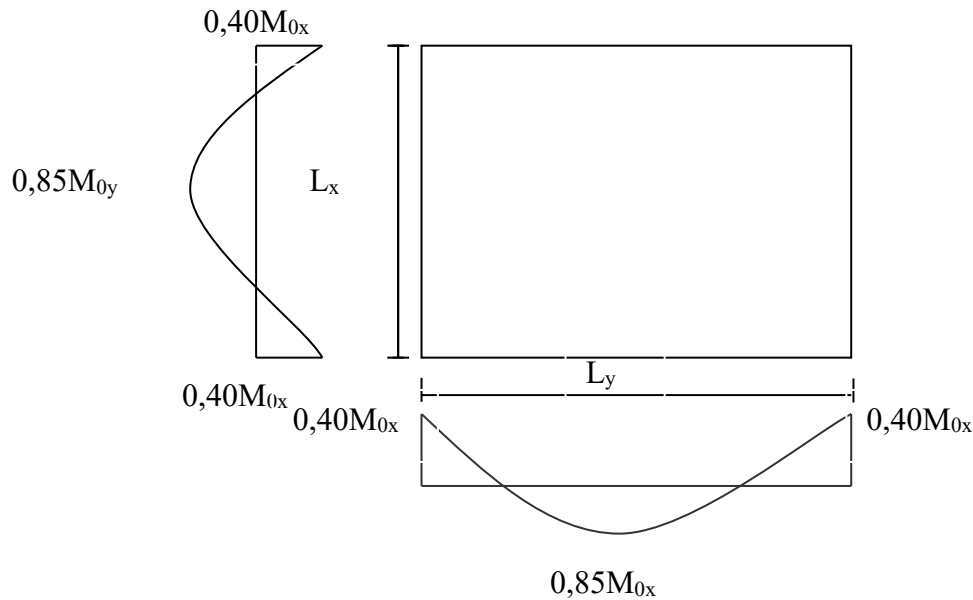


Figure : III.19 - sollicitation dans un panneau de dalle rive.

Les valeurs des moments en travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_{0x} \\ M_{ty} = 0,85 M_{0y} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times 10,41 = 8,85 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times 8,16 = 6,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments sur appuis :

0,4 M_{0x} : pour les appuis de rives.

Et: 0,5 M_{0x} : pour les appuis intermédiaires.

Donc on prend :

$$\text{Max} = \text{May} = 0,4M_{0x} = 0,4 \times 10,41 = 4,17 \text{ KN.m}$$

a/ suivant L_x :

1- En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{8,85 \cdot 10^3}{14,17 \cdot 100 \cdot (13,5)^2} = 0,034 < 0,392 \rightarrow \text{pivot A. et A}' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,0432$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,416 \cdot \alpha) = 13,257 \text{ cm}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{8,85 \cdot 10^3}{13,257 \cdot 348} = 1,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

2-En appuis:

$$\mu = \frac{M_{ax}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{4.17.10^3}{14,17.100.(13,5)^2} = 0,016 < 0,392 \rightarrow \text{pivot A.et. A}' = 0$$

$$\alpha = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2.\mu}) = 0,0201$$

$$Z = d.(1 - 0,416.\alpha) = 13,387 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_{ax}}{Z.\sigma_s} = \frac{4.17.10^3}{13,387.348} = 0.89 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b- suivant Ly :**1-En travée:**

$$\text{On a : } d_y = d_x - \left(\frac{\Phi_x + \Phi_y}{2} \right)$$

$$\text{On adopte } \Phi_x = \Phi_y = 10 \text{ mm}$$

$$d_y = 13,5 - 1 = 12,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{by}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{6,94.10^3}{14,17.100.(12,5)^2} = 0,0313 < 0,392 \rightarrow \text{pivot A.et. A}' = 0$$

$$\alpha = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2.\mu}) = 0,0397$$

$$Z = d.(1 - 0,416.\alpha) = 12,29 \text{ cm}$$

$$A_{by} = \frac{M_{ax}}{Z.\sigma_s} = \frac{6,94.10^3}{12,29.348} = 1.62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

2- En appuis:

$$A_{ay} = 0.89 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

III-4.3- condition de non fragilité:**a- En travée :****1- sens Ly :**

$$A_y \text{ min} = 8 h_0 \quad (\text{FeE 400})$$

$$A_y \text{ min} = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On prend } A_y = 1.62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

2- sens Lx:

$$A_x \text{ min} = A_y \text{ min} (3 - \alpha/2) \quad \text{avec : } \alpha = 0,9 ; \text{ et } \alpha = L_x / L_y$$

$$A_x \text{ min} = 1,2(3 - 0,9/2) = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_{tx} = 1.92 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_x \text{ min} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On prend } A_{tx} = 1,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b- En appuis:

- sens Lx; sens Ly :

$$A_{a \min} = A_{y \min} (3 - \alpha/2) \quad \text{avec} \quad \alpha = 0,9$$

$$A_{a \min} = 1,2 (3 - 0,9/2) = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = 0,89 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{a \min} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A_{ax} = A_{ay} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des aciers:**a- En travée :****1 -sens Lx:**

$$A_{tx} = 1,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Etant donné que la fissuration est considérée peu nuisible.

$$S_{tx} \leq \min (3h_0 ; 33 \text{ cm})$$

$$S_{tx} \leq \min (45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}).$$

$$S_{tx} \leq 33 \text{ cm.} \quad \text{donc } S_{tx} = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

$$S_{tx} = 25 \text{ cm}$$

2- sens Ly :

$$A_{ty} = 1,62 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad \text{on prend } 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_{ty} \leq \min (4h_0 ; 45 \text{ cm})$$

$$S_{ty} \leq \min (60 ; 45 \text{ cm})$$

$$S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \quad \text{donc } S_{ty} = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

$$S_{ty} = 25 \text{ cm}$$

b- En appuis:

$$A_{ax} = A_{ay} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad \text{on prend } 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

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

III.4.4- Les Vérifications :**a- Vérification de l'effort tranchant :**

$$\Rightarrow \begin{cases} V_x = q \cdot \frac{L_x \cdot 1}{2 \cdot (1 + \frac{\alpha}{2})} \\ V_y = P \cdot \frac{L_x}{3} = 19.89 \leq V_x \end{cases}$$

On a : $\alpha = 0,9 > 0,4$

$$\frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 15,60 \cdot \frac{382,5}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0,9}{2}} = 20.58 \text{KN}$$

Donc : $V_{\max} = V_x = q$
 $V_x = 20.58 \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{20.58 \cdot 10^3}{1000 \cdot 135} = 0,152 \text{MPa}$$

$$\tau_{\text{ultime}} = 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,07 \cdot 25 / 1,5 = 1,17 \text{MPa}$$

puisque :

$$1- \tau_u < \tau_{\text{ultime}}$$

2-La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b- Arrêt des barres :

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage totale Fe400; $f_{c28} = 25 \text{MPa}$;
 donc : $L_s = 40\phi$. $40 \times 1,2 = 48 \text{cm}$

Cas des charges uniformes.

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour et ancrés au de la de celui-ci.

Arrêt des barres sur appuis ($M_a = 0,4 M_0$)

$$L_1 = \max (L_s; \frac{1}{4} (0,3 + \frac{M_a}{M_0}) L_x)$$

$$L_1 = \max (48\text{cm}; 70\text{cm}) \quad \text{donc } L_1 = 70 \text{cm}.$$

$$L_2 = \max (L_s; L_1/2) = \max (48\text{cm}, 35\text{cm})$$

$$L_2 = 48 \text{cm}$$

Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis.
 A raison d'une sur deux dans le cas contrainte; les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieure au $L/10$ a portée

$$L_x/10 = 382,5/10 = 38,25 \text{cm on prend } 40\text{cm}$$

C- Vérification de la dalle à L'E.L.S:

La dalle à une bande de 1m et l'épaisseur $e = 15$ cm calculons les moments M_x suivant L_x ; M_y suivant L_y

tel que :

$$\begin{cases} \alpha = 0,9 \\ v = 0,2 \text{ (E.L.S)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 = 0,0528 \cdot 11.00 \cdot (3.825)^2 = 8.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,8502 \cdot 8.50 = 7,23 \text{ KN.m}$$

Les conditions d'appuis pour la dalle pleine sont encastrement (panneaux de rive).

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_{0x} \\ M_{ty} = 0,85 M_{0y} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \cdot 8.5 = 7.22 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \cdot 7.23 = 6.14 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,4 M_{0x} = 0,4 \cdot 8.5 = 3.4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-d- Vérification des contraintes :

- - En travée:

-sens l_x :

1-Détermination des y_1 :

(Position de l'axe neutre) :

$$M_{ser} = M_{tx} = 7.22 \text{ KN.m}$$

$$A_x = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0.$$

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = 0 \Rightarrow y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15A}{b} = \frac{15 \cdot 4,52}{100} = 0,678 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \cdot 0,678 \cdot 13,5 = 18,31 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -0,678 + \sqrt{(0,678)^2 + (18,31)} = 3,65 \text{ cm}.$$

2-Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A_s (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \cdot (3,65)^3}{3} + 15 \cdot 4,52 \cdot (13,5 - 3,65)^2 = 8199,03 \text{ cm}^4.$$

3-Calcul de K :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{7.22}{8199.03} = 0.88$$

4- Calcul de σ_b :

$$\sigma_b = K.y_l = 0.88 \cdot 3.65 = 3.21 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6.f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 3.21 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées conviennent.

-sens ly :

$$M_{ser} = M_{ax} = M_{ay} = 3.40 \text{ KN.m}$$

$$y_l = 2.92 \text{ cm} ; I = 4713.12 \text{ cm}^2 ; K = 97599.89$$

$$\sigma_b = K.y_l = 2.85 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 2.85 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées conviennent.

Vérification de la flèche :

- Sens Lx :

La vérification de la flèche est nécessaire si une des conditions suivante n'est pas remplie.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L_x} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{80} \\ \frac{M_t}{20.M_x} \end{array} \right. \quad L_x : \text{La portée de travée entre nus} ; L_x = 3.825\text{m.} \\ \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2 \text{ MPa}}{F_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{382.5} = 0.0392 = \max(0.0375 ; 0.0425) \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.} \\ 0.003 < 0.005 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc la première condition n'est pas vérifiée ; il faut calculer la flèche.

-Centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = \frac{15.100 \cdot 7.5 + 3.14 \cdot 15.12}{15.100 + 3.14 \cdot 15} = 7.64 \text{ cm}$$

$$V1 = Y_G = 7.64 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie:

$$I_G = \frac{by_G^3}{3} + \frac{(h - y_G)^3 \cdot b}{3} + \eta \cdot A_s (d - y_G)^2 \text{ avec : } \eta = 15$$

$$I_G = \frac{100 \cdot (7,64)^3}{3} + \frac{100(15 - 7,64)^3}{3} + 15 \cdot 3,14 \cdot (12 - 7,64)^2$$

$$I_G = 29049,45 \text{ cm}^4.$$

Il ya trois cas des charges a traiter:

1- la charge permanente avant mise de revêtement $J = 3,75 \text{ KN/m}$

2-la charge permanente après mise de revêtement $g = 5,89 \text{ KN/m}$

3-la charge total a L'E.L.S $q = Q+G = 10,89 \text{ KN/m}$.

- Les moments correspondants:

$$M_j = 0,75 \cdot \frac{jL^2}{8} = 0,75 \cdot \frac{3,75 \cdot (3,825)^2}{8} = 5,14 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,75 \cdot \frac{g \cdot L^2}{8} = 0,75 \cdot \frac{5,89 \cdot (3,825)^2}{8} = 8,08 \text{ KN.m}$$

$$M_q = 0,75 \cdot \frac{qL^2}{8} = 0,75 \cdot \frac{10,89 \cdot (3,825)^2}{8} = 14,94 \text{ KN.m}$$

- Les contraintes correspondantes :

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A_s Z} = \frac{5,14 \cdot 10^3}{3,14 \cdot 12,29} = 133,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A_s Z} = \frac{8,08 \cdot 10^3}{3,14 \cdot 12,29} = 209,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sq} = \frac{M_q}{A_s Z} = \frac{14,94 \cdot 10^3}{3,14 \cdot 12,29} = 387,14 \text{ MPa}$$

Les coefficients μ_i :

On a :

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{4,52}{100.13} = 0,0035$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\rho(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b})} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{0,0035(2 + 3 \cdot \frac{100}{100})} = 6.$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \cdot 6 = 2,4$$

$$\mu_i = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4\rho \cdot \sigma_{sj}) + f_{t28}} \right]$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot 2,1}{(4 \cdot 0,0035 \cdot 133,19) + 2,1} \right] = 0,073$$

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot 2,1}{(4 \cdot 0,0035 \cdot 209,37) + 2,1} \right] = 0,27$$

$$\mu_q = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot 2,1}{(4 \cdot 0,0035 \cdot 387,14) + 2,1} \right] = 0,51$$

Les moments d'inertie après fissuration:

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}; I_0 = I_G = 29049,45 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fj} = \frac{1,1 \cdot 29049,45}{(1 + 6 \cdot 0,073)} = 22221,49 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fg} = \frac{1,1 \cdot 29049,45}{(1 + 6 \cdot 0,27)} = 12196,36 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fq} = \frac{1,1 \cdot 29049,45}{(1 + 6 \cdot 0,51)} = 7870,54 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fv} = \frac{1,1 \cdot 29049,45}{(1 + 2,4 \cdot 0,27)} = 19389,80 \text{ cm}^4.$$

-Les valeurs de la flèche:

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,2MPa$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,86MPa$$

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10E_i I F_i}$$

$$F_{ij} = \frac{5,14.(4,25)^2 . 10^5}{(10.32164,2.22221,49)} = 1,29.10^{-3} m.$$

$$F_{ig} = \frac{8,08.(4,25)^2 . 10^5}{(10.32164,2.12196,36)} = 1,72.10^{-3} m.$$

$$F_{iq} = \frac{14,94.(4,25)^2 . 10^5}{(10.32164,2.7870,54)} = 1,065.10^{-3} m.$$

$$F_{iv} = \frac{8,08.(4,25)^2 . 10^5}{(10.32164,2.19389,80)} = 2,34.10^{-3} m.$$

On a :

$$\Delta F_t = F_{gv} - F_{ij} + F_{iq} - F_{ig}$$

$$\Delta F_t = (2,34 - 1,29 + 1,065 - 1,72).10^{-3}$$

$$\Delta F_t = 0,395.10^{-3} m$$

$$\Delta F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{425}{500} = 8,5.10^{-3} m$$

Donc : $\Delta F_t = 0,395.10^{-3} m < \Delta F_{adm} = 8,5.10^{-3} m$ condition vérifiée

- Sens Ly :

$$\frac{h_t}{L_y} = \frac{15}{425} = 0,0353 \geq$$

$$\max \left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{80} = 0,0375 \\ \frac{M_t}{20.M_x} = \frac{6.14}{20.7.23} = 0,0424 \end{array} \right.$$

$$\text{Donc} \left\{ \begin{array}{l} 0,0353 < 0,0375 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \\ \frac{3,14}{100.12,5} = 0,0025 < 0,005 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

d- Vérification des contraintes :

- - En travée:
- sens ly :

1-Détermination des y_1 . (Position de l'axe neutre) :

$$M_{ser} = M_{ty} = 6.14 \text{ KN.m}$$

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0.$$

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = 0 \Rightarrow y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15A}{b} = \frac{15 \cdot 3.14}{100} = 0.471 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \cdot 0.471 \cdot 13.5 = 12.72 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -0.471 + \sqrt{(0.471)^2 + (12.72)} = 3.13 \text{ cm}.$$

2-Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A_s (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \cdot (3.13)^3}{3} + 15 \cdot 3.14 (13.5 - 3.13)^2 = 6087.13 \text{ cm}^4.$$

3-Calcul de K :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{6.14}{6087.13} = 1.009$$

4- Calcul de σ_b :

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 1.009 \cdot 3.13 = 3.16 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_b = 3.16 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées conviennent.

Acrotère :1-Introduction

L'acrotère est couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute. Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante et au séisme qui créent un moment de renversement.

2-Dimensions :

La hauteur $h = 60 \text{ cm}$

L'épaisseur $ep = 10 \text{ cm}$

Le calcul se fera sur une bande de 1m linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable)

3- Calcul des sollicitations :3-1 poids propre :

$$S = \left[\frac{0,03(0,2 + 0,1)}{2} + (0,1 \times 0,5) + (0,07 \times 0,2) \right] = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

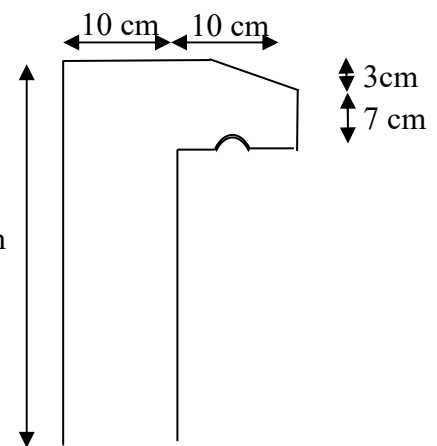


Figure IV.1 Acrotère

3-2 Surcharge :

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q = 1,00 \text{ KN/m}$

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,7125 = 2,312 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

-Enrobage :

Vu que la fissuration préjudiciable

On prend $C = C' = 2 \text{ cm}$

$$L'excentricité: e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,312} = 0,39 \text{ m}$$

$$ep/2 = 0,10/2 = 0,05m < 0,39m$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

4- Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2,312 \left(0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02)2,312 - 0,97 = -0,808 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,7905 \text{ KN.m}$$

$$-0,808 \text{ KN.m} < 24,7905 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $b \times h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

5- Calcul du ferrailage E. L. U. R :

$$M_u = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / bd^2 f_{bc} = 0,97 \times 10^3 / 100 \times 9^2 \times 14,17 = 0,00845$$

5-1 vérification de l'existence des armatures comprimée A' :

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 + 0,4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \epsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668, \text{ avec: } 1000 \epsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_l = 0,8 * 0,668 (1 - 0,4 * 0,668) = 0,392 > \mu = 0,008 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,008 \Rightarrow \beta = 0,996$$

on calcul:

A_{fs} : section d'armatures en flexion simple.

A_{fc} : section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,311 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,311 - \frac{2,312 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0,244 \text{ cm}^2$$

5.2-section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:

$$A_{s\min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \times 0,23 = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$e = M_{ser} / N_{ser} = 1,7125 / 0,6 = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = \max(A_{su} ; A_{sl} ; A_{\min}) = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T6 p.m; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; St = 25 \text{ cm}$

Les armatures de répartition:

$$A_r = A_s / 4 = 1,13 / 4 = 0,2825 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte: $A_s = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit 4φ 6p.m

6-Vérification des contraintes (E. L. S):

$$M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2)$$

$$M_{ser} = 1,4125(0,35 - 0,02 + 0,1/2) = 0,65075 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre:

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

$$50y_1^2 + 16,95y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,59 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(1,59)^3}{3} + 15 \times 1,13(9 - 1,59)^2$$

$$I = 1064,68 \text{ cm}^4$$

a-Ditérmination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{650,75}{1064,68} \times 1,59 = 0,97 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_c = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition,, vérifié}$$

b-Ditérmination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{650,75}{1064,68} (9 - 1,59) = 69,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 69,74 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

c-Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition..vérifiée}$$

d-Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

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

(1)

A: coefficient d'accélération de zone A = 0,15

Cp: facteur de force horizontal Cp=0,8

Wp: poids propre de l'acrotère Wp = 1,7125 KN

Fp: force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 1,7125 \cdot 0,8 = 0,822 \text{ KN}$$

$$F_p = 0,822 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée.}$$

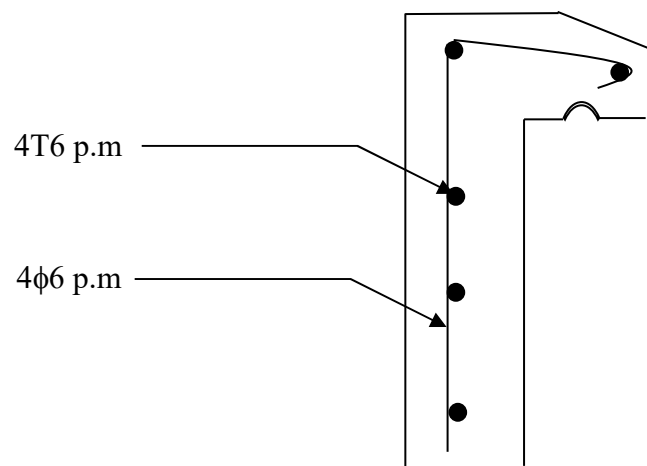


Figure IV.2 Schéma du ferrailage de l'acrotère

Balcon:

Introduction:

Le balcon est une dalle pleine encastree dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

- Résistance à la flexion
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11\text{cm}$ pour 2 heures de coupe feu.

Donc on adopte $e = 16\text{cm}$

1- Descente de charge:

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité $\frac{KN}{m^3}$	Poids $\frac{KN}{m^2}$
1	Carrelage	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,015	17,00	0,26
4	Dalle pleine	0,16	25,00	4,00
5	Enduit en ciment	0,015	0,18	0,27

Tableau VI-1 : Descente de charge

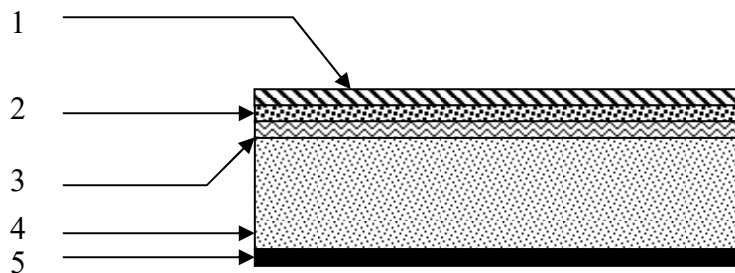


Figure IV.3 Descente de charge

Poids propre $G = 5,34 \text{ KN/m}^2$

Surcharge $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,46 \text{ KN/m}^2$$

Charge par ml: $Q_u = 12,46 \times 1 = 12,46 \text{ KN/ml}$

2-Calcul de la charge concentrée:

Le balcon supporte deux charges concentrées différentes ; pour le calcul des sollicitations, on prend la charge maximale entre les deux.

1- Poids propre du mur en brique perforée:

$$P_1 = \delta \times b \times h \times l = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1 = 1,43 \text{ KN}$$

2-poids des brises soleil (béton+maçonnerie):

2.1-partie béton (mur au-dessous des briques):

$$P_m = 22 \times 0,15 \times 0,34 \times 1 = 1,12 \text{ KN}$$

2.2-partie maçonnerie (les briques):

$$P_b = 13 \times 0,2 \times 1,28 \times 1 = 3,33 \text{ KN}$$

$$P_2 = P_m + P_b = 1,12 + 3,33 = 4,45 \text{ KN}$$

Pour le calcul des sollicitations, on prend la charge maximale entre les deux charges concentrées:

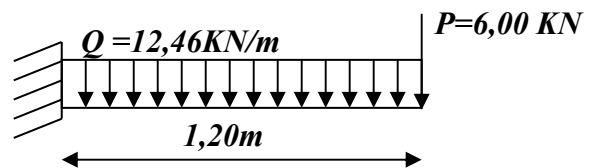
Donc : $P = \max (p_1, p_2) = 4,45 \text{ KN}$ d'où $P_u = 1,35P = 6,00 \text{ KN}$

Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max:

$$M_{\max} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l = -16,17 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = Q_u \cdot l + P_u = 20,95 \text{ KN}$$

$$d = 0,9 h = 14,4 \text{ cm}$$



3-Ferraillage:

M (KN.m)	μ	β	A'	A _{cal}	A _{adopte} (cm ² /ml)	A _r =A _s /4	A _{adopte} (cm ² /ml)
16,17	0,055	0,9715	0,0	3,32	6T10 Pm A _s = 4,71 St = 17 cm	1,18cm ²	5T8 A _s = 2,51 st = 20 cm

Tableau VI-2 : Ferraillage

4- Vérifications :

4-1 Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23bd f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 14,4 \times 2,1 / 400 = 1,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,74 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{condition Vérifiée.}$$

4-2 Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{20,95 \times 10}{14,4 \times 100} = 0,14 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,10 \times f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{MPa} \dots (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$1) \tau_u = 0,14 \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2) Il n'y a pas de reprise de bétonnage,

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4- 4 Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{20,95 \times 10^3}{0,9 \times 14,4 \times 18,84 \times 10^2} = 0,86 \text{Mpa}$$

n = 6 : nombre d'armatures longitudinales tendues

$$\mu = 2\pi \frac{1}{2} = 3,14 \text{cm} : \text{périmètre d'armatures tendues}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,833 \text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La vérification des contraintes à l'E.L.S:

$$Q_{ser} = G + Q = 8,84 \text{KN.ml} \text{ et } P_{ser} = 4,45 \text{KN}$$

$$M_{ser} = -11,70 \text{KN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre:

$$by^2/2 - 15As(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 70,65y - 1017,36 = 0 \Rightarrow y = 3,86 \text{cm} \text{ (position de l'axe neutre /à la fibre la plus comprimée)}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta As(d - y_1)^2 = \frac{100(3,86)^3}{3} + 15 \times 4,71(14,4 - 3,86)^2$$

$$I = 9765,70 \text{cm}^4$$

1-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{11,70 \times 10^3}{9765,7} \times 3,86 = 4,62 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,62 \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2-Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6mm$; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{11,70 \times 10^3}{9765,70} (14,4 - 3,86) = 189,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 189,41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

3- Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à:

$$F = F_1 + F_2 \text{ avec: } F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots \dots \dots \text{ flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots \dots \dots \text{ flèche due à la charge concentrée.}$$

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 16 \times 8 + 15 \times 4,71 \times 14,4}{100 \times 16 + 15 \times 4,71} = 8,27 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 8,27 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,73 \text{ cm.}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100(8,27)^3}{3} + \frac{100 \times (7,73)^3}{3} + 15 \times 4,71 \times (14,4 - 8,27)^2 = 36904,78 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{(1,20)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 36904,78} \left[\frac{8,84 \times 1,20}{8} + \frac{4,45}{3} \right] = 0,013 \text{ cm}$$

$$F = 0,013 \text{ cm}$$

$$F_{ad} = L/250 = 120/250 = 0,48 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,041 \text{ cm} < F_{adm} = 0,48 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition..vérifiée.}$$

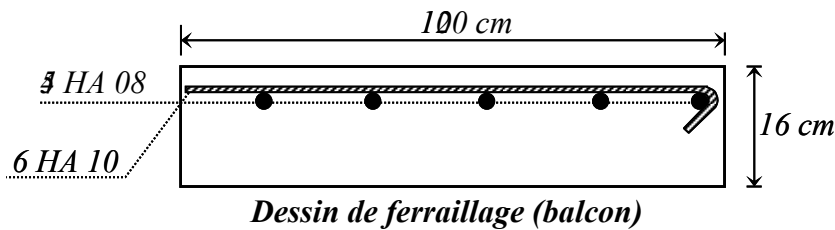


Figure IV.4 Dessin de ferrailage (balcon)

Escaliers:

Introduction:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

1-Therminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

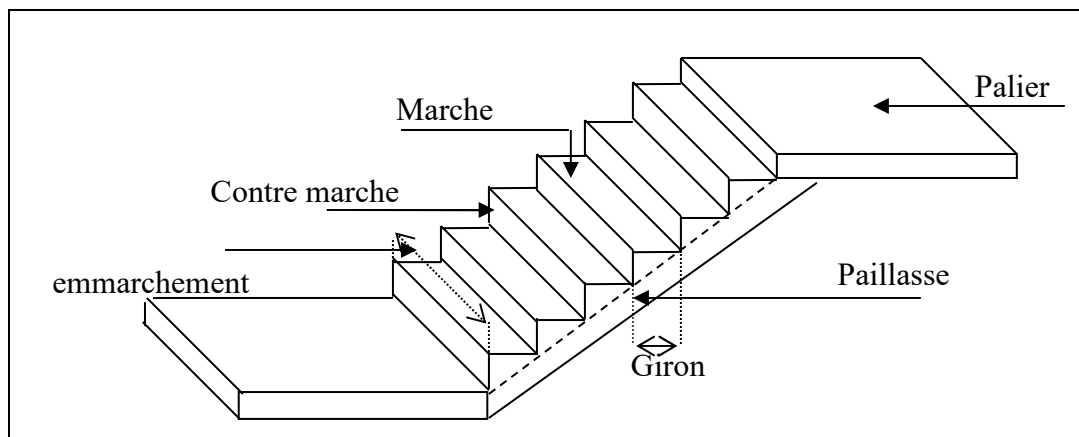


Figure IV-5 : schéma d'un escalier

2-Dimensions des escaliers:

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche),

g : largeur de la marche,

On prend $2h+g=64\text{cm}$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ($H=n.h=he/2$)

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur total du volée : $L=(n-1)g$

3-Etude d'un escalier à deux volées (étage courant):

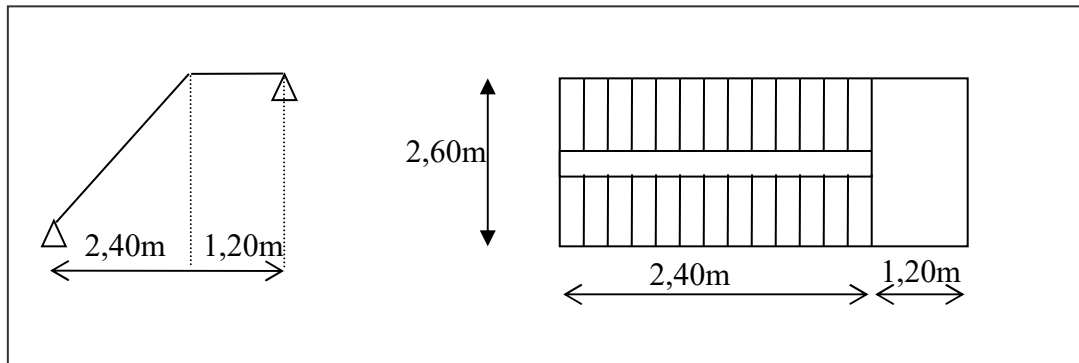


Figure IV-6 Etude d'un escalier à deux volées

3-1-Dimensionnement des marches et contre marches :

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1).g \Rightarrow g=L/(n-1)$$

D'après BLONDEL on a :
$$\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$$

Et puis :
$$m n^2 - (m + l + 2H) n + 2H = 0 \dots (2)$$

Avec : $m=64$ et $H=306/2=153cm$ et $l=240cm$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 610n + 306 = 0$

La solution de l'équation est : $n=9$ contre marches

Donc le nombre de marche $n-1=8$ marches

Puis:
$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \quad \text{et} \quad 59 < 64 < 66$$

L'inégalité vérifiée, on a 8 marches avec $g=30cm$ et $h=17cm$.

$$\text{tga} = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \text{cosa} = 0,87$$

3.2-Epaisseur de la paillasse (ep):

$$\frac{1}{30} \leq ep \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30\cos\alpha} \leq ep \leq \frac{L}{20\cos\alpha}$$

$$\Leftrightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq ep \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 9,19 \leq ep \leq 13,79\text{cm} , \text{ en prend: } ep = 12\text{cm}$$

3.3-Epaisseur de palier (ep):

$$ev = \frac{ep}{\cos\alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79\text{cm}$$

On prend : ep=14cm.

3.4-Evaluation des charges et des surcharges :

a)Paillasse :

$N=0$	désignation	Ep (m)	densité KN/m ³	poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
4	Revêtement en carrelage vertical ep x22x h/g	0,02	22,00	0,25
5	Mortier de ciment vertical ep x20x h/g	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse ep x 25/cos α	0,12	25,00	3,45
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
8	Garde- corps	/	/	0,10
9	Enduit en plâtre	0,015	10,00	0,18

Tableau VI-3 : Evaluation des charges et des surcharges Paillasse

-charge permanente : $G=7,26\text{KN/m}^2$

-Surcharge : $Q=2,5\text{KN/m}^2$

$Q_{UI} = (1,35G_I + 1,5Q_I) \cdot 1\text{m} = 13,55\text{KN/ml}$

$Q_{serI} = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 9,76\text{KN/ml}$

b) Palier :

$N=0$	Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier ep × 25	0,14	25,00	3,50
2	Carrelage	0,02	22,00	0,44
3	Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
4	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
5	Enduit de plâtre	0,015	0,10	0,15

Tableau VI-4 : Evaluation des charges et des surcharges Palier

- charge permanente : $G_2=4,83\text{KN/m}^2$

- surcharge d'exploitation : $Q=2,5\text{KN/m}^2$

$$Q_{U2} = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1\text{m} = 10,27 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser2} = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 7,33 \text{ KM/ml}$$

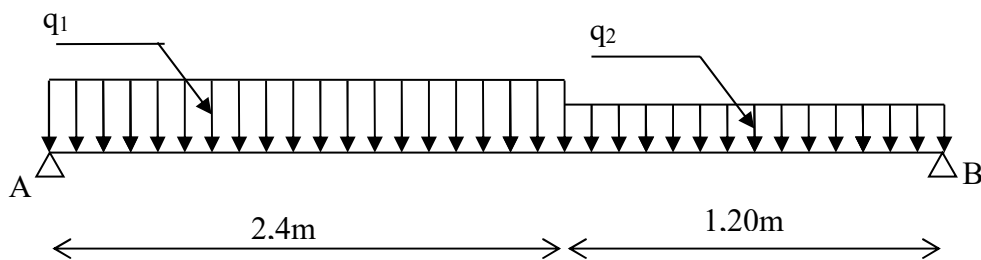
Schéma statique

Figure IV-7 Schéma statique des charges et surcharges (paillasse, palier)

3.5-Calcul du moment maximal :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = (13,55 \times 2,40) + (10,27 \times 1,20) = 44,84 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow -R_a \times 3,60 + (13,55 \times 2,4^2) + (10,27 \times \frac{1,20^2}{2})$$

$$R_A = 23,73\text{KN} \text{ et } R_B = 21,11\text{KN}$$

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,75 \text{ m}$ $X = 0 \Rightarrow T(x) = R_A$ $X = (2,4) \Rightarrow T(x) = -8,79 \text{ KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot x^2 / 2$ $M(x = 1,75) = 20,78 \text{ KN.m}$ $M(0) = 0$ $M(2,4) = 17,93 \text{ KN.m}$
$2,4 \leq x \leq 3,6 \text{ m}$		$T(x) = R_A - 2,4q_1 - q_2(x - 2,4)$ $x = 2,4 \Rightarrow T(x) = -8,79 \text{ KN}$ $x = 3,6 \Rightarrow T = -21,11 \text{ KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot 2,4(x - \frac{2,4}{2}) - q_2 \frac{(x - 2,4)^2}{2}$ $M(3,6) = 0$

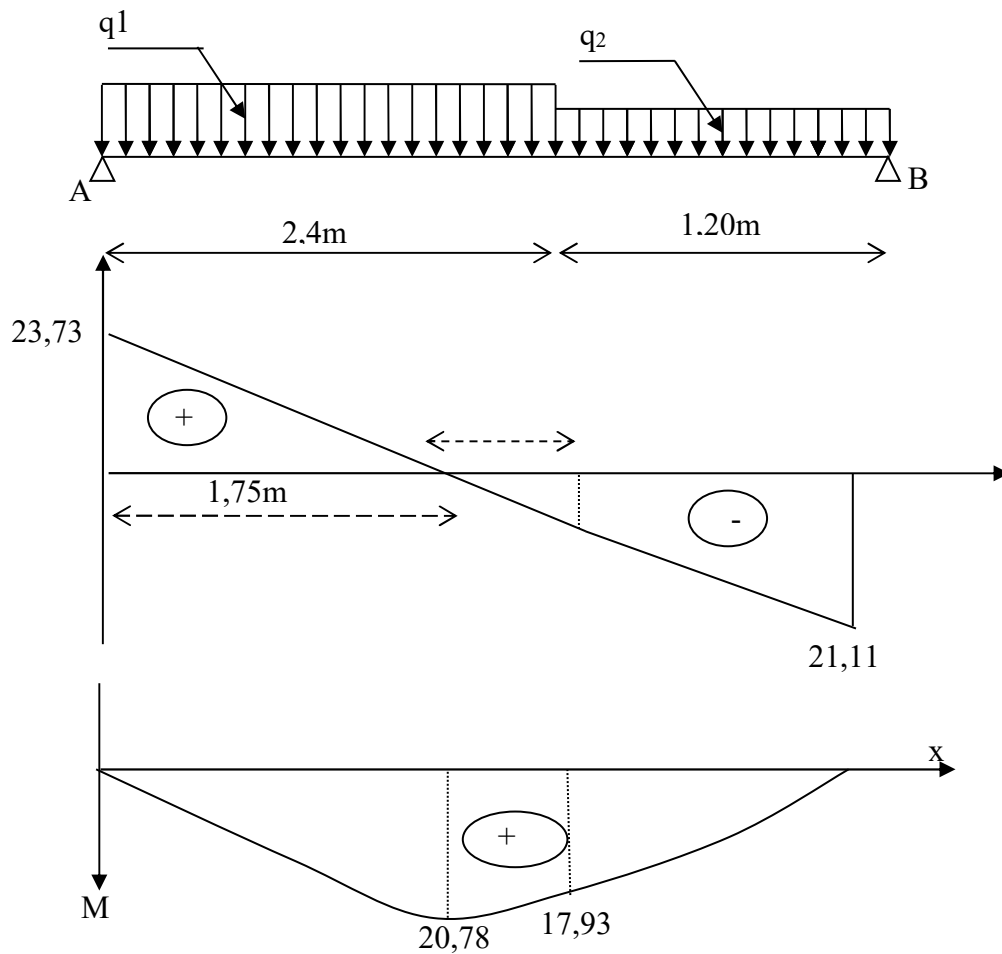


Figure IV-8 diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants

Donc: $M_{xmax}=21,68KN.m$ ($x=1,54m$)

D'où : $M_T=0,85.21,68=18,43KN.m$

$Ma=0,40.21,68=8,67KN.m$

3.6-Ferraillage:

Tableau VI-5 : Ferraillage

Caractéristique	$h_{travée}=12cm$ $h_{appui}=14cm$	$b=100cm$	$Fe=400$	$\sigma_s=348Mpa$	$D_{travée}=0,9.h=10,8cm$ $D_{appui}=0,9.h=12,6cm$		
					$A_{ad}(cm)/ml$	$A_r=A_{ad}/4$	A_r adoptée
/	$M(KN.m)$	μ	β	$A_{cal}(cm^2)/ml$			
Travée	18,43	0,110	0,942	5,20	6T12/ml =6,78cm ² St=17cm	1,70	4φ8/ml =2,01cm ² St=25cm
Appuis	8,67	0,038	0,981	2,01	4T10/ml =3,14cm ² St=25cm	0,785	4φ8/ml =2,01cm ² St=25cm

Tableau VI-6 : Vérifications:

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée $A_{min}=0,23b.d.f_{t28}/Fe=1,30cm^2$	$A=6,78cm^2$ $A > A_{min}$ Vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{23,73}{100 \times 10,8} \times 10 = 0,22Mpa$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5Mpa) = 3,25Mpa$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{Fe} (Vu + \frac{Ma}{0,9d})$ $A \geq \frac{1,15}{400} (23,73 \times 10^{-3} + \frac{8,67 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,126}) = 2,26cm^2$ $A \geq 2,26cm^2$	$A=3,14cm^2$ $A > 2,96cm^2$ vérifiée

2-Vérification des contraintes à l'E.L.S:

En travée :

$M_{tser}=13,16$; $As=6,78cm^2/ml$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times As(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 101,7y - 1098,36 = 0 \Rightarrow y = 3,78cm$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2 = 6812,15\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{13,16 \times 10^3}{6812,15} \times 3,78 = 7,30\text{Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 7,30\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sur appui:

$$M_{aser} = 6,19\text{KN.m}, \quad As = 3,14\text{cm}^2/\text{ml}$$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times As(d-y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 593,46 = 0 \Rightarrow y = 3,01\text{cm}$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2 = 5240,73\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6,19 \times 10^3}{5240,73} \times 3,01 = 3,55\text{Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,55\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

3-vérification de La flèche:

Condition	Vérification	
$h_t/l \geq \frac{1}{16}$	$0,033 < 0,0625$	Condition non vérifiée
$h_t/l \geq \frac{Mt}{10M_0}$	$0,033 < 0,085$	Condition non vérifiée
$As/b.d \leq 4,2/f_e$	$0,0063 < 0,0105$	Condition vérifiée

Tableau VI-7 : vérification de La flèche

Puisque deux conditions ne sont pas vérifiées, il faut calculer la flèche:

3-1-Centre de gravité de la section:

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + n \cdot As \cdot d}{b \cdot h + n \cdot As} = 6,37\text{cm}$$

3-2-Calcul du moment d'inertie:

$$I_0 = \frac{b \cdot Y_G^3}{3} + \frac{b \cdot (ht - Y_G)^3}{3} + n \cdot A_s (d - y_G)^2$$

$$I_0 = 16560.13 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

Tableau VI-8 : Chargement

Charge permanente	$G = 7,26 \text{ KN/ml}$
Charge d'exploitation	$Q = 2,5 \text{ KN /ml}$
Charge permanente sans revêtement	$j = 5,32 \text{ KN/m}$
Charge permanente avec revêtement	$g = 7,26 \text{ KN/m}$
Charge $(G+Q) \cdot x$	$q = 9,76 \text{ KN/m}$

Calcul des moments:

- Moment correspondant à j : $M_j = 0,75 \cdot jL^2/8 = 6,46 \text{ KN.m}$
- Moment correspondant à g : $M_g = 0,75 \cdot gL^2/8 = 8,82 \text{ KN.m}$
- Moment correspondant à q : $M_q = 0,75 \cdot qL^2/8 = 11,86 \text{ KN.m}$

Calcul des contraintes :

- Contrainte correspondant à j : $\sigma_j = M_j / (A_s \times z) = 114,79 \text{ Mpa}$.
- Contrainte correspondant à g : $\sigma_g = M_g / (A_s \times z) = 156,73 \text{ Mpa}$.
- Contrainte correspondant à q : $\sigma_q = M_q / (A_s \times z) = 210,75 \text{ Mpa}$.

Module de déformation du béton :

Module de déformation longitudinale instantanée E_i	$11000(f_{c28})^{1/3}$	$32164,19 \text{ Mpa}$
Module de déformation longitudinale instantanée E_v	$3700(f_{c28})^{1/3}$	$10818,85 \text{ Mpa}$

Tableau VI-9 : Module de déformation du béton

Calcul des coefficients :

Coefficient ρ : $\rho = A_s / (b \cdot x_d) = 0,00627$

Coefficient instantané λ_i : $\lambda_i = 0,05 f_{t28} / (2 + 3b_0/b) \rho = 3,35$

Coefficient différenciel λ_v : $\lambda_v = 0,4$ $\lambda_i = 1,34$

Coefficient correspondant à j : $\mu_j = 1 - [1,75 f_{t28} / (4\rho \cdot \sigma_j + f_{t28})] = 0,26$

Coefficient correspondant à g : $\mu_g = 1 - [1,75 f_{t28} / (4\rho \cdot \sigma_g + f_{t28})] = 0,37$

Coefficient correspondant à q : $\mu_q = 1 - [1,75 f_{t28} / (4\rho \cdot \sigma_q + f_{t28})] = 0,50$

Calcul des moments d'inertie :

- Moment d'inertie correspondant à j : $I_{ji} = 1,1x I / (1 + \lambda_i \mu_j) = 9736,05cm^4$
- Moment d'inertie correspondant à g : $I_{gi} = 1,1x I / (1 + \lambda_i \mu_g) = 8134,02cm^4$
- Moment d'inertie correspondant à q : $I_{qi} = 1,1x I / (1 + \lambda_i \mu_q) = 6809,77cm^4$
- Moment d'inertie correspondant à v : $I_{vi} = 1,1x I / (1 + \lambda_v \mu_g) = 12178,19cm^4$

Calcul de la flèche :

- La flèche correspondant à j : $f_{ji} = M_j L^2 / 10EiI_{ji} = 0,0027$ cm.
- La flèche correspondant à g : $f_{gi} = M_g L^2 / 10EiI_{gi} = 0,0044$ cm.
- La flèche correspondant à q : $f_{qi} = M_q L^2 / 10EiI_{qi} = 0,0070$ cm.
- La flèche correspondant à v : $f_{gv} = M_g L^2 / 10EvI_{vi} = 0,0087$ cm.
- La flèche total : $\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{qi} - f_{gi} = 0,0086$ cm.
- La flèche admissible : $\Delta f_{tadm} = L/500 = 360 / 500 = 0,72$ cm.

$\Delta f_t = 0,0086 < \Delta f_{tadm} = 0,72m.....$ Condition vérifiée.

4) calcul de 2^{eme} type d'escalier :

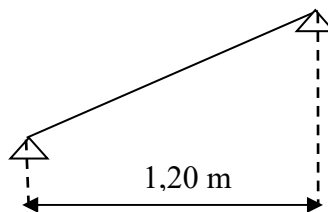


Figure IV-9 Schéma statique de l'escalier

Calcul du nombre de marches :

$H = 85 \text{ cm}$, on prend $h = 17 \text{ cm}$

D'où : $n = H/h = 85/17 = 5$

Le nombre de contre marche est $n=5$ contre marche

Le nombre des marches est $(n-1) = 4$ marche

Avec $g = l / (n-1) = 120 / 4 = 30 \text{ cm}$

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \quad \text{et } 59 < 64 < 66$$

L'inégalité est vérifiée, on a 4 marches avec $g=30\text{cm}$ et $h=17\text{cm}$.

$$\text{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^0 \Rightarrow \cos\alpha = 0,87$$

Epaisseur de la paillasse (ep):

$$\frac{1}{30} \leq ep \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30\cos\alpha} \leq ep \leq \frac{L}{20\cos\alpha}$$

$$\Leftrightarrow \frac{120}{30 \times 0,87} \leq ep \leq \frac{120}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 4,60 \leq ep \leq 6,90\text{cm} , \text{ en prend: } ep = 10\text{cm}$$

1-2-Evaluation des charges et surcharges :

a)Paillasse :

$N=0$	désignation	Ep (m)	densité KN/m ³	poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $ep \times 22 \times h/g$	0,02	22,00	0,25
5	Mortier de ciment vertical $ep \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse $ep \times 25/\cos\alpha$	0,10	25,00	2,87
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
8	Enduit en plâtre $ep/\cos\alpha$	0,02	10,00	0,23

Tableau VI-10 : Evaluation des charges et surcharges Paillasse

-charge permanente : $G=6,65\text{KN/m}^2$

-Surcharge : $Q=2,5\text{KN/m}^2$

$$Q_{U1} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1\text{m} = 12,73\text{KN/ml}$$

$$Q_{ser1} = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 9,15\text{KN/ml}$$

Détermination des sollicitations: E.L.U

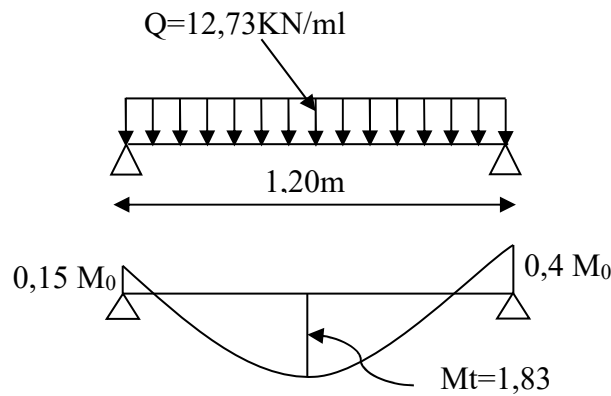


Figure IV-10 Détermination des sollicitations: E.L.U

$$M_0 = q_u l^2 / 8 = 12,73 \cdot (1,20)^2 / 8 = 2,29\text{KN.m}$$

Moment sur appui :

$$0,15 \cdot M_0 = 0,15 \cdot 2,29 = 0,34\text{KN.m}$$

$$0,40 M_0 = 0,40 \cdot 2,29 = 0,92\text{KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 1,83\text{KN.m}$$

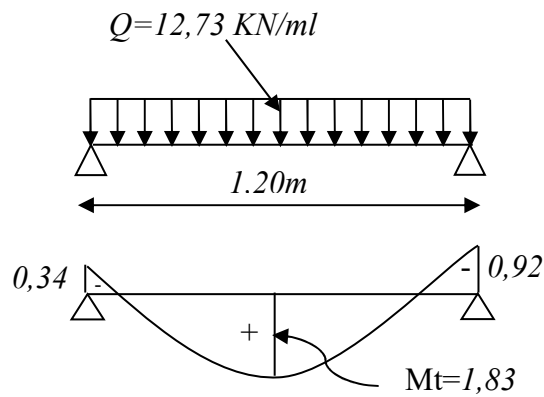


Figure IV-11 Diagramme des moments fléchissant (KN.m)

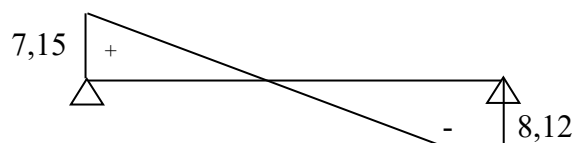


Figure IV-12 Diagramme des efforts tranchants (KN)

Détermination des sollicitations: E.L.S

$$Q_s = G+Q = 9,15\text{KN/ml}$$

$$M_0 = q_u l^2 / 8 = 9,15 \cdot (1,20)^2 / 8 = 1,65 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$0,15 \cdot M_0 = 0,15 \cdot 1,65 = 0,25 \text{ KN.m}$$

$$0,40 M_0 = 0,40 \cdot 1,65 = 0,66 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tSER} = 1,32 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage :

Caractéristique	$h_{travée}=10\text{cm}$	$b=100\text{cm}$	$Fe=400$	$\sigma_s=348\text{Mpa}$	$d_{travée}=0,9 \cdot h=9\text{cm}$		
/	$M(\text{KN.m})$	μ	β	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{ad}(\text{cm})/\text{ml}$	$A_r=A_{ad}/4$	$A_r \text{ adoptée}$
Travée	1,83	0,016	0,992	0,590	4T10/ml =3,14cm ² St=25cm	0,79	3φ8/ml =1,51cm ² St=33cm

Tableau VI-11 : ferrailage

Les vérifications :

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée $A_{min}=0,23b \cdot d \cdot f_{t28}/Fe = 1,09 \text{ cm}^2$	$A = 3,14\text{cm}^2$ $A > A_{min}$ Vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{8,12}{100 \times 9} \times 10 = 0,090\text{Mpa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3,25\text{Mpa}$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ vérifiée

Tableau VI-12 : Les vérifications

Toutes les vérifications à l'E.L.S sont satisfaites (même vérification de type 1)

II-Etude de La poutre palière d'étage courant :

La poutre palière est considérée comme semi encastrée sur les deux extrémités (poteaux).

1-Dimensionnement:

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{290}{15} \leq h \leq \frac{290}{10} \Rightarrow h = 30\text{cm} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 0,3 \cdot 27 \leq b \leq 0,4 \cdot 27 \Rightarrow b = 30\text{cm} \end{array} \right.$$

- **Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30 \geq 20 \dots\dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 30 = 30 \dots\dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{30}{30} = 1 < 4 \dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

-Charge supportée par la poutre:

Poids propre de la poutre: $0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{KN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre : $2,80 \times (1,53) = 4,28 \text{KN/m}$

Réaction du palier sur la poutre : $R_b = 21,11 \text{KN/m}$

$G = 27,64 \text{KN/m}$

On a : $q_u = 1,35(2,25 + 4,28) + 21,11 \text{KN/m} = 29,93 \text{KN/m}$

-Calcul des sollicitations:

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 31,46 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 26,74 \text{KN.m}$$

$$M_a = 0,4 \cdot M_0 = 12,58 \text{KN.m}$$

Le Ferrailage:

caractéristique	$h = 30\text{cm}$	$b = 30\text{cm}$	$d = 0,9h = 27\text{cm}$	$\sigma_s = 348\text{Mpa}$	$F_e = 400\text{Mpa}$
/	$M(\text{KN.m})$	μ	β	$A_{CAL}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$
En travée	26,74	0,086	0,955	2,98	4,62 soit 3T14
En appui	12,58	0,040	0,980	1,37	3,39 soit 3T12

Tableau VI-13 : Le Ferrailage

4-Vérifications:

4-1-Condition de non fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,98 \text{cm}^2$$

En travée: $4,62 > 0,98 \text{cm}^2$

En appuis: $3,39 > 0,98 \text{cm}^2$

4-2-Vérification de la contrainte de compression du béton:

$$Q_{ser} = G = 27,64 \text{KN/m}$$

$$M_{ser} = \frac{Ql^2}{8} = 29,06 \text{KN.m}$$

$$M_{t,ser} = 0,85 \cdot 29,06 = 24,70 \text{KN.m}$$

$$M_a = 0,4.29,06 = 11,62 \text{ KN.m}$$

En travée:

Position de l'axe neutre: $A_s = 4,62 \text{ cm}^2$; $d = 27 \text{ cm}$

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0$$

$$15y^2 + 69,3y - 1871,1 = 0 \Rightarrow y = 9,09 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 29740,12 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{24,70 \times 10^3}{29740,12} \times 9,09 = 07,55 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 07,55 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à l'E.L.U conviennent

Sur appui:

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow y = 6,89 \text{ cm}$$

$$I = 17587,02 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{11,62 \times 10^3}{17587,02} \times 6,89 = 4,55 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,55 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

1-Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$T = \frac{Q.L}{2} = 43,40 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{43,40 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27} = 0,54 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28}, 5 \text{ Mpa}\} = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,54 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Il' Y'a pas risque de cisaillement

4-3-Armatures transversales: At:

-Diamètre des armatures At:

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varnothing_L \right\} = \min \{8.57, 30, 10\}$$

On prend $\varnothing_t = 8\text{mm}$

-Espacement St:

$$S_t \leq \min \{0,9d, 40\text{cm}\} = \min \{24,3, 40\}\text{cm}$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003)

Zone nodale $S_t \leq \min \{15\text{cm}, 10\varnothing_L\}$

Zone courante $S_t \leq 15\varnothing_L$.

-Vérification de la section d'armatures minimale:

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4\text{MPa} \right\} = \max \{0,27; 0,4\} = 0,4\text{MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,05\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

-Section des armatures transversales:

$$\frac{A_T \times f_e}{b \cdot S_t \cdot \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha\cos)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,54 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30 \cdot 1,15}{0,9 \cdot 1 \cdot 235} = -0,015\text{cm} \dots \dots \dots (2) \text{ rejetée}$$

On prend le max de (1) et (2) :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,05 \cdot S_t \\ \text{on prend : } S_t = 15\text{cm} \\ A_t \geq 0,75\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Donc on prend $A_t = 2,10\text{cm}^2$ soit $4\phi 8$

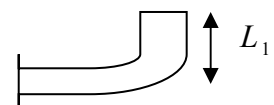
-Ancrage des armatures tendues:

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{ij} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{Mpa}$$

La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38\text{cm}$$

On prévoit une courbe égale à : $r = 5,5 \varnothing = 7,7\text{cm}$



$$L_2 = d - \left(c + \frac{\varnothing}{2} + r \right) = 27 - (3 + 0,7 + 7,7) = 15,6\text{cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 2,19 \times 7,7 - 15,6}{1,87} = 9,04\text{cm}$$

-Calcul de la flèche:

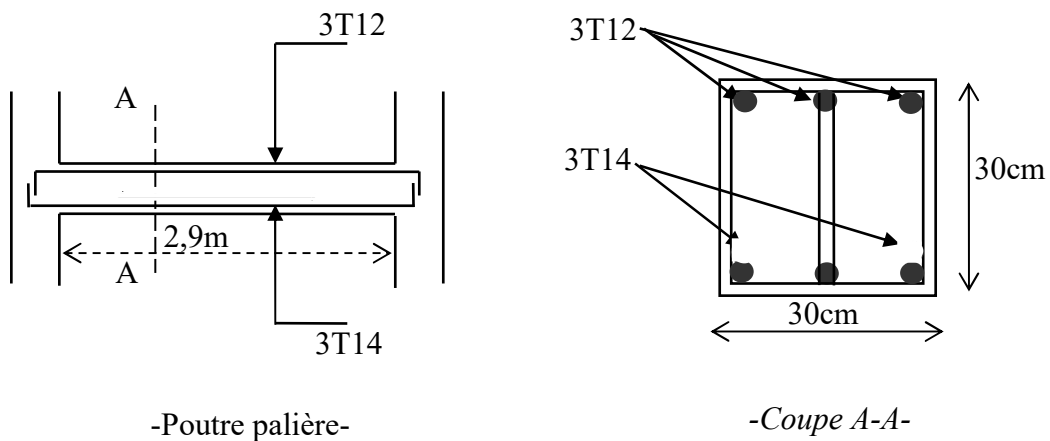
Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifier la flèche.

Condition	vérification	
$h_t/L \geq 1/16$	$30/290=0,10 > 0,0625$	Condition vérifiée
$h_t/L \geq M_{t.ser} / 10.M_{0.SER}$	$0,10 > 24,70/10.29,06=0,085$	Condition Vérifiée
$A/b.d \leq 4,2f_c$	$4,62/30.27=0,006 < 0,0105$	Condition Vérifiée

Tableau VI-14 : Calcul de la flèche

Donc il est inutile de calculer la flèche.

Figure IV-13 Ferrailage de la poutre palière: (30x30) cm²



-Poutre palière-

-Coupe A-A-

3-Etude d'un escalier à deux volées du (RDC):

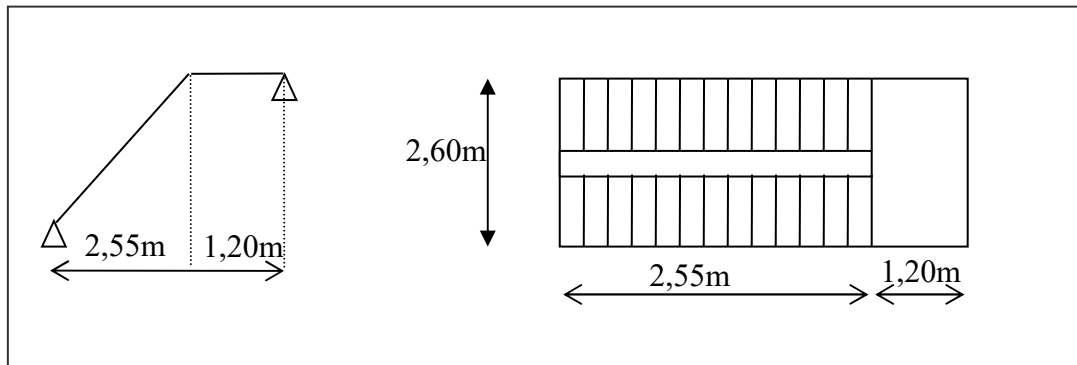


Figure IV-14 Etude d'un escalier à deux volées du (RDC)

3-1-Dimensionnement des marches et contre marches :

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1).g \Rightarrow g=L/(n-1)$$

D'après BLONDEL on a :
$$\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$$

Et puis :
$$m n^2 - (m + l + 2H) n + 2H = 0 \dots (2)$$

Avec : $m=64$ et $H=374/2=187cm$ et $l=255cm$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 693n + 374 = 0$

La solution de l'équation est : **$n=10$ contre marches**

Donc le nombre de marche **$n-1=9$ marches**

Puis:
$$h = \frac{H}{n} = \frac{187}{10} = 18,70 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{255}{9} = 28,33 \text{ cm}$$

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

$$2 \times 18,7 + 28,33 = 65,73 \quad \text{et} \quad 59 < 65,73 < 66$$

L'inégalité vérifiée, on a 9 marches avec $g=28,33cm$ et $h=18,7cm$.

Selon le choix du plan de l'architecte.

$$\text{tg} \alpha = \frac{18,7}{28,33} = 0,66 \Rightarrow \alpha = 33,42^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,83$$

3.2-Epaisseur de la paillasse (ep):

$$\frac{1}{30} \leq ep \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30\cos\alpha} \leq ep \leq \frac{L}{20\cos\alpha}$$

$$\Leftrightarrow \frac{255}{30 \times 0,83} \leq ep \leq \frac{255}{20 \times 0,83} \Leftrightarrow 10,24 \leq ep \leq 15,36\text{cm} , \text{ en prend: } ep = 12\text{cm}$$

3.3-Epaisseur de palier (ep):

$$ev = \frac{ep}{\cos\alpha} = \frac{12}{0,87} = 14,45\text{cm}$$

On prend : ep=15cm.

3.4-Evaluation des charges et des surcharges :

a)Paillasse :

<i>N=0</i>	<i>désignation</i>	<i>Ep</i> <i>(m)</i>	<i>densité</i> <i>KN/m³</i>	<i>poids</i> <i>KN/m²</i>
1	<i>Revêtement en carrelage horizontal</i>	0,02	22,00	0,44
2	<i>Mortier de ciment horizontal</i>	0,02	20,00	0,40
3	<i>Lit de sable</i>	0,02	17,00	0,34
4	<i>Revêtement en carrelage vertical ep x22x h/g</i>	0,02	22,00	0,29
5	<i>Mortier de ciment vertical ep x20x h/g</i>	0,02	20,00	0,26
6	<i>Poids propre de la paillasse ep x 25/cos α</i>	0,12	25,00	3,61
7	<i>Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$</i>	/	22,00	2,06
8	<i>Garde- corps</i>	/	/	0,10
9	<i>Enduit en plâtre</i>	0,015	10,00	0,18

Tableau VI-15 : Evaluation des charges et surcharges Paillasse

-charge permanente : **G=7,68KN/m²**

-Surcharge : **Q=2,5KN/m²**

Q_{UI}=(1,35G_I+1,5Q_I).1m =14,12KN/ml

Q_{serI}=(G+Q).1m=10,18KN/ml

b) Palier :

$N=0$	Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier ep×25	0,15	25,00	3,75
2	Carrelage	0,02	22,00	0,44
3	Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
4	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
5	Enduit de plâtre	0,015	0,10	0,15

Tableau VI-16 : Evaluation des charges et des surcharges Palier

- charge permanente : $G_2=5,08KN/m^2$

- surcharge d'exploitation : $Q=2,5KN/m^2$

$$Q_{U2} = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1m = 10,61 KN/ml$$

$$Q_{ser2} = (G+Q) \cdot 1m = 7,58 KM/ml$$

Schéma statique

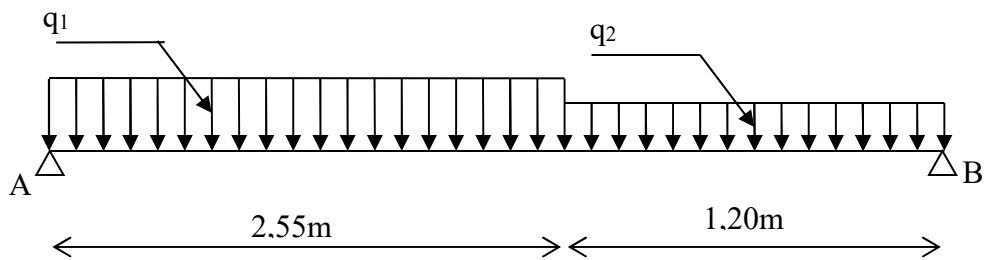


Figure IV-15 Schéma statique des charges et surcharges du (paillasse+palier)

3.5-Calcul du moment maximal :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = (14,12 \times 2,55) + (10,61 \times 1,20) = 48,74 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow -R_a \times 3,75 + (14,12 \times 2,475^2) + (10,61 \times \frac{1,20^2}{2})$$

$$R_A = 25,10 \text{ KN} \text{ et } R_B = 23,64 \text{ KN}$$

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 2,55 \text{ m}$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,78 \text{ m}$ $X = 0 \Rightarrow T(x) = R_A$ $X = (2,55) \Rightarrow T(x) = -10,91 \text{ KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot x^2 / 2$ $M(x = 1,78) = 22,31 \text{ KN.m}$ $M(0) = 0$ $M(2,55) = 17,77 \text{ KN.m}$
$2,4 \leq x \leq 3,6 \text{ m}$		$T(x) = R_A - 2,4q_1 - q_2(x - 2,4)$ $x = 2,55 \Rightarrow T(x) = -10,91 \text{ KN}$ $x = 3,75 \Rightarrow T = -23,64 \text{ KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot 2,55(x - \frac{2,55}{2}) - q_2 \frac{(x - 2,55)^2}{2}$ $M(3,6) = 0$

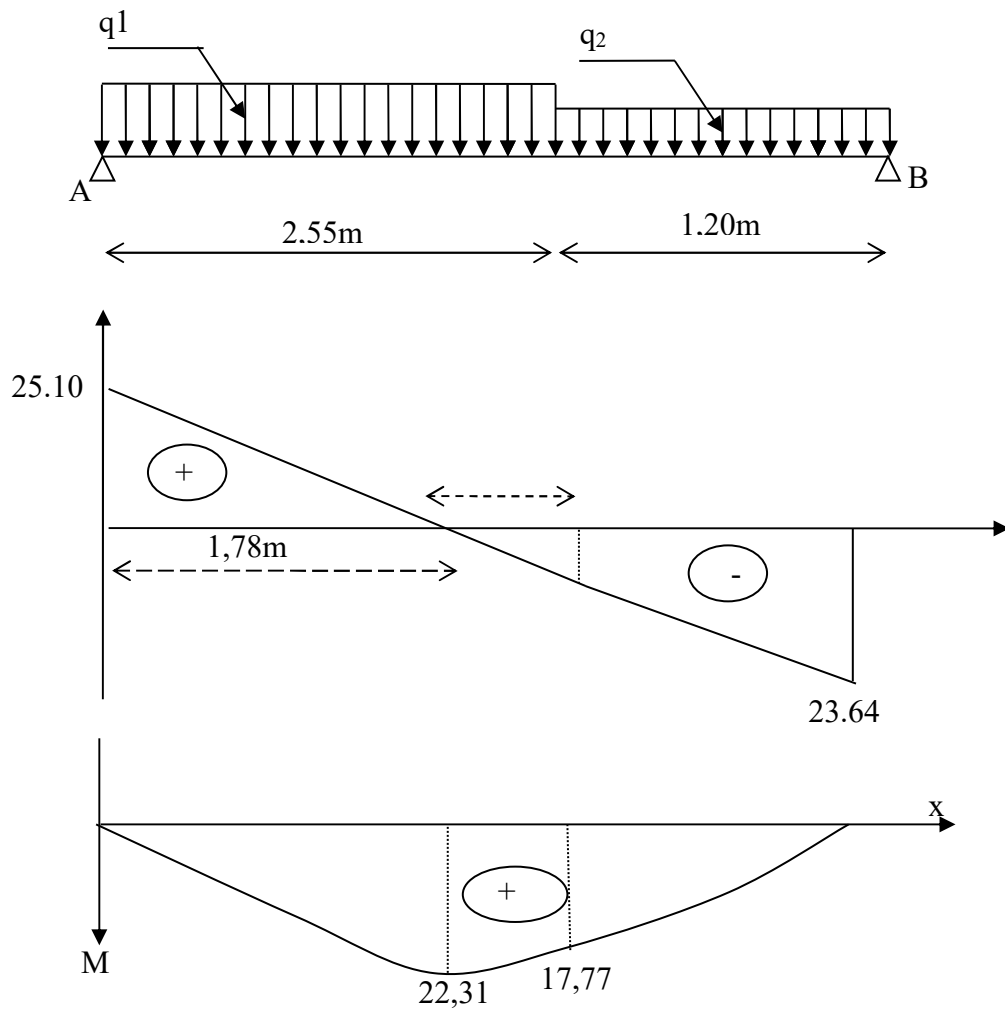


Figure IV-16 diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants

Donc: $M_{xmax}=23,71KN.m$ ($x=1,52$)

D'où : $M_T=0,85.23,71=20,15KN.m$

$Ma=0,40.23,71=9,48KN.m$

3.6-Ferraillage:

Tableau VI-17:Ferraillage

Caracté Ristique	$h_{travée}=12cm$ $h_{appui}=14cm$	$b=100cm$	$Fe=400$	$\sigma_s=348Mpa$	$D_{travée}=0,9.h=10,8cm$ $D_{appui}=0,9.h=13,5cm$		
/	$M(KN.m)$	μ	β	$A_{cat}(cm^2)/ml$	$A_{ad}(cm)/ml$	$A_r=A_{ad}/4$	A_r adoptée
Travée	20,15	0,122	0,935	5,73	$6T12/ml$ $=6,78cm^2$ $St=17cm$	1,70	$4\phi 8/ml$ $=2,01cm^2$ $St=25cm$
Appuis	9,48	0,037	0,9815	2,05	$4T10/ml$ $=3,14cm^2$ $St=25cm$	0,785	$4\phi 8/ml$ $=2,01cm^2$ $St=25cm$

1-Vérifications:

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	<i>En travée</i> $A_{min}=0,23b.d.f_{t28}/Fe=1,30cm^2$	$A=6,78cm^2$ $A > A_{min}$ Vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{25,10}{100 \times 10.8} \times 10 = 0,23Mpa$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5Mpa) = 3,25Mpa$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{Fe} (Vu + \frac{Ma}{0,9d})$ $A \geq \frac{1,15}{400} (25,10 \times 10^{-3} + \frac{9,48.10^{-3}}{0,9 \times 0,135}) = 2,96cm^2$ $A \geq 2,96cm^2$	$A=3,14cm^2$ $A > 2,96cm^2$ vérifiée

Tableau VI-18 : Les vérifications

Toutes les vérifications à l'E.L.S sont satisfaites (même vérification de type 1)

L'ascenseur :

1)-Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

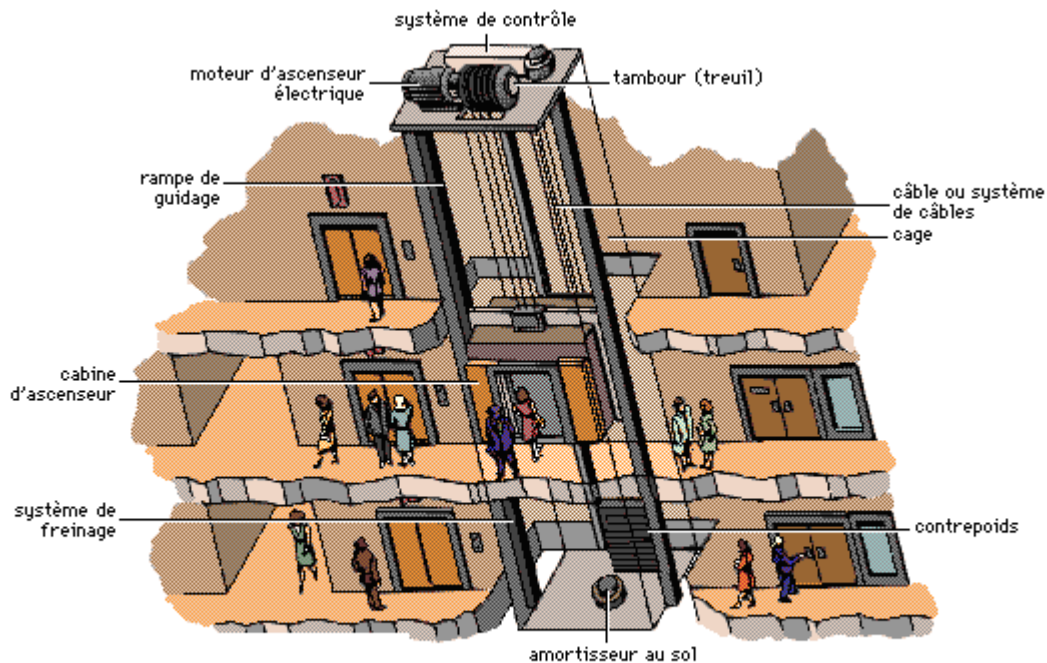


Figure IV-17 Ascenseur dans un bâtiment

2) Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- le treuil de levage et sa poulie
- la cabine ou la benne
- le contre poids

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

- P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge en cabine
- P_p : le poids de contre poids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes
 D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m².

Ses dimensions selon (NFP82-22)

- Largeur : 1,58 m
- profondeur : 1,86 m
- hauteur : 2,2 m
- la largeur de passage libre : 1,20m
- la hauteur de passage libre : 2,00m
- la hauteur de la course : 34,34m

La surface latérale $S = (2 \times 1,86 + 1,58) \times 2,2 = 11,66 \text{ m}^2$

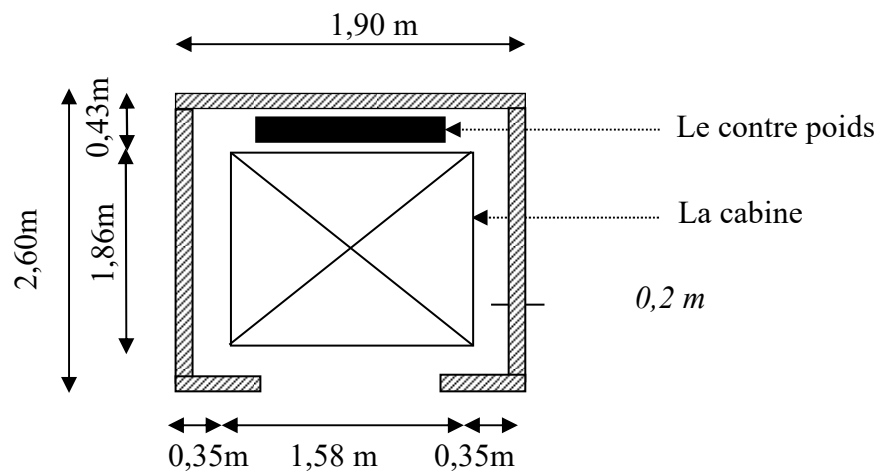


Figure IV-18 vue en plan de l'ascenseur

L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0 = 15 \text{ cm}$

Soit (S) la surface des parois :

a) Le poids mort :

Poids de la cabine : $S=(2 \times 1,86 + 1,58) \times 2,2 = 11,66 \text{ m}^2$	$M1 = 11,5 \times 11,66 \times 2,0 = 268,18 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S=2,60 \times 1,9 = 4,94 \text{ m}^2$	$M2 = 110 \times 4,94 = 543,4 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M3 = 20 \times 4,94 = 98,8 \text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M4 = 60 + (80 \times 1,7) = 196 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $S=2 \times 1 = 2,0 \text{ m}^2$	$M8 = 80 + (2 \times 25) = 130 \text{ kg}$

-Le poids mort total est : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1416,38 \text{ kg}$

-le contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1416,38 + \frac{675}{2} = 1753,88 \text{ kg}$

b) calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport $\frac{D}{d}$; (D : diamètre du poulie et d : diamètre du câble)

Est d'au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tirons

Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 500 \text{ mm} \Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

On à : $C_r = C_s \cdot M \dots \dots \dots (1)$

Avec C_s : coefficient de sécurité du câble

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe

$M = Q + P_m + M_g \dots \dots \dots (2)$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ ($M_g \ll Q + P_m$) $\Rightarrow M = Q + P$

Donc $C_r = C_s \cdot M = C_s \cdot (Q + P) = 12(675 + 1416,38) = 25096,56 \text{ kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage « 0.85 »

$\Rightarrow C_r = \frac{25096,56}{0.85} = 29525,36 \text{ kg}$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec m : type de mouflage (2brins, 3brins, ...)

n : nombre des câble

Pour un câble de $d=12,22$ mm et $m=2$ on à : $C_r(1cable)=8152kg$

$$n = \frac{C_r}{C_r(1cable) \times m} = \frac{29525,36}{8152 \times 2} = 1,81 \text{ Soit } n = 2 \text{ câbles.}$$

Le nombre de câbles doit être pair et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

Le poids des câbles (M_g)

$$M_g = m \times n \times l$$

m : la masse linéaire du câble $m=0,515$ Kg/m

l : longueur du câble = 34,34 m

n : nombre des câbles = 2.

$$M_g = m \times n \times l = 0,515 \times 2 \times 34,34 = 35,37 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 1416,38 + 35,37 = 2126,75kg$$

Vérification de C_r :

$$C_r = C_r(1 \text{ câble}) \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \cdot M \rightarrow C_s = C_r / M = \frac{27716,8}{2126,75} = 13,03 > 12 \text{vérifiée}$$

Calcul de la charge permanente total G :

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g$$

Le poids de (treuil + le moteur) : $P_{treuil} = 1200$ kg

- La charge permanente totale : $G = 1416,38 + 1753,88 + 1200 + 35,37 = 4405,63$ kg

- la surcharge : $Q = 675$ kg

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6960,10 \text{ kg}$$

Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée

par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes) .

La charge totale ultime : $q_u = 6960,10$ kg

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

Soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6960,10}{4} = 1740,025kg$$

Selon le BAEL 91 la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q_0 \leq 0.045 \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

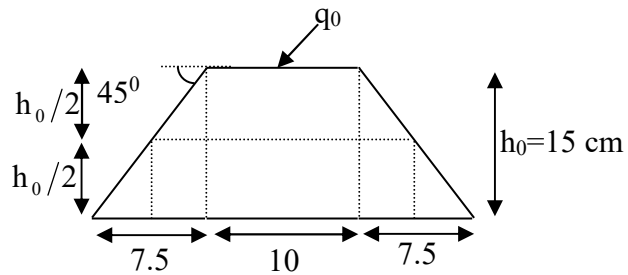


Figure IV-19 Vérification de la dalle au poinçonnement

Avec :

q_u : charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

u_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\{ U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$\{ V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 0.045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1.5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1740,025 \text{ kg}$$

Donc il n'ya pas de risque de poinçonnement.

Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

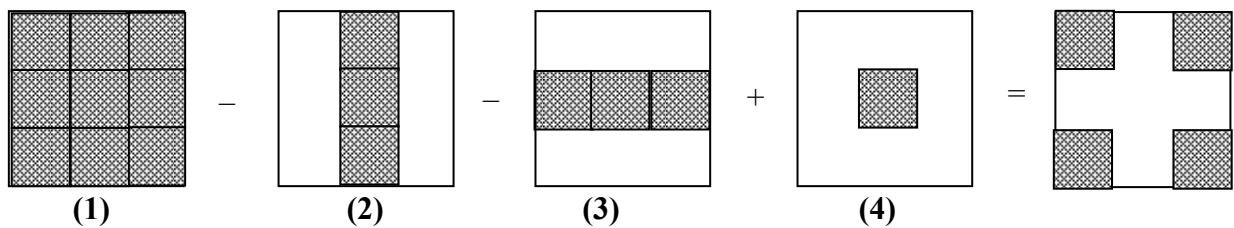


Figure IV-20 Evaluation des moments dus aux charges concentrées

Distances des rectangles :

- 1) le rectangle (1) :
 $\begin{cases} U=120 \text{ cm} \\ V=155 \text{ cm} \end{cases}$
- 2) le rectangle (2):
 $\begin{cases} U = 70 \text{ cm} \\ V = 155 \text{ cm} \end{cases}$
- 3) le rectangle (3)
 $\begin{cases} U = 120 \text{ cm} \\ V = 105 \text{ cm} \end{cases}$
- 4) le rectangle (4):
 $\begin{cases} U=70 \text{ cm} \\ V=105 \text{ cm} \end{cases}$

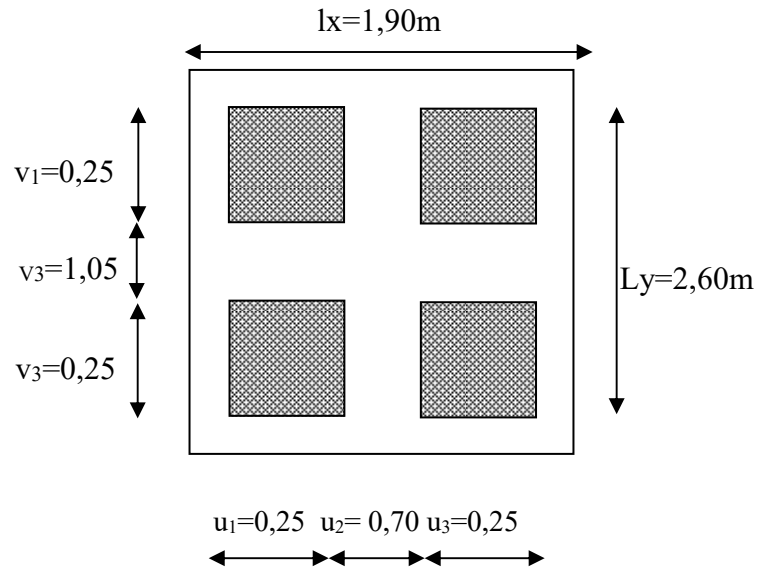


Figure IV-21 Distances des rectangles

Les moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + vM_2)P$$

$$M_y = (M_2 + vM_1)P$$

Avec v : coefficient de Poisson

À L'E L U ($v = 0$)

$$\begin{cases} M_n = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$$

$$P = P'.S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (25x25)cm² est :

$$P' = \frac{q_\mu}{u.v} = \frac{1740,025}{0,25.0,25} = 27840,4 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant: Lx=1,90m ; Ly=2,60m

Les moments dues aux charges concentrées :

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M _x (Kg.m)	M _y (Kg.m)
1	0,63	0,60	0,092	0,048	1,86	27840,40	51783,14	4764,05	2485,59
2	0,37	0,60	0,120	0,055	1,085	27840,40	30206,83	3624,82	1661,37
3	0,63	0,40	0,103	0,065	1,26	27840,40	35078,90	3613,13	2280,13
4	0,37	0,40	0,138	0,077	0,735	27840,40	20462,69	2823,85	1575,63

$$M_{X1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 349,95 \text{ Kg.m}$$

$$M_{Y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 119,72 \text{ Kg.m}$$

Moments dues aux charges réparties (poids propre):

Chargement :

$$Lx=1,90 \text{ m}$$

$$Ly=2,60 \text{ m} \quad h_0=15 \text{ cm}$$

- poids propre : $G=0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}$

- charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ Kg /m}$

Charge ultime: $qu=1,35G+1,5Q=656,25 \text{ kg/m}$

Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,9}{2,6} = 0,73 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_{\mu} \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0646 \\ \mu_y = 0,4780 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{X2} = 153,04 \text{ kg.m/r} \\ M_{Y2} = 73,15 \text{ kg.m/m} \end{cases}$$

Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0X} = M_{X1} + M_{X2} = 349,95 + 153,04 = 503 \text{ kg.m}$$

$$M_{0Y} = M_{Y1} + M_{Y2} = 119,72 + 73,15 = 192,87 \text{ kg.m}$$

Moments retenus :

En travée:

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0X} = 377,25 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0Y} = 144,65 \text{ kg.m/m}$$

Sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0X} = 251,5 \text{ kg.m/m}$$

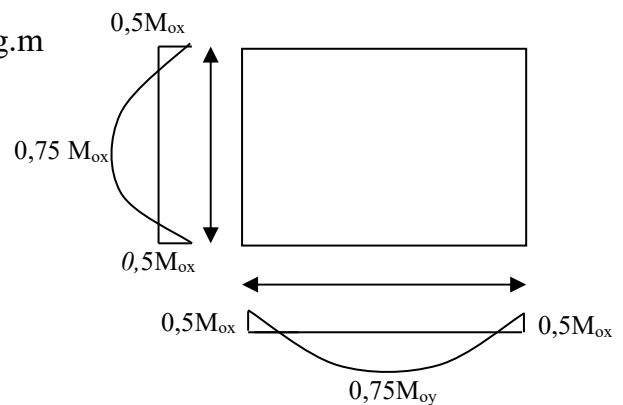


Figure IV-22 Les moments appliqués à la dalle

Calcul du ferrailage de la dalle:

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Données :

- Largeur de la poutre $b=100 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h=15 \text{ cm}$

- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9h=13,5\text{cm}$.
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400\text{ Mpa}$, $\sigma_s=348\text{Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25\text{ Mpa}$, $f_{bc}=14,17\text{Mpa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{Mp}$
- Fissuration peu préjudiciable

❖ En travée :

➤ Sens L_x :

Le moment ultime: $M_{tx} = 377,25\text{ kg.m} = 3772,5\text{ N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3772,5}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,015 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,015 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9925$$

La section d'acier (A_{s_x}): $A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3772,5}{0,9925 \times 13,5 \times 348} = 0,81\text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ Sens L_y :

Le moment ultime: $M_{tx} = 144,65\text{ kg.m} = 1446,5\text{ N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1446,5}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,006 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,006 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,997$$

La section d'acier (A_{s_x}): $A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1446,5}{0,997 \times 13,5 \times 348} = 0,31\text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ Sur appui:

Le moment ultime: $M_{ax} = M_{ay} = 251,5\text{ kg.m} = 2515\text{ N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2515}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,0097 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,0097 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9955$$

La section d'acier (A_{s_x}): $A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2515}{0,9955 \times 13,5 \times 348} = 0,54\text{ cm}^2/\text{ml}$

Section minimale des armatures:

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$)

On peut appliquée la formule suivante:

- **Sens Ly:**

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_0 (m) = 8 \cdot 0,15 = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\begin{cases} At_y = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } At_y = A_{y \min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ Aa_y = 0,54 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } Aa_y = A_{y \min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

- **Sens Lx:**

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,20 \left(\frac{3 - 0,73}{2} \right) = 1,36 \text{ cm}^2 / \text{mL}.$$

$$\begin{cases} At_x = 0,81 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 1,36 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } At_x = A_{x \min} = 1,36 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ Aa_x = 0,54 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 1,36 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } Aa_x = A_{x \min} = 1,36 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Choix des aciers:

Le diamètre: $h_0 = 15 \text{ cm} = 150 \text{ mm}$

On à : $\phi \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \phi \leq 15 \text{ mm}.$

- ✓ **En travée:**

- **Sens Lx:**

$$\begin{cases} At_x = 1,36 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min (2h_0, 25 \text{ cm}) \\ St_x \leq 25 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 5T10 \text{ p.m} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens Ly:

$$\begin{cases} At_y = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min (3h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_y \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T8 \text{ p.m} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

- ✓ **Sur appuis (chapeaux):**

$$\begin{cases} Aa = 1,36 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 25 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Nécessité de disposer des armatures transversales :

1) La dalle est bétonnée sans reprise

$$2) \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{avec : } \tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b.d}; \text{ et } \bar{\tau} = \frac{10.h_0}{3} \cdot \min(0,13f_{c28}; 5\text{Mpa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_x + V_v & \text{Sens Lx} \\ V_y + V_u & \text{Sens Ly} \end{cases}$$

$$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_y + V_u & \text{Sens Ly} \end{cases}$$

On calcule V_x et V_y : (efforts tranchants dus aux charges réparties):

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} & ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 6562,5 \frac{1,9}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,73}{2}} = 4567,31\text{N} = 4,57\text{KN}$$

Donc :

$$V_y = \frac{6562,5 \cdot 2}{3} = 4374,8\text{N} = 4,37\text{KN} < V_x$$

On calcule V_v et V_u (efforts tranchants dus aux charges localisées):

$$V_v = \frac{p_u}{2u + v} = \frac{1740,025}{2 \cdot 0,25 + 0,25} = 23,20\text{KN}$$

$$(V_v = \frac{p_u}{3 \cdot u} \leq V_u) \Leftrightarrow \frac{1740,025}{3 \cdot 0,25} = 23,20\text{KN}$$

Comme ($u=v=25 \text{ cm}$) $\Rightarrow V_u = V_v = 23,20 \text{ KN}$

Donc l'effort total V_{tot} :

- **Sens Lx** : $V_{tot} = V_x + V_v = 4,57 + 23,20 = 27,77 \text{ KN}$

- **Sens Ly** : $V_{tot} = V_y + V_u = 4,37 + 23,20 = 27,57\text{KN}$

D'où: $V_{tot} = \max(V_{totx}, V_{toty})$

$$V_{tot} = 27,77 \text{ KN}$$

Donc:

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b.d} = \frac{27,77.10^3}{1000.135} = 0,205\text{MPa.}$$

15cm ≤ h₀ = 15cm ≤ 30cm on vérifiée que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_{ulim} = \frac{10.h_0}{3} . \min(0,13f_{c28}; 5\text{Mpa})$$

$$\tau_u = 0,205\text{MPa} < \bar{\tau}_{ulim} = \frac{10.0,15}{3} . \min(0,13.25 ; 5\text{Mpa}) = 1,625 \text{MPa}.....\text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

-Les vérifications à L'E.L.S :

- Calcul des sollicitations à L'E.L.S :

a) charge localisée:

$$M_{0x} = (M_1 + v M_2) p'_{ser}$$

$$M_{0y} = (M_2 + v M_1) p'_{ser} \quad \text{Avec: } v = 0,2(\text{E.L.S})$$

$$P'_{ser} = q_{ser} . S' = \frac{P_{aser}}{u.v} . S'$$

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{u.v}; \quad P_{aser} = (G + Q) . \frac{1}{4}$$

$$P_{aser} = (4405,63 + 675) . 1/4 = 1270,16 \text{ kg}$$

$$\text{Donc: } q_{ser} = 1270,16 / (0,25)^2 = 20322,56 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{ser} = 20322,56 . S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant:

rectangle	U/Lx	V/Ly	M ₁	M ₂	S'(m ²)	P' _{ser} =q _{ser} .S'	M _{0x} (kg.m)	M _{0y} (Kg.m)
1	0,63	0,60	0,092	0,048	1,86	37799,96	3840,47	2509,92
2	0,37	0,60	0,120	0,055	1,085	22049,98	2888,55	1741,95
3	0,63	0,40	0,103	0,065	1,26	25606,42	2970,34	2191,91
4	0,37	0,40	0,138	0,077	0,735	14937,08	2291,35	1562,42

- Moment due aux charges localisées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 272,93 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 138,48 \text{ kg.m/m}$$

b- Moment due aux charges réparties (E.L.S):

$$G = 0,15.2500 = 375\text{Kg/m}^2; \quad ep = 15\text{cm}$$

$$Q = 100\text{kg/m}^2 .$$

$$Q_{ser} = 100 + 375 = 475 \text{ Kg/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,73 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 0,9 \text{ (E.L.S)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0708 \\ \mu_y = 0,6188 \end{cases}$$

$$M_{oxr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 = 0,0708 \cdot 475 \cdot 1,9^2 = 121,40 \text{ kg.m}$$

$$M_{oyr} = \mu_y \cdot M_{oxr} = 0,6188 \cdot 121,40 = 75,12 \text{ kg.m/m}$$

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 272,93 + 121,40 = 394,33 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 138,48 + 75,12 = 213,60 \text{ kg.m}$$

Les moments en travées et en appuis :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 295,75 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 160,20 \text{ kg.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50 M_{0x} = 197,16 \text{ kg.m}$$

- vérification des contraintes dans le béton :

❖ **Suivant L_x :**

✓ **En travée :**

$$M_{tx} = 2957,5 \text{ N.m} ; A_t = 3,93 \text{ cm}^2/\text{mL} ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

On à :

$$A_s' = 0 ; \text{ et } n = 15$$

D'ou :

$$50y^2 - 15 \cdot 3,93(13,5 - y) = 0$$

$$\text{Donc : } y = 3,44 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15A_s(d-y)^2$$

$$I = 100 \cdot (3,44)^3/3 + 15 \cdot 3,93(13,5 - 3,93)^2$$

$$I = 6755,85 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = (2957,5/6755,85) \cdot 3,44 = 0,999 = 1,50 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Alors :

$$\sigma_{bc}=1,50 Mpa < \bar{\sigma}_{bc}=15MPa \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

✓ **sur appuis :**

$$M_{app}=197,16 \text{ kg.m} \quad A_a=3,93\text{cm}^2/\text{ml} \quad , A' = 0.$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y=3,44\text{cm}$$

Moment d'inertie (I):

$$I=6755,85 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K..y = (M_{ser}/I).y$$

$$\sigma_{bc} = (1971,6/6755,85).3,44 = 1,00 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Alors :

$$\sigma_{bc}=100 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc}=15MPa \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

❖ **Suivant L_y :**✓ **En travée :**

$$M_{t_y} = 160,20\text{kg.m} \quad ; A_t = 2,01\text{cm}^2/\text{ml} \quad ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

On à :

$$A_s' = 0 \quad ; \text{et } n = 15$$

D'ou :

$$50y^2 - 15.2,01(13,5-y) = 0$$

$$\text{Donc : } y = 2,57\text{cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15A_s (d-y)^2$$

$$I = 100 \cdot (2,57)^3/3 + 15 \cdot 2,01(13,5-2,57)^2$$

$$I = 4167,69 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = (1602/4167,69) \cdot 2,57 = 0,99 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 0,99 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

Disposition du ferrailage:**-Arrêt des barres :**

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total.

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

$$\text{Donc : } L_s = 40\Phi = 40 \cdot 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

* Cas des charges uniformes.

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour et ancrés au de la de celui-ci.

Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max \left(L_s ; \frac{1}{4} \left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max (32 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}).$$

$$L_1 = 40 \text{ cm.}$$

$$L_2 = \max (L_s, L_1/2) = \max (32 \text{ cm} ; 20 \text{ cm})$$

$$L_2 = 32 \text{ cm.}$$

Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un sur deux dans le cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieurs au $L_x/10$ de la portée.

$$L_x/10 = 190/10 = 19 \text{ cm}$$

Armatures finales :

Suivant L_x : $A_t=3,93\text{cm}^2/\text{ml}$ soit $5\text{T}10/\text{mL}$ avec $S_t=20\text{cm}$

$A_a=3,93\text{cm}^2/\text{ml}$ soit $5\text{T}10/\text{mL}$ avec $S_t=20\text{cm}$

Suivant L_y : $A_t=2,01\text{cm}^2/\text{ml}$ soit $4\text{T}8/\text{mL}$ avec $S_t=25\text{cm}$

$A_a=3,93\text{cm}^2/\text{ml}$ soit $5\text{T}10/\text{mL}$ avec $S_t=20\text{cm}$

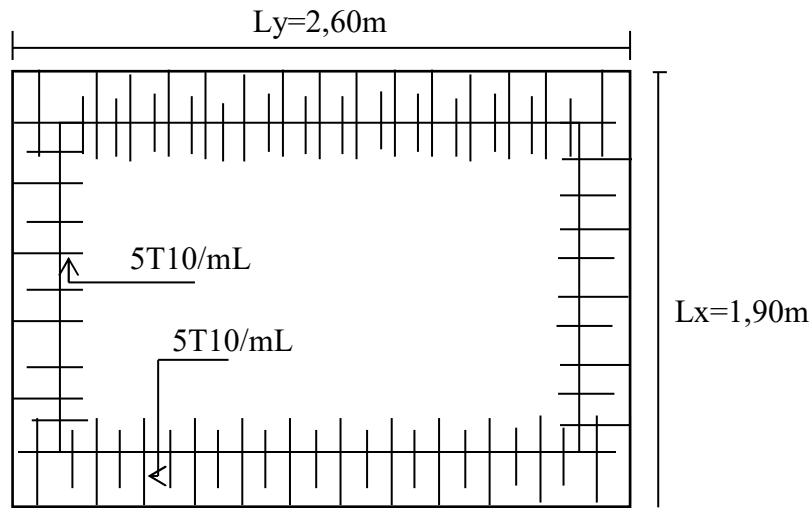
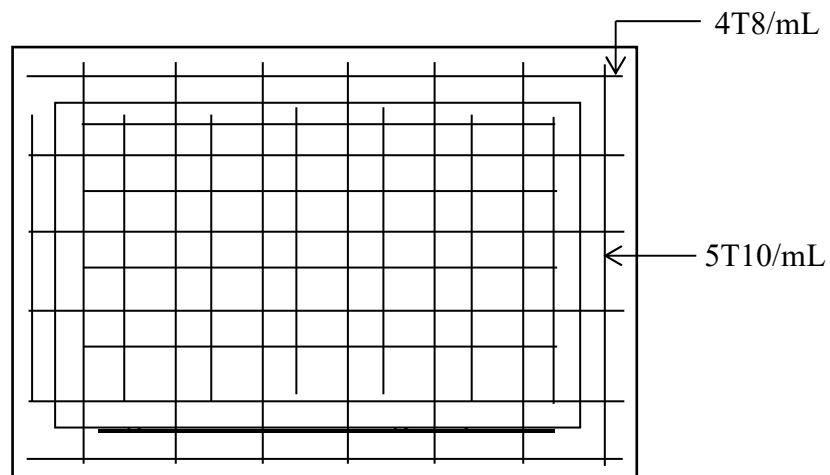


Figure IV-23 Ferrailage Supérieur du panneau de dalle d ascenseur



Ferrailage inferieure de panneau de dalle d ascenseur

Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99 (version 2003); l'épaisseur du voile doit être ≥ 15 cm.

On adopte une épaisseur $e_p = 20$ cm.

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrailé par:

$$A_{min} = 0,1\% b \cdot h_t = 0,01 \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

*Le voile est ferrailé en deux nappes avec **5T10/ml** soit ($A_{adopte} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$)*

L'espacement $S_t = 20$ cm.

ETUDE DU VENT**1-présentation générale:**

La présente étude consisté a fournir les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble de la construction et sur ses différentes parties, le document technique réglementaire (DTR C2-47) intitulé "Règlement Neige et vent- (R.N.V.99)" fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions

On déterminera la pression dynamique du vent et les coefficients de pression nette l'ouvrage se comporte comme une console verticale encastrée dans le sol soumise à une pression dynamique répartie sur la hauteur.

Les caractéristiques de la construction :

- . Située à zone I de vent
- . Le site: site plat $C_i(z)=1$ (coefficient de rugosité)
- . La pression dynamique de référence $q_{réf}(N/m^2)$ pour les constructions permanentes ; elle est donnée par le tableau suivant en fonction de la zone de vent :

Zone	$V_{réf}$ (m/s)	$q_{réf}$ (N/m²)
I	25	375
II	28	470
III	31	575

. La vitesse de référence du vent, $V_{réf}$ est la vitesse moyenne sur dix minutes mesurée dans les conditions conventionnelles avec une probabilité de dépassement égale à 0,02 (ce qui correspond à une période de retour de 50 ans).

$q_{réf}$ est calculée par: $q_{réf} = 0,5 \times \rho \times V_{réf}^2$, ou ρ (en kg/m³) est la masse volumique de l'air égale à 1,20 kg/m³.

La catégorie de terrain :

La catégorie de notre terrain est la catégorie (IV), elle est donnée dans le tableau suivant, ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

- K_T , facteur de terrain,
- Z_0 (en m); paramètre de rugosité,
- Z_{min} (en m); hauteur minimale,
- ε ; coefficient utilisé pour le calcul de coefficient C_d :

Catégorie de terrain	K_T	$Z_0(m)$	$Z_{min}(m)$	ε
(IV): zone urbaine dont aux moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieur à 15m.	0,24	1	16	0,46

Calcul de l'action du vent :

1.1-principe de calcul:

- ❖ Les actions du vent sont proportionnelles à la projection de la surface considérée dans un plan perpendiculaire à la direction du vent, appelée maître-couple
- ❖ Pour la détermination de l'action du vent, on distingue la catégorie de la construction:

Catégorie I (regroupe l'ensemble des bâtiments à usage d'habitation, administratif, Scolaire, industriel ...)

- ❖ Pour une direction du vent donnée, on doit effectuer les opérations suivantes:

Vérification à la stabilité d'ensemble de la construction:

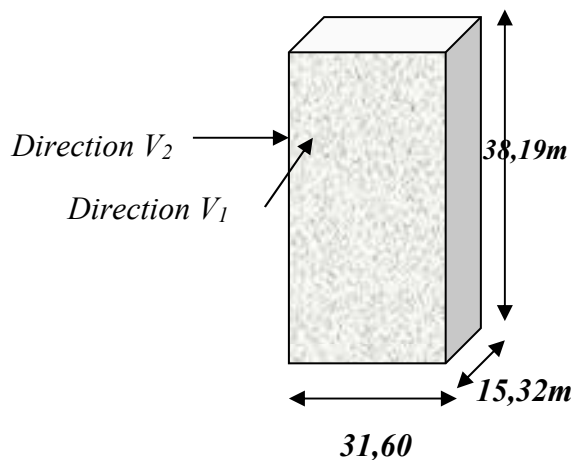
Pour déterminer la force qui tend à renverser la construction on doit effectuer les opérations suivantes:

1) Détermination de coefficient dynamique C_d :

Doit être déterminée à l'aide de l'abaque donnée dans la fig.3.1

On a : pour les dimensions suivantes:

- la hauteur total = 38,19 m
- la largeur $b = 31,60$ m
- la largeur $d = 15,82$ m



La structure du bâtiment étant en béton armé, on utilise l'abaque de la figure 3.1 de La RNV99 pour déterminer le coefficient

On a : $h = 38,19 \text{ m}$ et $b = 31,6 \text{ m}$

Suivant la direction du vent V1 on a: $Cd1=0,94 < 1,2$

Suivant la direction du vent V2 on a: $Cd2=0,96 < 1,2$

2) **Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn} :**

$$q_{dyn} = q_{réf} \cdot C_e \quad (N/m^2) \quad \text{avec: } q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$$

C_e : coefficient d'exposition au vent, il tient compte des effets de la rugosité du terrain,

De la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol.

$$C_{e(z)} = C_{t(z)}^2 \times C_{r(z)}^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_{r(z)} \times C_{t(z)}} \right]$$

C_t : coeff. de rugosité $C_t=1$

C_r : coeff. de topographie

K_T : facteur de terrain $K_T=0,24$

(z) : (en m) hauteur considérée

On détermine le coefficient d'exposition C_e à chaque hauteur considérée

D'abord on calcule le coeff. de topographie $C_{r(z)}$:

$$C_{r(z)} = K_T \cdot \ln(Z/Z_0) \dots \dots \dots \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_{r(z)} = K_T \cdot \ln(Z_{min}/Z_0) \dots \dots \dots \text{pour } Z < Z_{min}$$

($Z_{min}=16 \text{ m}$, $Z_0=1 \text{ m}$)

Le tableau suivant résume les valeurs de la pression dynamique du vent

Z(m)	Z _{min} (m)	C _t (z)	C _r (z)	C _e (z)	q _{réf}	q _{dyn} (N/m ²)
3,00	16	1,00	0,665	1,56	375	585
6,74	16	1,00	0,665	1,56	375	585
9,80	16	1,00	0,665	1,56	375	585
12,86	16	1,00	0,665	1,56	375	585
15,92	16	1,00	0,665	1,56	375	585
18,98	16	1,00	0,706	1,68	375	630
22,04	16	1,00	0,742	1,80	375	675
25,10	16	1,00	0,772	1,89	375	709
28,16	16	1,00	0,801	1,98	375	741
31,22	16	1,00	0,826	2,07	375	776
34,28	16	1,00	0,848	2,14	375	803
37,34	16	1,00	0,869	2,21	375	829

3) Coefficient de pression extérieure C_{pe} et intérieure C_{pi} :

- les valeurs des coefficients de pression extérieure pour les constructions à base en forme rectangulaire comme dans notre cas est donné dans la figure suivante:
- Pour la pression intérieure C_{pi} dans le cas des bâtiments pour les quels μ_p ne peut être déterminée (dossier technique incomplet par exemple), les valeurs extrême peuvent être utilisées : $C_{pi}=0,8$ et $C_{pi}=-0,5$

Calcul de la pression du au vent:(q_j)

Les pressions q_j sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn(z_j)} \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \quad [N/m^2]$$

1-Direction V_1 du vent :

On détermine la pression q_j dans chaque face de la tour (A, B, C, D) : [$C_d=0,94$, $C_{pi}=-0,5$]

$q_j(N/m^2)$	C_{pi}	C_{pe}	q_{dyn}	face
+796,86	-0,5	+0,9	585	A
-274,95	-0,5	-1	585	B
-137,48	-0,5	-0,75	585	C
-55	-0,5	-0,6	585	D
+829,08	-0,5	+0,9	630	A
-296,61	-0,5	-1	630	B
-148,05	-0,5	-0,75	630	C
-59,22	-0,5	-0,6	630	D
+888,30	-0,5	+0,9	675	A
-317,25	-0,5	-1	675	B
-158,625	-0,5	-0,75	675	C
-63,45	-0,5	-0,6	675	D
+933,044	-0,5	+0,9	709	A
-333,23	-0,5	-1	709	B
-166,615	-0,5	-0,75	709	C
-66,646	-0,5	-0,6	709	D
+975,156	-0,5	+0,9	741	A
-348,27	-0,5	-1	741	B
-174,135	-0,5	-0,75	741	C
-69,654	-0,5	-0,6	741	D
+1021,216	-0,5	+0,9	776	A
-364,72	-0,5	-1	776	B
-182,36	-0,5	-0,75	776	C
-72,944	-0,5	-0,6	776	D
+1056,748	-0,5	+0,9	803	A
-377,41	-0,5	-1	803	B
-188,705	-0,5	-0,75	803	C
-75,482	-0,5	-0,6	803	D
+1090,964	-0,5	+0,9	829	A
-389,63	-0,5	-1	829	B
-194,815	-0,5	-0,75	829	C
-77,926	-0,5	-0,6	829	D

2-Direction V_2 du vent: [$C_d=0,96$, $C_{pi}=-0,5$]

$q_j(N/m^2)$	C_{pi}	C_{pe}	q_{dyn}	face
+730,08	-0,5	+0,8	585	A
-280,8	-0,5	-1	585	B
-140,4	-0,5	-0,75	585	C
-56,16	-0,5	-0,6	585	D
+787,24	-0,5	+0,8	630	A
-303,4	-0,5	-1	630	B
-151,2	-0,5	-0,75	630	C
-60,48	-0,5	-0,6	630	D
+842,4	-0,5	+0,8	675	A
-324	-0,5	-1	675	B
-129,6	-0,5	-0,75	675	C
-64,8	-0,5	-0,6	675	D
+884,83	-0,5	+0,8	709	A
-340,32	-0,5	-1	709	B
-170,16	-0,5	-0,75	709	C
-68,064	-0,5	-0,6	709	D
+924,79	-0,5	+0,8	741	A
-355,68	-0,5	-1	741	B
-177,84	-0,5	-0,75	741	C
-71,14	-0,5	-0,6	741	D
+968,49	-0,5	+0,8	776	A
-372,48	-0,5	-1	776	B
-186,24	-0,5	-0,75	776	C
-74,50	-0,5	-0,6	776	D
+1002,15	-0,5	+0,8	803	A
-385,44	-0,5	-1	803	B
-192,72	-0,5	-0,75	803	C
-77,90	-0,5	-0,6	803	D
+1034,60	-0,5	+0,8	829	A
-397,92	-0,5	-1	829	B
-198,96	-0,5	-0,75	829	C
-79,59	-0,5	-0,6	829	D

Calcul de la résultante des pressions agissant à la surface de la construction :

En général, la force résultante (R) se décompose en deux forces:

- ❖ une force globale horizontale F_w qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction
- ❖ une force de soulèvement F_u qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

Dans notre construction on n'a pas de toiture, alors $F_u=0$ est sera donc:

$$R=F_w=\Sigma F_{wi}=\Sigma (q_j .S_j) \quad [\text{en N}]$$

Avec: Σ : désigne la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

q_j : en (N/m^2) la pression du vent.

S_j : en (m^2) air de l'élément de surface j .

Donc en détermine la force horizontale (F_w) parallèle à la direction du vent considérée dans les deux faces perpendiculaires à cette force, (face A etD) à chaque niveau :

$$F_w=q_j .S_j$$

1) suivant la direction V_1 :

Face	A			D			$Fw_i = \Sigma Fw_A + Fw_D$ [KN]
	$S_j = b \cdot h (m^2)$	$q_j (N/m^2)$	Fw_A	$S_j = b \cdot h (m^2)$	$q_j (N/m^2)$	Fw_D	
1 ^{er} au 5 ^{em}	$31,6 \times 15,92 = 503,07$	796,86	400,44	$15,82 \times 15,92 = 251,85$	-55	-13,85	386,59
6	$31,60 \times 3,06 = 96,70$	829,08	80,16	$15,82 \times 3,06 = 48,41$	-59,22	-2,86	77,3
7	96,70	888,30	85,87	48,41	-63,45	-3,04	82,83
8	96,70	933,04	90,22	48,41	-66,65	-3,22	87
9	96,70	975,16	94,28	48,41	-69,65	-3,37	61,91
10	96,70	1021,22	98,73	48,41	-72,95	-3,53	95,2
11	96,70	1056,75	102,16	48,41	-75,45	-3,65	98,51
12	$3,5 \times 3,06 = 10,71$	1090,96	11,67	$8 \times 3,06 = 24,48$	-77,93	-1,88	9,79
							$Fw_{total} = 899,13 Kn$

La force horizontale globale suivant la direction V_1 du vent est: $Fw = 899,13 KN$

2) suivant la direction V_2 :

face	A			D			$Fw_i = \Sigma Fw_A + Fw_D$ [KN]
	$S_j = b \cdot h (m^2)$	$q_j (N/m^2)$	Fw_A	$S_j = b \cdot h (m^2)$	$q_j (N/m^2)$	Fw_D	
1 ^{er} au 5 ^{eme}	$15,82 \times 15,92 = 251,85$	730,08	183,85	$31,6 \times 15,92 = 503,07$	-56,16	-28,17	155,68
6	$15,82 \times 3,06 = 48,41$	787,24	38,10	$31,6 \times 3,06 = 96,70$	-60,48	-5,84	32,26
7	48,41	842,4	40,76	96,70	-64,8	-6,27	34,49
8	48,41	884,83	42,80	96,70	-68,064	-6,57	36,23
9	48,41	924,79	44,73	96,70	-71,14	-6,87	37,86
10	48,41	968,49	46,86	96,70	-74,50	-7,20	39,66
11	48,41	1002,15	48,50	96,70	-77,90	-7,53	40,97
12	$8 \times 3,06 = 24,48$	1034,60	25,31	$3,5 \times 3,06 = 10,71$	-79,59	-0,85	24,46
							$Fw_{total} = 401,61 K$ n

La force horizontale globale suivant la direction V_2 du vent est: $Fw = 401,61 KN$

- ❖ par comparaisant entre les forces horizontales dues au séisme et celle du au vent, on remarque que les efforts sismiques sont très importants que les efforts du au vent, Donc on prend-en considération dans le calcul les efforts sismiques.

CHARGEMENT DES PORTIQUES**1) -Étude sous charges verticales et horizontales :****I-1- Introduction :**

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres, voiles) dans les différents nœuds et travées. Pour Déterminer les sollicitations on a utilisé le programme **ETABS v9.5** ce qui nous a permis de Calculer les portiques.

2- Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessous, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [**BAEL 91 et R.P.A 99 (version 2003)**]

❖ Poutres :

- sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

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

- sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} \blacksquare 0,8G \pm E \\ \blacksquare G + Q \pm E \end{cases}$$

❖ Poteaux :

- sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

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

- sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} \blacksquare G + Q \pm E \\ \blacksquare 0,8G \pm E \end{cases}$$

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique

-Le chargement :

Pour la détermination du chargement du portique, on calcule les charges supportées par la poutre De part et d'autre

Sens longitudinal : « poutre principale (35x40) cm² »

Portique de rive (A), (J): $L=L_1/2=4,6/2=2,30\text{ m}$

Niveau	Charge W_i (t)	Charge G_T (t/m)	Surcharge Q (t/m)
11^{eme} Terrasse1	Acrotère : $0,7 \times 0,1 \times 2,5 = 0,175$	1,78	$0,1 \times 2,30 = 0,230$
	Plancher : $2,30 \times 0,545 = 1,25$		
	Poutre: $0,35 \times 0,40 \times 2,5 = 0,35$		
2^{eme} ... 10^{eme}	Plancher $2,3 \times 0,514 = 1,18$	1,53	$0,15 \times 2,30 = 0,345$
	Poutre: $0,35 \times 0,40 \times 2,5 = 0,35$		
	Surcharge : 0,230		
1^{ère}(RDC)	Plancher : $2,3 \times 0,6 = 1,38$	1,73	$0,40 \times 2,30 = 0,92$
	Poutre: $0,35 \times 0,40 \times 2,5 = 0,35$		

-Portique intermédiaire (B),(I): $L=L_1/2+L_2/2=4,6/2+3,15/2=3,88\text{ m}$

Niveau	Charge W_i (t)	Charge G_T (t/m)	Surcharge Q (t/m)
11^{eme} Terrasse1	Plancher: $3,88 \times 0,545 = 2,1146$	2,46	0,388
	Poutre: $0,35 \times 0,40 \times 2,5 = 0,35$		
2^{eme} ... 10^{eme}	Plancher: $3,88 \times 0,514 = 1,99$	2,95	0,582
	Poutre: 0,35		
	Mur : $2,71 \times 0,28 \times 0,8 = 0,607$		
1^{ère}(RDC)	Plancher: $3,88 \times 0,60 = 2,328$	2,68	1,55
	Poutre: 0,35		

-Portique intermédiaire (C),(H): $L=L_1/2+L_2/2=3,15/2+3,05/2=3,10\text{ m}$

Niveau	Charge W_i (t)	Charge G_T (t/m)	Surcharge Q (t/m)
11^{eme} Terrasse1	Plancher: $3,10 \times 0,545 = 1,69$	2,04	0,310
	Poutre: $0,35 \times 0,40 \times 2,5 = 0,35$		
2^{eme} ... 10^{eme}	Plancher: $3,10 \times 0,514 = 1,59$	1,94	0,465
	Poutre: 0,35		
	Surcharge : $0,15 \times 3,10 = 0,465$		
1^{ère}(RDC)	Plancher: $3,10 \times 0,60 = 1,86$	2,21	1,24
	Poutre: 0,35		
	Surcharge : $0,4 \times 3,10 = 1,55$		

-Portique intermédiaire (D),(G): $L=L_1/2+L_2/2=3,05/2+3,40/2=3,23\text{ m}$

Niveau	Charge W_i (t)	Charge G_T (t/m)	Surcharge Q (t/m)
11^{ème} Terrasse1	Plancher: $3,23 \times 0,545 = 1,76$	2,11	0,323
	Poutre: $0,35 \times 0,40 \times 2,5 = 0,35$		
2^{ème} ... 10^{ème}	Plancher: $3,23 \times 0,514 = 1,66$	2,01	0,484
	Poutre: 0,35		
	Surcharge : $0,15 \times 3,23 = 0,484$		
1^{ère}(RDC)	Plancher: $3,23 \times 0,60 = 1,94$	2,29	1,29
	Poutre: 0,35		
	Surcharge : $0,4 \times 3,23 = 1,29$		

-Portique intermédiaire (E),(F): $L=L_1/2+L_2/2=3,40/2+2,90/2=3,15\text{ m}$

Niveau	Charge W_i (t)	Charge G_T (t/m)	Surcharge Q (t/m)
11^{ème} Terrasse1	Plancher: $3,15 \times 0,545 = 1,72$	2,07	0,315
	Poutre: $0,35 \times 0,40 \times 2,5 = 0,35$		
2^{ème} ... 10^{ème}	Plancher: $3,15 \times 0,514 = 1,62$	1,97	0,4725
	Poutre: 0,35		
	Surcharge : $0,15 \times 3,15 = 0,4725$		
1^{ère}(RDC)	Plancher: $3,15 \times 0,60 = 1,89$	2,24	1,26
	Poutre: 0,35		
	Surcharge : $0,4 \times 3,15 = 1,55$		

-Sens transversal : « poutre secondaire (35,35)cm² »

-Portique de rive : (1),(5):L=0,65/2=0,325 m

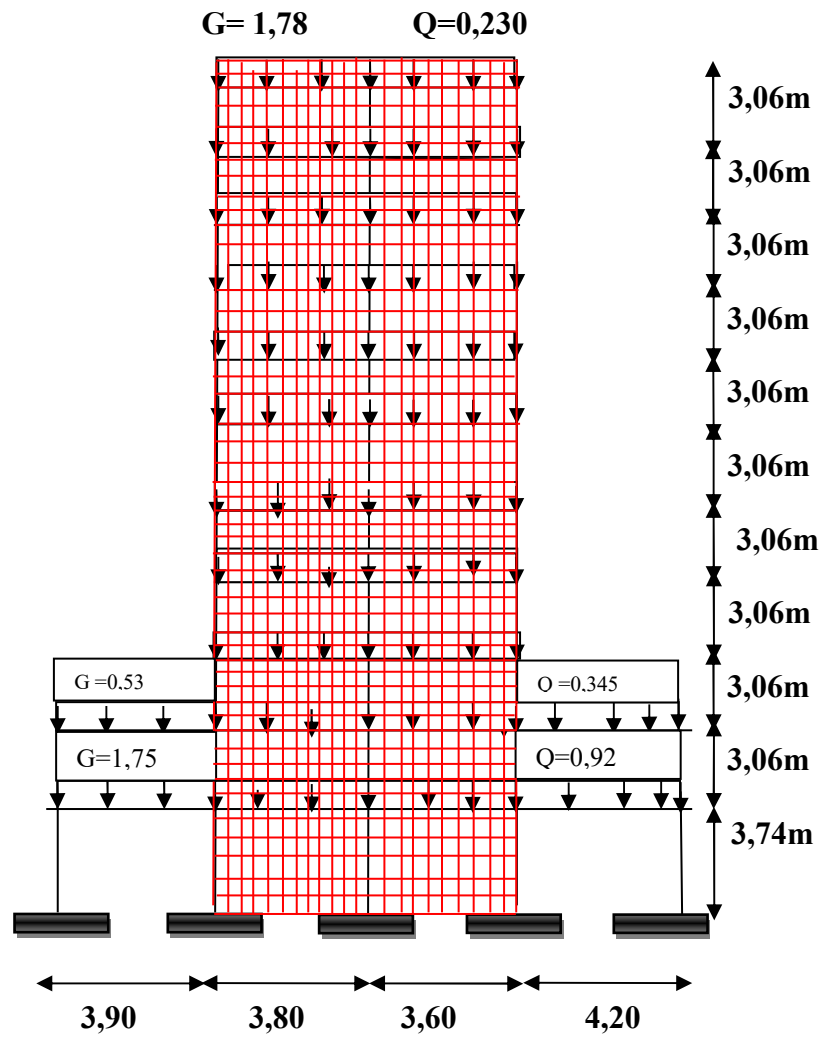
Niveau	Charge W_i (t)	Charge G_T (t/m)	Surcharge Q (t/m)
11 ^{eme} Terrasse	Acrotère : 0,7x0,1x2,5=0,175	0,66	0,1x0,325=0,0325
	Plancher: 0,325x0,545=0,177		
	Poutre:0,35x0,35x2,5=0,3063		
2 ^{eme} ...10 ^{eme}	Plancher: 0,325x0,514=0,167	1,93	(0,325x0,15)+(1,60x0,35) =0,61
	Balcon: 1,60x0,534=0,854		
	Poutre: 0,35x0,35x2,5=0,3063		
	Mur ext:2,71x0,28x0,8=0,607		
1 ^{ere} (RDC)	Plancher : 0,325x0,60=0,195	1.26	0,40x0,325=0,13
	Poutre:0,3063		
	Mur ext:3,39x0,28x0,8=0,76		

-Sens transversal : « poutre secondaire (35,35)cm² »

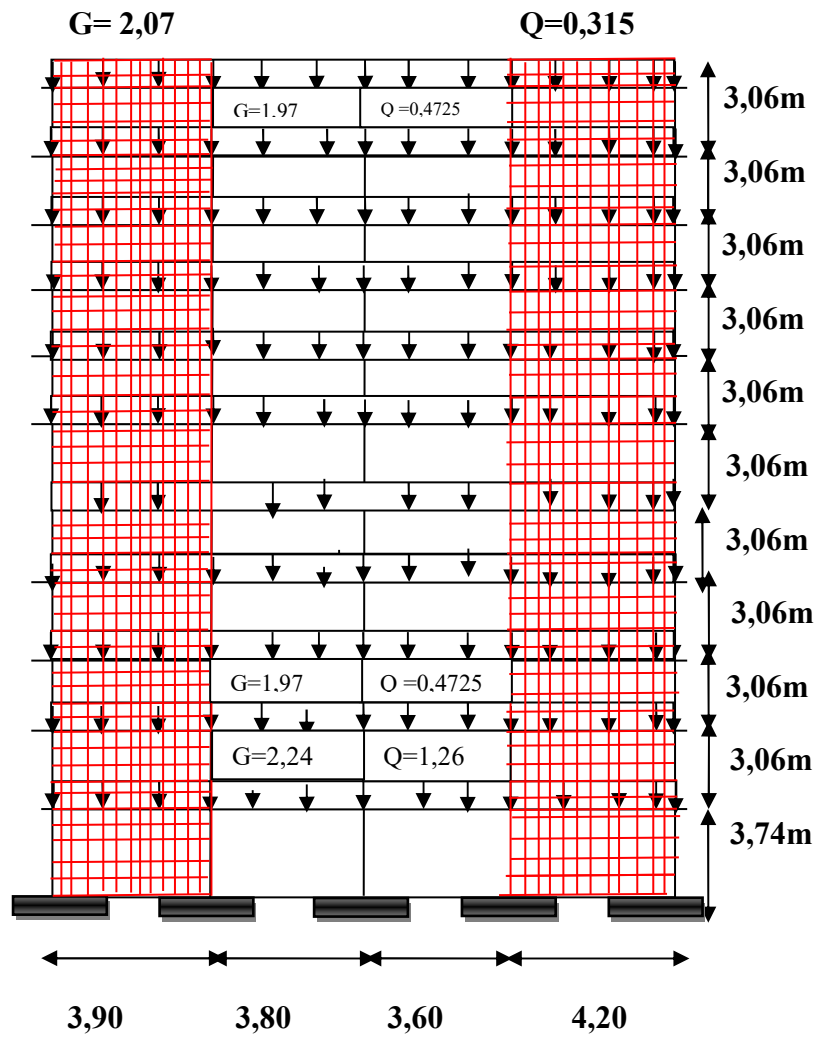
-Portique de intermediaire : (2),(3) ,(4) :L=0,65m

Niveau	Charge W_i (t)	Charge G_T (t/m)	Surcharge Q (t/m)
11 ^{eme} Terrasse	Plancher: 0,65x0,545=0,354	0,66	0,1x0,65=0,065
	Poutre:0,35x0,35x2,5=0,3063		
2 ^{eme} ...10 ^{eme}	Plancher: 0,65x0,514=0,334	1,28	(0,65x0,15)+(1,20x0,35) = 0,52
	Balcon: 1,20x0,534=0,6408		
	Poutre: 0,35x0,35x2,5=0,3063		
	Surcharge :0,52		
1 ^{ere} (RDC)	Plancher : 0,65x0,60=0,39	1,46	0,40x0,65=0,26
	Poutre:0,3063		
	Mur ext:3,39x0,28x0,8=0,76		

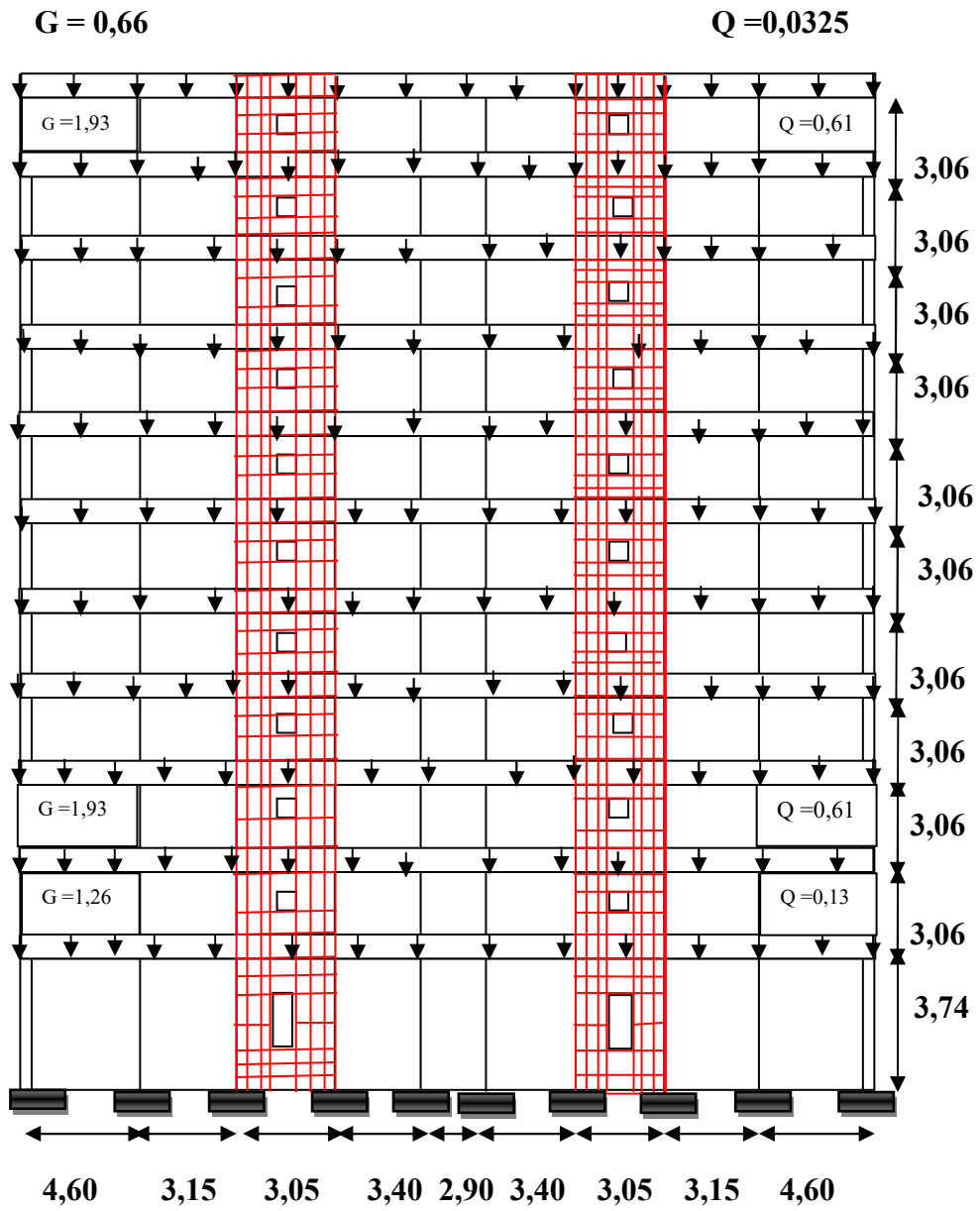
Sens longitudinal : portique de rive avec voile plein [t/ml]



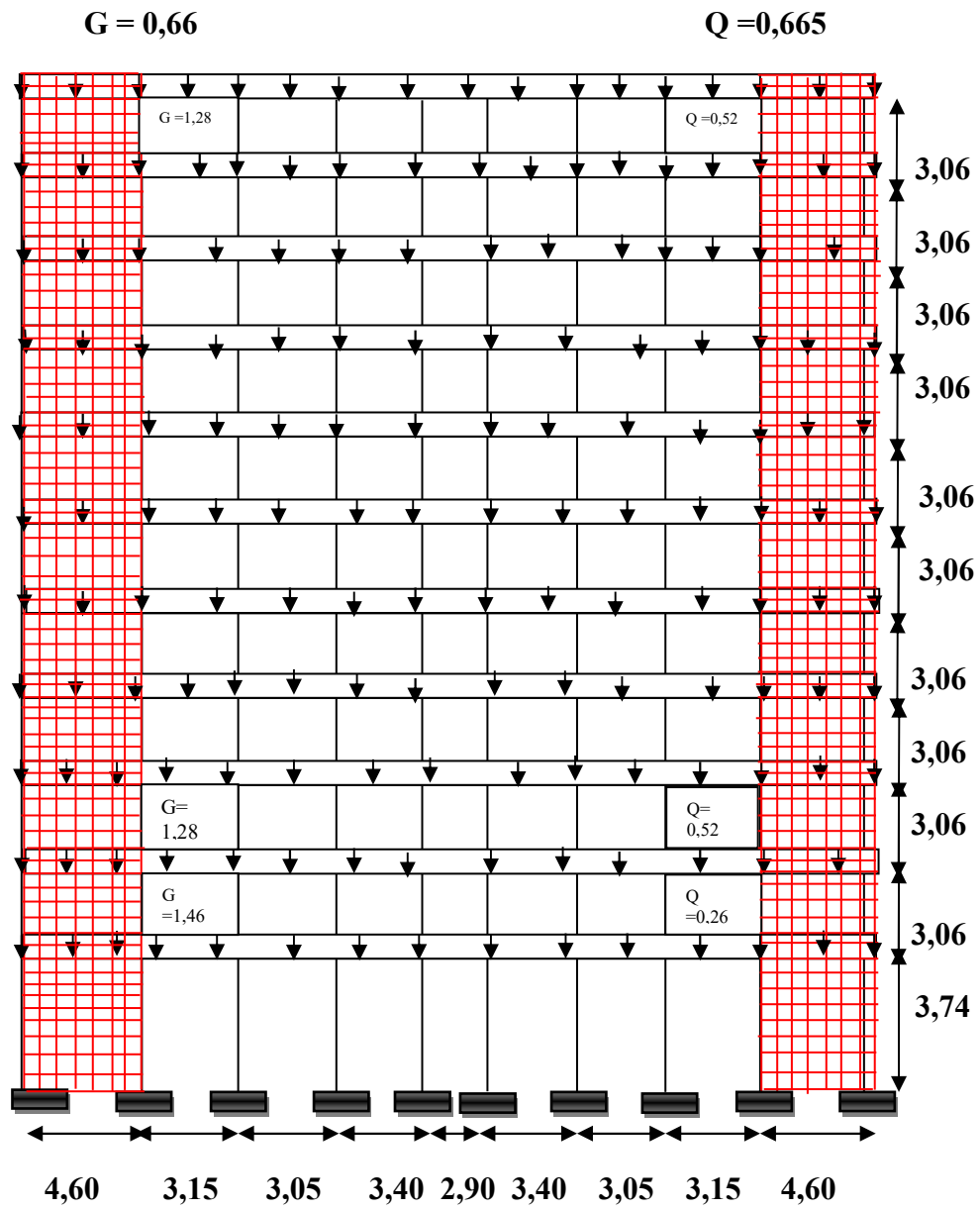
Sens longitudinal : portique intermédiaire avec voile [t /ml]



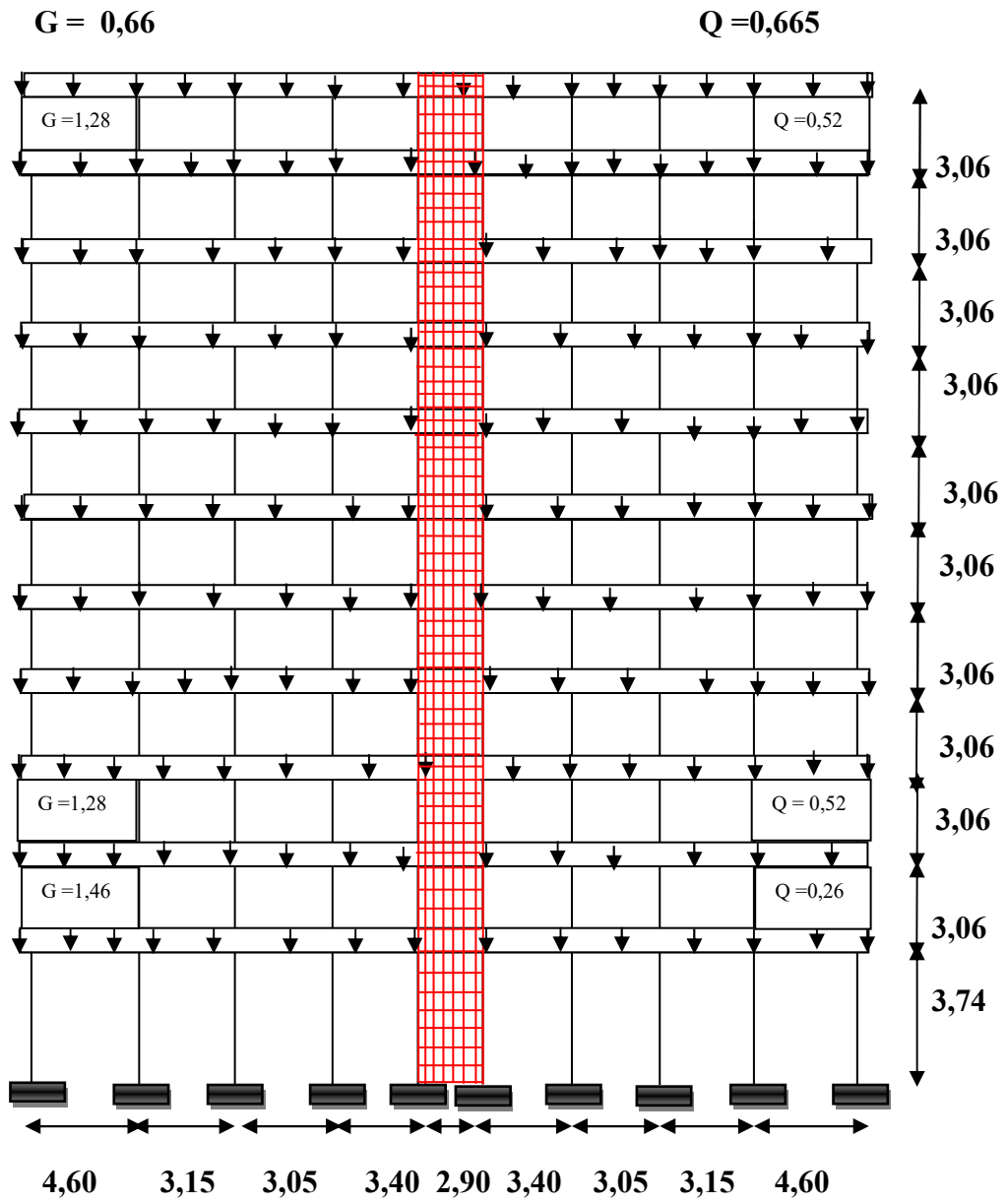
Sens transversale : portique de rive avec voile [t /ml]



Sens transversale : portique intermédiaire avec mur voile [t /ml]



Sens transversale : portique intermédiaire avec voile [t/ml]



FERRAILLAGE DES PORTIQUES**1) Ferrailage des poutres :****Méthode de calcul :**

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre

$$\begin{array}{l}
 \text{- sollicitation du 1^{er} genre} \quad Sp_1 = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } Msp_1 \\
 \text{- sollicitation du 2^{eme} genre} \quad \left\{ \begin{array}{l} Sp_2 = 0,8G \pm E. \Rightarrow \text{Moment correspondant } Msp_2 \\ SP_2 = G + Q \pm E. \end{array} \right.
 \end{array}$$

➤ si $Msp_2/Msp_1 < 1,15$ on détermine les armatures sous Sp_1

➤ si $Msp_2/Msp_1 > 1,15$ on détermine les armatures sous Sp_2 .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.}$

$$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa}$$

Pour les autres cas : $\gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$

$$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa}$$

Les armatures longitudinales :

D'après le R.P.A 99 (révisées en 2003) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% bh_t$.
- Section d'armature maximale: $A_{max1} = 4\% bh_t$. (Zone courante)

$$A_{max2} = 6\% bh_t. \text{ (Zone de recouvrement)}$$

1) sens longitudinal : « poutre principale (35x40) cm² »

a.1) Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adoptée, on a :

$$A_{min} = 0,5\%b.ht = 0,5 \times 35 \times 40 / 100 = 7,00 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\%b.ht = 4 \times 35 \times 40 / 100 = 56 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% b.ht = 6 \times 35 \times 40 / 100 = 84 \text{ cm}^2$$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

Exemple de calcul :

10^{eme} étages

- En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 4,67 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 8,19 \text{ t.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 1,75 > 1,15 \text{ donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b=35\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_i=40\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9 \times h_i = 36 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400 \text{ Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1 \text{ Mpa}$.
- Fissuration peu préjudiciable

Moment ultime M_u	M_u	8,19 t.m	$\mu = 0,127 < \mu_l = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,127	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,170	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,932	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	7,01 cm ²	

on adopte : **3T14(fil)+2T14(ch)=7,70 cm²**

- En appuis :

$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 11,004 \text{ t.m...}$

$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 11,914 \text{ t.m}$

$\frac{Ma_{sp2}}{Maspl} = 1,08 < 1,15$ donc le calcul se fait sous (Sp_1)

Moment ultime M_u	Ma	11,004 t.m	$\mu = 0,171 < \mu_l = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = Ma / (b x d^2 x f_{bc})$	0,171	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,236	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,9055	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s x \beta x d)$	9,70 cm²	

On adopte : 3T14(fil)+3T16(ch)=10,65 cm²

Tableau récapitulatif du ferrailage des différents niveaux :

Sens longitudinal : « poutre principale (35x40) cm² »

Poutre de rive :

niveau	section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M_{sp1}	M_{sp2}				
RDC	Appuis	3,25	5,345	5,345	7,00	4,45	3T14fil+1T14ch=6,16
	Travée	2,90	2,524	2,90	7,00	2,36	3T14=4,62
1^{ere} au 10^{eme}	Appuis	2,727	5,531	5,531	7,00	4,62	3T14fil+1T14ch=6,16
	Travée	2,12	3,63	3,63	7,00	2,98	3T14=4,62
terrasse	Appuis	0,229	0,212	0,229	7,00	0,18	3T14=4,62
	Travée	0,102	0,125	0,125	7,00	0,099	3T12=3,39

Poutre intermédiaire :

Niveau	Section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC	Appuis	4,256	5,10	510	7,00	4,24	3T14fil+1T14ch=6,16
	Travée	3,051	2,365	3,051	7,00	2,50	3T14=4,62
1 ^{ere} au 10 ^{eme}	Appuis	8,456	11,914	11,914	7,00	10,56	3T16fil+(2T20)ch=11,78
	Travée	4,313	8,199	8,19	7,00	7,01	3T16fil+2T14ch=7,70
terrasse1	Appuis	7,914	10,673	10,673	7,00	9,34	3T14fil+3T16ch=10,65
	Travée	4,008	6,378	6,378	7,00	5,37	3T14fil+1T14ch=6,16

2-sens transversal : « poutre secondaire (35x35) cm² »

Armature longitudinale :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

$$A_{min} = 0,5\%bht = 0,5 \times 35 \times 35 / 100 = 6,125 \text{ cm}^2 \quad (\text{sur toute la section})$$

$$A_{max1} = 4\%bht = 4 \times 35 \times 35 / 100 = 49 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% bht = 6 \times 35 \times 35 / 100 = 73,5 \text{ cm}^2$$

Poutre de rive :

niveau	section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC	Appuis	3,231	3,551	3,23	6,125	3,05	3T14=4,62
	Travée	1,87	1,715	1,87	6,125	1,74	3T14=4,62
1 ^{ere} au 10 ^{eme}	Appuis	4,693	7,835	7,835	6,125	7,84	3T14fil+2T16ch=8,64
	Travée	2,943	6,541	6,541	6,125	6,41	3T14fil+2T14ch=7,70
terrasse1	Appuis	3,86	6,368	6,368	6,125	6,24	3T14fil+2T14ch=7,70
	Travée	2,468	6,011	6,001	6,125	5,86	3T14fil+1T14ch=6,16

Poutre intermédiaire :

niveau	section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC	Appuis	2,285	4,141	4,141	6,125	3,95	3T14=4,62
	Travée	1,178	2,178	2,178	6,125	2,03	3T14=4,62
1 ^{ère} au 10 ^{ème}	Appuis	6,57	10,284	10,284	6,125	10,57	3T14fil+3T16ch=10,65
	Travée	4,239	7,948	7,948	6,125	7,95	3T14fil+2T16ch=8,64
terrasse1	Appuis	5,545	8,736	8,736	6,125	8,84	3T14fil+3T14ch=9,24
	Travée	3,919	6,517	6,517	6,125	6,40	3T14fil+2T14ch=7,70

Les vérifications :

Sens longitudinal : « poutre principale (35x40) cm²»

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bxdxft_{28}/f_e = 0,23x35x36x2,1/400 = 1,52cm^2.$$

Adopté > Amin.....condition vérifiée.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bxd) = 12,35x100/(35x36) = 0,99Mpa \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5Mpa) = 3,25Mpa. \\ \tau_u = 0,99 < \bar{\tau}_u = 3,25Mpa.....condition vérifiée. \end{array} \right.$$

Pas de risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

Calcul les armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (11,43 ; 35 ; 12)$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

-Calcul de L'espacement:

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d ; 40cm) \\ St \leq \min (32,4 ; 40cm) \end{array} \right. \Rightarrow St \leq 32,4cm$$

Zone nodale : $St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l ; 30cm)$
 $St \leq \min (10 ; 14,4 ; 30cm)$

On prend $S_t=10\text{cm}$ zone nodale

Zone courante: $S_t \leq h/2$
 $S_t \leq 20\text{cm}$

On prend $S_t = 15\text{cm}$ zone courante

La section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$F_e = 400 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,99 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 35}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,068 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

-Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max\left(\frac{0,068}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right) = 0,034 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,034 \times b}{f_e} = \frac{0,034 \times 35}{235} = 0,0050 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,0050 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où \quad At \geq 0,075 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{max} = 12,35 \text{ t} \quad M_{app} = 11,91 \text{ t.m}$$

$$\delta_u = M_{app} / Z = 11,91 / 0,9 \times 31,5 \times 10^{-2} = 42,01 \text{ t} > 12,35 \text{ t}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

$F_e = 235 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1,15$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(1,32 - 0,3 \cdot 1,2,1) \cdot 35}{0,9 \cdot 1,15 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,133 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

-Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est :

$$\bar{\sigma}_b = Fb/S \quad \left\{ \begin{array}{l} Fb = T\sqrt{2} \text{ (l'état d'équilibre)} \\ S = a \times b/\sqrt{2} \end{array} \right.$$

d'ou: $\bar{\sigma}_b = 2T/ab$

a : longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$, mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différentes de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$2T/ab \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b \quad \Rightarrow a \geq 2T \gamma_b / 0,8 b f_{c28}$$

$$a \geq 2 \times 123,5 \times 1,5 / (0,8 \times 35 \times 25 \times 10) = 0,053 \text{ m} = 5,30 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 35 - 4 = 31 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 31 \text{ cm}$$

$$a = 31 \text{ cm} > 5,30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Entraînement des armatures :

Vérification des contraintes d'adhérence :

$$\tau_{u,ser} = T / 0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{u,ser} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de scellement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T : Effort tranchant max $T = 123,5 \text{ KN}$

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus $n = 3$

μ : Périmètre d'armature tendu $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,6 = 5,024 \text{ cm}$

$$\tau_{u,ser} = 123,5 \times 10^3 / 0,9 \times 31,5 \times 5,024 \times 3 \times 10^2 = 2,89 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{u,ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u,ser} = 2,89 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u,ser} = 3,15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,835 \text{ Mp}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \Phi f_e / 4\tau_s$$

Avec Φ : diamètre d'une barre

$$L_s = 1,6 \times 400 / (4 \times 2,835) = 56,44 \text{ cm}$$

Cette longueur dépassée la largeur de la poutre « 35 cm » donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,6 = 8,8 \text{ cm}$

Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 36 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 24,8 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 1,64 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 23,6 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 4,77 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,6 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 22,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 7,89 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser} = 3,36 \text{ t.m}$$

$$A = 4,62 \text{ cm}^2$$

1-position de l'axe neutre :

$$by^2/2 - n.A(d-y) = 0 \Leftrightarrow 17,5y^2 + 69,3y - 2494,8 = 0 \Rightarrow y = 10,12 \text{ cm}$$

2-moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + n.A(d-y)^2 = 58507,09 \text{ cm}^4$$

3- contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K.y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3,36 \times 10^4}{58507,09} \times 10,12 = 5,81 \text{ Mpa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} = 5,81 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Vérification de la flèche :

$$M_{tmax} = 3,36 \text{ t.m}, M_0 = 4,2 \text{ t.m}$$

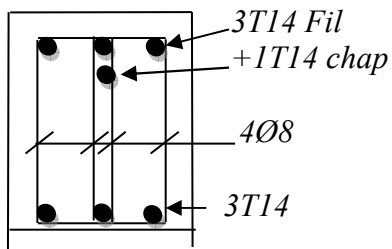
$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} h/L > 1/16 \dots\dots\dots 0,105 > 0,0625 & (\text{vérifiée}) \\ h/L > M_t/10M_0 \dots\dots\dots 0,105 > 0,008 & (\text{vérifiée}) \\ A_s/bd < 4,2/f_e \dots\dots\dots 0,0036 < 0,0105 & (\text{vérifiée}). \end{array} \right.$$

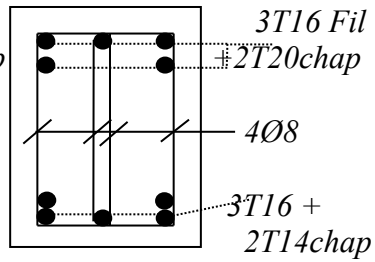
Poutre principale (35x40) cm²

Poutre intermediaire

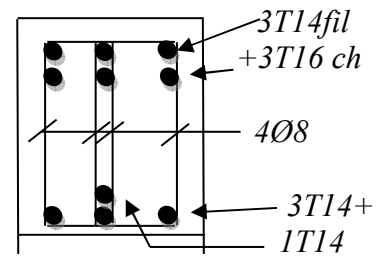
Niveau (1)



niveaux (2...10)

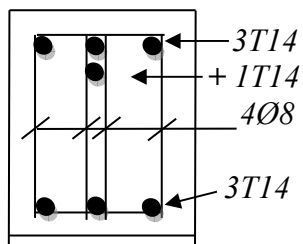


niveau terrasse

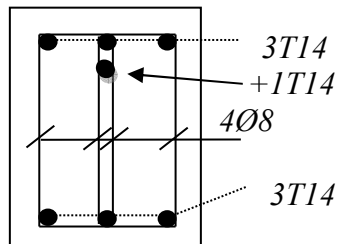


Poutre de rive

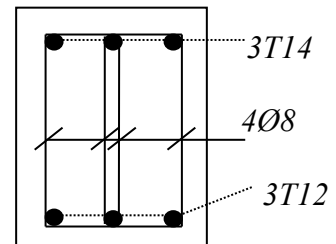
Niveau (1)



niveaux (2...10)



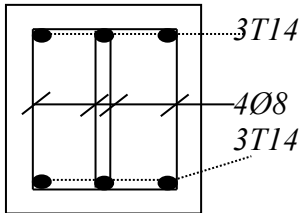
niveau terrasse



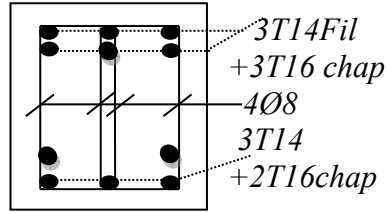
Poutre secondaire (35x35) cm²

Poutre intermediaire

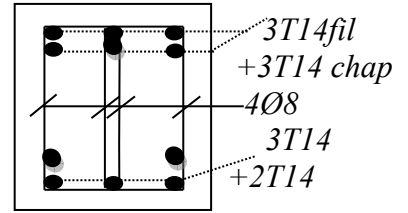
Niveau (1) R.D.C



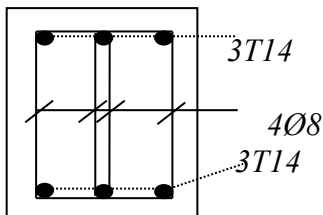
niveaux (2...10)



niveau terrasse (1)

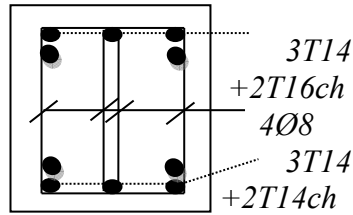


Niveau (1) R.D.C

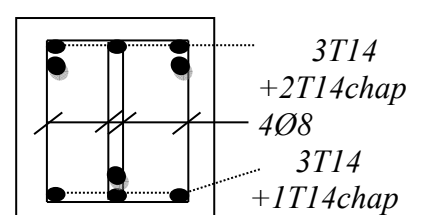


Poutre de rive

niveaux (2...10)



niveau terrasse (1)



Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires

2) ferraillage des poteaux :

méthode de calcul :

En générale les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée

La section des armatures doit être égale au maximum entre les 6 sections des trois

Combinaisons suivante :

$$\begin{aligned}
 - 1^{er} \text{ genre : } 1,35G+1,5Q &\Rightarrow [N \text{ max}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_1 \\
 &[N \text{ min}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_2 \\
 &[M \text{ max}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2^{eme} \text{ genre : } 0,8G \pm E &\Rightarrow [N \text{ max}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_4 \\
 G+Q \pm E &[N \text{ min}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_5 \\
 &[M \text{ max}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_6
 \end{aligned}$$

dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefs de sécurités (γ_s, γ_b)

$$\text{pour situation accidentelle : } \gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pour les autres cas : } \gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ Mpa}$$

Ferraillage exigé par RPA 99 2003V

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droite et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone II)
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4% en zone courante, 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø (zone II)
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux seront donnés dans des tableaux.

tableau donnant les sections min et max imposées par le RPA 99 V 2003 :

Famille de poteaux	$A_{\text{min}}=0,8 \%bht$	$A_{\text{max1}}=4\%bht$	$A_{\text{max2}}=6\%bht$
1 ^{ere} famille(45x60)cm ²	21,6cm ²	108cm ²	162cm ²
2 ^{eme} famille(40x55)cm	17,6cm ²	88cm ²	148,5cm ²
3 ^{eme} famille(35x50)cm ²	14cm ²	70cm ²	105cm ²

tableau donnant les sollicitations défavorables de chaque niveau :

Poteaux	1 ^{er} genre		2 ^{eme} genre	
Poteau de rive RDC...3^{eme} (45x60)cm²	$N_{max}=225,82t$	$M_{2-2}= 0,253 t.m$	$N_{max}=186,17 t$	$M_{2-2}=2,196t.m$
		$M_{3-3}= 1,562 t.m$		$M_{3-3}=0,635t.m$
	$N_{min}=9,29t$	$M_{2-2}=0,615t.m$	$N_{min}=2,52 t$	$M_{2-2}=1,559t.m$
		$M_{3-3}=4,69 t.m$		$M_{3-3}=4,70t.m$
	$M_{2-2max}=2,892t.m$	$N_{corresp}=12,63t$	$M_{2-2max}=3,497t.m$	$N_{corresp}=10,48t$
$M_{3-3max}=5,056t.m$	$N_{corresp}=203,41t$	$M_{3-3max}=6,356t.m$	$N_{corresp}=7,19t$	
Poteau central RDC...3^{eme} (45x60)cm²	$N_{max}=232,03t$	$M_{2-2}= 0,156 t.m$	$N_{max}=178,99 t$	$M_{2-2}=0,271t.m$
		$M_{3-3}= 0,524 t.m$		$M_{3-3}=3,428t.m$
	$N_{min}=10,46 t$	$M_{2-2}=0,775t.m$	$N_{min}=5,09t$	$M_{2-2}=4,816t.m$
		$M_{3-3}=1,368t.m$		$M_{3-3}=0,211t.m$
	$M_{2-2max}=2,459t.m$	$N_{corresp}=14,29t$	$M_{2-2max}=6,374t.m$	$N_{corresp}=53,14t$
$M_{3-3max}=4,439t.m$	$N_{corresp}=15,05t$	$M_{3-3max}=7,289t.m$	$N_{corresp}=8,59t$	
Poteau de Riv4^{eme} ...7^{eme} étage (40x55)cm²	$N_{max}=141,36t$	$M_{2-2}= 0,416t.m$	$N_{max}=118,61 t$	$M_{2-2}=1,723t.m$
		$M_{3-3}=0,574 t.m$		$M_{3-3}=0,055t.m$
	$N_{min}=50,14t$	$M_{2-2}=0,236t.m$	$N_{min}=18,14t$	$M_{2-2}=1,926t.m$
		$M_{3-3}=3,308 t.m$		$M_{3-3}=2,275t.m$
	$M_{2-2max}=1,002t.m$	$N_{corresp}=77,82t$	$M_{2-2max}=2,983t.m$	$N_{corresp}=64,92t$
$M_{3-3max}=4,069t.m$	$N_{corresp}=52,32t$	$M_{3-3max}=5,24t.m$	$N_{corresp}=44,25t$	
Poteau central 4^{eme} ...7^{eme}étage (40x55)cm²	$N_{max}=132,95t$	$M_{2-2}= 0,083 t.m$	$N_{max}=104,21t$	$M_{2-2}=0,748t.m$
		$M_{3-3}= 2,45t.m$		$M_{3-3}=5,362t.m$
	$N_{min}=56,05 t$	$M_{2-2}=0,625t.m$	$N_{min}=26,67t$	$M_{2-2}=2,609t.m$
		$M_{3-3}=0,943 t.m$		$M_{3-3}=0,234t.m$
	$M_{2-2max}=2,21t.m$	$N_{corresp}=65,73t$	$M_{2-2max}=6,374t.m$	$N_{corresp}=53,14t$
$M_{3-3max}=3,78t.m$	$N_{corresp}=71,85t$	$M_{3-3max}=7,21t.m$	$N_{corresp}=41,24t$	
Poteau de rive 8^{eme}..terrasse (35x50)cm²	$N_{max}=56,97t$	$M_{2-2}= 0,87 t.m$	$N_{max}=47,39 t$	$M_{2-2}=1,102t.m$
		$M_{3-3}= 0,52 t.m$		$M_{3-3}=0,105t.m$
	$N_{min}=9,29t$	$M_{2-2}=0,615t.m$	$N_{min}=3,19 t$	$M_{2-2}=2,034t.m$
		$M_{3-3}=4,691t.m$		$M_{3-3}=3,252t.m$
	$M_{2-2max}=1,545t.m$	$N_{corresp}=14,78t$	$M_{2-2max}=3,264t.m$	$N_{corresp}=9,14t$
$M_{3-3max}=4,708t.m$	$N_{corresp}=9,33t$	$M_{3-3max}=5,74t.m$	$N_{corresp}=5,66t$	
Poteau central 8^{eme}..terrasse (35x50)cm²	$N_{max}=52,33t$	$M_{2-2}= 0,341 t.m$	$N_{max}=41,07 t$	$M_{2-2}=0,623t.m$
		$M_{3-3}= 3,256 t.m$		$M_{3-3}=5,713t.m$
	$N_{min}=10,46t$	$M_{2-2}=0,755t.m$	$N_{min}=5,09 t$	$M_{2-2}=4,186t.m$
		$M_{3-3}=1,368 t.m$		$M_{3-3}=0,211t.m$
	$M_{2-2max}=2,459t.m$	$N_{corresp}=14,29t$	$M_{2-2max}=5,874t.m$	$N_{corresp}=11,90t$
$M_{3-3max}=4,439t.m$	$N_{corresp}=15,05t$	$M_{3-3max}=7,289t.m$	$N_{corresp}=8,59t$	

Exemple de calcul : « poteau de rive (RDC) »

le poteau plus sollicité (45x60)cm²

Données :

- Largeur du poteau $b=45\text{cm}$.
- La hauteur de la section $h_i=60\text{cm}$.
- enrobage $c=2,5\text{cm}$.
- hauteur utile des aciers tendus $d=ht-c=57,5\text{ cm}$
- contrainte des aciers utilisés $f_e=400\text{ Mpa}$
- contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25\text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$.
- fissuration peu préjudiciable

<u>combinaison de 1^{er} genre</u>	(a) $N_{max}=225,82\text{ t}$	$\left\{ \begin{array}{l} M_{2-2}=0,253\text{t.m} \\ M_{3-3}=1,562\text{t.m} \end{array} \right.$
	(b) $N_{min}=9,29\text{ t}$	$\left\{ \begin{array}{l} M_{2-2}=0,615\text{ t.m} \\ M_{3-3}=4,69\text{t.m} \end{array} \right.$
	(c) $M_{2-2max}=2,892\text{t.m}$ $M_{3-3max}=5,056\text{ t.m}$	$N_{corresp}=12,63\text{t}$ $N_{corresp}=203,41\text{t}$
<u>combinaison de 2^{eme} genre</u>	(a) $N_{max}=186,17\text{t}$	$\left\{ \begin{array}{l} M_{2-2}=2,196\text{t.m} \\ M_{3-3}=0,635\text{t.m} \end{array} \right.$
	(b) $N_{min}=2,52\text{ t}$	$\left\{ \begin{array}{l} M_{2-2}=1,559\text{t.m} \\ M_{3-3}=4,70\text{t.m} \end{array} \right.$
	(c) $M_{2-2max}=3,497\text{t.m}$ $M_{3-3max}=6,356\text{ t.m}$	$N_{corresp}=10,48\text{t}$ $N_{corresp}=7,19\text{t}$



combinaison de 1^{er} genre :

(a)- $N_{max}=225,82\text{ t}$ $M_{2-2}=0,253\text{t.m}$

détermination le centre de pression :

$e=M/N=0,253/225,82=0,0011\text{m}$

$Mu=Nu(d-\frac{ht}{2}+e)=225,82(0,575-0,60/2+0,0011)=62,35\text{ t.m}$

vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d(1-0,514Nu/bdfbc) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu=225,82\text{ t} < 309,89\text{ t} \dots \text{vérifiée} \\ Mu=62,35\text{t.m} < 88,73\text{ t.m} \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=A'_1=0$)

(b)- $N_{min}=9,29 t$ $M_{1-2}=0,615 t.m$

Détermination le centre de pression :

$$e=M/N=0,615/9,29=0,066m$$

$$Mu=Nu(d-\frac{ht}{2}+e)=9,29(0,575-0,60/2+0,066)=3,16 t.m$$

vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81fbc.b.h \\ Mu \leq N.d(1-0,514Nu/bdfbc) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu=9,29t < 309,89 t \text{ ..vérifiée} \\ Mu=3,16t.m < 5,27 t.m \text{ ..vérifiée} \end{cases}$$

les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=A'_2=0$).

(c) $M_{2-2max}=2,892t.m$ $N_{corresp}=12,63t$

détermination le centre de pression :

$$e=M/N=2,892/12,63=0,23m$$

$$Mu=Nu(d-\frac{ht}{2}+e)=12,63(0,575-0,6/2+0,23)=6,37 t.m$$

vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d(1-0,514Nu/b.d.fbc) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu=12,63 t < 309,89 t \text{ ..vérifiée} \\ Mu=6,37t.m < 7,13 tm \text{ ..vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=A'_3=0$).

❖ **combinaison de 2^{eme} genre :**

(a)- $N_{max}=186,17 t$ $M_{2-2}=2,196 t.m$

détermination le centre de pression :

$$e=M/N=2,196/186,17=0,011m$$

$$Mu=Nu(d-\frac{ht}{2}+e)=186,17(0,575-0,60/2+0,011)=53,24 t.m$$

vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d(1-0,514Nu/b.d.fbc) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu=186,17 t < 404,15 t \text{ ..vérifiée} \\ Mu=53,24t.m < 85,62 t.m \text{ ..vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4=A'_4=0$).

(b)- $N_{min}=2,52t$ $M_{2-2}=1,559 t.m$

détermination le centre de pression :

$e=M/N=1,559/2,52=0,62m$

$Mu=Nu(d-\frac{ht}{2}+e)=2,52(0,575-0,60/2+0,62)=2,25 t.m$

vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d(1-0,514Nu/b.d.fbc) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu=2,52 t < 404,15 t \text{ ..vérifiée} \\ Mu=2,25t.m > 1,44 t.m \text{ ..vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées donc la section n'est pas surabondante.

vérification si la section est partiellement comprimée :

$(d-c)Nu-Mu \leq (0,337h-0,81c)fbc.b.h$

$-0,86t.m < 69,61 t.m \text{verifiée}$

calcul le ferrailage :

Moment ultime Mu	$Mu=Nu(d-h/2+e)$	22,5KN.m	$\mu=0,0080 < \mu_l=0,392$
Moment réduit	$\mu=Mu/(bxd^2xfbc)$	0,0080	pas d'acier comprimée
Etat limite de compression du béton	$\mu_l=0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,010	
Coefficient β	$\beta=1-0,4 \alpha$	0,996	

Section d'acier en flexion simple	$A_{SF}=Mu/\sigma_s x \beta x d$	0,98cm ² ./ml
Section d'acier en flexion composée	$A_S=A_{SF}-Nu/\sigma_s$	0,35 cm ² ./ml

(c) $M_{2-2max}=3,497t.m$ $N_{corresp}=10,48t$

détermination le centre de pression :

$e=M/N=3,497/10,48=0,33m$

$Mu=Nu(d-\frac{ht}{2}+e)=10,48(0,575-0,60/2+0,33)=6,34 t.m$

vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d(1-0,514Nu/bdfbc) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu=10,48 t < 404,15 t \text{ ..vérifiée} \\ Mu=6,34t.m > 5,95 t.m \text{ ..vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées donc la section n'est pas surabondante.

vérification si la section est partiellement comprimée :

$(d-c)Nu-Mu \leq (0,337h-0,81c)fbc.b.h$

$-0,58t.m < 69,61 t.m \text{vérifiée}$

calcul du ferrailage :

Moment ultime M_u	$M_u = N_u(d-h/2+e)$	63,4KN.m	$\mu = 0,023 < \mu_l = 0,392$ pas d'acier comprimée
Moment réduit	$\mu = M_u / (b x d^2 x f_{bc})$	0,023	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,02915	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,9885	

Section d'acier en flexion simple	$A_{SF} = M_u / \sigma_s x \beta x d$	2,79cm ² . /ml
Section d'acier en flexion composée	$A_S = A_{SF} - N_u / \sigma_s$	0,17 cm ² . /ml

section adoptée :

$$A_{min} = 0,008 x 45 x 60 = 21,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6) = \max(0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0,98 ; 2,79) = 2,79 \text{ cm}^2$$

plan 3-3 :

$$A_{adopté} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6) = \max(0 ; 3,36 ; 0 ; 0 ; 2,36 ; 3,66) = 3,66 \text{ cm}^2$$

tableau récapitulatif du calcul de ferrailage :

Poteaux	plan		1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A calculé	A _{min} cm ²	A _{adopté} cm ²
			(a)	(b)	(c)	(a)	(b)	(c)			
Poteau de rive RDC...3 ^{ème} (45x60)cm ²	(2-2)	A	0	0	0	0	0,98	2,79	2,79	21,6	4T20+6T16 =24,63
		A'	0	0	0	0	0	0			
	(3-3)	A	0	3,36	0	0	2,36	3,66	3,66		
		A'	0	0	0	0	0	0			
Poteau central RDC...3 ^{ème} (45x60)cm ²	(2-2)	A	0	0	0	0	0	1,22	1,22	21,6	4T20+6T16 =24,63
		A'	0	0	0	0	0	0			
	(3-3)	A	0,6	0	0	0,22	3,4	0	3,4		
		A'	0	0	0	0	0	0			
Poteau de Rive 4 ^{ème} ...7 ^{ème} étage (40x55)cm ²	(2-2)	A	0	0	0	0	0,66	0	0,66	17,6	10T16= 20,11
		A'	0	0	0	0	0	0			
	(3-3)	A	0	0	0	0	0	2,4	2,4		
		A'	0	0	0	0	0	0			
Poteau central 4 ^{ème} ...7 ^{ème} étage (40x55)cm ²	(2-2)	A	3,00	0	0	0	0	0	3,00	17,6	10T16= 20,11
		A'	0	0	0	0	0	0			
	(3-3)	A	3,03	0	0	0	2,93	0,07	3,03		
		A'	0	0	0	0	0	0			
Poteau de Rive 8 ^{ème} ..terrass e (35x50)cm ²	(2-2)	A	0	0	5,81	0	0	3,24	5,81	14	6T16+4T14 =18,22
		A'	0	0	0	0	0	0			
	(3-3)	A	0	3,14	0	0	2,96	2,27	3,14		
		A'	0	0	0	0	0	0			
Poteau central 8 ^{ème} ..terrass e (35x50)cm ²	(2-2)	A	0	0	0,78	0	0	0	0,78	14	6T16+4T14 =18,22
		A'	0	0	0	0	0	0			
	(3-3)	A	0	0	0	0,35	1,87	2,59	2,59		
		A'	0	0	0	0	0	0			

les vérifications :

vérification de la contrainte de cisaillement : « poteau le plus sollicité (35x50)cm² »

$T_{max}=5,45 t$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bxd) = 5,45 \times 100 / (35 \times 47,5) = 0,33 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$\tau_u = 0,33 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Pas de risque de cisaillement.

calcul des armatures transversales :

$$\begin{aligned} \text{Diamètre des armatures transversales : } \Phi_t &= \Phi_l/3 \\ \Phi_t &= 14/3 \\ \Phi_t &= 8 \text{ mm} \end{aligned}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul

- h_1 : hauteur totale de la section brute

- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- ρ_a : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,75 dans le cas contraire.

- S_t : Espacement des armatures transversales.

b.1- Calcul de l'espacement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$\text{-En zone nodale : } S_t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 15\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 10\text{cm.}$$

$$\text{-En zone courante : } S_t \leq 15 \varnothing_L = 21\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 15\text{cm.}$$

b.2- Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 3,06 / 0,50 = 4,28$$

$$\lambda_g = 3,5 < 4,28 < 5 \Rightarrow \rho_0 = 3,75 \text{ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \cdot 3,75 \cdot 5,45}{50 \cdot 235} = 2,61 \text{ cm}^2$$

c- Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t \cdot b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 3,5 < 4,28 < 5 : 0,55\%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,0055 \cdot 10 \cdot 35 = 1,925 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,0055 \cdot 15 \cdot 35 = 2,88 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 8\phi 8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 13 \text{ cm} \end{cases}$$

d- Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{MPa}) = 0,4 \text{MPa}$$

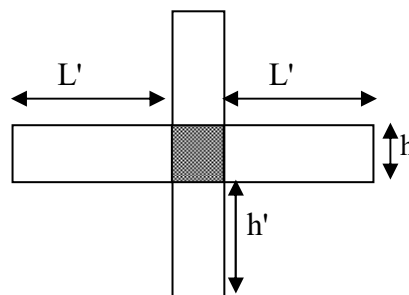
$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_e ; \quad \text{ronds lisses} \Rightarrow f_e = 235 \text{MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot 15 \cdot 35 / 235 = 0,89 \text{ cm}^2 < 2,88 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

e- Détermination de la zone nodale:

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante:

$$\begin{cases} h' = \text{Max}(h/6; b; h; 60 \text{cm}) = \text{Max}(306/6; 45; 60; 60) = 60 \text{cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \cdot 40 = 80 \text{cm} \end{cases}$$



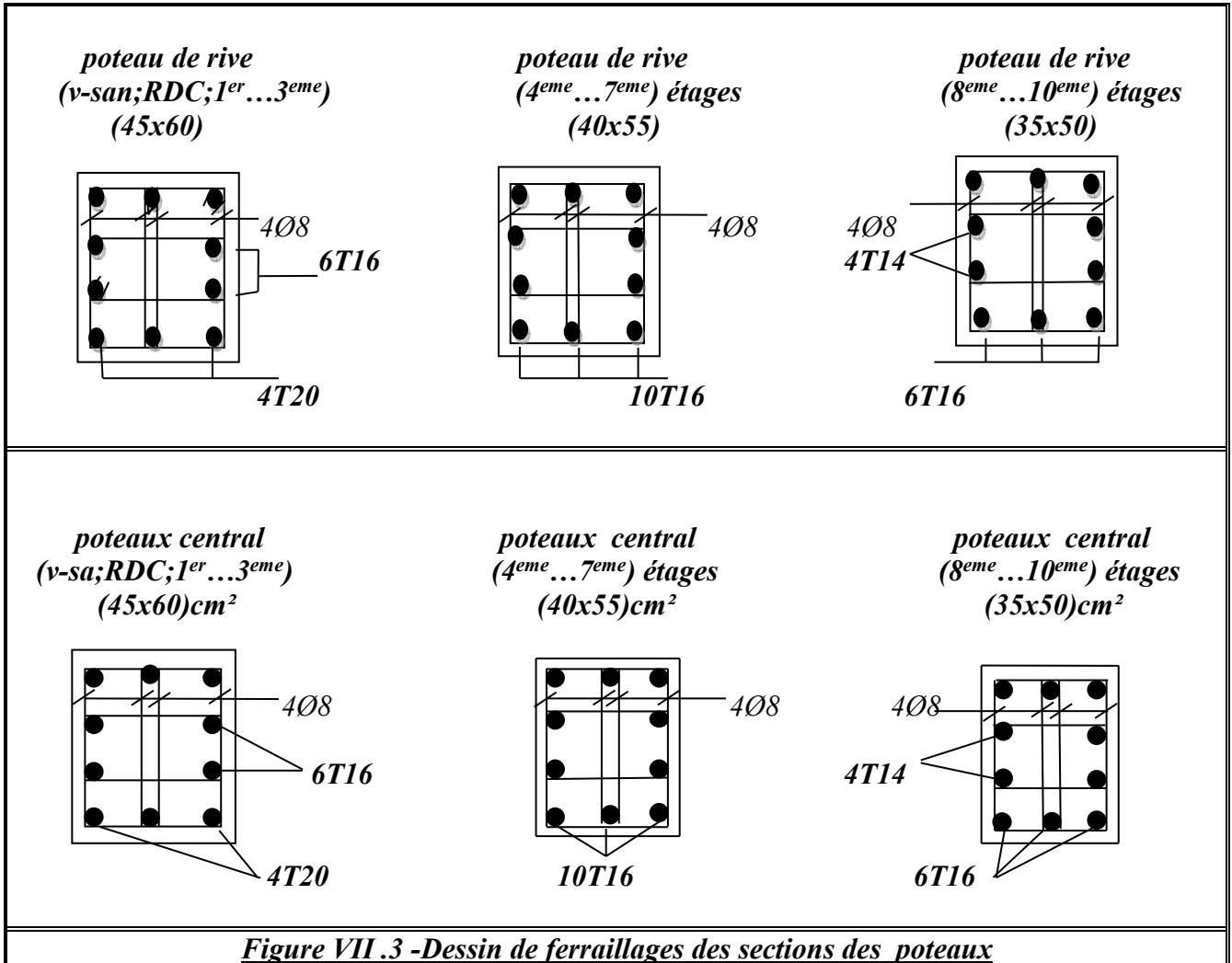


Figure VII.3 -Dessin de ferrailages des sections des poteaux

ETUDE DES VOILES**Introduction:**

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...)

Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'a ces niveaux les portiques bloquent les voiles dan leurs déplacement .Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

a) Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION)*
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)*
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).*

b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

2) principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérés comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable

Selon les combinaisons suivantes :

1) $G + Q \pm E$ (vérification du béton)

2) $0,8G + E$ (calcul des aciers de flexion)

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{min} = 0,20.a.L$$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{min} = 0,20 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas:

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

1) Armatures verticales :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,20% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

2) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

3) Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

II) ferrailage des voiles :**Exemple de calcul :****II.1)- voile longitudinale :**

$$A = 1,01 \text{ m}^2$$

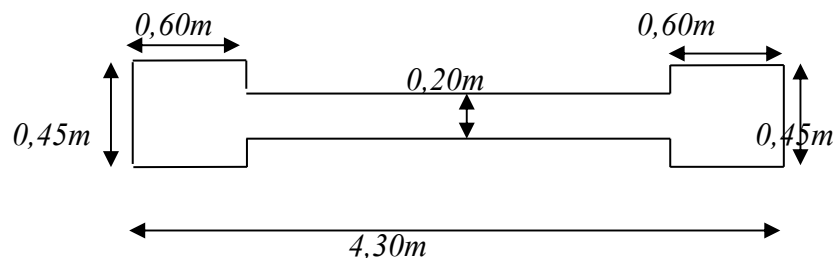
$$I = 1,8697 \text{ m}^4$$

$$V = 2,15 \text{ m}$$

$$N = 215,73 \text{ t}$$

$$M = 283,968 \text{ t.m}$$

$$T = 65,68 \text{ t.}$$



Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{215,73}{1,01} + \frac{283;968.2,15}{1,8697} = 514,13 \text{ t/m.m}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{215,73}{1,01} - \frac{283,968 \times 2,15}{1,8697} = -112,94 \text{ t/m.m}$$

On à (σ_1 et σ_2) sont de signe différent la section du voile est partiellement comprimée donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

1-Calcul des armatures verticales :

.Calcul de x : la longueur de la zone tendue

$$x = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} . l = 3.556m$$

Calcul de F : la force de traction correspondante

$$F = |\sigma_2| \frac{a}{2} . x = 192,09t$$

Calcul de Av : section d'armature verticale

$$A_v = \frac{F}{\sigma_e} + \frac{1}{2} \left(1,1 \frac{1,4T.x}{\sigma_e} \right) = 92,99cm^2$$

La section d'armature sera repartitionner sur toute la section du voile est compris les poteaux

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{min} = 0,20\% . a . L$$

$$A_{min} = 17,20 \text{ cm}^2 < A_v = 92,99 \text{ cm}^2 \text{ ...vérifiée}$$

L'espacement:

-Selon le BAEL 91, on à :

$$St \leq \min\{2.a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min\{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

Donc : $St \leq \min \{St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99}\}$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 18 cm dans la zone courantes et pour la zone d'about $St=9 \text{ cm}$

Choix des barres (vll) :

Trumeau :

Zone d'about : 2(8T14) : $St=9 \text{ cm}$ $As=24,63 \text{ cm}^2$

Zone courante : 2(15T12) : $St=18 \text{ cm}$ $As=33,93 \text{ cm}^2$

Poteau :

2(4T20+6T16) : $As =49,26 \text{ cm}^2$

2- Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **T 12** avec un espacement de 20 cm.

3- calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas ou le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 20 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/m^2$ au moins; on prend donc **4φ 6 par m²**.

-Vérification de la contrainte de cisaillement τ_v :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99/V2003).

-La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 T_{cal}/b_0d$

Avec ;

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

-la contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$.

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = 1.4 T_{cal}/b_0d$$

$$\tau_u = (1.4 \times (0,6568)) / (0,2 \times 3,006) = 1,53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa} \exists \tau_u = 1,53 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

LES EFFORTS SOLLICITANT LE VOILE:

Voile :VL1

story	pier	load	loc	p	2V	3V	T	2M	3M
1story	1VL	maxGEY08	bottom	192,9 8	56,9 7	1,8 5	2,37 8	1,46 4	527,8 66
1story	2VL	maxGEY08	bottom	215, 73	65,6 8	0,5	0,03 3	0,53 5	283,9 68
1story	7VL	maxGEY08	bottom	180, 33	57,3 1	1,3 9	2,20 7	0,79 1	515,6 03
1story	8VL	maxGEY08	bottom	221, 69	65,2	0,3 2	0,39 7	0,22 7	279,0 99

FERRAILLAGE DES VOILES :

story	pier	load	£1	£2	<i>X</i>	<i>F</i>	<i>AV</i>	<i>Ami</i> <i>n</i>	% arma ture
1story	1VL	maxGEY08	798,07 1	415, 933	2,82 7	225, 596	87,3 99	11,3 07	1,55
1story	2VL	maxGEY08	540,13 4	112, 946	3,55 6	192, 09	92,9 87	14,2 25	1,31
1story	7VL	maxGEY08	771,44 5	414, 356	2,79 7	215, 808	84,8 14	11,1 90	1,52
1story	8VL	maxGEY08	530,53 5	111, 347	3,55 4	188, 556	91,7 46	14,2 16	1,29

Poteau	Voile	
	Zone d'about	Z. courante
4T20+6T16	2(8T14)	2(15T12)
49,26cm²	24,63cm²	33,93cm²
Section adoptée		107,82 cm²
Section requis		92,99 cm²

REPARTITION DU FERRAILLAGE ADOPTE

II.2)- voile transversal :

$$A = 1,20 \text{ m}^2$$

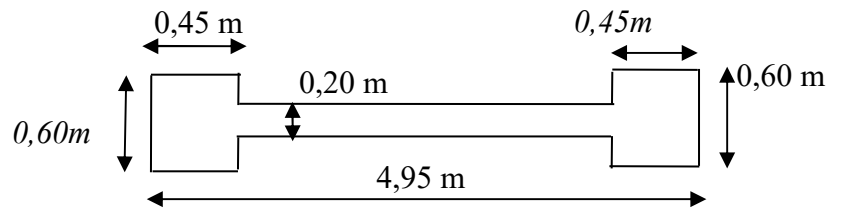
$$I = 3,1345 \text{ m}^4$$

$$V = 2,475 \text{ m}$$

$$N = 114,52 \text{ t}$$

$$M = 527,58 \text{ t.m}$$

$$T = 99,82 \text{ t.}$$

**Détermination des contraintes :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{114,52}{1,20} + \frac{527,58 \times 2,475}{3,1345} = 512,013 \text{ t/m.m}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{114,52}{1,20} - \frac{527,58 \times 2,475}{3,1345} = -321,146 \text{ t/m.m}$$

On à (σ_1 et σ_2) de signe différent la section du voile est partiellement comprimée donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

1- Calcul des armatures verticales :

.Calcul de x : la longueur de la zone tendue

$$x = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} . l = 3,042 \text{ m}$$

Calcul de F : la force de traction correspondante

$$F = |\sigma_2| \frac{a}{2} . x = 155,754 \text{ t}$$

Calcul de A_v : section d'armature verticale

$$A_v = \frac{F}{\sigma_e} + \frac{1}{2} \left(1,1 \frac{1,4T.x}{\sigma_e} \right) = 97,39 \text{ cm}^2$$

La section d'armature sera repartitionner sur toute la section du voile est compris les poteaux

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{min} = 0,20\% . a . L$$

$$A_{min} = 19,80 \text{ cm}^2 < A_v = 97,39 \text{ cm}^2 \text{ ...v\u00e9rifi\u00e9e}$$

L'espacement:

-Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min\{2.a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a:

$$St \leq \min\{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

$$\text{Donc : } St \leq \min \{St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm dans la zone courantes et pour la zone d'about $St=10 \text{ cm}$

Choix des barres (v11) :

Trumeau :

$$\text{Zone d'about : } 2(10T14) : St=10 \text{ cm} \quad As=30,79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } 2(17T12) : St=20 \text{ cm} \quad As=38,45 \text{ cm}^2$$

Poteau :

$$2(4T20 + 6T16) : \quad As = 49,26 \text{ cm}^2$$

2- Calcul des armatures horizontales :

D'apr\u00e8s le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le m\u00eame ferrailage que les armatures verticales soit **HA 12** avec un espacement de 20 cm

3- calcul des armatures transversales :

D'apr\u00e8s le D.T.R-B.C-2,42, dans le cas ou le diam\u00e8tre des aciers verticaux est inf\u00e9rieur ou \u00e9gal \u00e0 20 mm, les armatures transversales sont \u00e0 pr\u00e9voir \u00e0 raison d'une densit\u00e9 de $4/m^2$ au moins; on prend donc **4\phi 6 par m²**.

-V\u00e9rification de la contrainte de cisaillement τ_b :

La v\u00e9rification de la r\u00e9sistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouv\u00e9 \u00e0 la base du voile major\u00e9 de 40% (Art 7.2.2 RPA 99/V2003).

-La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 T_{cal}/b_0d$

Avec ;

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

-la contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$.

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = 1.4 T_{cal}/b_0d$$

$$\tau_u = (1.4 \times (0,9982)) / (0,2 \times 3,006) = 2,32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa} \exists \tau_u = 2,32 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

LES EFFORTS SOLLICITANT LE VOILE:

Voile :VT1

story	pier	load	loc	p	2V	3V	T	2M	3M
2story	1VT	GEXmax08	bottom	67,1 4	81,2 4	0,2 7	0,33 6	0,63 1	387,6 55
1story	1VT	GEXmax08	bottom	115, 33	96,5 5	0,3 3	0,13 7	0,87 3	547,7 6
2story	2VT	GEXmax08	bottom	66,4 8	94,2	0,2 7	0,01 8	0,61 9	388,5 07
1story	2VT	GEXmax08	bottom	114, 52	99,8 2	0,3 3	0	0,86 4	527,5 83

FERRAILLAGE DES VOILES

story	pier	load	£1	£2	<i>X</i>	<i>F</i>	<i>AV</i>	<i>Ami</i> <i>n</i>	% arma ture
1story	1VL	GEXmax08	362,04 2	250, 142	2,92 7	105, 984	72,2 71	11,7 1	1,23
1story	2VL	GEXmax08	528,61 9	336, 403	3,02 5	159, 906	96,1 98	12,1	1,59
1story	7VL	GEXmax08	362,16 5	251, 365	2,92 2	105, 824	79,4 41	11,6 88	1,36
1story	8VL	GEXmax08	512,01 3	321, 146	3,04 2	155, 754	97,3 91	12,1 68	1,60

Poteau	Voile	
	Zone d'about	Z. courante
4T20+6T16	2(10T14)	2(17T12)
49,26cm²	30,79cm²	38,45cm²
Section adoptée		118,5 cm²
Section requis		97,39cm²

REPARTITION DU FERRAILLAGE ADOPTE

Disposition des armatures :

1-armatures verticales :

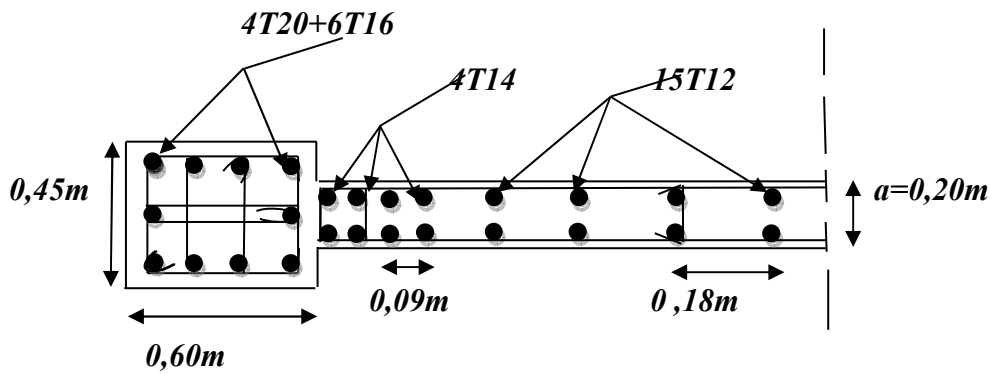
-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003)

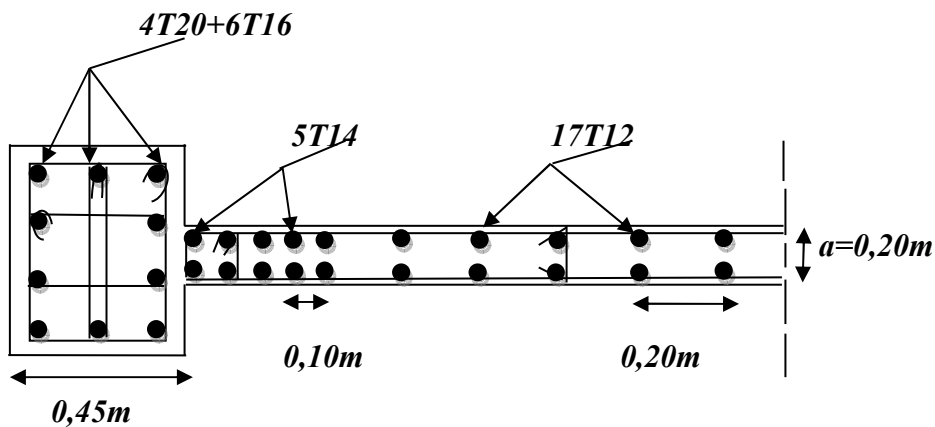
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a $St=20\text{ cm} \rightarrow St/2 = 10\text{ cm} < 15\text{ cm}$ vérifiée

$L=310\text{ cm} \rightarrow L/10 = 31\text{ cm}$



Disposition des armatures longitudinales



Disposition des armatures transversales**2-Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1,5a; 30 \text{ cm})$

- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

3-Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

IX.1-Calcul du voile périphérique :

IX.1.1- Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le R.P.A 99 (version 2003) , le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur $\geq 15\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1 m de largeur :

- Q : surcharge d'exploitation $Q = 1,5\text{KN/m}^2$.
- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 17\text{KN/m}^3$
- φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$
- K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda) \quad \text{avec} \quad (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

$$K_a' = K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(27,5^\circ) = 0,271$$

$$K_a' = K_a = 0,271$$

IX.1-2- le Dimensionnement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003); l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15cm.

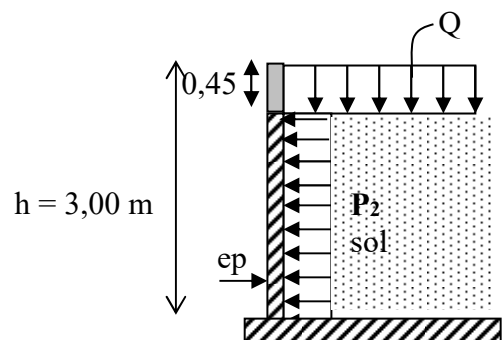
On adopte : $ep = 20\text{cm}$.

IX.1-3-Calcul des charges :

a- Poussée des terres :

$$p_1 = k_a \cdot \gamma \cdot h \quad \text{avec} : \begin{cases} P_1 : \text{poussée des terres.} \\ \gamma : \text{poids spécifique des terres} \\ h : \text{hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$p_1 = 0,271 \cdot 17 \cdot 3,00 = 1,382\text{t/ml}$$



b- Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = K'_a \cdot q \cdot h = 0,271 \cdot 0,15 \cdot 3,00 = 0,122 \text{ t/ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K'_a \cdot q$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

C - La charge pondérée :

$$Q = 1,35P_1 + 1,5 P_2 = 1,35 \times 1,382 + 1,5 \times 0,122 = 2,05 \text{ t/ml.}$$

$$Q = 2,05 \text{ t/ml.}$$

IX.1-4- Calcul du ferrailage :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 3,00 - 0,40 = 2,60 \text{ m.}$$

$$L_y = 4,60 - 0,45 = 4,15 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,60}{4,15} = 0,63 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \alpha = 0,63 \\ v = 0 \text{ (E.L.U)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0779 \\ \mu_y = 0,3338 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 0,0779 \cdot 2,05 \cdot (2,60)^2 = 1,08 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = 0,3338 \cdot 1,08 = 0,360 \text{ t.m}$$

Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 0,92 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{oy} = 0,31 \text{ t.m}$$

Sens x :

$$M_{tx} = 0,92 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,92 \cdot 10^4}{100(18)^2 \cdot 14,17} = 0,020 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055 \mu} \right) = 0,0252$$

$$Z = d(1 - 0,416 \alpha) = 17,81 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z \sigma_s} = \frac{0,92 \cdot 10^4}{17,81 \times 348} = 1,48 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Sens y :

$$M_{tx} = 0,31 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,31 \cdot 10^4}{100(18)^2 \cdot 14,17} = 0,006 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu} \right) = 0,0075.$$

$$Z = d(1 - 0,416\alpha) = 17,94 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z\sigma_s} = \frac{0,31 \cdot 10^4}{17,94 \times 348} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Condition de non fragilité :**Sens y :**

D'après R.P.A 99 (version 2003) :

$$A_{y \min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,01 \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

Et d'après B.A.E.L.91.

$$A_{y \min} = 8h_o = 8 \cdot 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

$$\text{Donc: } A_{\text{adoptée}} = \max\{A_{\text{calculée}}, A_{\min \text{ R.P.A2003}}, A_{\min \text{ B.A.E.L91}}\}.$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max\{0,50; 2,00; 1,6\}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

On prend : **5T10/mL** soit une section de **3,93 cm²/ml** et un espacement de **20 cm**.

Sens x :

D'après R.P.A 99 (version 2003), on à :

$$A_{x \min} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

D'après B.A.E.L.91, on à :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,6 \left(\frac{3 - 0,63}{2} \right) = 1,90 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{donc: } A_{\text{adoptée}} = \max\{1,30; 2,00; 1,90\}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

On prend : **5T10/mL** soit une section de **3,93 cm²/ml** et un espacement de **20 cm**.

IX.1-5-Les vérifications :

a- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = q \cdot \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 2,05 \cdot \frac{2,60}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0,63}{2}} = 2,02t$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} = \frac{12,02 \cdot 10^4}{100 \cdot 18 \cdot 10^2} = 0,112 \text{MPa.}$$

$$1 - \tau_{u \text{limi}} = 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,07 \cdot 25 / 1,5 = 1,17 \text{MPa.}$$

$$\tau_{u \text{limi}} = 1,17 > \tau_u = 0,112 \text{MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

2- la dalle est bétonnée sans reprise.

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b- Vérification des contraintes à L'E.L.S :

$$q_{\text{ser}} = p_1 + p_2 = 1,382 + 0,122 = 1,504 \text{t/ml.}$$

$$M_{\text{ox}} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x = 0,84 \text{t.m}$$

$$M_{\text{oy}} = \mu_y \cdot M_{\text{ox}} = 0,42 \text{t.m}$$

$$M_{\text{tx}} = 0,71 \text{t.m}$$

$$M_{\text{ty}} = 0,36 \text{t.m}$$

Sens x :

$$M_{\text{ser}} = 0,71 \text{t.m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3,93 \cdot 100}{100 \cdot 18} = 0,218.$$

$$\text{abaque} \rightarrow K = 51,67 ; \beta = 0,925.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{0,71 \cdot 10^4}{0,925 \cdot 18 \cdot 393} = 108,50 \text{MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) = \min(266,67; 201,63)$$

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

$$\sigma_s = 108,50 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{108,50}{51,67} = 2,09 \text{MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,09 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc Les armatures à L'E.L.U.R conviennent.

Sens y :

$$M_{ser} = 0,36t.m$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{3,93.100}{100.12,5} = 0,218$$

$$d'ou \quad k = 51,67 ; \beta = 0,925.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta.d.A_s} = \frac{0,36.10^4}{0,925.18.3,93} = 55,01MPa.$$

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

$$\tau_s = 55,01MPa < \bar{\sigma}_s = 201,63MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\tau_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{55,01}{51,67} = 1,06MPa.$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,06MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

*Le voile sera ferrillé en deux nappes avec **5T10 = 3,93 cm²/ml** chacune et avec un espacement **S_r=20cm***

IX.3- Calcul des fondations :**IX.3.1- Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 1,80 bar à un ancrage de 3,00 m.

- Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
- Le calcul des fondations se fait comme suit :

1- Dimensionnement à l' E.L.S $N_{ser} = G+Q.$

2- Ferrailage à l' E.L.U $N_u = 1,35 G+ 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction, et la faible portance du sol, le dimensionnement des fondation donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à formée un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- ❖ Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- ❖ Transmettre au sol la totalité des efforts
- ❖ Eviter les tassements différentiels.

IX.3.2-Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

Calcul du radier:

- Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.
- Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol \cong poids total de la structure).

IX.3.2.1- Pré dimensionnement du radier :

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^{12} G_i = 6906,86 \text{ t.}$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^{12} Q_i = 938,00 \text{ t}$$

Combinaison d'actions :

$$E.L.U: N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 10731,26 \text{ t.}$$

$$E.L.S: N_{ser} = G_T + Q_T = 7844,86 \text{ t.}$$

Surface du radier:

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$$N = N_{ser} = 7844,86 \text{ t.}$$

$$S \geq N/\sigma_{sol} = 7844,86/18 = 435,82 \text{ m}^2.$$

On prend un débord de 60 cm de chaque coté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{radier} = 524,16 \text{ m}^2$.

IX.3.3- Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition :

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06.f_{c28}$$

$$V_u : \text{Effort tranchant ultime} : V_u = Q.L/2$$

$$L : \text{Longueur maximal d'une bande 1m} ; L = 4,60 \text{ m}$$

$$Q_u = Nu / S = 10731,26/524,16 = 20,47 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Par ml: } Q_u = 20,47.1\text{ml} = 20,47 \text{ t/ml}$$

$$V_u = 20,47.4,60 / 2 = 47,08 \text{ t}$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

$$d \geq \frac{47,08 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,31 \text{ m}$$

2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad .L = 460 \text{ cm}$$

$$18,40 \leq d \leq 23,00 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 23 + 5 = 28 \text{ cm} ; \text{ on prend : } h = 35 \text{ cm} ; d = 32 \text{ cm}$$

IX.3.3.1- Détermination de la hauteur de la poutre de libage:

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 51,11 \text{ cm} \leq h \leq 76,67 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } d = 67,5 \text{ cm} ; h = 75 \text{ cm} ; b = 45 \text{ cm}$$

IX.3.3.2- Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5 [0,35 \times 524,16 + 0,75 \times 0,45 \times 299,9] = 711,68 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = 711,68 + 7844,86 = 8556,54 \text{ t}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{8556,54}{524,16} = 16,32 \text{ t/m}^2 < 18 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Inerties du radier :

$$I_{XG} = 1170385m^4$$

$$I_{YG} = 44158,30m^4$$

La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,45 \times (0,75)^3 / 12 = 0,0158m^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216420 t/m^2$.

b : largeur de la poutre $b = 0,45m$.

K : coefficient de la raideur de sol $k = 500 t/m^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,0158}{500 \times 0,45}} = 5,48m$$

$$L_{max} = 4,15m < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 8,60m \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide, les moments agissant à la base du radier sont :

$$M_x = 6,073 t.m$$

$$M_y = 8,179 t.m$$

IX.3.3.2- Calcul des contraintes :

Sens longitudinal x :

$$\sigma_{1,2}^x = \frac{N}{s_r} \pm \frac{M_v \cdot V}{I_x} ; V = \frac{A}{2}$$

$$\sigma_1^x = \frac{10731,26}{524,16} + \frac{6,073 \cdot 16,25}{11703,85} = 20,481 t/m^2.$$

$$\sigma_2^x = \frac{10731,26}{524,16} - \frac{6,073 \cdot 16,25}{11703,85} = 20,464 t/m^2.$$

Sens transversal y :

$$\sigma_1^y = \frac{N}{s_r} + \frac{M_y \cdot V_y}{I_y} = \frac{10731,26}{524,16} + \frac{8,179 \cdot 8,34}{44158,30} = 20,474 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_2^y = \frac{N}{s_r} - \frac{M_y \cdot V_y}{I_y} = \frac{10731,26}{524,16} - \frac{8,179 \cdot 8,34}{44158,30} = 20,471 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma(L/4)_x = \frac{3\sigma_1^x + \sigma_2^x}{4} = 20,475 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma(L/4)_y = \frac{3\sigma_1^y + \sigma_2^y}{4} = 20,473 \text{ t/m}^2.$$

IX.3.3.3- Evaluation des charges pour le calcul du radier :

Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{\text{rad}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,35 = 0,875 \text{ t/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{rad}} = 20,475 - 0,875 = 19,60 \text{ t/m}^2.$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 19,60 \text{ t/m}^2.$$

IX.3.4- Ferrailage du radier :

IX.3.4.1- Ferrailage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec L_x ≤ L_y.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{er} cas :

Si : α = L_x/L_y ≥ 0,4 La dalle portante suivant les deux directions.

Les moments sont données par :

$$M_{\text{ox}} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{\text{oy}} = \mu_y \cdot M_{\text{ox}}.$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 0,35M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5M_o \dots \dots \dots \text{appuis intermédiaire.}$$

2^{ème} cas :

Si : α = L_x/L_y < 0,4 La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

1-Exemple de calcul :

$$\alpha = l_x / L_y = 3,73 / 4,15 = 0,90 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

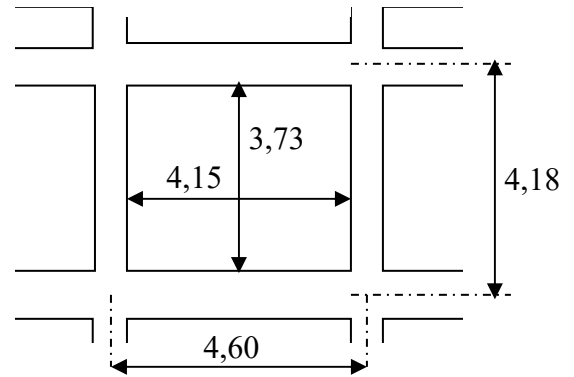
$$\rho = 0,90 \Rightarrow \mu_x = 0,0456; \mu_y = 0,7834.$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0456 \times 19,60 \times (3,73)^2 = 12,43 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0,7834 \times 12,43 = 9,73 \text{ t.m}$$



-En travée :

Sens x :

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 12,43 = 10,56 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,56 \cdot 10^4}{100(32)^2 \cdot 14,17} = 0,072 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055 \mu} \right) = 0,0935$$

$$z = d(1 - 0,416 \alpha) = 28,98 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{z \sigma_s} = \frac{10,56 \cdot 10^4}{30,75 \times 348} = 9,87 \text{ cm}^2.$$

On adopte 7T14 / ml , A = 10,78 cm²/ml, S_t = 15 cm

Sens y :

$$M_{ty} = 0,85 \times 9,73 = 8,27 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,057; \alpha = 0,0734 ; z = 31,24 \text{ cm}$$

$$A = 7,60 \text{ cm}^2 .$$

On adopte 7T12 / ml , A = 7,92 cm²/ml, S_t = 15 cm

-Sur appuis :

Sens x,y:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \cdot 12,43 = 6,21 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,042; \alpha = 0,0536 ; z = 31,32 \text{ cm}$$

$$A = 5,69 \text{ cm}^2$$

On adopte 6T12 / ml , A = 6,79 cm²/ml , S_t = 17 cm les deux sens

2-Exemple de calcul :

$$\alpha = l_x / L_y = 3,73 / 4,15 = 0,90 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

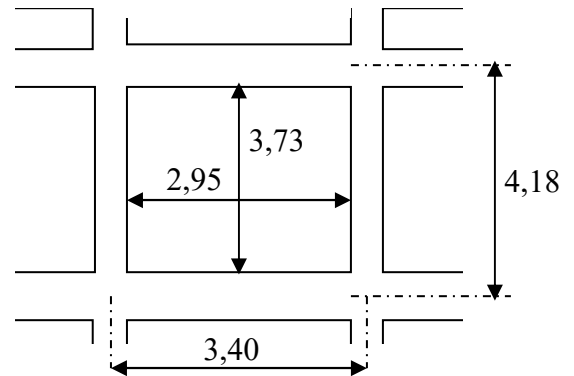
$$\rho = 0,90 \Rightarrow \mu_x = 0,0456; \mu_y = 0,7834.$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0753 \times 19,60 \times (2,95)^2 = 09,77 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0,5786 \times 9,77 = 5,65 \text{ t.m}$$

**-En travée :****Sens x :**

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 9,77 = 8,30 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,30 \cdot 10^4}{100(32)^2 \cdot 14,17} = 0,057 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055 \mu} \right) = 0,0935$$

$$z = d(1 - 0,416\alpha) = 28,98 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{z \sigma_s} = \frac{8,30 \cdot 10^4}{0,9705 \times 32 \times 348} = 7,68 \text{ cm}^2.$$

On adopte 7T12 / ml , A = 7,92 cm²/ml, S_t = 15 cm

Sens y :

$$M_{ty} = 0,85 \times 5,65 = 4,80 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,033; \alpha = 0,0734; z = 31,24 \text{ cm}$$

$$A = 4,38 \text{ cm}^2 .$$

On adopte 5T12 / ml , A = 5,65 cm²/ml, S_t = 20 cm

-Sur appuis :

Sens x,y:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{ox} = 0,5 \cdot 9,77 = 4,88 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,033; \alpha = 0,0536 ; z = 31,32 \text{ cm}$$

$$A = 4,39 \text{ cm}^2$$

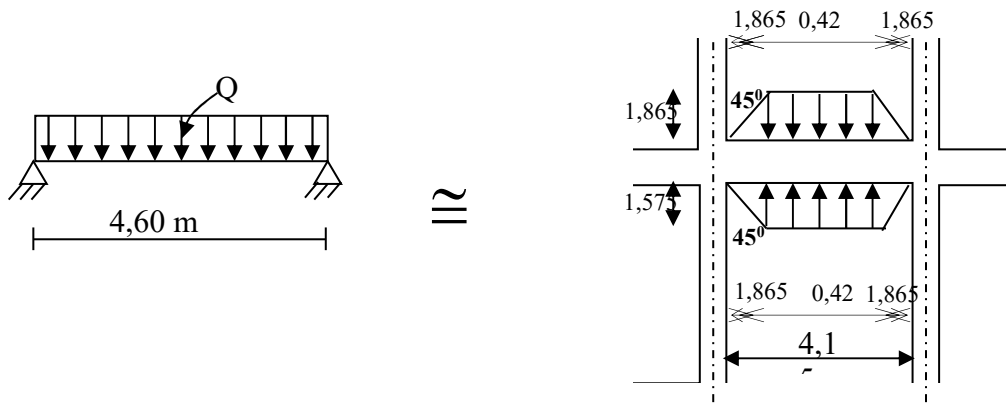
On adopte 6T12 / ml , A = 6,79 cm²/ml , S_t = 17 cm les deux sens

IX.3.5- Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires et trapézoïdales pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a- Sens longitudinal (x) :

$L_{max} = 4,60 \text{ m}$



Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.

Calcul de Q':

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_2 \right]$$

Avec : $Lx_1 = 3,73m$

$Ly_1 = 4,15m$

$Lx_2 = 3,15m$

$Q = 19,60 \text{ t/m}^2$

Donc : $Q' = \frac{19,60}{2} \left[\left(1 - \frac{3,73^2}{3 \times 4,15^2} \right) .3,73 + \left(1 - \frac{3,15^2}{3 \times 4,15^2} \right) .3,15 \right] = 51,64 \text{ t/m}$

$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{51,64 \times 4,15^2}{8} = 111,17 \text{ t.m}$

a.1- Calcul du ferrailage :**En travée :**

$$M_t = 0,85M_o = 0,85.111,17 = 94,49 \text{ t.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 75 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 67,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{94,49.10^4}{45.(67,5)^2.14,2} = 0,324 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,202(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu}) = 0,5083$$

$$z = d(1 - 0,416\alpha) = 53,80 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{z.\sigma_s} = \frac{94,49.10^4}{53,8.348} = 50,46 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4T25 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4T25 ; A = 51,84 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 4T20 \end{cases}$$

En appuis :**Appuis intermédiaires:**

$$M_a = 0,5M_o = 0,5.111,17 = 55,585 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,190 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \quad \alpha = 0,2658, \quad z = 60,345 \text{ cm}^2, \quad A_s = 26,46 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T20) Fil+ (2T20+2T25) chap. ; A = 28,67 cm².

Appuis de rive:

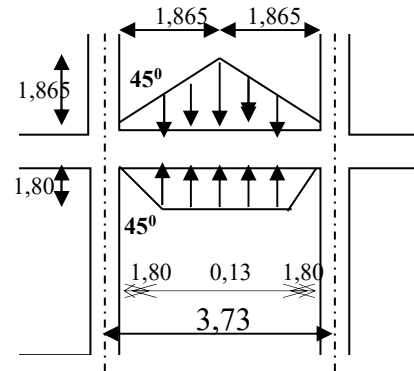
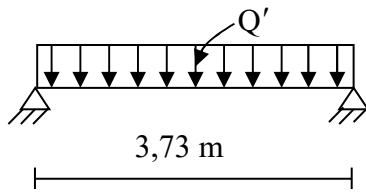
$$M_a = 0,2.M_o = 0,2.111,17 = 22,23 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,076 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \quad \alpha = 0,0989; \quad z = 64,8; \quad A_s = 9,86 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T20) A = 12,57 cm².

b- Sens transversal(y) :

$L_{max} = 3,73 m.$



$Q' = Q(L_1 + L_2 / 3 + b).$

$L_1 = (0,5 - \rho^2 / 6).L_{x2} = 1,116$

$L_{x2} = 3,73m$

$Q' = 55,06t / m$

$M_o = Q' L^2 / 8 = 55,06.(3,73)^2 / 8 = 95,75t.m$

b.1- Calcul du ferrillage :

En travée :

$M_t = 0,85M_o = 0,85.95,75 = 81,38t.m, \quad b = 45cm, \quad h = 75cm, \quad d = 0,9.h = 67,5cm$

$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{81,38.10^4}{45.(67,5)^2.14,2} = 0,278 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$

$\alpha = 1,202(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu}) = 0,4171$

$z = d(1 - 0,416\alpha) = 56,22cm$

$A = \frac{M}{z.\sigma_s} = \frac{81,38.10^4}{56,22.348} = 41,82 cm^2.$

on adopte: $\left\{ \begin{array}{l} 1^{ere} \text{ lit } 4T25 \\ 2^{eme} \text{ lit } 4T20 ; A = 44,77cm^2 \\ 3^{eme} \text{ lit } 4T20 \end{array} \right.$

En appuis :

Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5.M_0 = 0,5.95,75 = 47,875 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,164 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A'=0) ; \alpha=0,2253 , z = 61,425\text{cm}^2 , A_s=22,39\text{cm}^2$$

On adopte : (4T20) Fil+ (4T20) chap ; A =25,13 cm².

Appuis de rive:

$$M_a = 0,2.M_0 = 0,2.95,75 = 19,15 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,066 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A'= 0); \alpha = 0,0854 z = 65,20; A_s = 8,44 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T20); A =12,57 cm².

- Armature de peau :

Puisque h > 60cm il est obligatoire d'ajouter les armatures de peau soit 2T12F;
A = 2,26cm².

IX.3.4.4- Contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = 9,66 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{9,66}{0,45.0,675.100} = 0,32\text{MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,50\text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0,32\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Armatures transversales :

Diamètre: $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1 ; b/10) = \min(21,42; 12; 45) = 12 \text{ mm}$

on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1\right) = \min(18,75, 14,4) = 14,4\text{cm}$$

on prend $S_t = 15\text{cm.}$

$$S_t \leq \frac{0,8.A_t.f_c}{b(\tau_u - 0,3f_{c28})} \Rightarrow f_c \geq \frac{b(\tau_u - 0,3f_{c28})S_t}{0,8A_t}$$

$$f_c \geq \frac{45.(0,32 - 0,3 \times 2,1)15}{0,8 \times 3,14} = 83,30\text{MPa.}$$

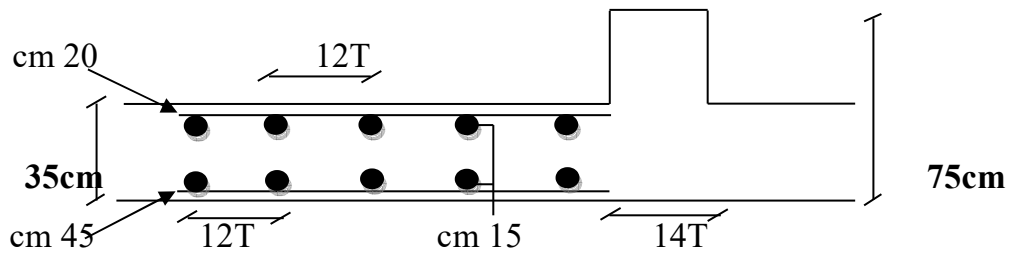
Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 4T10 , A=3,14cm².

$$\frac{A_t.f_c}{b_0.S_t} \geq \max(\tau_u/2 ; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,16; 0,4\text{MPa}) = 0,16\text{MPa}$$

$$\frac{3,14.400}{45.15} = 1,86 > 0,16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

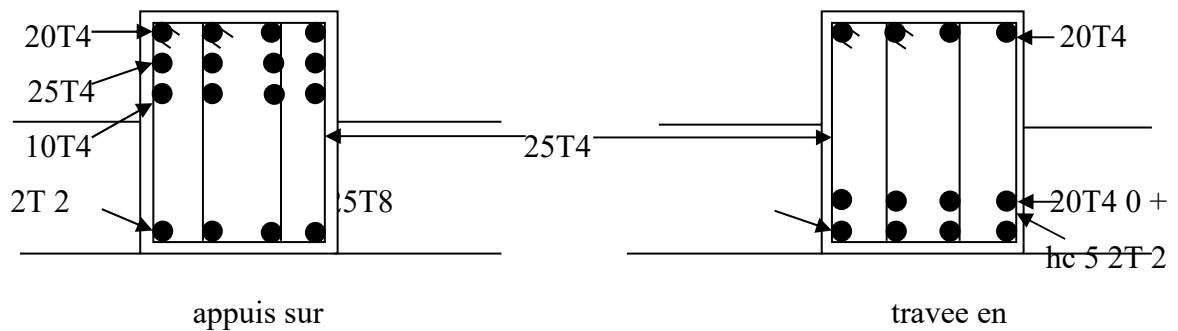
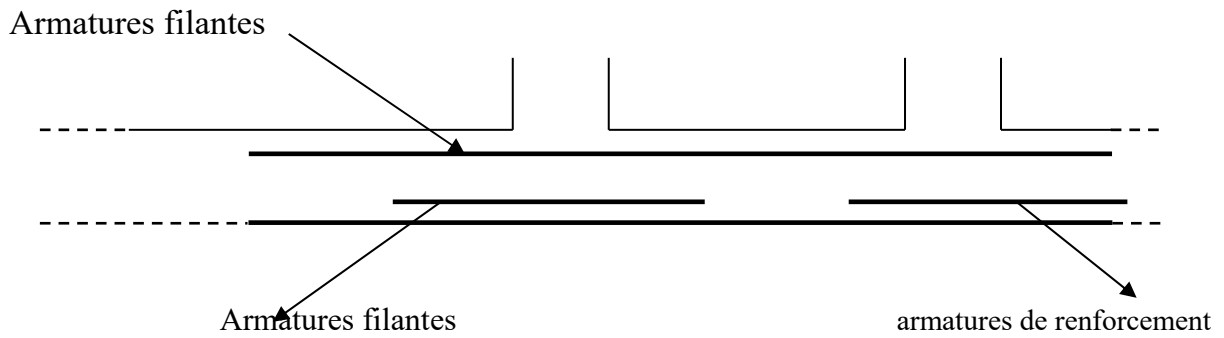
Les croquets de ferrailage :

1/ croquet de ferrailage de la table :



2/ croquet de ferrailage de la nervure :

Coupe longitudinale de la nervure



Coupe transversal de la nervure

Bibliographie

- 1) *A.GUERRIN, R.C LAVEUR, ((traite de béton armé -Tome II))
Edition Dunod, 1979*
- 2) *D.T.U, ((Charges permanentes et sur charges d'exploitations))
O.P.U.1989.*
- 3) *D.T.U, ((Règles Neige et vent R.N.V 99))*
- 4) *DTR-B-C2-48 ((Règle parasismiques algériennes R.P.A.99 version
2003)), Ministère de l'habitation.*
- 5) *G. CIBOI, j.M Bouchet /
((Initiation au béton armé (règle B.A.E.L.83)) Edition Eyrolles1988*
- 6) *J.PERCHAT, J.Roux ((Cours avec exercices corrigés pratiques du
B.A.E.L.91)) Eyrolles, Décembre 1992.*
- 7) *J.PERCHAT, j.Roux ((MAITRISE DU B.A.E.L 91et de D.T.U
Associés)) Eyrolles JUILIET 1992.*
- 8) *M.BELAZOUGUI,((Calcul des ouvrages en béton armé)),
O.P.U1986.*
- 9) *Mémoire de fin d'études Tiaret (promotion 2004/2005).*
- 10) *Mémoire de fin d'études ENTP (promotion 2005/2006).*

Conclusion :

Ce projet de fin d'études m'a permis d'avoir une ample vision sur la responsabilité de l'ingénieur dans l'acte de bâtir, ainsi que la façon de trouver une harmonie entre l'aspect technique et économique sans pour autant que cela soit au détriment de la sécurité de l'ouvrage construit, ceci d'une part.

Et d'autre part ce travail m'a permis d'acquérir énormément d'informations importantes sur les méthodes de calcul, l'étude des structures en béton armé, ainsi que l'utilisation des logiciels.

Il m'a aidé aussi à avoir l'esprit d'analyse et de prendre des décisions concernant le choix d'un système de contreventement, est très important du point de vue comportement, résistance, architecture et cout de revient.