

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère De l'Enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique
Université Abderrahmane Mira- Bejaia
Faculté Des sciences et Technologie
Département De Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En Vue de l'obtention du Diplôme de master en génie civil
Option : Matériaux et Structures(M.S)

Thème :

**Etude D'un Bâtiment (R+11+Sous Sol) A Usage D'habitation Et
Commerciale Contreventé Par Un Système Mixte (Voiles-
Portiques)**

Présenté par :

M^r HAMADOUCHE Makhoulf

M^r MESSAOUDENE Hamza

Encadré par :

M^r OUDNI.

Membres de Jury:

M . SOUIDI

M .BEZZI

promotion 2013/2014

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A M^{er} OUDNI: notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

Au bureau d'étude Mezouara pour son bon accueil.

A tous nos amis qui nous a toujours encouragés

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

SOMMAIRE

I. Généralités

I.1.Introduction	2
I.2.Présentation du projet	2
I.3.description de l'ouvrage	2
I.4.les caractéristiques géométriques de l'ouvrage	2
I.5.le system structural	3
I.6.les éléments constitutifs de l'ouvrage	3
I.7.règlement et norme utilisé	4
I.8.indication générale sur les règles de BAEL.....	4
I.9.indication générale sur les règles de BAEL.....	8
I.10conclusion	

II. Pré dimensionnement des éléments

II.1.Introduction.....	19
II.2.Les planchers	19
II.3.Les Poutres	22
II.4.Les voiles de contreventement.	23
II.5.L'acrotère	23
II.6.Les escaliers.	26
II.7.Evaluation des charges et surcharges	30
II.8.Les poteaux	32

III. Etudes des éléments secondaires

III.1.Plancher	39
III.2.Etude d'escalier	78
III.3.Etude des balcons	107
III.4.Etude de la poutre de chainage.....	121
III.5.Etude d'ascenseur	126
III.6.Calcul de l'acrotère	132

IV. Etude dynamique

IV-1 Introduction	138
IV-2 Modélisation de la structure par le logiciel étapes	138
IV-3 Méthodes de calculs	145
IV-4 Disposition des voiles	145
IV-5 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique	147
IV-6 Conclusion	155

V. Etude des éléments structuraux

V.1.Introduction	156
V.2.Etude des poteaux	156
V.3.Etude des poutres	170
V.4.Etude des voiles.	181
V.5.conclusion	191

VI. Études de l'infrastructure

VI.1.Introduction	192
VI.2.Choix du type de fondation	192
VI.3.Combinaisons d'actions à considérer	192
VI.4.Etude de la fondation	192
VI.5.Voile adossé.....	208

VI. Conclusion

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Liste des Tableaux

Tableau 1.1 : caractéristiques mécaniques des aciers.	
Tableau II.1 .évaluation des charges du Plancher terrasse accessible.....	
Tableau II.2.évaluation des charges du plancher étage courant.	
Tableau II.3. PLANCHER TERRASSE INNACCESSIBLE :.....	
Tableau II.4.évaluation des charges du plancher RDC (usage commerciale).....	
Tableau II.5 .évaluation des charges du balcon.....	
Tableau II.6 .évaluation des charges de l’acrotère	
Tableau II.7 : évaluation des charges des cloisons extérieures	
Tableau II.8.Evaluation des charges des cloisons intérieures	
Tableau II.9 .Evaluation des charges du palier.	
Tableau II.10. Évaluation des charges de la volée d’escalier.....	
Tableau II.11.dimensions des poteaux supposées	
Tableau II.12 de descente de charge de poteau (P1).....	
Tableau .II.13 résumé des vérifications à la compression à tous les niveaux du poteau (P)	
Tableau II.14.résumé Vérifications au flambement dans tous les niveaux du poteau(P2)	
Tableau.III.1.1.Chargement sur les poutrelles	
Tableau III.1.2. Sollicitations Type 1 à L’ELU	
Tableau III.1.2. Sollicitations Type 1 à L’ELU	
Tableau III.1.3. Sollicitations Type 1 à L’ELS :.....	
Tableau III.1.4 Sollicitations Type 2 à L’ELU	
Tableau III.1.5. Sollicitations Type 2 à L’ELS:.....	
Tableau III.1.6. Sollicitations Type 3 à L’ELU	
Tableau III.1.7 Sollicitations Type 3 à L’ELS :.....	
Tableau III.1.9. Sollicitations Type 2 à L’ELU	
Tableau III.1.10. Sollicitations Type 2 à L’ELS	
Tableau III.1.11. Sollicitations Type 1 à L’ELU	
Tableau III.1.12. Sollicitations Type 1 à L’ELS	
Tableau.III.1.14.Sollicitations maximales dans les poutrelles	
Tableau.III.1.13.Sollicitations maximales dans les poutrelles	
Tableau.III.1.14.Sollicitations maximales dans les poutrelles	
Tableau III.1.15. Ferrailages retenues.....	

Tableau III.1.16. Ferrailages retenues	
Tableau.III.1.17.Résumé des vérifications à l'ELS (sou sol+ RDC +service).....	
Tableau III.1.18. Plancher Etage service.....	
Tableau III.1.19.Plancher RDC +SOU SOL	
Tableau.III.1.20.Résumé des vérifications à l'ELS(2DISPOSITION étage courant +Terrasse accessible+terrasse in accessible).....	
Tableau III.1.21. Plancher Etage courant +Terrasse accessible	
Tableau III.1.22.TERESSE in Accessible.....	
Tableau III.2.1.Calcul des charges de l'escalier.....	
Tableau III.2.2.Résultat de ferrailage du 1 ^{er} type l'escalier (RDC+étage service)	
Tableau.III.2.3.Vérification des contraintes	
Tableau III.2.4. Déférentes charges	
Tableau.III.2.5. Evaluation de la flèche	
Tableau III.2.6.Ferrailage de la volé	
Tableau.III.2.7. moment d'inertie (I) et position de l'axe neutre (Y)	
Tableau.III.2.8.les vérifications des contraintes dans le béton.....	
Tableau.III.2.9.les vérifications des contraintes dans L'acier.....	
Tableau III.2.10. Résultat de ferrailage de l'escalier de étage courant	
Tableau III.2.11.Vérification des contraintes	
Tableau III.2.12. déférentes charges	
Tableau III.2.13.Evaluation de la flèche	
Tableau III.2.14. Ferrailage de la Poutre brisée	
Tableau III.2.15. Ferrailage de la Poutre brisée	
Tableaux III.3 .1 : les résultats de ferrailage du balcon	
Tableau III.3.2. Ferrailage adopté	
Tableau III.3.3. Ferrailage adopté	
Tableau III.4.1.Ferrailage des poutres de chaînage.....	
Tableau.III.4.2.Vérification des contraintes	
Tableau.III.6.1. .Combinaison d'action.....	

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités Pq	
Tableau IV.2 Valeurs du coefficient de pondération β	
Tableau IV.3 Période de vibration et taux de participation massique	
Tableau IV.4 Vérification de l'interaction sous charges verticales.	
Tableau IV.5 Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	
Tableau IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	
Tableau IV.7 Vérification de l'effort normal réduit.	
Tableau IV.8 Vérification des déplacements.....	
Tableau IV.9 Justification vis-à-vis de l'effort P.....	
Tableau V.1. Sections finales des poteaux	
Tableau V.2.Armatures longitudinales minimales et maximales dans..... les poteaux exigées par le RPA.....	
Tableau V.3. Sollicitations dans les poteaux	
Tableau V.4.Les Armatures longitudinale dans les poteaux.....	
Tableau V.5.Armatures transversales dans les poteaux.....	
Tableau V.6.Justification de l'effort normal ultime.	
Tableau V.7.Vérifications les contraintes dans le béton pour les poteaux.....	
Tableau V.8.Vérifications les contraintes tangentielles.....	
Tableau V.9.Sollicitation des poutres principale et secondaire.....	
Tableau V.10.Ferraillages des poutres principales et secondaire.....	
Tableau V.11.Vérification de l'effort tranchant.....	
Tableau V.12.Vérification de la contrainte limite de béton.....	
Tableau V.13.Moment résistant dans les poteaux.....	
Tableau V.14.Vérification des zones nodales.....	
Tableau V.15.Sollicitations dans le voile $V_{Y2}+V_{Y4}$	
Tableau V.16.Sollicitations dans le voile $V_{Y6}+V_{Y5}$	
Tableau V.17.Sollicitations dans le voile $V_{Y1}+V_{Y3}$	
Tableau V.18.Sollicitations dans le voile $V_{X1}+V_X$	
Tableau V.19.Sollicitations dans le voile $V_{X3}+V_{X4}$	
Tableau V.20.Sollicitations dans le voile $V_{X5}+V_{X6}$	

Tableau V.21.Sollicitations dans le voile V_{x7}	
Tableau V.22.Sollicitations dans le voile V_{x8}	
Tableau V.23.Sollicitations dans le voile V_{x9}	
Tableau V.24. Résultats du ferrailage du voile V_{y1}	
Tableau V.25. Résultats du ferrailage du voile V_{x7}	
Tableau VI.1. Résultats de ferrailage de radier.....	
Tableau VI.2. Vérification des contraintes.....	
Tableau.VI.3. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.	
Tableau.VI.4. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.	
Tableau.VI.5. Résultats de ferrailage des nervures.....	
Tableau.VI.6. Vérification des contraintes dans les nervures.....	
Tableau VI.7. Ferrailage du voile adossé.....	

III.1. Planchers :**III.1.1.introduction :**

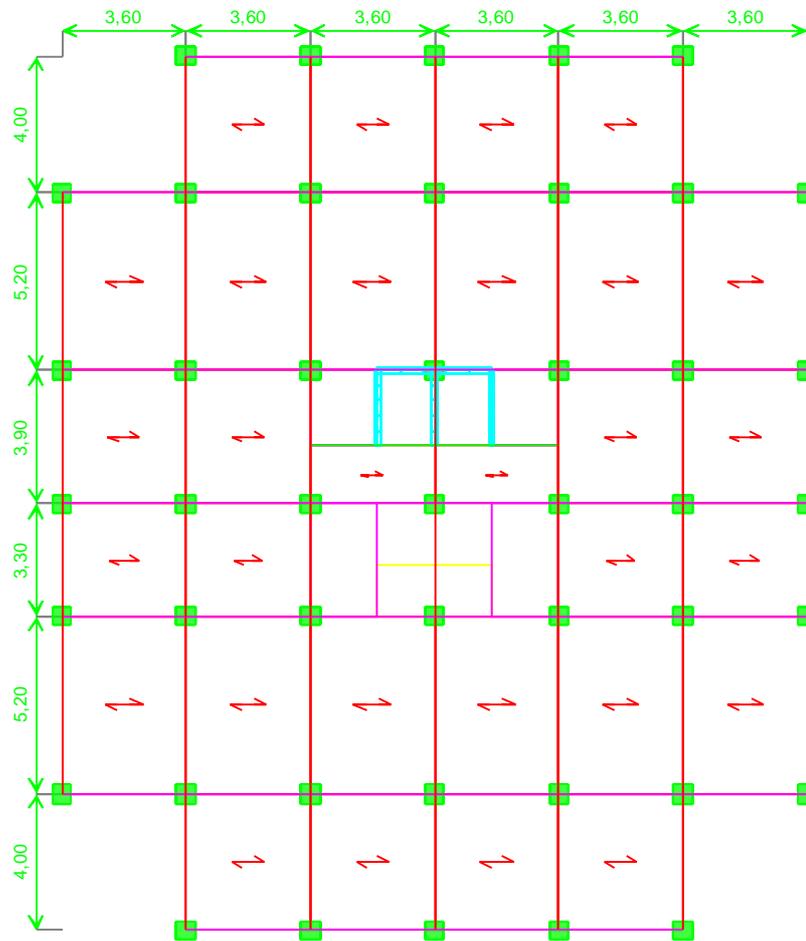
Le plancher est une aire plane qui sert à séparer les différents niveaux et à transmettre les charges qui lui sont appliquées aux poutres, on assurant l'isolation phonique et thermique, et il doit supporter les charges qui lui sont appliquées (le poids propre+la charge d'exploitation) Dans notre cas on a opté pour un plancher à corps creux avec une bonne isolation thermique et phonique et des dalles pleines pour les balcons. Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles.

III.1.2. Etude des poutrelles :**➤ Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

- **Critère de la petite portée :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
 - **Critère de continuité :** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.
- Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon les deux critères

❖ **Dixième disposition :**



FigureIII.1.1. Disposition des poutrelles

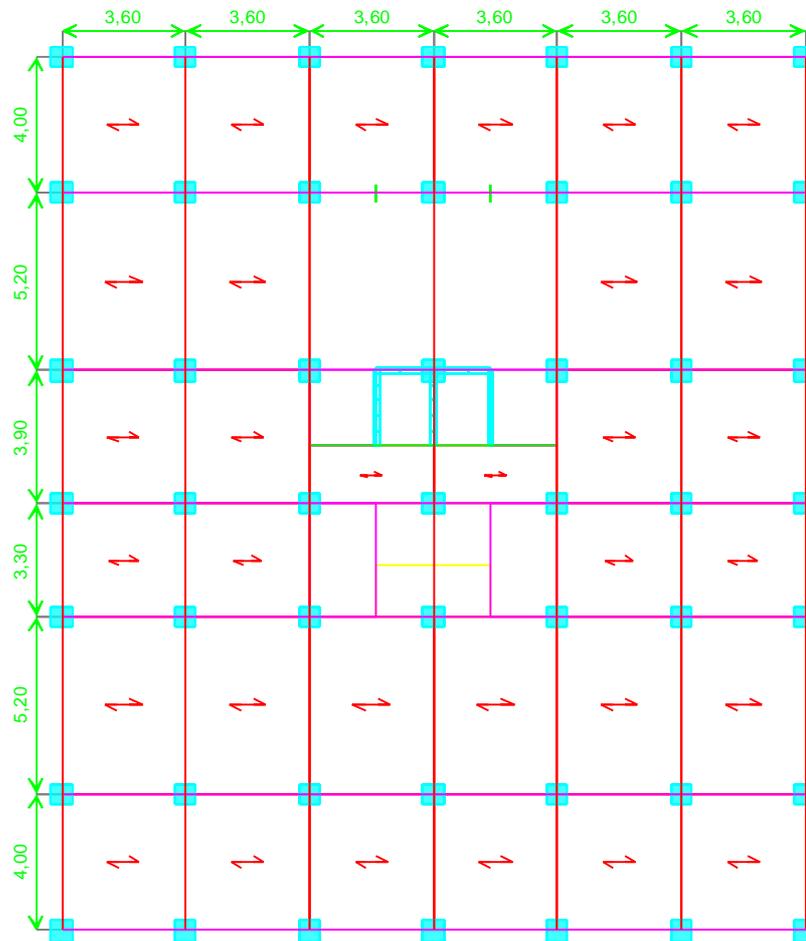
❖ **Première disposition :**

Figure III.1.2. Disposition des poutrelles

III .1.3. Méthode de calcul des sollicitations :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple

III .1.3.1. Méthode forfaitaire : [1]

III .1. 3.1.1. domaine d'application :

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées.

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5KN/m^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

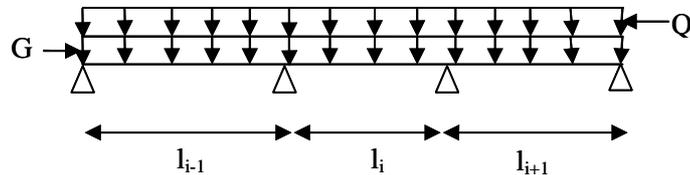


Figure III.1.2. Schéma d'une Poutre continue

III.1.3.1.2. Exposée de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q (Fig.III.1.2), et soit $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ Avec : $\square =$ coefficient traduisant l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

a) Evaluation des moments :

Le moment en travée M_t et en appui que se soit à droite (M_d) ou à gauche (M_g) doivent satisfaire :

$$a. \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max(1.05(M_0), (1 + 0.3\alpha)M_0)$$

$$b. \quad \begin{cases} M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée rive.} \end{cases}$$

c. La valeur absolue de chaque moment en appui intermédiaire doit être au moins égale à :

$$\begin{cases} 0.6M_0 & \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 0.5M_0 & \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0.4M_0 & \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{cases}$$

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$$-0.15M_0. \quad \text{tel que } M_0 = \max(M_0^1, \dots, M_0^n), \quad \text{avec } n = \text{nombre de travées d'une poutre.}$$

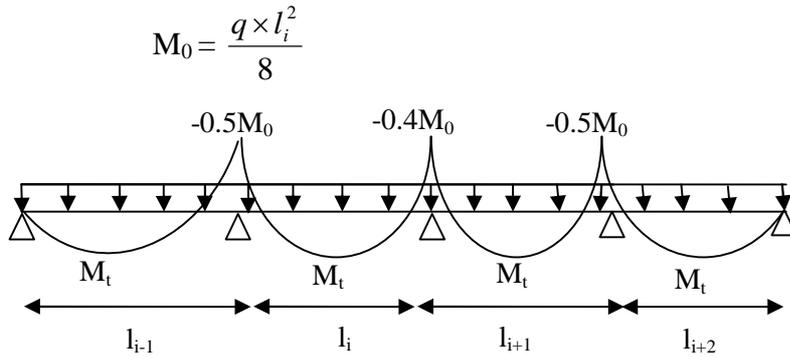


Figure III.1.4. Moments sur une poutre à plus de deux travées

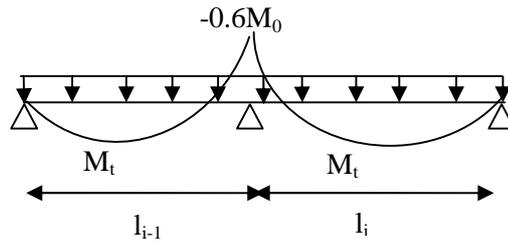


Figure III.1.5. Moments sur une poutre à deux travées

b) Evaluation des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont évalués :

- ❖ soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de:

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

- ❖ Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}(\text{isostatique}) + (M_d - M_g) / l_i$

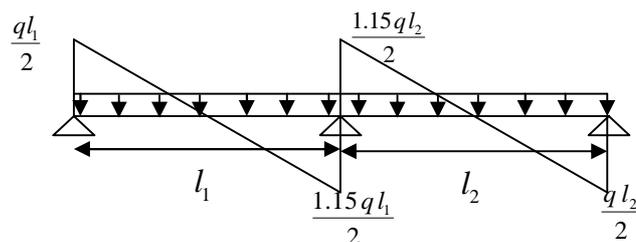


Figure III.1.6. Effort tranchant sur une poutre à 2 travées

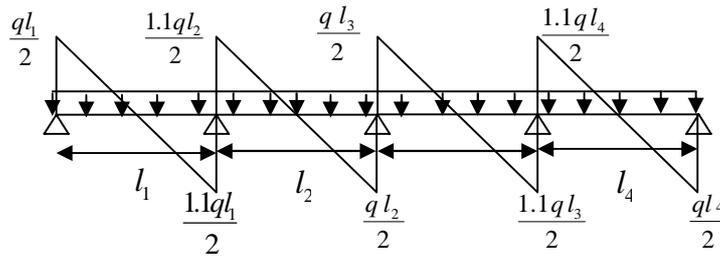


Figure III.1.7.Effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

III.1.4. Méthode de Caquot: [1]

III .1.4.1 domaine d'application :

Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, ou si le plancher supporte des surcharges élevées ($Q \geq \min (2 G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

III.1.4.2. Exposé de la méthode :

a. Evaluation des moments :

a.1. Moment sur appuis (M_i) :

$$M_i = -\frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Tel que : $\begin{cases} L'_g \text{ et } L'_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$

a.2. Moment en travée (M_t) :

$$M_t(X) = M_0(X) + M_g * \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d * \left(\frac{X}{l}\right) = \frac{q_x}{2} * (L - X) * M_g \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d * \left(\frac{X}{l}\right)$$

$$\frac{dM(x)}{dX} = 0 \Rightarrow -q * X + q * \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q * l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

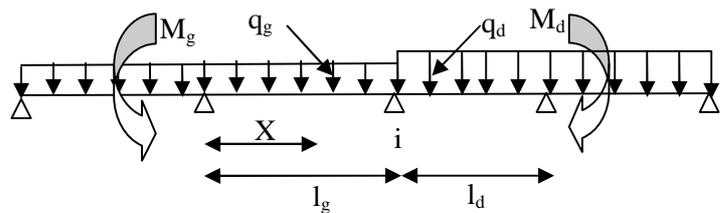


Figure II.1.8.Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot

a.3. Effort tranchant :

$$V = \frac{dM}{dX} = q * \frac{l}{2} - q * X - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}$$

Avec : M d: Moment en appui de droite de la travée considérée.

M g: Moment en appui de gauche de la travée considérée.

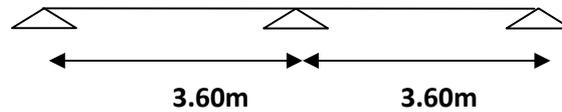
l : portée de la travée.

III.1.5. Les différents types des poutrelles :

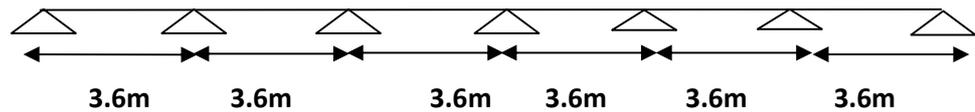
❖ **RDC + étage service + sous sol :**

➤ **Première disposition**

Type 1 :



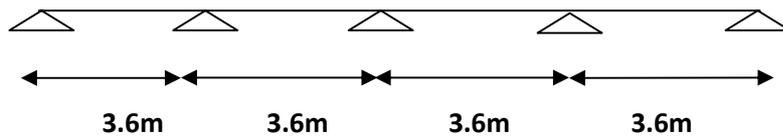
Type 2:



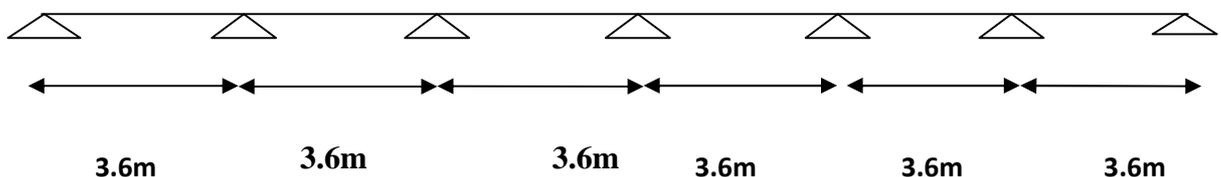
❖ **Etage courant + Terrasse accessible :**

➤ **Deuxième disposition**

Type 1 :

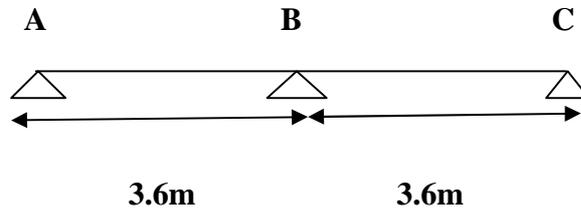


Type 2:



❖ Etage courant + Terrasse accessible + Terrasse inaccessible :

Type 3 :



III.1.6. Calcul des charges revenant aux poutrelles :

III.1.6.1. Dimensions de la poutrelle:

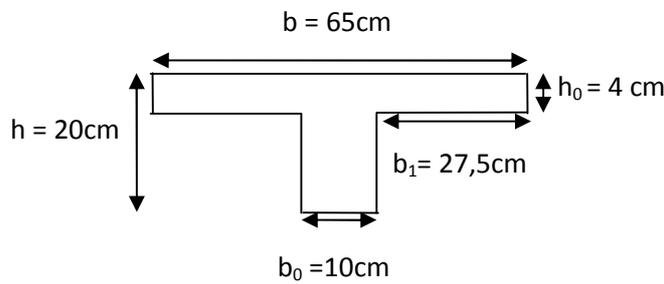


Figure III.1.9. Schéma d’une poutrelle.

III.1.6.2. Charges d’une poutrelle.

Tableau.III.1.1.Chargement sur les poutrelles

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	q _u =(1.35G+1.5 Q)b (KN/m)	q _s =(G+Q) b (KN/m)
Terrasse inaccessible	4.81	1	0.65	5.20	3.78
Terrasse accessible	5.47	1.50	0.65	6.26	4.53
Etage courant	5.51	1.50	0.65	6.29	4.55
Etage service	5.58	2.5	0.65	7.33	5.25
RDC	6.09	5.00	0.65	10.21	7.20

III.1.7.Exemple illustratif d'étude du plancher étage courant :

❖ **Méthode forfaitaire**

On prend le type 1 comme exemple pour illustrer la méthode.

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- 1) Fissuration peu préjudiciable.....vérifié
- 2) Poutres à inertie transversale constante vérifié
- 3) Charge d'exploitation modérée : $Q \leq \min \leq 2G ; 5 \text{ KN/m}^2$

- Plancher étage inaccessible	{	$Q=1 \text{ KN/m}^2 ; G=4.81 \text{ KN/m}$ $(1 < 5 \text{ KN/m}^2)$	⇒ vérifié
- Plancher étage courant	{	$Q=1.5 \text{ KN/m}^2 ; G=5.51 \text{ KN/m}$ $(1.5 < 5 \text{ KN/m}^2)$	⇒ vérifié
Plancher étage de service + RDC	{	$Q=2.5 \text{ KN/m}^2 ; G=5.51 \text{ KN/m}^2$ $(2.5 < 5 \text{ KN/m}^2)$	⇒ vérifié

4) Les portées successives des travées $0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1.25 \Rightarrow \frac{3.6}{3.6} = 1 \Rightarrow \text{vérifié}$

On applique la (M.F) pour ce type de poutrelle

Calcul la charge sur la poutrelle :

A l'ELU :

$q_u = p_u * l$

A l'ELS :

$q_s = p_s * l$

$l = \text{entre axes des poutrelles} = 0.65 \text{ m}$

$$\begin{cases} p_u = 1.35 * G + 1.5 * Q \\ p_s = G + Q \end{cases}$$

$p_u = 1.35 * 5.51 + 1.5 * 1.5 = 9.688 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow p_u = 9.688 \text{ KN/m}^2$

$q_u = p_u * l \Rightarrow q_u = 9.688 * 0.65 \Rightarrow \mathbf{q_u = 6.297 \text{ KN/m}}$

$p_s = G + Q \Rightarrow p_s = 5.51 + 1.5 \Rightarrow p_s = 7.01 \text{ KN/m}^2$

$q_s = p_s * 0.65 \Rightarrow q_s = 7.01 * 0.65 \Rightarrow \mathbf{q_s = 4.556 \text{ KN/m}}$

calcul des moment :

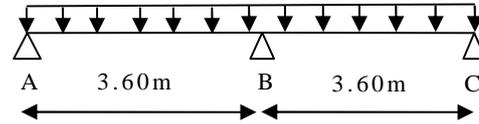
calcul α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.51+1.5} = 0.213 \Rightarrow \begin{cases} 1+0.3\alpha = 1+0.3*0.213 = 1.0639 \\ 1.2+0.3*\alpha = 1.2+0.3*0.213 = 1.2639 \end{cases}$$

Moment aux appuis :

 $M_a = M_c = 0$, mais seulement le BAEL

Exige de mettre des armatures de fissuration.

Avec $M = -0.15 * M_0$ $M_0 =$ mmt max dans la travée considérée isostatique $.M_0 = \frac{q * l^2}{8}$ Avec $M_0 = \max(M_0^1, M_0^2)$

A L'ELU :

$$\begin{cases} M_0^1 = \frac{q_u * l_1^2}{8} \\ M_0^2 = \frac{q_u * l_2^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^1 = \frac{6.297 * 3.6^2}{8} = 10.201 \text{ KN.m} \\ M_0^2 = \frac{6.297 * 3.60^2}{8} = 10.201 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_0 = \max(10.201, 10.201) \text{ KN.m}$$

 $M_0 = 10.201 \text{ KN.m}$

$$M_a^u = M_c^u = -0.15 * 10.201 = -1.530 \text{ KN.m}$$

A ELS:

$$\begin{cases} M_0^1 = \frac{q_s * l_1^2}{8} \\ M_0^2 = \frac{q_s * l_2^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^1 = \frac{4.556 * 3.6^2}{8} = 7.3807 \text{ KN.m} \\ M_0^2 = \frac{4.556 * 3.6^2}{8} = 7.3807 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_0 = \max(7.3807, 7.3807) \text{ KN.m}$$

 $M_0 = 7.3807 \text{ KN.m}$

$$M_A^s = M_C^s = -0.15 * 7.3807 = -1.1071 \text{ KN.m}$$

Appui B : $M_b = -0.6 * M_0$ ELU : $M_b = -0.6 * 9.688 = -5.8128 \Rightarrow M_b^u = -5.8128 \text{ KN.m}$ ELS : $M_b = -0.6 * 7.3807 = -4.4284 \Rightarrow M_b^s = -4.4284 \text{ KN.m}$ N.B:

Les moments aux appuis sont négatifs mais dans le calcul des moments en travée on les remplace avec leurs valeurs absolues.

Moments en travées :❖ Travée AB

$$M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max(1 + 0.3\alpha; 1.05) * M_0^I \dots\dots\dots(1)$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} * M_0^I \dots\dots\dots(2)$$

Entre le (1) et (2), on prend le max défavorable

A.N

A L'ELU :

$$(1) \Rightarrow M_{tAB} = 6.446 \text{ KN.m}$$

$$(2) \Rightarrow M_{tAB} = 7.792 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit } M_{tAB} = 7.792 \text{ KN.m}$$

A L'ELS

$$(1) \Rightarrow M_{tAB} = 4.663 \text{ KN.m}$$

$$(2) \Rightarrow M_{tAB} = 5.637 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit } M_{tAB} = 5.637 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_{tCB} + \frac{M_C + M_B}{2} \geq \max(1 + 0.3\alpha; 1.05) * M_0^I \dots\dots\dots(1)$$

$$M_{tCB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} * M_0^I \dots\dots\dots(2)$$

A L'ELU

$$(1) \Rightarrow M_{tCB} = 7.792 \text{ KN.m}$$

$$(2) \Rightarrow M_{tCB} = 6.446 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit } M_{tCB} = 7.792 \text{ KN.m}$$

A L'ELS :

$$(1) \Rightarrow M_{tCB} = 5.637 \text{ KN.m}$$

$$(2) \Rightarrow M_{tCB} = 4.663 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit } M_{tCB} = 5.637 \text{ KN.m}$$

Evaluation des efforts tranchants :**Travée (AB) :**

$$❖ Va = \frac{q_u * l_1}{2} = \frac{6.297 * 3.6}{2} = 11.334 \text{ KN}$$

$$❖ Vb = -1.15 * \frac{q_u * l_1}{2} = -1.15 * \frac{6.297 * 3.6}{2} = -13.034 \text{ KN}$$

$$❖ VB = 1.15 * \frac{q_u * l_2}{2} = 1.15 * \frac{6.297 * 3.6}{2} = 13.034 \text{ KN}$$

$$❖ Vc = -\frac{q_u * l_2}{2} = -\frac{6.297 * 3.6}{2} = -11.334 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 13.334 \text{ KN}$$

III.1.8. Résultats des sollicitations de tous les types de poutrelles dans tout le plancher :

Après la vérification des 4 conditions on constate que Tous les types seront calculés par la méthode forfaitaire.

❖ Première disposition :

❖ Type 1

Tableau III.1.2. Sollicitations Type 1 à L'ELU

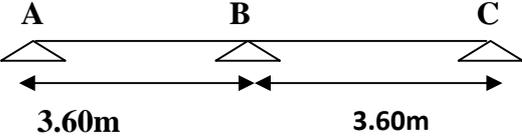
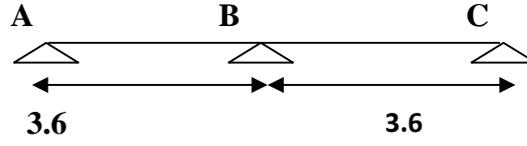
									
Plancher	Travées	L(m)	qu (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	v_d (KN)
Etage service	AB	3.60	6,298	10,203	-1,530	-6,122	7,797	11,336	13,037
	BC	3.60	6,298	10,203	-6,122	-1,530	7,797	13,037	-11,336
Plancher Sous sol	AB	3.60	7,273	11,782	-1,767	-7,069	9,35	13,091	15,055
	BC	3.60	7,273	11,782	-7,069	-1,767	9,35	15,055	-13,091
Planche RDC	AB	3.60	7,273	11,782	-1,767	-7,069	9,35	13,091	15,055
	BC	3.60	7,273	11,782	-7,069	-1,767	9,35	15,055	-13,091

Tableau III.1.3. Sollicitations Type 1 à L'ELS :

									
	Travées	L(m)	$qs(KN.m)$	$M_0(KN.m)$	$M_g(KN.m)$	$M_d(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$V_g(KN)$	$v_d(KN)$
Plancher sou sol	AB	3.6	5.207	8.435	-1.265	-5.061	6.694	/	/
	BC	3.6	5.207	8.435	-5.061	-1.265	6.694	/	/
Plancher RDC	AB	3.6	5.207	8.435	-1.265	-5.061	6.694	/	/
	BC	3.6	5.207	8.435	-5.061	-1.265	6.694	/	/
Plancher Service	AB	3.6	4.557	7.382	-1.107	-4.429	5.641	/	/
	BC	3.6	4.557	7.382	-4.429	-1.107	5.641	/	/

❖ Type 2 Tableau III.1.4 Sollicitations Type 2 à L'ELU

		A	B	C	D	E	F	G			
		3.6m	3.6m	3.6m	3.60m	3.6m	3.6m	3.6m			
Plancher	Travées	L (m)	qu (KN. m)	M_0 (KN. m)	M_g (KN. m)	M_d (KN. m)	M_t (KN. m)	V_g (kn)	v_d (kn)		
	Etage service	AB	3.6	6,298	10,203	-1,530	-5,102	8,307	11,336	12,47	
BC		3.6	6,298	10,203	-5,102	-4,081	6,267	12,47	11,336		
CD		3.6	6,298	10,203	-4,081	-4,081	6,777	11,336	11,336		
DE		3.6	6,298	10,203	-4,081	-4,081	6,777	11,336	11,336		
EF		3.6	6,298	10,203	-4,081	-5,102	6,267	11,336	12,47		
FG		3.6	6,298	10,203	-5,102	-1,530	8,307	12,47	11,336		
Plancher Sous sol	AB	3.6	7,273	11,782	-1,767	-5,891	9,939	13,091	14,401		
	BC	3.6	7,273	11,782	-5,891	-4,713	7,583	14,401	13,091		
	CD	3.6	7,273	11,782	-4,713	-4,713	8,172	13,091	13,091		
	DE	3.6	7,273	11,782	-4,713	-4,713	8,172	13,091	13,091		
	EF	3.6	7,273	11,782	-4,713	-5,891	7,583	13,091	14,401		
	FG	3.6	7,273	11,782	-5,891	-1,767	9,939	14,401	13,091		
Plancher RDC	AB	3.6	7,273	11,782	-1,767	-5,891	9,939	13,091	14,401		
	BC	3.6	7,273	11,782	-5,891	-4,713	7,583	14,401	13,091		
	CD	3.6	7,273	11,782	-4,713	-4,713	8,172	13,091	13,091		
	DE	3.6	7,273	11,782	-4,713	-4,713	8,172	13,091	13,091		
	EF	3.6	7,273	11,782	-4,713	-5,891	7,583	13,091	14,401		
	FG	3.6	7,273	11,782	-5,891	-1,767	9,939	14,401	13,091		

Tableau III.1.5. Sollicitations Type 2 à L'ELS:

	Travées	L(m)	q_s (KN.M)	M_0 (KN. M)	M_g (KN. M)	M_d (KN. M)	M_t (KN. M)	V_g (K N)	V_d (K N)
Plancher Service	AB	3.6	4.557	7.382	-1.107	-3.691	6.01	/	/
	BC	3.6	4.557	7.382	-3.691	-2.953	4.534	/	/
	CD	3.6	4.557	7.382	-2.953	-2.953	4.903	/	/
	DE	3.6	4.557	7.382	-2.953	-2.953	4.903	/	/
	EF	3.6	4.557	7.382	-2.953	-3.691	4.534	/	/
	FG	3.6	4.557	7.382	-3.691	-1.107	6.01	/	/
	Plancher Sou sol	AB	3.6	5.207	8.435	-1.265	-4.218	7.116	/
BC		3.6	5.207	8.435	-4.218	-3.374	5.429	/	/
CD		3.6	5.207	8.435	-4.218	-3.374	5.851	/	/
DE		3.6	5.207	8.435	-3.374	-3.374	5.851	/	/
EF		3.6	5.207	8.435	-3.374	-4.218	5.429	/	/
FG		3.6	5.207	8.435	-4.218	-1.265	7.116	/	/
Plancher RDC	AB	3.6	5.207	8.435	-1.265	-4.218	7.116	/	/
	BC	3.6	5.207	8.435	-4.218	-3.374	5.429	/	/
	CD	3.6	5.207	8.435	-4.218	-3.374	5.851	/	/
	DE	3.6	5.207	8.435	-3.374	-3.374	5.851	/	/
	EF	3.6	5.207	8.435	-3.374	-4.218	5.429	/	/
	FG	3.6	5.207	8.435	-4.218	-1.265	7.116	/	/

❖ Deuxième disposition :

❖ Type 3

Tableau III.1.6. Sollicitations Type 3 à L'ELU :

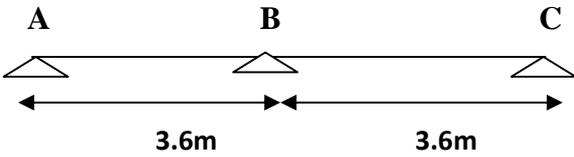
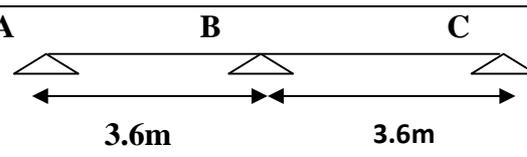
									
Plancher	Travées	L(m)	qu (KN. m)	M_0 (KN. m)	M_g (KN. m)	M_d (KN. m)	M_t (KN. m)	V_g (KN)	v_d (KN)
Plancher Terrasse Accessible	AB	3.6	6,298	10,203	-1,530	-6,122	7,797	11,336	13,037
	BC	3.6	6,298	10,203	-6,122	-1,530	7,797	13,037	-11,336
Plancher Terrasse Inaccessi ble	AB	3.6	5,81	9,412	-1,411	-5,647	7,059	10,458	12,027
	BC	3.6	5,81	9,412	-5,647	-1,411	7,059	12,027	-10,458
Plancher étage courant	AB	3.6	6,298	10,203	-1,530	-6,122	7,797	11,336	13,037
	BC	3.6	6,298	10,203	-6,122	-1,530	7,797	13,037	-11,336

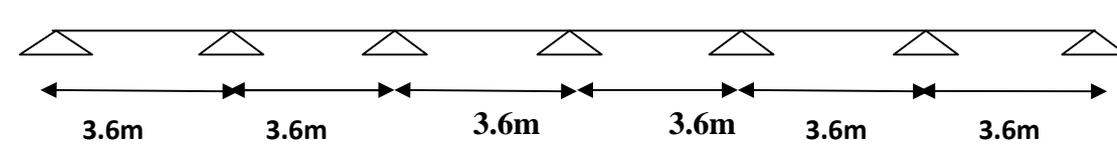
Tableau III.1.7 Sollicitations Type 3 à L'ELS :



	Travées	L(m)	q_s (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	v_d (KN)
Plancher Terrasse Accessible	AB	3.6	4.557	7.382	-1.107	-4.429	5.641	/	/
	BC	3.6	4.557	7.382	-4.429	-1.107	5.641	/	/
Plancher Terrasse in accessible	AB	3.6	4.232	6.856	-1.028	-4.114	5.142	/	/
	BC	3.6	4.232	6.856	-4.114	-1.028	5.142	/	/
Plancher étage courant	AB	3.6	4.557	7.382	-1.107	-4.429	5.641	/	/
	BC	3.6	4.557	7.382	-4.429	-1.107	5.641	/	/

❖ Type 2

Tableau III.1.9. Sollicitations Type 2 à L'ELU :



	Travées	L(m)	q_u (KN.M)	M_0 (KN.M)	M_g (KN.M)	M_d (KN.M)	M_t (KN.M)	V_g (KN)	V_d (KN)
Plancher Terrasse Accessible	AB	3.6	6,298	10,203	-1,530	-5,102	8,307	11,33	12,47
	BC	3.6	6,298	10,203	-5,102	-4,081	6,267	12,47	11,336
	CD	3.6	6,298	10,203	-4,081	-4,081	6,777	11,33	11,336
	DE	3.6	6,298	10,203	-4,081	-4,081	6,777	11,33	11,336
	EF	3.6	6,298	10,203	-4,081	-5,102	6,267	11,33	12,47
	FG	3.6	6,298	10,203	-5,102	-1,530	8,307	12,47	-11,336

Plancher Etage courant	AB	3.6	6,298	10,203	-1,530	-5,102	8,307	11,33	12,47
	BC	3.6	6,298	10,203	-5,102	-4,081	6,267	12,47	11,336
	CD	3.6	6,298	10,203	-4,081	-4,081	6,777	11,33	11,336
	DE	3.6	6,298	10,203	-4,081	-4,081	6,777	11,33	11,336
	EF	3.6	6,298	10,203	-4,081	-5,102	6,267	11,33	12,47
	FG	3.6	6,298	10,203	-5,102	-1,530	8,307	12,47	-11,336

Tableau III.1.10. Sollicitations Type 2 à L'ELS

Plancher Terrasse Accessible	Travées	L(m)	q'_s (KN.M)	M_0 (KN.M)	M_g (KN.M)	M_d (KN.M)	M_t (KN.M)	V_g (KN)	v_d (KN)
	AB	3.6	4.557	7.382	-1.107	-3.691	6.01	/	/
	BC	3.6	4.557	7.382	-3.691	-3.691	4.534	/	/
	CD	3.6	4.557	7.382	-2.953	-2.953	4.903	/	/
	DE	3.6	4.557	7.382	-2.953	-2.953	4.903	/	/
	EF	3.6	4.557	7.382	-2.953	-3.691	4.534	/	/
	FG	3.6	4.557	7.382	-3.691	-1.107	6.01	/	/

Plancher Étage courant	AB	3.6	4.557	7.382	-1.107	-3.691	6.01	/	/
	BC	3.6	4.557	7.382	-3.691	-3.691	4.534	/	/
	CD	3.6	4.557	7.382	-2.953	-2.953	4.903	/	/
	DE	3.6	4.557	7.382	-2.953	-2.953	4.903	/	/
	EF	3.6	4.557	7.382	-2.953	-3.691	4.534	/	/
	FG	3.6	4.557	7.382	-3.691	-1.107	6.01	/	/

❖ Type 1

Tableau III.1.11. Sollicitations Type 1 à L'ELU

		A		B		C		D		E	
		3.6m		3.6m		3.6m		3.6m		3.6m	
Plancher étage courant	Travées	L (m)	q_u (KN. m)	M_0 (KN. m)	M_g (KN. m)	M_d (KN. m)	M_t (KN.)	V_g (kn)	v_d (kn)		
	AB	3.6	6,298	10,203	-1,530	-5,102	8,307	11,33	12,47		
	BC	3.6	6,298	10,203	-5,102	-4,081	6,267	12,47	11,336		
	CD	3.6	6,298	10,203	-4,081	-5,102	6,267	11,33	12,47		
	DE	3.6	6,298	10,203	-5,102	-1,530	8,307	12,47	-11,336		
Plancher Terrace accessible	AB	3.6	6,298	10,203	-1,530	-5,102	8,307	11,33	12,47		
	BC	3.6	6,298	10,203	-5,102	-4,081	6,267	12,47	11,336		
	CD	3.6	6,298	10,203	-4,081	-5,102	6,267	11,33	12,47		
	DE	3.6	6,298	10,203	-5,102	-1,530	8,307	12,47	-11,336		

Tableau III.1.12. Sollicitations Type 1 à L'ELS

		A	B	C	D	E			
		← 3.6		3.6		3.6		3.6 →	
Plancher Terrasse Accessible	Travées	L (m)	q'_s (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (kn)	v_d (kn)
	AB	3.6	4.557	7.382	-1.107	-3.691	6.01	/	/
	BC	3.6	4.557	7.382	-3.691	-2.953	4.534	/	/
	CD	3.6	4.557	7.382	-2.953	-3.691	4.534	/	/
	DE	3.6	4.557	7.382	-3.691	-1.107	6.01	/	/
Plancher Etage courant	AB	3.6	4.557	7.382	-1.107	-3.691	6.01	/	/
	BC	3.6	4.557	7.382	-3.691	-2.953	4.534	/	/
	CD	3.6	4.557	7.382	-2.953	-3.691	4.534	/	/
	DE	3.6	4.557	7.382	-3.691	-1.107	6.01	/	/

❖ **Sollicitation maximales**

➤ **Première disposition**

Tableau.III.1.13.Sollicitations maximales dans les poutrelles

Poutrelles	ELU	ELS
Plancher RDC + sous sol	$M_t^{max} = 9.939 \text{ KN.m}$	$M_t^{max} = 7.116 \text{ KN.m}$
	$M_{int}^a = -5.891 \text{ KN.m}$	$M_{int}^a = -5.061 \text{ KN.m}$
	$M_{rive}^a = -1.767 \text{ KN.m}$	$M_{rive}^a = -1.265 \text{ KN.m}$
	$V_u = 15.055 \text{ KN}$	

Plancher étage service	$M_t^{max}=8.307 \text{ KN.m}$	$M_t^{max}=6.01 \text{ KN.m}$
	$M_{int}^a = -5.102 \text{ KN.m}$	$M_{int}^a = -4.429 \text{ KN.m}$
	$M_{rive}^a = -1.53 \text{ KN.m}$	$M_{rive}^a = -1.107 \text{ KN.m}$
	$V_u=13.091 \text{ KN}$	

❖ Deuxième disposition

Tableau.III.1.14.Sollicitations maximales dans les poutrelles

Poutrelles	ELU	ELS
Plancher étage courant +Terrace accessible	$M_t^{max}=8.307 \text{ KN.m}$	$M_t^{max}=6.01 \text{ KN.m}$
	$M_{int}^a = -6.122 \text{ KN.m}$	$M_{int}^a = -4.429 \text{ KN.m}$
	$M_{rive}^a = -1.53 \text{ KN.m}$	$M_{rive}^a = -1.107 \text{ KN.m}$
	$V_u=13.037 \text{ KN}$	
Plancher Terrace inaccessible	$M_t^{max}=7.059 \text{ KN.m}$	$M_t^{max}=5.142 \text{ KN.m}$
	$M_{int}^a = -6.122 \text{ KN.m}$	$M_{int}^a = -4.114 \text{ KN.m}$
	$M_{rive}^a = -1.411 \text{ KN.m}$	$M_{rive}^a = -1.028 \text{ KN.m}$
	$V_u=12.027 \text{ KN}$	

III.1.9.Ferraillages des poutrelles

❖ On procède un exemple de calcul .soit l'exemple de calcul des poutrelles Plancher Etages courant et 3 entres sols .on prend les sollicitations max pour ce calcul.

❖ Première disposition :

III.1.9.1. Calcul à l'ELU

Le calcul se fera pour une section en T.

a)En travée

$$M_t^{max}=9.939 \text{ KN.m} \quad ; \quad V_u=15.055 \text{ KN}$$

$$M_{tu} = f_{bu} * b * h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 * 10^3 * 0.65 * 0.04 * \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ D'où l'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire $(b*h) = (65*20) \text{ cm}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.939 * 10^{-3}}{0.65 * (0.18)^2 * 14.2} = 0,033235 \quad \rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »}$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_1(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.033235$$

et les armatures comprimées sont pas nécessaires ($A'_s = 0$) et $\varepsilon_s = 10\%$; $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0,033235}}{0.8} = 0,042258$$

$$A_{cal} \geq \frac{M_{max}^t}{z * f_{st}} = \frac{M_{max}^t}{d(1 - 0.4\alpha) f_{st}} = \frac{9.939 * 10^{-3}}{0.18(1 - 0.4 * 0.042258) * 348}$$

$$\Rightarrow A_{cal} = 1,613967 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6 = 1.5 + 0.6 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = \frac{b * d * 0.23 * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.65 * 0.18 * 2.1}{400} = 1.726 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On remarque que : $A_{min} \leq A_{cal} = 1.613967 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

$$A_{cal} = 1.613967 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 2 \text{ HA } 10 + 1 \text{ HA } 8 = 2.07 \text{ cm}^2$$

a) En appui :

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis, le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions **b₀ et h (0.1 * 0.20) m²**.

b) Ferrailage de l'appui intermédiaire :

$$M_{max}^a = -5.891 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{max}^a}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{5.891 * 10^{-3}}{0.1 * (0.18)^2 * 14.2} = 0,128043 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0,128043 \text{ MPa} < 0.392 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pivot A et } A' = 0.$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.128043}}{0.8} = 0,171869$$

$$\Rightarrow A_{cal} = \frac{M_{max}^a}{d(1 - 0.4\alpha) f_{st}} = \frac{8.18 * 10^{-3}}{0.18(1 - 0.4 * 0.171869) * 348} = 1,00988 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = 1,00988 \text{ cm}^2$$

On adopte : $1T10 + 1T8 = 1,2874 \text{ cm}^2$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b_0 * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.1 * 0.18 * 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 1.00988 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Ferrailage de l'appui de rive :

$$M_{rive}^a = -1.767 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{1.767 * 10^{-3}}{0.1 * (0.18)^2 * 14.2} = 0,038406 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0,038406 \text{ MPa} < 0.392 \text{ MPa} \Rightarrow \alpha = 0.048$$

$$A_{rive}^a = \frac{M_{rive}^a}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{1.767 * 10^{-3}}{0.18 * (1-0.4 * 0.048) * 348} = 0,287724 \text{ cm}^2$$

On prend $1T8 = 0.5 \text{ cm}^2$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b_0 * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.1 * 0.18 * 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 0.5 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.217 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification a L'ELU**

❖ **Cisaillement**

$$V_u = 15.05 \text{ KN.}$$

$$\bar{\tau} = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}] = 3.25 \text{ MPa} \quad \tau_u$$

$$\tau_u = \frac{V}{d * b_0} = \frac{15.05 * 10^{-3}}{0.18 * 0.1} = 0.836 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.836 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifier}$$

• **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2 .$$

• **Calcul de l'espacement :**

$$St = \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40cm) = 16.2cm \\ \frac{At \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57cm \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = 88.54cm \end{array} \right.$$

Avec $K=1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

On adopte : $St = 15 \text{ cm}$.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure :**

$$\tau_u \leq \tau_u^- = \min(0.13 \cdot f_{c28}; 4\text{Mpa}) = 3.25\text{Mpa}.$$

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 27.50 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times b \times d \times h_0} = \frac{15.4410^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04} = 0.982 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.1.10. Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

Au niveau de l'appui de rive $M_0=0$

$$A_L \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e} \Rightarrow A_L \geq \frac{1.15}{400} \times 15.055 \times 10^{-3} = 0.432 \text{ cm}^2$$

$$A_L \geq 0.432 \text{ cm}^2$$

$$A_L = 1HA10 = 0.785 \text{ cm}^2 > 0.44 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Appui intermédiaire :

$$A_L \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$$

$$A_L \geq \frac{1.15}{400} \times [15.055 - \frac{5.89}{0.9 \times 0.18}] \times 10^{-3} = -0.612 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_L \geq -0.612 \text{ cm}^2 \text{ Pas de vérification à faire}$$

❖ Vérification des armatures transversales

$$\frac{A_t}{S_t \times b_0} = 0.0038 \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k}{0.8 \times f_e} = 0.0006 \text{ vérifiée}$$

❖ Vérification de la bielle dans le béton

La condition à vérifier est :

$$V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} \quad a=0.9d=0.162\text{m} ; V_u \leq 108.13 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée.}$$

III.1.11.les sections d'aciers retenues pour ferrailer les poutrelles des différents étages

Tableau III.1.15. Ferrailages retenues première disposition

Plancher		Etages service	Sous sol	RDC
Travée (Type 1,2)	M_t^{max}	$M_t^{max}=8.30\text{KN.m}$	$M_t^{max}=9.93\text{KN.m}$	$M_t^{max}=9.93\text{KN.m}$
	μ_{bu}	0,02	0,03	0,03
	α	0,03	0,04	0,04
	Z (m)	0,17	0,17	0,17
	$A_{cal}(\text{Cm}^2)$	1,345098	1,61	1,61
	$A_{min}(\text{Cm}^2)$	1.41	1.41	1.41
	$A_l(\text{Cm}^2)$	2HA10+1HA8=2.07	2HA10+1HA8=2.07	2HA10+1HA8=2.07
	$A_t(\text{Cm}^2)$	2Ø6=0.57cm ²	2Ø6=0.57cm ²	2Ø6=0.57cm ²
	S_t (Cm)	15	15	15
Appui intermédiaire (Type 1,2)	M_{int}^a	$M_{int}^a=-5.102 \text{ KN.m}$	$M_{int}^a=-5.102 \text{ KN.m}$	$M_{int}^a=-5.102 \text{ KN.m}$
	μ_{bu}	0,110894	0,129108	0,129108
	α	0,147296	0,173414	0,173414
	Z (m)	0,169395	0,167514	0,167514
	$A_{cal}(\text{Cm}^2)$	0,865489	1,018956	1,018956
	$A_{min}(\text{Cm}^2)$	0.217	0.217	0.217
	$A_t(\text{Cm}^2)$	1HA10+1HA8=1.28	1HA10+1HA8=1,28	1HA10+1HA8=1,28
	$A_t(\text{Cm}^2)$	2Ø6=0.57	2Ø6=0.57	2Ø6=0.57
	S_t (Cm)	15	15	15

Appui de rive (Type 1,2)	M_{rive}^a	$M_{int}^a = -1.53 \text{ KN.m}$	$M_{int}^a = -1.53 \text{ KN.m}$	$M_{int}^a = -1.53 \text{ KN.m}$
	μ_{bu}	0,033	0,038	0,038
	α	0,042	0,049	0,049
	Z (m)	0,176	0,176	0,176
	$A_{cal}(\text{Cm}^2)$	0,248455	0,28	0,28
	$A_{min}(\text{Cm}^2)$	0.217	0.217	0.217
	$A_l(\text{Cm}^2)$	1HA8=0.50	1HA8=0.50	1HA8=0.50
	$A_t(\text{Cm}^2)$	2Ø6=0.57	2Ø6=0.57	2Ø6=0.57
	S_t (Cm)	15	15	15

Tableau III.1.16. Ferrailages retenues deuxième disposition

Plancher		Terrasse accessible	Etage courant	Terrace inaccessible
Travée (Type 1, 2,3)	M_t^{max}	$M_t^{max} = 8.307 \text{ KN.m}$	$M_t^{max} = 8.307 \text{ KN.m}$	$M_t^{max} = 7.059 \text{ KN.m}$
	μ_{bu}	0,027	0,027	0,023
	α	0,035	0,035	0,029
	Z (m)	0,177	0,177	0,177
	$A_{cal}(\text{Cm}^2)$	1,345	1,345	1,140
	$A_{min}(\text{Cm}^2)$	1.41	1.41	1.41
	$A_l(\text{Cm}^2)$	2HA10+1HA8=2.07	2HA10+1HA8=2.07	2HA10+1HA8=2.07
	$A_t(\text{Cm}^2)$	2Ø6=0.57cm ²	2Ø6=0.57cm ²	2Ø6=0.57cm ²
	S_t (Cm)	15	15	15

Appui intermédiaire (Type 1,2,3)	M_{int}^a	$M_{int}^a = -6.122$ KN.m	$M_{int}^a = -6.122$ KN.m	$M_{int}^a = -6.122$ KN.m
	μ_{bu}	0,133	0,133	0,133
	α	0,179	0,1791	0,179
	Z (m)	0,167	0,167	0,167
	$A_{cal}(\text{Cm}^2)$	1,052	1,052	1,052
	$A_{min}(\text{Cm}^2)$	0.217	0.217	0.217
	$A_t(\text{Cm}^2)$	1HA10+1HA8=1. 28	1HA10+1HA8=1. 28	1HA10+1HA8=1. 28
	$A_t(\text{Cm}^2)$	2Ø6=0.57	2Ø6=0.57	2Ø6=0.57
	S_t (Cm)	15	15	15
Appui de rive (Type 1,2,3)	M_{rive}^a	$M_{int}^a = -1.53$ KN.m	$M_{int}^a = -1.53$ KN.m	$M_{int}^a = -$ 1.411KN.m
	μ_{bu}	0,033	0,033	0,030
	α	0,042	0,042	0,038
	Z (m)	0,176	0,176	0,177
	$A_{cal}(\text{Cm}^2)$	0,248	0,248	0,228
	$A_{min}(\text{Cm}^2)$	0.217	0.217	0.217
	$A_l(\text{Cm}^2)$	1HA8=0.50	1HA8=0.50	1HA8=0.5
	$A_t(\text{Cm}^2)$	2Ø6=0.57	2Ø6=0.57	2Ø6=0.57
	S_t (Cm)	15	15	15

III.1.12. Vérification des poutrelles à l'ELS :

Il y a lieu de vérifier : - Etat limite de compression du béton.

- Etat limite d'ouverture des fissures.

- Etat limite de déformation.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

❖ **Première disposition :**

➤ **Sou sol :**

a)- En travée :

$$M_t^{max} = 7.116 \text{ KN.m} \quad A = 2.07 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Position de l'axe neutre : } H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$H > 0$: L'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow calcul de section en $(b \times h)$

$H < 0$: L'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul de section en T

$$H = 0.65 * \frac{0.04^2}{2} - 15 * 2.70 * 10^{-4} * (0.18 - 0.04) = 5.1994 * 10^{-5} > 0$$

L'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow calcul de section rectangulaire $b \times h$

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0 \dots\dots\dots(1)$$

$$0.325 * y^2 + 2.07 * 10^{-4} y - 5.589 * 10^{-4} = 0$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 0.0370 \text{ m}$

Calcul de I:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{65}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 = 7.4469 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 3.535 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

b)-En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = -5.061 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A \times (d - h_0) \\ H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.28 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 2.512 \times 10^{-4} \text{ m} \end{cases}$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression. \Rightarrow Section rectangulaire $b_0 \times h$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Calcul de y, I et :

$$0.05 * y^2 + 1.63 * 10^{-4} y - 4.401 * 10^{-4} = 0$$

$$y = 0.066 \text{ m}, I = 8.7243 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.8305 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

c)-En appuis de rive

$$M_{ser} = -1.265 \text{ Kn.m}, A = 0.5024 \text{ cm}^2$$

$$y = 0.050 \text{ m}, I = 3.981 * 10^{-5} \text{ m}^4, \sigma_{bc} = 1.588 \dots\dots \text{vérifié.}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification

➤ **Etat limite de déformation (BAEL 91.AB6.5.2)**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

III.1.13. Evaluation de la flèche

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\begin{aligned} \diamond & \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \diamond & \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \diamond & \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle).

M_0 : moment isostatique.

L : portée de la poutrelle.

M_t : moment de flexion.

b_0 : largeur de la nervure.

On a : $\frac{h}{L} = \frac{20}{360} = 0.0555 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0.72 \text{ cm}$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q).

Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0.65 \times G$ la charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$ la charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ la charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \quad M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

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

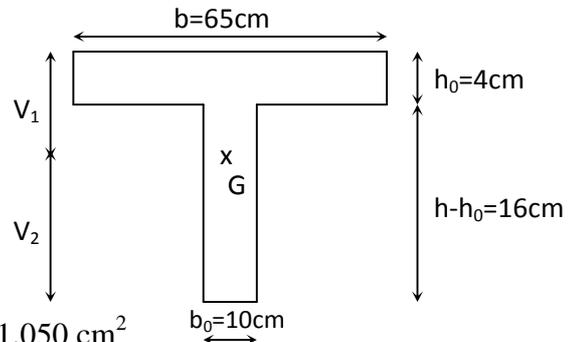
$$a) f_v = \frac{M_t^{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

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

Aire de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 10 \times 20 + (65 - 10) \times 4 + 15 \times 2.07 = 451.050 \text{ cm}^2$$



Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S/_{xx} = \frac{10 \times 20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.07 \times 18 = 2998.9 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{2998.9}{451.05} = 6.65 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6.65 = 13.35 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{10}{3} (6.65^3 + 13.35^3) + (65 - 10) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (6.65 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.07 \times (13.35 - 18)^2$$

$$I_0 = 14632 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.07}{10 \times 18} = 0.0115$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \rightarrow \quad E_v = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$E_i = 3E_v \quad \rightarrow \quad E_i = 32456.6 \text{ Mpa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{\rho(2b + 3b_0)} = \frac{0.05 \times 0.65 \times 2.1}{0.0115 \times (2 \times 0.65 + 3 \times 0.1)} = 3.7092$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.4837$$

Contraintes (σ_s) :

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} ; \sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} ; \sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})}$$

Inerties fictives (I_f) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN / m}$$

q_{jser} : La charge permanente qui revient a la poutrelle sans la charge de revêtement

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.51 = 3.581 \text{ KN / m}$$

q_{gser} : La charge permanente qui revient a la poutrelle.

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.51 + 2.5) = 5.2065 \text{ KN / m}$$

q_{pser} : La charge permanente et la charge d'exploitation.

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{1.85 \times 3.6^2}{8} = 2.997 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{3.581 \times 3.6^2}{8} = 5.801 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{5.2065 \times 3.6^2}{8} = 8.434 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{2.997 \times 10^{-3}}{2.07 \times 10^{-4} \times (0.18 - \frac{0.037}{2})} = 89.648 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{5.801 \times 10^{-3}}{2.07 \times 10^{-4} (0.18 - \frac{0.037}{2})} = 173.524 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{8.434 \times 10^{-3}}{2.07 \times 10^{-4} \times (0.18 - \frac{0.037}{2})} = 252.284 \text{Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 89.648 + 2.1} = 0.409$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 173.524 + 2.1} = 0.6354$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 252.284 + 2.1} = 0.7318$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 17815}{1 + 1.4837 \times 0.409} = 12195.72 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 17815}{1 + 1.4837 \times 0.6354} = 1010.684 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 17815}{1 + 1.4837 \times 0.7318} = 9395.323 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 17815}{1 + 0.5935 \times 0.6354} = 14230.164 \text{cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{2.997 \times 10^{-3} \times 3.6^2}{10 \times 32456.6 \times 12195.72 \times 0.01^4} = 0.0009 \text{m}$$

$$f_{gi} = \frac{5.801 \times 10^{-3} \times 3.6^2}{10 \times 32456.6 \times 1010.684 \times 0.01^4} = 0.022m$$

$$f_{pi} = \frac{8.434 \times 10^{-3} \times 3.6^2}{10 \times 32456.6 \times 9395.323 \times 0.01^4} = 0.003m$$

$$f_{gv} = \frac{5.801 \times 10^{-3} \times 3.6^2}{10 \times 10818.865 \times 14230.164 \times 0.01^4} = 0.004m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.004 - 0.0009 + 0.003 - 0.022 = 0.0159 \quad \text{Vérifier}$$

➤ **Première disposition**

Tableau.III.1.17. Résumé des vérifications à l'ELS (sou sol+ RDC +service)

Etages	Contraintes en travées	Contraintes Appuis intermédiaires
Sou sol	$\sigma_{bc} = 3.52 \text{Mpa} < 15 \text{MPa}$	$\sigma_{bc} = 3.83 \text{Mpa} < 15 \text{MPa}$
RDC	$\sigma_{bc} = 3.52 \text{Mpa} < 15 \text{MPa}$	$\sigma_{bc} = 3.83 \text{Mpa} < 15 \text{MPa}$
Etage service	$\sigma_{bc} = 2.58 \text{Mpa} < 15 \text{MPa}$	$\sigma_{bc} = 2.68 \text{Mpa} < 15 \text{MPa}$

III.1.14. Evaluation des flèches :

Tableau III.1.18. Plancher Etage service

$M_{jser} (\text{MN}/\text{m}^2)$	$I f_j (\text{m}^4)$	j (MPa)	μ_j	$f_{ji} (\text{m})$
0.00225	0.00018	103.394	0.2709	0.00048
$M_{gser} (\text{MN}/\text{m}^2)$	$I f_g (\text{m})^4$	g (MPa)	μ_g	$f_{gi} (\text{m})$
0.00435	0.00011	199.895	0.5279	0.00149
$M_{pser} (\text{MN}/\text{m}^2)$	$I f_p (\text{m})^4$	p (MPa)	μ_p	$f_{pi} (\text{m})$
0.00553	0.00010	254.313	0.6062	0.00211
$M_{gser} (\text{MN}/\text{m}^2)$	$I f_{gv} (\text{m})^4$	gv (MPa)	μ_g	$f_{gv} (\text{m})$
0.00435	0.00021	199.895	0.5279	0.00243
$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00243 - 0.00048 + 0.00211 - 0.00149 = 0.002m$				

Tableau III.1.19.Plancher RDC +SOU SOL

$M_{jser}(MN/m^2)$	$I f_j (m^4)$	j (MPa)	μ_j	$f_{ji}(m) 10^{-3}$
0.0022	0.0001	103.39	0.27097	0.0004
$M_{gser}(MN/m^2)$	$I f_g (m^4)$	g (MPa)	μ_g	$f_{gi}(m)$
0.0043	0.0001	199.89	0.5279	0.00149
$M_{pser}(MN/m^2)$	$I f_p (m^4)$	p (MPa)	μ_p	$f_{pi}(m)$
0.0063	0.0001	290.59	0.6454	0.00253
$M_{gser}(MN/m^2)$	$I f_{gv} (m^4)$	gv (MPa)	μ_g	$f_{gv}(m)$
0.0043	0.0002	199.89	0.5279	0.0024
$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00243 - 0.0004 + 0.00253 - 0.00149 = 0.00256m$ $\Delta f = 0.256m \leq f_{adm} = 0.72cm \quad \text{vérifier}$				

➤ **Deuxième disposition****Tableau.III.1.20.Résumé des vérifications à l'ELS(étage courant +Terrasse accessible+terrasse in accessible)**

Etages	Contraintes en travées	Contraintes Appuis intermédiaires
Terrasse in accessible	$\sigma_{bc} = 3.12Mpa < 15MPa$	$\sigma_{bc} = 2.50Mpa < 15MPa$
Terrasse accessible	$\sigma_{bc} = 3.65Mpa < 15MPa$	$\sigma_{bc} = 2.69Mpa < 15MPa$
Etage courant	$\sigma_{bc} = 3.65Mpa < 15MPa$	$\sigma_{bc} = 2.69Mpa < 15MPa$

III.1.15. Evaluation des flèches :

Tableau III.1.21. Plancher Etage courant +Terrasse accessible

$M_{jser}(MN/m^2)$	$I f_j(m^4)$	j (MPa)	μ_j	$f_{ji}(m)$
0.00225	0.00018	103.39	0.2709	0.0004
$M_{gser}(MN/m^2)$	$I f_g(m)^4$	g (MPa)	μ_g	$f_{gi}(m)$
0.00435	0.00011	199.89	0.52799	0.0014
$M_{pser}(MN/m^2)$	$I f_p(m)^4$	p (MPa)	μ_p	$f_{pi}(m)$
0.0055	0.0001	254.31	0.6062	0.0021
$M_{gser}(MN/m^2)$	$I f_{gv}(m)^4$	gv (MPa)	μ_g	$f_{gv}(m)$
0.0043	0.0002	199.89	0.52799	0.0024
$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00243 - 0.00048 + 0.002110 - 0.001490 = 0.00256$				

Tableau III.1.22. terrasse in accessible

$M_{jser}(KN/m^2)$	$I f_j(m^4)$	j (MPa)	μ_j	$f_{ji}(m) 10^{-3}$
0.0022	0.00018	103.39	0.2709	0.0004
$M_{gser}(KN/m^2)$	$I f_g(m^4)$	g (MPa)	μ_g	$f_{gi}(m)$
0.0043	0.00011	199.89	0.5279	0.0014
$M_{pser}(KN/m^2)$	$I f_p(m^4)$	p (MPa)	μ_p	$f_{pi}(m)$
0.0063259	0.0001	290.59	0.6454	0.0019
$M_{gser}(KN/m^2)$	$I f_{gv}(m)^4$	gv (MPa)	μ_g	$f_{gv}(m)$
0.0043	0.0002	199.89	0.5279	0.0024
$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00243 - 0.0004 + 0.00190 - 0.001490 = 0.00235m$				

➤ *Etat limite d'ouverture des fissures :*

[1]

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

➤ *Etat limite de déformation :*

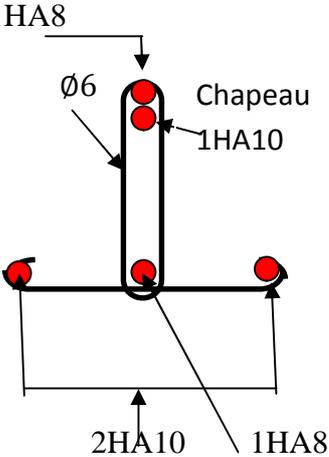
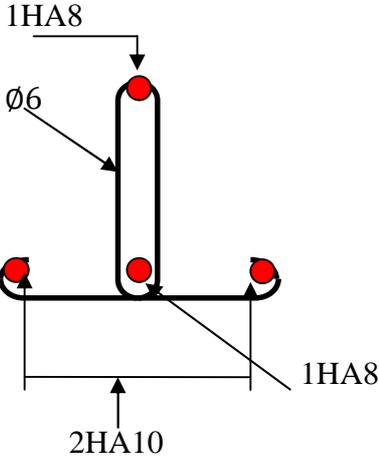
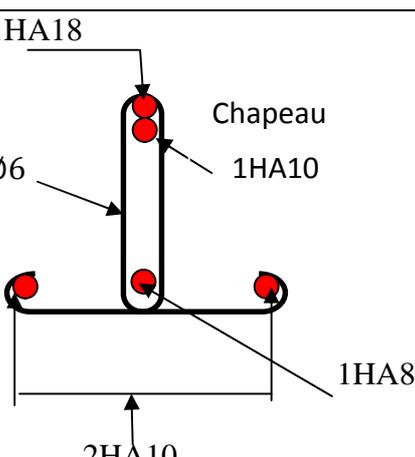
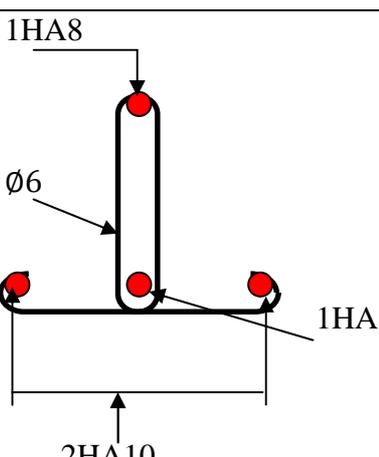
Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service

III.1.16. Plan de ferrailages des poutrelles :

❖ **Première disposition :**

Plancher	Appui intermédiaire	Appui de rive
Sous sol + RDC		
Type	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage service		

❖ Deuxième disposition

Plancher	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage courant + Terrace accessible	 <p>1HA8 $\varnothing 6$ Chapeau 1HA10 2HA10 1HA8</p>	 <p>1HA8 $\varnothing 6$ 1HA8 2HA10</p>
Type	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrace inaccessible	 <p>1HA18 $\varnothing 6$ Chapeau 1HA10 1HA8 2HA10</p>	 <p>1HA8 $\varnothing 6$ 1HA8 2HA10</p>

III.1.17. Etude de la dalle de compression :**Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :

$$5 \text{ HA } 6/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2 \perp \text{ aux poutrelles} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

$$3 \text{ HA } 6/\text{ml} = 0.85 \text{ cm}^2 // \text{ aux poutrelles} \Rightarrow S_t = 33.33 \text{ cm} < 44 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

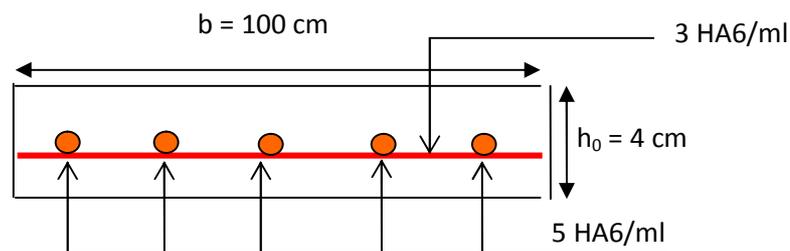
III.1.18. Schéma de ferrailage de la dalle de compression :

Figure III.1.9: Schéma du ferrailage de la dalle de compression

Liste des figures

Figure 1.1 Diagramme des contraintes du béton à l'ELU (compression).....	11
Figure 1.2 Diagramme contrainte– déformation du béton à L'E.L.U.	12
Figure 1.3 Diagramme contrainte– déformation du béton à L'E.L.S.	13
Figure 1.4 Diagramme contraintes-déformation des aciers (E.L.U).....	15
Figure 1.5 Diagramme des déformations limites (ELU).....	17
Figure II.1 Plancher à corps creux.....	19
Figure II.2.Exemple d'un panneau de dalle sur 4 appuis	21
Figure II.3.dalle sur 03 appuis	21
Figure II.4.dalle sur 03 appuis	21
Figure II.5.dalle sur 03 appuis	21
Figure II.6.les différents types des panneaux sur 01 appui.....	21
Figure II.7.Acrotère.....	23
Figure II.8.schéma d'escalier.....	24
Figure II .9.Vue en plan de premier type d'escalier.....	25
Figure II.10.Vue en plan et en 3D de type 1 d'escalier.....	25
Figure II.12.Schéma statique de l'escalier :	26
Figure II.13. : Escalier type II.....	27
Figure II.14.cloison extérieur.....	30
Figure II.15.Cloison intérieur.....	30
Figure II.16.Schéma statique de la décente de charge.....	33
Figure II.17. Surface afférente du poteau de la cage d'escalier.....	33
Figure III.1.1. Disposition des poutrelles	40
Figure III.1.2. Disposition des poutrelles	41
Figure III.1.3.Schéma d'une Poutre continue	42
Figure III.1.4.Moments sur une poutre à plus de deux travées	43

Figure III.1.5.Moments sur une poutre à deux travées	43
Figure III.1.6.Effort tranchant sur une poutre à 2 travées	43
Figure III.1.7.Effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées	44
Figure II.1.8.Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot	44
Figure III.1.9. Schéma d'une poutrelle.	46
Figure III.2.1 vue en plan de 1 ^{er} type d'escalier	78
Figure.III.2.2 Schéma statique.....	78
Figure III.2.3: Schéma de la section à ferrailler.	79
Figure.III.2.4. Ferrailage de la volée.....	84
Figure II.2.5 : dalle sur deux appuis.....	85
Figure.III.2 .6 .Section de la vole a ferrailé	86
Fig.III.2.7. schéma de ferrailage des volée	89
Figure III.2.8 Vue en plan de 2 ^{ème} Type d'escalier	90
Figure. III.2.9.Schéma de la volée (I) et (III).....	90
Figure.III.2.10. Schéma de ferrailage de l'escalier type2	94
Figure III.2.11. Vue en plan de premier type1 d'escalier.....	95
Figure III.2.12.Schémas statique de la poutre brisée	96
Figure III.2.13. Section creuse équivalente.....	98
Figure.III.2.14 coupe transversale	100
Figure.III.2.15. ferrailage poutre brisée.....	100
Figure III.2.16.: Vue en plan d'escalier type II	101
Figure III.2.17. Section creuse équivalente.....	103
Figure.III.2.18. ferrailage poutre brisée.....	106
Figure.III.2.19 coupe transversale	106
Figure III.3.1 : dalle sur trois appuis.....	107
Figure.III.3.2.schéma de ferrailage de la dalle plein	113
Figure III.3.3 : dalle sur trois appuis	113

Figure.III.3.4. Schéma statique de dalle	114
Figure.III.3.5.schéma de ferrailage de la dalle plein	116
Figure III.6.type de Balcon sur 1 appui	117
Figure.III.3.7. Schéma statique de dalle	117
Figure.III.3.8.schéma de ferrailage de la dalle plein	120
Figure.III.4.1.Schémas statique	121
Figure III.4.2. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	125
Figure III.5.1. : cage de l'ascenseur	126
Figure.III.5.2.Schéma de ferrailage	131
Figure.III.6.1.Vue en plan de l'acrotère	132
Figure III.6.2.Schéma statique de l'acrotère	132
Figure III.6.3.Section à ferrailer	134
Figure IV.1 Spectre de repense.....	144
Figure IV.2. Disposition des voiles	145
Figure IV.3. Vue en 3D du modèle de la structure	146
Figure IV.4 Vue en plan du 1 ^{er} mode vibration.....	148
Figure IV.5 Vue en plan de 2ème mode vibration	149
Figure IV.6 Vue en plan du 3ème mode de vibration.	150
Figure V.1.Zone nodale	157
Figure V.2.Section d'un poteau	165
Figure V.3. Coupe longitudinale	167
Figure V.4.Schéma de ferrailage des poteaux de sous sol, RDC.....	167
Figure V.5.Schéma de ferrailage des poteaux RDC .1 ^{er} étage	168
Figure V.6.Schéma de ferrailage des poteaux de 2 ^{em} , 3 ^{ème} étage	168
Figure V.7.Schéma de ferrailage des poteaux de 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage.....	169
Figure V.8.Schéma de ferrailage des poteaux de 6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage.....	169
Figure V.9. Schéma de ferrailage des poteaux de 8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	169

Figure V.10.Schéma de ferrailage des poteaux de 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	169
Figure V.11.Schéma de ferrailage des poteaux de Buanderie	169
Figure V.12.La zone nodale	176
Figure V.13.Schéma de ferrailage de la poutres principaleRDC	180
Figure V.14.Schéma de ferrailage de la poutres secondaireRDC.....	181
<i>Figure. V.15 : Schéma d'un voile plein.....</i>	<i>183</i>
Figure V.16.Schéma de ferrailage du voile RDC	191
Figure VI.1. Vue d'une semelle isolée.	193
Figure. IV.2. Vue d'une semelle filante.	194
Figure IV.3.Présentation de zone d'impact de la charge.....	196
Figure IV.4. Schéma de ferrailage du radier.....	198
Figure IV.5. Schémas Sollicitations sur les nervures longitudinales.....	200
Figure IV.6. Schémas Sollicitations sur les nervures transversales.....	202
Figure .VI.7. Section à ferrailer.....	204
Figure .VI.8. Schéma de ferrailage des longrines.	205
Figure VI.9.Voile adossé.....	209
Figure VI.10. Diagramme des contraintes.....	210
Figure VI.11.schéma de ferrailage de voile adossé.....	214

liste des symboles

La signification des notations est la suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

N : force de compression en général.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'age j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

f_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j=28j.

g : Densité des charges permanentes.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

D : profondeur d'encastrement de la fondation.

q_u : Contrainte de rupture.

q_a : Contrainte admissible du sol.

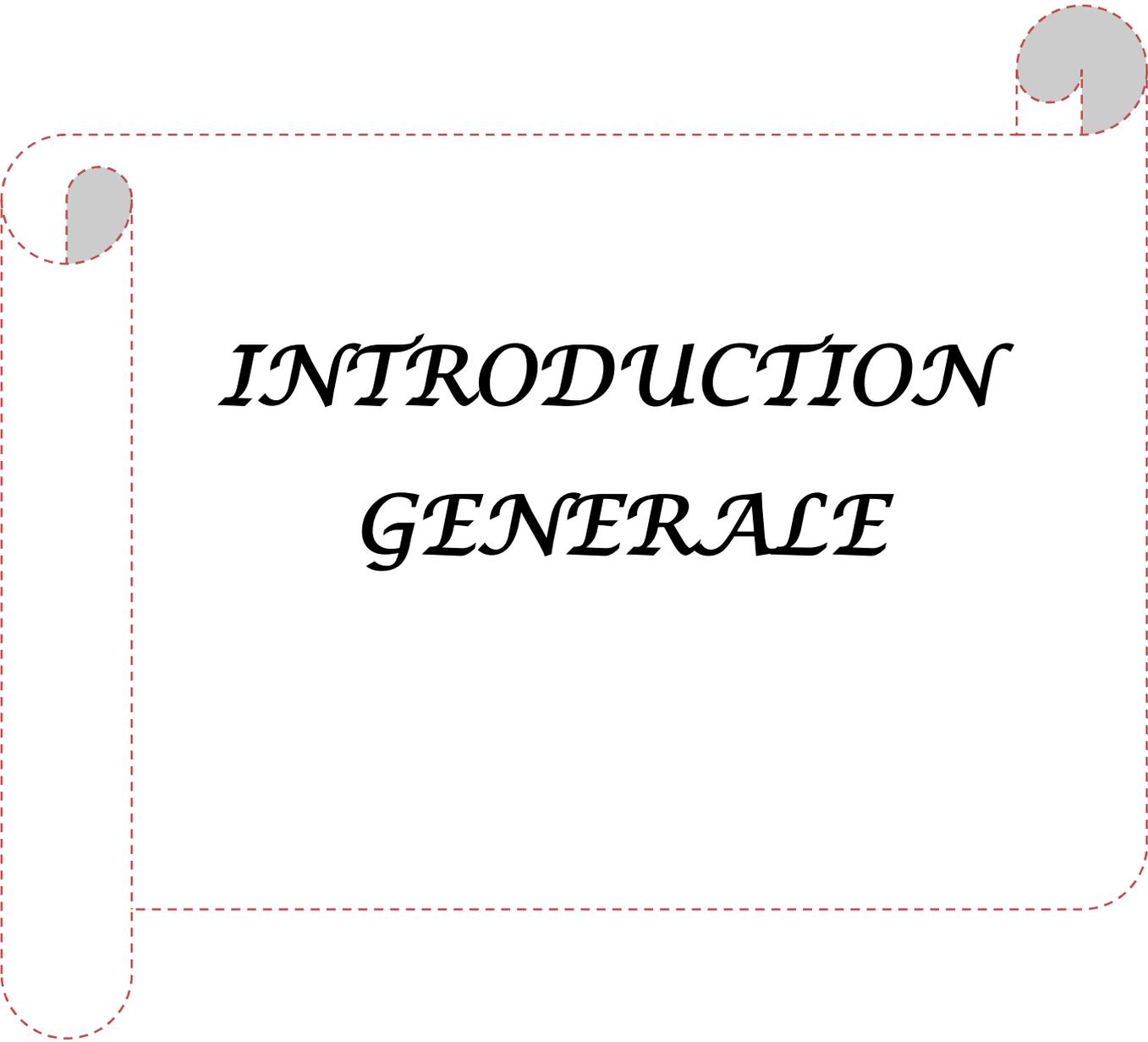
Q_{pu} : charge limite de pointe.

Q_{Su} : Charge limite de frottement latérale.

C : *cohesion du sol.*

γ: poids volumique

. N_C, N_γ, N_q sont des paramètre sans dimension dépendant de γ ,ils sont donnes par le tableau de l'article 3.31(DTR-BC2.331).



INTRODUCTION
GENERALE

Introduction générale

La sismicité historique de l'Algérie montre que 70% du nord du pays, est située dans une zone exposée à des secousses sismique de forte intensité qui peuvent engendrer des dommages dans les constructions.

Un tel constat doit nous inciter à agir de façon résolue. Il est possible d'engager des actions efficaces avant que le séisme n'ait lieu.

Pour se mettre face à cet épineux problème, les ingénieurs en génie civil doivent investir tout leurs savoir faire dans la conception et l'étude des projets d'ouvrage, tout en augmentant la sécurité (protection des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques), en minimisant le coût (l'économie) et assurant une bonne esthétique, ces dispositions visent à réduire significativement et à bas prix la vulnérabilité au séisme des structures.

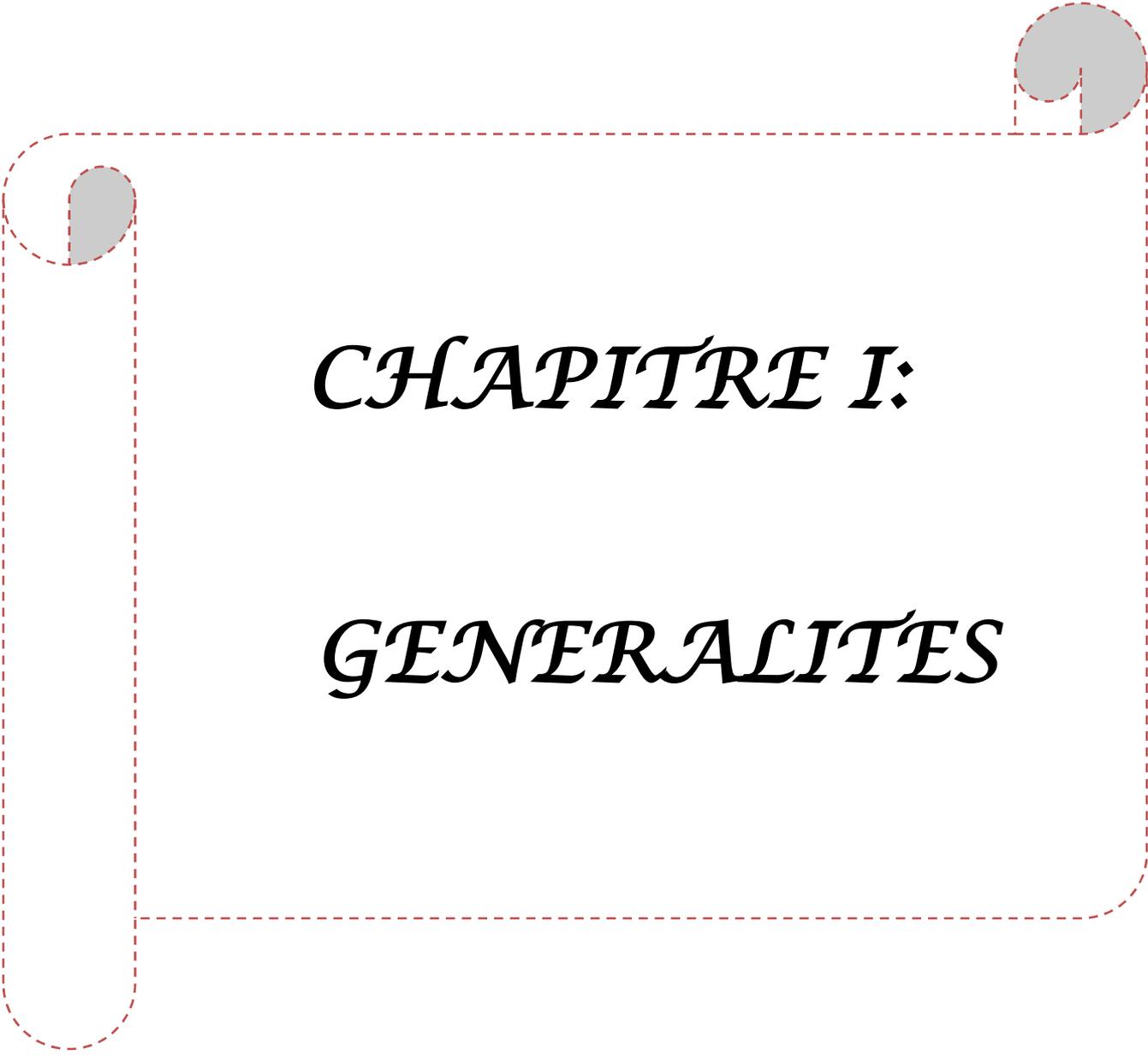
Une étude fiable d'une structure est liée directement au choix judicieux d'un système de contreventement qui nous permet d'avoir un bon comportement dynamique et d'éviter tout risque qui mène à la ruine de la structure. Pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux règles parasismiques et règlement en vigueur.

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation (R + 11 +1 sous sol) contreventé par un système mixte (voiles + portiques).

Notre travail est organisé comme suit :

le premier chapitre expose les caractéristiques de la structure ainsi que celle des matériaux utilisés. Le deuxième chapitre concerne le pré dimensionnement des éléments composant notre structure. Le chapitre trois donne le calcul des éléments secondaires. Dans le quatrième chapitre, nous avons effectué une étude dynamique de notre structure, nous l'avons donc modélisé et adopté une disposition optimale des voiles de contreventement tout en respectant les règlements en vigueur. Le cinquième chapitre est consacré en une étude des éléments structuraux, le dernier chapitre portera sur une étude d'un type de fondation adéquat pour notre structure afin d'assurer une bonne transmission de charge de la superstructure vers le bas.

Tous les calculs ont été mené en utilisant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment *CBA93*, *BAEL91*, *RPA99 version 2003* et les différents *DTR*.



CHAPITRE I:

GENERALITES

I.1.Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet étudié.

I.2.présentation de l'ouvrage:

L'ouvrage qui fait l'objet de notre travail consiste à étudier un bâtiment (R+11) à usage multiple qui regroupe des commerces, bureaux et des logements d'habitation ; classé dans le groupe d'usage 2B (ouvrage de grande importance) selon la classification du RPA99.V2003 (article 3.2). L'ouvrage sera implanté dans la ville de Bejaia qui est considérée selon le RPA-99 de moyenne sismicité, c'est-à-dire, (zone IIa).

I.3.Description de l'ouvrage :

Cette tour comporte :

- un rez- de-chaussée (RDC) a usage commercial
- 1^{er} étage à usage de bureau
- les autres étages à usages d'habitation
- Une terrasse inaccessible.
- deux cages d'escalier
- une cage d'ascenseur.
- Sous sol (parking

I.4. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

L'ingénieur en génie civil est tenu à respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier la caractéristique géométrique de l'ouvrage qui est les suivantes :

- Hauteur totale 40.86 m.
- Longueur totale du bâtiment.....17.90 m.
- Largeur totale du bâtiment.....21.90 m.
- Hauteur d'étage courant.....3.15 m.
- Hauteur du RDC.....3.15 m.
- Hauteur de l'acrotère0.60 m.

I.5. Le système structural :

La structure du bâtiment est choisie en tenant de sa capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique. En conséquence, notre structure sera composée d'un système en portiques (poteaux- poutres) contreventée par des voiles en béton armé avec justification de l'interaction

I.6. Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

- **Les planchers :** seront constitués de corps creux, et une dalle de compression en béton armé. Le rôle essentiel des planchers :
 - séparer entre chaque deux niveau successif de bâtiment.
 - Il est capable de supporter en outre de son poids propre les charges d'exploitation étudier les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).
 - Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).
 - il assure la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature .
- **L'acrotère :** c'est un élément en béton armé. Contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est accessible, il joue le rôle d'un garde corps.
- **Les escaliers :**

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. Notre bâtiment comporte deux cages d'escalier. La première desservant la totalité des niveaux (du RDC au dernier niveau), la deuxième desservant du rez-de-chaussée aux premier étage. Notre type d'escalier est un escalier à deux volées qui sera réalisé en béton armé et coulé sur place.
- **Les balcons :** les balcons sont réalisés en dalle pleine.
- **La cage d'ascenseur :**

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voile, coulé sur place.
- **Le remplissage (maçonnerie) :**

Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de (15 et 10) cm d'épaisseur séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur, les murs de séparation seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 15cm et 10cm d'épaisseur.
- **Les revêtements :**
 - Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.

- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

- **Les fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

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

I.7.Règlement et normes utilisée :

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93. (code de béton armé).
- Le RPA 99.V 2003.(Reglement Parasismique Algérien)
- Le BAEL 91.(Béton Armé aux Etats Limites).
- Les DTR.

I.8.Indication générales sur les règles de BAEL :

I.8.1.Etats limites :

Définition de l'état limite :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage ou de ses éléments est strictement vérifiée .Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue .Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

I.8.1.1. E.L.U (état limite ultime) :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante d'ouvrage (résistance maximum de l'ouvrage) .Son dépassement entraine la ruine ou la destruction de l'ouvrage, on trouve trois états ultimes

- Etat limite ultime d'équilibre statique de l'ouvrage :c'est la Perte de la stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la construction (le renversement).
- Etat limite ultime de résistance de l'un des matériaux de construction : c'est la perte de la résistance soit du béton soit de l'acier.
- Etat limite ultime de stabilité de forme (flambement) :les pieces élancées soumises à des efforts de compression subissent des déformations importantes et dévient instable.

I.8.1.2. E.L.S. (état limite de service) :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son usage (exploitation) normal et sa durabilité soient assurés, son dépassement entraine un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage, il existe trois état limites :

- Etat limite de service de compression de béton : cette limitation a pour but d'empêcher la formation des fissures.
- Etat limite de service d'ouverture des fissures : il consiste à assurer que les armatures sont convenablement disposées dans la section et les contraintes ne dépassent pas la valeur limite.
- Etat limite de service de déformation : il consiste à vérifier que les déformations sont inférieures à des déformations limites.

I.8.2. les actions et les sollicitations :

I.8.2.1. Actions :

- **Définition :**

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc....).

- Valeurs caractéristiques des actions :
- **Les actions permanentes (G) :**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

Le poids propre de la structure.

Cloisons, revêtement.

Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.

Les déformations imposées à la structure.

Les actions variables (Q) :

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

les charges d'exploitations.

Les charges climatiques (neige et vent).

Les effets thermiques.

- **Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

Les chocs.

Les séismes.

Les explosions.

Les feux.

I.8.2.2. Les sollicitations :

- **Définition des sollicitations :**

Les sollicitations sont des efforts internes (effort normal, effort tranchant, moment fléchissant, moment de torsion) et des déplacements apportés à une section ou à un élément, calculées avec les combinaisons des différentes actions.

- **Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELU :**

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

La résistance de tous les éléments de construction.

La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre.

L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charges.

- **Sollicitation de calcul vis-à-vis à l'ELS :**

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

La contrainte maximale de compression du béton.

La fissuration du béton.

La déformation des éléments.

I.8.3. les combinaisons d'action :

Soit :

- G_{max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.
- G_{min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.
- Q_I : action variable dite de base.
- Q_i : action variable dite d'accompagnement (avec $i > 1$).

a) Les combinaisons d'action à l'ELU :

A. Situation durable ou transitoire :

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35 * G_{max} + G_{min} + q_I * Q_I + \sum 1.3 * \Psi_{oi} * Q_i \dots \dots \dots \text{BAEL91 (article A.3.3,21)}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} q_I = 1.5 & \longrightarrow \text{cas générale.} \\ q_I = 1.35 & \longrightarrow \text{cas température ; charge routière, bâtiments agricoles} \\ & \text{à faible densité d'occupation humaine.} \end{array} \right.$$

Ψ_{oi} = coefficient de pondération des valeurs d'évaluation d'occupation.

$$\left\{ \begin{array}{l} \Psi_0=0.77 \longrightarrow \text{vent,neige.....BAEL 91 (article D.1.2,3)} \\ \Psi_0=0.6 \longrightarrow \text{variation uniforme de la temperature.} \end{array} \right.$$

B. Situation accidentelle :

$$G_{\max}+G_{\min}+F_A+\Psi_{1,i}*Q_i+\Sigma \Psi_{2,i}*Q_i$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_A:\text{valeur nominale de l'action accidentelle.} \\ \Psi_{1,i}*Q_i:\text{valeur fréquente d'une action variable.} \\ \Psi_{2,i}*Q_i:\text{valeur quasi permanente d'une action variable.} \\ \Psi_1=0.2 \longrightarrow \text{vent.} \\ \Psi_1=0.15 \longrightarrow \text{neige pour altitude } < 500\text{m.} \\ \Psi_1=0.3 \longrightarrow \text{neige pour altitude } > 500\text{m.} \\ \Psi_1=0.5 \longrightarrow \text{variation uniforme de la temperature.} \\ \\ \Psi_2=0 \longrightarrow \text{Vent,neige pour altitude } \leq 500\text{m,et variation de temperature.} \\ \Psi_2=0.1 \longrightarrow \text{neige pour altitude } > 500\text{m.} \end{array} \right.$$

b) Combinaisons d'action à considérer à L'E.L.S:

$$G_{\max}+G_{\min}+Q_1+\Sigma\Psi_{0i}*Q_i.....\text{BAEL91 (article A.3.3,3).}$$

I-10-3) Combinaisons d'action donnée par le RPA 99 :

Pour la détermination les éléments des sollicitations de calcul dans les éléments; on utilise les combinaisons suivantes :

- **Situation durable :**
 - ELU : $1.35 G+1.5 Q$
 - ELS : $G+ Q$
- **Situation accidentelles :**
 - $G + Q \pm E$
 - $0.8*G \pm E$
 - $G + Q \pm 1.2*E \longrightarrow$ pour les structure auto-stable.

I.9. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.9.1. Le béton :

a) Définition :

Le béton un matériau hétérogène consiste d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants (éventuellement).

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL).

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est mentionné sous la formes de rapport eau-ciment (E/C) est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente, le béton frais devient plus plastique et son ouvrabilité ainsi que sa compactibilité s'améliorent, par contre la qualité la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant le meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.
- Un entretien facile.
- Une bonne résistance aux feux
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différents formes.

b) Les constituants du béton :

• Le ciment :

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

• Les granulats :

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.
- Les granulats provenant de concassage des roches.

la granulométrie entre dans la composition du béton, elle a une grande influence sur la résistance de ce dernier, on a :

- **Le sable** : généralement de diamètre < 5mm
- **Les matériaux pierreux** : on un diamètre entre 5 et 30 mm .

• Les adjuvants :

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

- **L'eau**
- **Le dosage du béton :**

Pour la réalisation des ouvrages courants, le béton utilise sera dose à 350kg/m^3 en C.P.A 325 avec un mélange de sable, gravier et d'eau définie comme suit :

- Le sable (diamètre $< 5\text{mm}$) est dosé à 174 kg/m^3 .
- Le gravier (diamètre $< 25\text{mm}$) est dosé à 366 kg/m^3 .
- La qualité de l'eau de gâchage est de 140 kg/m^3 .

C) Les résistances caractéristique du béton :

1. Résistance caractéristique à la compression :

Un béton est définit par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

La résistance du béton est obtenue par un grand nombre d'essai de compression jusqu'à rupture sur les éprouvettes normalisée cylindrique de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur, les résistances à la compression du béton à « j » jours d'âge sont donnée en fonction de f_{c28} par les formules suivantes :

- Si $j \leq 28$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa (CBA 93 – A.2.1.1.1).}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40\text{MPa}$$

- Si $j > 28$ jours

$$F_{cj} = f_{c28}$$

Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 25\text{ MPa}$

2. Résistance caractéristique à la traction : (Art A.2.1, 12 BAEL91modifiées 99)

Conventionnellement elle est définit de celle à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \longrightarrow f_{c28} \leq 60\text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \longrightarrow f_{c28} > 60\text{ MPa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25\text{Mpa} \rightarrow f_{t28} = 2,1\text{ MPa.}$$

3. Module de déformation longitudinale du béton :

- **A court terme (E_{ij}) :**

d'après le BAEL91 (art.2.1.21), sous les contraintes normale d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures qu'à l'âge de « j » jours, le module de déformation longitudinale de béton est égal à :

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

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \implies E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$

- **A long terme (E_{vj}) :**

D'après le **BAEL91 (Art A.2.1.22)**, pour des chargements de longue durée d'application on utilise le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de langage et le retrait du béton, le module est égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \implies E_{vj} = 1089 \text{ MPa}$

4. Coefficient de poisson :(Art A.2.1,3 BAEL91)

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

$$V = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$$\begin{cases} V=0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ V=0.2 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELS} \end{cases}$$

5. Module de déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversale est fonction du module de déformation instantanée (E_{ij}), et du coefficient de poisson, donnée comme suit :

$$G = \frac{E}{2*(\nu+1)} \text{ MPa}$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson avec $\nu = \frac{\epsilon_l}{\epsilon_t}$

E : module de Young

6. Les contraintes limites du béton

a) A l'état limite ultime (ELU) :

- **Contrainte de compression à l'état limite ultime (l'ELU) :**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad \text{avec } \theta : \text{coefficient d'application.}$$

$\theta = 1$: lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 h.

$\theta = 0.9$: lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est comprise entre 1 h et 24 h.

$\theta = 0.85$: lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est inférieure à 1 h.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle.} \\ 1.5 & \text{Situation durable.} \end{cases}$$

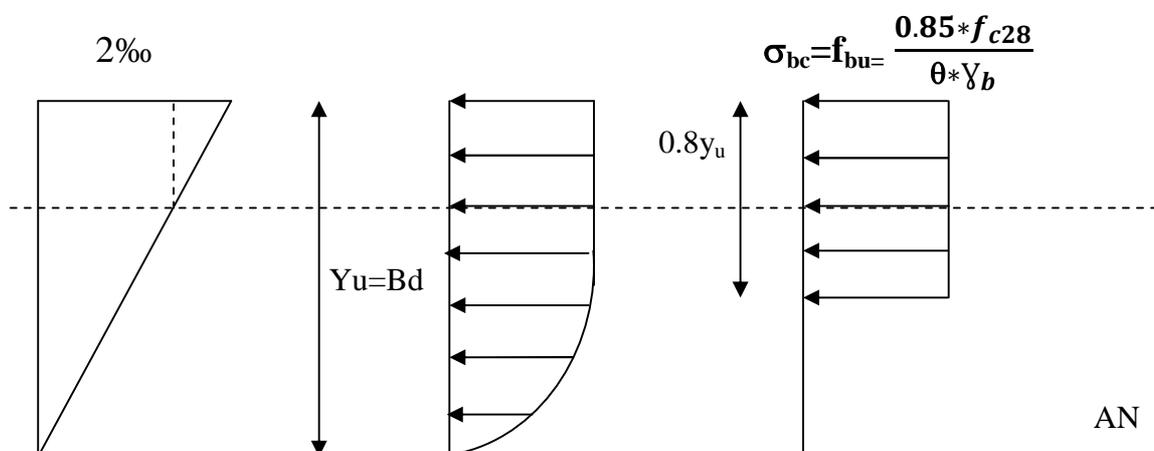


Figure 1.1: diagramme des contraintes du béton à l'ELU (compression).

Dans notre cas : la durée d'application est supérieure à 24h d'où :

$$\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa} : \text{situation durable.}$$

$$\sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa} : \text{situation accidentelle.}$$

- **Diagramme contrainte-déformation :**

Ce diagramme est réalisé en soumettant une éprouvette de béton normalisée ($h=32\text{cm}$, $\Phi=16\text{cm}$) à un essai de compression.

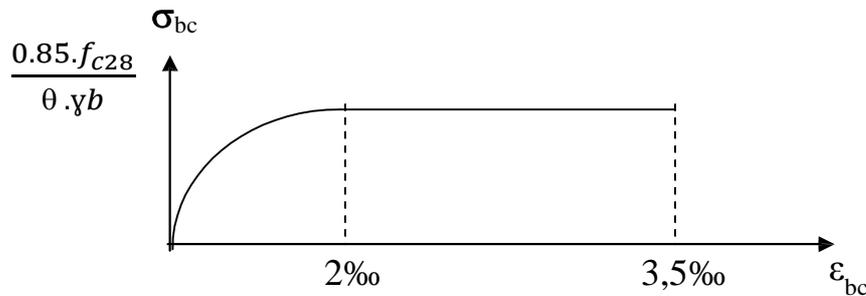


Figure1.2 : Diagramme contrainte déformation du béton L'E.L.U.

Le diagramme contrainte –déformation du béton pouvant être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul est nommé (parabole-rectangle).

Il comporte un arc de parabole du second degré suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations (σ_{bc}) et tangent à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet, de coordonnées :

$$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \text{ et } \sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$$\text{pour } 0\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \implies \sigma_{bc} = 0.25 \cdot f_{28} \cdot 10^3 \cdot \sigma_{bc} \cdot (4 - 10^3 \cdot \varepsilon_{bc})$$

$$\text{pour } 2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \text{‰} \implies \sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

ε_{bc} = raccourcissement du béton.

- **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = \min \left(\frac{0.2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \implies \text{pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(\frac{0.15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \implies \text{pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc :

$$\tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

b)Etat limite de service :

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

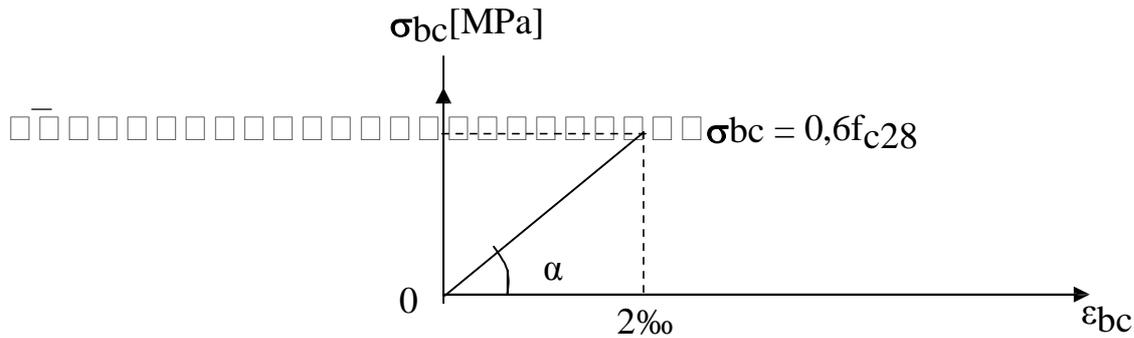


Figure 1.3 : Diagramme contrainte– déformation du béton à L'E.L.S.

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

I.9.2.Les aciers :

1.9.2.1 Définition :

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité.

L'acier est matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien qu'en traction qu'en compression ; sa bonne adhérence au béton, constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200000 \text{ MPa}$

I.9.2.2.Différents types d'aciers :

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

- **Les aciers doux** : Ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 215MPa ou 235 MPa. Ce sont les ronds lisses et les diamètres normalisée 6,8,10,12,14,16,20,25,32,40 et 50mm
- **Les aciers durs, type I** : Ayant une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un Allongement à la rupture de 22 %. Ce sont les aciers à haute adhérence de type I. et même diamètre que les R.L.
- **Les aciers durs, type II** : Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 25%. Ce sont les aciers à haute adhérence de type II. et même diamètre que les R.L.
- **Les aciers fortement écrouis** : Ayant une limite d'élasticité garantie de

500MPa et un allongement à la rupture de 12% Ces aciers sont utilisés pour fabriquer les treillis soudés et les fils sur bobines.

Dans le calcul des aciers, les caractéristiques qu'il faut prendre en compte sont :

F_{eg} : limite d'élasticité garantie.

η : coefficient de fissuration.

Ψ_S : coefficient de scellement.

E_s : Module de déformation longitudinale.

Φ : Diamètre de l'armature

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser les 03 types d'aciers suivants :

-Haute adhérence FeE400.

-rond lisses S235

-Treillis soudés TL520 (Φ < 6)

Tableau 1.1 : caractéristiques mécaniques des aciers.

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de Rupture (MPa)	Déformation à la rupture (%)
Haute Adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Selon (Art 7.2.2 du RPA99), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec $f_c \leq 500$ MPa, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifique doit être supérieur ou égal à 5 %.

1.9.2.3. La résistance de calcul de l'acier :

a. Résistance de calcul à l'E.L.U :

d'après le BAEL91 (Art 2.2,2) la résistance de calcul de l'acier à l'état limite ultime est donnée par le diagramme contrainte (σ)-déformation (ϵ_{bc}) ci-dessous :

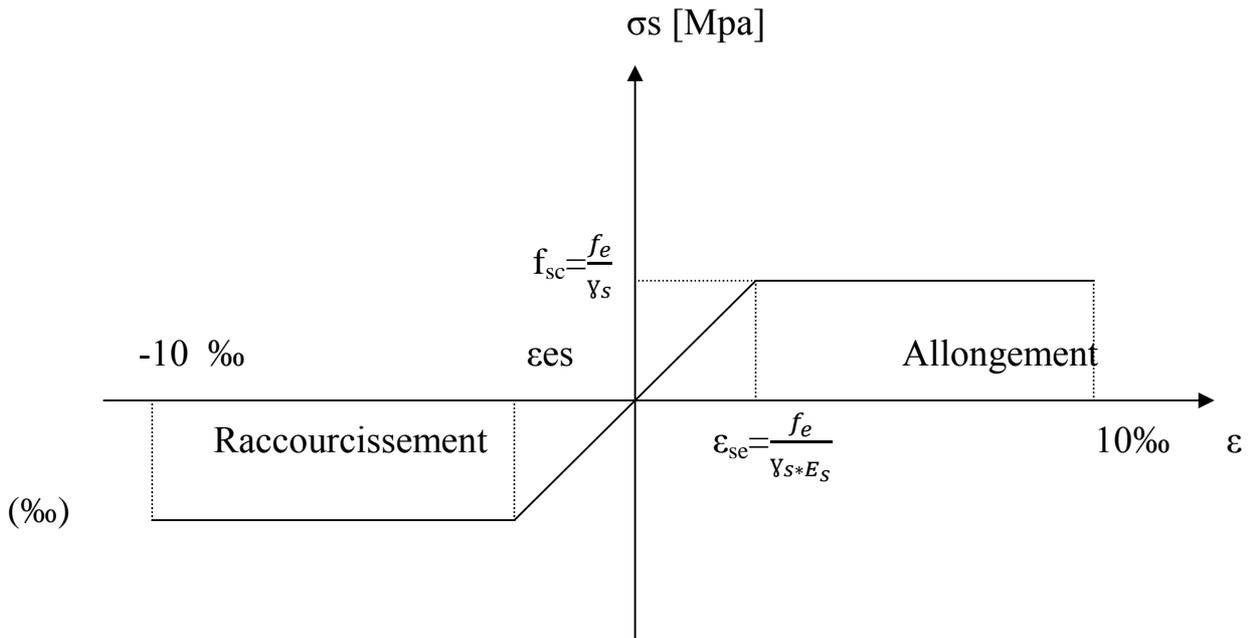


Figure 1.4: Diagramme contraintes-déformation des aciers (E.L.U).

Pour $0 \leq \epsilon_{se} \dots \dots \dots \sigma_{st} = E_s \cdot \epsilon_s$

Pour $\epsilon_{se} \leq \epsilon_{st} \leq 10\% \dots \dots \dots \sigma_{st} = f_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier,

- $\left. \begin{array}{l} 1.15 \longrightarrow \text{cas courant.} \\ 1.00 \longrightarrow \text{cas accidentel.} \end{array} \right\} \gamma_s$

Dans notre cas on utilise l'acier FeE400 :

- $\longrightarrow F_{sc} = 348 \text{ MPa}$ cas courant.
- $\longrightarrow F_{sc} = 400 \text{ MPa}$ cas accidentel.

b. Résistance de calcul à l'E.L.S:

Selon le BAEL91, la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire.

- **Fissuration peu nuisible :(Art A.4.5,32 BAEL 91)**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

- **Fissuration préjudiciable :(Art A.4.5,33 BAEL 91)**

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 * \sqrt{\eta * f_{tj}} \right] \quad \text{MPa}$$

avec:

σ_{st} : contrainte limite d'élasticité de l'acier.

f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton.

η : coefficient de fissuration tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta=1,0 \text{ pour les RL.} \\ \eta=1.3 \text{ pour les HA de } \Phi < 6\text{mm.} \\ \eta=1,6 \text{ pour les HA.} \end{array} \right.$$

- **Fissuration très préjudiciable :(Art A.4.5,34 BAEL 91)**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}} = \left[0,5 f_e, 90 * \sqrt{\eta * f_{tj}} \right] \quad \text{MPa}$$

1.9.2.4. Protection des armatures: (Art A.7.1. BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures contre les intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **C ≥ 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3 cm** : Pour les éléments en contact avec un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- **C ≥ 1 cm** : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

1.9.3. Hypothèse de calcul :

Règle des trois pivots :

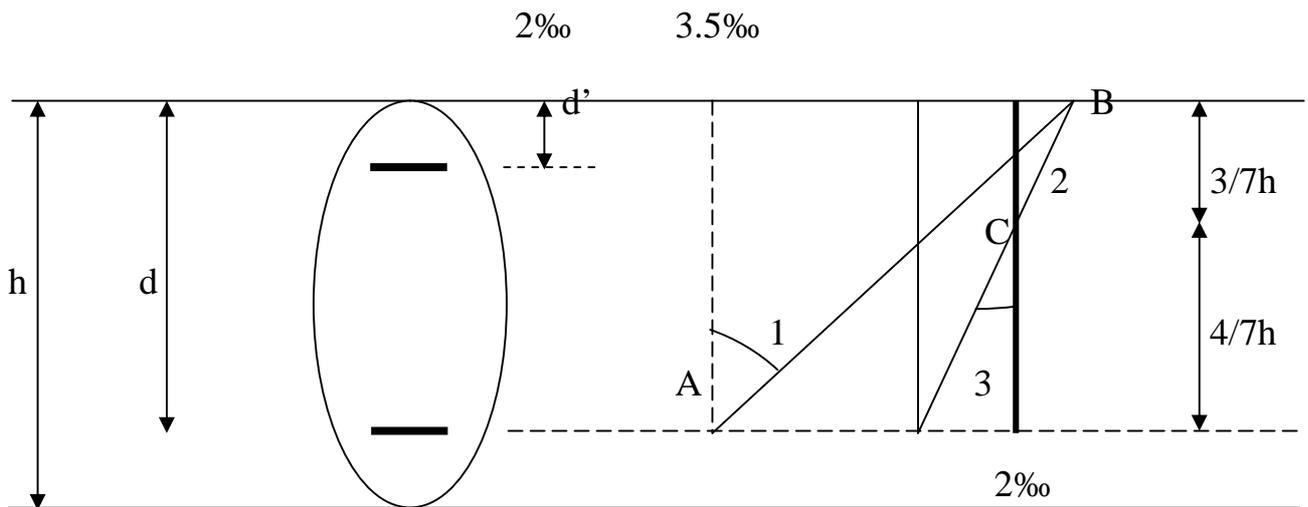


Figure 1.5 Diagramme des déformations limites (ELU)

Le diagramme passe par :

pivot A si $y \leq 0.2596 \cdot d$

- Le pivot A si $y \leq 0.2596 \cdot d$
- Le pivot B si $0.2593 \cdot d \leq y \leq h$
- Le pivot C si $y \geq h$

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C par la figure ci-dessus. On distingue trois domaines :

- Dans le domaine 1, pivot A, l'état –limite ultime est définis par l'atteinte de l'allongement limite de 10‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion composée.
- Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3.5‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur totale « h » de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables de la figure) : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

1.9.3.1 Hypothèses de calcul à l'ELU :

Ces hypothèses sont au nombre de six. les trois première sont celles du calcul classique.

- Les sections droites restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- La résistance du béton tenu est négligée.

le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée limité à :

- En flexion $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$
- En compression simple $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$
- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées en leur centre de gravité, est limité à 10‰
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A,B,C (la règle des trois pivots).

1.9.3.2. Hypothèses de calcul à l'ELS :

- Conservation des sections planes.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est : $n = E_s/E_b = 15$

1.10. Conclusion :

La faible résistance du béton à la traction par rapport à sa résistance à la compression conduit tout naturellement à chaîner, c'est-à-dire à lier les éléments par les barres d'acier. Mais la présence d'armatures dans un béton ne suffit pas à en faire un béton armé. En effet, celui-ci doit présenter une organisation structurale spécifique résultant de la bonne compression et des caractéristiques du béton ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.



CHAPITRE II:
PRE DIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS

II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments. Ces dimensions sont choisies selon les prescriptions techniques du RPA99/version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après les vérifications dans la phase du dimensionnement, notamment vis-à-vis du séisme.

II.2.Les planchers :

II.2.1. Introduction :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, ils reposent sur 2,3 ou 4 appuis, déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la distribution des efforts horizontaux, comme étant des diaphragmes.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

II.2.2.Planchers à corps creux :

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

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad [2]$$

Avec :

L: la portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

ht : hauteur totale du plancher.

$$ht \geq \frac{360-30}{22,5} \Rightarrow ht \geq 14.66 \text{ cm}$$

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

On adopte un plancher d'une épaisseur de ht =20 cm :

16cm: l'épaisseur du corps creux

4 cm: dalle de compression

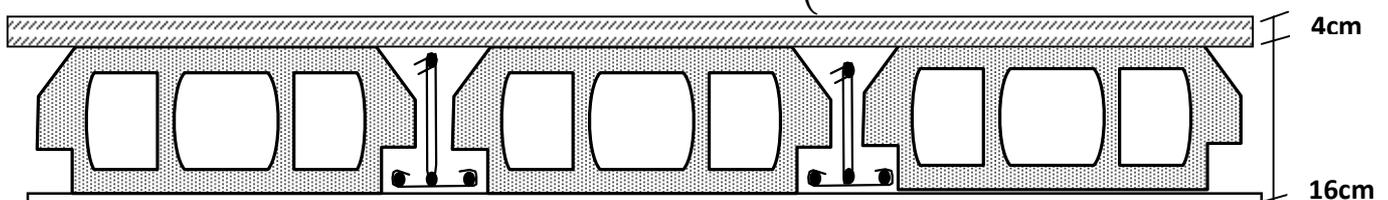


Figure II.1 Plancher à corps creux.

II.2.3. Les poutrelles :

Le dimensionnement des poutrelles se fait comme suit :

$$ht = 20 \text{ cm.}$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6).ht = (8 \text{ à } 12 \text{ cm}).$$

On adopte : $b_0 = 10 \text{ cm.}$

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$$

Avec :

l_x : représente la distance entre poutrelles ($l_x = 55 \text{ cm.}$)

l_y : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($l_y = 450 \text{ cm.}$)

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{55}{2}, \frac{360}{10} \right)$$

On a adopté: $b_1 = 27,5 \text{ cm.} \Rightarrow 27 \text{ cm}$

$$b = 2.b_1 + b_0.$$

$$b = 2.27 + 10 = 64 \text{ cm}$$

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

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

II.2.4. Dalles pleines :

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

a. Résistance au feu :

- $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe feu.
- $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe feu.
- $e \geq 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe feu. [1]

On choisit une épaisseur $e = 14 \text{ cm.}$

b. Isolation phonique :

Selon les règles techniques <CBA93> en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

L'épaisseur choisie ($e = 14 \text{ cm.}$) répond au critère.

c. Critère de résistance :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{Pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.}$$

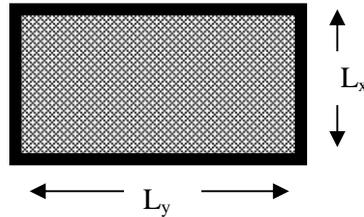


Figure II.2.Exemple d'un panneau de dalle

II.2.5. DALLES PLEINES DU PLANCHER :

- Panneau sur 03 appuis :**

On voit bien que les dimensions sont très petites donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable

On prend : $e = 14 \text{ cm}$

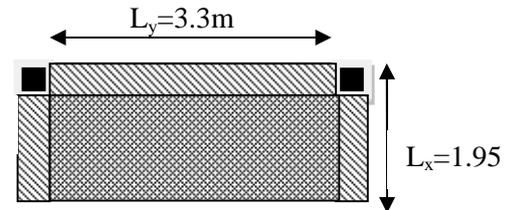


Figure II.3.panneau sur 03 appuis

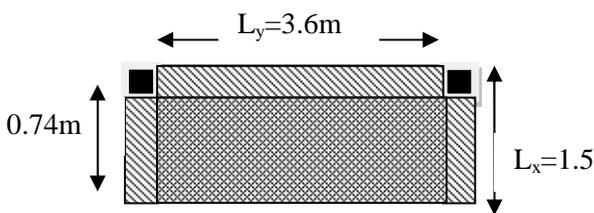


Figure II.4.panneau sur 03 appuis

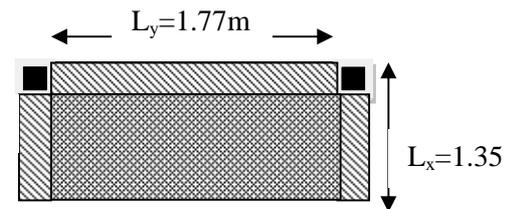


Figure II.5.panneau sur 03 appuis

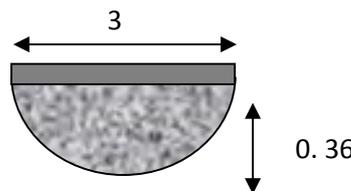


Figure II.6.les différents types des panneaux sur 01 appui.

Toutes les dalles pleines ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de coupe feu est la plus défavorable.

On prend : $e = 14 \text{ cm}$.

II.3.Les poutres : Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

II.3.1.Les poutres principales :

Le pré dimensionnement des poutres de section rectangulaire courantes se fait en respectant la condition du CBA 93 suivante : $\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$

Avec : h_t : hauteur de la poutre; L : distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{\max} = 4.90 \text{ m}$)

$$\text{D'où : } \frac{490}{15} \leq ht \leq \frac{490}{10}$$

$$\text{Donc : } 32.66 \leq h_t \leq 49 \quad \text{soit } h_t = 40 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

➤ Vérification :

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du (RPA/version 2003) qui sont les suivantes :

- ✓ $b \geq 20\text{cm}$ vérifié.
- ✓ $h_t \geq 30\text{cm}$vérifié. [3]
- ✓ $\left(\frac{h_t}{b}\right) = \left(\frac{40}{30}\right) = 1.33 \leq 4$ vérifié.

Ces conditions étant vérifiées, on opte pour l'ensemble des poutres principales pour les dimensions suivantes :

$$\text{❖ } h = 40 \text{ cm}$$

$$\text{❖ } b = 30 \text{ cm}$$

II.3.2.Les poutres secondaires :

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

$$\text{D'où: } \frac{330}{15} \leq ht \leq \frac{330}{10}$$

$$\text{Donc } 22 \leq h_t \leq 33$$

$$\text{Soit : } h_t = 30 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

➤ Vérification :

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du (RPA/ version 2003) qui sont les suivantes :

- ✓ $b \geq 20\text{cm}$ vérifié.
- ✓ $h_t \geq 30\text{cm}$vérifié. [3]
- ✓ $\left(\frac{h_t}{b}\right) = \left(\frac{30}{30}\right) = 1 \leq 4$vérifié.

Ces conditions étant vérifiées, on opte pour l'ensemble des poutres secondaires pour les dimensions suivantes :

- ❖ **h = 30 cm**
- ❖ **b = 30 cm**

II.4. Les voiles de contreventement :

Selon le RPA 99/version2003 le pré dimensionnement des voiles est :

L'épaisseur minimale du voile (e_{\min}) est de 15cm.

$$e = \frac{he}{20} \quad [3]$$

$$he = 2.75m$$

$$e \geq \max(e_{\min} ; \frac{he}{20})$$

$e \geq 15cm$ On opte pour $e=20cm$

Le choix de cette épaisseur est motivé par le risque de ségrégation du béton durant le bétonnage des voiles minces ($e \leq 16cm$), notamment quand le coffrage est du type traditionnel.

➤ Vérification :

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement, sa largeur minimale doit être :

$$L_{\min} \geq 4e \quad \text{d'où} \quad L_{\min} \geq 80cm \quad [3]$$

On optera pour une largeur minimale de 100cm.

II.5. L'acrotère:

L'acrotère est l'élément structural contournant le plancher terrasse, Il est assimilé à une console encastrée (système isostatique). La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p .

$$H = 60cm$$

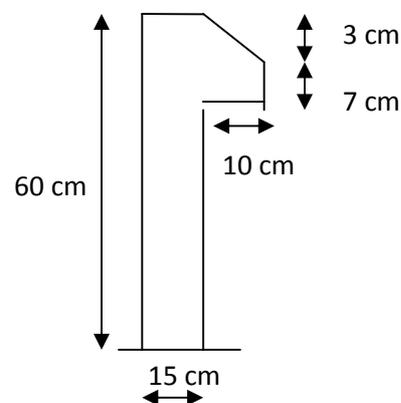


Figure II.7. Acrotère.

II.6.Les escaliers :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Ils seront réalisés en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

e: (Epaisseur d'escalier)

L_0 :(Longueur projeté de la paillasse)

g :(Giron)

h :(Hauteur de la contre marche)

α : (Inclinaison de la paillasse)

E :(Emmarchement)

L' : longueur projeté de la volée

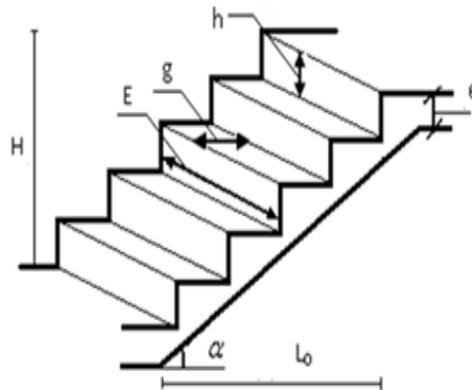


Figure II.8.schéma d'escalier

II.6.1.Différents types d'escaliers :

On distingue dans notre projet deux types d'escalier :

- escalier à deux volées à un seul palier de repos RDC et premier étage .
- Escaliers à deux volées droites à un seul quartier tournant à partir du sous sol .

II.6.2.Dimensionnement :

Condition d'accès d'un étage à l'autre tant dans le sens montant que descendant pratiquement :

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

La formule très empirique de **BLONDEL** qui les lie est :

$$2h+g = m \quad \text{avec} \quad 59 \leq m \leq 65\text{cm} \dots\dots\dots(1)$$

Elle correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen.

$$\begin{cases} g = \frac{L_0}{n-1} \\ h = \frac{H_0}{n} \end{cases} \quad \begin{cases} n : & \text{Nombre de contre marches.} \\ n-1 : & \text{Nombre de marches.} \end{cases}$$

Type 1 d'escalier : deux volé et un palier

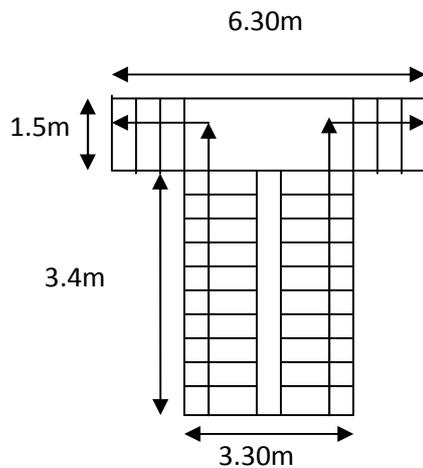


Figure II .9.Vue en plan de premier type d'escalier

➤ **Type 1:** pour pouvoir étudier ce type d'escalier on le partage en 2 volé :

La première volé :

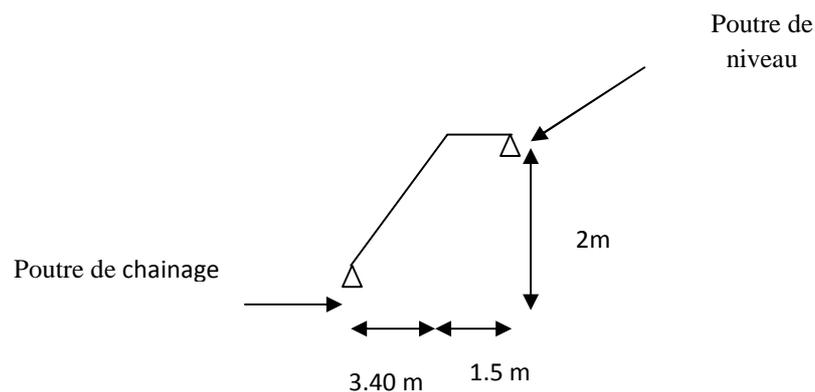


Figure II.11. : Schéma statique de l'escalier type1 du RDC (entrée de service)

• **Epaisseur de la paillasse :**

La longueur développée est : $l = l_v + l_p$

Avec : l_v : longueur de la volée

l_p : longueur des paliers

$$l = \sqrt{3.4^2 + 2^2} + 1.5 = 5.44m$$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{544}{30} \leq e \leq \frac{544}{20} \Rightarrow 18.13 \text{ cm} \leq e \leq 27.2 \text{ cm}$$

$e \geq 20 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe feu.

On prend : $e = 20 \text{ cm}$.

• **Calcul de h et g :** On a $\left\{ \begin{array}{l} l_0 = 3.40 \text{ m} \\ h_0 = 2 \text{ m} \end{array} \right.$

En résolvant l'équation : $64 n^2 - (64 + 2H_0 + L_0) n + 2H_0 = 0$.

$$64 n^2 - 804 n + 400 = 0$$

On trouve : $n = 12$ c.-à-d. : $\left\{ \begin{array}{l} 12 \text{ contres marches.} \\ 11 \text{ marches.} \end{array} \right.$

$$g = \frac{l_0}{11} \Rightarrow g = \frac{340}{11} = 30.90 \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{h_0}{12} \Rightarrow h = \frac{200}{12} = 16.66 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

L'inclinaison (α) = $\tan^{-1} \left(\frac{H}{L} \right) = 30.46^\circ$.

➤ **La 2^{ème} volé :**

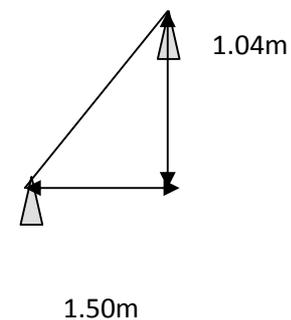


Figure II.12. Schéma statique de l'escalier :

- **Epaisseur de la paillasse :**

La longueur développée est : $l = l_v + l_p$

Avec : l_v : longueur de la volée

l_p : longueur des paliers

$$l = \sqrt{1.5^2 + 1.04^2} + 1.5 = 3.32m$$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{332}{30} \leq e \leq \frac{332}{20} \Rightarrow 11.06cm \leq e \leq 16.6cm$$

$e \geq 15cm$ pour deux heures de coupe feu.

On prend : $e = 17 cm$.

- **Calcul de h et g :** On a $\left\{ \begin{array}{l} l_0 = 1.50 m \\ h_0 = 1.04 m \end{array} \right.$

En résolvant l'équation : $64 n^2 - (64 + 2H_0 + L_0) n + 2H_0 = 0$.

$$64 n^2 - 422 n + 208 = 0$$

On trouve : $n = 6$ c.-à-d. : $\left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ contres marches.} \\ 5 \text{ marches.} \end{array} \right.$

$$g = \frac{l_0}{6} \Rightarrow g = \frac{150}{5} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{h_0}{7} \Rightarrow h = \frac{104}{6} = 17.33 \Rightarrow h = 17cm.$$

L'inclinaison (α) = $\tan^{-1} \left(\frac{H}{L} \right) = 34.73^\circ$

La condition de conformité :

$$59 \leq 2 h + G \leq 66 \dots\dots\dots \text{Relation de } \mathbf{Blandel}$$

$$\rightarrow 59 \leq 2 * 17 + 30 \leq 66$$

$$\rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

➤ **Type II : Escaliers à deux volées droites à un quartier tournant :**

$g = 30\text{cm}$, et $h = 17\text{cm}$.

Pour la volée (I) et (II) on a :

$H = 315\text{cm}$

$$n - 1 = \frac{L_0}{g} \quad \text{et} \quad n = \frac{H}{h}$$

$$n = \frac{315}{17} = 18.52$$

On trouve : $n = 18$ c.-à-d. : $\left\{ \begin{array}{l} 18 \text{ contres marches.} \\ 19 \text{ marches.} \end{array} \right.$

L'inclinaison (α) = $\tan^{-1} \left(\frac{H}{L} \right) = 29.53^\circ$.

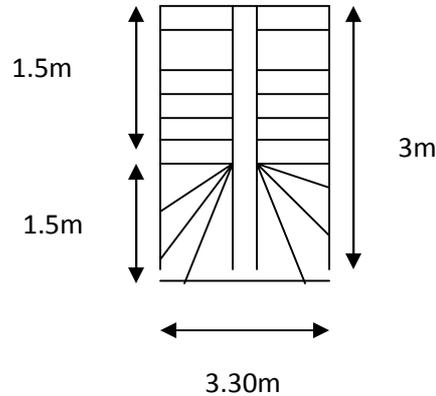


Figure II.13. : escalier type II

II.7. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau II.1 .évaluation des charges du Plancher terrasse accessible.

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Forme de pente (1%)	0.065	1.50
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique	0.040	0.01
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit en plâtre	0.015	0.15
Charge permanente totale G		5.47
Surcharge d'exploitation Q		1.5

Tableau II.2.évaluation des charges du plancher étage courant.

	Désignation des	épaisseur	Densité(KN /m ³) (5(kN/m ³))	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	18	0,36
3	Lit de sable	3	18	0,54
4	Enduit en ciment	2	18	0,36
	Dalle en corps	(16+4)	14,25	2,85
	Cloisons légères	/	/	1,00
Charge permanente totale				G = 5,51
Surcharge d'exploitation				Q = 1,50

Tableau II.3. PLANCHER TERRASSE INNACCESSIBLE :

Désignation	Poids volumique	Epaisseur	Poids
	(kN/m ³)	(m)	(kN/m ²)
Gravillon de protection	12	0.05	0.6
Etanchéité multicouche	12	0.02	0.24
Isolation thermique	18	0.015	0.27
Plancher en corps creux (20+4)	13.33	0.24	3.2
Enduit en mortier	18	0.015	0.27
Forme de pente	22	0.1	2.2

$$G = 6,78 \text{ kN/m}^2 \quad Q = 1 \text{ kN/m}^2$$

Tableau II.4.évaluation des charges du plancher RDC (usage commerciale)

	Désignation des	épaisseur	Densité(KN /m ³) (5(kN/m ³))	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement	2	20	0,40
2	Mortier de pose		18	0,36
3	Lit de sable	3	18	0,54
4	Enduit en ciment	2	18	0,36
	Dalle en corps	(16+4)	14,25	2,85
	Cloisons légères	/	/	1,00
Charge permanente totale				G = 5,51
Surcharge d'exploitation				Q = 2.50

Tableau II.5 .évaluation des charges du balcon

	Désignation des éléments	épaisseur	Densité(KN /m ³)	Poids
1	Revêtement carrelage	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	18	0,36
3	Lit de sable	3	18	0,54
4	Enduit en ciment	2	18	0,36
	Dalle pleine	15	25	3,75
	Cloisons légères réparties	/	/	1,00
Charge permanente totale				G = 6,36
Surcharge d'exploitation				Q = 3,50

Tableau II.6 .évaluation des charges de l'acrotère.

Type	Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Enduit en ciment (e = 2 cm)	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/m ²)	G (KN/ml)
1	40	10	0.024	1	1.00	1.024

○ Cloisons extérieures :

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment, Ils sont caractérisés par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudié

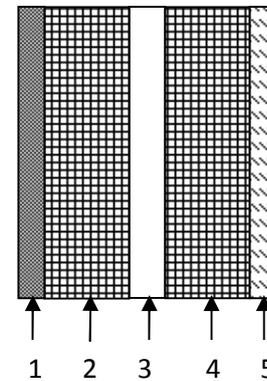


Figure III.14.cloison extérieure

Tableau II.7 : évaluation des charges des cloisons extérieures

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Enduit extérieur en ciment	2	18	0.36
02	Brique creuse	15	9	1.30
03	Brique creuse	10	9	0.9
04	Enduit intérieur en plâtre	1.5	18	0.27
Charge permanente totale				G = 2.83

○ Cloisons intérieurs

C'est tous les murs ou maçonnerie de Séparation entre chambres ou autre.

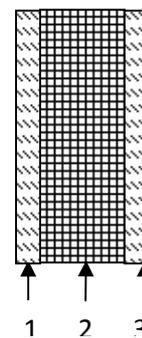


Figure III.15.Cloison intérieure

Tableau II.8. Evaluation des charges des cloisons intérieures

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Enduit extérieur en ciment	2	18	0.36
02	Brique creuse	10	9	0.9
03	Enduit intérieur en plâtre	1.5	18	0.27
Charge permanente totale				G = 1.53

○ **Les escaliers :**

➤ **Palier :**

Tableau II.9 .Evaluation des charges du palier.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m³)	Poids (KN/m²)
Carrelage	2	20	0,40
Mortier de pose	2	18	0,36
Lit de sable	3	18	0,54
Dalle en BA	17	25	4,25
Enduit ciment	2	18	0,36
Charge permanente totale			G = 5,24
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

➤ **Volée :**

Tableau II.10. Évaluation des charges de la volée d'escalier.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m³)	Poids (KN/m²)
Carrelage	2	22	0,40
Mortier de pose	2	18	0,36
Lit de sable	3	18	0,54
Paillasse	17/(cos α)	25	5,20
Garde corps	//	//	0,6
Marches	17(1/2)	22	1,87
Charge permanente totale			G = 8,52
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

II.8. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU et des exigences du RPA99. Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone sismique (IIa):

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b , h)} \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min (b , h)} \geq h_e / 20 \text{ cm.} \\ 0,25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci dessus.

Tableau II.11. dimensions des poteaux supposées

Etage	Soul sol RDC	1 ^{ere} Etage 2 ^{eme} Etage	3 ^{eme} Etage 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} Etage 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} Etage 8 ^{eme} Etage	9 ^{eme} Etage 10 ^{eme} Etage
S (cm ²)	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35

➤ La descente des charges :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente de charges permet l'évaluation des charges et surcharges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usage d'habitation.

- **Surcharges des différents niveaux sont égales selon la loi de dégression : [4]**

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

- Sous toit ou terrasse :

$$Q_0$$

- Sous dernier étage :

$$Q_0 + Q_1$$

- Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :

$$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$$

- Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :

$$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

- Sous étage n quelconque :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

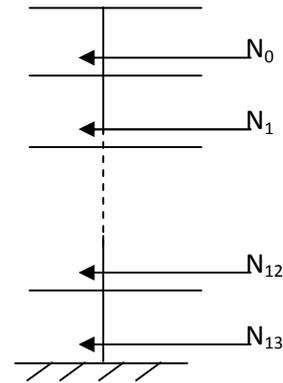


Figure II.16. Schéma statique de la décente de charge.

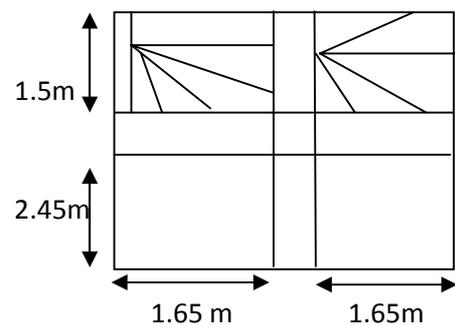


Figure II 17: Surface afférente du poteau de la cage d'escalier.

II.8.1 Poteau P le plus sollicité :

a) Surfaces afférentes : p n0

$$S = (1.65 * 1.5) * 2 = 4.95 \text{ m}^2$$

b) Surfaces afférentes : p n1 à 12

$$S = (1.65 * 1.5) * 2 = 4.95 \text{ m}^2$$

$$S = (1.65 * 2.45) * 2 = 8.08 \text{ m}^2$$

- Poids des éléments porteurs

a) poteaux :

Etage	Soul sol	1 ^{ere} Etage	3 ^{eme} Etage	5 ^{eme} Etage	7 ^{eme} Etage	9 ^{eme} Etage
	RDC	2 ^{eme} Etage	4 ^{eme} Etage	6 ^{eme} Etage	8 ^{eme} Etage	10 ^{eme} Etage
S (cm ²)	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
G (KN)	RDC=28.35	23.82	19.68	15.94	12.6	9.64

b) poutres :

$$G_{pp} = [(1.45 + 1.65) * 0.40 * 0.30] * 25 = 11.85 \text{ KN} \quad (\text{poutre principale})$$

$$G_{ps} = [(1.65 + 1.65) * 0.30 * 0.30] * 25 = 7.42 \text{ KN} \quad (\text{poutre secondaire})$$

$$G_p = 11.875 + 7.05 = 19.27 \text{ KN}$$

Tableau II.12 de descente de charge de poteau (P1)

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	27.07	4.95
	Poutres+ Poteaux	21.56	1.56
	Total	48.63	6.51
N1	Venant de N0	48.63	6.51
	Plancher Terrasse accessible	43.86	12.12
	Poutres+ Poteaux	28.91	
	Cloison	20.17	
	Escalier	42.17	12.37
	Total	183.64	31
N2	Venant de N1	183.64	31
	Plancher	44.19	12.12
	Poutres+ Poteaux	28.91	
	Cloison	41.71	
	Escalier	42.17	12.37
	Total	340.62	55.49
N3	Venant de N2	340.62	55.49
	Plancher	44.19	12.12
	Poutres+ Poteaux	31.87	
	Cloison	41.71	
	Escalier	42.17	12.37
	Total	500.56	79.98
N4	Venant de N3	500.56	79.98
	Plancher	44.19	12.12
	Poutres+ Poteaux	31.87	
	Cloison	41.71	
	Escalier	42.17	12.37
	Total	660.50	104.47
N5	Venant de N4	660.50	104.47
	Plancher	44.19	12.12
	Poutres+ Poteaux	35.21	
	Cloison	41.71	
	Escalier	42.17	12.37
	Total	823.78	128.96
N6	Venant de N5	823.78	128.96
	Plancher	44.19	12.12
	Poutres+ Poteaux	35.21	
	Cloison	41.71	
	Escalier	42.17	12.37
	Total	987.06	153.45

N7	Venant de N6	987.06	153.45
	Plancher	44.19	12.12
	Poutres+ Poteaux	38.95	
	Cloison	41.71	
	Escalier	42.17	12.37
	Total	1154.08	177.94
N8	Venant de N7	1154.08	177.94
	Plancher	44.19	12.03
	Poutres+ Poteaux	38.95	
	Cloison	41.71	
	Escalier	42.17	12.37
	Total	1321.1	202.43
N9	Venant de N8	1321.1	202.43
	Plancher	44.19	12.12
	Poutres+ Poteaux	43.09	
	Cloison	41.71	
	Escalier	42.17	12.37
	Total	1492.26	226.83
N10	Venant de N9	1492.26	226.11
	Plancher	44.19	12.12
	Poutres+ Poteaux	43.09	
	Cloison	41.71	12.37
	Escalier	42.17	
	Total	1663.42	251.32
N11	Venant de N10	1663.42	251.32
	Plancher	44.19	20.02
	Poutres+ Poteaux	47.62	
	Cloison	41.71	
	Escalier	42.17	12.37
	Total	1839.11	283.89
N12	Venant de N11	1839.11	283.89
	Plancher	44.19	20.2
	Poutres+ Poteaux	47.62	
	Cloison	20.17	
	Escalier	42.17	12.37
	Total	1993.26	316.46

➤ **Surcharges des différents niveaux sont égales selon la loi de dégression :**

- $Q_0 = 6.51$ KN
- Etage 10 $Q_1 = 37.51$ KN
- Etage 9 $Q_2 = 88.67$ KN
- Etage 8 $Q_3 = 156.33$ KN
- Etage 7 $Q_4 = 236.80$ KN
- Etage 6 $Q_5 = 326.43$ KN
- Etage 5 $Q_6 = 421.52$ KN

- Etage 4 $Q_7 = 528.86$ KN
- Etage 3 $Q_8 = 648.44$ KN
- Etage 2 $Q_9 = 780.21$ KN
- Etage 1 $Q_{10} = 924.22$ KN
- RDC $Q_{11} = 1085.6$ KN
- Sous sol $Q_{12} = 1260$ KN

$$Nu = 1.35 * 1993.26 + 1.50 * 1260 = 4580.901 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10% tel que : $Nu = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

$$\text{Donc } Nu = 1.1 (1.35 * 1993.26 + 1.50 * 1260) = 5038.991 \text{ KN}$$

Une fois l'effort normal ultime revenant au poteau le plus sollicité est déterminé, on doit vérifier ce dernier à la compression simple et au flambement.

➤ **Vérification à la compression simple :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{Nu}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_c}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{5038.991}{14,2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0.35 \text{ m}^2$$

A la base $B = 0.60 * 0.60 = 0.360 \text{ m}^2 \rightarrow$ c'est vérifiée.

Tableau .II.13 résumé des vérifications à la compression à tous les niveaux du poteau (P)

Niveau	Nu	Section	Condition		Observation
			$B > B_{calculé}$		
			B (m ²)	$B_{calculé}$ (m ²)	
N0	82.95	35×35	0.122	0.005	Vérifier
N1	334.59	35×35	0.122	0.023	Vérifier
N2	652.12	35×35	0.122	0.045	Vérifier
N3	1001.27	40×40	0.160	0.070	Vérifier
N4	1371.56	40×40	0.160	0.096	Vérifier
N5	1761.92	45×45	0.202	0.124	Vérifier
N6	2161.29	45×45	0.202	0.152	Vérifier
N7	2586.42	50×50	0.250	0.182	Vérifier
N8	3031.75	50×50	0.250	0.213	Vérifier
N9	3503.35	55×55	0.302	0.246	Vérifier
N10	3995.14	55×55	0.302	0.281	Vérifier
N11	4522.31	60×60	0.360	0.381	Vérifier
N12	5038.99	60×60	0.360	0.354	Vérifier

✓ **Vérification au flambement :**

On doit vérifier que :

$$N_{ul} \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \quad [2]$$

 B_r : section réduite de poteau $\Rightarrow B_r = (b - 2) \cdot (h - 2)$
 A_s : section des armatures calculées

 α : coefficient en fonction de l'élanement λ tel que :

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

 l_f : longueur de flambement : $l_f = (0,7 \cdot l_0)$ [2]
 i : rayon de giration défini par: $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
 λ est définie comme suite: $\lambda = \frac{l_f}{i}$
 I : moment d'inertie: $I = h \cdot b^3 / 12$.

 L_0 ; longueur du poteau.

$$L_f = 0,7 \cdot 3,15 = 2,20 \text{ m.}$$

$$B = 0,60 \times 0,60 = 0,36 \text{ m}^2.$$

$$I = \frac{60^4}{12} = 1080000 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{1080000}{3600}} = 17,32 \text{ Cm}$$

$$\lambda = \frac{220}{17,32} = 12,70 < 50. \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(0,36)^2} = 0,828$$

D'après le BAEL 91/modifié 99 : pour diminuer B_r on admet que $\frac{A_s}{B} = 1\%$

On doit vérifier que :

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_{r \min} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_{r \min} \geq \frac{5038.991 \times 10^{-3}}{0.828 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.276 m^2$$

Or: $B_r = (0.60 - 0.02) \cdot (0.60 - 0.02) = 0.336 m^2 > 0.276 m^2$.

Donc, le poteau ne risque pas de flamber.

Tableau II.14. résumé Vérifications au flambement dans tous les niveaux du poteau(P2)

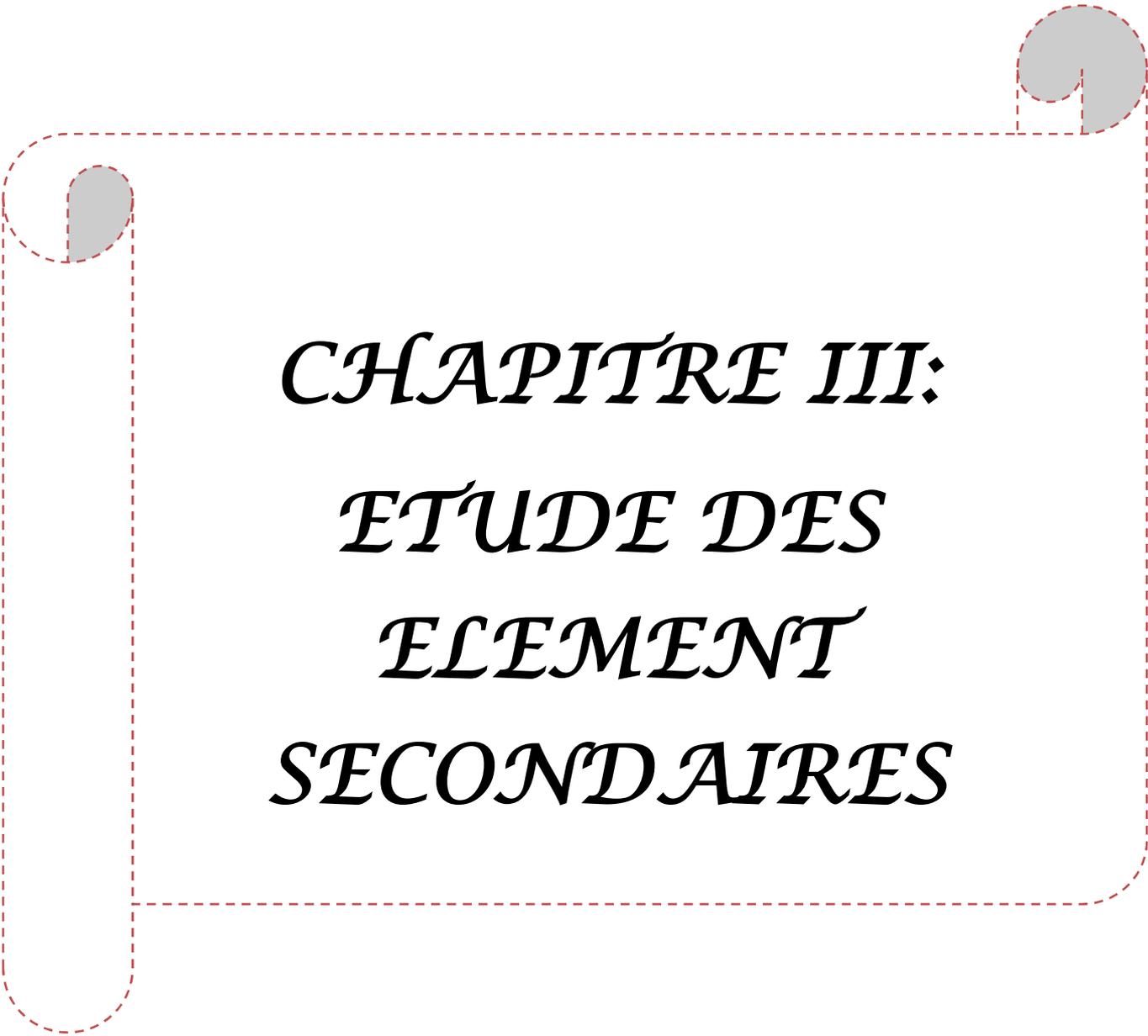
Niveau	Nu(KN)	Section (m ²)	Condition $B_r > B_{r \min}$		Observation
			B_r (m ²)	$B_{r \min}$ (m ²)	
N0	82.95	35×35	0.108	0,004	Vérifier
N1	334.59	35×35	0.108	0,018	Vérifier
N2	652.12	35×35	0.108	0,035	Vérifier
N3	1001.27	40×40	0.144	0,054	Vérifier
N4	1371.56	40×40	0.144	0,075	Vérifier
N5	1761.92	45×45	0.184	0,096	Vérifier
N6	2161.92	45×45	0.184	0,118	Vérifier
N7	2586.42	50×50	0.230	0,142	Vérifier
N8	3031.75	50×50	0.230	0,166	Vérifier
N9	3503.35	55×55	0.280	0,192	Vérifier
N10	3995.14	55×55	0.280	0,219	Vérifier
N11	4522.31	60×60	0.336	0.248	Vérifier
N12	5038.99	60×60	0.336	0.276	Vérifier

✓ **Condition de RPA 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifié.} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots \text{vérifié.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifié.} \end{array} \right.$$

Les trois conditions étant vérifiées, on adopte les sections suivantes de pré dimensionnement :

- ❖ Sous sol, R.D.C, poteaux (60,60) cm².
- ❖ 1^{er}, 2^{ème} étage poteaux (55,55) cm².
- ❖ 3^{ème}, 4^{ème} étage poteaux (50, 50) cm².
- ❖ 5^{ème}, 6^{ème} étages poteaux (45, 45) cm².
- ❖ 7^{ème}, 8^{ème} , étage poteaux (40,40) cm²
- ❖ 9^{ème} , 10^{ème} étage poteaux (35,35) cm²



*CHAPITRE III:
ETUDE DES
ELEMENT
SECONDAIRES*

III.2. Escaliers :

Les escaliers ont pour rôle d’assurer la liaison entre les différents niveaux.

Notre ouvrage comprend deux types

- Escalier à deux volées avec un palier intermédiaire
- Escalier à trois volées sans paliers de repos

III.2.1. Etude du 1^{er} type Escalier (RDC et étage SERICE):

Un escalier à deux volées avec un palier intermédiaire Sens (A _C)

- **Type 1 d’escalier :** deux volé et un palier

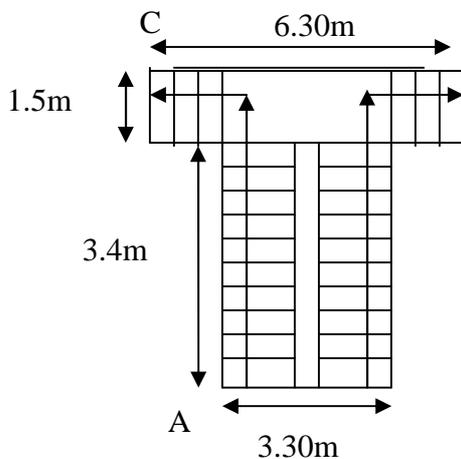


Figure III.2.1 vue en plan de 1^{er} type d’escalier

- **Etude de la premiere vole et le palie**

$G_v = 9.09 \text{ KN/m}^2$ $G_p = 6 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

ELU : $q = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$

ELS : $q = G + Q$

Tableau III.2.1.Calcul des charges de l’escalier

	$q_{\text{ volée (KN/ml)}}$	$q_{\text{ palier (KN/ml)}}$
l’ELU	16.02	11.85
l’ELS	11.59	8.5

À L’ ELU :

$\sum M / C = 0$

$R_A = 38.29 \text{ KN}$

$R_C = 33.95$

$M_0^{\text{max}} = 45.76 \text{ KN.m}$

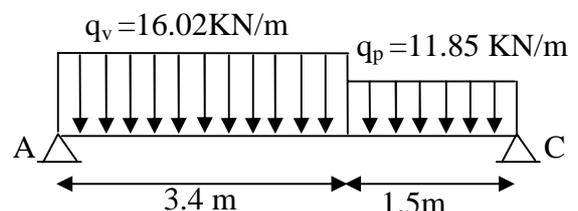


Figure.III.2.2 Schéma statique

$$V^{\max} = 38.29 \text{ KN}$$

Moment en travée : $M_t = 0.75.M_0 = 32.032 \text{ KN.m}$

Moment sur appui : $M_a = -0.50.M_0 = -22.88 \text{ KN.m}$

À L'ELS :

$R_A = 27.89 \text{ KN}$

$R_C = 23.89 \text{ KN}$

$M_0^{\max} = 32.82 \text{ KN.m}$

$V^{\max} = 16.627 \text{ KN}$

Moment en travée : $M_t = 0.75.M_0 = 24.61 \text{ KN.m}$

Moment sur appui : $M_a = -0.50.M_0 = -16.41 \text{ KN.m}$

III.2.2. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire $(b \cdot e) = (100 \cdot 20) \text{ cm}^2$.

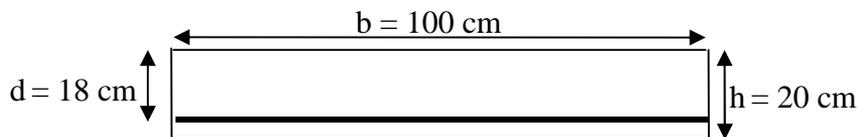


Figure III.2.3: Schéma de la section à ferrailer.

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.2.2. Résultat de ferrailage du 1^{er} type l'escalier (RDC+étage service)

Localisation	M (kN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)	St(cm)
En travée	32.032	0.0881	0,1155	0.1526	6.031	6T12 =6.78	15
En appui	22.88	0.0629	0.0813	0.1548	4.2474	4T10 =4.52	25

III.2.3. Vérifications à ELU et à ELS :

III.2.3.1. Vérification à l'ELU :

❖ vérification de l'effort tranchant :

FPN : $\tau_u \leq \min (0.13f_{c28} / \gamma_0, 4\text{Mpa}) = 3.25 \text{ MPa}$

$\tau_u = V/bd = (38.29 \cdot 10^{-3} / 1 \cdot 0.18) = 0.212 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa}$ vérifie

❖ condition non fragilité :

$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c = 0.23 \cdot 1 \cdot 0.18 \cdot 2.1 / 400 = 2.17 \text{ cm}^2$

En travée $A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ vérifie

En appui $A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ vérifie

❖ Les armatures de répartition :

$$A_r = A_s/4$$

$$\text{En travée } A_{rt} = 6.78/4 = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis } A_{ra} = 4.52/4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{rt} = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } St = 25 \text{ cm}$$

$$A_{ra} = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } St = 25 \text{ cm}$$

❖ Vérification de l'espacement des armatures :

– Armatures principales: $St \leq \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ vérifiée.

– Armatures secondaires: $St \leq \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ vérifiée.

III.2.3.2. Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \psi = 1.5 \rightarrow \text{pour les (HA)}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{st}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$\sum U_i$: étant la somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\sum U_i = 5 \cdot 3.14 \cdot 1 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{16.627 \cdot 10^{-3}}{0.9 \cdot 0.18 \cdot 12.56 \cdot 10^{-2}}$$

$$\tau_{ser} = 0.81 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0.81 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte de compression du béton

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• **En Travée**

Calcul de y : $0.5 Y^2 + 3.015 * 10^{-2} Y - 4.52 * 10^{-4} = 0.$

$y = 0.047 \text{ m}.$

Calcul de I :

$I = 18452.19 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 6.26 \text{ MPA}$ condition vérifié.

• **En appui**

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} < \overline{\sigma}_{bc} ; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$

$A' = 0$

$\frac{b}{2} * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$

$I = \frac{b}{3} * y^3 + 15 * A * (d - y)^2$

Calcul de y : $0.5 Y^2 + 47.1 * 10^{-4} Y - 7.065 * 10^{-4} = 0$

$y = 0.083 \text{ m}$

Calcul de I : $I = 24881.69 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 5.50 \text{ MPA}$ condition vérifié

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.2.3.Vérification des contraintes

Type	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
1	Appuis	16.41	24881.69	8.3	5.5	15
	Travées	24.61	18452.19	4.7	6.26	15

On constate que toutes les conditions sont vérifiées.

❖ **Etat limite de déformation :**

• **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{490} = 0.040 \leq 0.062 \rightarrow$ condition non vérifiée

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20 M_0} \Rightarrow 0.0540 \geq 0.037 \rightarrow$ condition vérifié

$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 15} = 0.0020 \leq 0.01 \rightarrow$ condition vérifiée

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit : [1]

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{490}{500} = 0.98$

Tableau III.2.4. Différentes charges

	J (charge permanente sans revêtements)	g (charge Permanente avec revêtements)	P (charges combinées)
Volée	7.64	9.09	16.73
Palier	5	6	11
M_{ser} (KNm)	21.46	25.57	47.03

$$I = 18452.19 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 32164,2 \text{ MPa.}$$

$$Y = 4.7 \text{ cm}$$

$$E_v = 10721,4 \text{ MPa}$$

$$L = 3.9 \text{ m}$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = A_s / (b d) = 0.0031$$

$$\lambda_i = (0,05 f_{t28}) / (5 \rho) = 6.77$$

$$\lambda_v = 0,4 \lambda_i = 2.71$$

Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A_s \cdot (V_2 + c)^2 \text{ tel que } c=2\text{cm.}$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \cdot \left(\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$I_0 = 46016.78 \text{ cm}^2$$

Tableau.III.2.5. Evaluation de la flèche

Calcul de f_{ji} :	$\sigma_s = 198.13MPa$	$\mu_j = 0.2773$	$I_{fj} = 2.98 \times 10^{-4}$	$f_{ji} = 0.0053 m$
Calcul de f_{gi} :	$\sigma_s = 236.08MPa$	$\mu_g = 0.3504$	$I_{fg} = 2.572 \times 10^{-4}$	$f_{gi} = 0.0074 m.$
Calcul de f_{pi} :	$\sigma_s = 434.21Mpa$	$\mu_p = 0.5748$	$I_{fi} = 1.80 \times 10^{-4}$	$f_{pi} = 0.019m.$
Calcul de f_{gv} :	/	/	$I_{gv} = 4.26 \times 10^{-4}$	$f_{pi} = 0.02m.$
Donc ;				
$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.0311 cm < 098cm$ c'est vérifié.				

➤ Schémas de ferrailage

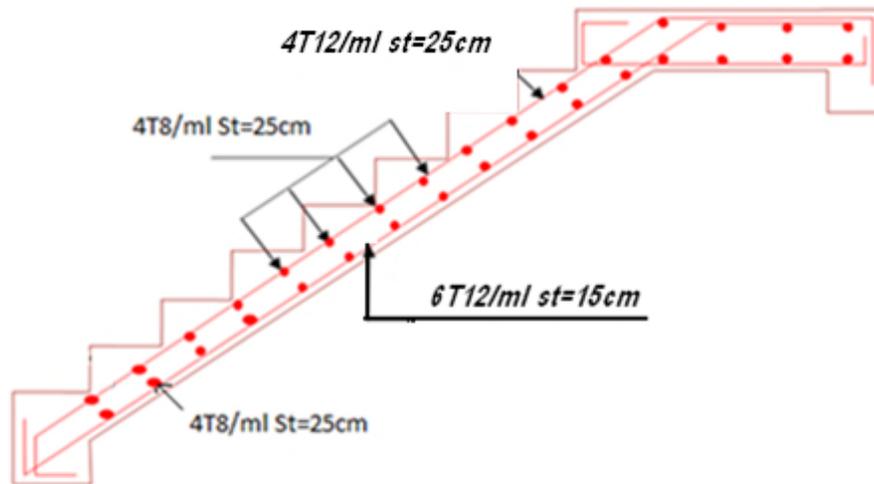


Figure.III.2.4. Ferrailage de la volée et le palier

III.2.6 Etude La volé (type 1 d escalier)

➤ Etude la vole sur deux appuis

Epaisseur : $e=17\text{cm}$

Charge permanente : $G=8.49\text{ KN/m}^2$.

Charge d'exploitation : $Q=2.5\text{ KN/m}^2$.

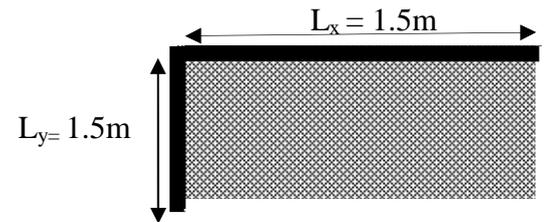


Figure III.2.5 : dalle sur deux appuis

$$q_u \left\{ \begin{array}{l} 1.35 \times 8.49 + 1.5 \times 2.5 = 15.21 \text{ KN/m} \\ l. \end{array} \right.$$

$$q_s = 8.49 + 2.5 = 11 \text{ KN/ml}.$$

$$L_x = 1.5\text{m}$$

$$L_y = 1.5\text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travail selon deux sens } l_x \text{ et } l_y$$

$$\nu = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 1$$

Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

$$\text{à l'ELU} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{array} \right. \quad \text{à l'ELS} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{array} \right.$$

➤ Calcul de M_{x0} et M_{y0}

$$M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0368 \times 15.21 \times 1.50^2 = 1.259 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0441 \times 11 \times 1.50^2 = 1.091 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 1 \times 1.091 = 1.091 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 1 \times 1.259 = 1.259 \text{ KN.m/ml}$$

➤ Calcul des moments compte tenu de l'encastrement : (panneaux de rive)

En travée :

$$M_u^x = 0.85 M_{0u}^x = 1.070 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^x = 0.85 M_{0ser}^x = 0.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^y = 0.85 M_{0ser}^y = 0.92 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_u^x = M_u^y = -0.3 M_{0u}^x = -0.377 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.3 M_{0ser}^x = -0.327 \text{ N.m} .$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

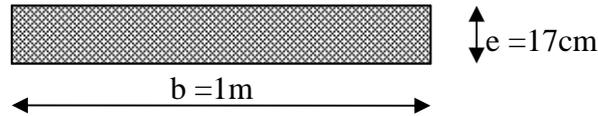


Figure.III.2 .6 .Section de la vole a ferrailé

Les résultats de ferraillage son résumée dans ce tableaux

Tableau III.2.6.Ferraillage de la volé

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
En Travée	Selon x	0.98	0.003	0.004	0.1497	0.205	1.36	4T8=2,01
	Selon y	0.98		0.004	0.1497	0.205	1.36	4T8=2,01
En appui	Sens x, sens y	0.346	0.001	0.001	0.1499	0.072	1.36	4T8=2.01

➤ Les armatures de répartition

En travée $A_{rt} = 2.01/4 = 0,502cm^2$

En appuis $A_{ra} = 2,01/4 = 0.502 cm^2$

$A_{rt} = 4HA 8 = 2,01 cm^2$ avec : $S_t = 25 cm$

$A_{ra} = 4HA 8 = 2,01 cm^2$ avec $S_t = 25 cm$

Calcul de l'espace des armatures :

// à $L_y : S_t \leq \min(4e;45cm)$. Donc $S_t \leq 45cm$; On opte : $S_t=25cm$

// à $L_x : S_t \leq \min(3e;33cm)$. Donc : $S_t \leq 33cm$; On opte: $S_t= 25cm$

➤ **Vérification l'E.L.U :**

- **L'effort tranchant :**
- **Selon X :**

$$V_{max} = \frac{q_U \times L_x}{3} = 7.605KN$$

Selon y :

$$V_{\max} = \frac{q_U \times L_Y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 5.368 \text{KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} = 0,125 \text{MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \quad \text{Vérifier}$$

- **La condition de non fragilité :**

D'après le **RPA99**, le pourcentage minimum d'armatures est 0.8% de la section du béton.

En travée :

$$A_x^t = 2,01 \text{cm}^2 / \text{ml} > 1.36 \text{cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

$$A_y^t = 2,01 \text{cm}^2 / \text{ml} > 1.36 \text{cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

En appuis :

$$A_x^a = 2,01 \text{cm}^2 / \text{ml} > 1.36 \text{cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

- **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} < \overline{\sigma}_{bc} ; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{MPa}$$

$$A' = 0$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2$$

Tableau.III.2.7. moment d'inertie (I) et position de l'axe neutre (Y)

Selon :	En travées		En appuis	
L_x	Y = 0.030 m	I = 6321.59 cm ⁴	Y = 0.027 m	I = 5217.36 cm ⁴
L_y	Y = 0.030 m	I = 6321.59 cm ⁴	Y = 0.027 m	I = 2933.16 cm ⁴

Vérifications des contraintes sont résumé dans le tableau suivant

Tableau.III.2.8.les vérifications des contraintes dans le béton

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	0.92	0.030	6321.59	0.437	15	Vérifiée
	y-y	0.92	0.030	6321.59	0.437	15	Vérifiée
Appui	x-x y-y	0.327	0.027	2933.16	0.303	15	Vérifiée

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times fe; \max(110\sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 201,63 \text{MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \quad \sigma < \overline{\sigma}_s$$

Vérifications des contraintes sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau.III.2.9.les vérifications des contraintes dans L'acier.

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	x-x	0.92	6321.59	26.184	Vérifiée
	y-y	0.92	6321.59	26.184	Vérifiée
Appui	x-x y-y	0.327	2933.16	20.533	Vérifiée

- la flèche :

Selon X :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,17}{1,50} = 0,113 > \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,51}{f_e} \Rightarrow 0,00134 < 0,006275 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0,113 > 0,084 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche

Selon Y :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,17}{1,50} = 0,113 > \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,1}{f_e} \Rightarrow 0,00167 < 0,00525 \rightarrow \text{vérifiée}$$

- Schéma de ferrailage de la volée de l'escalier type1:

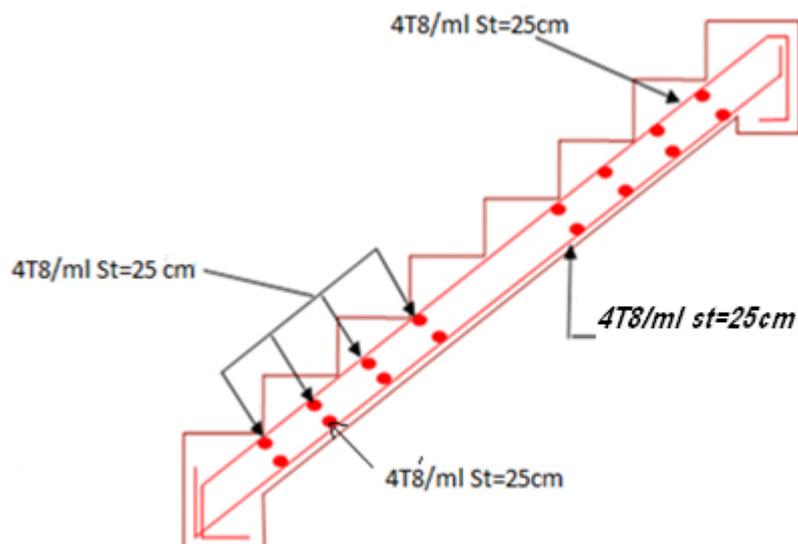


Fig.III.2.7. schéma de ferrailage des volée

III.2.11. Etude du 2^{ème} type d'escalier (cas étage courant).

❖ Pour la volée (I) et (III) :

La volées (II) elle sera ferraillées de la même manière que c'elles de l'escalier type (1) donc on calcul que la volée (I) et. (III)

❖ Les charges :

$$G = 8,2 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{ELU} : q_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q$$

$$q_u = 14.82 \text{ kn} / \text{ml.}$$

$$q_s = 10.7, \text{ kn} / \text{ml}$$

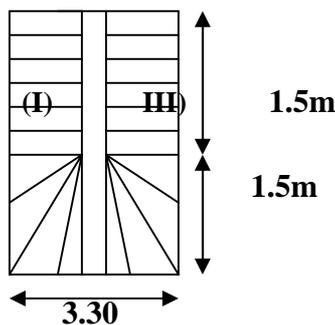


Figure III.2.8 Vue en plan de 2^{ème} Type d'escalier

➤ L'ELU

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = 16.67 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M^t = 0.75 M_0 = 12.50 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M^a = -0.5 M_0 = -8.335 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} = 22.23 \text{ KN}$$

➤ L'ELS

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = 12.03 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M^t = 0.75 M_0 = 9.02 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M^a = -0.5 M_0 = -6.02 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$V_u = \frac{q_s \times L}{2} = 16.05 \text{ KN}$$

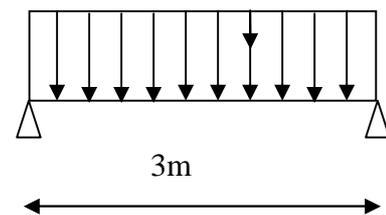


Figure. II.2.9. Schéma de la volée (I) et (III)

III.2.12. Ferrailage.

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.2.10. Résultat de ferrailage de l'escalier de étage courant

Localisation	M (KNm)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En travée	12.50	0,0391	0,0499	0.147	2.44	4T10 =3,14
En appui	8.355	0,0261	0,0330	0,148	1.61	4 T8 =2,01

III.2.13. Vérifications à l'ELU et à l'ELS :**III.2.13.1. Vérification à l'ELU :**❖ **vérification de l'effort tranchant :**

$$F_{PN} : \tau_u \leq \min(0.13f_{c28}/\gamma_0, 4\text{Mpa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = V/bd = (22.23 \cdot 10^{-3} / 1 \cdot 0.15) = 0.148 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa} \text{ vérifié}$$

❖ **condition non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c = 0.23 \cdot 1 \cdot 0.15 \cdot 2.1 / 400 = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée } A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$\text{En appui } A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

❖ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4$$

$$\text{En travée } A_{rt} = 3,14 / 4 = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis } A_{ra} = 2,01 / 4 = 0,502 \text{ cm}^2$$

$$A_{rt} = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_{ra} = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de l'espacement des armatures :**

$$- \text{ Armatures principales: } S_t \leq \min(3.e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 25\text{cm} \quad \text{vérifiée.}$$

$$- \text{ Armatures secondaires: } S_t \leq \min(4.e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 25\text{cm} \quad \text{vérifiée.}$$

III.2.13.2. Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \psi = 1.5 \rightarrow \text{pour les (HA)}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{st}}{0.9.d.\sum U_i}$$

$\sum U_i$: étant la somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n.\pi.\phi$$

$$\sum U_i = 5*3.14*1 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{24.4*10^{-3}}{0.9*0.15*12.56*10^{-2}}$$

$$\tau_{ser} = 1.439 \text{ MPA}$$

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte de compression du béton

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2.11.Vérification des contraintes

Type	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
1	Appuis	6.02	5217	2.72	3.13	15
	Travées	9.02	7640	3.32	3.91	15

On constate que toutes les conditions sont vérifiées.

❖ Etat limite de déformation :

• Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{320} = 0.056 \leq 0.062 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20 M_0} \Rightarrow 0.056 \geq 0.0374 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 15} = 0.0020 \leq 0.01 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{320}{500} = 0.60 \text{ cm}$

Tableau III.2.12. différentes charges

	J (charges permanentes sans revêtements)	g (charges permanentes avec revêtements)	P (charges combinées)
Volée	6.75	8,2	10.7
M_{ser} (KNm)	7.07	9,76	10.57

$$I = 7640 \text{ cm}^4; \quad Y = 3.32 \text{ cm}$$

$$E_i = 32164,2 \text{ MPa}; \quad E_v = 10721,4 \text{ MPa}$$

$$L = 3 \text{ m}; \quad A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = A_s / (b d) = 0,0021$$

$$\lambda_i = (0,05 f_{t28}) / (5 \rho) = 10$$

$$\lambda_v = 0,4 \lambda_i = 4$$

Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A_s \cdot (V_2 + c)^2 \quad \text{tel que } c=2 \text{ cm.}$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \cdot \left(\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$I_0 = 46016,78 \text{ cm}^4$$

Tableau III.2.13.Evaluation de la flèche

Calcul de f_{gi} :	σ_s = 207.82 Mpa	$\mu_{-i} = 0.44$	$I_{fi} = 0.000093$	$f_{gi} = 0.0033m.$
Calcul de f_{ji} :	σ_s = 150.54Mpa	$\mu_i = -0.09$ < 0	$I_{fi} = 0.0005061$	$f_{ji} = 0.00044m.$
Calcul de f_{pi} :	σ_s = 225.06Mpa	$\mu_i = 0.079$	$I_{fi} = 0.00028$	$f_{pi} = 0.0012$ m.
Calcul de f_{gv} :	$\mu_i < 0$	$I_{fv} = 0.00018$	$f_{gv} = 0.00517m.$	
<p>Donc ;</p> $\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.263 \text{ cm} < 0.60 \text{ cm c'est vérifie.}$				

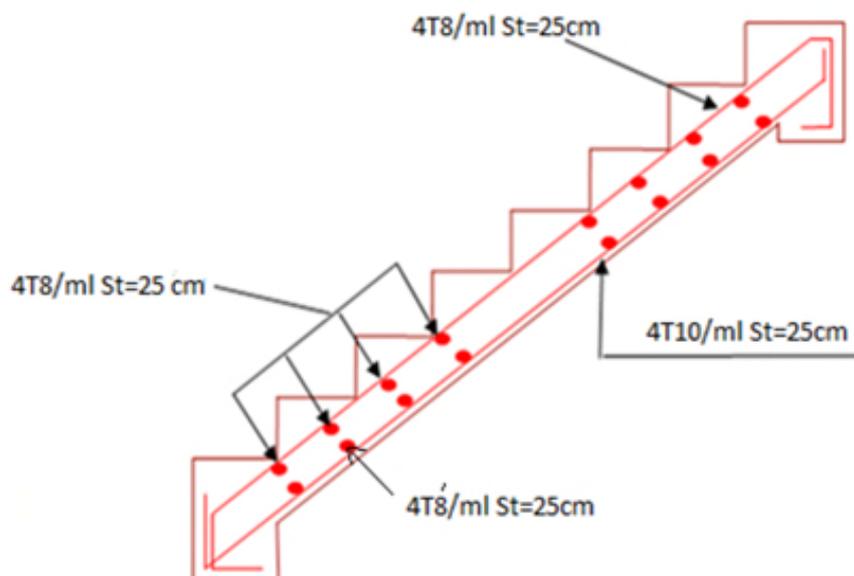


Figure.III.2.10. Schéma de ferrailage de l'escalier type2

III.2.17. Etude de la poutre brisée : (pour escalier type I)

On la poutre brisée des RDC et d'étages SERVICE

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA93 et vérifié en considérant le RAP 99/version 2003.

Selon le CBA 93 :

[2]

La hauteur « h » de la poutre palière doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm}$$

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10}$$

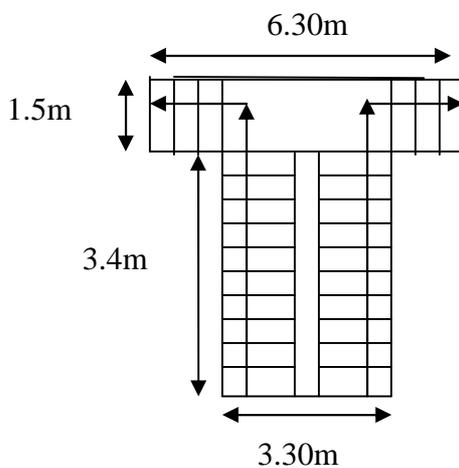


Figure III.2.11. Vue en plan de premier type1 d'escalier

le RPA99/ Rison 2003 :

- $h \geq 30$: vérifier, $h = 30\text{cm}$

- $h/b = 30/30 = 1 < 4$, condition vérifier

Donc on choisit une section de la poutre palière $b \times h = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

La poutre brisée est soumise à la flexion simple, en outre elle est soumise à la torsion.

➤ Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise :

$$g_0 = 1.53 / \cos 29.53 = 1.75 \text{ KN/ml}$$

$$g_1 = 25 * 0.3 * 0.3 / \cos 29.53^\circ = 2.58 \text{ KN/ml}$$

g_0 : étant le poids propre de double cloison.

g_1 : étant le poids propre de la partie inclinée.

En plus de son poids propre elle est soumise aux charges transmises par l'escalier .

$$R_A = 14.82 \text{ kN/ml (E.L.U)}$$

$$R_A = 10.7 \text{ kN/ml (E.L.S)}$$

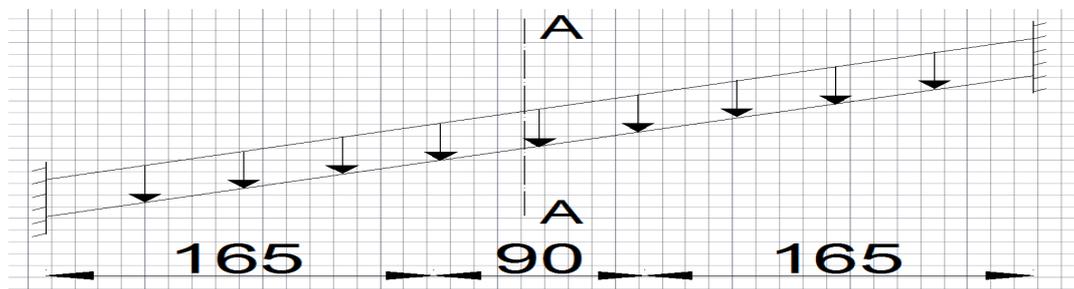


Figure III.2.12. Schémas statique de la poutre brisée

➤ **Sollicitation**

• **E.L.U**

$$P_U = 1.35(g_1 + g_0) + R_{EQU} = 1.35 \cdot (1.75 + 2.58) + 14.82 = 20.66 \text{ kn}$$

• **E.L.S**

$$P_S = (g_1 + g_0) + R_{AS} = (1.75 + 2.58) + 10.7 = 15.03 \text{ kn}$$

A, L.E.U

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 23.24 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0.85 M_0 = 19.75 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.5 M_0 = -11.62 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 31 \text{ KN}$$

A, L.E.S

$$M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = 16.90 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0.85 M_0 = 14.36 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.5 M_0 = -8.45 \text{ KN.m}$$

$$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 22.54 \text{ KN}$$

III.2.18. Ferrailage de la poutre brisée

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.2.14. Ferrailage de la Poutre brisée

Section	b(cm)	d(cm)	M _u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _s min	A _s (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Travée	30	28	19.75	0.0321	0.0408	0.3738	1.3766	1.51	3T10=2.35
Appui	30	28	11.62	0.034	0.0443	0.2750	1.014	1.21	3T8=1.5

III.2.13. Vérifications à L'ELU**Condition de non fragilité**

$$A_t = 3.39 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.28 \times \frac{2.1}{400} = 1.014 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

$$A_t = 2.35 > A_{\min} = 1.014 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.5 > A_{\min} = 1.014 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.36 \text{ MPa}$$

$$\text{Et } \tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.36 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

Calcul des armatures d'âmes :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right) = 0.36 \text{ MPa}$$

$$\text{et : } S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 25.2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.36 \frac{b \cdot S_t}{f_e} = 0.36 \frac{30 \times 25}{400} = 0.67 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t = 0.67 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **2T8 = 1,01 cm²** (un cadre et un étrier $\phi 8$).

Avec $s_t = 25 \text{ cm}$.

III.2.20: Calcul à la Torsion

Le moments de torsion est engendré par les charge ramené les volée il est égale au moment à l' appuis $M_{au} = 11.62 \text{ KN.m}$.

Avec:

$$V_u = 31 \text{ KN.}$$

➤ **Armatures longitudinales en torsion**

Le moment de torsion $M_T = 11.62 \text{ KN.m}$

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

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

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (30 - 5)] = 100 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$A_l = \frac{11.62 \times 10^{-3} \times 1.00}{2 \times 0.075 \times 348} = 2.22 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature transversale :**

$$\frac{A_{t1}}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{11.62 \cdot 10^{-3}}{2.750 \cdot 348 \cdot 10^{-4}} = 2.226 \text{ cm}^2$$

A=2.35cm²

➤ **Armature transversale du à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.36 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_{t2}}{S_t} = \frac{b(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28} \cdot K)}{0,9 \cdot f_e}$$

On à le cas d'une flexion simple $K=0$ pas de prise de bétonnage

$$\frac{A_{t2}}{S_t} = \frac{0,3(0,36)}{0,9 \cdot 400} = 3 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

• **En appui :**

$$A_a = 1.5 + \frac{2.35}{2} = 2.69 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 2\text{HA}12+1\text{HA } 14 = 3.80 \text{ cm}^2$$

• **En travée :**

$$A_t = 2.35 + \frac{2.35}{2} = 3.52 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 2\text{HA}14+1\text{HA}16 = 5.08 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales :**

$$A^T = \frac{A_s^a}{4} = 1,50 \text{ cm}^2$$

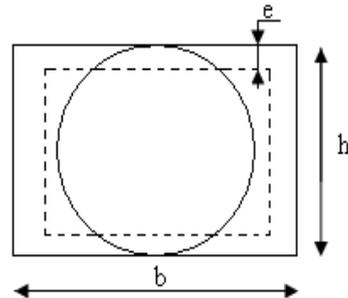


Figure III.2.13. Section creuse équivalente

[1]

On choisit (1 cadres + 1etrier) de $\Phi 8$ soit : $A^T = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures minimales :**

$A_{\min} = 0,4 \cdot e \cdot U / f_e = 0,4 \times 5 \times 100 / 400 = 0,5 \text{ cm}^2 < A^T = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On vérifie que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

III.2.1. Schéma de ferrailage de la poutre brisée. [1]

$$\tau_v = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{31 \times 10^{-3}}{0,28 \times 0,3} = 0,36 \text{ MPA}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{16,05 \times 10^{-3}}{0,075 \times 2 \times 0,05} = 1,85 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2} = \tau_u = \sqrt{0,36^2 + 1,85^2} = 1,88 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5; 5 \text{ MPA}) = 2,5 \text{ MPA}$$

D'où : $\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ vérifiée

Figure.III.2.15. ferrailage poutre brisée

III.2.21 Schéma de ferrailage de la poutre brisée

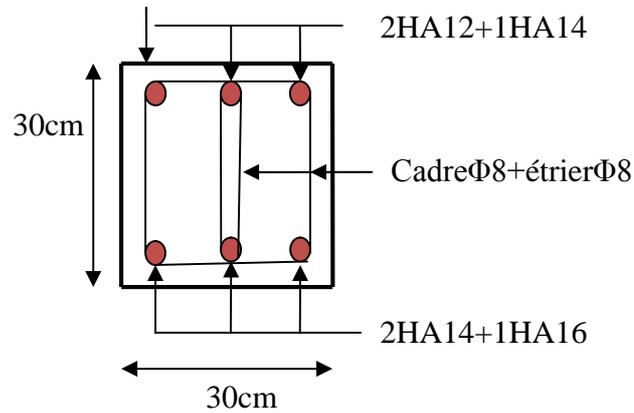


Figure.III.2.14 coupe transversale

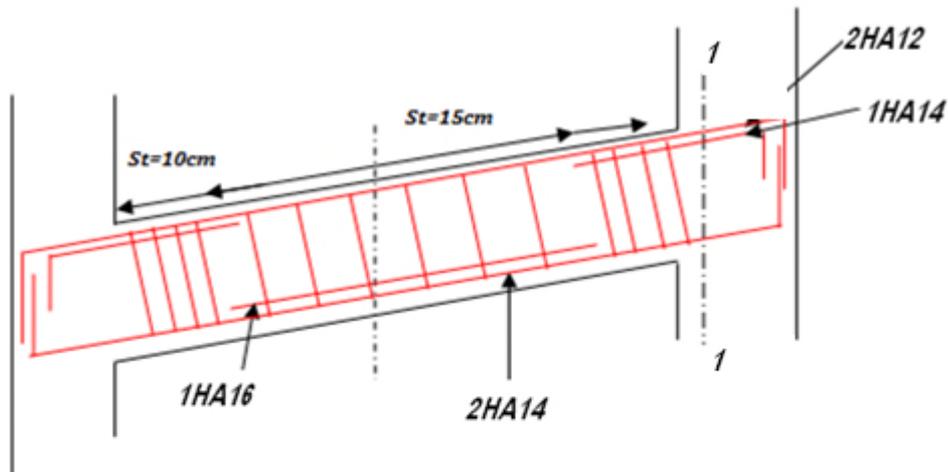


Figure.III.2.15. ferrailage poutre brisée

III.2.22. Etude de la poutre brisée : (pour escalier type 2)

On la poutre brisée des SOUS SOL a 'étages COURANT .

La poutre brisée est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA93 et vérifié en considérant le RAP 99/version 2003.

Selon le CBA 93 : [2]

La hauteur « h » de la poutre palière doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm}$$

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10}$$

$$20 \leq h \leq 30$$

On prend : $h = 30\text{cm}$

$b = 30\text{cm}$

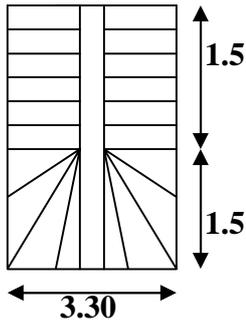


Figure III.16.: Vue en plan de escalier type II

Selon le RPA99/ version 2003 :

[3]

- $h \geq 30$: vérifier, $h = 30\text{cm}$

- $b \geq 20$: vérifier $b = 30\text{ cm}$

- $h/b = 30/30 = 1 < 4$, condition vérifier

Donc on choisit une section de la poutre brisée $b \times h = (30 \times 30)\text{ cm}^2$.

La poutre brisée est soumise à la flexion simple, en outre elle est soumise à la torsion.

➤ **Calcul à la flexion simple**

a) Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre : $G = 0.3 \times 0.30 \times 25 = 2.25\text{KN /ml}$

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

Réaction de palier a L'ELU : $R_C = 33.95\text{KN}$

Réaction de palier a L'ELS : $R_{Cs} = 23.89\text{KN}$ KLMM%%

b) Combinaison de charges :

$$\text{ELU} \quad q_u = 1.35 G + R_C + 1.5 \times 2.5 = (1.35 \times 2.25) + 33.95 = 36.987\text{KN}$$

$$\text{ELS} \quad q_s = G + R_{Cs} + 2.5 = 2.25 + 23.89 = 26.14\text{KN}$$

$$q_{s=26.14\text{ KN}}$$

A.ELU

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 41.60 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0.85 M_0 = 35.36 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.5 M_0 = -20.8 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 55.47 \text{ KN}$$

A, L.E.S

$$M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = 29.40 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0.85 M_0 = 25 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.5 M_0 = -14.7 \text{ KN.m}$$

$$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 39.21 \text{ KN}$$

III.2.23. Ferrailage de la poutre brisée

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.2.15. Ferrailage de la Poutre brisée

Section	b(cm)	d(cm)	M _u (KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A _s min	A _s (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Travée	30	28	35.36	0.1059	0.1402	0.2643	1.014	3.84	4T12=4.52
Appui	30	28	20.8	0.0623	0.0804	0.2710	1.0143	2.20	3T12=3.39

III.2.24. Vérifications à L'ELU**Condition de non fragilité**

$$A_t = 4.52 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.30 \times \frac{2.1}{400} = 1.086 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

$$A_t = 4.52 > A_{\min} = 1.195 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 > A_{\min} = 1.195 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.66 \text{ MPa}$$

$$\text{Et } \tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.66 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

Calcul des armatures d'âmes :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa}\right) = 0,36 \text{MPa}$$

$$\text{et : } S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{cm}) = 25,2 \text{cm}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,36 \frac{b \cdot S_t}{f_e} = 0,36 \frac{30 \times 25,2}{400} = 0,68 \text{cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t = 0,77 \text{cm}^2$$

Donc on adopte : **2T8 = 1,01cm²** (un cadre et un étrier $\phi 8$).

Avec $s_t = 25 \text{ cm}$.

III.2.25: Calcul à la Torsion

Le moment de torsion est engendré par les charge ramenés les paliers et la volée il est égale au moment à l'appui $M_{tu} = 20,8 \text{ KN.m}$.

Avec:

$$V_u = 55,47 \text{ KN.}$$

➤ **Armatures longitudinales en torsion**

Le moment de torsion $M_T = 16,05 \text{ KN.m}$

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

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

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625 \text{cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (30 - 5)] = 100 \text{cm}$$

$$A_t = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$A_t = \frac{20,8 \times 10^{-3} \times 1,00}{2 \times 0,0625 \times 348} = 4,78 \text{cm}^2$$

➤ **Armature transversale :**

$$\frac{A_{t1}}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{20,8 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 625 \cdot 348 \cdot 10^{-4}} = 4,78 \text{ cm}$$

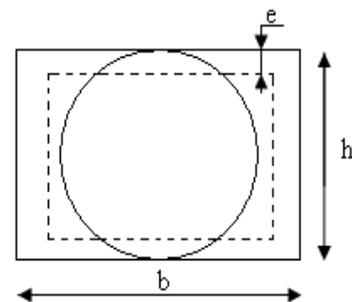


Figure III.2.17. Section creuse équivalente

[1]

➤ **Armature transversale du à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.66 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_{t2}}{S_t} = \frac{b(\tau_u - 0,3.f_{t28}.K)}{0,9.f_e}$$

On à le cas d'une flexion simple $K=0$ pas de prise de bétonnage

$$\frac{A_{t2}}{S_t} = \frac{0,3(0,66)}{0,9.400} = 5.5 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

• **En appui :**

$$A_a = 3.39 + \frac{4.8}{2} = 5.79 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}12 + 2\text{HA}14 = 6,47 \text{ cm}^2$$

• **En travée :**

$$A_t = 4.52 + \frac{4.8}{2} = 6.92 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}14 + 2\text{HA}16 = 8,64 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales :**

$$A^T = \frac{A_s^a}{4} = 1,50 \text{ cm}^2$$

On choisit (1 cadres + letrier) de $\Phi 8$ soit : $A^T = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures minimales :**

On vérifie que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ contrainte de cisaillement du a l'effort tranchant. [1]

$$\tau_v = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{55.47 \times 10^{-3}}{0.28 \times 0.3} = 0.66 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{20.8 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 3.32 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2} = \tau_u = \sqrt{0,66^2 + 3.32^2} = 3.38 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau_u \geq \bar{\tau}_u \rightarrow$ Non vérifier

on augmente H donc h= 40

On vérifie que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant. [1]

$$\tau_v = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{55.47 \times 10^{-3}}{0.38 \times 0.3} = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{20.8 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 3.32 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2} = \tau_u = \sqrt{0.42^2 + 3.32^2} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ vérifiée donc la section $b=30$ et $h=40$

III.2.26. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

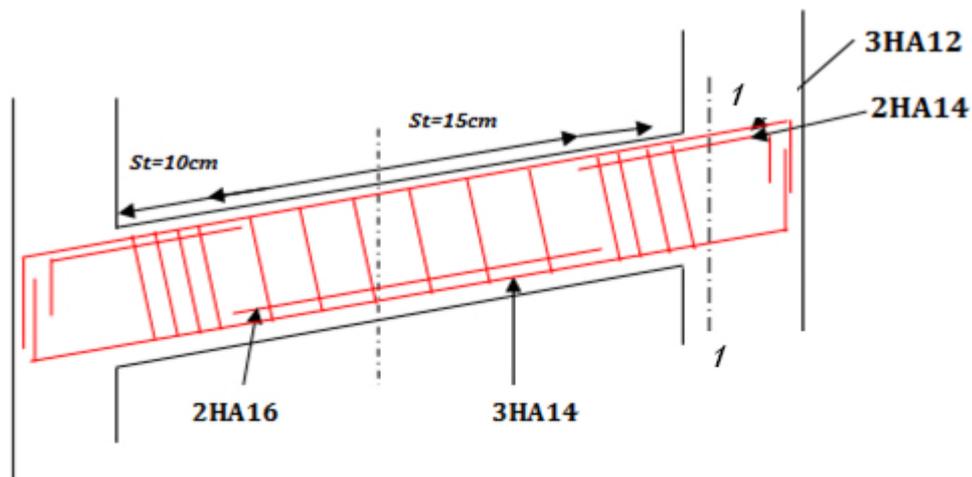


Figure III .2.18. ferrailage de la poutre brisée

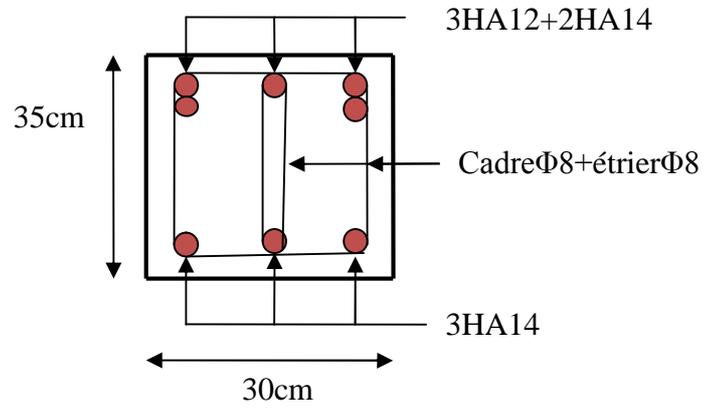


Figure.III.2.19 coupe transversale (1-1)

III 3 Etude des dalles pleine :**III3.1 Dalle sur trois appuis****a) 1^{er} type:**

On a : $L_y = 3.30\text{m}$

$$L_x = 1.95\text{m}$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{3.30}{2} = 1.65\text{m} < L_x = 1.95\text{m}$$

Donc :

$$M_0^y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48}$$

$$M_0^x = \frac{P \times l_y^3}{24}$$

On a : $G = 6.36 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 6.36 + 1,5 \times 3.5 = 13.836 \text{ KN/m}^2$$

$$P_S = G + Q = 6.36 + 3.5 = 9.86 \text{ KN/m}^2$$

⚡ l'ÉLU :

$$M_0^y = \frac{13.836 \times 3.3^2}{8} (1.95 - 1.65) + \frac{13.836 \times 3.3^3}{48} = 16.018 \text{ KNm}$$

$$M_0^x = \frac{13.836 \times 3.3^3}{24} = 20.717 \text{ KNm}$$

Selon le BAEL91 on ferraille le balcon avec les moments suivants :

En travée :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 20.717 = 17.609 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 16.018 = 13.615 \text{ KNm}$$

En appuis :

$$M_a^x = -0.3 \times M_0^x = -6.215 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = M_a^x = -6.215 \text{ KNm}$$

Calcul des armatures en travée : Le calcul se fait à la flexion simple.

$$d_x = h - e = 14 - 2 = 12 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x = 12 \text{ cm}$$

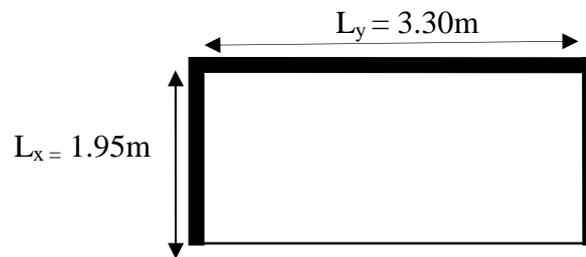


Figure III.3.1 : dalle sur trois appuis.

Tableaux III.3.1 : les résultats de ferrailage du balcon sont récapitulés dans le tableau suivant :

sens		Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal(cm ² /ml)	Aadp(cm ² /ml)
travée	x-x	17.609	0.0861	0.1127	0.1146	4.415	6HA10=4.71cm ²
	y-y	13.615	0.0666	0.0862	0.1159	3.3767	5HA10=3.92cm ²
appui	x-x	7.71	0.0304	0.0386	0.1181	1.5116	4HA8=2.01cm ²
	y-y						

- Espacement des armatures :

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$; on adopte $St_y = 15cm$.

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$; on adopte $St_x = 20cm$.

• la condition de non fragilité :

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho \geq 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{avec : } \rho_0 = 0.0008 \text{ Acier HA F}_e400$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.3496cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.12cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

• l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25MPa$.

$$\rho \geq 0.4 \Rightarrow V_y = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} ; V_x = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$V_y = \frac{13.836 \times 10^{-3} \times 1.95}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.59}{2}} = 10.41 \times 10^{-3} MN$$

$$V_x = \frac{13.836 \times 1.95 \times 10^{-3}}{3} = 8.99 \times 10^{-3} MN$$

$$\tau_{ux} = \frac{8.99 \times 10^{-3}}{1 * 0.12} = 0.074 MPa < 1.25 MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\tau_{xy} = \frac{10.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.086 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

❖ **P'ELS :**✓ **contrainte de compression du béton :**

$$P = G + Q = 6.36 + 3.5 = 9.86 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_{t_{xser}} = 12.549 \text{ KN.m} ; M_{t_{yser}} = 9.703 \text{ KN.m}$$

Sens x-x :

$$A_x = 4.71 \text{ cm}^2, M_{t_{xser}} = 12.549 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.47 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2$$

$$\Rightarrow I = 6.533 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser}^{tx} \times \frac{y}{I} = 12.549 \times \frac{0.0347}{6.533 \times 10^{-5}} = 6.665 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.665 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Sens y-y :

$$A_y = 3.92 \text{ cm}^2, M_{t_{yser}} = 9.703 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0.$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_y - y)^2$$

$$y = 3.21 \text{ cm} ; I = 5.645 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{t_{yser}} \times \frac{y}{I}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 5.517 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

-en appuis :

$$M_a^{ser} = 4.429 \text{ KN.m} ; A_a = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$y = 2.40 \text{ cm} ; I = 3.23 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.29 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

-Contrainte limite d'acier :

-Sens x-x :

$$15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \frac{F_e}{\gamma_s}$$

$$15 \times \frac{12.549 \times 10^{-3}}{6.533 \times 10^{-5}} (0.12 - 0.0347) = 245.774 \text{ MPa} \leq \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 245.774 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

-Sens y-y :

$$15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \frac{F_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = 226.632 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}.$$

-En appuis :

$$\sigma_{st} = 197.453 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}.$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

✓ **Etat limite de déformation :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

-Sens x-x :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.14}{1.95} = 0.071 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.071 < \frac{M_t}{20 * M_0} = 0.0425 \dots\dots\dots \text{n'est pas vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{b * d} = \frac{4.71 * 10^{-4}}{1 * 0.12} = 3.925 * 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire

-Calcul de ρ :

$$\rho = \frac{5.65}{100 * 13} = 0.00362$$

-Calcul de λ_i et λ_v :

$$\lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{5 * 0.00362} = \frac{0.05 * 2.1}{5 * 0.00362} = 5.801 ; \lambda_v = 0.4 \lambda_i = 2.3204$$

-Calcul de μ :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + ft_{28}}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times [(v_1^3 + v_2^3) + 15 \times A_s \times (v_2 - d')^2]$$

$$v_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{bh^2}{2} + 15 \times Ad \right)$$

$$B = bh + 15A = 1470.65 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = 7.24 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1$$

$$v_2 = 6.76 \text{ cm}$$

$$I_0 = 76305.954 \text{ cm}^4$$

-Calcul de σ_s :

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré :

$$\sigma_s = nk(d - y) ; \text{ Avec } n=15$$

$$k = \frac{M_{SER}}{I} ; \text{ Pour chaque cas :}$$

$$M_{ser}^j = 0.85 \times \left(\frac{q_j \times l_y^3}{24} \right) ; \text{ Avec } q_j \text{ charges permanentes}$$

$$M_{ser}^g = 0.85 \times \left(\frac{q_g \times l_y^3}{24} \right) ; \text{ Avec } q_g \text{ charges permanentes après la mise en place des cloisons.}$$

$$M_{ser}^p = 0.85 \times \left(\frac{q_p \times l_y^3}{24} \right) ; \text{ Avec } q_p \text{ charges permanentes et d'exploitations.}$$

$$k^j = \frac{M_{ser}^j}{I} ; \quad k^g = \frac{M_{ser}^g}{I} ; \quad k^p = \frac{M_{ser}^p}{I}.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_j = 3.75 \text{ KN/m}^2 \\ q_g = 6.36 \text{ KN/m}^2 \\ q_p = 6.36 + 3.5 = 9.86 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^j = 4.772 \text{ KNm} \\ M_{ser}^g = 8.094 \text{ KNm} \\ M_{ser}^p = 12.549 \text{ KNm} \end{cases} \Rightarrow$$

$$\begin{cases} \sigma_{ser}^j = 11.224 \text{ MPa} \\ \sigma_{ser}^g = 19.037 \text{ MPa} \\ \sigma_{ser}^p = 29.516 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu^j = 0.8714 \\ \mu^g = 0.9218 \\ \mu^p = 0.9487 \end{cases}$$

-Calcul de E_i et E_v :

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} ; E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa}.$$

-Calcul de l'inertie fictive :

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

Donc :

$$I_{fij} = 13862.199 \text{ cm}^4 ; I_{fig} = 13223.848 \text{ cm}^4 ; I_{fip} = 12906.546 \text{ cm}^4 ; I_{fvg} = 26740.371 \text{ cm}^4$$

-Calcul de la flèche :

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} = 0.072 \text{ cm} ; f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} = 0.107 \text{ cm} ;$$

$$f_{pi} = \frac{M_{ser}^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} = 0.114 \text{ cm} ; f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} = 0.040 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{ij} - f_{ig}$$

$$\Delta f = 0.109 \text{ cm} \leq \frac{l}{500} = 0.39 \text{ cm}$$

-Sens y-y :

$$A = 3.92 \text{ cm}^2, l = 3.3 \text{ m}.$$

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.14}{3.3} = 0.0424 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.0424 < \frac{Mt}{10 * M_0} = \frac{14.25}{10 * 21.23} = 0.084 \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{b * d} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis

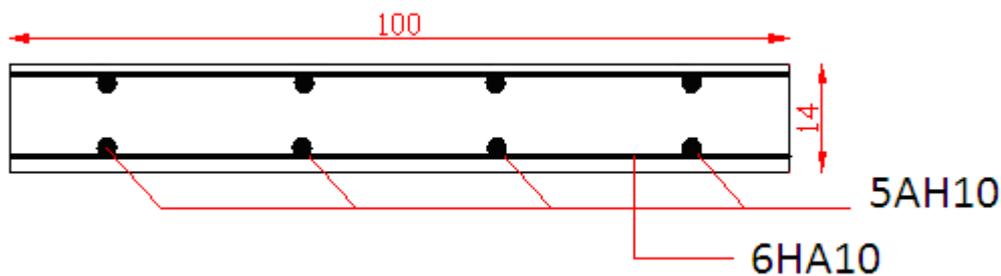


Figure.III.3.2.schéma de ferrailage de la dalle plein

III.3.2.2. dalle pleine sur 3 appuis :

$$L_x = 1.15 \text{ m}$$

$$L_y = 3.6 \text{ m}$$

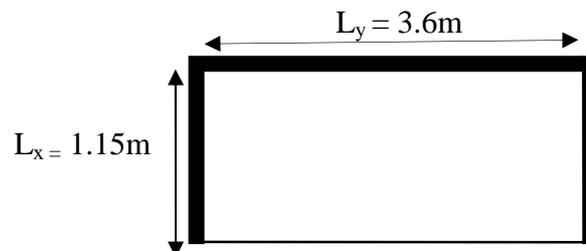


Figure III.3.3 : dalle sur trois appuis.

Epaisseur : $e = 14 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{1.15}{3.6} = 0.31 < 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille sur un seul sens (sens x) comme console.}$$

➤ Evaluation des charges :

$$G_1 = 6.36 \text{ KN/m} \quad ; \quad Q_1 = 3,5 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{Dalle plein})$$

$$G_2 = 2.83 \text{ KN/m} \quad (\text{double cloison})$$

$$P' = 1 \text{ KN} \quad (\text{la charge de garde corps})$$

$$P_u = 1.35(G_1 + G_2) + 1.5Q_1 = 1.35(6.36 + 2.83) + 1.5(3.5) = 17.656 \text{ KN/m}$$

$$P_s = (G_1 + G_2) + Q_1 = (6.36 + 2.83) + 3.5 = 12.69 \text{ KN/m.}$$

➤ Les sollicitations :

$$M_u = -\frac{P_u \times l^2}{2} - P' \times l$$

$$V_u = P_u \times l + P'$$

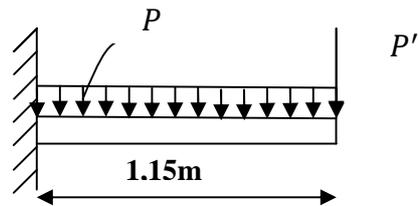


Figure.III.3.4. Schéma statique de dalle

$$M_s = -\frac{P_s \times l^2}{2} - P' \times l$$

$$M_u = -\frac{17.656 \times 1,15^2}{2} - 1.35 \times 1 \times 1.15 = -13.227 \text{ KN.m.}$$

$$V_u = 13.227 \times 1.15 + 1.35 \times 1 = 16.561 \text{ KN}$$

$$M_s = -\frac{12.69 \times 1,15^2}{2} - 1 \times 1.15 = -9.541 \text{ KN.m.}$$

$$V_s = 12.69 \times 1.15 + 1 = 15.593 \text{ KN}$$

III.3.2.2.1. Ferrailage :

- Armatures principales :

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$$b = 100\text{cm}, h = 14\text{cm}, d = 12\text{cm}, f_{bu} = 14.2\text{MPa.}$$

Tableau III.3.2. Ferrailage adopté

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
13.227	0,0647	0,0837	0,116	3.27	6HA10=4.71	15

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

- armatures secondaires :

$$A_t = \frac{A_L}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.177 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{On opte pour : } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

• **l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que : Tel que : $\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16.561 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.138 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa. condition vérifiée.}$$

• **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.44 \text{ cm}^2.$$

$$1.44 < 4.71 \text{ cm}^2. \text{ c'est vérifié.}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

• **la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$M_{ser} = -9.541 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 4.71 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 4.71 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.034 \text{ m}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 6.53 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.049 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240 \text{MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 188.482 \text{Mpa.}$$

$$\sigma < \overline{\sigma}_s \quad \text{C'est vérifié.}$$

- **la flèche :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0,12}{1,15} = 0,104 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,003 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.104 > 0.085$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

III.3.2.2.2.Schémas de ferrailage

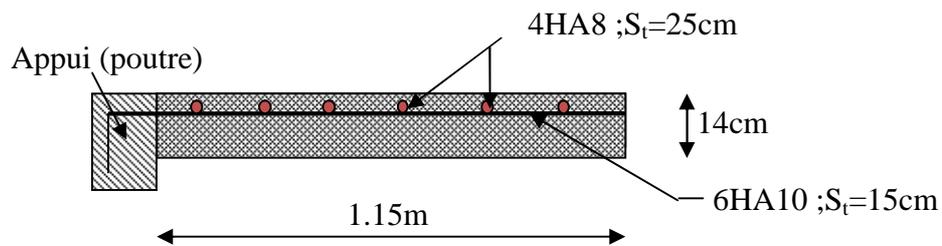
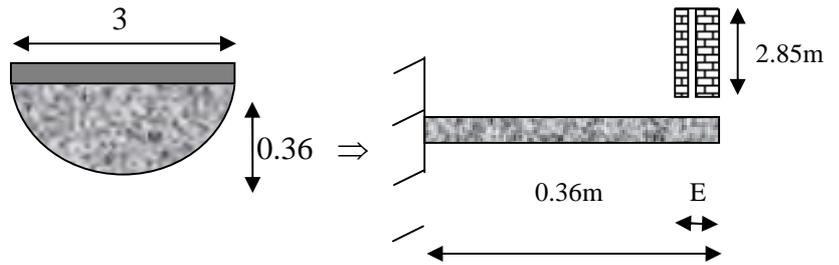


Figure.III.3.5.schéma de ferrailage de la dalle plein

dalle pleine sur 1 appuis :

$$L_x = 0.36 \text{ m}$$

$$L_y = 3.6 \text{ m}$$



Epaisseur : $e = 14 \text{ cm}$

$E = 30 \text{ cm}$

Figure III.6.type de Balcon sur 1 appui

$$\rho = \frac{0.36}{3.6} = 0.1 < 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille sur un seul sens (sens x) comme console.}$$

➤ Evaluation des charges :

$$G = 6.36 \text{ KN/m} ; Q_1 = 3,5 \text{ KN/m.} \quad (\text{Dalle plein})$$

$$p = 1.35 \times 2.83(3.15 - 0.30) \times 1 = 10.888 \text{ KN} \quad (\text{double cloison})$$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5Q = 1.35 \times 6.36 + 1.5 \times 3.5 = 13.836 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G + Q = 6.36 + 3.5 = 9.86 \text{ KN/m.}$$

➤ Les sollicitations :

$$M_u = -\frac{q_u * L^2}{2} - P * (L + \frac{E}{2})$$

$$V_u = q_u \times L + p$$

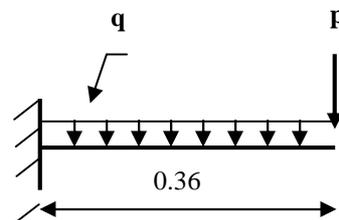


Figure.III.3.7. Schéma statique de dalle

$$M_s = -\frac{q_s * L^2}{2} - P * (L + \frac{E}{2})$$

$$M_u = -\frac{13.836 \times 0.36^2}{2} - 10.888 \times 0.51 = -6.449 \text{ KN.m.}$$

$$V_u = 13.836 \times 0.36 + 10.888 = 15.868 \text{ KN}$$

$$M_s = -\frac{9.86 \times 0.36^2}{2} - 8.0655 \times 0.51 = -4.752 \text{ KN.m.}$$

III.3.2.2.1.Ferraillage :

- **Armatures principales :**

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$$b = 100\text{cm}, h = 14\text{cm}, d = 12\text{cm}, f_{bu} = 14.2\text{MPa}.$$

Tableau III.3.3. Ferraillage adopté

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
6.449	0.0232	0.0293	0.1384	1.3394	6HA8=3.01	20

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimées).

- **armatures secondaires :**

$$A_t = \frac{A_L}{4} = \frac{3.01}{4} = 0.7525\text{cm}^2$$

$$A_t = 4T8 = 2.0096\text{cm}^2 / ml$$

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

$$\text{On opte pour : } S_t = 25\text{cm}$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

- **l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que : Tel que : $\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.167\text{MPa}$.

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{15.868 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.132\text{MPa} < \bar{\tau} = 1.167\text{MPa}. \text{ condition vérifiée.}$$

- **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.14 = 1.12 \text{ cm}^2.$$

$$1.2 < 2.0096 \text{ cm}^2. \text{ c'est vérifié.}$$

- ❖ **Vérification à l'ELS :**

- **la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$M_{ser} = -4.752 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 2.0096 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 2.0096 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.0287 \text{ m}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4.5516 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.9976 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(110, \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 142.9633 \text{ MPa.}$$

$$\sigma < \bar{\sigma}_s \quad \text{C'est vérifié.}$$

- **la flèche :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{0.36} = 0.388 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0025 \leq \frac{2.1}{f_e} = 0.00525 \text{ vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.388 > 0.085$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

III.3.2.2.3. Schémas de ferrailage

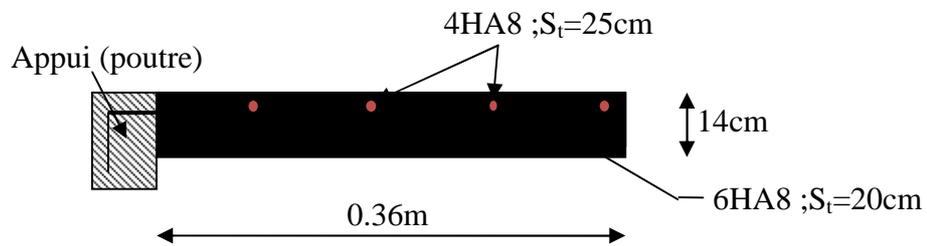


Figure.III.3.8. schéma de ferrailage de la dalle plein

III.4. Etude de la poutre de chaînage :

III.4.1. Définition :

Cette poutre de chaînage est conçue pour reprendre le poids des murs. Elle est considérée comme simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.

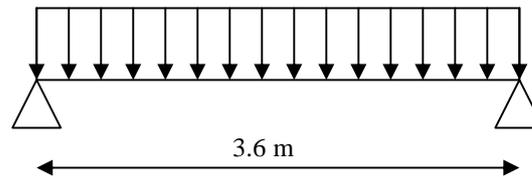


Figure.III.4.1.Schémas statique

III.4.2. Dimensionnement :

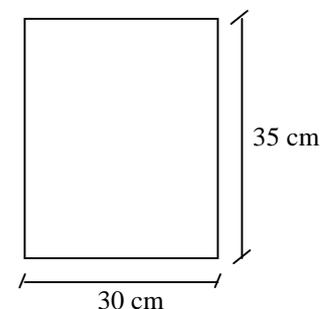
- > La hauteur de la poutre de chaînage est supérieure ou égale à **20 cm**, sans qu'elle puisse être inférieure à la hauteur du plancher ;
- > La largeur est égale à l'épaisseur totale du mur ;
- > La longueur est égale à **3.6m**.

$$\frac{L_{\max}}{16} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{360}{16} \leq h_t \leq \frac{360}{10}$$

$$\Rightarrow 22.5 \leq h_t \leq 36$$

$$\checkmark \text{ Le RPA exige : } \begin{cases} h_t \geq 15 \text{ cm} \\ b > \frac{2h}{3} \text{ cm} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ On adopte : } \begin{cases} h_t = 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$



III.4.3. Calcul des sollicitations :

- poids propre de la poutre :
 $G = 25 * 0,30 * 0,3 = 2.25 \text{ KN} / \text{ml}$
- poids des murs :
 On a : $G = 2,83 \text{ KN} / \text{m}^2$ (Double murette)
 $P_{mur} = 2,83 * 2.85 = 8.0655 \text{ KN} / \text{ml}$

On aura donc :

$$Q_U = 1,35 (8.0655 + 2.25) = 13.925 \text{ kn / ml}$$

$$Q_{ser} = (8.0655 + 2.25) = 10.3155 \text{ kn / ml}$$

➤ **Calcul à l'ELU :**

$$M_u = \frac{q_U * l^2}{8} = \frac{13.925 (3.6)^2}{8} = 22.558 \text{ KN..m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} * l^2}{8} = \frac{10.3155 (3.6)^2}{8} = 16.711 \text{ KN .m}$$

Travée :

$$M^t_u = 0.85M_{0u} = 19.174 \text{ kn.m}$$

$$M^t_{ser} = 0.85M_{0ser} = 14.204 \text{ kn.m}$$

Appuis

$$M^a_u = -0.5M_{0u} = -11.279 \text{ kn.m}$$

$$M^a_{ser} = -0.5M_{0ser} = -8.355 \text{ kn.m}$$

III.4.4. Ferrailage :

- ✓ Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.4.1.Ferrailage des poutres de chaînage.

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En travée	19.174	0.0172	0.0217	0.277	1.98	3T12 =3.39
En appui	11.279	0.010	0.0127	0.2786	1.16	3T10=2.35

III.4.5. Vérification à l'ELU

- ✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 * 0,3 * 0,28 * 2.1 / 400 = 1,014 \text{ cm}^2$$

En travée $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ vérifie

En appui $A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ vérifie

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_U = \frac{q_U * l}{2} = \frac{13,925 * 3,6}{2} = 25,065 \text{ KN}.$$

$$\text{On a : } \tau_U = \frac{V_U}{b * d} = \frac{25,065 * 10^{-3}}{0,3 * 0,28} = 0,298 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0,13 * f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \min(3,25 ; 4) \text{ MPa} = 3,25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,298 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 8,57 \text{ mm} \quad \text{on adopte } \phi = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte 4HA8} \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad (\text{un cadre et un étrier } \phi 8).$$

Les espacements :

$$> S_t \leq \frac{0,8 * A_t * f_e}{b_0 * (\tau_U - 0,3 f_{t28})} \rightarrow \delta_t < 0 \quad (\text{Car : } \tau_U = 0,298 \text{ MPa})$$

$$> S_t \leq \min(0,9 * d, 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 25,2 \text{ cm}$$

$$> S_t \leq \frac{A_t f_e}{b * 0,4} \rightarrow S_t \leq 33,66 \text{ cm}.$$

$$\text{soit : } S_t = 20 \text{ cm}.$$

III.4.6. Vérification à l'ELS**- Etat limite de compression du béton :**• **En appui :**

$$\text{Calcul de } y : \quad \frac{b \cdot y^2}{2} + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

$$y = 0,0702 \text{ m}$$

$$\text{Calcul de } I : \quad I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2$$

$$I = 1,89 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 3,09 \text{ MPA} \quad \text{condition vérifié}$$

• **En travée**

Calcul de y :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.0819 \text{ m}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2$$

$$I = 2.5449 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 4.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau (Tab3.43) suivant :

Tableau.III.4.2.Vérification des contraintes

Type	Mser (KN.m)	I (m ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
1	Appuis	8.355	1.89*10 ⁻⁴	0.0702	3.09	15
	Travées	14.204	2.544*10 ⁻⁴	0.0819	4.57	15

Vérification de la contrainte dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Avec : $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} * f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$

$\eta = 1.6$ Pour les barres de haute adhérence.

• **Appuis**

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} * 15}{I} * (d - y) = \frac{8.355 * 10^{-3} * 15}{1.89 * 10^{-4}} (0.28 - 0.0702)$$

Travée

$$\sigma_s = 138.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} * 15}{I} * (d - y) = \frac{14.204 * 10^{-3} * 15}{2.5449 * 10^{-4}} (0.28 - 0.0819)$$

$$\sigma_s = 165.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.7. Vérification à la flèche :

Les conditions à vérifier sont :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{360} = 0.0833 \geq 0.062 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20 M_0} \Rightarrow 0.0833 \geq 0.0424 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{30 \times 30} = 0.0037 \leq 0.01 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

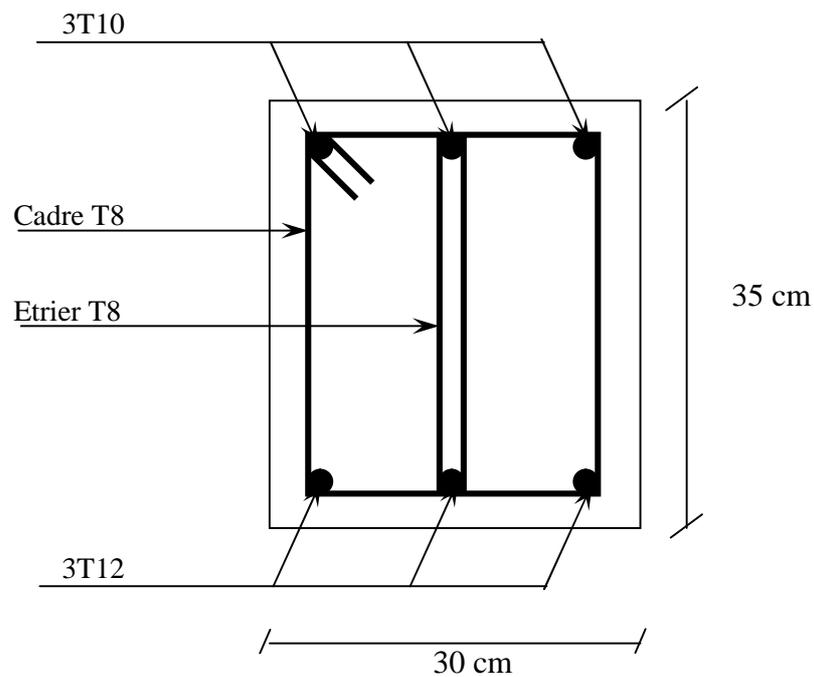
III.4.8. Schéma de ferrailage :

Figure III.4.2. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III-5) ASCENSEUR**III-5-1) Définition :**

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes.

Les caractéristiques :

- $V=1\text{m/s}$ → vitesse de levage.
- $P_m = 15\text{KN}$: charge due à la salle de machine.
- $D_m = 82\text{ KN}$: charge due au poids propre de la L'ascenseur.
- $FC = 102\text{ KN}$: charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 37,36 m.
- $B_s * T_s = 380 * 210$ dimensions de la gaine.
- Poids de 08 personnes = 630 kg.

$$P = 1500 + 8200 + 630 = 103,3\text{ KN.}$$

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- dalle de salle machine (locale).
- 2)- dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

III-5-2) Calcul de premier type de dalle :

Elle supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur $h_0 = 20\text{ cm}$.

On a $P = 103,3\text{ KN}$.

$h_0 = 20\text{ cm}$: épaisseur de la dalle.

$h_1 = 4\text{ cm}$: revêtement en béton.

a_0 et U dimensions // $l_x = 2,10$.

b_0 et V dimensions // $l_y = 2,20$.

U et V les cotés de rectangle d'impact.

a_0 et b_0 : surface de chargement.

l_x et l_y les dimensions du panneau

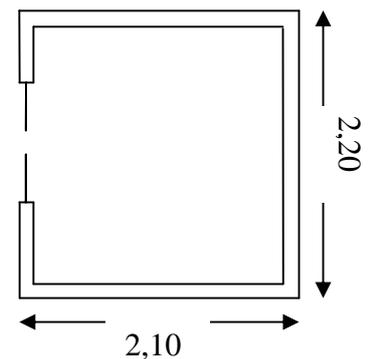
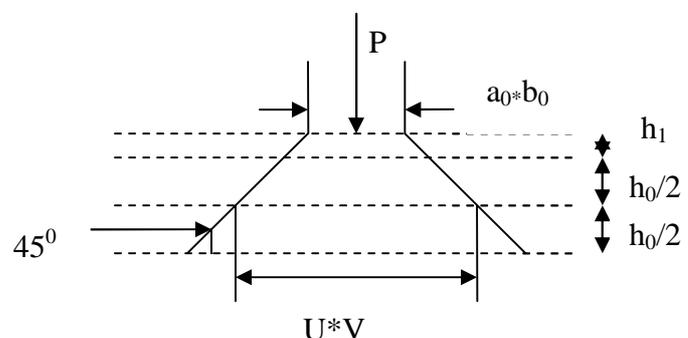


Fig. : cage de l'ascenseur



Dalle.

$$\text{Avec : } U = a_0 + h_0 + 2 \xi h_1$$

$$V = b_0 + h_0 + 2 \xi h_1$$

$$\text{Et : } \xi = 1 \quad (\text{revêtement en béton}) \quad v = 1 \text{ m/s} \quad (a_0 = b_0 = 69 \text{ cm})$$

$$U = 69 + 20 + 2 * 4 = 97 \text{ cm.}$$

$$V = 69 + 20 + 2 * 4 = 97 \text{ cm.}$$

III-5-2-1) Calcul à l'ELU :

1)-Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage :

$$M_{x1} = P_u (M_1 + v M_2)$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + v M_1) \quad \text{avec : } v : \text{coefficient de poisson. (0 à l'elu et 0,2 à l'els).}$$

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}, \quad \frac{U}{l_x}, \quad \frac{V}{l_y}.$$

$$\text{On } \rho = \frac{170}{180} = 0,94, \quad \frac{U}{l_x} = \frac{97}{170} = 0,570, \quad \frac{V}{l_y} = \frac{97}{180} = 0,538$$

En utilisant l'abaque de pigeant on obtient :

$$M_1 = 0,089$$

$$M_2 = 0,073$$

$$P_u = 1,35 * 103,3 = 139,45 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = 139,45 * 0,089 = 12,411 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 139,45 * 0,073 = 10,179 \text{ KN.m}$$

2)- évaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$\rho > 0,4 \quad \rightarrow \quad \text{la dalle dans les deux sens.}$$

$$M_{x2} = \mu_x * q_u * l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y * M_{x2}$$

μ_x et μ_y sont des coefficients en fonction de ρ et de v

$$\mu_x = 0,0419, \quad \mu_y = 0,8875$$

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

$$G = 25 (0,2 + 0,04) = 6 \text{ KN/ml}$$

$$q = 1 \text{ KN/ml} \quad \rightarrow \quad q_u = 9,6 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0419 * 9,6 * (1,7)^2 = 1,162 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,8875 * 1,162 = 1.031 \text{ KN.m}$$

3) Superposition des moments :

Les moments max agissant au centre de la dalle.

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13,573 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11.21 \text{ KN.m}$$

N.B : pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des murs.

Les moments en travée et en appui sont :

$$M_y^t = 0,85 * M_y = 0,85 * 11.21 = 9.528 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0,85 * M_x = 0,85 * 13,573 = 11,537 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 * M_x = 0,3 * 13,573 = 4.071 \text{ KN.m}$$

➤ En travée :

▪ Sens xx :

$$M_{tx} = 11,537 \text{ KN.m} \quad , \quad d_x = 18 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \quad \rightarrow \quad A^l = 0 \quad , \quad \alpha = 0,0317$$

$$z = 0,177 \quad , \quad A_{tx} = 1,86 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte : } 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

▪ Sens yy :

$$M_{ty} = 9.528 \text{ KN.m} \quad , \quad A_y^t = 1,53 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ En appui

$$M_a = 4,071 \quad , \quad A_a = 0,65 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte : } 3T8 = 1.50 \text{ cm}^2$$

4) Vérification de la condition de non fragilité

$$h_0 = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$\rho = 0,95 > 0,4 \quad \rightarrow \quad A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) * b * h_0$$

$$\rightarrow \rho_0 = 0,8 \text{ ‰} \quad , \quad \text{HA fe E400}$$

$$A_x^{\min} = 0,0008 * \left(\frac{3 - 0,95}{2} \right) * 0,2 = 1,64 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * h = 0,0008 * 1 * 0,2 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,64$$

$$A_{ty} = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,6$$

5) Vérification au poinçonnement:

On doit vérifier : $P_u \leq 0,045 * U_c * b * f_{c28} / \gamma_b$

Avec : U_c : périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 (U + V) = 2 (2 * 97) = 388 \text{ cm}$$

$$0,045 * 3,88 * 0,2 * 25 / 1,5 = 582 \text{ KN}$$

Or : $P_u = 1,35 * P = 1,35 * 103,3 = 139,45 \text{ KN} < 582 \text{ KN}$ c'est vérifié.

❖ Le diamètre des barres

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \quad \text{c'est vérifié.}$$

❖ L'espacement :

on doit vérifier :

$$S_{tx} \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_{tx} = 25 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (4h; 4 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_{ty} = 25 \text{ cm}$$

6) Vérification de la contrainte tangentielle :

On vérifie que :

$$\tau = \frac{P_u}{U_c * d}, \quad \tau = \frac{139,45}{3,88 * 0,9 * 0,2} = 0,199 \text{ Mpa} < 1,25 \text{ Mpa} \quad \text{c'est vérifié.}$$

III-5-2-2) Vérification à l'ELS :

Evaluation des moments dus au système de levage.

$$M_{x1} = 103,3 (0,089 + 0,2 * 0,073) = 10,701 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 103,3 (0,073 + 0,2 * 0,089) = 9,379 \text{ KN.m}$$

Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle.

On a : $q_s = q + G = 1 + 6 = 7 \text{ KN/m}$.

$$\rho = 0,95 \rightarrow \mu_x = 0,0483, \quad \mu_y = 0,9236$$

$$M_{x2} = 0,0483 * 7 * (1,7)^2 = 0,977 \text{ KN.m}, \quad M_{y2} = 0,977 * 0,9236 = 0,902 \text{ KN.}$$

✓ Les moments en travée et en appuis:

$$M_{tx} = 0,85 (0,977 + 10,701) = 11,678 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 (0,902 + 9,379) = 10,281 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 * M_x = 3,503 \text{ KN.m}$$

✓ **Etat limite de compression du béton :**

On a une fissuration peu nuisible → vérification de la contrainte du béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Sens xx :

En travée : $M_{tx} = 11.678 \text{ KN.m}$

$$\frac{b_0 * y^2}{2} + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.030 \text{ m}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 7.683 * 10^{-5} \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{11.678 * 10^{-3}}{7.683 * 10^{-5}} * 0.030 = 4.559 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

En appui :

$$M_a = 3,503 \text{ KN.m} \quad , \quad y = 0.026 \text{ m} \quad , \quad I = 5.921 * 10^{-5}$$

$$\sigma_{bc} = 1.538 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifié.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

Puisque la condition de non fragilité est satisfaite donc aucune vérification à effectuer.

✓ **Etat limite de déformation :**

$$1. \quad \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$$

$$2. \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}$$

$$3. \quad \frac{A_s}{b * d} \leq \frac{2,4}{f_e}$$

Ces conditions sont vérifiées donc il n'a pas lieu de vérifier la flèche.

III-5-3) Calcul de deuxième type de dalle :

On a $P = Fc = 102 \text{ KN}$.

Même procédure que la précédente on a :

$$Pu = 1,35 * 102 = 137,7 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = 137,7 (0,089) = 12.255 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{x2} = 1.162 \text{ KN.m} \quad , \quad M_x = 13.417 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 137,7 (0,073) = 10.052 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{y2} = 1.031 \text{ KN.m} \quad , \quad M_y = 11.083 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 4.025 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

On remarque que les sollicitations sont moins défavorables que celles trouvées dans le premier type de dalle donc on opte le même ferraillage.

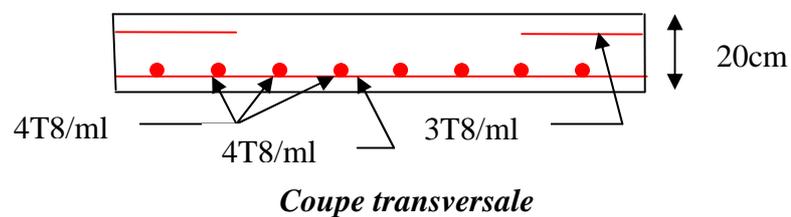
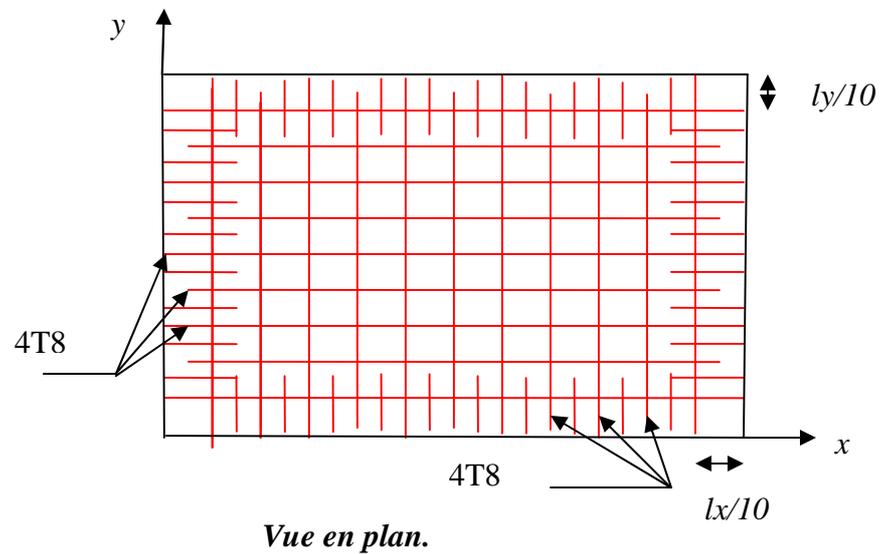
Schéma de ferraillage :

Figure.III.5.2.Schéma de ferraillage

III.6. Calcul de l'acrotère :

C'est un élément secondaire en béton armé, qui a pour rôle de sécuriser totalement la terrasse et d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le planche, soumis a sont poids propre (G), à une force latérale (Fp) due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

$$S = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S = 0,0985m^2$$

III.6.1. Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.

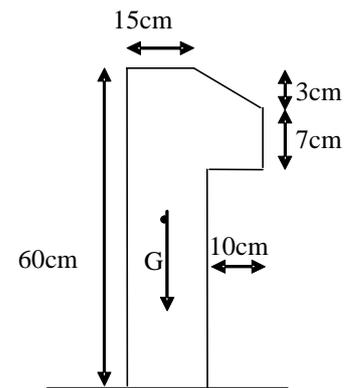


Figure.III.6.1.Vue en plan de l'acrotère

III.6.2. Evaluation des charges :

– Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.0985 \times 1 = 2.46KN$.

– Poids d'enduit extérieur (ciment : e = 1.5cm) : $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18KN$.

– Poids d'enduit intérieur (ciment : e = 2cm) : $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24KN$.

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.88KN.$$

$$Q = 1KN .$$

La force sismique :

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad [3]$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 1B, zone IIa, A= 0.2).

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0.8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.2 \times 0.8 \times 2.88 = 1.84KN$$

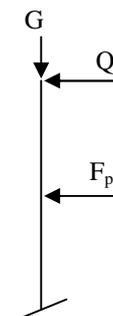


Figure III.6.2.Schéma statique de l'acrotère

III.6.3.Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité de la section $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.085m$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.32m$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.88KN \quad M_G = 0$$

$$N_Q = 0 \quad M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6KN.m$$

$$N_{Fp} = 0 \quad M_{Fp} = 2.88 \times Y_g = 2.88 \times 0.32 = 0.92KN.m$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

Combinaisons d'actions :

Tableau III.6.1.Combinaison d'action.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.88	3.88	2.88
M (KN.m)	1.52	0.90	0.60

III.6.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est : $1.35G + 1.5Q$.

$$N_u = 3.88KN$$

$$M_u = 0.90KNm$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.23m \\ \frac{h}{6} = 0.1m \end{array} \right.$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = 2cm.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

Avec :

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2m$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

Donc:

$$e_2 = 0.58cm$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.256m$$

III.6.5. Ferrailage de la section :

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 3.88KN$$

$$M_u = N_u \times e = 3.88 \times 0.256 = 1KNm$$

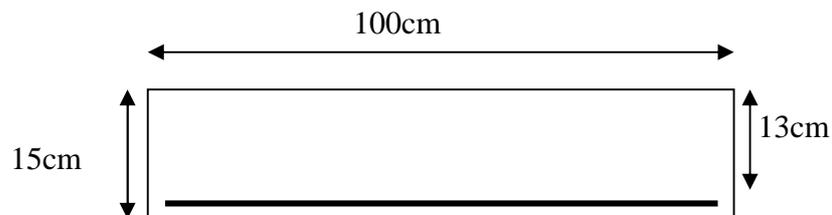


Figure III.6.3. Section à ferrailer

Selon le **BAEL 91**:

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 1.213KNm$$

M_{ua} : Moment de flexion évalué au Niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 5.05 \times 10^{-3}.$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_s' = 0.$$

D'où :

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 6.33 \times 10^{-3}.$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129m.$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.27cm^2.$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.16cm^2.$$

III.6.6.Vérification a l'ELU et l'ELS :

➤ **À l'ELU :**

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56cm^2.$$

On remarque que $A_s < A_{min}$ donc on prend $A_{min} = 1.56cm^2$. se qui fait :

$$4HA8 = 2.01cm^2/m \text{ St} = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502cm^2 \Rightarrow 4HA6 = 1.13cm^2 / ml \Rightarrow \text{St} = 20 \text{ cm}.$$

Vérification des espacements :

Les armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33cm$ C'est vérifiée

Les armatures de répartition : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33cm$ C'est vérifiée

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.38 + 1 = 2.38KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.018MPa$$

$$\overline{\tau_u} < \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5MPa.$$

On a $\tau_u = 0,018MPa < \overline{\tau_u}$ C'est vérifié.

- **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{es} = v_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i)$$

tel que $\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \Phi = 7,54 \text{ cm.}$$

$$\tau_{es} = 2.38 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.13 \times 0.0754) \rightarrow \tau_{es} = 0.21 \text{ Mpa.}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ Mpa}$$

Tel que : ψ_s est le coefficient de scellement

$\tau_{es} < 2.83 \rightarrow$ pas de risque par rapport à l'adhérence.

➤ **À l'ELS :**

$$*d = 0.13 \text{ m.}$$

$$* N_{ser} = 2.88 \text{ KN}$$

$$* M_{ser} = Q \times h = 0.6 \text{ KNm}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times (y_{ser}) / \mu t \quad \text{qui doit être inférieure à } \sigma_{adm} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu t \quad \text{qui doit être inférieur à } \sigma_s$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(3 / 2 f_e ; 150 * \eta) = 240 \text{ MPa}$$

Tel que: $\eta = 1.6$ pour les HR

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante : [1]

Position de l'axe neutre :

$$C = d - e_1$$

Tel que e_1 : distance du centre de pression c à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) = 0.6 / 2.88 + (0.13 - 0.15/2) = 0.263 \text{ m.}$$

$$e_1 > d \implies c \text{ à l'extérieur de section} \longrightarrow c = 0.13 - 0.263 = -0.133 \text{ m.}$$

$$c = -0.133 \text{ m.}$$

$$y_{ser} = y_c + c ; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots \dots \dots (*)$$

$$\text{Tel que : } p = -3 \times c^2 + (d - c) \times 6nA_s/b = -3 \times (-0.133)^2 + (0.13 + 0.133) \times (6 \times 15 \times 2.01) / 1$$

$$= -0.0482 \text{ m}^2.$$

$$q = -2c^3 - (d - c)^2 \times 6nA_s/b = -2(-0.133)^3 - (0.13 + 0.133)^2 \times (6 \times 15 \times 2.01) / 1$$

$$q = -0.00595 \text{ m}^3.$$

En remplaçant q, p dans l'équation (*) sa résolution donne :

$$y_c = 0.268 \text{ m}$$

$$y_{ser} = 0.135 \text{ m}$$

$$\mu t = b \times y^2 / 2 - 15 \times A \times (d - y) = 8.853 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.043 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,043 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

$\sigma_s = -0.0032 \text{ Mpa} < 240 \text{MPa} \dots\dots\dots$ vérifiée.

D'où l'état de contrainte est vérifié.

III.6.7.Schéma de ferrailage de l'acrotère:

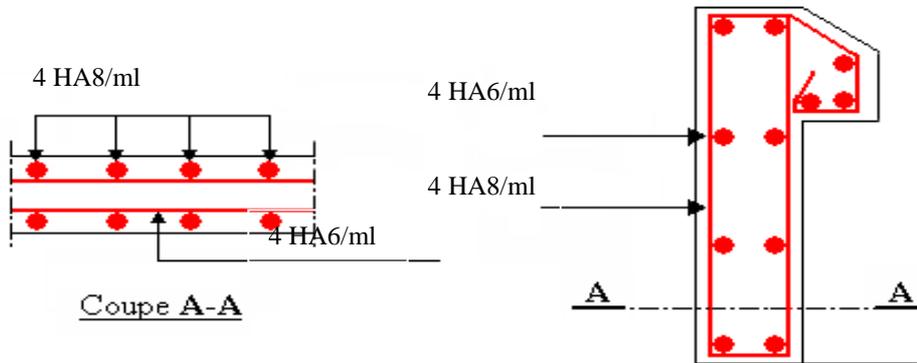
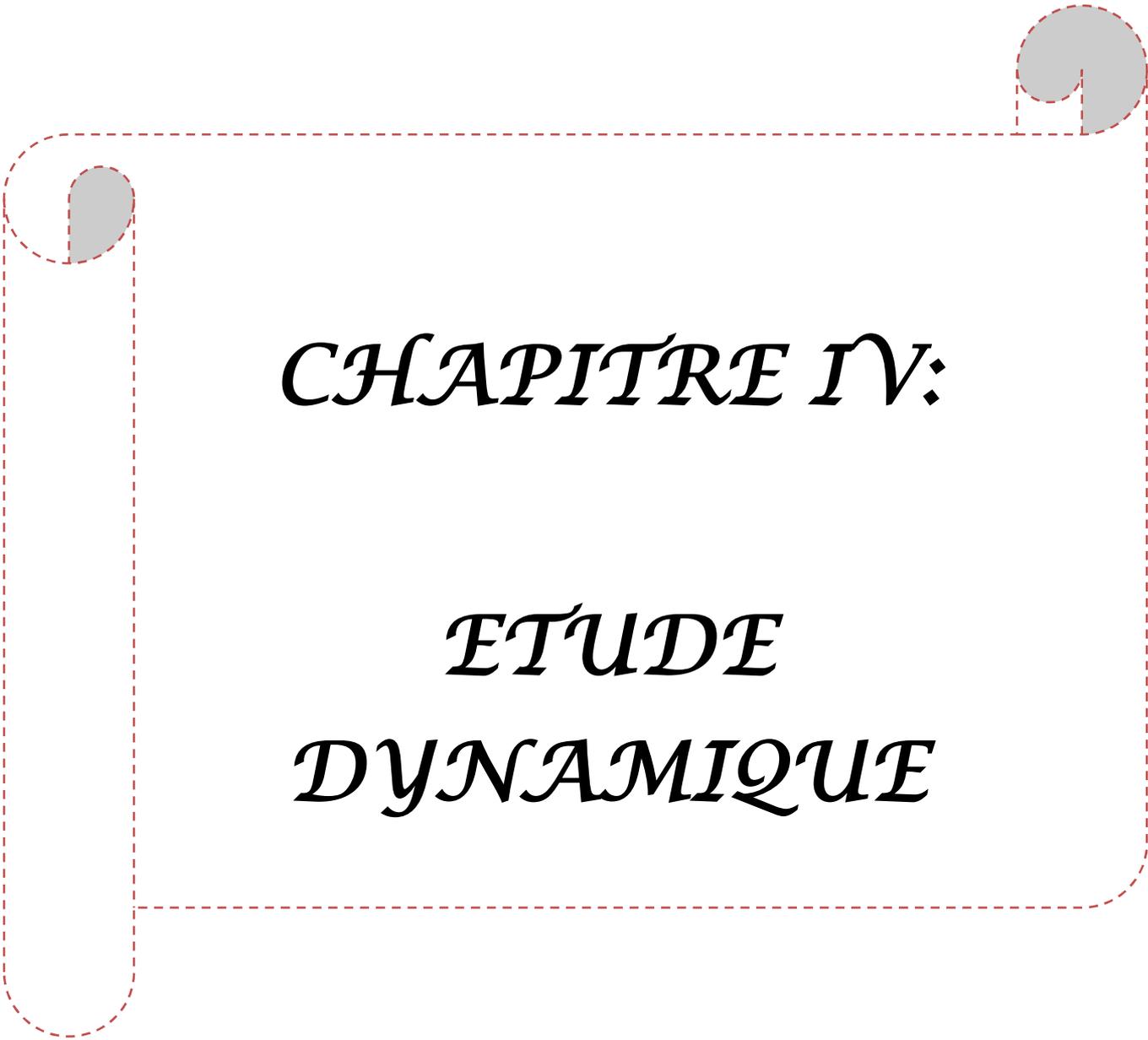


Figure III.6.4.Schéma de ferrailage de l'acrotère



CHAPITRE IV:

*ETUDE
DYNAMIQUE*

IV-1 Introduction :

L'étude et l'analyse de notre structure ont été effectuées à l'aide du logiciel (Etabs), qui est un logiciel de calcul des structures par éléments finis.

IV-2 Description de logiciel l'etabs :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement .Il permet en même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le poste processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les Champs de contraintes, les modes propres de vibration etc

IV-3 Méthodes de calculs :

Le calcul des forces sismiques selon le RPA 99 peut être mené suivant trois méthodes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV-3-1 Méthode statique équivalente :

a- Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système se force statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b- Conditions d'application :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisant aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et en zone IIa et 30m en zone III.
- Le bâtiment étudié présente une configuration régulière tout en respectant les conditions de hauteur énoncée en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le RPA99 /Version2003

c- Calcul de la force sismique totale :

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

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W \quad [3]$$

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA 99** (Tableau 4.1)

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99** (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

- **Q** : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité Q exprime le niveau de confiance de la valeur de l'accélération de dommage A que l'on a pris dans le calcul, car pour une structure donnée la déformation Δ_D liée à A est aléatoire pour un événement sismique donné, et ce facteur Q est essentiellement fonction des qualités de la structure qui sont :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad [3]$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités Pq .

" Critère q "	Pq	
	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0
2- Redondance en plan	oui	0
3- Régularité en plan	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	oui	0

Donc $Q = 1.1$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad [3]$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

- W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau suivant :

Tableau IV.2 Valeurs du coefficient de pondération β .

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises.	0.30 0.40
3	Entrepôts, hangars, ...	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés.	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Dans notre projet on deux coefficient de pondération :
Bâtiment à usage d'habitation $\Rightarrow \beta = 0,2$ (Etage courant)

Bâtiment à usage commercial $\Rightarrow \beta = 0,6$ (RDC+ sous sol)

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y en avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad [3]$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99** (Tableau 4.7)

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne (D'après les résultats préliminaires de LNHC « Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction »), donc du **RPA 99** (Tableau 3-2) de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_3 , donc on aura :

$$\text{sol ferme} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.40s \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Tableau 4.7)}$$

T : période fondamentale de la structure est donnée par :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T h_n^{3/4} \\ \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L}} \end{array} \right. \quad \text{RPA 99 (formule 4.6)}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 40,86m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage

Pour notre cas on a contreventement mixte $\Rightarrow C_T = 0.05$ **RPA 99** (Tableau 4.6)

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans la direction de calcul considérée.

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad [3]$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7 + 10}{2} = 8,5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.82 > 0.7$$

- Dans le sens xx' :

$$L_x = 21.90\text{m} \Rightarrow T_x = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.05 \times 40.86^{\frac{3}{4}} = 0.808 \\ \frac{0.09 \times 40.86}{\sqrt{21.9}} = 0.785 \end{array} \right\} \Rightarrow T_x = 0.785\text{S}$$

$$T = \min(0.808, 0.785) \Rightarrow T = 0.785\text{S}$$

$$D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.4}{0.785} \right)^{2/3} = 1.307$$

- Dans le sens yy' :

$$L_y = 27.9\text{m} \Rightarrow T_y = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.05 \times 40.86^{\frac{3}{4}} = 0.808 \\ \frac{0.09 \times 40.86}{\sqrt{27.9}} = 0.69 \end{array} \right\} \Rightarrow T_y = 0.69\text{S}$$

$$T = \min(0.785, 0.69) \Rightarrow T = 0.69\text{S}$$

$$D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.4}{0.69} \right)^{2/3} = 1.425$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_s = 1.3 \times 0.69 = 0.90\text{S}$$

- Le poids totale de la structure:

$$W = G + \beta Q = 74322.451 \text{ KN}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0,15 \times 1,307 \times 1,1}{5} \times 74322.451 = 3205.601 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0,15 \times 1,425 \times 1,1}{5} \times 74322.451 = 3495.013 \text{ KN}$$

IV-3-2 Méthode d'analyse dynamique :

a- Principe de la méthode:

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représenté par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b- Les hypothèses :

1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds maîtres.
2. Seul les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
4. Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90%.

c-Calcul du spectre de réponse :

Le spectre de réponse est un ensemble de courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à une action sismique qui se produira dans le futur. Cette action sismique est représentée par le spectre suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad [3]$$

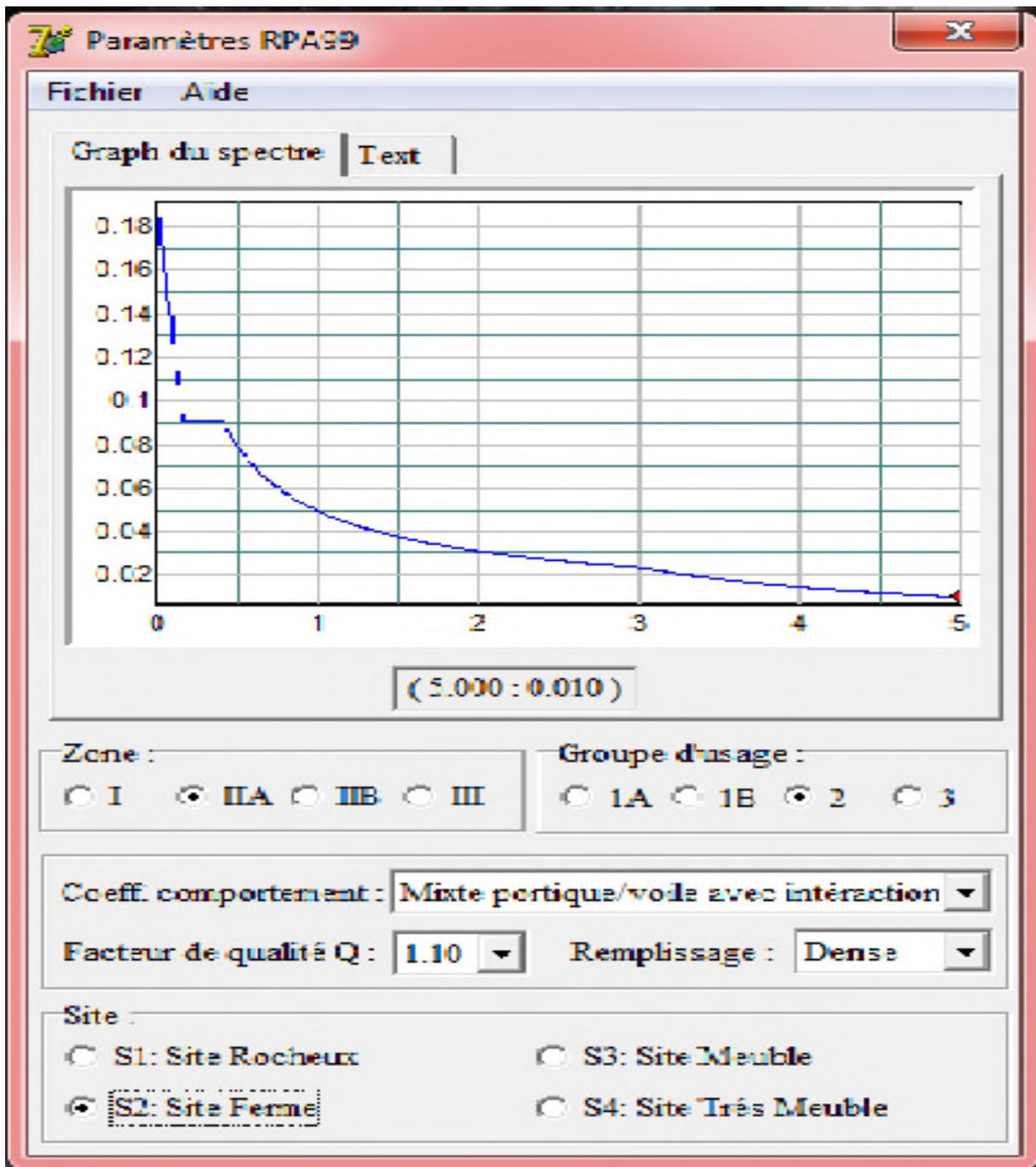


Figure IV.1 Spectre de repense

IV-4 Disposition des voiles :

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99, version 2003, plusieurs variantes de disposition des voiles ont été analysées. La forme architecturale très restrictive de notre projet, n'offre pas beaucoup de possibilités d'emplacement des voiles de contreventements.

La disposition pour la quelle nous avons opté est représentée sur la figure qui suit :

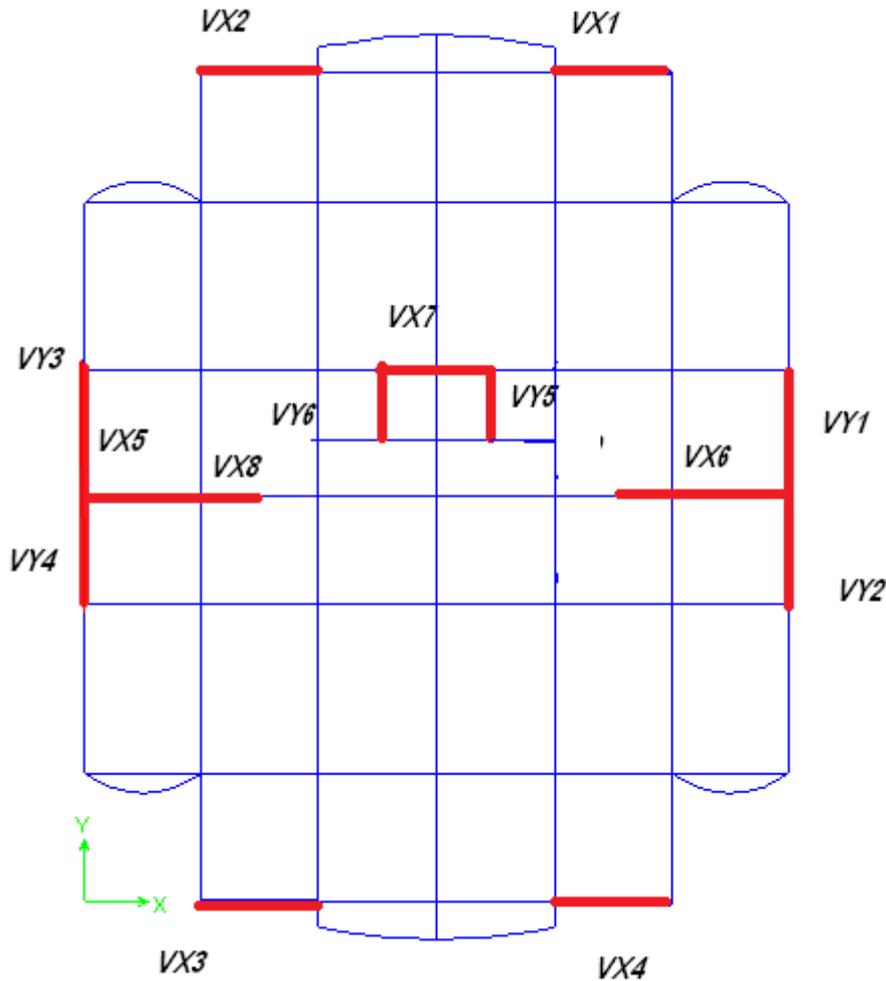


Figure IV.2. Disposition des voiles

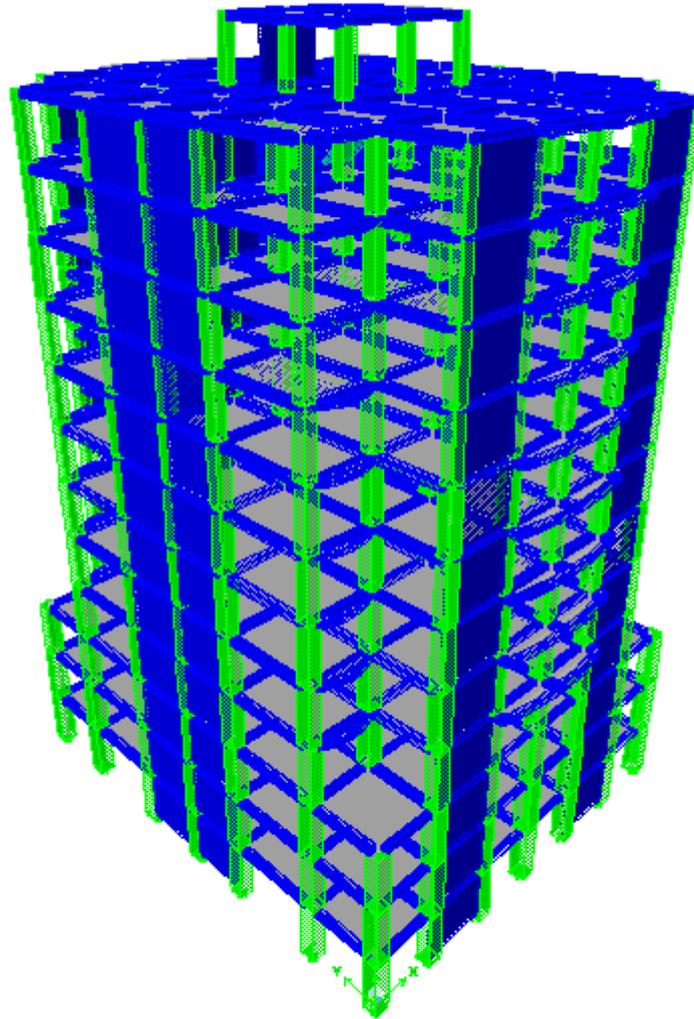


Figure IV.3. Vue en 3D du modèle de la structure.

IV -5 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

IV-5-1 Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0,20 \text{ sec}$ [3]

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_K la période du mode K .

Dans notre cas le nombre de modes retenu est de 12 .

Remarque : Vu la contrainte architecturale de notre structure et le nombre limiter pour la disposition des voiles, on a été obligé d'augmenter la section des poteaux pour satisfaire les exigences du RPA (période et l'effort normal réduit).

➤ Première mode de vibration (translation suivant l'axe Y-Y) $T = 0,852 \text{ s}$

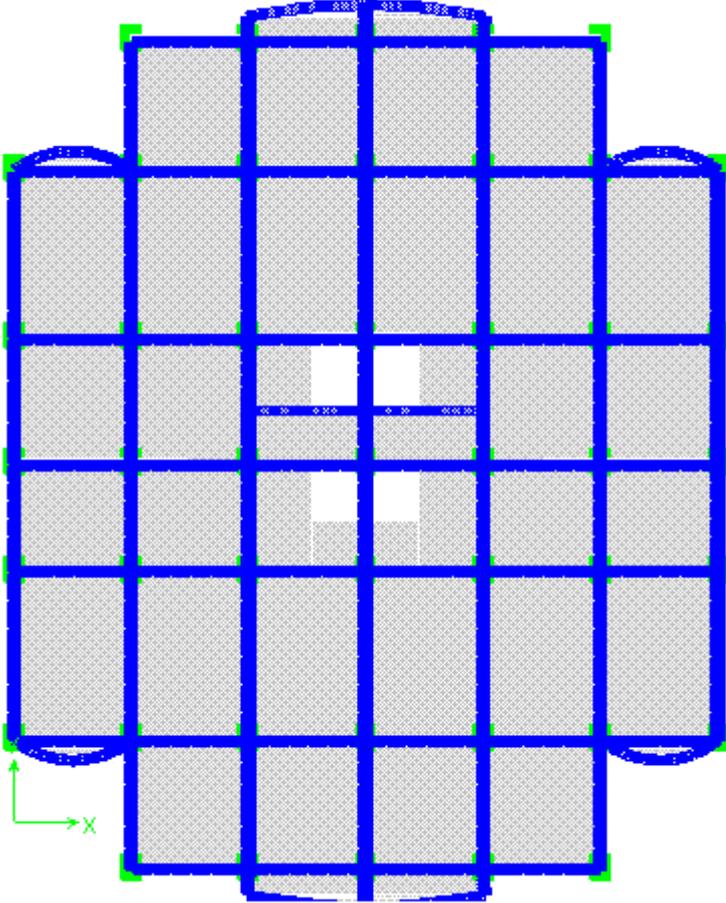


Figure IV.4 Vue en plan du 1^{er} mode vibration

➤ Deuxième mode de vibration (translation suivant l'axe X-X) T= 0,832 s

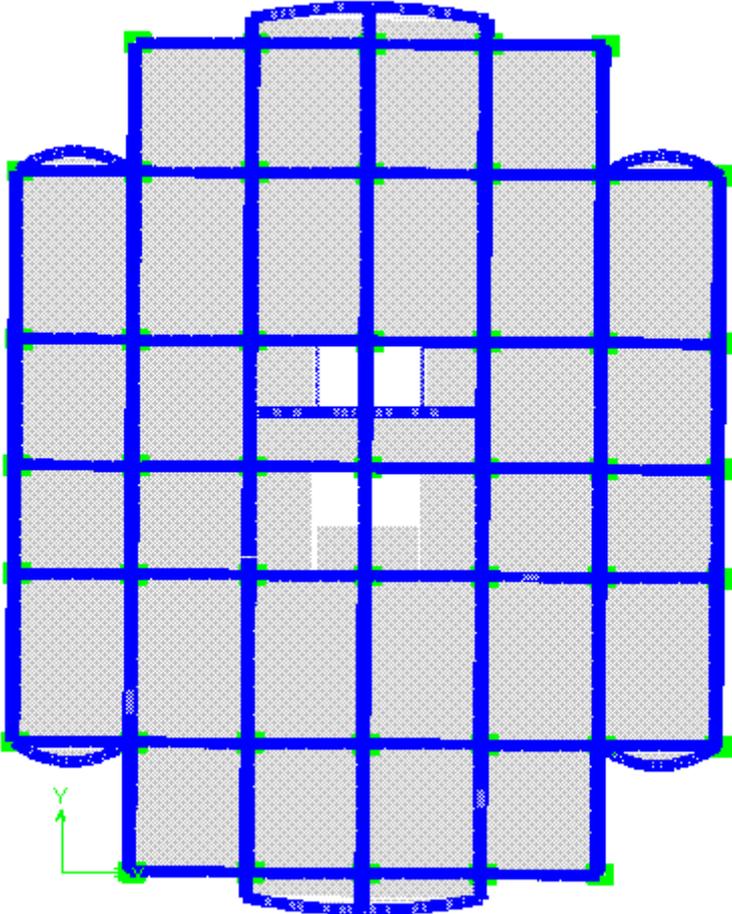


Figure IV.5 Vue en plan de 2^{ème} mode vibration

- Troisième mode de vibration (torsion par rapport à l'axe Z) $T = 0,696$ s

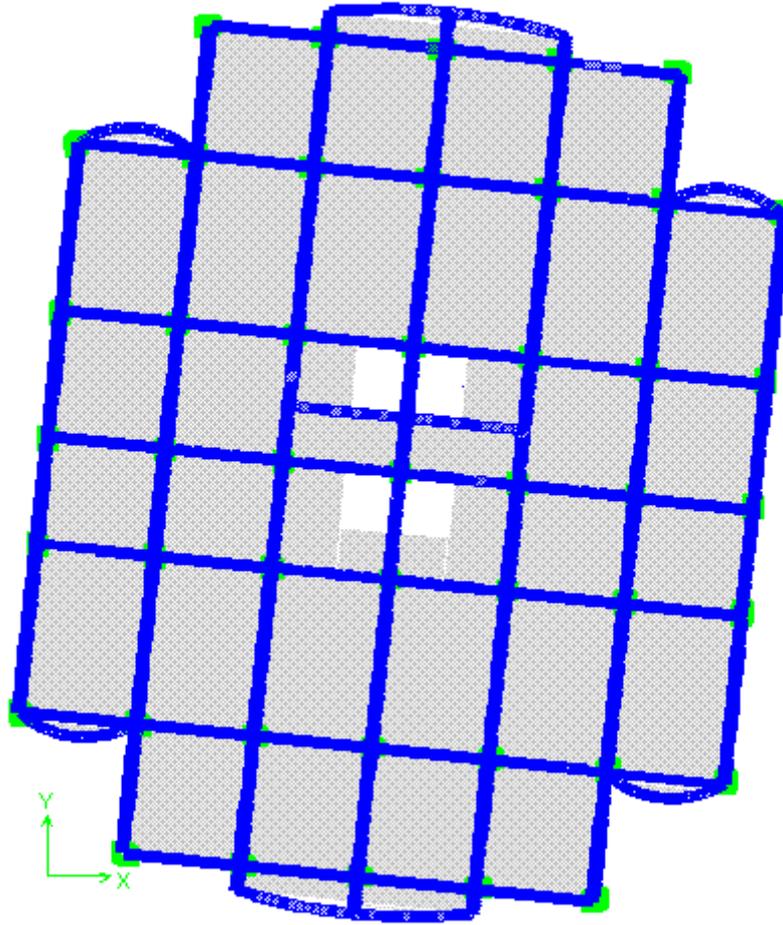


Figure IV.6 Vue en plan du 3^{ème} mode de vibration.

IV -5-1 Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99/Version2003 doit être supérieur à 90% de la masse total du bâtiment.

Tableau IV.3 Période de vibration et taux de participation massique

Mode	Period	Mode individuel (%)			Somme cumulée (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,852521896	6,09904E-05	68,05191803	0	6,09904E-05	68,05191803	0
2	0,832519472	68,32633972	6,81856E-05	0	68,32640076	68,05198669	0
3	0,696934164	0,134720296	2,30556E-06	0	68,46112061	68,05198669	0
4	0,212805241	0,000144741	17,88116837	0	68,46126556	85,93315125	0
5	0,203332096	17,52399063	0,000132304	0	85,98526001	85,93328857	0
6	0,160756528	0,052636668	4,05252E-08	0	86,0378952	85,93328857	0
7	0,107384108	1,78582E-05	2,978358269	0	86,03791046	88,91164398	0
8	0,10518492	1,289552212	2,74605E-06	0	87,32746124	88,91164398	0
9	0,091686212	1,64577E-05	3,441133738	0	87,3274765	92,3527832	0
10	0,089366056	5,178649902	2,25792E-06	0	92,5061264	92,3527832	0
11	0,07193207	0,001106872	4,59194E-09	0	92,50723267	92,3527832	0
12	0,061323125	1,27556E-05	2,772415638	0	92,50724792	95,12519836	0

IV-5-2 Justification de l'interaction « voiles-portique » :➤ **Sous charges verticales :**

Les voiles de contreventement doivent prendre au plus 20% des sollicitations dues aux charge verticales.

Tableau IV.4 Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Sous sol	123456.543	16785.094	88.03	11.97
RDC	112321.992	15593.844	87.8	12.2
1 ^{er} étage	100702.311	14654.204	87.29	12.71
2 ^{ème} étage	89497.484	13387.737	86.98	13.02
3 ^{ème} étage	77807.691	12638.966	86.02	13.98
4 ^{ème} étage	67612.501	11214.416	85.77	14.23
5 ^{ème} étage	56640.227	10213.438	84.72	15.28
6 ^{ème} étage	46964.287	8644.722	84.45	15.55
7 ^{ème} étage	36738.287	7367.564	83.29	16.71
8 ^{ème} étage	27565.654	5452.36	83.48	16.52
9 ^{ème} étage	18115.735	4073.865	81.64	18.36
10 ^{ème} étage	9419.882	2217.149	80.94	19.06
Buanderie	883.469	182.539	82.83	17.17

➤ **Sous charge horizontales :**

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Tableau IV.5 Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

Niveaux	x-x'				y-y'			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
Sous sol	2131.880	1615.702	56.89	43.11	1782.879	1937.760	47.93	52.09
RDC	1046.203	2040.315	33.90	66.1	744.648	977.534	43.24	56.76
1 ^{er} étage	1051.574	2515.660	29.48	70.52	1470.338	3060.988	32.45	67.55
2 ^{ème} étage	968.471	2761.500	25.97	74.03	1148.860	3139.256	26.80	73.20
3 ^{ème} étage	886.584	2722.650	24.57	75.43	1074.908	2959.752	26.65	73.35
4 ^{ème} étage	939.868	2576.590	26.73	73.27	1149.187	2596.657	30.68	69.32
5 ^{ème} étage	819.609	2421.524	25.29	74.71	1038.960	2371.608	30.47	69.53
6 ^{ème} étage	858.519	2145.114	29.59	71.41	1092.452	1981.976	33.54	64.46
7 ^{ème} étage	711.598	1894.665	27.31	72.69	935.265	1761.133	34.69	65.31
8 ^{ème} étage	743.855	1536.085	32.63	67.37	972.310	1316.59	42.48	57.52
9 ^{ème} étage	561.958	1219.350	31.55	68.45	748.627	1050.739	41.61	58.39
10 ^{ème} étage	725.675	793.951	47.76	52.24	1001.335	803.121	55.50	44.50
buanderie	146.870	50.830	74.29	25.71	172.920	0.5	99.72	0.28

IV-5-3 Vérification de la résultante des forces sismique :

Selon le RPA99/Version2003 la résultante des forces sismique à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente $V_{sta} \Rightarrow \frac{V_{dyn}}{V_{sta}}$ [3]

Tableau IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultantes des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{sta} (KN)	V_{dyn}/V_{sta}	Remarques
Ses x-x'	5151.589	3205.601	1.6	Vérifier
Sens y-y'	4121.632	3495.013	1.17	Vérifier

IV-5-4 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99/Version2003 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{tel que :}$$

N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.7 Vérification de l'effort normal réduit.

Etages	Section (cm^2)	N_u (KN)	V (KN)	Remarque
Sous sol	80*80	4853.262	0.3	Vérifiée
RDC	80*80	4615.115	0.28	Vérifiée
1 ^{er} Etage	75*75	4271.094	0.3	Vérifiée
2 ^{ème} Etage	75*75	3805.085	0.27	Vérifiée
3 ^{er} Etage	70*70	3312.07	0.27	Vérifiée
4 ^{ème} Etage	70*70	2826.70	0.23	Vérifiée
5 ^{er} Etage	65*65	2357.146	0.22	Vérifiée
6 ^{ème} Etage	65*65	1909.48	0.18	Vérifiée
7 ^{ème} Etage	60*60	1525.296	0.16	Vérifiée
8 ^{ème} Etage	60*60	1164.105	0.12	Vérifiée
9 ^{er} Etage	55*55	807.290	0.10	Vérifiée
10 ^{ème} Etage	55*55	461.404	0.06	Vérifiée
buanderie	50*50	163.287	0.02	Vérifiée

IV-5-5 Vérification vis-à-vis des déplacements : [3]

D'après le RPA99/Version il faut vérifier $\Delta_k < 1\% \times h_k$, tel que :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

avec :

Δ_k : Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de la torsion).

R : Coefficient de comportent (R=5).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.8 Vérification des déplacements.

Planches	Sens x-x'						Sens y-y'					
	δ_{ek} (cm)	δ_{k-1} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$1\% \times h_k$ (cm)	$\Delta_k < 1\% \times h_k$ Observation	δ_{ek} (cm)	δ_{k-1} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$\Delta_k < 1\% \times h_k$ Observation	
Buanderie	1.88	8.7	9.4	0.7	3.06	vérifier	1.93	9	9.65	0.65	vérifier	
Etage 10	1.74	7.85	8.7	0.85	3.15	Vérifier	1.80	8.1	9	0.9	Vérifier	
Etage 9	1.57	6.95	7.85	0.9	3.15	Vérifier	1.62	7.15	8.1	0.95	Vérifier	
Etage 8	1.39	6	6.95	0.95	3.15	Vérifier	1.43	6.2	7.15	0.95	Vérifier	
Etage 7	1.20	5.05	6	0.95	3.15	Vérifier	1.24	5.2	6.2	1	Vérifier	
Etage 6	1.01	4.1	5.05	0.95	3.15	Vérifier	1.04	4.2	5.2	1	Vérifier	
Etage 5	0.82	3.15	4.1	0.95	3.15	Vérifier	0.84	3.25	4.2	0.95	Vérifier	
Etage 4	0.63	2.3	3.15	0.85	3.15	Vérifier	0.65	2.35	3.25	0.9	Vérifier	
Etage 3	0.46	1.5	2.3	0.8	3.15	Vérifier	0.47	1.5	2.35	0.85	Vérifier	
Etage 2	0.30	0.8	1.5	0.7	3.15	Vérifier	0.30	0.8	1.5	0.7	Vérifier	
Etage 1	0.16	0.25	0.8	0.55	3.15	Vérifier	0.16	0.25	0.8	0.55	Vérifier	
RDC	0.05	0	0.25	0.25	3.15	Vérifier	0.05	0	0.25	0.25	Vérifier	
SOUS sol	0	0	0	0	3.15	Vérifier	0	0	0	0	Vérifier	

IV-5-6 Justification vis-à-vis de l'effort P- Δ :

L'effet P- Δ ou effet du 2^o ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 \quad [3]$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » tel que $P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur d'étage « k ».

Si $0.1 < \theta_k < 0.2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

Si $\theta_k < 0.2$ la structure est partiellement instable, elle doit être redimensionnée

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

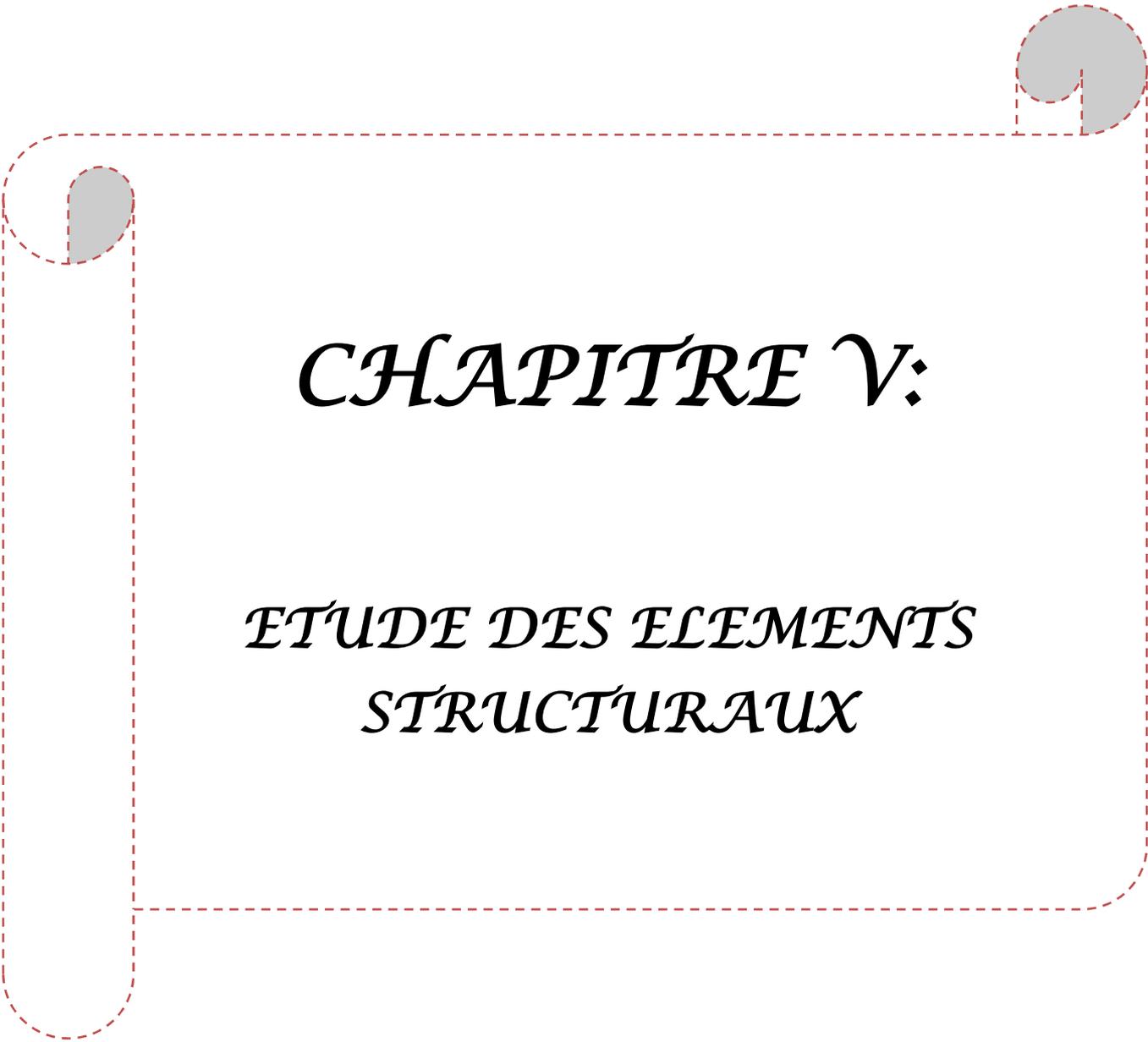
Tableau IV.9 Justification vis-à-vis de l'effort P

Planches	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
Buanderie	3.06	783.875	0.7	121.91184	0.01	0.65	166.957977	0.009
Etage 10	3.15	9236.304	0.85	1039.3181	0.02	0.9	1039.99084	0.02
Etage 9	3.15	17557.30	0.9	1806.8399	0.02	0.95	1789.59277	0.02
Etage 8	3.15	26082.062	0.95	2377.3845	0.03	0.95	2352.89746	0.03
Etage 7	3.15	34606.824	0.95	2842.4479	0.03	1	2821.52148	0.03
Etage 6	3.15	43353.070	0.95	3259.6274	0.04	1	3217.82251	0.04
Etage 5	3.15	52099.316	0.95	3634.7436	0.04	0.95	3571.48754	0.04
Etage 4	3.15	61084.765	0.85	3962.3693	0.04	0.9	3907.47851	0.04
Etage 3	3.15	70070.218	0.8	4255.6728	0.04	0.85	4206.13232	0.05
Etage 2	3.15	79312.585	0.7	4517.7744	0.03	0.75	4457.95898	0.04
Etage 1	3.15	88882.976	0.55	4720.3964	0.03	0.55	4664.91699	0.03
RDC	3.15	99061.773	0.25	4812.4047	0.01	0.25	4764.58398	0.01
SOUS SOL	3.15	107608.28	0	5326.3759	0	0	3792.18603	0

On remarque que les valeur de θ_k inférieur à 0,1 donc l' effet **P- Δ** n' pas d' influence sur la structure.

IV-6 Conclusion:

L'ingénieur en génie civil doit faire attention, lors de l'étude des structures soumises aux effets de l'action sismique, car les irrégularités de la structure influence considérablement sur le comportement dynamique de cette dernière. Mais une disposition fiable des voiles de contreventement, ainsi que leur bon dimensionnement peuvent agir d'une manière efficace sur le comportement de la structure vis-à-vis au séisme.



CHAPITRE V:

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1.INTRODUCTION

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

V.2.ETUDE DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissants en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferraillements se font à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- 1) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+E$ [3]
- 4) $G+Q-E$
- 5) $0.8G+E$
- 6) $0.8G-E$

Pour notre structure, nous avons 8 types de poteaux à étudier :

Tableau. V.1. Sections finales des poteaux

Etage	RDC,sous sol	1 ^{er} , 2 ^{ème} étages	3 ^{ème} , 4 ^{ème} étages	5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	7 ^{ème} , 8 ^{ème} étages	9 ^{ème} 10 ^{ème} étages	Buanderie
Section (cm ²)	(80×80)	(75×75)	(70×70)	(65×65)	(60×60)	(55×55)	(50×50)

V.2.1.Recommandations du RPA99

a) Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone (**IIa**)
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % de la section du poteau en zone courante.
 - 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm

- La longueur minimale des recouvrements est $l_r = 40\phi$ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.I :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

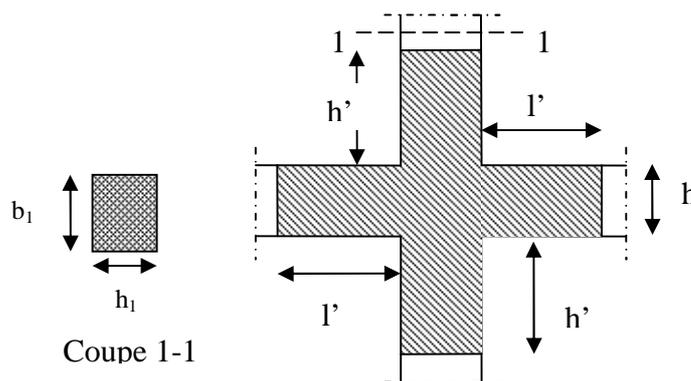


Figure V.1.Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2.Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Sous sol, RDC	80×80	51.2	256	384
1 ^{ere} , 2 ^{eme} étage	75×75	45	225	337.5
3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	70×70	39.2	196	294
5 ^{eme} , 6 ^{eme} étages	65×65	33.8	169	253.5
7 ^{eme} , 8 ^{eme} étages	60×60	28.8	144	216
9 ^{eme} , 10 ^{eme} étages	55×55	24.2	121	181.5
Buanderie	50× 50	20	100	150

b) Armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad [3]$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

- $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$.

- $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$; (λ_g élancement géométrique).

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

- $A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la

direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2.Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel étapes qui a été utilisé dans l'étude dynamique .

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3. Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
Sous sol ,RDC	-4853.262	14.362	311.440	-1031.524	1897.204	53.97
1 ^{ere} ,2 ^{eme} étage	-4271.094	151.621	127.355	-1837.097	1645.257	30.724
3 ^{eme} ,4 ^{eme} étages	-3312.07	100.276	145.609	-1417.307	898.803	33.313
5 ^{eme} ,6 ^{eme} étages	-2357.146	79.907	153.772	-1012.387	382.259	25.375
7 ^{eme} ,8 ^{eme} étages	-1525.296	38.746	152.206	-543.690	113.398	17.119
9 ^{eme} ,10 ^{eme} étages	-807.290	31.196	149.147	-252.327	48.914	9.889
Buanderie	-163.287	24.727	80.771	-86.145	11.935	31.915

V.2.3.Ferraillage des poteaux :

a) Armatures longitudinales

Le calcul du ferraillage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

Soit le calculer d' un poteau le plus sollicité :

$$- N_{max} = 4853.262 \text{ KN} \quad \rightarrow M_{cor} = 14.362 \text{ KN.m (ELU)}$$

a/ Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$$d = 0.775\text{m}; \quad d_0 = 0.025\text{m}$$

$$N = 4853.262 \text{ KN (de compression)}$$

$$M = 14.362\text{KN.m} \quad \Rightarrow e_G = M/N = 0.0029\text{m}$$

$e_G < h/2 = 0.8/2 = 0.40 \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures A,A').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d - d_0) - M_A \geq (0.337h - 0.81d_0)b.h.f_{bu} \quad (I)$$

$$M_A = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 14.362 + 4853.262 \times \left(0.775 - \frac{0.8}{2}\right)$$

$$\Rightarrow M_A = 1834.17 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Leftrightarrow 4853.26 \times 10^{-3} \times (0.775 - 0.025) - 1834.17 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 0.8 - 0.81 \times 0.025) \times 0.8^2 \times 14.2$$

$$(I) \Leftrightarrow 1.8 \geq 2.26 \text{ non vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{1834.17 \times 10^{-3}}{0.8 \times 0.775^2 \times 14.2} = 0.26 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.38$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.775(1 - 0.4 \times 0.38) = 0.551 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_A}{z \times f_{st}} = \frac{1834.17 \times 10^{-3}}{0.551 \times 348} = 95.65 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -81.7 \text{ cm}^2 < 0 \quad A = 0 \text{ cm}^2.$$

❖ Le tableau résume le calcul des armatures pour les poteaux des différents niveaux :

Tableau. V.4.Les Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	A _{sup} cm ²	A _{inf} cm ²	A _{RPA} cm ²	A _{adop} cm ²	Barres
Sous sol + RDC	80×80	-4853.26	14.362	0,00	0,00	51.2	52.78	4T25+8T20+4T16
		1897.204	53.97	25.2	29.34			
		-1031.52	311.44	0,00	0,00			
1 ^{ere} , 2 ^{eme} étage	75×75	-4271.09	151.621	0,00	0,00	45	45.71	12T20+4T16
		1645.257	30.724	22.39	24.91			
		-1837.09	127.355	0,00	0,00			
3 ^{eme} , 4 ^{eme} étages	70×70	-3312.07	100.276	0,00	0,00	39.2	41.19	8T20+8T16
		898.803	33.313	11.45	14.39			
		-1417.30	145.609	0,00	0,00			
5 ^{eme} , 6 ^{eme} étages	65×65	-2357.14	79.907	0,00	0,00	33.8	36.67	4T20+12T16
		382.259	25.375	4.28	6.71			
		-1012.38	153.772	0,00	0,00			
7 ^{eme} , 8 ^{eme} étages	60×60	-1525.29	38.746	0,00	0,00	28.8	30.26	12T16+4T14
		113.398	17.119	0.74	2.52			
		-543.69	152.206	0,00	0,39			
9 ^{eme} , 10 ^{eme} étages	55×55	-807.290	31.196	0,00	0,00	24.2	26.5	4T16 +12T14
		48.914	9.889	0,13	1.27			
		-252.32	149.147	0,00	5.03			
Buanderie	50×50	-163.287	24.727	0,00	0,00	20	20.34	4T16+8T14
		11.935	31.915	0,00	2,13			
		-86.145	80.771	0.00	3.79			

b-Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA/Version2003

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

$$N_u = 0.83 \times \left(\frac{0,60 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 52,78 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) = 10745,957 \text{ KN}$$

On a $N_{max} = 4853,262 \text{ KN} < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

❖ **Vérification au flambement des poteaux des différents étages :**

Tableau V.6. Justification de l'effort normal ultime.

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (cm)	i (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u (KN)	N_{max} (KN)
Sous sol, RDC	80x80	3.15	220.5	0.23	9.58	0,83	52.78	0,60	10745.957	4853.262
1 ^{er} , 2 ^{ème}	75x75	3.15	220.5	0.21	10.5	0,83	45.71	0,53	9465.924	4271.094
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	70x70	3.15	220.5	0,20	11.02	0,83	41.19	0,46	8259.507	3312.07
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	65x65	3.15	220.5	0,18	12.25	0,82	36.67	0,39	6968.114	2357.146
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	60x60	3.15	220.5	0,17	12.97	0,82	30.26	0,33	5874.178	1525.296
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	55x55	3.15	220.5	0,15	14.70	0,82	26.5	0,28	5007.677	807.290
Buanderie	50x50	3.15	220.5	0,14	15.75	0,81	20.34	0,23	4023.057	163.287

Du tableau ci-dessus on constate que $N_{max} < N_u$. (vérifiée).

b) Vérification des contraintes :

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme su

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$\text{ et } v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Nous allons résumer tous les résultats dans le tableau suivant :

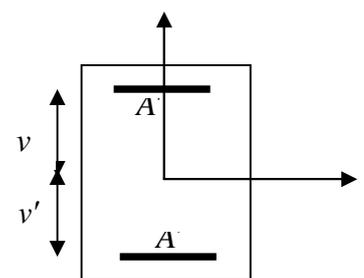


Figure V.2. Section d'un poteau

Tableau V.7.Vérifications les contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveaux	Sous sol + RDC	Etage1,2	Etage3,4	Etage5, 6	Etage7,8	Etage 9,10	Buanderie
Section(cm ²)	80x80	75x75	70x70	65x65	60x60	55x55	50x50
d(cm)	72	67.5	63	58.5	54	49.5	45
A'(cm ²)	25.2	22.39	11.45	4.28	0.74	0.13	0
A(cm ²)	29.34	24.91	14.39	6.71	2.52	1.27	3.79
V (cm)	40.27	37.65	35.23	32.71	30.17	27.62	25.44
V'(cm)	39.73	37.35	34.77	32.29	29.83	27.38	24.56
I _{gg} (m ⁴)	0.042	0.032	0.023	0.015	0.011	0.007	0.005
N _{ser} (MN)	3.105	2.688	2.232	1.665	0.576	0.258	0.107
M _{ser} (MN.m)	0.084	0.058	0.048	0.038	0.041	0.044	0.028
σ _{bc} (MPa)	8.6	8.5	8.4	7.6	3.1	2.9	3
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15
Obs	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c) Vérification aux sollicitations tangentielles :

$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$ Telle que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad [3]$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Tableau V.8.Vérifications les contraintes tangentielles.

Niveau	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ _{adm} (MPa)
Sous sol,RDC	80x80	220.5	2.75	0.04	72	290.562	0.50	1
1 ^{er} ,2 ^{ème}	75x75	220.5	2.94	0.04	67.5	129.99	0.25	1
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	70x70	220.5	3.15	0.04	63	102.32	0.23	1
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	65x65	220.5	3.39	0.04	58.5	99.91	0.26	1
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	60x60	220.5	3.67	0.04	54	100.412	0.3	1
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	55x55	220.5	4	0.04	49.5	102.89	0.37	1
Buanderie	50x50	220.5	4.41	0.04	45	38.47	17	1

V.2.5. Plan de ferrailage des poteaux

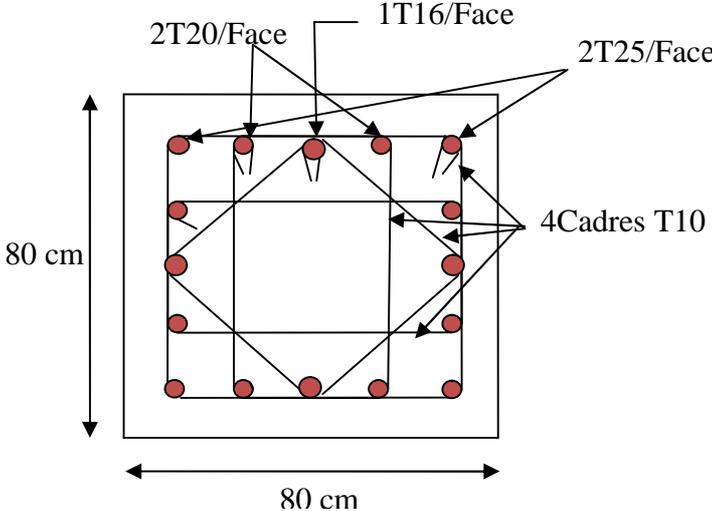


Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux RDC, sous sol

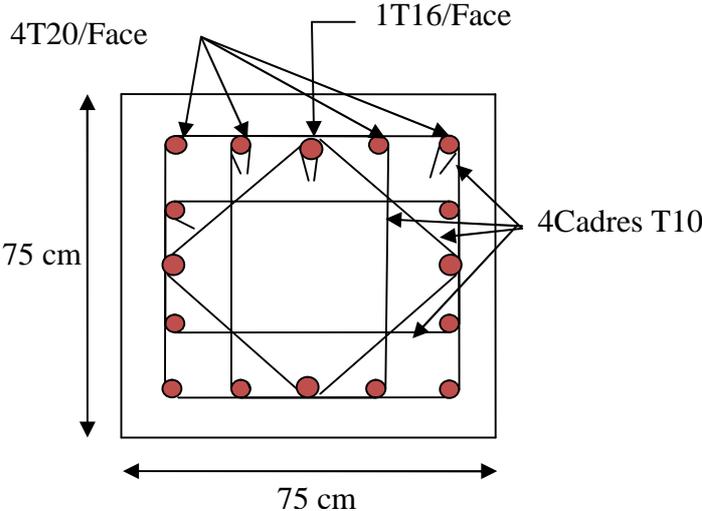


Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux 1^{er}, 2^{ème} étage

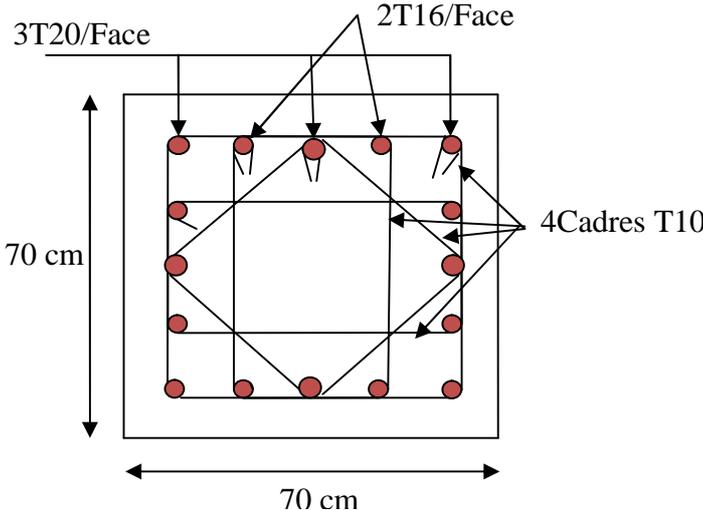


Figure V.6. Schéma de ferrailage des poteaux de 3^{ème}, 4^{ème} étage

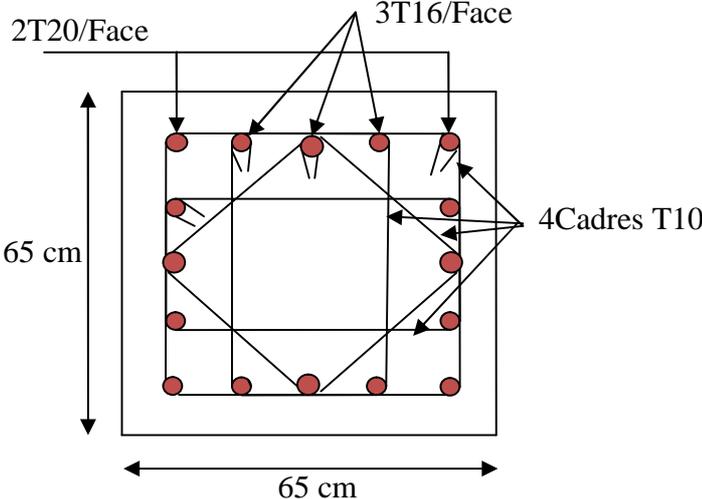


Figure V.7. Schéma de ferrailage des poteaux de 5^{ème}, 6^{ème} étage

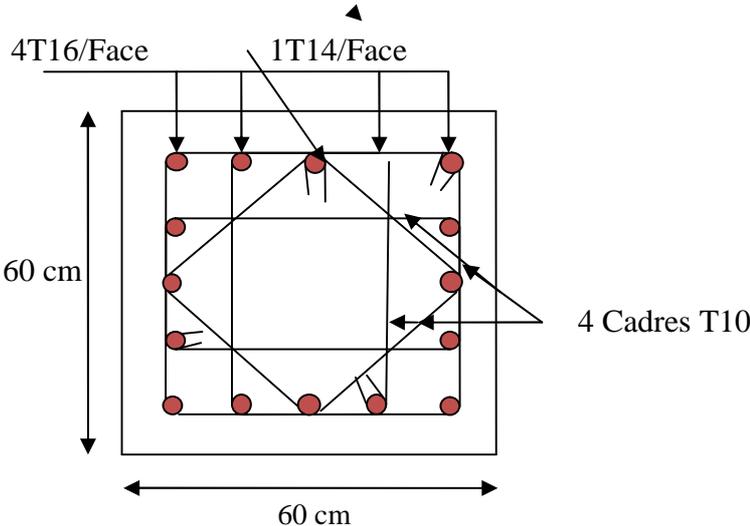


Figure V.8.Schéma de ferrailage des poteaux de 7^{ème} , 8^{ème} étage

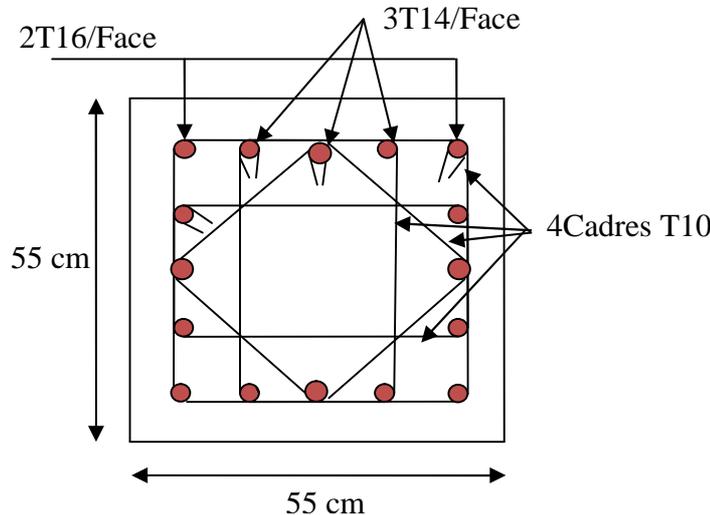


Figure V.9. Schéma de ferrailage des poteaux de 9^{ème} , 10^{ème} étage

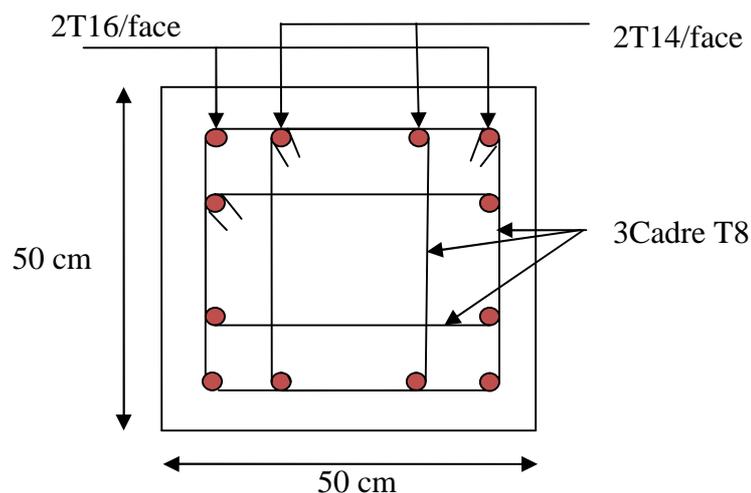


Figure V.10.Schéma de ferrailage des poteaux de Buanderie

V.3.ETUDE DES POUTRES

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage, Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le *RPA99/version 2003* et celles données par le *BAEL91*.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000/V14.0, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99/version 2003* suivantes :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q + E$$

[3]

$$0.8 \times G + E$$

$$0.8 \times G - E$$

Pour notre projet on deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (30×40),
- poutres secondaires (30×30)

V.3.1. Recommandation du RPA99

- **Les armatures longitudinales**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40ϕ En zone IIa.
 avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.8, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

- **Les armatures transversales**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right)$$

$$\text{En dehors de la zone nodale : } S \leq \frac{h}{2} \quad \text{Avec : } h : \text{ La hauteur de la poutre}$$

- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.3.2.Ferraillage des poutres

Le ferraillage adopté doit respecter les exigences du RPA.

a) Armatures longitudinales

Le ferraillage des poutres est déduit de la modélisation du ETAPS 2000/V14.0. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (Amin) du RPA.

V.3.3.Les sollicitation

Les sollicitations des poutres principales et secondaires sont données dans le tableau ci-dessous:

Tableau .V.9.Sollicitation des poutres principale et secondaire.

Niveau	Poutre principale (30*40)			Poutre secondaire (30*30)		
	M_t KN.m	M_a KN.m	V KN	M_t KN.m	M_a KN.m	V KN
S0US SOL	20.48	14.90	39.39	17.21	12.60	33.05
RDC	17.23	12.57	38.53	15.90	11.66	34.81
étage1	17.14	12.52	38.67	21.41	15.70	40.97
étage2	36.53	12.46	80.16	26.55	19.47	46.28
Etage3	37.79	27.60	79.43	31.23	22.90	51.46
Etage4	37.07	27.077	78.23	35.19	25.81	55.53
Etage5	38.26	27.94	77.56	39.07	28.37	59.42
Etage6	37.61	27.46	76.53	43.92	31.59	62.26
Etage7	41.09	30.67	76.05	48.011	35.04	64.77
Etage8	44.82	32.80	75.26	51.36	37.49	66
étage9	49.04	35.89	75.23	54.89	40.07	68.65
Etage10	48.30	35.3	74.52	54.89	40.09	64.18
Buanderie	30.18	22.2	22.77	24.87	18.14	26.46

Tableau. V.10.Ferraillages des poutres principales et secondaire.

Niveaux	Type de poutre	Section (cm)	Localisation	A _{SAP} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{réalisé} (cm ²)
SOUS SOL RDC+1 ^{ère} étage	Poutre principale	30x40	Appui	1.15	6	6T12=6.78
			Travée	1.59		6T12=6.78
	Poutre secondaire	30x30	Appui	1.68	4.5	5T12=5.65
			Travée	2.31		5T12=5.65
Du 2 ^{ère} , au 6 ^{ème} étage	Poutre principale	30x40	Appui	2.19	6	6T12=6.78
			Travée	3.03		6T12=6.78
	Poutre secondaire	30x30	Appui	3.48	4.5	5T12=5.65
			Travée	4.95		5T12=5.65
Du 7 ^{ère} , au 10 ^{ème} étage	Poutre principale	30x40	Appui	2.83	6	6T12=6.78
			Travée	3.86		6T12=6.78
	Poutre secondaire	30x30	Appui	4.48	4.5	6T12=6.78
			Travée	6.33		
buanderie	Poutre principale	30x40	Appui	1.73	6	6T12=6.78
			Travée	2.37		6T12=6.78
	Poutre secondaire	30x30	Appui	1.95	4.5	5T12=5.65
			Travée	2.70		5T12=5.65

Avec : ARPA

$$A_{min} = 0.5\% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \text{ en toute section pour les poutres principales}$$

Avec : ARPA

$$A_{min} = 0.5\% \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2 \text{ en toute section pour les poutres secondaire}$$

b) Armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad [1]$$

▪ **Poutres principales** $\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2, 1.14, 3)$

$$\phi_i \leq 1,2 \text{ cm}$$

Donc on prend $\phi_i = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

- **Poutres secondaires** $\phi \leq \min\left(1.2; \frac{30}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 0.85; 3)$

$$\phi_t \leq 1.2 \text{ cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

❖ Calcul des espacements des armatures transversales [3]

Selon le RPA99/version 2003 :

- Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right)$,

Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(10 \text{ cm}; 14.4 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(10 \text{ cm}; 14.4 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

- Poutres principales

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.3. Vérifications

A ELU

1) Condition de non fragilité

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.01 \text{ cm}^2 \leq A = 2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \mathbf{1.37 \text{ cm}^2} \leq A = 2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

2) Contrainte tangentielle maximale

$$\text{Vérification de l'effort tranchant : } \tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} \quad \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

Tableau. V.11.Vérification de l'effort tranchant

Poutres	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	80.16	0.95	Vérifiée
Poutres secondaires	68.65	0,82	Vérifiée

➤ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

Notre vérification consiste au cas le plus défavorable

▪ **Poutres principales :**

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [80.16 - \frac{35.89}{0.9 \times 0.38}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -0.71 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 80.16 \times 10^{-3}}{400} = 2.30 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [68.65 - \frac{40.09}{0.9 \times 0.28}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -2.6 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire.

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 68.65 \times 10^{-3}}{400} = 1.97 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A) À l'ELS

1) L'Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

2) État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12.Vérification de la contrainte limite de béton

poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I*10 ⁻⁴ (m ⁴)	Y (m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Poutres principales	Appui	40.09	8.5532	0.130	6.10	15
	Travée	40.09	8.5532	0.130	0.130	15
Poutres secondaires	Appui	35.89	3.4036	0.095	10.083	15
	Travée	35.89	3.4036	0.095	10.083	15

1) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) [1]

D’après le BAEL91, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

➤ **Poutres principales**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{550} = 0,072 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.072 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{40.09}{10 \times 25.59} = 0.15 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.78 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0.38} = 0.0059 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n’est pas nécessaire.

➤ **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{430} = 0.069 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.093 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{35.89}{10 \times 25.59} = 0.14 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6,78 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.38} = 0.0061 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{Condition vérifiée}$$

la condition $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$ n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

	Mj (KN.m)	MQ (KN.m)	Mp (KN.m)	Δf_t (mm)	Fadm (mm)	Obs
PP	18.59	27.74	36.20	6.39	10.2	vérifiée
PS	7.69	12.08	16.13	3.07	7.2	vérifiée

B) Vérification des zones nodale

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99/Version2003 exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

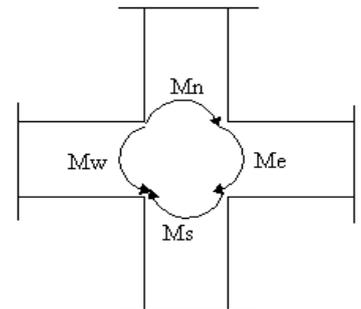


Figure V.12. La zone nodale

C) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0.85 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Tableau V.13.Moment résistant dans les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Z(cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
SOUS SOL RDS	80×80	68	52.78	1248.98
1^{ère},2^{ème} étages	75×75	63.75	45.79	1015.85
3^{ème},4^{ème} étages	70×70	59.5	41.19	852.88
5^{ème},6^{ème} étages	65×65	55.25	36.67	705.05
7^{ème},8^{ème} étages	60 ×60	51	30.26	537.05
9^{ème},10^{ème} étages	55×55	46.75	26.50	431.12
Buanderie	50×50	42.5	20.34	300.82

2) Détermination du moment résistant dans les poutres

Les résultats des moment résistant dans les poutre et les vérification a les zone nodale sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.14.Vérification des zones nodales

Niveau	Sens	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1.25 \times (M_w + M_e)$ (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	Observations	
SOUS SOL RDC	Sens yy	44.76	44.76	111.9	2264.83	Vérifiée	
	Sens xx	42.38	42.38	105.95	2264.83	Vérifiée	
1 ^{ère} , 2 ^{ème} étages	Sens yy	78.31	78.31	195.77	1868.73	Vérifiée	
	Sens xx	76.15	76.15	190.37	1868.73	Vérifiée	
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étages	Sens yy	78.31	78.31	195.77	1557.93	Vérifiée	
	Sens xx	76.15	76.15	190.37	1557.93	Vérifiée	
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	Sens yy	92.56	92.56	231.42	1242.1	Vérifiée	
	Sens xx	98.21	98.21	245.52	1242.1	Vérifiée	
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étages	Sens yy	89.18	89.18	222.95	968.17	Vérifiée	
	Sens xx	97.09	97.09	242.72	968.17	Vérifiée	
9 ^{ème} , 10 ^{ème} étages	Sens yy	79.03	79.03	79.03	197.57	731.94	Vérifiée
	Sens xx	91.23	91.23	91.23	228.07	731.94	Vérifiée
Buanderie	Sens yy	23.61	23.61	23.61	59.025	300.82	Vérifiée
	Sens xx	28.43	28.43	28.43	71.075	300.82	Vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.3.4.Schémas de ferrailage des poutres

Comme exemple de ferrailage, on va prendre la poutres principale et secondaire les plus défavorables.

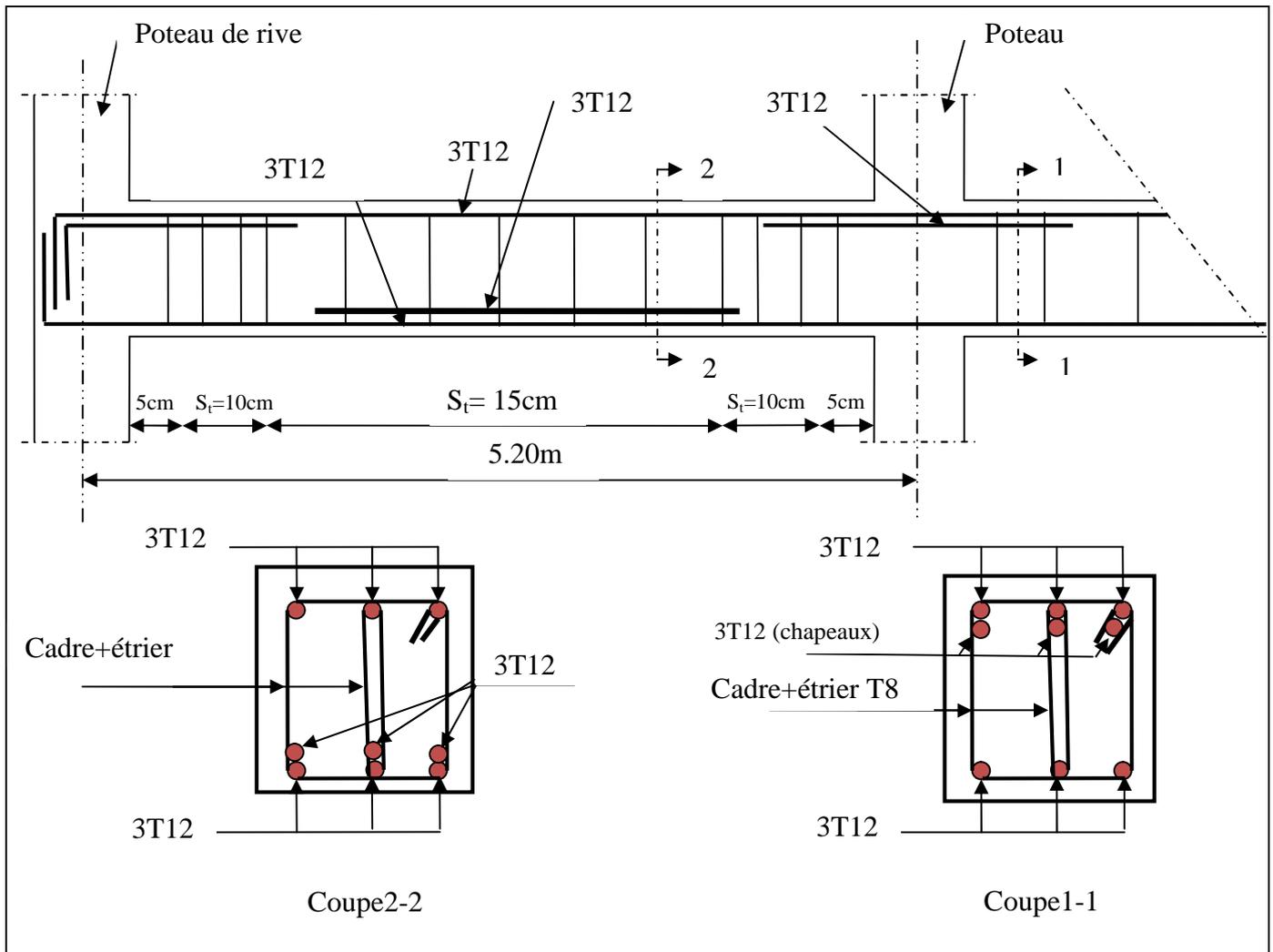


Figure V.13.Schéma de ferrailage de la poutre principale de RDC

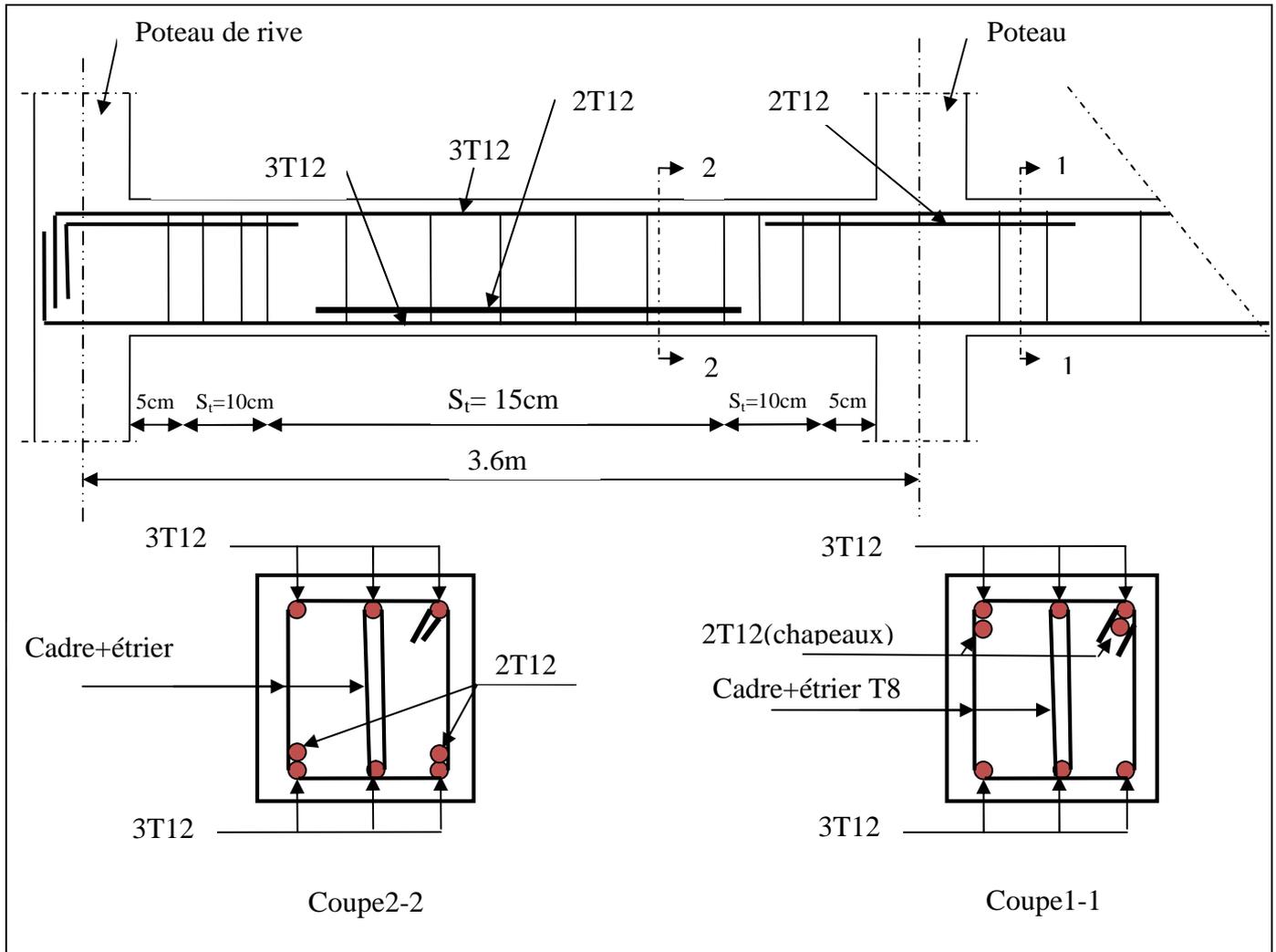


Figure V.14. Schéma de ferrailage de la poutres secondaire de RDC

V.4.ETUDE DES VOILES

Le RPA/99/version 2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

$$\text{Voiles élancés : } \frac{h}{l} > 1.5$$

$$\text{Voiles courts : } \frac{h}{l} < 1.5$$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.1. Recommandation du RPA

a) Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$
 - L_t : Longueur de la zone tendue.
 - e : épaisseur du voile.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

c) Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaire contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

d) Armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculé avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

e) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 $A_{\min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile
 $A_{\min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante
 $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).
- L'espacement : $s_t = \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliés avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposés vers l'extérieur.
- Longueurs de recouvrement :
 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.
 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.4.2. Le ferrailage

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{\max} \rightarrow N$ correspondant

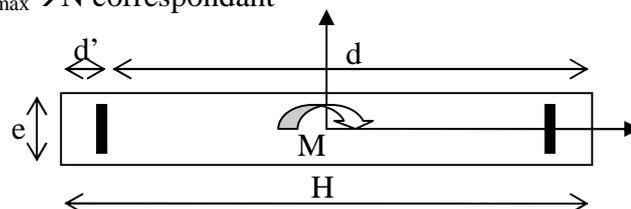


Figure. V.15 : Schéma d'un voile plein

V.4.3.Sollicitation dans les voiles

Tableau V.15.Sollicitations dans le voile $V_{Y2}+V_{Y4}$

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC+SOU S SOL	-2139.68	-88.72	-889.43	-2087.90	259.55	498.90	468.44
1 ^{ere} ,2 ^{eme} Etages	-2043.49	-1514.009	1514.00	-2043.49	291.42	1390.64	826.44
3 ^{ere} ,4 ^{eme} Etages	-1574.98	-1288.90	-1288.90	-1574.98	70.50	1200.95	775.02
5 ^{eme} ,6 ^{eme} étages	-1119.77	-935.51	-935.79	-1119.77	-93.05	851.79	610.12
8 ^{eme} ,7 ^{eme} Etages	714.93	625.48	-625.48	-714.93	-126.71	384.52	347.29
9 ^{eme} ,10 ^{eme} étages	-376.88	-330.16	-330.16	-376.88	-31.71	230.86	263.31

Tableau V.16.Sollicitations dans le voile $V_{y6}+V_{y5}$

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC+SO US SOL	-1248.70	87.78	300.66	-1550.70	-237.46	155.11	330.03
1 ^{ere} ,2 ^{eme} étages	-1734.05	48.710	-241.13	-1545.80	-185.16	-16.35	144.59
3 ^{ere} ,4 ^{eme} étages	-1715.42	-49.45	-420.04	-1077.67	-7.14	30.49	141.67
5 ^{eme} ,6 ^{eme} étages	-1072.36	57.65	275.12	-604.07	-283.005	157.42	152.05
8 ^{eme} ,7 ^{eme} étages	964.92	64.38	275.12	-604.07	-289.50	153.200	152.12
9 ^{eme} ,10 ^{eme} étages	-425.13	77.68	195.96	-214.21	-38.95	115.08	144 .06

Tableau V.17.Sollicitations dans le voile $V_{Y1}+V_{Y3}$

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC+SO US SOL	-2306.53	-109.41	-1331.16	-2275.75	407.84	802.23	468 .4
1 ^{ere} ,2 ^{eme} Etages	-2267.18	2084.92	-2084.92	-2267.18	410.49	1909.55	826.4
3 ^{ere} ,4 ^{eme} Etages	-1745.82	-1776.04	-1776.04	-1745.82	150.18	1659.81	775.08
5 ^{eme} ,6 ^{eme} étages	-1230.76	-1281.98	-1281.98	-1230.76	-47.62	1170.67	610.34
8 ^{eme} ,7 ^{eme} Etages	-773.77	847.22	-847.22	773.773	-123.04	500.48	447.53
9 ^{eme} ,10 ^{eme} étages	-401.56	-453.55	-453.55	-401.56	-37.10	263.81	263.26

Tableau V.18.Sollicitations dans le voile $V_{X1}+V_{X2}$

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC+SO US SOL	-1566.31	0.513	721.409	-988.44	-643.2	3.364	383
1 ^{ere} , 2 ^{eme} Etages	-1409.05	16.931	1282.055	-972.21	-561.58	19.349	404.93
3 ^{ere} , 4 ^{eme} Etages	-1227.08	78.835	979.416	-838.98	-470.55	51.596	373.37
5 ^{eme} , 6 ^{eme} étages	-365.7	61.907	112.054	-1001.01	-683.57	659.024	324.43
8 ^{eme} , 7 ^{eme} Etages	-725.88	126.073	417.826	-496.32	-240.82	68.28	222.35
9 ^{eme} , 10 ^{eme} étages	-393.94	139.574	310.278	-135.07	-89.53	83.867	173.22

Tableau V.19.Sollicitations dans le voile $V_{X3}+V_{X4}$

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC+SO US SOL	-1595.28	0.377	-1168.215	-1122.26	-1122.26	-1168.215	463.41
1 ^{ere} , 2 ^{eme} Etages	-1437.17	18.125	1378.334	-992.17	-575.56	19.882	443.18
3 ^{ere} , 4 ^{eme} Etages	-1253.6	79.922	1017.923	-857.31	-483.12	-49.581	388.36
5 ^{eme} , 6 ^{eme} étages	-1023.95	113.063	691.185	-699.38	-375.91	-58.805	309.22
8 ^{eme} , 7 ^{eme} Etages	-743.08	127.029	449.548	-508.11	-247.57	-64.407	234.85
9 ^{eme} , 10 ^{eme} étages	-403.21	140.295	322.561	-137.78	-91.72	-75.787	178.67

Tableau V.20.Sollicitations dans le voile $V_{X5+V_{X6}}$

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC+SO US SOL	-1642.31	1.51	-1062.70	-1289.16	-620.68	990.63	410.22
1 ^{ere} ,2 ^{eme} Etages	-1453.30	-82.46	1621.03	-1263.39	-554.09	1458.58	722 .5
3 ^{ere} ,4 ^{eme} Etages	-1243.27	-129.18	-1504.06	-1028.85	-519.48	1146.85	719.31
5 ^{eme} ,6 ^{eme} étages	-998.24	-164.45	-1195.96	786.41	-390.80	-783.80	639.36
8 ^{eme} ,7 ^{eme} Etages	-712.21	-194.01	-861.70	-593.54	-217.71	426.70	509.86
9 ^{eme} ,10 ^{eme} étages	-381.21	-224.42	-545.00	-339.70	-79.14	79.99	509.86

Tableau V.21.Sollicitations dans le voile V_{X7}

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC+SO US SOL	-2336.53	-2.37	-765.52	-1712.12	-944.36	-0.62	534.17
1 ^{ere} ,2 ^{eme} Etages	-2148.05	-2 .10	-1413.94	-1435.88	-323.25	0.27	446.99
3 ^{ere} ,4 ^{eme} Etages	-1734.91	-0.32	-737.43	-1272.08	-455.72	1.70	284.62
5 ^{eme} ,6 ^{eme} étages	-627.26	0.73	-460.29	-221.07	-125.88	1.43	239.39
8 ^{eme} ,7 ^{eme} Etages	-1447.67	0.34	-538	1039.61	-413.78	1.52	228.47
9 ^{eme} ,10 ^{eme} étages	-1047.051	0.39	-380.24	-551 .89	-344.35	1.25	173.16
11 ^{eme} étages	-182.53	9.13	309.24	-133.90	-89.34	7.39	55.33

Tableau V.22.Sollicitations dans le voile V_{X8}

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC+SO US SOL	-1504.47	-227.42	-227.42	-1504.77	574.80	213.86	162.14
1 ^{ere} ,2 ^{eme} Etages	-1359.25	-319.54	-287.76	-473.71	1359.25	319.54	170.59
3 ^{ere} ,4 ^{eme} Etages	-964.98	-324.79	-324.54	-964.98	209.23	270.92	188.39
5 ^{eme} ,6 ^{eme} étages	-641.13	-319.71	-319.71	-641.13	1.27	159.78	193.16
8 ^{eme} ,7 ^{eme} Etages	-419.07	-286.75	-286.75	-419.07	-1.278	159.78	181.64
9 ^{eme} ,10 ^{eme} étages	-260.54	-227.88	-227.88	-260.54	38.16	85.36	153.76

Tableau V.23.Sollicitations dans le voile V_{X9}

Niveau	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC+SO US SOL	-1505.56	-213.14	226.39	430.62	573.61	224.93	161.76
1 ^{ère} , 2 ^{ème} Etages	-1359.26	-282.11	319.64	336.71	472.83	314.13	170.47
3 ^{ère} , 4 ^{ème} Etages	-964.38	-261.53	324.95	91.84	208.55	315.44	188.58
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	-505.91	-208.33	-87.06	300.24	-7.68	286.21	193.62
8 ^{ème} , 7 ^{ème} Etages	-417.69	-181.98	288.43	-83.69	0.07	181.98	182.67
9 ^{ème} , 10 ^{ème} étages	-259.02	-109.63	230.65	-16.96	38.09	196.24	156.70

$$d = 0.9 h ; \quad d' = 0.1 h$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.23 \times d \times e \times f_{c28} / f_e$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.0015 \times h \times e$$

$$A = \max (A^{\text{cal}}, A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

- **Armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$K=0 \text{ (pas reprise de bétonnage) ; } \alpha = 90^\circ$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30\text{cm})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

[3]

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.0015 \times e \times St$$

- **La longueur de recouvrement :**

$$L_r = \begin{cases} 40\Phi & \dots\dots\dots\text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\Phi & L_r \dots\dots\text{zone comprime sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$$

- **Règles communes :**

$$\begin{cases} 0.15 \% & \dots\dots\text{voile complet.} \\ 0.10 \% & \dots\dots\text{zone courante.} \end{cases}$$

- **Diamètres des barres :**

$$\Phi < a/10 \dots\dots\text{zone courante.}$$

- **Espacement : des barres horizontales et verticales :**
$$\begin{cases} S_t(h) \leq 1.5 \times e \\ S_t(v) \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{v\min}^{BAEL}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v\min}^{RPA}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.

Nbre/face : nombre de barres adaptées par face.

S_t : Espacement.

A_H^{\min} /face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} /face : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire

A_H^{adap} /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.

$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$ A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

Tableau V.24. Résultats du ferrailage du voile Vy1

V _{Y1}		RDC + sou-sol	1ere+ 2eme étage	3eme + 4eme étage	5eme + 6eme étage	7eme + 8eme étage	9eme + 10eme étage	
	section (zone)							
caractéristiques géométriques	L(m)	3.9	3.9	3.9	3.9	3.9	3.9	
	B(m)	0.585	0.585	0.585	0.585	0.585	0.585	
	I(m ⁴)	0.741	0.74	0.74	0.74	0.74	0.74	
	e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	
	v=v'=L/2	1.95	1.95	1.95	1.95	1.95	1.95	
	M(KN.m)	1331.16	2084.92	1776.04	1281.98	847.22	453.55	
	N(KN)	2275.75	2267.18	1745.82	1230.76	773.773	401.56	
	□max(KN/m ²)	7390.92	9358.55	7655.02	5475.28	3550.75	1879.20	
	□min(KN/m ²)	389.42	-1607.50	-1686.41	-1267.55	-905.37	-506.34	
	Lc(m)	3.51	2.76	2.49	2.43	2.32	2.24	
	Lt(m)	0.20	0.57	0.70	0.73	0.79	0.83	
	□I(KN/m ²)	4248.86	4929.95	3882.52	2752.21	1751.16	915.81	
	Vu(KN)	468.43	826.4	775.08	610.34	447.53	263.26	
ferrailage	As	AVmin	8.775	8.775	8.775	8.775	8.775	8.775
		AvT min	0.58	1.71	2.11	2.19	2.37	2.48
		AvCmin	5.26	4.13	3.73	3.65	3.47	3.36
		A cal	0	0	0	0	0	0
		AVadoptée	25.99	25.99	25.99	25.99	25.99	25.99
		St(cm)	20	20	20	20	20	20
	choix des barres/nappes		23HA12	23HA12	23HA12	23HA12	23HA12	23HA12
	Armatures transversales	AH min	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39
		AHadoptée	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
		St(cm)	20	20	20	20	20	
Vérification des contraintes	cisaillement	□(b) Mpa	1.54	2.72	2.55	2.00	1.47	0.86
		□(u) Mpa	0.88	1.56	1.47	1.15	0.85	0.50
	ELS	□bc(Mpa)	0.99	0.33	0.22	0.22	0.21	0.20

Tableau V.25.Résultats du ferrailage du voile Vx7

Vx7		RDC +	1ere+	3eme +	5eme +	7eme +	9eme +	11	
section (zone)		sou-sol	2eme étage	4eme étage	6eme étage	8eme étage	10eme étage	étage	
caractéristiques géométriques	L(m)	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	
	B(m)	0.495	0.495	0.495	0.495	0.495	0.495	0.495	
	I(m ⁴)	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	
	e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	
	v=v'=L/2	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	
	M(KN.m)	765.52	1413.94	737.43	221.07	538	380.24	309.24	
	N(KN)	1712.12	1435.88	1272.08	460.29	1039.61	551.89	133.9	
	□max(KN/m ²)	6270.66	8094.30	5278.51	1741.89	4076.35	2511.59	1406.37	
	□min(KN/m ²)	647.00	-2292.77	-138.79	117.87	124.10	-281.73	-865.36	
	Lc(m)	2.68	1.84	3.13	2.88	3.11	2.63	0.79	
	Lt(m)	0.31	0.73	0.08	0.21	0.10	0.33	1.26	
	□I(KN/m ²)	2969.05	3136.84	2692.98	854.28	2071.59	1178.41	468.79	
Vu(KN)	534.17	446.99	284.62	239.39	228.47	173.16	55.33		
ferrailage	As	AVmin	7.42	7.42	7.42	7.42	7.42	7.42	
		AvT min	0.92	2.18	0.25	0.62	0.29	0.99	3.77
		AvCmin	4.02	2.76	4.69	4.32	4.65	3.95	1.17
		A cal	0	0	0	0	0	0	1.11
		A adoptée	22.60	22.60	22.60	22.60	22.60	22.60	22.60
		St(cm)	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5
	choix des barres/nappes		20HA12	20HA12	20HA12	20HA12	20HA12	20HA12	20HA12
Armatures transversales	AH min	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	
	AH adoptée	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	
	St(cm)	20	20	20	20	20	20	20	
Vérification des contraintes	cisaillement	□(b) Mpa	1.75	1.47	0.93	0.78	0.75	0.57	0.18
		□(u) Mpa	1.19	1.00	0.63	0.53	0.51	0.38	0.12
	ELS	□bc(Mpa)	0.007	0.004	0.002	0.001	0.001	0.007	0.029

On voit bien à travers ces deux tableau que les contraintes de cisaillement dans le béton sont vérifiées, donc pas de risque de cisaillement

V.4.4.Schéma de ferrailage :

On prend un exemple de ferrailage pour le voile Vy1de RDC

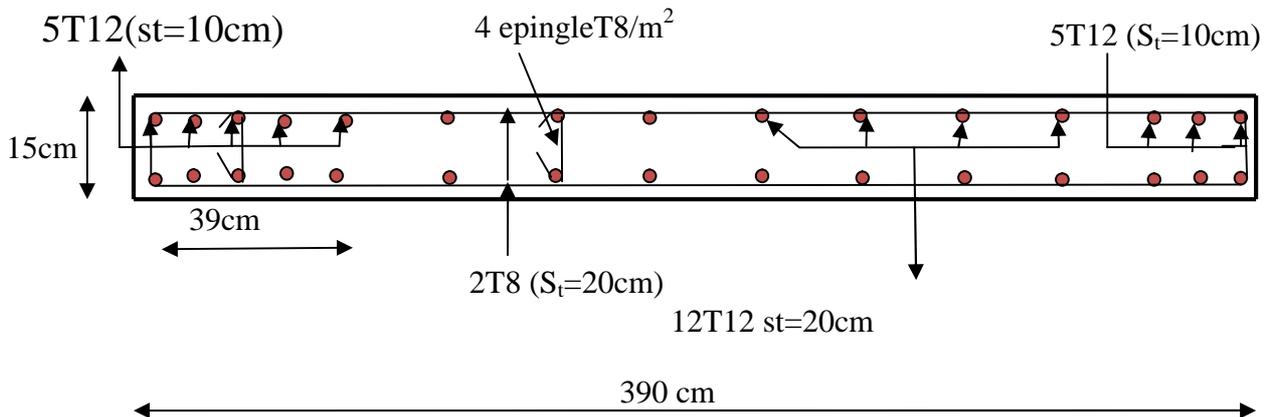


Fig. V.16 : Schéma de ferrailage du voile RDC

V. 5.CONCLUSION

Les éléments principaux constituent les éléments qui assurent le contreventement de la structure.

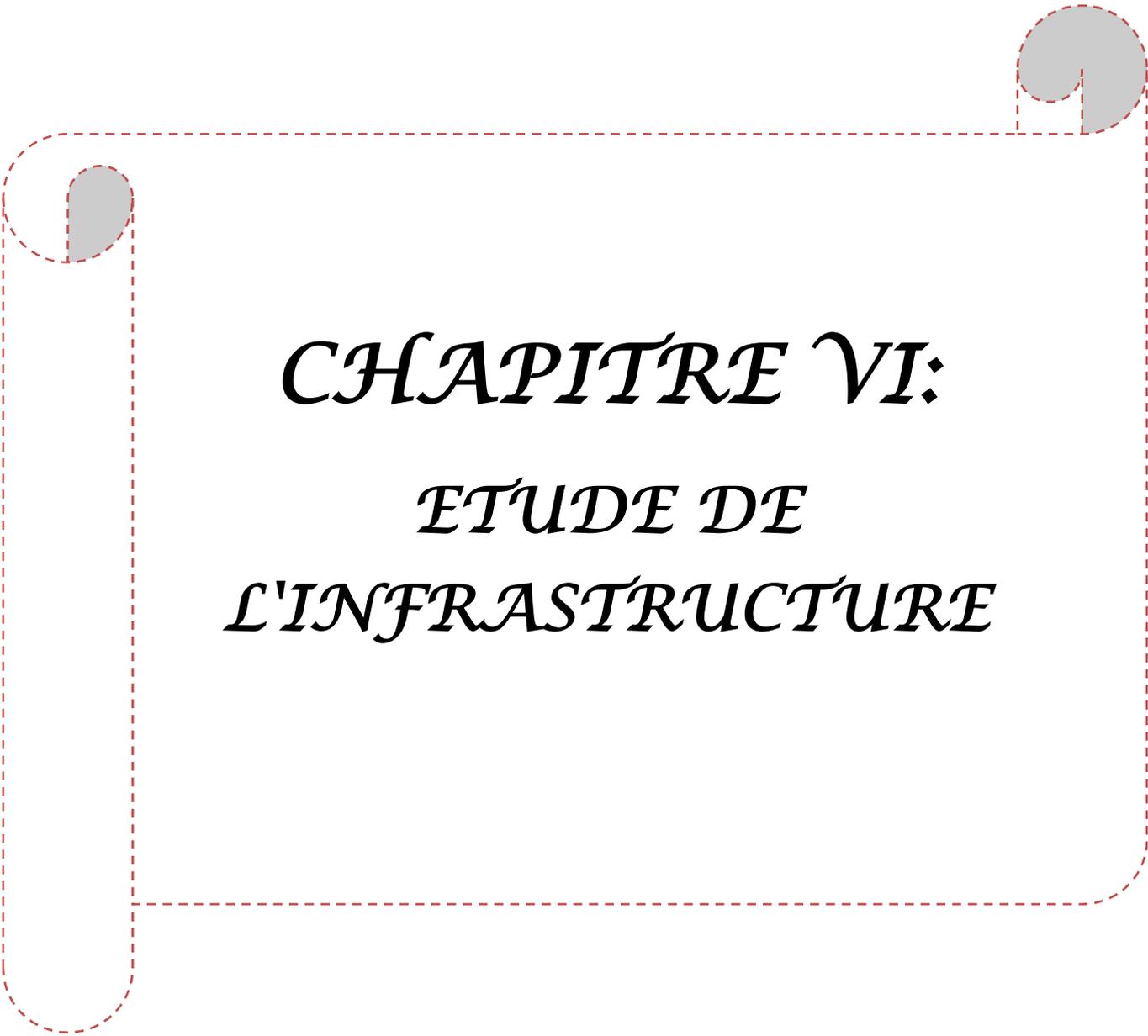
Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments principaux.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le ferrailage maximum obtenu par deux logiciels de calcul (ETAPS, Socotec) et celui donnée par le RPA. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisé. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Les poutres quand a elles ont été ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ETAPS.

Les voiles de contreventement on été calculé à la flexion composée grâce au deux logiciel (ETAPS et Socotec).

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.



CHAPITRE VI:
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

VI .1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, Dessemelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 2.5 bar à une profondeur de 4.30 m.

VI .3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1). $G \square Q \square \square E$
- 2). $0.8 \square G \square \square E$

VI .4. Etude des fondations :**VI.4.1. Le choix de fondation.****VI.4.1.1. Vérification des semelles isolées :**

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

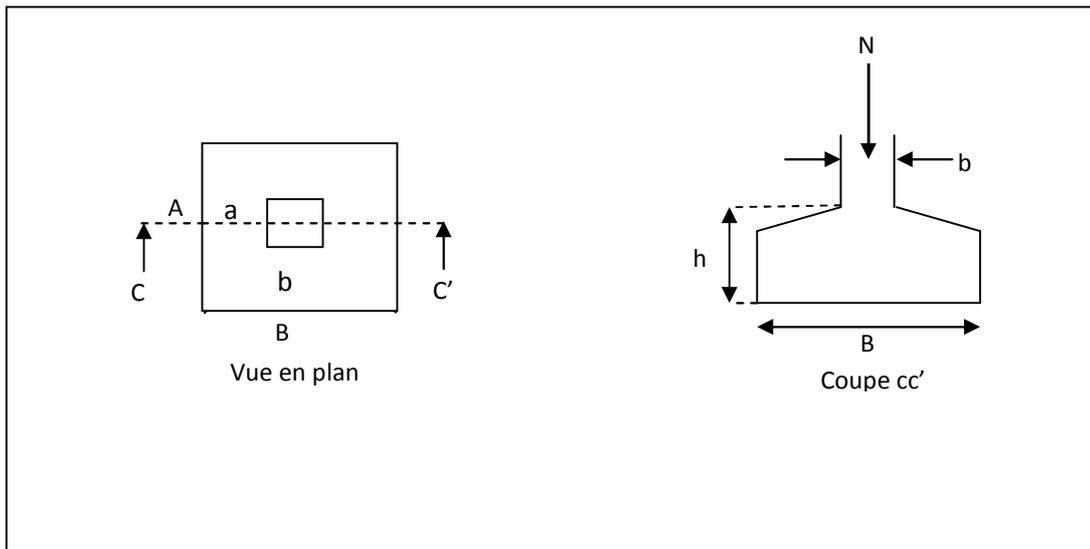


Figure VI.1. Vue d'une semelle isolée.

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots (*)$$

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ on remplace la valeur de

$$A \text{ dans } (*) \text{ et on trouve la valeur de } B : B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0,80}{0,80} \times \frac{3554,674}{250}} = 3,77m$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

IV.4.1.2.Vérification des semelles filantes :

Nous allons faire le calcul de la semelle sous voiles comme suit :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

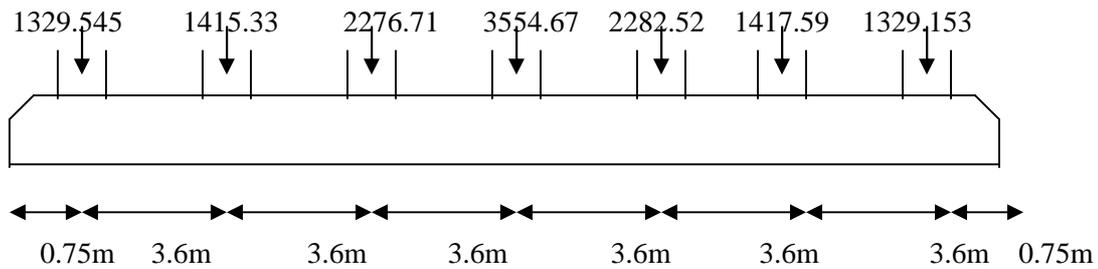


Figure. IV.2. Vue d'une semelle filante.

$$\text{doit vérifier : } \frac{N}{B \times L} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \overline{\sigma}_{sol}}$$

$$\text{Avec : } N = \sum N_i$$

N_i : Effort normal provenant du poteau (i).

$$\sum N_i = 13605.539 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{13605.539}{23.1 \times 250} = 2.35\text{m} \quad \text{on opte pour } B=2.35 \text{ m}$$

Nous constatons qu'il y a chevauchement entre les semelles et cela est dû à la distance qui existe entre les axes des deux portiques parallèles. Par conséquent, nous optons pour un radier général

VI.4.1.3. Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. La dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

A - Pré dimensionnement du radier :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de coffrage :**

h_t : Hauteur des nervures.

h_r : Hauteur de la dalle.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$(L_{max} = 5.20 - 0.80\text{m}) = 4.4 \text{ m}$$

$$h_r = \frac{L_{max}}{20} = \frac{440}{20} = 22 \text{ cm}$$

$$h_t = \frac{L_{max}}{10} = \frac{440}{10} = 44 \text{ cm}$$

- **La condition de raideur (rigidité) :**

Pour un radier rigide, il faut que : $L_{max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

l_e : Longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E: Module de Young. $E = 3,21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I: Moment d'inertie de la section de radier.

K : Coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0,5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc : $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$.

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[4]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0.70 \text{ m.}$$

Donc : $h_t \geq 0.70\text{m}$.

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$h_t = 0.70m$ Pour les nervures du radier.

$h_r = 0.30m$ Pour le radier.

▪ **La surface du radier :**

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{146879.819}{250} = 587.519m^2.$$

On a la surface du bâtiment est $S_{bat} = 611.01m^2$.

$S_{rad} < S_{bat}$, alors on prend $S_{rad} = S_{bat} = 611.01$

B - Les vérifications :

▪ **Vérification au poinçonnement :**

Une force est localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier) ; sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

D'après le **CBA93** (art.A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$N_d \leq Q_u = 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur de la nervure.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

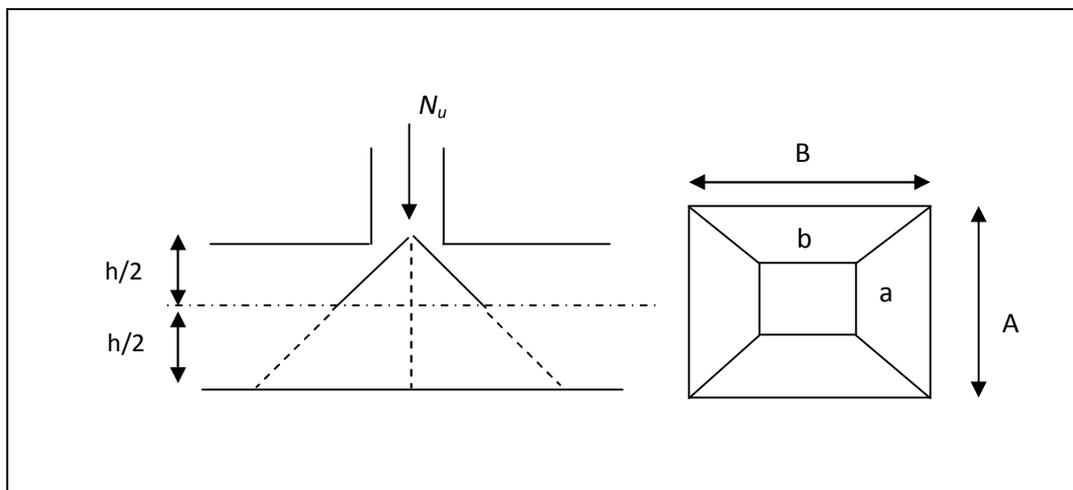


Figure IV.3. Présentation de zone d'impact de la charge.

Sous poteaux le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est le poteau rectangulaire (80×80) cm², le périmètre d'impact

μ_c : est donné par la formule suivante : $\mu_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.80 + 0.70 = 1.50 \\ B = b + h = 0.80 + 0.70 = 1.50 \end{cases} \Rightarrow \mu_c = 6$$

$$\Rightarrow N_d = 4.853 \text{ MN} < Q_u = 0.045 \times 6 \times 0.70 \times \frac{25}{1.5} = 3.15 \text{ Condition non vérifié}$$

Donc on doit augmenter la hauteur du radier. Soit $h = 1.1 \text{ m}$

$$\text{Pour } h_t = 1.1 \Rightarrow N_d = 4.853 \text{ MN} < Q_u = 0.045 \times 6 \times 1.1 \times \frac{25}{1.5} = 4.95 \dots$$

Condition vérifiée

Donc la hauteur totale $H_t = 1.1 \text{ m}$ et la hauteur de radier est de $h_r = 30 \text{ cm}$

▪ **Vérification de la contrainte du sol :**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L(x, y)}\right)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L(x, y)}\right)$$

$$e = \frac{M}{N}$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

M : Moment sismique à la base

Sens x - x':

A L'ELU :

$$N_u = 146879.819 \text{ KN.} \quad M = 2654.163 \text{ KN.m} ; L_x = 21.9 \text{ m} ; S = 611.01 \text{ m}^2.$$

$$e = 0.0181$$

$$\sigma_{\max} = 241.578 \text{ Kpa.}$$

$$\sigma_{\min} = 239.198 \text{ Kpa}$$

$$\sigma_{mu} = 240.983 \text{ Kpa} < \sigma_{sol} = 250 \text{ Kpa} \quad (\text{ok})$$

A L'ELS :

$$N_s = 107608.292 \text{ KN.} \quad M = 2654.163 \text{ KN.m} ; L_x = 21.9 \text{ m} ; S = 611.01 \text{ m}^2.$$

$$e = 0.014$$

$$\sigma_{\max} = 177.30 \text{ Kpa.}$$

$$\sigma_{\min} = 174.92 \text{ Kpa}$$

$$\sigma_{ms} = 176.71 \text{ Kpa} < \sigma_{sol} = 250 \text{ Kpa} \quad (\text{ok})$$

Sens y - y':

A L'ELU :

$$N_u = 146879.819 \text{ KN.} \quad M = 2054.996 \text{ KN.m} ; L_y = 27.9 \text{ m} ; S = 611.01 \text{ m}^2.$$

$$e = 0.014$$

$$\sigma_{\max} = 241.11 \text{ Kpa.}$$

$$\sigma_{\min} = 239.66 \text{ Kpa}$$

$$\sigma_{mu} = 240.74 \text{ Kpa} < \sigma_{sol} = 250 \text{ Kpa} \quad (\text{ok})$$

A L'ELS :

$$N_s = 107608.292 \text{ KN.} \quad M = 2054.996 \text{ KN.m} ; L_y = 27.9 \text{ m} ; S = 611.01 \text{ m}^2.$$

$$e = 0.019$$

$$\sigma_{\max} = 176.84 \text{ Kpa.}$$

$$\sigma_{\min} = 175.39 \text{ Kpa}$$

$$\sigma_{ms} = 176.47 \text{ Kpa} < \sigma_{sol} = 250 \text{ Kpa} \quad (\text{ok})$$

N.B :

N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base.

- **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le **RPA99/version2003**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Dans le sens x-x : $e = \frac{2654.163}{107608.292} = 0.024 \text{ m} < \frac{21.9}{4} = 5.475 \text{ m}$ condition vérifiée.

Dans le sens y-y : $e = \frac{2054.996}{107608.292} = 0.019 \text{ m} < \frac{27.9}{4} = 6.975 \text{ m}$ condition vérifiée.

Donc il n'y a pas risque de renversement.

▪ **Vérification de la poussé hydrostatique :**

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec :

$N = 107608.292 \text{ KN}$ (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 4.3 \text{ m}$ la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s : 1,5$ (coefficient de sécurité).

$S_{rad} : 611.01 \text{ m}^2$ surface du radier.

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique).

On trouve : $N = 107608.292 \text{ KN} > 39410.145 \text{ KN}$condition vérifiée.

VI.4.1.3.1. Ferrailage du radier :

VI.4.1.3.2. La dalle du radier :

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable, le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

1. Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{146879.819}{611.01} = 240.25 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{107608.292}{611.01} = 176.115 \text{ KN/m}^2.$$

N_u : Effort ultime plus le poids propre du radier = 11890.00 KN.

$l_x = 3.6 \text{ m}$, et $l_y = 5.2 \text{ m}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.69 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0.69 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0697 \\ \mu_y = 0.4181 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 205.26 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 85.823 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 174.471 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 72.949 \text{ KN.m}$$

- **En appui :**

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x = 102.63 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y = 42.911 \text{ KN.m}$$

2. Condition de non fragilité:

On calcule A_{\min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0,4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$

$$h_r = e = 30 \text{ cm}$$

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

$$\rho = 0.69$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 2.77 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

On vérifie que: $A_{\min}^y > \frac{A_{\min}^x}{4} \Rightarrow 2.4 \text{ cm}^2 > 0.69 \text{ cm}^2$ C'est vérifiée.

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.30 \text{ m}^2$.

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

Tableau VI.1. Résultats de ferrailage de radier.

		M (KNm)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{optée} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	174.471	20.01	2.77	7HA20=21.98	14
	Appui	102.63	11.29	2.77	4HA20=12.56	12
Sens y-y	Travée	72.949	7.9	2.4	7HA14=10.78	14
	Appui	42.911	4.57	2.4	5HA14=7.70	20

➤ **Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa.}$$

- $V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 304.114 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{304.114}{1 \times 1.05} = 0,28 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

- $V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 272.689 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{272.689}{1 \times 1.05} = 0.25 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.2. Vérification des contraintes.

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	$\sigma_{bc}(MPA)$	$\sigma_s(MPA)$	$\overline{\sigma}_{bc}(MPA)$	$\overline{\sigma}_s(MPA)$
x-x	M_t	51.257	4.04	97.25	15	201.63
	M_a	30.151	2.9	99.23	15	201.63
y-y	M_t	29.236	2.95	109.13	15	201.63
	M_a	17.198	1.97	88.62	15	201.63

- Schéma de ferrailage :

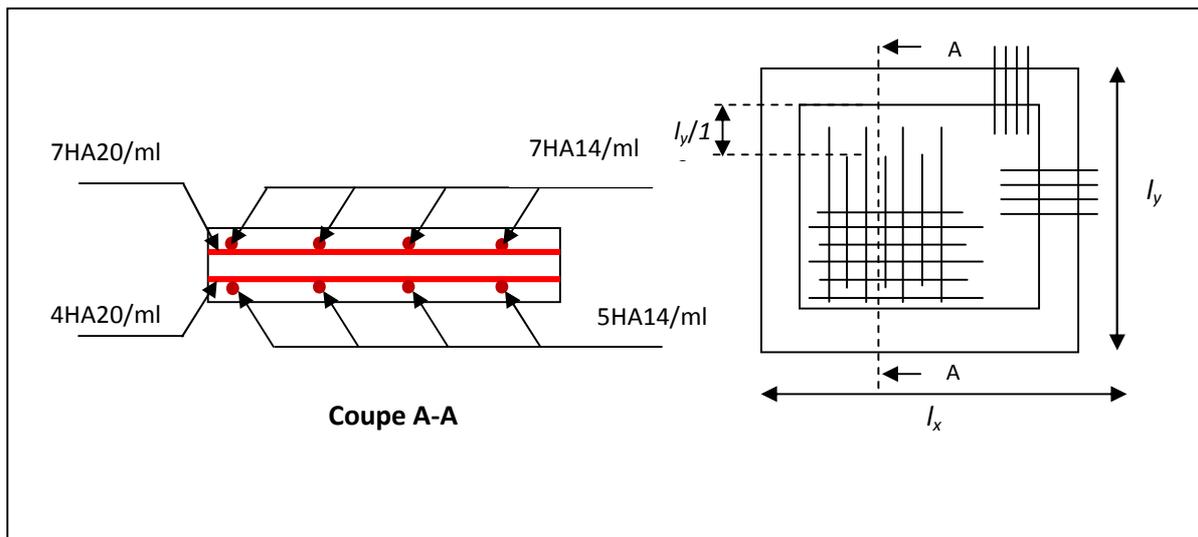


Figure IV.4. Schéma de ferrailage du radier

VI.4.1.3.2. Ferrailage des nervures:

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- Charge triangulaire :

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$$
 Avec : P charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.

- **Charge trapézoïdale :**

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ Avec : P charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

$$q_u = 227.241 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 61.63 \text{ KN/m}^2$$

• **Calcul des sollicitations :**

1. Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec :

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0,8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0,15 \times M_0 \text{ Avec : } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

2. Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

- Sens longitudinal (x-x) :

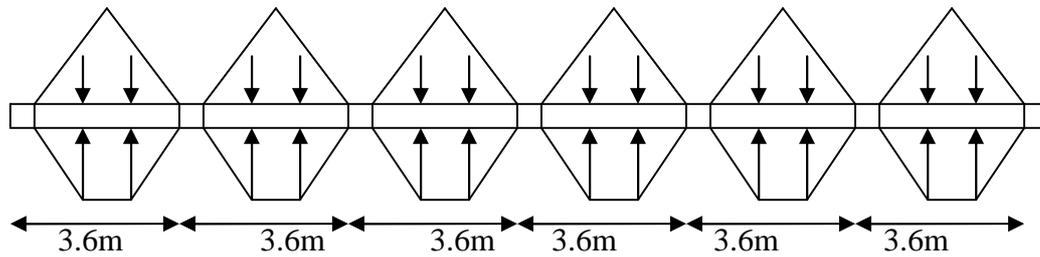


Figure IV.5. Schémas Sollicitations sur les nervures longitudinales.

$$P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P_1' = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P = P_1 + P_1'$$

-Charge trapézoïdale et triangulaire:

$$P_2 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_y}{2}$$

$$P_1' = \frac{q_x \times l_x}{3}$$

$$P = P_2 + P_1'$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.3. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.

Travée	$l_y(m)$	$l'_y(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$x (m)$	$M_t(KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	3.6	3.6	566.31	-110.438	-863.45	1.43	469.107
B-C	3.6	2.88	566.31	-863.45	-863.45	1.78	53.85
C-D	3.6	2.88	566.31	-863.45	-863.45	1.78	53.85
D-E	3.6	2.88	566.31	-863.45	-863.45	1.78	53.85
E-F	3.6	2.88	566.31	-863.45	-863.45	1.78	53.85
F-G	3.6	3.6	566.31	-863.45	-110.438	2.15	469.001

• **Sens transversal (y-y):**

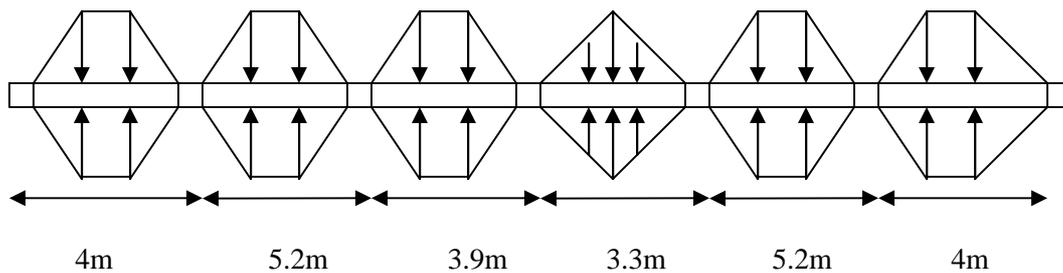


Figure. IV.6. Schémas Sollicitations sur les nervures transversales

- Charge triangulaire :

$$P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P'_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P = P_1 + P'_1$$

- Charge trapézoïdale :

$$P_2 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

$$P'_1 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

$$P = P_2 + P'_1$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.4. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.

Travée	$l_y(m)$	$l'_y(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$x (m)$	$M_t(KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	4	4	663.542	-136.344	-2330.543	1.17	320.379
B-C	5.2	4.16	994.124	-2330.543	-2295.031	2.6	1047.352
C-D	3.9	3.12	636.202	-2295.031	-910,209	2.5	-293.971
D-E	3.3	2.64	499.93	-910,209	-2183.360	0.87	-717.406
E-F	5.2	4.16	994.124	-2183.360	-2330.543	2.57	1103.589
F-G	4	4	663.542	-2330.543	-136.344	2.82	320.368

- **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h = 1.1$ m (on augmente la hauteur de la nervure pour avoir un ferraillage économique)

$h_0 = 0.30$ m

$b_0 = 0,65$ m

$d = 1.05$ m

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.2}{10}; \frac{3.6}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0,52; 1.8)$$

soit : $b_1 = 0,6$ m

Donc : $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1,85$ m

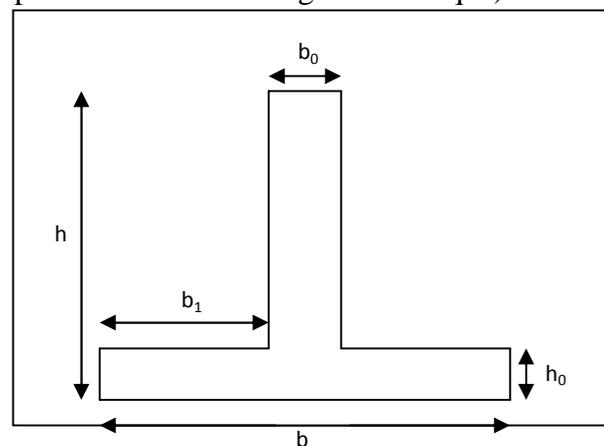


Figure .VI.7. Section à ferrailer.

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.5. Résultats de ferrailage des nervures.

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
x-x	Travée	469.107	12.63	23.45	8T12+8T16=25.12
	Appui	863.45	23.41	4.44	8T20+8T16=41.19
y-y	Travée	1103.589	30.05	23.45	16T20=50.24
	Appui	2330.543	64.89	4.44	16T25=67.90

- **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.6. Vérification des contraintes dans les nervures.

Sens	Localisation	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	Travée	359.295	2.02	15	141.37	201.63
	Appui	658.032	3.01	15	160.37	201.63
y-y	Travée	932.56	3.95	15	187.68	201.63
	Appui	1513.169	5.40	15	198.56	201.63

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 0,214MN.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0,153MPa < 2,5MPa.$$

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(31.42; 65; 20) = 16mm \quad \text{Soit : } \phi_t = 10mm.$$

- **Espacement des aciers transversaux :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l\min}\right) \Rightarrow S_t = \min(27,5; 12; 20) = 12\text{cm} \text{ Soit : } S_t = 10\text{cm}.$$

- **Schéma de ferrailage :**

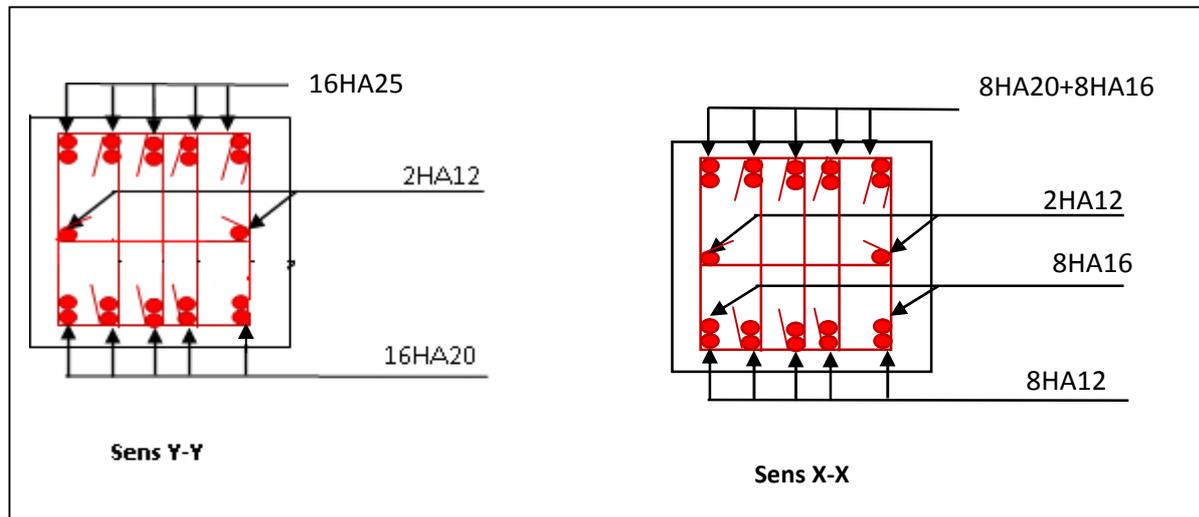


Figure .VI.8. Schéma de ferrailage des longrines.

VI.5 Voile adossé :

Afin de soutenir la poussée des terres et d'obtenir un bon comportement de la structure on a prévu un voile adossé en béton armé au lieu d'un voile périphérique qui bloque le comportement des poteaux de l'entre-sol. Il est armé avec un double quadrillage d'armatures.

Le voile doit jouir des caractéristiques suivant :

- Epaisseur minimale $e_p \geq 15$ cm. On prend $e_p = 15$ cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens
- Le voile est considéré comme une dalle appuyée sur trois côtés et encastré à sa base.

- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.

VI.5.1 Caractéristiques des voiles

Hauteur $h = 3.15\text{m}$.

Epaisseur $e = 15\text{ cm}$.

Largeur $L = 3.6\text{ m}$

VI.5.2 Caractéristiques du sol

Poids spécifique : $\gamma = 19.5\text{ KN/m}^3$.

Angle de frottement : $\varphi = 22.5^\circ$.

VI.5.3 Méthode de calcul

Le voile adossé est considéré comme un ensemble de panneau de dalle encastré à sa base et appuyé sur les trois autres côtés, sollicité par la poussée des terres et une surcharge d'exploitation.

Le calcul se fait selon une bande de 1m de largeur.

Avec :

Q : Surcharge d'exploitation $Q = 10\text{ KN/m}^2$

γ : Poids spécifique du sol $\gamma = 19.5\text{ KN/m}^3$

φ : Angle de frottement interne du sous-sol, $\varphi = 22.5^\circ$

K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.44$

$K_a' = K_a = \frac{k_q}{\cos^2(\beta - \lambda)} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.44$

δ : Angle de frottement sol-structure, on prend $\delta = 0$

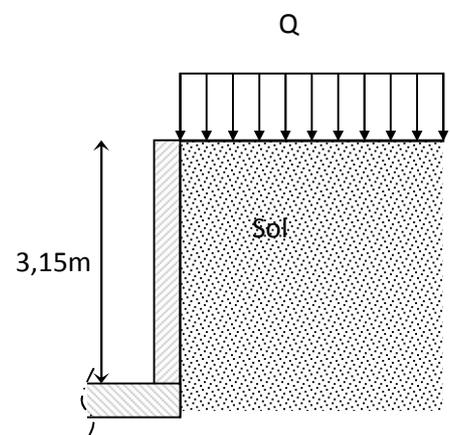


Figure VI.9.Voile adossé.

- **Sollicitations**

a) Poussée des terres

$$p_1 = K_a \gamma \cdot h = \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 19.5 \times 3.15 \times 0.44 = 27.027 \text{ KN/m}^2.$$

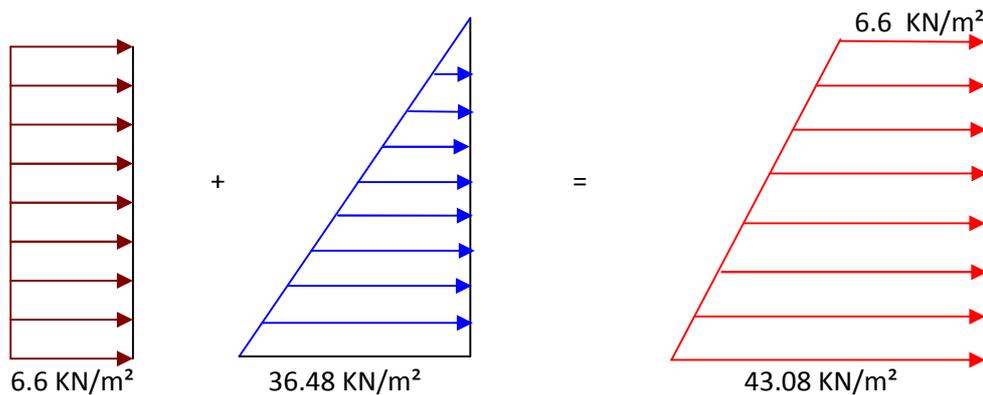
b) Charge due à la surcharge

$$P_2 = K'_a \cdot Q = Q \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 10 \times 0.44 = 4.4 \text{ KN/m}^2.$$

VI.5.4 Ferrailage

- **Calcul à l'ELU**

$$Pu = 1.35P_1 + 1.5P_2 = 43.08 \text{ KN/m}$$

**Figure VI.10. Diagramme des contraintes**

Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable.

Le voile adossé se calcule comme un panneau de dalle sur trois appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$b = 1\text{m} \quad \left\{ \begin{array}{l} l_x = 3.15 \text{ m.} \\ l_y = h_e = 3.6 \\ e_p = 15\text{cm.} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 43.08 + 6.6}{4} = 33.96 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{\text{moy}} = 33.96 \text{ KN/m}$$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.87 > 0.4$ Le panneau travaille dans les deux sens.

On a : $\rho = 0.87 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0486 \\ \mu_y = 0.7244 \end{cases}$ (Annexe 2)

$$M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times q_u = 16.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 11.85 \text{ KN.m}$$

- **Moments retenues**

- **En travée**

Sens (x) : $M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 13.91 \text{ KN.m}$

Sens (y) : $M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 10.07 \text{ KN.m}$

- **En appuis**

$$M_{ap} = -0.3 \times M_{0x} = -4.911 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = -0.3 \times M_{0y} = -3.555 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0,15) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10. Ferrailage du voile adossé

Sens		M (kN.m)	A (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)	choix
x-x	En travée	13.91	3.30	4.71	20	5HA10
	En appui	4.911	1.14	3,14	25	4HA10
y-y	En travée	10.07	2.37	3,14	25	4HA10
	En appui	3.55	0,82	3,14	25	4HA10

- **Vérifications à l'ELU**

- **Les espacements**

Armatures // L_x : $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

- **Condition de non-fragilité :**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1,278 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Effort tranchant**

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots(\text{Fissuration nuisible}).$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = \frac{43,08 \times 3,6}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{0,87}{2})} = 54,03 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{87,49}{1 \times 0,18} \Rightarrow \tau_u = 0,415 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}. \quad \dots\dots\dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e}.$$

- **V\u00e9rification \u00e0 l'ELS**

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 27,02 + 4,4}{4} = 21,37 \text{ KN / m}^2$$

$$\rho = 0,87 \Rightarrow ELS : \begin{cases} \mu_x = 0,0556 \\ \mu_y = 0,8074 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times q_s = 11,78 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 9,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en trav\u00e9e**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 10.01 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 8.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en appui**

$$\begin{cases} M_{ax} = -0.3 \times M_{0x} = -3.53 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0.3 \times M_{0y} = -2.42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Tableau VI.11. Vérification des contraintes dans le voile adossé

Sens		M (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	vérification
x-x	En travée	10.01	4.97	187.83	vérifiée
	En appui	3.53	2.05	97	vérifiée
y-y	En travée	8.08	4.69	223.71	vérifiée
	En appui	2.42	1.4	67.00	vérifiée

- Schéma de ferrailage

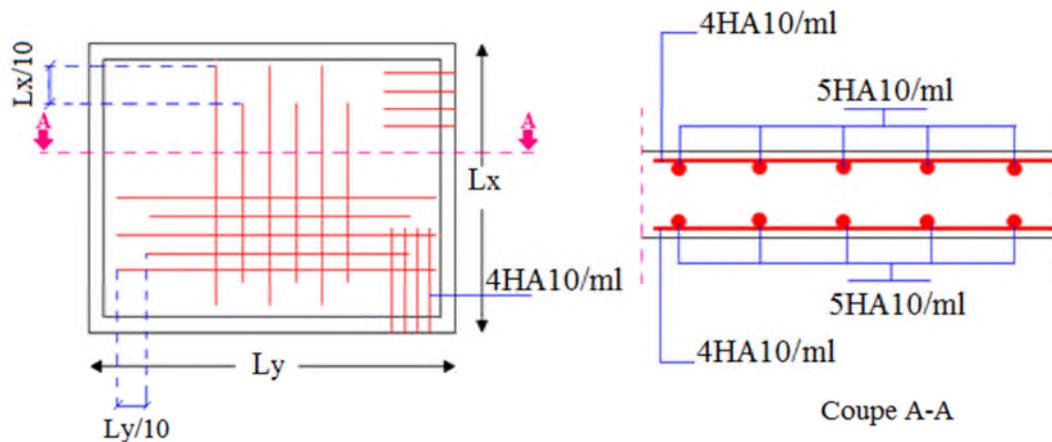


Figure VI.11.Schéma de ferrailage du voile adossé.

IV.6 CONCLUSION

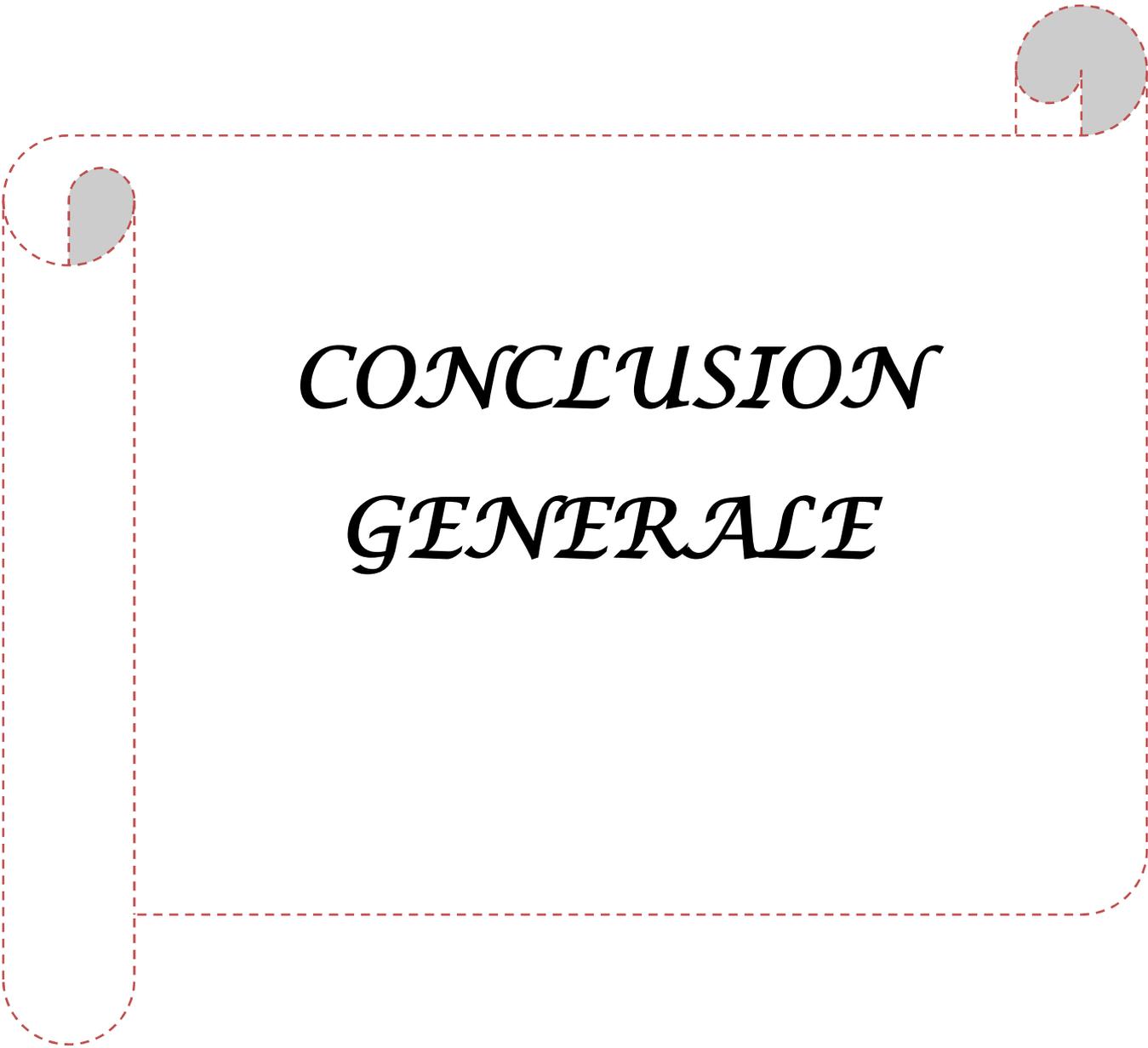
Les fondations ont pour rôle de transmettre les charges au sol. Elles sont choisies selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- La distance entre axes des poteaux.
- Les charges transmises au sol.
- La profondeur du bon sol.

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul de semelles isolées et filantes. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient.

Nous sommes ensuite passé à un calcul de fondation sur un radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Le calcul du voile adossé a aussi fait l'objet de ce chapitre. Notre voile est en fait un mur qui reprend comme charge uniquement les poussées des terres. Il a été calculé comme un panneau de dalle sur trois appuis.



CONCLUSION
GENERALE

Conclusion générale

Le travail effectué dans le cadre de notre projet de fin de cycle consiste à l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (commerce et habitation) composé de (R+11+sous Sol). Ce bâtiment présente la particularité de reposer sur un niveau de fondations différents, ce qui a nécessité de prévoir un voile adossé pour maintenir en place les poussées des terres.

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ce qui permet d'avoir un comportement proche de la réalité ;
2. La disposition des voiles est très importante pour avoir un bon comportement dynamique de la structure et ça en tenant en compte de l'interaction ;
3. La modélisation des escaliers dans la superstructure influe directement sur la nature des modes de vibrations, elles peuvent engendrer des modes de torsion non négligeables ;
4. Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure sont satisfaites, donc le facteur économique est respecté ;
5. L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée ;
6. Après l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum de RPA et cela est dû au surdimensionnement de ces dernières et à l'existence des voiles et aussi par les exigences du RPA qui valorise la sécurité par rapport à l'économie ;
7. Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. Quoique nous avons un sol qui a une contrainte de 2.5 bar. On a remarqué que les fondations superficielles ne peuvent être utilisées vu l'importance du poids de la structure et la faible surface du projet, et cela nous a conduit à opter pour des fondations sur radier qui peuvent assurer la stabilité de notre structure.

8. Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- respect de réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soignée de la construction.

Les structures mixtes sont plus en plus utilisées dans les constructions, elles offrent une bonne rigidité à des couts moyens.

Bibliographie

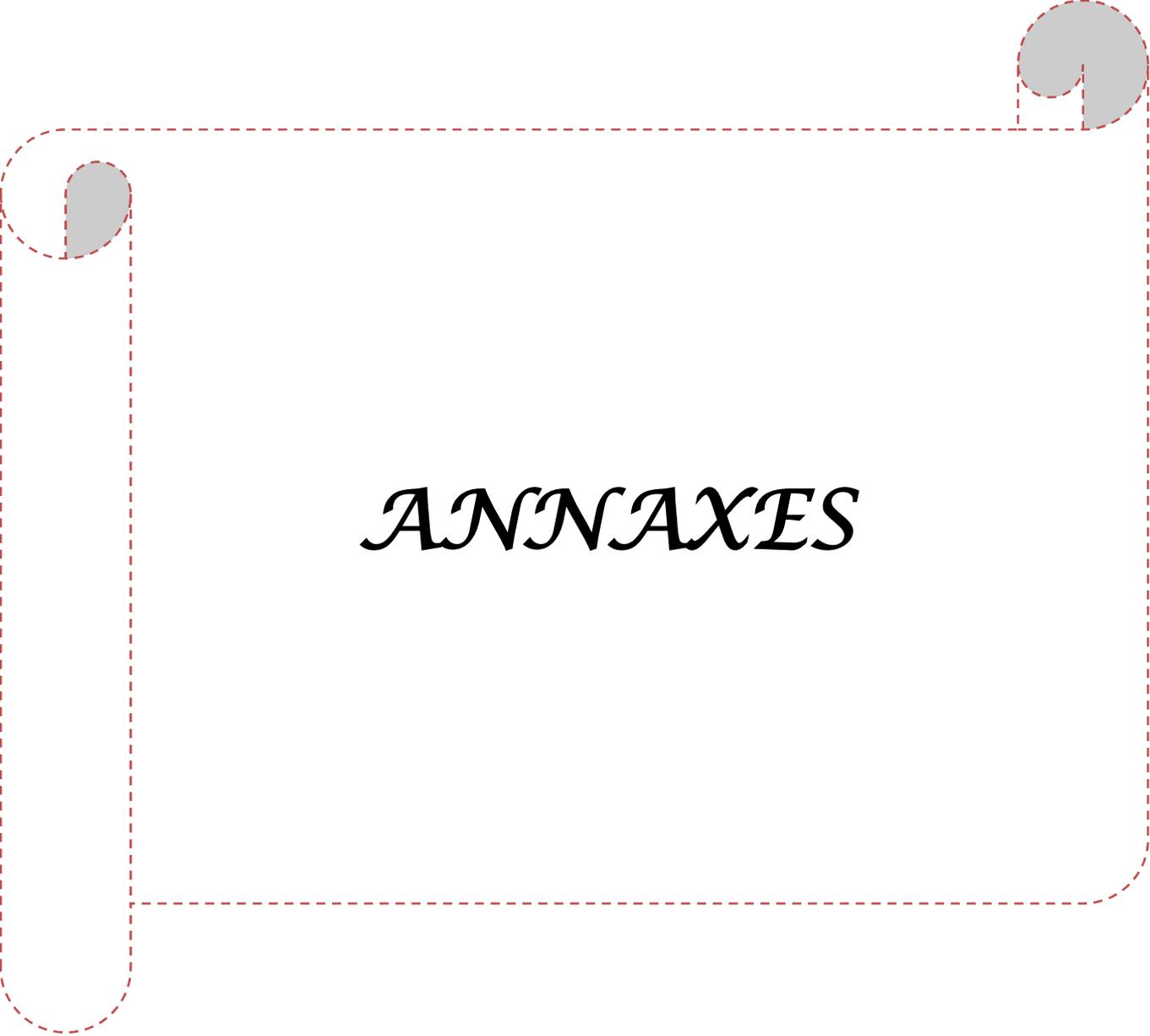
- [1] BAEL91 « Béton armé aux états limites; édition Eyrolles troisième tirage 1997 ».
- [2] CBA 93 « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».
- [3] Document technique réglementaire DTR BC 2 48 « Règles parasismiques Algériennes; RPA99/version 2003 ».
- [4] DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ».
- [5] D.T.R. BC 2.33.1 « Méthodes de calcul des fondations superficielles ».
- [6] Henry Thonier « Conception et calcul des structures de bâtiments ».
- [7] Mr .Belazougui« Calcul des ouvrages en béton armé ; édition OPU, 1986 ».
- Rapport du sol.

- Logiciels utilisées :

etaps

Socotec

Paint



ANNEXES

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_y}{l_x}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817
0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,5940
0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,6580
0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,6710
0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7933
0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
1,00	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000

Annexe IV

**Tableau des Armatures
(en Cm²)**

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

$\frac{l_y}{l_x}$ \ $\frac{u}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	—	0,224	0,169	0,140	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,300	0,210	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,160	0,135	0,116	0,102	0,090	0,081	0,073	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,100	0,090	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,160	0,140	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,040
1,0	0,110	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,050	0,047	0,041	0,030