



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET  
POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET  
DE LA  
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

---

---

UNIVERSITÉ SAAD DAHLAB DE BLIDA 1

Faculté De Technologie

Département : Génie Civil

Spécialité : Structures en Génie Civil

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE**

Pour l'obtention de diplôme :

**Master**

Présenté par :

**KHADRAOUI ROMAISSA**

**MAHAMMED OTSMANE CHAHRAZED**

**Conception et calcul parasismique d'un bâtiment RDC +10  
étage +1 sous-sol contreventé par voiles et portiques en  
BA**

Encadré par :

❖ Mme N. KERBOUA

Promotrice

2020-2021



# SOMMAIRE

# SOMMAIRE

<b>REMERCIEMENTS</b> .....	
<b>Dédicaces</b> .....	
<b>Dédicaces</b> .....	
<b>ملخص</b> .....	
<b>Résumé</b> .....	
<b>Abstract</b> .....	
<b>Liste des symboles</b> .....	
<b>Liste des figures</b> .....	
<b>Liste des tableaux</b> .....	
<b>Introduction générale :</b> .....	
<b>Chapitre I Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux</b> .....	<b>1</b>
I-1-Présentation de l'ouvrage : .....	1
I-2-Caractéristiques de la structure : .....	1
I-3-Conception de la structure: .....	1
I-3-1-Les contreventements : .....	1
I-3-2-Plancher : .....	1
I-3-3-Escaliers : .....	2
I-3-4-Maçonnerie : .....	2
I-3-5-Acrotères : .....	2
I-3-6-Terrasse: .....	2
I-3-7-Gaine d'ascenseurs : .....	2
I-4-Hypothèses de calcul : .....	2
I-4-1-Etats limites ultimes (ELU) : .....	2
I-4-2-Etats limites de service (ELS) : .....	3
I-5-Caractéristiques mécaniques des matériaux: .....	3
I.5.1.Béton: .....	4
I-5-2-Acier: .....	7
<b>Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux :</b> .....	<b>11</b>
II-1-Introduction : .....	11
II-2-Pré dimensionnement des planchers : .....	11

2.1. Condition de résistance au feu : .....	11
2.2. Isolation phonique.....	12
2.3. Résistance à la flexion.....	12
2.4. Condition de déformation (flèche) .....	12
II-3-Evaluation des charges et surcharges :.....	13
3.1. Planchers en corps creux :.....	13
3.2. Plancher en dalle pleine (balcon) : .....	15
3.3. Maçonnerie.....	15
3.4. L'acrotère : .....	16
II.4. Pré dimensionnement des éléments structuraux :.....	17
4.1. Pré dimensionnement des poutres :.....	17
4.2. Poutres porteuses.....	18
4.3. Poutres non porteuses.....	19
4.4. Poutres palières : .....	19
4.5. Conclusion : .....	19
II.5. Pré dimensionnement des poteaux :.....	20
5.1. Principe de pré dimensionnement : .....	20
5.2. Etapes de pré dimensionnement :.....	20
5.3. Loi de dégression des charges d'exploitation : .....	20
5.4. Dimensionnement des poteaux : .....	22
5.5. Surfaces revenants aux poteaux : .....	24
5.6. Calcul des charges :.....	26
II.6. pré-dimensionnement des voiles :.....	39
6.1. Voile de contreventement : .....	40
6.2. Voile d'ascenseur :.....	40
6.3. Voile périphérique :.....	41
<b>Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux : .....</b>	<b>43</b>
III.1- Introduction : .....	43
III.2-Acrotère : .....	43
III.2.1. Evaluation des charges :.....	44
III.2.2. Ferrailage de l'acrotère : .....	45
III.2.3. Vérification des contraintes :.....	49
III.2.4. Vérification de l'effort tranchant : .....	49
III.3. Plancher en corps creux :.....	50
III.3.1. Introduction :.....	50
III.3.2 Etude des poutrelles : .....	51

III.3.3. Ferrailage de la dalle de compression :	93
III.4. Calcul des escaliers :	94
III.4.1. Type d'escaliers :	95
III.4.2. Dimensionnement :	95
III.4.3. Calcul des moments max et efforts Tranchants max :	96
III.4.4. Ferrailage:	101
III.5. Étude de la poutre palière	106
III.5.1. La hauteur de la poutre palière doit être vérifiée la relation suivante :	106
III.5.2. Charges qui agissent sur la poutre palière:	106
III.5.3 Ferrailage de la poutre palière :	107
III.6. Balcons :	112
III.6.1. Introduction :	112
III.6.2 Exemple de calcul :	113
III.7. Etude de l'ascenseur :	118
III.7.1. Définition :	118
III.7.2. Etude de l'ascenseur :	119
III.7.3. Dimension de l'ascenseur :	119
III.7.4. Descente de charges :	120
III.7.5. Combinaisons fondamentales :	123
III.7.6. Etude du plancher :	124
III.7.7. Calcul des efforts :	125
<b>Chapitre IV : Etude dynamique</b>	<b>133</b>
IV.1. Introduction :	133
IV.2. Caractéristique dynamique	133
IV.3. Présentation du programme ETABS (Extended 3D Analysis of Building Systems)	135
IV.3.1. Modélisation	135
IV.3.2. Fonctions de l'ETABS	135
IV.3.3. Les différents types d'analyses disponibles dans l'ETABS	136
IV.4. Etude sismique	136
IV.4.1. Introduction	136
IV.4.2. Modélisation de rigidité	136
IV.4.3. Modélisation de masse	137
IV.4.4. Choix de la méthode de calcul	137
IV.4.5. Utilisation des spectres de réponse	139
IV.4.6. Vérifications exigées par le RPA 99/version 2003	144
IV.5. Interprétation des résultats	145

IV.5.1 modèle initiale :.....	145
IV.5. 2-Modèle final :.....	147
IV.5.3.-Vérification des conditions du facteur de comportement R : .....	154
IV.6. Conclusion.....	155
<b>Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux : .....</b>	<b>157</b>
V.1. Introduction .....	157
V.2. Ferrailage des poteaux.....	157
V.2.1. Introduction .....	157
V.2.2. Recommandation selon RPA 99 (version 2003) .....	158
V.2.3. Principe de calcul .....	158
V.2.4. Calculs du ferrailage.....	159
V.2.5. Choix des armatures .....	162
V.2.6. Vérification des contraintes.....	162
V.2.7. Vérification de l'effort tranchant :.....	163
V.2.8. Ferrailage transversal des poteaux .....	164
V.3. Ferrailage des poutres .....	169
V.3.1. Introduction : .....	169
V.3.2. Recommandations selon RPA99 (version 2003) :.....	169
V.3.3. Calcul de ferrailage : .....	169
V.3.4. Vérification à l'ELS .....	170
V.3.5. Vérification de l'effort tranchant.....	172
V.3.6. Calcul des armatures transversales.....	172
V.3.7. Recouvrement des armatures longitudinales .....	173
V.3.8. Arrêt des barres .....	174
V.3.9. Vérification de la flèche .....	174
V.4. Ferrailage des voiles.....	178
V.4.1. Introduction : .....	178
V.4.2. Les voiles pleins : .....	178
V.4.3. Voiles avec files d'ouvertures : .....	178
V.4.4. Méthode de calcul : .....	179
V.4.5. Ferrailage des voiles.....	182
<b>Chapitre VI : Etude de fondation .....</b>	<b>187</b>
VI.1. Introduction : .....	187
VI.2. Classification des fondations : .....	187
VI.3. Calcul des fondations : .....	188
VI.4. Choix de fondation : .....	188

VI.4.1. Semelle isolée : .....	189
VI.4.2. Semelles filantes : .....	191
VI.4.3. Radier générale : .....	192
VI.5.Voile périphérique : .....	204
VI.5.1. Epaisseur du voile : .....	204
VI.5.2. Calcul des armatures : .....	204
<b>Conclusion Générale</b> .....	<b>209</b>



## REMERCIEMENTS

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

*Tous d'abord, nous tenons à remercier Allah le Clément et le Miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

*À nos parents respectifs pour tous les sacrifices qu'ils ont voulu bien consentir à notre égard tous le long de notre cursus universitaire.*

*À notre promotrice : Ma **N.Kerboua** de nous avoir encadrée et accordée son entière disponibilité d'une part, et de nous avoir fourni toute sa clairvoyance quant à l'orientation et les précieux conseils qui nous ont été d'un très grand apport, d'autre part.*

*Aux membres des jurys qui nous ont fait l'honneur d'examiner notre modeste travail.*

*À tous les enseignants de **L'Université SAAD DAHLEB BLIDA**, et particulièrement les Enseignants du département de **Génie civil** qui ont contribué à notre formation et à l'élaboration de ce présent travail.*

*À tous nos amis pour leur aide, patiences, leur compréhension et leur encouragement.*

*Enfin, nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué à notre formation de près ou de loin,*

## Dédicaces

*Pour que ma réussite soit complète je la partage avec toutes les personnes que j'aime, je dédie ce modeste travail à :*

*À ma chère maman, Aucune dédicace ne peut exprimer l'amour et le respect pour cette grande femme, forte, de toute ma vie, je n'ai jamais vu une femme d'une telle force elle m'a donné tout le soutien et l'amour, ses prières et ses Bénédictions m'ont accompagné durant toutes mes années d'études.*

*A mon très cher père pour sa patience et tous ses efforts.....*

*A celui que j'aime beaucoup et qui m'a soutenue tout au long de ce projet : A mes frères **Fares et Yacine.***

*A mes chères sœurs : **Iman.***

*A mon cher ami : **Abdo***

*Je remercie mes amis intimes : **Hadjira et Fawzia et SICILIA***

*Enfin je remercie mon binôme et ma sœur **Khadraoui Romaissa.***

# **Chahrazed**

## Dédicaces

*Pour commencer je prends le temps de remercier le bon DIEU de m'avoir donné la force et le courage pour terminer mes études*

*A ma très chère maman quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles, je n'ai jamais vu une femme*

*d'une telle force elle m'a donné tout le soutien et l'amour, ses prières et ses bénédictions m'ont accompagné durant toutes mes années d'études.*

*A mon très cher père tu as toujours été à mes côtés me soutenir et m'encourager .*

*Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.*

*A celui qui j'aime beaucoup et qui m'a soutenue tout au long de ce projet :*

*À mes frères **Abd Allah et Kamelet Ahmad et Billal***

*Et mon mari **Abd Allah***

*A mes chères sœurs : **Zahia et Nadjat et Houria***

*Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagné durant mon chemin d'études supérieures, mes aimables*

*amis : **Hadjira et Fawzia***

*Enfin je remercie le meilleur « mon binôme **Mahammed otsmane chahrazed***

»

# **Romaissa**

## ملخص

### Résumé

Le projet vise principalement à étudier un bâtiment de forme irrégulière en plan (RDC+10) situé dans la wilaya d'Alger. Le pré dimensionnement des éléments porteurs de la structure a été fait conformément au BAEL91 Modifié 99 et RPA99 version2003.

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul ETABS 9-7-0 . Les planchers du bâtiment ont été modélisés par des diaphragmes (indéformables dans leur plan).

Le renforcement de la structure par le rajout de voiles de contreventement, a été nécessaire vu que les déplacements latéraux inter-étages de la structure pré dimensionnée dépassent les valeurs admissibles.

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage SOCOTEC, alors que celui des voiles et des éléments secondaires a été fait manuellement.

### Abstract

The main objective of the project is to study a building of irregular shape in plan (RDC + 10) located in the wilaya of Algiers. The pre-sizing of the load-bearing elements of the structure was made in accordance with BAEL91 Modified 99 and RPA99 version2003.

The seismic analysis of the structure was carried out using the ETABS 9-7-0 calculation software.

The floors of the building were modeled by diaphragms (undeformable in their plan).

The reinforcement of the structure by the addition of bracing walls was necessary given that the inter-storey lateral displacements of the pre-dimensioned structure exceed the admissible values.

The reinforcement of the load-bearing elements (columns, beams) was carried out by the SOCOTEC reinforcement software, while that of the walls and secondary elements was done manually.

# Liste des symboles

## Liste des symboles

# Liste des figures

## Liste des figures

<b>Figure I-1</b> Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU. ....	6
<b>Figure I-2</b> Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS. ....	6
<b>Figure I-3</b> Diagramme contraintes déformations .....	8
<b>Figure II-1</b> plancher à corps creux.....	13
<b>Figure II-2</b> Coupe de plancher terrasse (inaccessible).....	14
<b>Figure II-3</b> Coupe de plancher courant .....	15
<b>Figure II-4</b> Murs extérieurs (doubles cloisons).....	16
<b>Figure II-5</b> schéma de l'acrotère .....	16
<b>Figure II-7</b> Les types des poteaux.....	24
<b>Figure II-8</b> Coupe de voile en élévation .....	40
<b>Figure II-9</b> coupe de voile de la cage de l'ascenseur .....	41
<b>Figure II-10</b> Coupes des voiles en plan pour différent cas .....	41
<b>Figure III-1</b> Dimensions et sollicitation de l'acrotère.....	43
<b>Figure III-2</b> Diagramme des efforts internes à l'ELU .....	45
<b>Figure III-3</b> Ferrailage de l'acrotère .....	50
<b>Figure III-4</b> Schéma statique de la coupe de plancher.....	51
<b>Figure III-5</b> Coupe horizontale d'une poutrelle.....	51
<b>Figure III-6</b> La largeur de la poutrelle .....	52
<b>Figure III-7:</b> Coupe verticale du corps creux .....	53
<b>Figure III-8</b> Poutrelle préfabriquée.....	53
<b>Figure III-9</b> Schémas statique des poutrelles.....	55
<b>Figure III-10</b> section de calcul.....	83
<b>Figure III-11</b> Disposition constructive des armatures des poutrelles .....	92
<b>Figure III-12</b> Disposition constructive des armatures de la dalle de compression. ....	93
<b>Figure III-13</b> Élément d'un escalier .....	94
<b>Figure III-14</b> Escaliers .....	96
<b>Figure III-15</b> Schéma statique de l'escalier.....	97
<b>Figure III-16</b> Schéma statique de l'escalier .....	99
<b>Figure III-17</b> Diagramme des moments et efforts tranchant .....	101
<b>Figure III-18</b> Schéma de position des armatures longitudinales .....	101
<b>Figure III-19</b> Schéma de ferrailage des armatures longitudinales .....	103



<b>Figure III-20</b> Schéma de ferrailage des armatures longitudinales .....	104
<b>Figure III-21</b> schéma statique de la poutre palière. ....	106
<b>Figure III-22</b> : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	111
<b>Figure III-23</b> Schéma de ferrailage de l'escalier: .....	112
<b>Figure III-24</b> Schéma du balcon .....	113
<b>Figure III-25</b> ferrailage du balcon .....	118
<b>Figure III-26</b> Ascenseur électrique .....	119
<b>Figure III-27</b> dimension de l'ascenseur .....	119
<b>Figure III-28</b> Abaque de détermination de suspentes .....	121
<b>Figure III-29</b> Schéma de la surface d'impact .....	124
<b>Figure III-30</b> Schéma de Ferrailage dalle machine .....	131
<b>Figure IV-1</b> Spectre de réponse .....	140
<b>Figure IV-2</b> Modèle initial .....	145
<b>Figure IV-3</b> Modèle initial .....	145
<b>Figure IV-4</b> Comportement des trois premiers modes du modèle initial.....	146
<b>Figure IV-5</b> Vue en 3D du modèle 1.....	148
<b>Figure IV-6</b> vue en plan du modèle 1. ....	148
<b>Figure IV-7</b> Comportement des trois modes du modèle finale.....	149
<b>Figure IV-8</b> Evaluation des effets du second ordre.....	152
<b>Figure V-1</b> ferrailage des poteaux.....	167
<b>Figure V-2</b> Disposition des armatures pour les poteaux .....	168
<b>Figure V-3</b> Arrêt des barres.....	174
<b>Figure V-4</b> : ferrailage poutre porteuse et non porteuse .....	177
<b>Figure V-5</b> Disposition des armatures verticales dans les voiles. ....	181
<b>Figure V-6</b> Dispositif des voiles a étudiés .....	181
<b>Figure V-7</b> Les armatures transversales et les épingles des voiles.....	184
<b>Figure V-8</b> La zone de recouvrement des voiles .....	184
<b>Figure V-9</b> Schémas de ferrailages de v1 .....	185
<b>Figure V-10</b> Schémas de ferrailages de v2.....	185
<b>Figure VI-1</b> semelle isolée .....	189
<b>Figure VI-2</b> Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux .....	193
<b>Figure VI-3</b> : Présentation de la zone d'impacte de la charge concentrée .....	196
<b>Figure VI-4</b> .Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité .....	197
<b>Figure VI-5</b> Ferrailage du voile périphérique .....	205
<b>Figure VI-6</b> .Schéma de ferrailage de radier en travée et appuis Sens (X-X).....	206

**Figure VI-7** Schéma de ferrailage de radier en travée et appuis Sens (Y-Y) .....206

# Liste des tableaux

## Liste des tableaux

<b>Tableau I-1</b> . Résistances caractéristiques du béton selon BAEL 99.....	5
<b>Tableau I-2</b> Propriétés mécaniques de l'acier .....	7
<b>Tableau II-1</b> Charge permanente et surcharge du plancher terrasse en corps creux.....	14
<b>Tableau II-2</b> Charge permanentes et surcharge des planchers courants en corps creux.....	14
<b>Tableau II-3</b> Charge permanente et surcharge des planchers courants en dalle pleine.....	15
<b>Tableau II-4</b> Charges permanentes des murs extérieurs .....	15
<b>Tableau II-5</b> Charges permanente et surcharge de palier .....	17
<b>Tableau II-6</b> Charges permanente et surcharge de la volée .....	17
<b>Tableau II-7</b> Dégression des charges d'exploitation .....	21
<b>Tableau II-8</b> Résultats de la dégression des charges .....	29
<b>Tableau II-9</b> Le choix final des sections des poteaux de rive, et la vérification des sections selon les RPA 99/ Version 2003 .....	30
<b>Tableau II-10</b> Résultats de la dégression des charges .....	33
<b>Tableau II-11</b> Le choix final des sections des poteaux centraux, et la vérification des sections selon les RPA 99/ Version 2003.....	34
<b>Tableau II-12</b> Résultats de la dégression des charges .....	38
<b>Tableau II-13</b> Le choix final des sections des poteaux d'angle, et la vérification des sections selon les RPA 99/ Version 2003 .....	39
<b>Tableau III-1</b> les charges sur les planchers.....	54
<b>Tableau III-2</b> Combinaison des charges.....	54
<b>Tableau III-3</b> <i>moment et effort tranchant de la poutrelle.</i> .....	62
<b>Tableau III-4</b> moment et effort tranchant de la poutrelle. ....	64
<b>Tableau III-5</b> moment et effort tranchant de la poutrelle. ....	66
<b>Tableau III-6</b> moment et effort tranchant de la poutrelle. ....	68
<b>Tableau III-7</b> moment et effort tranchant de la poutrelle. ....	70
<b>Tableau III-8</b> moment et effort tranchant de la poutrelle. ....	72
<b>Tableau III-9</b> moment et effort tranchant de la poutrelle. ....	74
<b>Tableau III-10</b> moment et effort tranchant de la poutrelle. ....	76
<b>Tableau III-11</b> moment et effort tranchant de la poutrelle. ....	77
<b>Tableau III-12</b> moment et effort tranchant de la poutrelle. ....	79
<b>Tableau III-13</b> moment et effort tranchant de la poutrelle. ....	81

<b>Tableau III-14</b> Efforts maximaux en appuis et en travées.....	83
<b>Tableau III-15</b> Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	88
<b>Tableau III-16</b> Vérification de la flèche.....	90
<b>Tableau III-17</b> : Vérification des contraintes à l'ELS.....	117
<b>Tableau III-18</b> caractéristiques des câbles.....	122
<b>Tableau IV-1</b> Valeurs des pénalités $P_q$ .....	143
<b>Tableau IV-2</b> Paramètres sismiques .....	144
<b>Tableau IV-3</b> Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau.....	146
<b>Tableau IV-4</b> Participation massique du modèle initial.....	147
<b>Tableau IV-5</b> participation massique modèle 1 .....	149
<b>Tableau IV-6</b> Calcul de force sismique .....	150
<b>Tableau IV-7</b> Vérification de la résultante de force sismique .....	150
<b>Tableau IV-8</b> Vérification des déplacements inter étages du modèle finale.....	151
<b>Tableau IV-9</b> Vérification de leffort normale réduit.....	152
<b>Tableau IV-10</b> Vérification de l'effet $P-\Delta$ dans le sens X .....	153
<b>Tableau IV-11</b> Vérification de l'effet $P-\Delta$ dans le sens Y. ....	154
<b>Tableau V-1</b> Coefficients de sécurité et les caractéristiques mécaniques.....	159
<b>Tableau V-2</b> Section d'armatures des poteaux ( $N_{max}$ , $M_{corr}$ ) sens-X .....	159
<b>Tableau V-3</b> Section d'armatures des poteaux ( $N_{max}$ , $M_{corr}$ ) Sens-Y .....	159
<b>Tableau V-4</b> Section d'armatures des poteaux ( $M_{max}$ , $N_{corr}$ ) Sens X.....	160
<b>Tableau V-5</b> Sections d'armatures des poteaux ( $M_{max}$ , $N_{corr}$ ) Sens Y .....	160
<b>Tableau V-6</b> Section d'armatures des poteaux ( $N_{max}$ , $M_{corr}$ ) Sens X.....	160
<b>Tableau V-7</b> Section d'armatures des poteaux ( $N_{max}$ , $M_{corr}$ ) Sens Y .....	160
<b>Tableau V-8</b> Section d'armatures des poteaux ( $M_{max}$ , $N_{corr}$ ) Sens X.....	161
<b>Tableau V-9</b> Section d'armatures des poteaux ( $M_{max}$ , $N_{corr}$ ) SensY .....	161
<b>Tableau V-10</b> Section d'armatures des poteaux ( $N_{max}$ , $M_{corr}$ ) .....	161
<b>Tableau V-11</b> Section d'armatures des poteaux ( $M_{max}$ , $N_{corr}$ ) .....	162
<b>Tableau V-12</b> Ferrailage des poteaux .....	162
<b>Tableau V-13</b> Vérifications des contraintes ( $N_{max}$ , $M_{corr}$ ) .....	162
<b>Tableau V-14</b> : Vérifications des contraintes ( $M_{max}$ , $N_{corr}$ ) .....	163
<b>Tableau V-15</b> Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux .....	164
<b>Tableau V-16</b> Espacement maximal déterminé par RPA99/ version 2003 pour .....	165
<b>Tableau V-17</b> Choix des armatures transversales des poteaux .....	165
<b>Tableau V-18</b> les moments dans les poutres porteuses et non porteuses.....	169
<b>Tableau V-19</b> : Ferrailage des poutres.....	170

<b>Tableau V-20</b> Ferrailage des poutres .....	170
<b>Tableau V-21</b> Vérification des contraintes des poutres .....	171
<b>Tableau V-22</b> ferrailage final des poutres.....	171
<b>Tableau V-23</b> Vérification des contraintes des poutres pour le nouvel ferrailage .....	171
<b>Tableau V-24</b> Choix des armatures transversales .....	173
<b>Tableau V-25</b> Vérification de la flèche .....	175
<b>Tableau V-26</b> Vérification de la flèche .....	176
<b>Tableau V-27</b> : Les données de calcul .....	182
<b>Tableau V-28</b> : Calcul des armatures verticales des voiles.....	182
<b>Tableau V-29</b> Vérification des armatures a ELS des voiles .....	183
<i>tableau V-30</i> Calcul des armatures horizontales des voiles .....	183
<b>Tableau V-31</b> Diamètre des armatures transversales .....	183
<b>Tableau VI-1</b> Sections des semelles isolées .....	189
<b>Tableau VI-2</b> Dimensions des semelles filantes .....	192
<b>Tableau VI-3</b> : Les dimensions des radier est nervure .....	195
<b>Tableau VI-4</b> Vérification des contraintes du sol .....	197
<b>Tableau VI-5</b> Valeur de la pression sous radier.....	198
<b>Tableau VI-6</b> Calcul des moments à l'ELU .....	199
Tableau VI-7 Calcul des moments à l'ELS .....	199
<b>Tableau VI-8</b> les données des calcules. ....	199
<b>Tableau VI-9</b> Ferrailage des panneaux du radier.....	199
<b>Tableau VI-10</b> Condition de non fragilité.....	200
<b>Tableau VI-11</b> Ferrailage des nervures sens (x-x).....	201
<b>Tableau VI-12</b> Ferrailage des nervures sens (Y-Y).....	201
<b>Tableau VI-13</b> Condition de non fragilité.....	202
<b>Tableau VI-14</b> Vérification des contraintes dans les nervures .....	202
<b>Tableau VI-15</b> Espacement des armatures transversales .....	203
<b>Tableau VI-16</b> Choix des armatures transversales.....	203

# Introduction Générale

### Introduction générale :

Une structure en béton armé doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

Le calcul d'une structure en béton armé ordinaire vise trois objectifs :

- **Premièrement** : la structure doit être en sécurité. Toute personne exige à ce que la structure qu'elle occupe soit en sécurité et ne menace pas d'effondrement (**sécurité adéquate**).
- **Deuxièmement** : la structure doit pouvoir répondre aux besoins pour lesquelles elle a été conçue et ceci pour toute sa durée de vie (**durabilité adéquate**).
- **Troisièmement** : la structure doit être économique, que ce soit du point de vue coût de construction ou de maintenance dans le temps (**économie adéquate**).

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui propres à chaque pays.

Dans le cadre de ce mémoire, nous avons intéressé par la conception et le calcul du ferrailage des éléments structuraux et non structuraux d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, composé de rez-de-chaussée plus de dix étages (R+10) et situé à Wilaya d'Alger.

Ce mémoire est constitué de six chapitres :

- Le premier chapitre présente une définition de l'ouvrage étudié et ses caractéristiques géométriques, ainsi que les propriétés physico-mécaniques du matériau béton armé et les différentes hypothèses utilisées dans un calcul en béton armé.
- Le deuxième chapitre présente l'évaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitation, la descente des charges et le pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux et poutres).
- Le ferrailage des éléments non structuraux (acrotère, escaliers, balcon et planchers) fait l'objet du chapitre trois.



## **Introduction Générale**

---

- Nous présentons dans le quatrième chapitre l'étude dynamique et le choix de la méthode de calcul. Le logiciel de calcul des structures ETABS a été utilisé pour déterminer les différentes sollicitations de calcul

- Le ferrailage des éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles) a été présenté au chapitre Cinque.

- Le choix de type de fondation et le calcul de ferrailage ont été présentés au chapitre six.

Et nous terminons notre étude, par une conclusion générale et une liste des références bibliographiques utilisées.

Chapitre I :  
Présentation de l'ouvrage  
et caractéristiques des  
matériaux

## Chapitre I Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

### I-1-Présentation de l'ouvrage :

On se propose d'étudier un bâtiment en R+10 composé d'un rez-de-chaussée commercial et de 10 niveaux à usage d'habitation. Il est implanté dans la wilaya d'Alger, La structure du bâtiment est mixte (voiles - portiques) en béton armé.

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan.

### I-2-Caractéristiques de la structure :

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont:

- Largeur en plan 15,7 m
- La longueur en plan 19m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 34,68m.
- Hauteur de RDC 4.08m.
- Hauteur d'étage courant 3.06m

#### Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de sismicité élevée (zone III).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme ferme (S2).

### I-3-Conception de la structure:

#### I-3-1-Les contreventements :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques- voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

#### I-3-2-Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- **Plancher à dalle pleine** : pour le niveau de sous-sol et des balcons
- **Plancher à corps creux** : pour les autres niveaux

**I-3-3-Escaliers :**

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec trois volées et paliers inter étage.

**I-3-4-Maçonnerie :**

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

- **Murs extérieurs :**

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

- **Murs intérieurs :**

Cloison de séparation de 10 cm.

**I-3-5-Acrotères :**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé Coulée sur place encastrée au niveau des poutres du plancher terrasse inaccessible.

**I-3-6-Terrasse:**

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

**I-3-7-Gaine d'ascenseurs :**

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

**I-4-Hypothèses de calcul :**

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

- **Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) :** basé sur la théorie des états limites.

**I-4-1-Etats limites ultimes (ELU) :**

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.

-Stabilité de forme.

➤ **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

**I-4-2-Etats limites de service (ELS) :**

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soit :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

➤ **Hypothèses:**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ( $E_s=15E_b$  ;  $n=15$ ).

**I-5-Caractéristiques mécaniques des matériaux:**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA 93**, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le **BAEL 91**, ainsi que le règlement parasismique Algérien **RPA 99/2003**.

### I.5.1.Béton:

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulat et d'eau respectons des rapports bien définis.

#### ✚ **Matières constitutives du béton:**

La composition courante de béton est la suivante :

- ✓ ciment de 42,5
- ✓ sable  $D_s < 5 \text{ mm}$
- ✓ gravillon  $5 \text{ mm} < D_g < 25 \text{ mm}$
- ✓ L'eau de gâchage ( Léau potable )

#### ✚ **Caractéristiques physique et mécaniques de béton :**

##### **a- Masse volumique :**

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2700  $\text{kg/m}^3$ .cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500 $\text{Kg/m}^3$ .

##### **b- Coefficient de dilatation :**

Sa valeur moyenne est prise égale à de l'acier soit 10. Cette circonstance a permis de développement du béton armé

##### **c- Retrait :**

Au cours de sa vie les bétons subit une variation de son volume lorsque le béton conserve dans une atmosphère séché, il diminue de volume c'est le retrait.

##### **d- Fluage :**

C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps sous une charge fixe constamment applique.

#### ✚ **Résistance caractéristique à la compression :**

D'une manière générale, la résistance du béton dépend d'un grand nombre de facteurs et peut varier dans de larges limites pour des bétons de même composition confectionnés dans des conditions similaires. Cette résistance dépend de l'âge du béton, des conditions de son durcissement, de la forme et des dimensions des éprouvettes, et du type de sollicitations.

Dans les cas courants, le béton est défini du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge. Cette résistance est mesurée sur des éprouvettes cylindriques

de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur, donnant une section de 200 cm<sup>2</sup>, écrasées en compression. La nature et les dimensions des éprouvettes sont celles préconisées pour les normes AFNOR.

Lors de l'établissement des projets, la qualité du béton qui sera mis en place est inconnue à priori. Le règlement BAEL99 admet les résistances caractéristiques suivantes pour des conditions de chantier courantes.

**Tableau J-1 . Résistances caractéristiques du béton selon BAEL 99.**

Qualité du béton	Dosage en ciment (Kg /m <sup>3</sup> )	Résistance moyenne (MPa)	Résistance caractéristique à 28 j (MPa)	
			Compression	Traction
Béton de faible résistance	300	20 à 25	16	1.6
Béton courant	350	25 à 30	20	1.8
Béton de résistance modérée	375	30 à 35	25	2.1
Résistance élevée (BHP)	400 + Adjuvant	40 à 50	30	2.4

La résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 **BAEL 91**).

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76 + 0,83j)} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

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

Pour notre cas on prend  $f_{c28}$  égale à 25 MPa

✓ **Résistance caractéristique à la traction :** (Art A-2 12 **BAEL91**)

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \quad \text{MPa}$$

- Pour  $f_{c28}$  égale 25 MPa  $f_{t28} = 2,1$  MPa

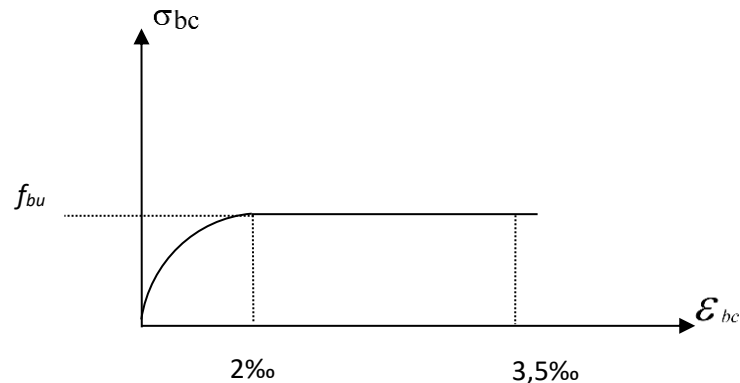
✓ **Contraintes limites :**

1. à l'ELU : est notée  $f_{bu}$  tel que :  $f_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{c28}$

Avec :

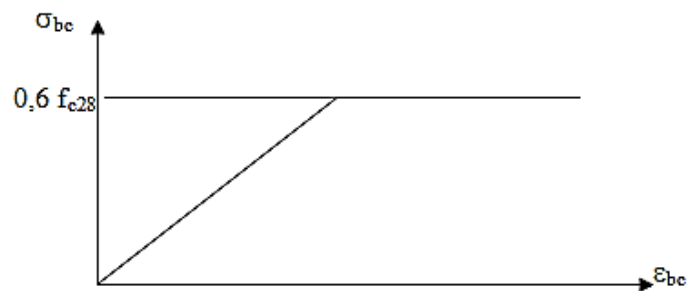
- $\gamma_b=1,15$  en cas de situation accidentelle.
- $\gamma_b=1,50$  en cas de situation durable ou transitoire.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton



**Figure I-1** Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

2. à ELS : est donné par  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$



**Figure I-2** Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

❖ **Module de déformation longitudinale du béton :**

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le **BAEL 91**.

1. Le module de déformation instantanée : Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'ou : } E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa pour } f_{c28}=25 \text{ MPa}$$



2. Le module de déformation différée : Pour des charges de longue durée d'application on a :  $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$  D'ou :  $E_{v28} = 10818,86MPa$  pour  $f_{c28}=25MPa$

❖ **Coefficient de poisson:**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "ν". Conformément au règlement **BAEL 91**:

- à l'ELU :  $\nu=0 \Rightarrow$  calcul des sollicitations (béton fissuré).
- à l'ELS :  $\nu=0,2 \Rightarrow$  calcul des déformations (béton non fissuré).

**I-5-2-Acier:**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 %de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 %de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à :  $E_s = 200\ 000\ MPa$ .

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique **fe**. Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

**Tableau I-2** Propriétés mécaniques de l'acier

Aciers	Désignations	Limites d'élasticité	Diamètre nominaux	Utilisation
Rond lisses (RL)	F <sub>e</sub> E22 F <sub>e</sub> E24	215 235	6-8-10-12-14- 16-20	Armatures transversales
Haute adhérence (HA)	F <sub>e</sub> E50	500	6-8-10-12-14- 16-20-25-32-40	Armatures longitudinales
Treillis soudés	TLE520	520	≤ 6	Emplois courants pour : radiers, et dallage.

❖ **Contraint limite de l'acier :**

**a-Contrainte à ELU :**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant,

**Avec :**

fe : contrainte limite élastique.

εs : déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\varepsilon_{es} = \left( \frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$$

$\sigma_s$ : contrainte de l'acier.

$\gamma_s$ : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$  en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$  en cas de situations accidentelles.

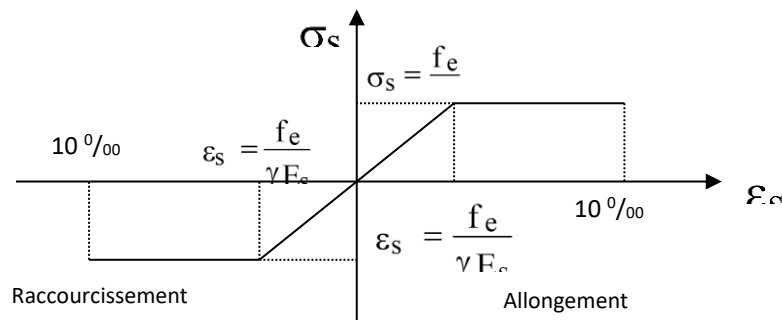


Figure I-3 Diagramme contraintes déformations

**b- Contraintes limite à l'E.L.S :**

1- Cas où la fissuration est considérée **peu préjudiciable** ; ce cas s'applique pour les éléments de structures situés dans les locaux couverts et clos, non soumis aux condensations répétées, ou quand les éléments susceptibles d'être fissurés ne sont pas visibles ou ne font pas l'objet de conditions spécifiques concernant l'ouverture des fissures. Pour ce cas, aucune vérification particulière n'est demandée.

2- Cas où la fissuration est considérée comme **préjudiciable**. La fissuration est considérée comme préjudiciable pour les éléments exposés aux intempéries ou à des condensations ou peuvent être alternativement émergés ou noyés dans une eau douce.

Pour ce cas, la contrainte de traction des aciers est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right\} = \xi$$

$\eta$  = coefficient de fissuration qui dépend de la qualité de l'adhérence acier-béton.

$\eta = 1$  pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$  pour les barres à hautes adhérences.

3- Cas où la fissuration est considérée comme **très préjudiciable**. La fissuration est considérée comme très préjudiciable quand les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou

doivent assurer une étanchéité ; comme milieux agressifs on range l'eau de mer, l'atmosphère marine et les gaz ou sols particulièrement corrosifs.

Pour ces cas, la contrainte de traction des aciers est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = 0.8.\xi$$

Chapitre II :  
Pré-dimensionnement des  
éléments structuraux

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux :

### II-1-Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments structuraux est une étape très importante dans un projet de génie civil. En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le RPA99 /Version 2003, BAEL 99 et CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet de la structure vers la base (planchers, poutres, poteaux et voiles).

### II-2-Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante
- Dalle pleine pour les balcons.

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Ainsi, l'épaisseur des planchers est déduite à partir des conditions suivantes :

#### 2.1. Condition de résistance au feu :

- $e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe feu
- $e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe feu
- $e = 17.5 \text{ cm}$  pour quatre heures de coupe feu

On adopte  $e = 16 \text{ cm}$ .

## 2.2. Isolation phonique

Selon les règles CBA 93, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On propose une épaisseur de 16 cm.

## 2.3. Résistance à la flexion

### 2.3.1. Plancher à corps creux

Pour des dalles reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

L : la plus grande portée (entre nus d'appuis) des poutres principales, soit L = 410 cm

$$\frac{410}{50} \leq e \leq \frac{410}{40} \Rightarrow 8.2 \text{ cm} \leq e \leq 10.25 \text{ cm}$$

### 2.3.2. Dalle pleine

• Pour des dalles reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

• Pour des dalles reposant sur deux appuis (les balcons) :

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$$

$$\text{On a } L = 410 \text{ cm, } \frac{410}{35} \leq e \leq \frac{410}{30} \Rightarrow 13.14 \text{ cm} \leq e \leq 15.33 \text{ cm}$$

## 2.4. Condition de déformation (flèche)

L'épaisseur « e » est conditionnée par :

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

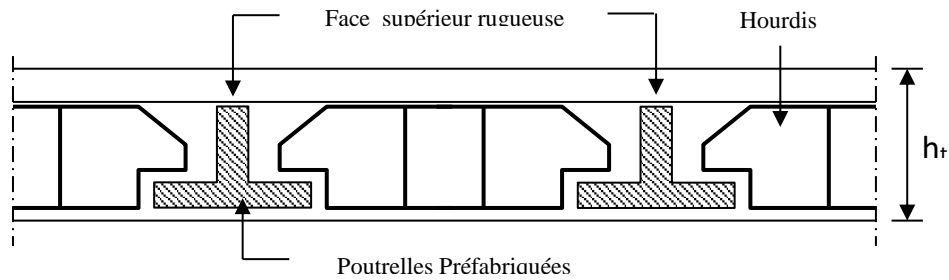
$$\frac{410}{25} \leq e \leq \frac{410}{20} \Rightarrow 18.4 \text{ cm} \leq e \leq 23 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

Concernant le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les planchers à corps creux l'épaisseur  $e = 20$  cm. Ce qui nous donne un plancher constitué de hourdis de 16 cm et une dalle de compression de 4 cm.

- Pour les dalles pleines nous adopterons une épaisseur de 15 cm pour les balcons



**Figure II-1** plancher à corps creux.

### II-3-Evaluation des charges et surcharges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges selon le DTR B.C.2.2 [4] existantes sont :

- ♦ Les charges permanentes (**G**).
- ♦ Les surcharges d'exploitation (**Q**).

#### 3.1. Planchers en corps creux :

Les Tableaux II.1 et II.2 présentent la charge permanente et la charge d'exploitation appliquées sur le plancher terrasse et les planchers des étages courants réalisés en corps creux et données par le document technique DTR B.C.2.2 [7].

Tableau II-1 Charge permanente et surcharge du plancher terrasse en corps creux

N°	Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection en gravillons	20	0.05	1.00	1.00
2	étanchéité multicouche	6	0.02	0.12	
3	Forme de pente	22	0.10	2.20	
4	Isolation thermique (liège)	4	0,04	0.16	
5	Plancher en corps creux	/	0.20	2.85	
6	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
$\Sigma$		<b>6.53</b>			

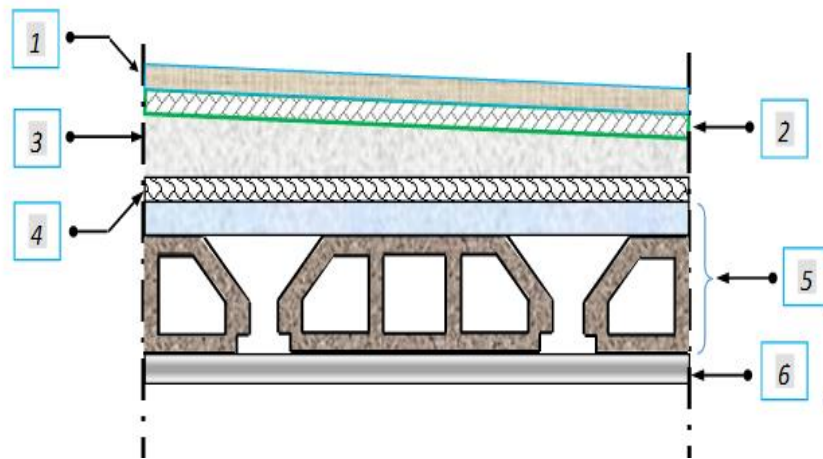


Figure II-2 Coupe de plancher terrasse (inaccessible)

Tableau II-2 Charge permanentes et surcharge des planchers courants en corps creux

Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40	1.50
Mortier de Pose	20	0.02	0,40	
Lit de sable	18	0.03	0.54	
Plancher en corps creux	/	0.20	2 .85	
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
Cloisons de distribution	9	0.10	0.90	
Enduit de ciment sur cloison	20	0.04	0.80	
$\Sigma$	<b>6.09</b>			



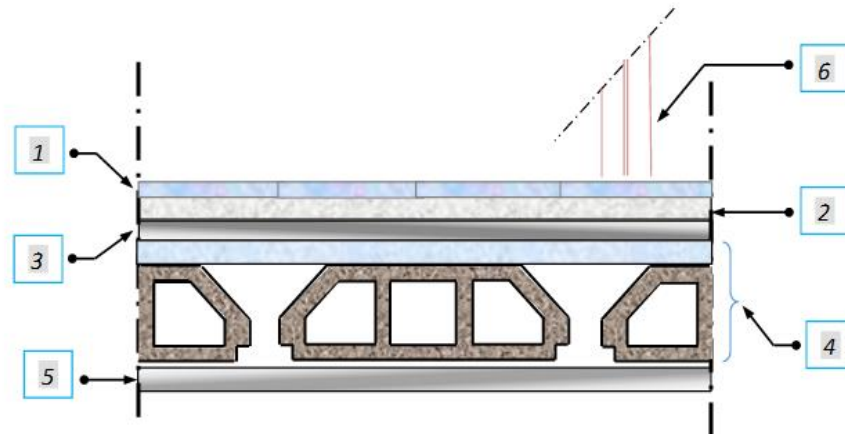


Figure II-3 Coupe de plancher courant

3.2. Plancher en dalle pleine (balcon) :

Tableau II//-3 Charge permanente et surcharge des planchers courants en dalle pleine.

désignation de l'élément	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )
revêtement en carrelage	22	0.02 × 1	0.440	3.50
Mortier de Pose	20	0.03 × 1	0.6	
Plancher en dalle pleine	25	0.15 × 1	3.75	
enduit en ciment	18	0.02 × 1	0.36	
$\Sigma$	<b>5.15</b>			

3.3.

Maçonnerie

Le Tableau II.4 donne la charge permanente des murs extérieurs réalisés en double cloison.

Tableau II-4 Charges permanentes des murs extérieurs

Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit en ciment extérieur	20	0.02	0.40
Briques creuses	9	0.15	1.35
L'âme d'air	/	0.05	/
Briques creuses	9	0.10	0.90
Enduit en plâtre intérieur	10	0.02	0.20
$\Sigma$	<b>2.85</b>		



Figure II-4 Murs extérieurs (doubles cloisons).

### 3.4. L'acrotère :

#### 5.1 Evaluation des charges:

##### ❖ Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,08 \times 0,10) + \left( \frac{0,02 \times 0,10}{2} \right) = 0,069 \text{m}^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G1 = \rho_b \times s = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{KN/ml}$$

$$G1 = 1,725 \text{ kN/ml}$$

Revêtement en ciment ( $e=2\text{cm}$  ;  $\rho=18 \text{ kN/m}^3$ )

$$G2 = \rho_{ci} \times e \times p_{ci} = (18 \times 0,02) \times (0,6 + 2 \times 0,1 + 0,08 + 0,5 + 0,1019) = 0,533 \text{ KN/ml}$$

$$G = G1 + G2 = 2,258 \text{KN/ml}$$

##### ❖ Charge d'exploitation :

$$Q = 1,00 \text{kN/ml}$$

Donc :

$$\text{Charge permanente : } G = 2,258 \text{KN/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 1,00 \text{kN/m}$$

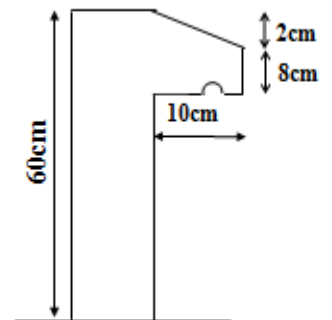


Figure II-5 schéma de l'acrotère

## 3.5. L'escalier:

## ● Palier :

Tableau II-5 Charges permanente et surcharge de palier

Elément	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement	22	0.02	0.44	2.50
mortier de pose	20	0.02	0.4	
lit de sable	18	0.02	0.36	
dalle pleine	25	0.18	4.5	
enduit de plâtre	10	0.015	0.15	
$\Sigma$			5.85	

## ● Volée:

Tableau II-6 Charges permanente et surcharge de la volée

Elément	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse	25	0.18/cos34.33	5.45	2.50
marche	22	0.17/2	1.87	
Revêtement	22	0.02	0.44	
mortier de pose	20	0.02	0.4	
enduit de plâtre	10	0.015	0.15	
garde de corps	/	/	0.6	
$\Sigma$			8.91	

## II.4. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

## 4.1. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux, leurs rôles est de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmises par les planchers.

Leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91 (modifié 99),

Et les sections trouvées doivent être vérifiées les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (**RPA99**).

Les deux étapes principales de pré dimensionnement sont résumées ci-dessous.

► Selon le BAEL 91 /modifié 99 :

• La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

• La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $0.3h \leq b \leq 0.7h$

**Avec :**

•  $L_{\max}$  : La plus grande portée de la poutre (entre axe)

Soit  $L_{\max} = 4.60$  m de poutre principale et  $L_{\max} = 4.45$  m de poutre secondaire.

•  $h$  : hauteur de la poutre.

•  $b$  : largeur de la poutre.

► Selon le R.P.A 99 (version2003) :

- La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $h \geq 30\text{cm}$

- La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $b \geq 20\text{cm}$

- Le rapport hauteur largeur doit être :

## 4.2. Poutres porteuses

### 4.2.1. Vérification selon le BAEL91 modifié 99

$$30.66\text{cm} \leq h \leq 46\text{cm} \Rightarrow h = 45\text{cm}$$

$$13.5\text{cm} \leq b \leq 31.5\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm}$$

On adopte une section de  $(30 \times 45)$  cm<sup>2</sup>.

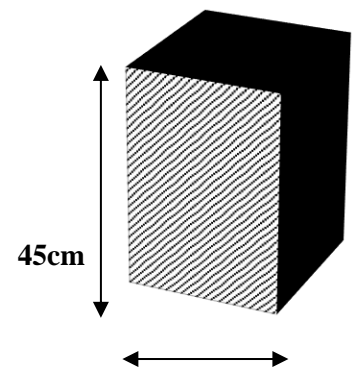
### 4.2.2. Vérification selon le RPA 99 /Version 2003

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$$

$$h = 45\text{cm} \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1.5 \leq 4$$

Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.



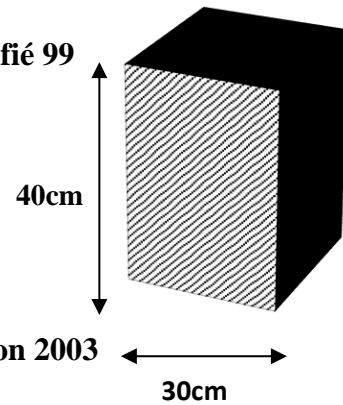
### 4.3. Poutres non porteuses

#### 4.3.1. Vérification selon le BAEL91 modifié 99

$$29.6\text{cm} \leq h \leq 44.5\text{cm} \Rightarrow h = 40\text{cm}$$

$$12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm}$$

On adopte une section de  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$



#### 4.3.2. Vérification selon le RPA 99 /version 2003

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1.33 \leq 4$$

Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.

### 4.4. Poutres palières :

La poutre palière est une poutre qui soutient le palier d'un escalier (située sous le palier de repos). Dans notre bâtiment la portée de la poutre palières  $L = 4.35\text{m}$ . Le pré dimensionnement de cette poutre se fait de la même démarche que la poutre principale et secondaire.

#### 4.4.1. Vérification selon le BAEL91 modifié 99

$$29\text{cm} \leq h \leq 43.5\text{cm} \Rightarrow h = 40\text{cm}$$

$$12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm}$$

On choisit une section  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ .

#### 4.4.2. Vérification selon le RPA 99 /Version 2003

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1.33 \leq 4$$

Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.

### 4.5. Conclusion :

Le choix final des dimensions des poutres est le suivant :

- Poutres porteuses :  $(30 \times 45) \text{ cm}^2$ .
- Poutre non porteuses :  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ .
- Poutre palière :  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ .

## II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

### 5.1. Principe de pré dimensionnement :

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple, en choisissant le poteau intermédiaire, le poteau d'angle et le poteau de rive les plus sollicités de la structure. Chaque type de ces poteaux supporte une surface du plancher chargé. On utilisera un calcul basé sur la descente de charge et on

Appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

### 5.2. Etapes de pré dimensionnement :

Les étapes de pré dimensionnement des poteaux sont :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de compression à chaque niveau.
- La section du poteau est calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la Compression simple.
- La section du poteau obtenue doit être vérifiée les conditions minimales imposées par le RPA99 version 2003 [2].

### 5.3. Loi de dégression des charges d'exploitation :

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximales, on réduit les charges transmises aux fondations [8].

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment,  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitations suivantes :

- Sous terrasse..... $Q_0$
- Sous dernier étage..... $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage 2)..... $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

• Sous étage immédiatement inférieur (étage 3)..... $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

• Sous l'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  $n \geq 5$ .

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se fait d'un ordre de 5 % par étage jusqu'à 0.5 Q, valeur conservée pour les étages inférieures suivants.

Les Tableaux 2.6 et 2.7 résument la loi de dégression appliquée dans le cas de notre bâtiment.

\*Condition pour l'utilisation de la loi de dégression DTR (B.C. 2.2/6.3):

Bâtiment a nombre d'étage strictement supérieur à 5, soient :

$Q_0 = 1 \text{ KN/m}^2$  : la surcharge sur la terrasse

$Q_1 = \dots = Q_9 = 1.50 \text{ KN/m}^2$  : la surcharge sur les planchers a usage d'habitation

$Q_{10} = 5 \text{ KN/m}^2$  la surcharge le plancher RDC à usage commercial

**Tableau II-7** Dégression des charges d'exploitation

Niveau des planchers	$Q_i$	$\sum Q_i$	Q (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Terrasse</b>	$Q_0$	$Q_0 = Q$	1
<b>Niv09</b>	$Q_1$	$Q_0 + Q_1$	2.5
<b>Niv08</b>	$Q_2$	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3.85
<b>Niv07</b>	$Q_3$	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
<b>Niv06</b>	$Q_4$	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1
<b>Niv05</b>	$Q_5$	$Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5)$	7
<b>Niv04</b>	$Q_6$	$Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6)$	7.75
<b>Niv03</b>	$Q_7$	$Q_0 + 0,71(Q_1 + \dots + Q_7)$	8.45

Niv02	Q <sub>8</sub>	Q <sub>0</sub> + 0,69(Q <sub>1</sub> + ... + Q <sub>8</sub> )	9.28
Niv01	Q <sub>9</sub>	Q <sub>0</sub> + 0,67(Q <sub>1</sub> + ... + Q <sub>9</sub> )	10.04
RDC	Q <sub>10</sub>	Q <sub>0</sub> + 0,65(Q <sub>1</sub> + ... + Q <sub>10</sub> )	10.75

**5.4. Dimensionnement des poteaux :**

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

\* N<sub>u</sub> : effort normal ultime (compression) N<sub>u</sub>=1.35N<sub>G</sub>+1.5N<sub>Q</sub>

\* α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité (α = f(λ)).

λ: élancement d'EULER  $\left( \lambda = \frac{l_f}{i} \right)$ .

l<sub>f</sub> : longueur de flambement ;

i : rayon de giration  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$ .

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité

Et perpendiculaire au plan de flambement  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

\* B : surface de la section du béton (B=a x b).

\* γ<sub>b</sub> : coefficient de sécurité pour le béton (γ<sub>b</sub>=1.50).....*situation durable*

\* γ<sub>s</sub> : coefficient de sécurité pour l'acier (γ<sub>s</sub>=1.15).....*situation durable*.

\* f<sub>e</sub> : limite élastique de l'acier (f<sub>e</sub>=400MPa).

\* f<sub>c28</sub> : contrainte caractéristique du béton à 28 jours (f<sub>c28</sub>=25MPa).

\* A<sub>s</sub> : section d'acier comprimée.



\* Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur

Sur toute sa périphérie ( $Br = (a-0.02)(b-0.02)$ ) [ $m^2$ ].

➤ **Selon le BAEL91- modifié 99**

$$0.2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :  $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0.6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0.708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0.066 N_u$$

➤ **Le minimum requis par "RPA99 version 2003"**

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\text{Min}(a, b) \geq 30\text{cm}$$

$$\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20$$

$$1/4 < a / b < 4$$

Avec : (a ; b) : dimensions de la section.

$h_e$  : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ( $a=b$ ).

➤ **L'état limite de service**

On vérifie la section à l'état limite de service selon le BAEL 99.

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B.+n A_s} \leq 0.6 f_{c28} \dots \dots \dots (2.2)$$

Avec :

$N_{ser}$  : Effort normal pondéré à L'E.L.S tel que  $N_{ser} = N_G + N_Q$

B : Section du béton du poteau.

n : Coefficient d'équivalence :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

$A_s$  : La section d'acier qui sera prise à 1%B. (zone III)

$\sigma_{ser}$  : La contrainte de compression à L'E.L.S.

En remplaçant les différents termes dans l'équation précédente, on aura :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15B} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots (2.3)$$

Nous avons trois types de poteaux :

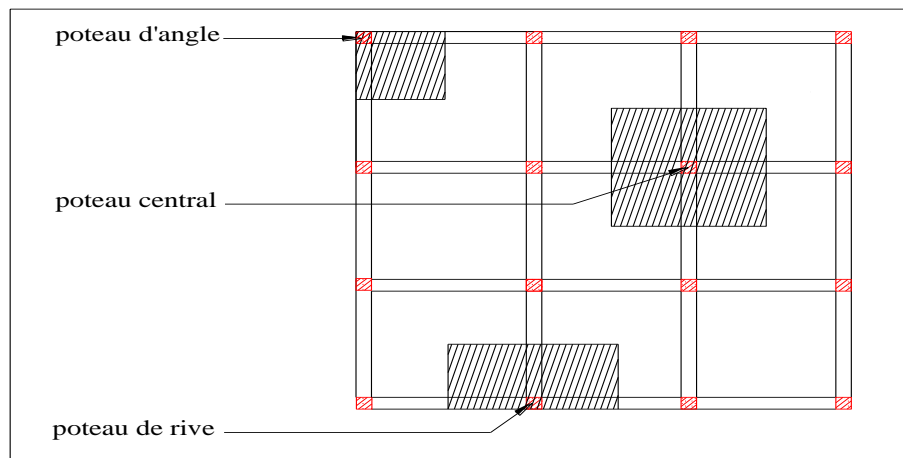


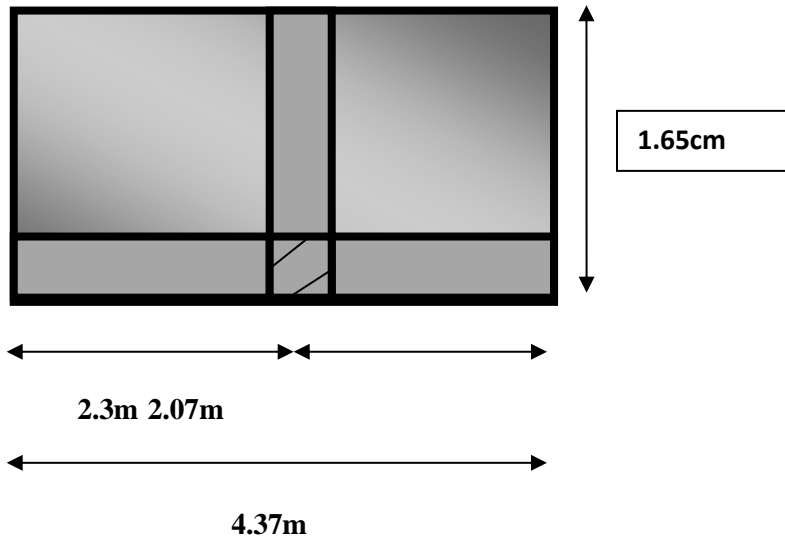
Figure II-6 Les types des poteaux.

**5.5. Surfaces revenants aux poteaux :**

**5.5.1. Poteau de rive (B-12) :**

$S = 4.37 * 1.65$

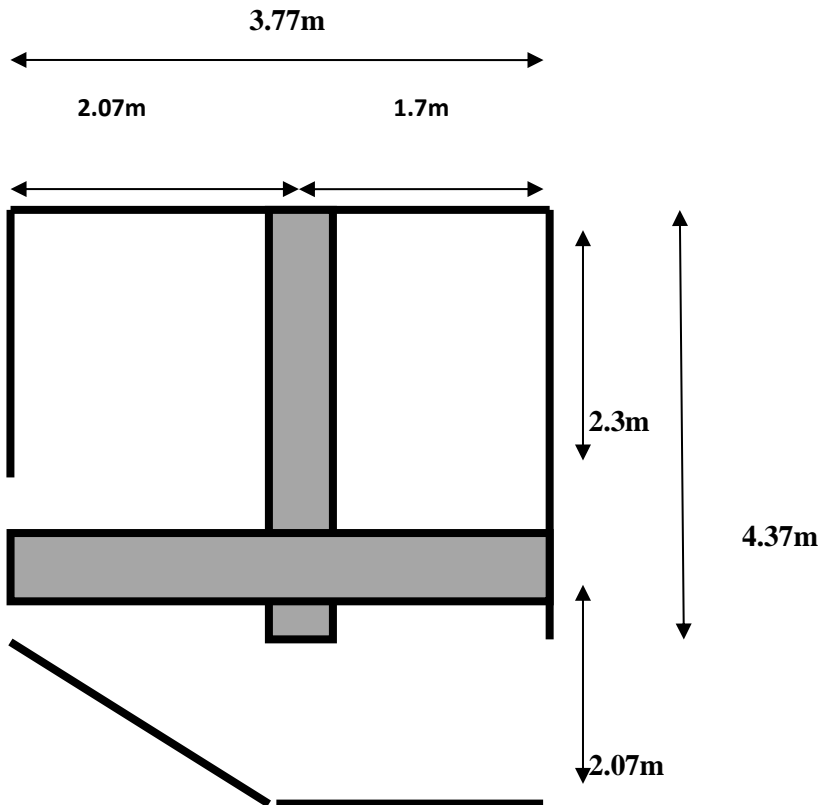
$S = 7.21 \text{ m}^2$



**5.5.2. Poteau d'angle (10-3):**

$$S = (2.17 \times 2.62) + \frac{1}{2}(2.07 \times 2.07) = 7.85 \text{m}^2$$

**5.5.3. Poteau intermédiaire (H-7):**



$$S = (4.37 \times 1.7) + (2.07 \times 2.30) + \frac{1}{2}(2.07 \times 2.07)$$

$$S = 14.32 \text{ m}^2$$

## 5.6. Calcul des charges :

### 5.6.1. Charges permanente :

#### a -Poteau de rive (B-12) :

##### Poids revenant à la terrasse : (10<sup>ème</sup> étage)

-Poids plancher terrasse.....	6.53*7.21=47.08 KN
-Poids des poutres porteuses.....	0.3*0.45*4.2* 25 =14.17 KN
-Poids des poutres non porteuses.....	0.3*0.4*4.05*25 = 12.15 KN
- Poids du poteau.....	0.4*0.4*3.06*25 = 12.24 KN
-Poids de l'acrotère.....	2.25*4.37=9.83 KN

---

**G<sub>T</sub> = 95.47 KN**

##### Poids revenant au 9<sup>ème</sup> étage :

-Poids revenant Niveau Terrasse.....	95.47 KN
-Poids plancher courant.....	6.09*7.21=43.90 KN
-Poids des poutres porteuses.....	0.3*0.45*4.2* 25 =14.17 KN
-Poids des poutres non porteuses.....	0.3*0.4*4.05*25 = 12.15 KN
-Poids de mur extérieur.....	2.85*4.37= 12.45 KN
-Poids du poteau.....	0.4*0.4*3.06*25 = 12.24 KN

---

**G<sub>T</sub> = 190.38 KN**

##### Poids revenant au 8<sup>ème</sup> étage :

-Poids revenant Niveau 9 <sup>ème</sup> étage :.....	190.38 KN
-Poids plancher courant.....	6.09*7.21=43.90 KN
-Poids des poutres porteuses.....	0.3*0.45*4.2* 25 =14.17 KN
-Poids des poutres non porteuses.....	0.3*0.4*4.05*25 = 12.15 KN
-Poids de mur extérieur.....	2.85*4.37= 12.45 KN
-Poids du poteau.....	0.4*0.4*3.06*25 = 12.24 KN

---

**G<sub>T</sub> =285.29KN**

**Poids revenant au 7<sup>ème</sup> étage :**

- Poids revenant Niveau 8<sup>ème</sup> étage :.....285.29 KN
- Poids plancher courant.....6.09\*7.21=43.90 KN
- Poids des poutres porteuses.....0.3\*0.45\*4.2\* 25 =14.17 KN
- Poids des poutres non porteuses.....0.3\*0.4\*4.05\*25 = 12.15 KN
- Poids de mur extérieur.....2.85\*4.37= 12.45 KN
- Poids du poteau.....0.4\*0.4\*3.06\*25 = 12.24 KN

**G<sub>T</sub> =380.2KN**

**Poids revenant au 6<sup>ème</sup> étage :**

- Poids revenant Niveau 7<sup>ème</sup> étage :.....380.2 KN
- Poids plancher courant.....6.09\*7.21=43.90 KN
- Poids des poutres porteuses.....0.3\*0.45\*4.2\* 25 =14.17 KN
- Poids des poutres non porteuses.....0.3\*0.4\*4.05\*25 = 12.15 KN
- Poids de mur extérieur.....2.85\*4.37= 12.45 KN
- Poids du poteau.....0.4\*0.4\*3.06\*25 = 12.24 KN

**G<sub>T</sub> =475.11KN**

**Poids revenant au 5<sup>ème</sup> étage :**

- Poids revenant Niveau 6<sup>ème</sup> étage :.....475.11 KN
- Poids plancher courant.....6.09\*7.21=43.90 KN
- Poids des poutres porteuses.....0.3\*0.45\*4.2\* 25 =14.17 KN
- Poids des poutres non porteuses.....0.3\*0.4\*4.05\*25 = 12.15 KN
- Poids de mur extérieur.....2.85\*4.37= 12.45 KN
- Poids du poteau.....0.4\*0.4\*3.06\*25 = 12.24 KN

**G<sub>T</sub> =570.02KN**

**Poids revenant au 4<sup>ème</sup> étage :**

- Poids revenant Niveau 5<sup>ème</sup> étage :.....570.02 KN
- Poids plancher courant.....6.09\*7.21=43.90 KN
- Poids des poutres porteuses.....0.3\*0.45\*4.2\* 25 =14.17 KN
- Poids des poutres non porteuses.....0.3\*0.4\*4.05\*25 = 12.15 KN

-Poids de mur extérieur..... $2.85*4.37= 12.45$  KN

-Poids du poteau..... $0.4*0.4*3.06*25 = 12.24$  KN

---

**$G_T = 664.93$ KN**

**Poids revenant au 3<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 4<sup>ème</sup> étage :..... $664.93$ KN

-Poids plancher courant..... $6.09*7.21=43.90$  KN

-Poids des poutres porteuses..... $0.3*0.45*4.2* 25 =14.17$  KN

-Poids des poutres non porteuses..... $0.3*0.4*4.05*25 = 12.15$  KN

-Poids de mur extérieur..... $2.85*4.37= 12.45$  KN

-Poids du poteau..... $0.4*0.4*3.06*25 = 12.24$  KN

---

**$G_T = 759.84$ KN**

**Poids revenant au 2<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 3<sup>ème</sup> étage :..... $759.84$ KN

-Poids plancher courant..... $6.09*7.21=43.90$  KN

-Poids des poutres porteuses..... $0.3*0.45*4.2* 25 =14.17$  KN

-Poids des poutres non porteuses..... $0.3*0.4*4.05*25 = 12.15$  KN

-Poids de mur extérieur..... $2.85*4.37= 12.45$  KN

-Poids du poteau..... $0.4*0.4*3.06*25 = 12.24$  KN

---

**$G_T = 854.75$ KN**

**Poids revenant au 1<sup>ère</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 2<sup>ème</sup> étage :..... $854.75$ KN

-Poids plancher courant..... $6.09*7.21=43.90$  KN

-Poids des poutres porteuses..... $0.3*0.45*4.2* 25 =14.17$  KN

-Poids des poutres non porteuses..... $0.3*0.4*4.05*25 = 12.15$  KN

-Poids de mur extérieur..... $2.85*4.37= 12.45$  KN

-Poids du poteau..... $0.4*0.4*3.06*25 = 12.24$  KN

---

**$G_T = 949.66$ KN**

**Poids revenant au RDC :**

- Poids revenant Niveau 1<sup>ère</sup> étage :.....949.66KN
- Poids plancher courant.....6.09\*7.21=43.90 KN
- Poids des poutres porteuses.....0.3\*0.45\*4.2\* 25 =14.17 KN
- Poids des poutres non porteuses.....0.3\*0.4\*4.05\*25 = 12.15 KN
- Poids de mur extérieur.....2.85\*4.37= 12.45 KN
- Poids du poteau.....0.4\*0.4\*3.06\*25 = 12.24 KN

**G<sub>T</sub> =1044.57KN**

**5.6.2. Charges d'exploitation**

**Tableau II-8 Résultats de la dégression des charges**

Niveaux	Q (KN/m <sup>2</sup> )	N <sub>Q</sub> (KN)
Terrasse	1	7.21
Niv09	2.5	18.02
Niv08	3.85	27.75
Niv07	5.05	36.41
Niv06	6.1	43.98
Niv05	7	50.47
Niv04	7.75	55.87
Niv03	8.45	60.92
Niv02	9.28	66.90
Niv01	10.04	72.38
RDC	10.75	77.50

Le choix final des sections des poteaux de rive, et la vérification des sections selon les RPA 99/Version 2003, sont récapitulés dans le **Tableau II.9**

**Tableau II-9** Le choix final des sections des poteaux de rive, et la vérification des sections selon les RPA 99/ Version 2003

Niv	N <sub>G</sub> KN	N <sub>Q</sub> KN	N <sub>U</sub> KN	Br cm <sup>2</sup>	(a=b) cm	RPA	choix cm	N <sub>ser</sub> KN	σ <sub>s</sub> MPa	$\frac{h}{b} \leq 4$ MPa	Obs
1	95.47	7.21	139.69	92.21	9.62	≥ 30	(30*30)	102.68	0.99	15	OK
2	190.38	18.022	284.04	187.46	13.71	≥ 30	(30*30)	208.4	2.01	15	OK
3	285.29	27.75	426.76	281.66	16.80	≥ 30	(30*30)	313.04	3.02	15	OK
4	380.2	36.41	567.88	374.80	19.37	≥ 30	(30*30)	416.61	4.02	15	OK
5	475.11	43.98	707.36	466.85	21.62	≥ 30	(30*30)	519.09	3.68	15	OK
6	570.02	50.47	845.23	557.85	23.63	≥ 30	(30*30)	620.49	4.40	15	OK
7	664.93	55.87	981.46	647.76	25.47	≥ 30	(30*30)	720.8	5.11	15	OK
8	759.84	60.92	1117.16	737.32	27.17	≥ 30	(30*30)	820.76	5.82	15	OK
9	854.75	66.90	1254.26	827.81	28.79	≥ 30	(30*30)	921.65	5	15	OK
10	949.66	72.38	1390.61	917.80	30.31	≥ 30	(35*35)	1022.04	5.55	15	OK
RDC	1044.57	77.50	1526.41	1007.43	31.76	≥ 30	(35*35)	1122.07	6.09	15	OK

**b-Poteau central (H-7):**

Le poteau central (H-7) est le plus sollicité parmi les trois types des poteaux, à une surface de participation S = 14.32 m<sup>2</sup>.

**\* Charges permanente :**

**Poids revenant à la terrasse : (10<sup>ème</sup> étage)**

-Poids plancher terrasse.....6.53\*14.32=93.50 KN

-Poids des poutres porteuses.....0.3\*0.45\*4.2\* 25 =14.17 KN

-Poids des poutres non porteuses.....0.3\*0.4\*4.05\*25 = 12.15 KN

-Poids du poteau.....0.4\*0.4\*3.06\*25 = 12.24 KN



$$G_T = 132.06 \text{KN}$$

**Poids revenant au 9<sup>ème</sup> étage :**

- Poids revenant Niveau Terrasse.....132.06 KN
- Poids plancher courant.....6.09\*14.32=87.20 KN
- Poids des poutres porteuses.....0.3\*0.45\*4.2\* 25 =14.17 KN
- Poids des poutres non porteuses.....0.3\*0.4\*4.05\*25 = 12.15 KN
- Poids du poteau.....0.4\*0.4\*3.06\*25 = 12.24 KN

---


$$G_T = 257.82 \text{KN}$$

**Poids revenant au 8<sup>ème</sup> étage :**

- Poids revenant Niveau 9<sup>ème</sup> étage.....257.82 KN
- Poids plancher courant.....6.09\*14.32=87.20 KN
- Poids des poutres porteuses.....0.3\*0.45\*4.2\* 25 =14.17 KN
- Poids des poutres non porteuses.....0.3\*0.4\*4.05\*25 = 12.15 KN
- Poids du poteau.....0.4\*0.4\*3.06\*25 = 12.24 KN

---


$$G_T = 383.58 \text{KN}$$

**Poids revenant au 7<sup>ème</sup> étage :**

- Poids revenant Niveau 8<sup>ème</sup> étage.....383.58 KN
- Poids plancher courant.....6.09\*14.32=87.20 KN
- Poids des poutres porteuses.....0.3\*0.45\*4.2\* 25 =14.17 KN
- Poids des poutres non porteuses.....0.3\*0.4\*4.05\*25 = 12.15 KN
- Poids du poteau.....0.4\*0.4\*3.06\*25 = 12.24 KN

---


$$G_T = 509.34 \text{KN}$$

**Poids revenant au 6<sup>ème</sup> étage :**

- Poids revenant Niveau 7<sup>ème</sup> étage.....509.34 KN
- Poids plancher courant.....6.09\*14.32=87.20 KN
- Poids des poutres porteuses.....0.3\*0.45\*4.2\* 25 =14.17 KN
- Poids des poutres non porteuses.....0.3\*0.4\*4.05\*25 = 12.15 KN
- Poids du poteau.....0.4\*0.4\*3.06\*25 = 12.24 KN

$$G_T = 635.1 \text{KN}$$

**Poids revenant au 5<sup>ème</sup> étage :**

- Poids revenant Niveau 6<sup>ème</sup> étage.....635.1KN
- Poids plancher courant.....6.09\*14.32=87.20 KN
- Poids des poutres porteuses.....0.3\*0.45\*4.2\* 25 =14.17 KN
- Poids des poutres non porteuses.....0.3\*0.4\*4.05\*25 = 12.15 KN
- Poids du poteau.....0.4\*0.4\*3.06\*25 = 12.24 KN

$$G_T = 760.86 \text{KN}$$

**Poids revenant au 4<sup>ème</sup> étage :**

- Poids revenant Niveau 5<sup>ème</sup> étage.....760.86 KN
- Poids plancher courant.....6.09\*14.32=87.20 KN
- Poids des poutres porteuses.....0.3\*0.45\*4.2\* 25 =14.17 KN
- Poids des poutres non porteuses.....0.3\*0.4\*4.05\*25 = 12.15 KN
- Poids du poteau.....0.4\*0.4\*3.06\*25 = 12.24 KN

$$G_T = 886.62 \text{KN}$$

**Poids revenant au 3<sup>ème</sup> étage :**

- Poids revenant Niveau 4<sup>ème</sup> étage.....886.62 KN
- Poids plancher courant.....6.09\*14.32=87.20 KN
- Poids des poutres porteuses.....0.3\*0.45\*4.2\* 25 =14.17 KN
- Poids des poutres non porteuses.....0.3\*0.4\*4.05\*25 = 12.15 KN
- Poids du poteau.....0.4\*0.4\*3.06\*25 = 12.24 KN

$$G_T = 1012.38 \text{KN}$$

**Poids revenant au 2<sup>ème</sup> étage :**

- Poids revenant Niveau 3<sup>ème</sup> étage.....1012.38 KN
- Poids plancher courant.....6.09\*14.32=87.20 KN
- Poids des poutres porteuses.....0.3\*0.45\*4.2\* 25 =14.17 KN
- Poids des poutres non porteuses.....0.3\*0.4\*4.05\*25 = 12.15 KN
- Poids du poteau.....0.4\*0.4\*3.06\*25 = 12.24 KN

$$G_T = 1138.14 \text{ KN}$$

**Poids revenant au 1<sup>ère</sup> étage :**

- Poids revenant Niveau 2<sup>ème</sup> étage.....1138.14 KN
- Poids plancher courant.....6.09\*14.32=87.20 KN
- Poids des poutres porteuses.....0.3\*0.45\*4.2\* 25 =14.17 KN
- Poids des poutres non porteuses.....0.3\*0.4\*4.05\*25 = 12.15 KN
- Poids du poteau.....0.4\*0.4\*3.06\*25 = 12.24 KN

---


$$G_T = 1263.9 \text{ KN}$$

**Poids revenant au RDC :**

- Poids revenant Niveau 1<sup>ère</sup> étage.....1263.9KN
- Poids plancher courant.....6.09\*14.32=87.20 KN
- Poids des poutres porteuses.....0.3\*0.45\*4.2\* 25 =14.17 KN
- Poids des poutres non porteuses.....0.3\*0.4\*4.05\*25 = 12.15 KN
- Poids du poteau.....0.4\*0.4\*3.06\*25 = 12.24 KN

---


$$G_T = 1389.66 \text{ KN}$$

**\*Charges d'exploitation :**

**Tableau II-10** Résultats de la dégression des charges

Niveaux	Q (KN/m <sup>2</sup> )	N <sub>Q</sub> (KN)
Terrasse	1	14.32
Niv09	2.5	35.8
Niv08	3.85	55.13
Niv07	5.05	72.31
Niv06	6.1	87.35
Niv05	7	100.24
Niv04	7.75	110.98

<b>Niv03</b>	8.45	121
<b>Niv02</b>	9.28	132.88
<b>Niv01</b>	10.04	143.77
<b>RDC</b>	10.75	153.94

Le choix final des sections des poteaux centraux, et la vérification des sections selon les RPA 99/ Version 2003, sont récapitulés dans le **Tableau II.11**

**Tableau II-11** Le choix final des sections des poteaux centraux, et la vérification des sections selon les RPA 99/ Version 2003

<b>Niv</b>	<b>N<sub>G</sub></b> KN	<b>N<sub>Q</sub></b> KN	<b>N<sub>u</sub></b> KN	<b>Br</b> cm <sup>2</sup>	<b>(a=b)</b> cm	<b>RPA</b>	<b>choix</b> cm	<b>N<sub>ser</sub></b> KN	<b>σ<sub>s</sub></b> MPa	<b>σ̄<sub>ser</sub></b> MPa	<b>Obs</b>
<b>1</b>	132.06	14.32	199.76	131.8	11.50	≥ 30	<b>(30*30)</b>	146.38	1.41	15	<b>OK</b>
<b>2</b>	257.82	35.8	401.75	265.1	16.30	≥ 30	<b>(30*30)</b>	293.62	2.83	15	<b>OK</b>
<b>3</b>	383.58	55.13	600.52	396.3	19.92	≥ 30	<b>(30*30)</b>	438.71	4.23	15	<b>OK</b>
<b>4</b>	509.34	72.31	796.07	525.4	22.94	≥ 30	<b>(30*30)</b>	581.65	4.12	15	<b>OK</b>
<b>5</b>	635.1	87.35	965.85	637.4	25.26	≥ 30	<b>(30*30)</b>	722.45	5.12	15	<b>OK</b>
<b>6</b>	760.86	100.24	1177.52	777.1	27.89	≥ 30	<b>(30*30)</b>	861.1	4.67	15	<b>OK</b>
<b>7</b>	886.62	110.98	1363.40	899	30	≥ 30	<b>(35*35)</b>	997.6	5.42	15	<b>OK</b>
<b>8</b>	1012.38	121	1548.21	1021.8	31.98	≥ 30	<b>(35*35)</b>	1133.38	4.86	15	<b>OK</b>
<b>9</b>	1138.14	132.88	1735.80	1145.6	33.86	≥ 30	<b>(35*35)</b>	1271.02	5.45	15	<b>OK</b>
<b>10</b>	1263.9	143.77	1921.92	1268.4	35.88	≥ 30	<b>(40*40)</b>	1380.67	4.80	15	<b>OK</b>
<b>RDC</b>	1389.66	153.94	2106.95	1390.5	37.30	≥ 30	<b>(40*40)</b>	1543.6	5.36	15	<b>OK</b>

**C-Poteau d'angle (10-3):**

**\*Charges permanente :**

**Poids revenant à la terrasse : (10<sup>ème</sup> étage)**

-Poids plancher terrasse.....	6.53*7.85=51.26 KN
-Poids des poutres porteuses.....	0.3*0.45*4.2* 25 =14.17 KN
-Poids des poutres non porteuses.....	0.3*0.4*4.05*25 = 12.15 KN
- Poids du poteau.....	0.4*0.4*3.06*25 = 12.24 KN
-Poids de l'acrotère.....	2.25*4.35=9.78 KN

---

**G<sub>T</sub> = 99.6KN**

**Poids revenant au 9<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau Terrasse.....	99.6 KN
-Poids plancher courant.....	6.09*7.85=51.26KN
-Poids des poutres porteuses.....	0.3*0.45*4.2* 25 =14.17 KN
-Poids des poutres non porteuses.....	0.3*0.4*4.05*25 = 12.15 KN
-Poids de mur extérieur.....	2.85*4.35= 12.45 KN
-Poids du poteau.....	0.4*0.4*3.06*25 = 12.24 KN

---

**G<sub>T</sub> = 201.81 KN**

**Poids revenant au 8<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 9 <sup>ème</sup> étage.....	201.81 KN
-Poids plancher courant.....	6.09*7.85=51.26KN
-Poids des poutres porteuses.....	0.3*0.45*4.2* 25 =14.17 KN
-Poids des poutres non porteuses.....	0.3*0.4*4.05*25 = 12.15 KN
-Poids de mur extérieur.....	2.85*4.35= 12.45 KN
-Poids du poteau.....	0.4*0.4*3.06*25 = 12.24 KN

---

**G<sub>T</sub> =304.08 KN**

**Poids revenant au 7<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 8 <sup>ème</sup> étage.....	304.08KN
-Poids plancher courant.....	6.09*7.85=51.26KN
-Poids des poutres porteuses.....	0.3*0.45*4.2* 25 =14.17 KN
-Poids des poutres non porteuses.....	0.3*0.4*4.05*25 = 12.15 KN
-Poids de mur extérieur.....	2.85*4.35= 12.45 KN

-Poids du poteau..... $0.4*0.4*3.06*25 = 12.24 \text{ KN}$

---

**$G_T = 406.35 \text{ KN}$**

**Poids revenant au 6<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 8<sup>ème</sup> étage..... 406.35 KN

-Poids plancher courant..... $6.09*7.85=51.26\text{KN}$

-Poids des poutres porteuses..... $0.3*0.45*4.2* 25 =14.17 \text{ KN}$

-Poids des poutres non porteuses..... $0.3*0.4*4.05*25 = 12.15 \text{ KN}$

-Poids de mur extérieur..... $2.85*4.35= 12.45 \text{ KN}$

-Poids du poteau..... $0.4*0.4*3.06*25 = 12.24 \text{ KN}$

---

**$G_T = 508.62\text{KN}$**

**Poids revenant au 5<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 6<sup>ème</sup> étage..... 508.62KN

-Poids plancher courant..... $6.09*7.85=51.26\text{KN}$

-Poids des poutres porteuses..... $0.3*0.45*4.2* 25 =14.17 \text{ KN}$

-Poids des poutres non porteuses..... $0.3*0.4*4.05*25 = 12.15 \text{ KN}$

-Poids de mur extérieur..... $2.85*4.35= 12.45 \text{ KN}$

-Poids du poteau..... $0.4*0.4*3.06*25 = 12.24 \text{ KN}$

---

**$G_T = 610.89\text{KN}$**

**Poids revenant au 4<sup>ème</sup> étage :**

-Poids revenant Niveau 5<sup>ème</sup> étage..... 610.89 KN

-Poids plancher courant..... $6.09*7.85=51.26\text{KN}$

-Poids des poutres porteuses..... $0.3*0.45*4.2* 25 =14.17 \text{ KN}$

-Poids des poutres non porteuses..... $0.3*0.4*4.05*25 = 12.15 \text{ KN}$

-Poids de mur extérieur..... $2.85*4.35= 12.45 \text{ KN}$

-Poids du poteau..... $0.4*0.4*3.06*25 = 12.24 \text{ KN}$

---

**$G_T = 713.16\text{KN}$**

**Poids revenant au 3<sup>ème</sup> étage :**

- Poids revenant Niveau 4<sup>ème</sup> étage..... 713.16 KN
- Poids plancher courant.....6.09\*7.85=51.26KN
- Poids des poutres porteuses.....0.3\*0.45\*4.2\* 25 =14.17 KN
- Poids des poutres non porteuses.....0.3\*0.4\*4.05\*25 = 12.15 KN
- Poids de mur extérieur.....2.85\*4.35= 12.45 KN
  
- Poids du poteau.....0.4\*0.4\*3.06\*25 = 12.24 KN

---

**G<sub>T</sub> =815.43 KN**

**Poids revenant au 2<sup>ème</sup> étage :**

- Poids revenant Niveau 3<sup>ème</sup> étage..... 815 .43 KN
- Poids plancher courant.....6.09\*7.85=51.26KN
- Poids des poutres porteuses.....0.3\*0.45\*4.2\* 25 =14.17 KN
- Poids des poutres non porteuses.....0.3\*0.4\*4.05\*25 = 12.15 KN
- Poids de mur extérieur.....2.85\*4.35= 12.45 KN
  
- Poids du poteau.....0.4\*0.4\*3.06\*25 = 12.24 KN

---

**G<sub>T</sub> =917.7 KN**

**Poids revenant au 1<sup>ème</sup> étage :**

- Poids revenant Niveau 2<sup>ème</sup> étage..... 917.7KN
- Poids plancher courant.....6.09\*7.85=51.26KN
- Poids des poutres porteuses.....0.3\*0.45\*4.2\* 25 =14.17 KN
- Poids des poutres non porteuses.....0.3\*0.4\*4.05\*25 = 12.15 KN
- Poids de mur extérieur.....2.85\*4.35= 12.45 KN
  
- Poids du poteau.....0.4\*0.4\*3.06\*25 = 12.24 KN

---

**G<sub>T</sub> =1019.97 KN**

**Poids revenant au RDC :**

- Poids revenant Niveau 1<sup>ère</sup> étage..... 1019.97 KN
- Poids plancher courant.....6.09\*7.85=51.26KN
- Poids des poutres porteuses.....0.3\*0.45\*4.2\* 25 =14.17 KN

-Poids des poutres non porteuses..... $0.3*0.4*4.05*25 = 12.15$  KN

-Poids de mur extérieur..... $2.85*4.35= 12.45$  KN

-Poids du poteau..... $0.4*0.4*3.06*25 = 12.24$  KN

**$G_T = 1122.14$ KN**

**\*Charges d'exploitation :**

**Tableau II-12** Résultats de la dégression des charges

Niveaux	Q (KN/m <sup>2</sup> )	N <sub>Q</sub> (KN)
Terrasse	1	7.85
Niv09	2.5	19.62
Niv08	3.85	30.22
Niv07	5.05	39.64
Niv06	6.1	47.88
Niv05	7	54.49
Niv04	7.75	60.83
Niv03	8.45	66.33
Niv02	9.28	72.84
Niv01	10.04	78.81
RDC	10.75	84.38

Le choix final des sections des poteaux d'angle, et la vérification des sections selon les RPA 99/ Version 2003, sont récapitulés dans le **Tableau II.13**



**Tableau II-13** Le choix final des sections des poteaux d'angle, et la vérification des sections selon les RPA 99/ Version 2003

Niv	N <sub>G</sub> KN	N <sub>Q</sub> KN	N <sub>U</sub> KN	Br cm <sup>2</sup>	(a=b) cm	RPA	choix cm	N <sub>ser</sub> KN	σ <sub>S</sub> MPa	σ̄ <sub>SER</sub> MPa	Obs
1	99.6	7.85	146.23	96.51	9.84	≥ 30	(30*30)	107.45	1.03	15	OK
2	201.81	19.62	301.87	199.23	14.13	≥ 30	(30*30)	221.43	2.13	15	OK
3	304.08	30.22	455.83	300.84	17.36	≥ 30	(30*30)	334.3	3.22	15	OK
4	406.35	39.64	608.03	401.29	20.05	≥ 30	(30*30)	445.99	3.16	15	OK
5	508.62	47.88	758.45	500.57	22.39	≥ 30	(30*30)	556.5	3.95	15	OK
6	610.89	54.49	906.43	598.24	24.47	≥ 30	(30*30)	665.38	4.72	15	OK
7	713.16	60.83	1054.01	695.64	26.39	≥ 30	(30*30)	773.99	4.20	15	OK
8	815.43	66.33	1200.32	792.21	28.16	≥ 30	(30*30)	881.76	4.79	15	OK
9	917.7	72.84	1348.15	889.77	29.84	≥ 30	(30*30)	990.54	5.38	15	OK
10	1019.97	78.81	1495.17	986.81	31.43	≥ 30	(35*35)	1098.78	4.71	15	OK
RDC	1122.14	84.38	1641.45	1083.35	32.93	≥ 30	(35*35)	1206.52	5.95	15	OK

## II.6. pré-dimensionnement des voiles :

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé est donné par RPA99 version 2003[5]. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.)

Selon (l'article 7.7.1) du RPA 99 /2003 [5] « les éléments satisfaisants la condition  $(L \geq 4e)$  sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec :

$L$  : porté du voile.

$e$  : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm .de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure

❖ **C'est à dire :**

Les voiles sont des murs en béton armé justifiants à (l'article 7.7.1) de RPA99/2003[5] :

$\bar{\sigma}_{ser} \quad e_{min} = 15 \text{ cm}$

À partir de la hauteur d'étage  $h_e = H - h_d$

$h_e$  : hauteur libre d'étage.

$h_d$  : épaisseur de la dalle

$H$  : hauteur d'étage

Condition de rigidité aux extrémités suivantes.

$$e \geq h_e / 25$$

$$e \geq h_e / 22$$

$$e \geq h_e / 20$$

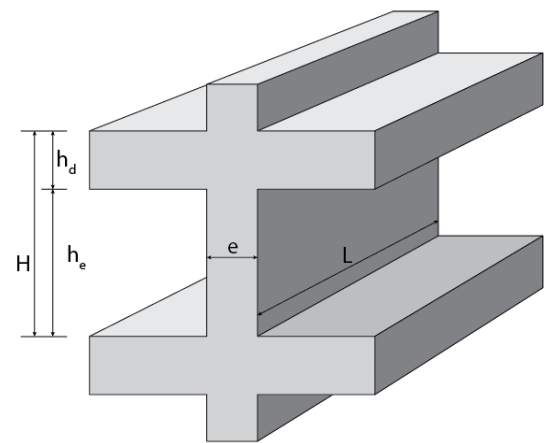


Figure II-7 Coupe de voile en élévation

**6.1. Voile de contreventement :**

$$h_e = H - h_d = 3,06 - 0,16 \Rightarrow h_e = 2,90 \text{ m.}$$

$$e \geq h_e / 20 \Rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$$

On adoptera :  $e=25\text{cm}$

**6.2. Voile d'ascenseur :**

$$e \geq h_e / 25 \Rightarrow e \geq 12 \text{ cm}$$

Pour la cage d'ascenseur on adoptera :  $e= 15\text{cm}$

6.3. Voile périphérique :

$$e \geq \frac{he}{22} \Rightarrow e \geq 13\text{cm}$$

On adoptera  $e=15\text{cm}$

**Conclusion:**

$$e \geq \max(e_{\min}; e \geq \frac{h}{25}; e \geq \frac{h}{22}; e \geq \frac{h}{20})$$

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

On adopte  $e = 25\text{ cm}$

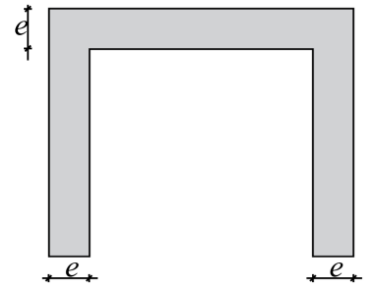


Figure II-8 coupe de voile de la cage de l'ascenseur

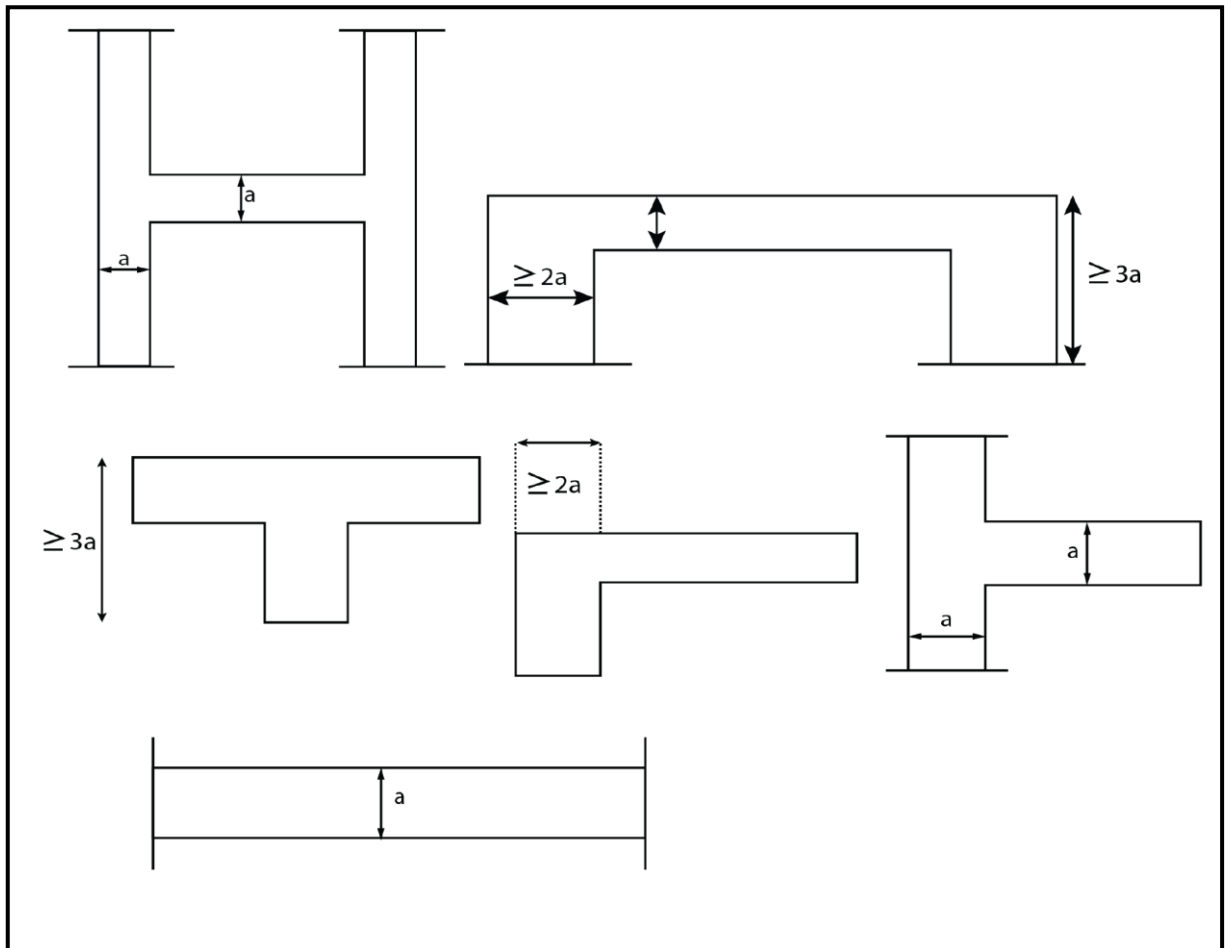


Figure II-9 Coupes des voiles en plan pour différents cas

Chapitre III :  
Ferrailage des éléments  
non structuraux

## Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux :

### III.1- Introduction :

Ce chapitre présente le calcul de ferrailage des éléments non structuraux qui n'assurent pas la stabilité et la résistance du bâtiment sous l'effet des charges (gravité, vent, séisme...). Ces éléments sont:

- L'acrotère
- Les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine).
- Les escaliers.

### III.2-Acrotère :

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère, assimilée à une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse. La section dangereuse est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement. Un joint de dilatation est prévu chaque 6m.

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Son poids propres sous forme d'efforts normaux verticaux.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1KN/ml due à la main courante.
- Actions climatiques (gradient thermique).

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes:

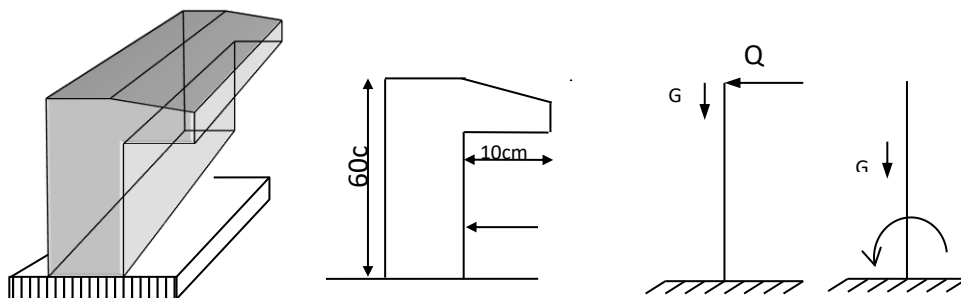


Figure III-1 Dimensions et sollicitation de l'acrotère.

**III.2.1. Evaluation des charges :****III.2.1.1. Charges permanentes :**

- **Surface de l'acrotère :**

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,08 \times 0,10) + \left( \frac{0,02 \times 0,10}{2} \right) = 0,069\text{m}^2$$

- **Poids propre de l'acrotère :**

$$G1 = \rho_b \times s = 25 \times 0,069 = 1,725\text{KN/ml}$$

$$G1 = 1,725 \text{ kN/m}$$

Revêtement en ciment (e=2cm ;  $\rho=18 \text{ kN/m}^3$ )

$$G2 = \rho_{ci} \times e \times p_{ci} = (18 \times 0,02) \times (0,6 + 2 \times 0,1 + 0,08 + 0,5 + 0,1019) = 0,533 \text{ KN/ml}$$

$$G = G1 + G2 = 2,258\text{KN/ml}$$

**III.2.1.2 Charge d'exploitation :**

Donc : **Q=1,00kN/ml**

Charge permanente :  $G = 2,258\text{KN/ml}$

Charge d'exploitation :  $Q = 1,00\text{kN/ml}$

**III.2.1.3. Forces horizontales (Fp) :**

D'après l'article 6.2.3 de RPA 99 /version 2003, l'action de force sismique horizontale  $F_p$  est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

**Avec :**

**A :** Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés : groupe 2 : [A= 0.25]

**C<sub>p</sub> :** Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1) : [C<sub>p</sub>=0,8]. (C<sub>p</sub>= 0.8).

**W<sub>p</sub> :** Poids total de l'acrotère (W<sub>p</sub>= 2.258 KN)

Donc :  $F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,258 \Rightarrow F_p = 1,80 \text{ KN}$

La charge d'exploitation ultime (Q<sub>u</sub>) est le maximum de (1.5Q et F<sub>p</sub>)

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p) = \text{Max} (1,5 ; 1,80) = 1,80\text{KN}$$

**Conclusion :**

Pour une bande de 1m de largeur **G=2.258 kN/ml** et **Q=1.80 KN/ml**

### III.2.1.4. Calcul des sollicitations :

#### a- Calcul à ELU :

Le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU) est donné par :

$$N_u = 1.35GL \Rightarrow N_u = 1.35 \times 2.258 \times 1 = 3.04 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5Q_u hL \Rightarrow M_u = 1.5 \times 1.80 \times 0.6 \times 1 = 1.62 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1.5Q_u L \Rightarrow T_u = 1.5 \times 1.80 \times 1 = 2.7 \text{ KN}$$

#### b- Calcul à ELS

Le calcul des sollicitations à l'état limite de service (ELS) est donné par :

$$N_{ser} = GL \Rightarrow N_{ser} = 2.258 \times 1 = 2.258 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q_u hL \Rightarrow M_{ser} = 1.80 \times 0.6 \times 1 = 1.08 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = Q_u L \Rightarrow T_{ser} = 1.80 \times 1 = 1.80 \text{ KN}$$

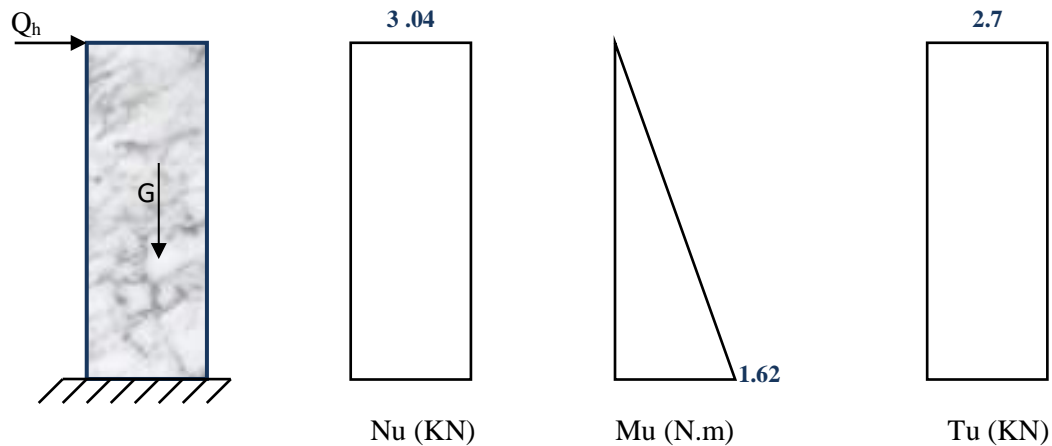


Figure III-2 Diagramme des efforts internes à l'ELU

### III.2.2. Ferrailage de l'acrotère :

L'acrotère est sollicité à la flexion composée et le calcul se fait pour une section rectangulaire avec :  $h=10\text{cm}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $c=c'=2\text{cm}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$

#### III.2.2.1. Calcul à l'ELU

Le calcul de l'excentricité du premier ordre «  $e_0$  » est donné par la formule suivante :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.62}{3.04} = 0.53 \text{ m} = 53 \text{ cm.}$$

La distance entre le centre de gravité de la section et la nappe d'acier comprimé est donnée

$$\text{par : } \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$e_0 > \frac{h}{2} - c'$  ; donc le centre de pression (point d'application de l'effort normal de compression  $N_u$ ) est situé en dehors des deux nappes d'acier. La section étudiée est considérée comme partiellement comprimée. Les armatures seront calculées à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  donné par la formule suivante :

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 1.62 + 3.04 \cdot \left( \frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = 1.71 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1.71 \cdot 10^6}{1000 \cdot (80)^2 \cdot 14.17} = 0.018$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.022$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7.92 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,018 \pi 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La quantité d'acier tendu en flexion simple :

$$A_{sf} = \frac{M_f}{z \cdot \sigma_s} = \frac{1.71 \times 10^{-3}}{0.0792 \times 348} = 0.000062 \text{ m}^2 = 0.62 \text{ cm}^2$$

La quantité d'acier en flexion composée est calculée comme suite :

$$A'_s = A'_{sf} = 0$$

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.000062 - \frac{3.04 \cdot 10^{-3}}{348} = 0.000086 \text{ m}^2 = 0.86 \text{ cm}^2$$

Selon BAEL 91 /modifier 99 la quantité d'acier  $A_s$  doit être vérifiée la condition suivante :

$$A_{s \min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s \min} \geq \max \left\{ \frac{100 \cdot 10}{1000}, 0.23 \cdot 100 \cdot 8 \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{s \min} \geq \max \{ 1 \text{ cm}^2; 0.96 \text{ cm}^2 \} = 0.96 \text{ cm}^2$$

Le choix final des armatures tendues est :

$$\text{On prend : } A_s = \max (A_{\min}; A_s) = 1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100 - 2c - 4T8}{3} = 31.33 \text{ cm.}$$



On prend :  $S_t = 30\text{cm}$

• **Vérification**

$$S_t \geq \min \{3h; 33\text{cm}\}$$

On a  $S_t \geq \min \{3 \times 10; 33\text{cm}\} = 30\text{cm}$  condition vérifié

Les armatures de répartitions sont calculées par :  $A_r \geq \frac{A_s}{4}$

$$\text{Soit } A_r = \frac{2.01}{4} = 0.5\text{cm}^2$$

On prend  $A_r = 3\text{T}8 = 1.51\text{ cm}^2$

$$\text{Avec un espacement. } S_t = \frac{60 - 2c - 3\text{T}8}{2} = 27.2\text{cm}$$

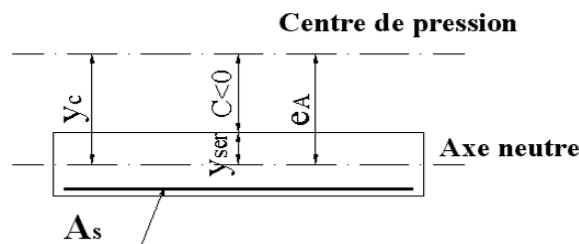
On prend :  $S_t = 25\text{cm}$

**III.2.2.2. Vérification à l'ELS**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.08}{2.258} = 48\text{cm}$$

On a :  $e_0 \leq \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$  Section partiellement comprimée



Soit  $C$  la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée du béton.

$$C = e - \frac{10}{2}$$

Avec :

$$d = h - c = 10 - 2 = 8\text{cm} \text{ la hauteur utile}$$

$$C = 48 - (10/2) = 43\text{ cm}$$

La distance  $y_c$  entre le centre de pression et l'axe neutre est la solution de l'équation suivante :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 + 6n(c + c') \frac{A_s}{b} + 6n(d + c) \frac{A_s}{b}$$

$$p = -3 * 43^2 + 6 * 15 * (43 + 2) \frac{2.01}{100} + 6 * 15 * (43 + 8) \frac{2.01}{100} = -5373.336 \text{ cm}^2$$

$$q = 2c^3 - 6n(c + c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d + c)^2 \frac{A_s}{b}$$

$$q = 2 * 43^3 - 6 * 15 * (43 + 2)^2 \frac{2.01}{100} - 6 * 15 * (43 + 8)^2 \frac{2.01}{100} = 150645.566.434 \text{ cm}^3$$

La solution de l'équation du troisième degré est donnée par :

$$\Delta = q^2 + 4 \left( \frac{p}{3} \right)^3 = 150645.566^2 + 4 * \left( \frac{-5373.336}{3} \right)^3 = -2.9 * 10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 * 150645.566}{2 * (-5373.336)} \sqrt{\frac{-3}{-5373.336}} = -0.99 \Rightarrow \varphi = 171.89^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{5373.336}{3}} = 84.64$$

$$y_1 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 120 \right) = 84.64 * \cos \left( \frac{171.89}{3} + 120 \right) = -84.54$$

$$y_2 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} \right) = 84.64 \cos \left( \frac{171.89}{3} \right) = 45.73$$

$$y_3 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 84.64 \cos \left( \frac{171.89}{3} + 240 \right) = 38.82$$

La solution  $y_c = 61.69 \text{ cm}$  est vérifiée la condition :  $0 < y_{ser} = y_c - c < d$

$$0 < y_{ser} = 45.73 - 43 = 2.73 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} y_{ser} = 2.73 \text{ cm} \\ y_c = 45.73 \text{ cm} \end{cases}$$

▪ Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[ A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c)^2 \right] = \frac{100}{3} 2.73^3 + 15 * \left[ 2.01 (8 - 2.73)^2 \right]$$

$$I = 1515.567 \text{ cm}^4$$

**III.2.3. Vérification des contraintes :**

**III.2.3.1. Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{2.23 \cdot 10^3 * 45.73 * 10}{1515.57 \cdot 10^4} \right) 27.3 = 1.84 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**III.2.3.2. Contraintes de l'acier :**

$$\sigma_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} fe; \max(0.5 fe; 110 \sqrt{f_{tj}}) \right) = 200 MPa \dots \dots \dots (\eta = 1.6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 15 \left( \frac{2.23 * 10^3}{1515.57 * 10^4} * 457.3 \right) (80 - 27.3) = 53.19 MPa \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 15 \left( \frac{2.23 * 10^3}{1515.57 * 10^4} * 457.3 \right) (27.3 - 20) = 7.37 MPa \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**III.2.4. Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 f_{c28}; 4 MPa \} = 2.5 MPa$$

$$\tau_u = \frac{3.01 * 10^3}{1000 * 80} = 0.037 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Le ferrailage de l'acrotère est présenté dans la Figure ci-dessous.

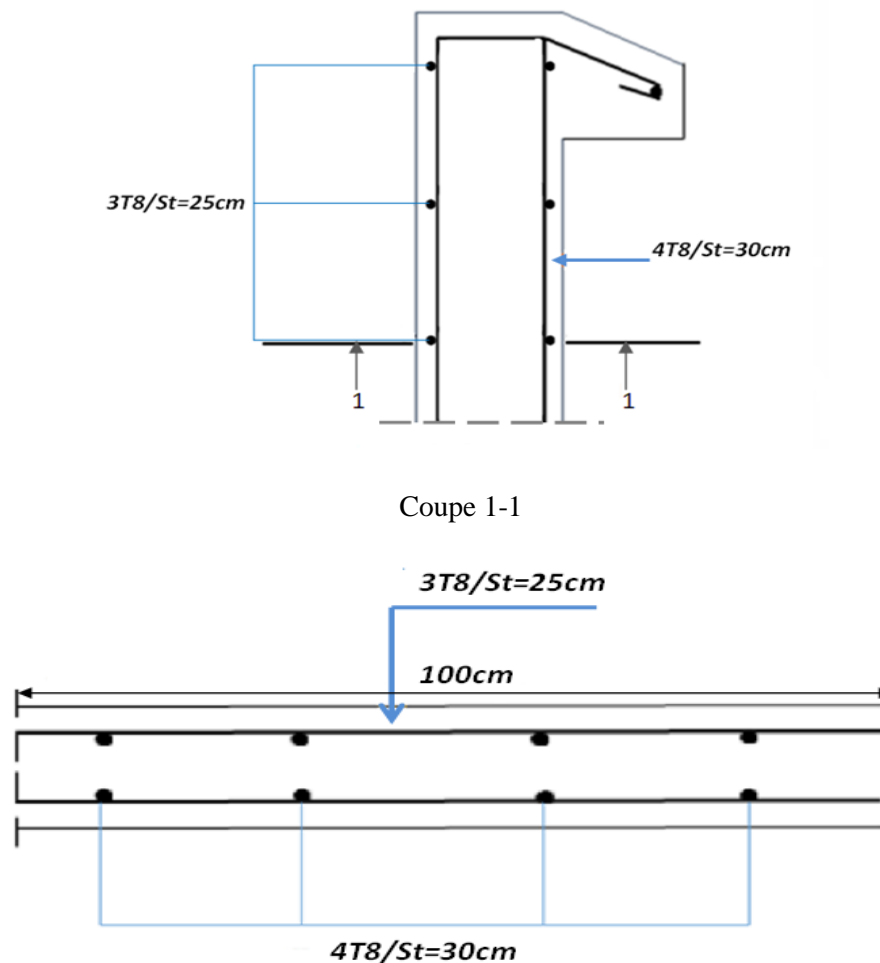


Figure III-3 Ferrailage de l'acrotère

### III.3. Plancher en corps creux :

#### III.3.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés infiniment rigides dans leur plan.

Ils ont pour rôle de :

- Distribution des charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Les planchers à corps creux sont plus légers que les dalles pleines.

Les planchers en corps creux sont composés de trois éléments principaux : les poutrelles préfabriquées ou éléments porteurs, le corps creux ou élément de remplissage de dimensions et l'ourdis ou la table de compression de 4 cm d'épaisseur ( $h_0$ ).

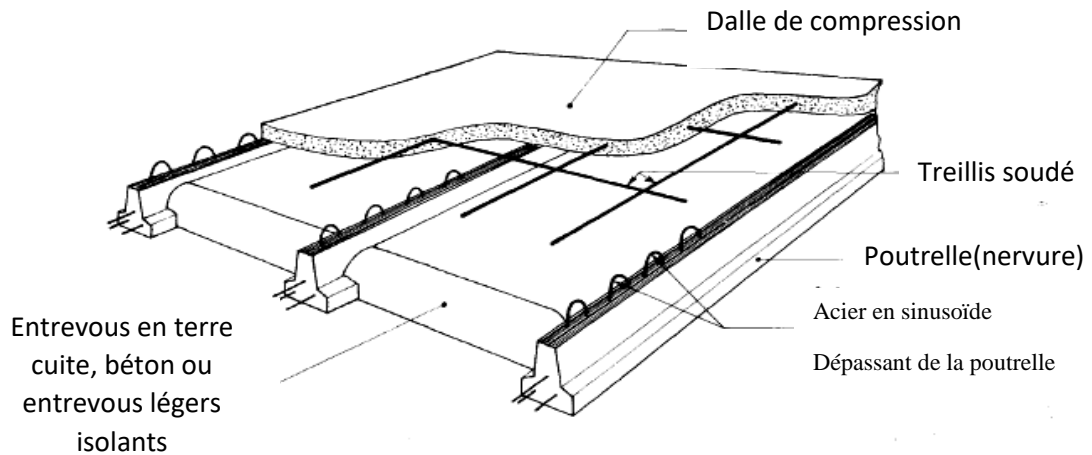


Figure III-4 Schéma statique de la coupe de plancher.

III.3.2 Etude des poutrelles :

3.2.1 - Dimensionnement des poutrelles :

\*La hauteur de la poutrelle :

D'après B.A.E.L91 (ART 2.1.1) [1]:

$$\frac{L}{25} \leq h_{tp} \leq \frac{L}{20}$$

$$L = 4,60 - 0,40 = 4,2 \text{ m}$$

$$16,8 \text{ cm} \leq h_{tp} \leq 21 \text{ cm}$$

On prend :  $h_{tp} = 20 \text{ cm}$

Epaisseur du corps Creux :  $e = 16 \text{ cm}$

Epaisseur de la dalle de compression :  $h_0 = h_{tp} - e = 4 \text{ cm}$

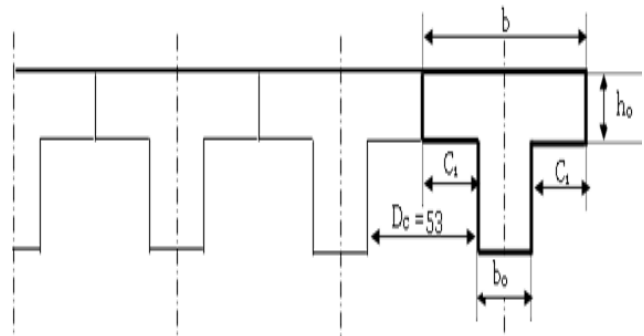


Figure III-5 Coupe horizontale d'une poutrelle

▪ La largeur de la poutrelle :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_{tp}$$

$$b = b_0 + 2 c_1 \quad \text{avec : } b_0 = 12 \text{ cm}$$

Le corps Creux utilisé pour ce plancher :

$$D_c = 53 \text{ cm } c_1 \leq \min \begin{cases} \frac{D_c}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ \frac{L_{\max}}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm} \\ (6 ; 8) \cdot h_0 = 24 \text{ à } 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend :  $C_1 = 26,5 \text{ cm}$

D'où  $b = 65 \text{ cm}$

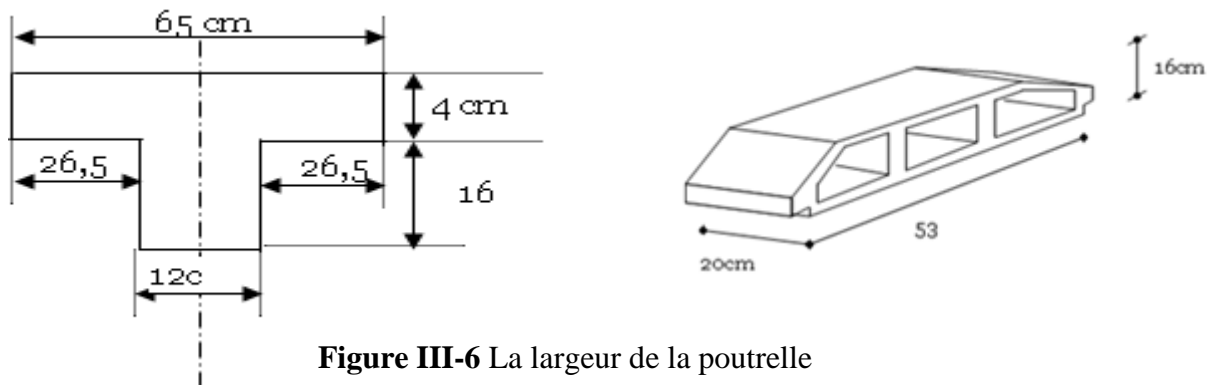


Figure III-6 La largeur de la poutrelle

3.2.2. Calcul des efforts dans la poutrelle :

Ce type de plancher est composé d'éléments porteurs (poutrelles) et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimension  $(16 \times 20 \times 53) \text{ cm}^3$  et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués. Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

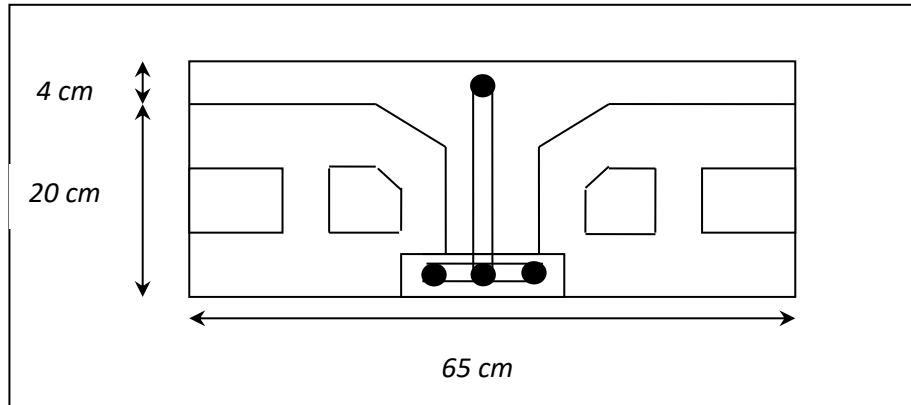


Figure III-7: Coupe verticale du corps creux

**Les poutrelles**

**1<sup>ère</sup> Phases de calcul (avant le coulage):**

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée, elle supporte :

**a/- Charge permanente :**

-poids propre de la poutrelle :  $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/m}$

-poids propre du corps creux :  $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/m}$

**G = 0,74 KN/m**

**b/- Surcharge d'exploitation :**

$0,65 \times 1 = 0,65 \text{ KN/m}$

**Q = 0,65 KN/m**

**A L'ELU :**

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

$q_u = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 0,65 = 1,97 \text{ KN/m}^2$

**A L'ELS:**

$q_{ser} = G + Q$

$q_{ser} = 0,74 + 0,65 = 1,39 \text{ KN/m}^2$

L'expression des moments maximum dans une telle poutre isostatique est donnée par :

$M_{max} = q_u l^2 / 8$  Dans notre cas :  $L_{max} = 4,60 \text{ m}$

D'où on obtient :

$M_u = (1,97 \times 4,60^2) / 8 = 5,21 \text{ KN.m}$

$M_s = (1,39 \times 4,20^2) / 8 = 3,67 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant maximal est donné par :

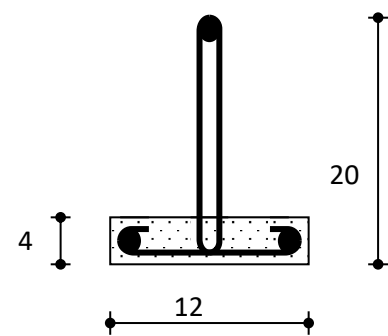


Figure III-8 Poutrelle préfabriquée

$$T_{u \max} = p_u L / 2 = 4,53 \text{ KN}$$

$$T_{\text{ser max}} = p_{\text{ser}} L / 2 = 3,19 \text{ KN}$$

La poutrelle est sollicitée à la flexion simple ( $b = 12 \text{ cm}$  ;  $d = 3.6 \text{ cm}$  ;  $h = 4 \text{ cm}$  ;  $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$ )

$$\mu_{bU} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bU} = \frac{5.21}{0,12 \times 0,036^2 \times f_{bu}} = 0.023$$

$$\mu_{bU} < \mu_R = 0.392 \quad , \quad A'_s = 0$$

Les aciers comprimés sont nécessaires, donc il faut renforcer la poutrelle par des **étais** **verticaux** chaque mètre pour supporter les charges avant et lors du coulage et pour éviter la flèche de la poutrelle.

#### ✚ 2<sup>ème</sup> Phases de calcul (Après le coulage):

a/- Evaluation des charges et surcharges :

**Tableau III-1** les charges sur les planchers.

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Plancher terrasse	$6,53 \times 0,65 = 4.24$	$1 \times 0,65 = 0,65$
Plancher étage	$6,09 \times 0,65 = 3,95$	$1.5 \times 0,65 = 0.97$
RDC	$6,09 \times 0,65 = \mathbf{3.95}$	$5 \times 0,65 = \mathbf{3.25}$

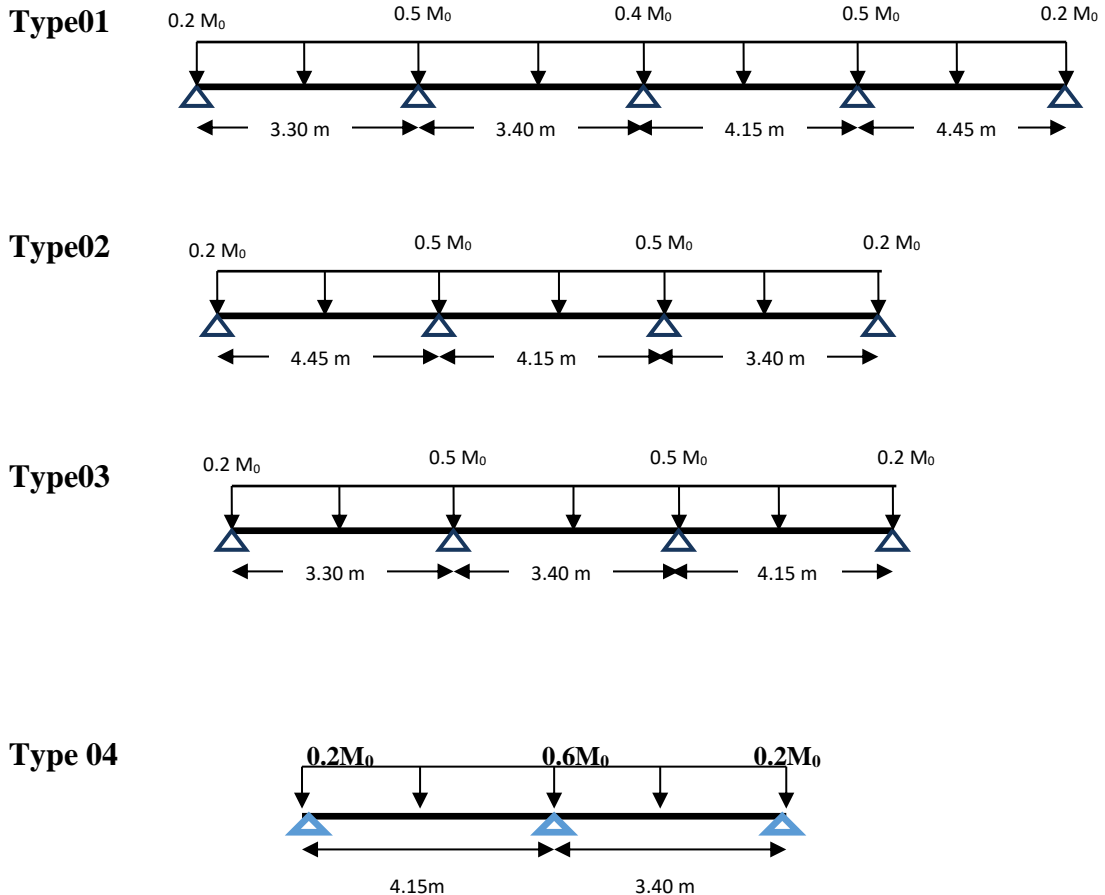
**Tableau III-2** Combinaison des charges.

	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Plancher terrasse	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6.69$	$q_{\text{ser}} = G + Q = 4.89$
Plancher étage	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6.78$	$q_{\text{ser}} = G + Q = 4.92$
RDC	$q_u = 1,35G + 1,5Q = \mathbf{10.20}$	$q_{\text{ser}} = G + Q = \mathbf{7.2}$



**Types de poutrelles :**

Notre structure est composée de 4 types de poutrelles : poutrelles à quatre travées et 2 poutrelles à trois travées et poutrelles à deux travées.



**Figure III-9** Schémas statique des poutrelles

Selon l'article B.6.2.2 BAEL91 révisées 99 Il y'a deux méthodes pour calculer les poutrelles :

\***Méthode forfaitaire** : annexe E.1 BAEL91 révisées 99

\***Méthode Caquot** : annexe E.2BAEL91 révisées 99

➤ **Méthode forfaitaire** :

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- Les charges d'exploitation sont modérées c'est-à-dire :  $Q \leq \max[2G; 5]$  en  $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$
- La fissuration est peu préjudiciable.
- Les moments d'inerties sont identiques pour toutes les travées.
- Les poutres successives vérifient :  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

**a-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

- La fissuration est peu préjudiciable
- Les moments d'inertie sont constants.

Condition		CV ou NN
$Q \leq 2G$	$Q \leq (2 \times 3,95)$	CV
$Q \leq 5$	$Q \leq (5)$	CV
$0.8 \leq \frac{I_i}{I_{i+1}} \leq 1.25$	$0.8 \leq \frac{4.15}{3.40} \leq 1.25$	CV

**\*Conclusion :**

Les conditions sont vérifiées ; donc La méthode forfaitaire est applicable

**b-Principe de la méthode :**

- Rapport de charge  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

- Moments

$M_0$  : Moment fléchissant maximal dans la travée isostatique

$M_w$  et  $M_e$  : Moments aux appuis gauche (w) et droit dans la travée considérée

Les valeurs de  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max \{1.05M_0 ; (1 + 0.3 \times \alpha)M_0\} - \frac{M_w+M_e}{2}$ ,
- $M_t \geq \frac{1+0.3 \times \alpha}{2} M_0$  dans une travée intermédiaire,
- $M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} M_0$  dans une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0.6  $M_0$  pour une poutre à 02 travées,
- 0.5  $M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus 02 travées,
- 0.4  $M_0$  pour autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 03 travées.

- Effort tranchant

Le moment varie paraboliquement, le maximum est ainsi à des abscisses et tels que  $L = a + b$

-  $a = L \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}}$  ..... Appui gauche

-  $b = L \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}}$  ..... Appui droit

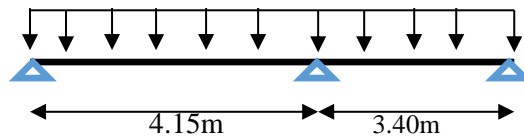
-Effort tranchant à gauche  $V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a}$

-Effort tranchant à droite  $V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b}$

**c-Application du calcul forfaitaire :**

 **Type 4 RDC :**

**A L'ELU :  $q_u = 10.20 \text{ kn}$**



**c.1-calcul des moments isostatique dans chaque travée «  $M_0$  » :**

Travée AB :  $M_{0(AB)} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{10.20 \times 4,15^2}{8} = 21.95 \text{ KN.m}$

Travée BC :  $M_{0(BC)} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{10.20 \times 3,4^2}{8} = 14.73 \text{ KN.m}$

▪  $\alpha = \frac{Q}{G+Q} \implies \alpha = \frac{3.25}{3.95+3.25} = 0.45$

**c.2-calcul des moments sur appuis :**

$M_a = 0.2M_0 = 4.39 \text{ KN.m}$

$M_b = 0.6M_0 = 13.17 \text{ KN.m}$

$M_c = 0.2M_0 = 2.94 \text{ KN.m}$

**c.3-calcul des moments sur travée :**

**-Travée AB :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{4.93 + 13.17}{2} \geq \text{Max} [(1 + 0.3\alpha)0, 1.05 M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_0 \end{array} \right. \quad \mathbf{M_{t(AB) Max} = 16.13 \text{ KN.m}}$$

-Travée BC :

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt + \frac{13.17+2.94}{2} \geq \text{Max} [(1+0.3\alpha)0, 1.05 M_0] \\ Mt \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_0 \end{array} \right. \quad \mathbf{Mt_{(AB)_{Max}} = 9.83 \text{ KN.m}}$$

c.4- calcul des efforts tranchant V :

-Travée AB :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = -2 \times \frac{M_w+M_t}{a} \\ V_e = 2 \times \frac{M_e+M_t}{b} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } a = 4.15 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{13.17+21.95}{4.39+21.95}}} ; \quad b = 4.15 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4.39+21.95}{13.17+21.95}}}$$

$$a = 1.92\text{m} \qquad b = 2.22\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = -2 \times \frac{M_w+M_t}{a} \\ V_e = 2 \times \frac{M_e+M_t}{b} \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} V_w = -27.43\text{KN} \\ V_e = 31.63 \text{ KN} \end{array} \right.$$

-Travée BC :

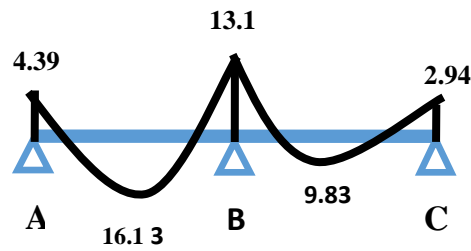
$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = -2 \times \frac{M_w+M_t}{a} \\ V_e = 2 \times \frac{M_e+M_t}{b} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } a = 3.40 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2.94+9.83}{13.17+9.83}}} ; \quad b = 3.40 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{13.17+9.83}{2.94+9.83}}}$$

$$a = 1.94\text{m} \qquad b = 1.45\text{m}$$

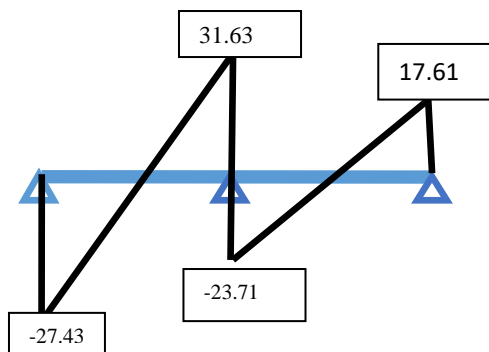
$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = -2 \times \frac{M_w+M_t}{a} \\ V_e = 2 \times \frac{M_e+M_t}{b} \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} V_w = -23.71\text{KN} \\ V_e = 17.61\text{KN} \end{array} \right.$$

c.5- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELU) :

✓ M (KN.m) :



✓ V(KN) :



A L'ELS :  $q_{ser}=7.2kn$

d.1-calcul des moments isostatique dans chaque travée «  $M_0$  » :

$$TravéeAB : M_{0(AB)} = \frac{qs.L^2}{8} = \frac{7.2 \times 4,15^2}{8} = 15.50KN.m$$

$$TravéeBC : M_{0(BC)} = \frac{q.l^2}{8} = \frac{7.2 \times 3,4^2}{8} = 10.40KN.m$$

$$\alpha = \frac{q}{G+q} \implies \alpha = \frac{3.25}{3.95+3.25} = 0.45$$

d.2-calcul des moments sur appuis :

$$M_a = 0.2M_0 = 3.10KN.m$$

$$M_b = 0.6M_0 = 9.3KN.m$$

$$M_c = 0.2M_0 = 2.08KN.m$$

**d.3-calcul des moments sur travée :**

**-Travée AB :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt + \frac{3.1+9.3}{2} \geq \text{Max} [(1+0.3\alpha)0, 1.05 M_0] \\ Mt \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_0 \end{array} \right. \quad \mathbf{Mt_{(AB) Max} = 11.39KN.m}$$

**-Travée BC :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt + \frac{9.3+2.08}{2} \geq \text{Max} [(1+0.3\alpha)0, 1.05 M_0] \\ Mt \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_0 \end{array} \right. \quad \mathbf{Mt_{(AB) Max} = 6.94KN.m}$$

**d.4- calcul des efforts tranchant V :**

**-Travée AB :**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = -2 \times \frac{M_w+Mt}{a} \\ V_e = 2 \times \frac{M_e+Mt}{b} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } a = 4.15 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{9.3+11.39}{3.1+11.39}}} ; \quad b = 4.15 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{3.1+11.39}{9.3+11.39}}}$$

$$a = 1.89m \quad b = 2.25m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = -2 \times \frac{M_w+Mt}{a} \\ V_e = 2 \times \frac{M_e+Mt}{b} \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} V_w = -15.33KN \\ V_e = 18.39 KN \end{array} \right.$$

**-Travée BC :**

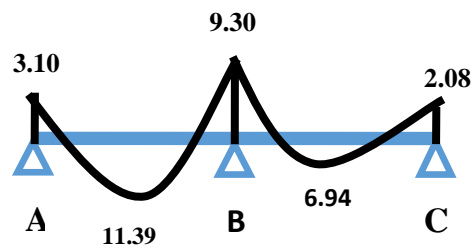
$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = -2 \times \frac{M_w+Mt}{a} \\ V_e = 2 \times \frac{M_e+Mt}{b} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } a = 3.40 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2.08+6.94}{9.3+6.94}}} ; \quad b = 3.40 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{9.3+6.94}{2.08+6.94}}}$$

$$a = 1.94m \quad b = 1.02m$$

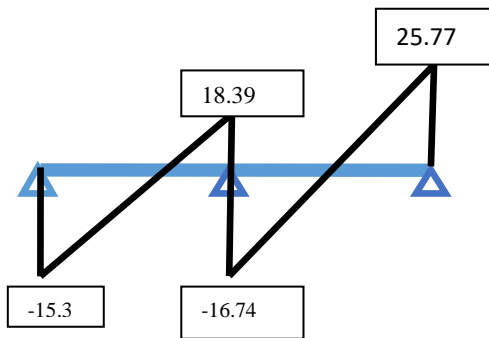
$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a} \\ V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_w = -16.74 \text{KN} \\ V_e = 25.77 \text{KN} \end{array} \right.$$

**d.5- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELS) :**

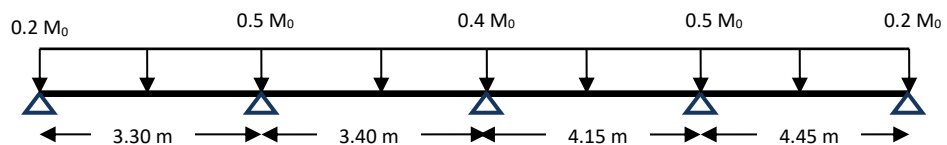
✓ **M (KN.m)**



✓ **V (KN) :**



✚ **Type01 :**



**1-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

-La fissuration est peu préjudiciable

-Les moments d'inertie sont constants.

Condition		CV ou NN
$Q \leq 2G$	$Q \leq (2 \cdot 3,95)$ ;	CV
$Q \leq 5$	$Q \leq (5)$	CV
$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$	$0.8 \leq \frac{3.30}{3.40} ; \frac{3.40}{4.15} ; \frac{4.15}{4.45} \leq 1.25$	CV

**2-Conclusion :**

les conditions est vérifiée ; donc La méthode forfaitaire est applicable

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

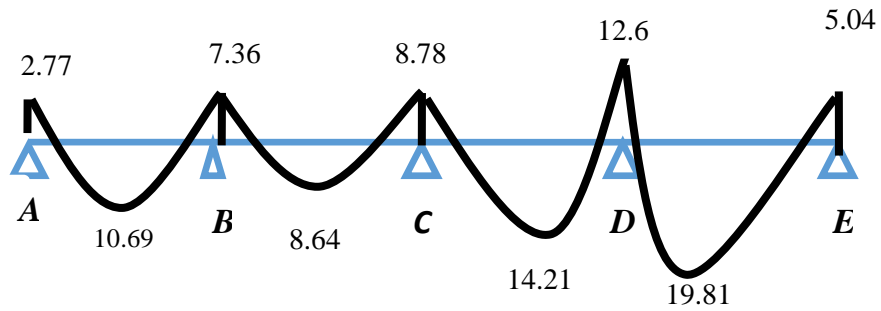
*Tableau III-3 moment et effort tranchant de la poutrelle.*

Travées		A-B	B-C	C-D	D-E	
Longueur (m)		3,3	3,4	4.15	4.45	
Appuis		A	B	C	D	E
EN APPUIs	$M_U$	2.77	7.36	8.78	12.62	5.04
	$M_{ser}$	1.96	5.2	6.2	8.91	3.56
En travée	$M_{tu}$	10.69	8.64	14.21	19.81	
	$M_{tser}$	7.45	6.10	10.04	13.97	
ELU	$V_w$	-17.69	-19.24	-23.05	-24.65	
	$V_e$	20.26	19.57	24.84	24.24	
ELS	$V_w$	-12.5	-13.61	-17.27	-19.29	
	$V_e$	14.39	14.21	17.61	16.93	

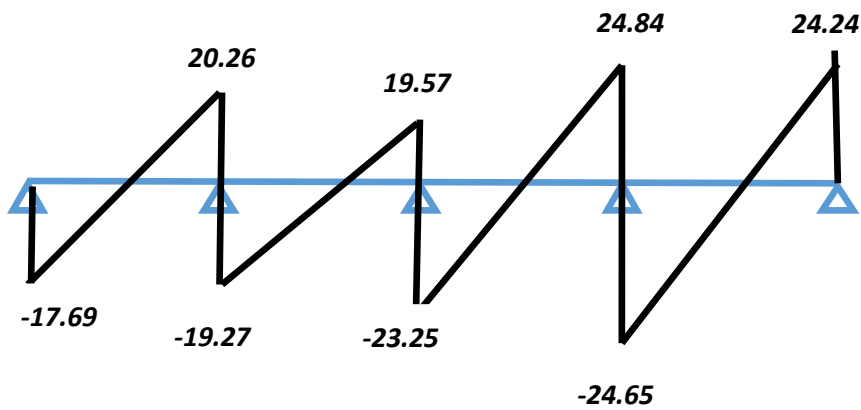


3- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELU) :

✓ M (KN.m) :

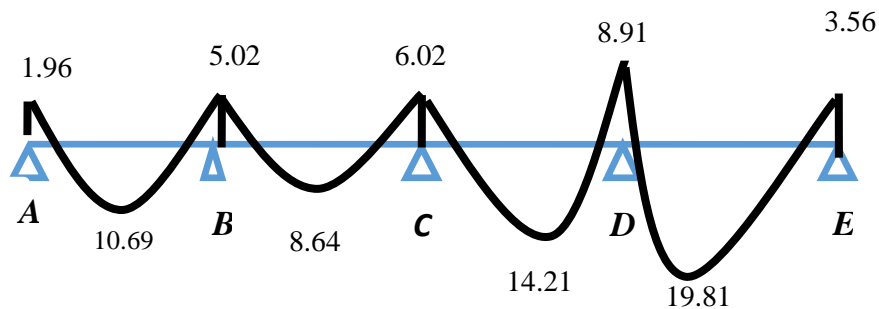


✓ V (KN) :

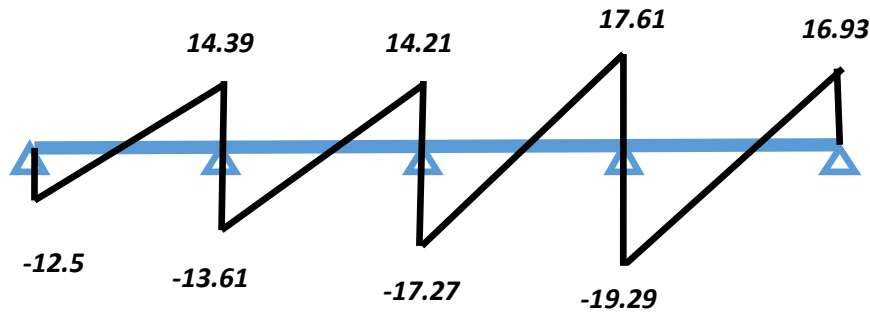


4- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELS) :

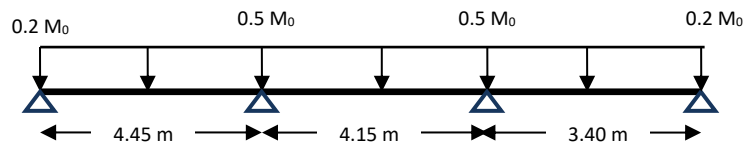
✓ M (KN.m) :



✓ V (KN) :



✚ Type02 :



**1-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

- La fissuration est peu préjudiciable
- Les moments d'inertie sont constants.

Condition		CV ou NN
$Q \leq 2G$	$Q \leq (2 \cdot 3,95)$ ;	CV
$Q \leq 5$	$Q \leq (5)$	CV
$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$	$0.8 \leq \frac{4.45}{4.15} ; \frac{4.15}{3.40} ; \leq 1.25$	CV

**2-Conclusion :**

les conditions est vérifiée ; donc La méthode forfaitaire est applicable

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

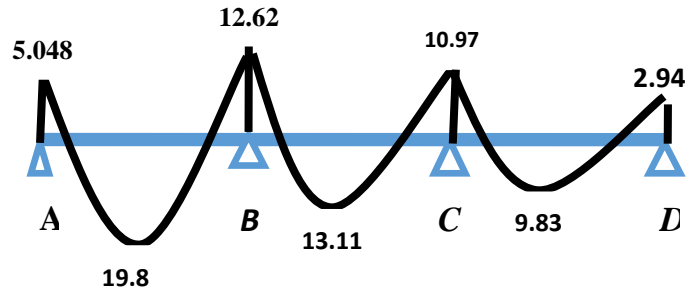
**Tableau III-4** moment et effort tranchant de la poutrelle.

Travées		A-B	B-C	C-D	
Longueur (m)		4.45	4.15	3.40	
Appuis		A	B	C	D
En appuis	$M_{au}$	5.048	12.62	10.97	2.94
	$M_{aser}$	3.56	7.75	8.9	2.08
En travée	$M_{tu}$	19.81	13.11	9.83	
	$M_{ser}$	13.99	8.79	6.94	
ELU	$V_w$	-24	-24.50	-21.89	
	$V_e$	27.24	23.26	17.02	
ELS	$V_w$	-16.89	-23.23	-15.44	

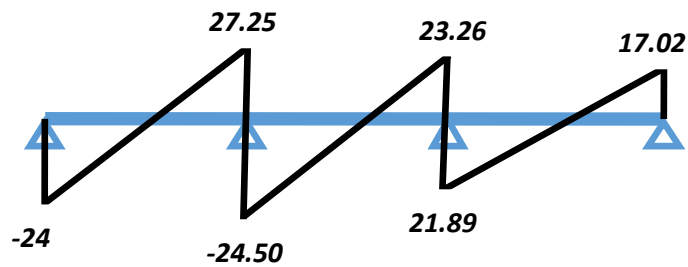
	$V_e$	19.31	<b>22.79</b>	12.86	
--	-------	-------	--------------	-------	--

3- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELU) :

✓ M (KN.m) :

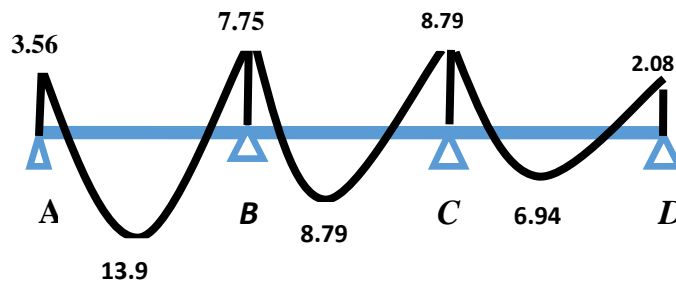


✓ V(KN) :

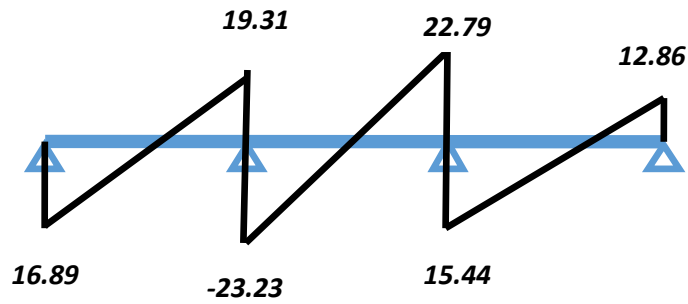


4- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELS) :

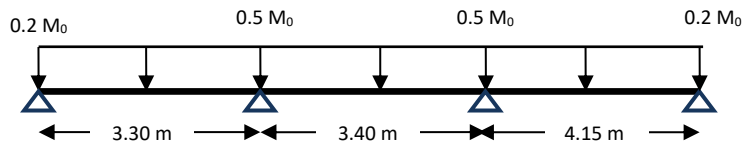
✓ M (KN.m) :



✓ V(KN) :



✚ Type03 :



**1-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

- La fissuration est peu préjudiciable
- Les moments d'inertie sont constants.

Condition		CV ou NN
$Q \leq 2G$	$Q \leq (2 * 3,95)$ ;	CV
$Q \leq 5$	$Q \leq (5)$	CV
$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$	$0.8 \leq \frac{3.30}{3.40} ; \frac{3.40}{4.15} ; \leq 1.25$	CV

**2-Conclusion :**

les conditions est vérifiée ; donc La méthode forfaitaire est applicable

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

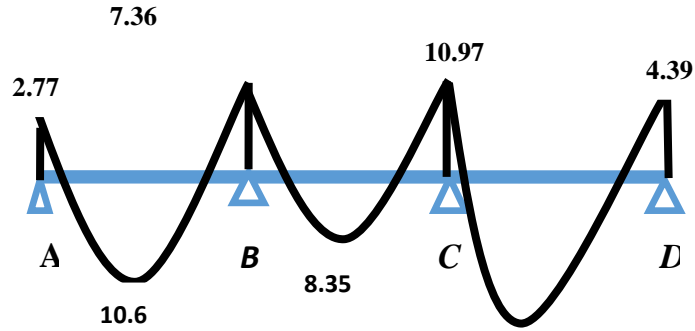
**Tableau III-5** moment et effort tranchant de la poutrelle.

Travées		A-B	B-C	C-D	
Longueur (m)		3.30	3.40	4.15	
Appuis		A	B	C	D
En appuis	$M_{au}$	2.77	7.36	10.97	4.39
	$M_{aser}$	1.96	5.2	7.75	3.1
En travée	$M_{tu}$	10.68	8.35	17.23	
	$M_{tser}$	7.45	5.90	12.16	
ELU	$V_w$	-17.69	-19.59	-25.40	
	$V_e$	20.26	21.58	22.40	
ELS	$V_w$	-12.5	-13.7	-18.01	

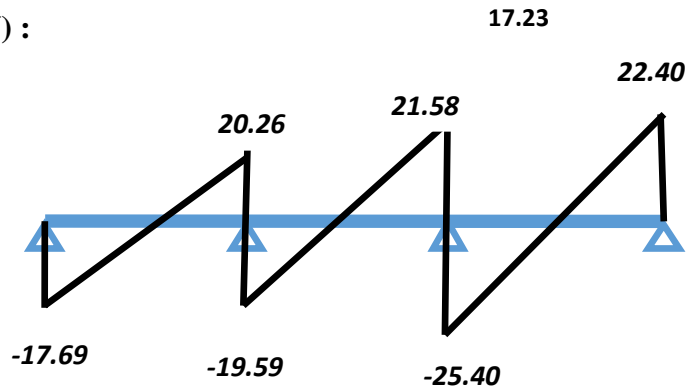
	$V_e$	14.39	15.33	15.81	
--	-------	-------	-------	-------	--

3- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELU) :

✓ M (KN.m) :

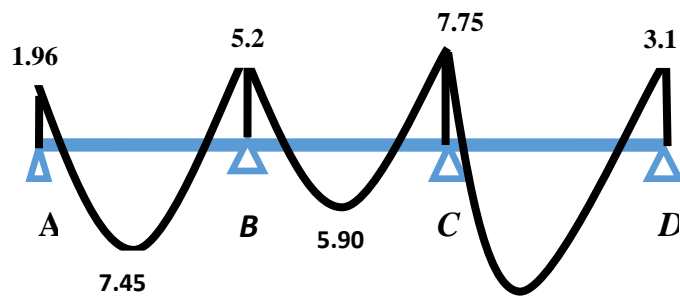


✓ V (KN) :



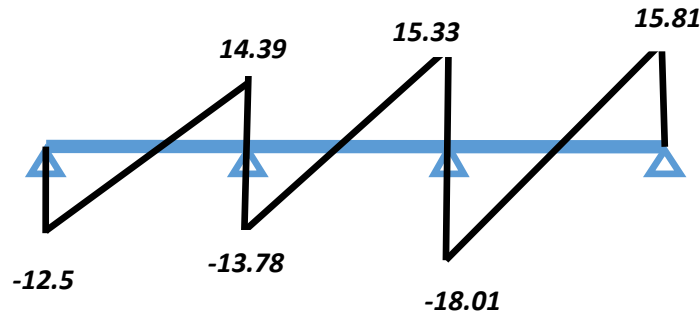
4- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELS) :

✓ M (KN.m) :



✓ V (KN) :

12.16

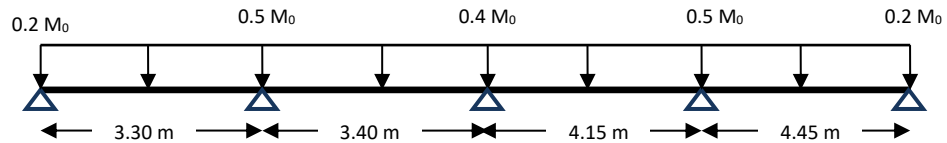


✚ Etage courant type01 :

-ELU :  $q_u=6.78\text{kn}$  ; ELS :  $q_{ser}=4.92$

-G =3.95 (KN/ml) ; Q =0.97(KN/ml)

-La méthode forfaitaire  $\alpha = \frac{Q}{G+Q} \implies \alpha = \frac{0.97}{3.95+0.97} = 0.19$



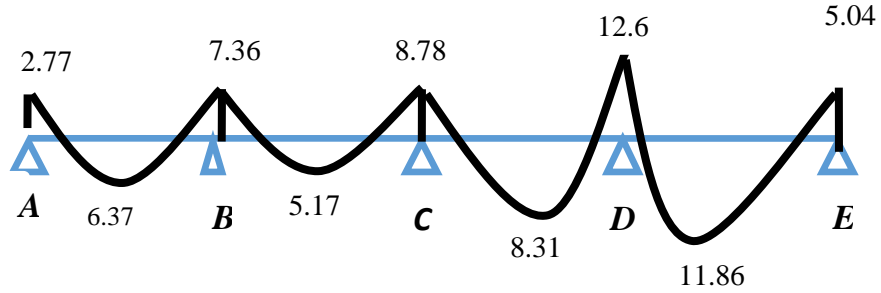
Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III-6** moment et effort tranchant de la poutrelle.

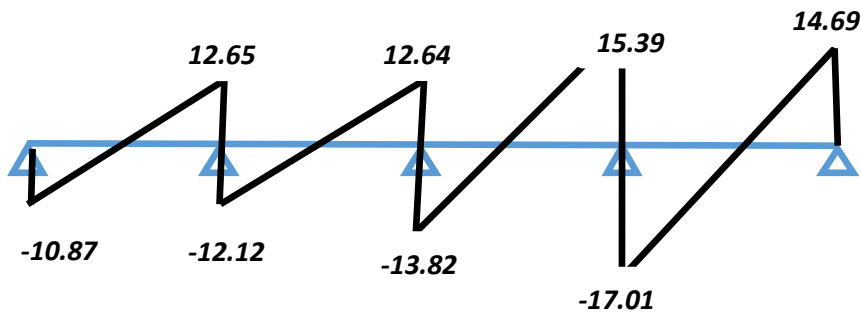
Travées		A-B	B-C	C-D	D-E	
Longueur (m)		3,3	3,4	4.15	4.45	
Appuis		A	B	C	D	E
EN APPUIs	$M_U$	1.84	4.89	5.83	8.39	3.35
	$M_{ser}$	1.33	3.55	4.23	6.08	2.43
En travée	$M_{tu}$	6.37	5.17	8.31	11.86	
	$M_{tser}$	4.63	3.75	6.03	8.60	
ELU	$V_w$	-10.87	-12.12	-13.82	-17.01	
	$V_e$	12.65	12.64	15.39	14.69	
ELS	$V_w$	-7.89	-8.79	-10.36	-12.33	
	$V_e$	9.13	9.17	11.16	10.65	

1- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELU) :

✓ M (KN.m) :

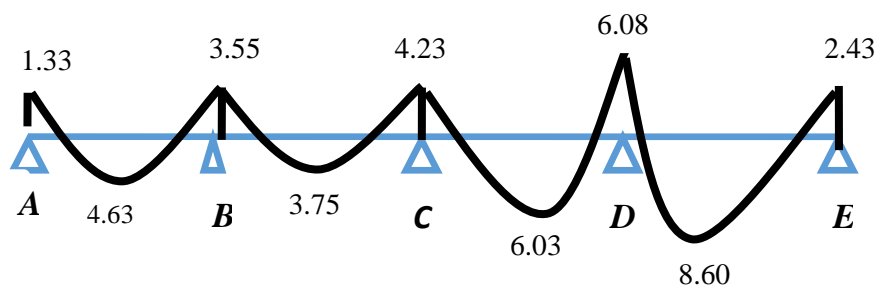


✓ V (KN) :

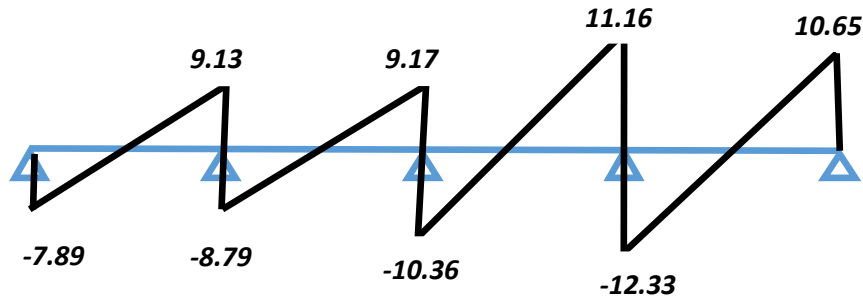


2- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELS) :

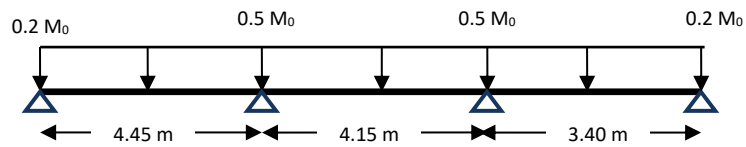
✓ M (KN.m) :



✓ V (KN) :



✚ Type02 :



Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

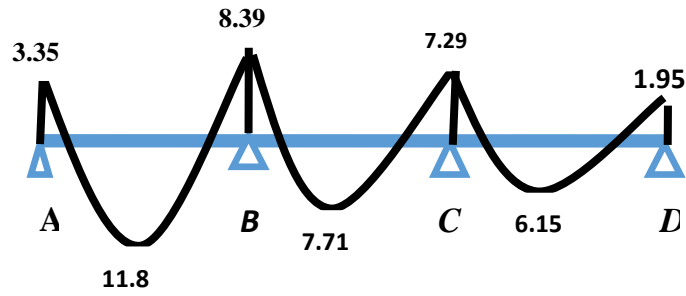
**Tableau III-7** moment et effort tranchant de la poutrelle.

Travées		A-B	B-C	C-D	
Longueur (m)		4.45	4.15	3.40	
Appuis		A	B	C	D
En appuis	$M_{au}$	3.35	8.39	7.29	1.95
	$M_{aser}$	2.43	6.08	5.29	1.42
En travée	$M_{tu}$	11.86	7.71	6.15	
	$M_{user}$	8.60	5.59	4.46	
ELU	$V_w$	-14.76	-15.26	-14.07	
	$V_e$	16.94	14.70	10.87	
ELS	$V_w$	-10.70	-11.06	-10.20	
	$V_e$	12.28	10.66	7.89	

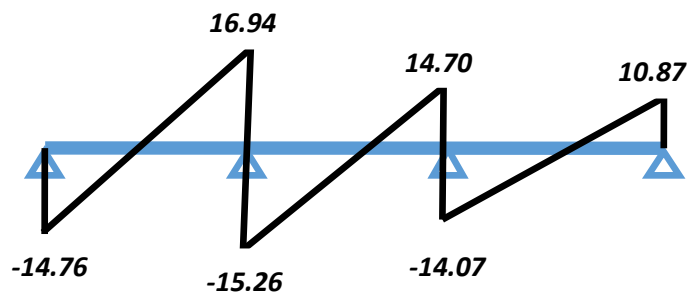
1- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELU) :



✓ M (KN.m) :

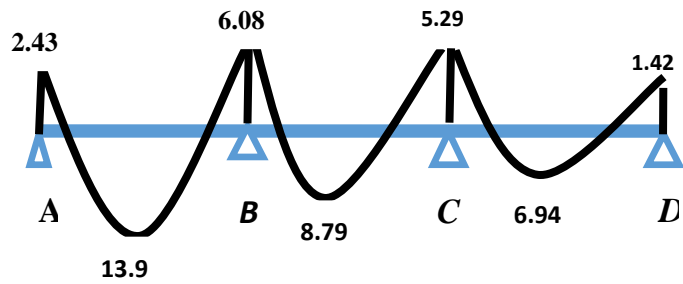


✓ V (KN) :

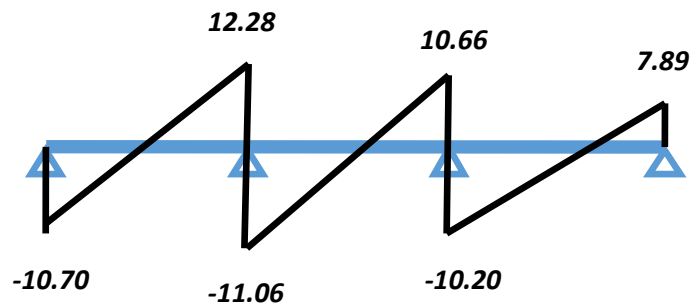


2-Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELS) :

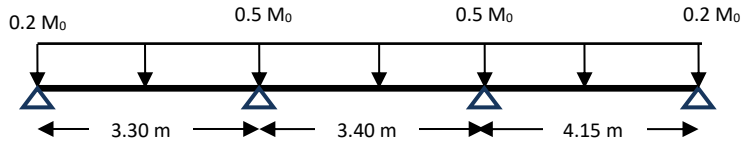
✓ M (KN.m) :



✓ V (KN) :



✚ Type03 :



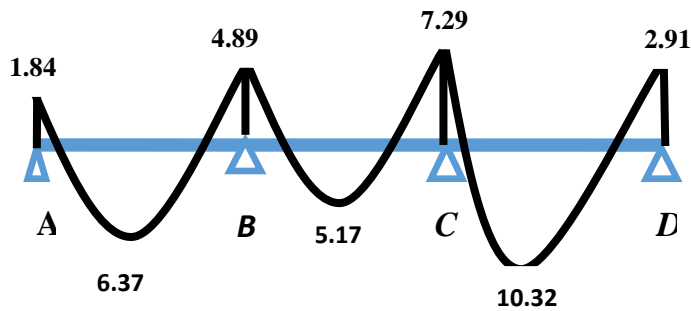
Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III-8** moment et effort tranchant de la poutrelle.

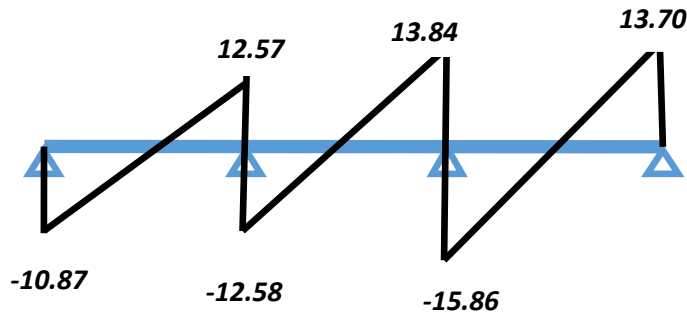
Travées		A-B	B-C	C-D	
Longueur (m)		3.30	3.40	4.15	
Appuis		A	B	C	D
En appuis	M <sub>au</sub>	1.84	4.89	7.29	2.91
	M <sub>aser</sub>	1.33	3.55	5.29	2.11
En travée	M <sub>tu</sub>	6.37	5.17	10.32	
	M <sub>tser</sub>	4.63	3.75	7.49	
ELU	V <sub>w</sub>	-10.87	-12.57	-15.86	
	V <sub>e</sub>	12.58	13.84	13.70	
ELS	V <sub>w</sub>	-7.89	-9.12	-11.51	
	V <sub>e</sub>	9.13	10.04	9.94	

1- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELU) :

✓ M (KN.m) :

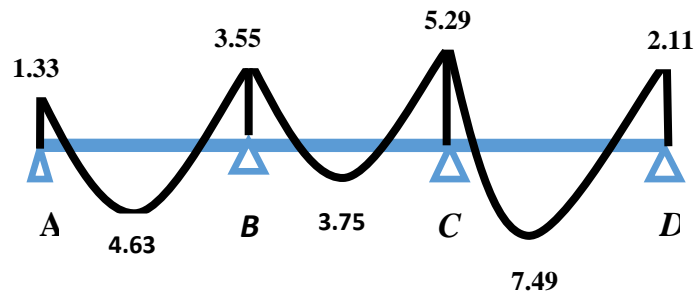


✓ V (KN) :



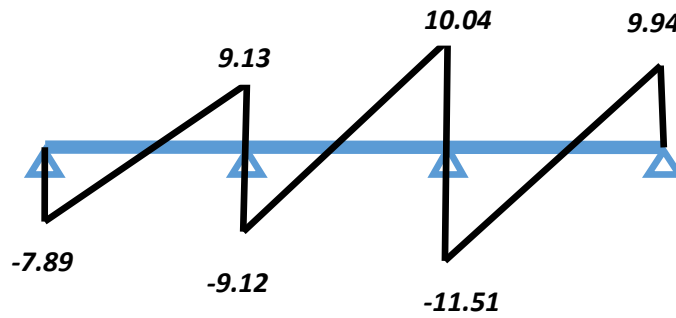
2- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELS)

✓ M (KN.m) :

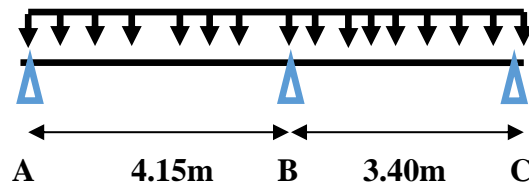


✓

V(KN) :



✚ Type04 :



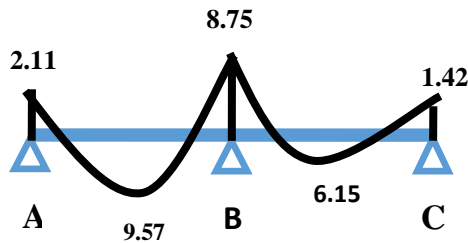
Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III-9 moment et effort tranchant de la poutrelle.

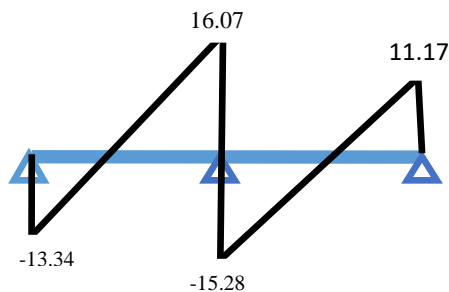
Travées		A-B	B-C	
Longueur (m)		4.15	3.40	
Appuis		A	B	C
M appuis	ELU	2.91	8.75	1.94
	ELS	2.11	6.35	1.42
M travée	ELU	9.57	6.15	
	ELS	6.96	4.46	
ELU	V <sub>w</sub>	-13.34	-15.28	
	V <sub>e</sub>	16.07	11.17	
ELS	V <sub>w</sub>	-9.70	-11.08	
	V <sub>e</sub>	11.61	8.11	

1- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELU) :

✓ M (KN.m) :

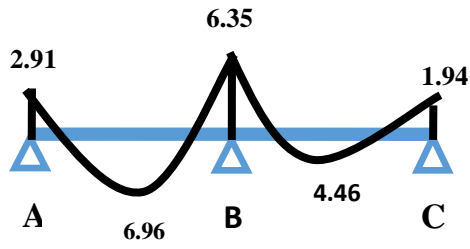


✓ V(KN) :



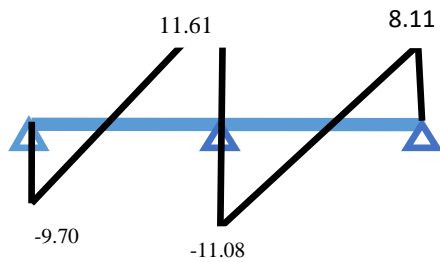
2- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELS) :

✓ M (KN.m) :



✓

V(KN) :

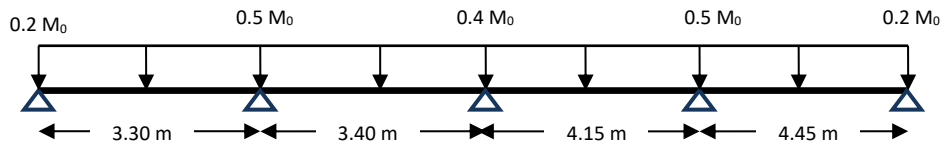


✚ Terrasse type01 :

-ELU :  $q_u = 6.69 \text{ kN}$  ; ELS :  $q_{ser} = 4.89$

-G = 4.24 (KN/ml) ; Q = 0.65 (KN/ml)

-La méthode forfaitaire  $\alpha = \frac{Q}{G+Q} \implies \alpha = \frac{0.65}{4.24+0.65} = 0.13$



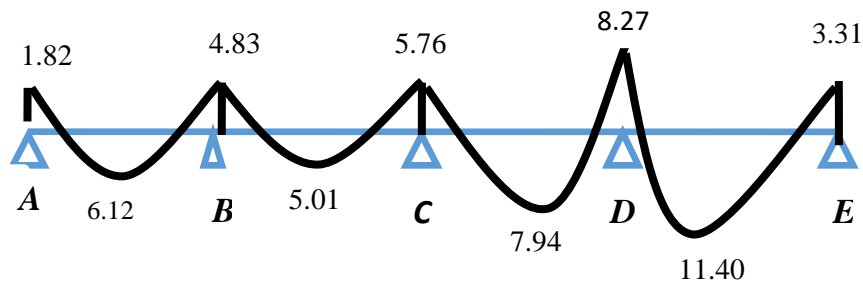
Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III-10 moment et effort tranchant de la poutrelle.

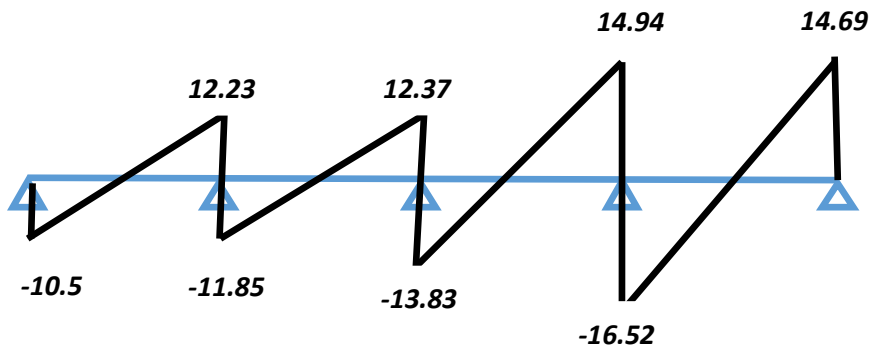
Travées		A-B	B-C	C-D	D-E	
Longueur (m)		3,3	3,4	4.15	4.45	
Appuis		A	B	C	D	E
EN APPUIs	$M_U$	1.82	4.83	5.76	8.27	3.31
	$M_{ser}$	1.33	3.55	4.20	6.05	2.42
En travée	$M_{tu}$	6.12	5.01	7.94	11.40	
	$M_{tser}$	4.47	3.66	5.80	8.33	
ELU	$V_w$	-10.5	-11.85	-13.83	-16.52	
	$V_e$	12.23	12.37	14.94	14.21	
ELS	$V_w$	-7.68	-8.87	-10.10	-12.08	
	$V_e$	8.93	8.83	10.92	10.38	

1- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELU) :

✓ M (KN.m) :

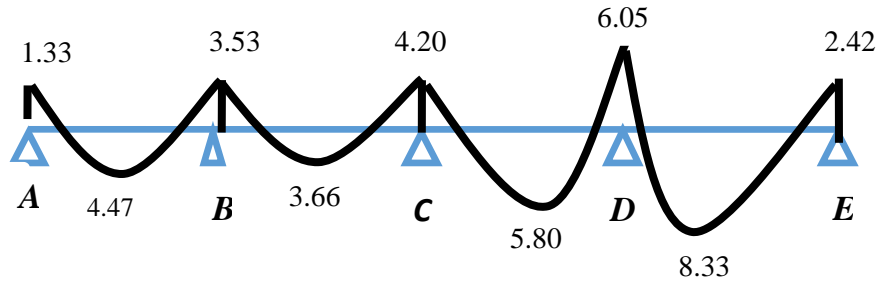


✓ V (KN) :

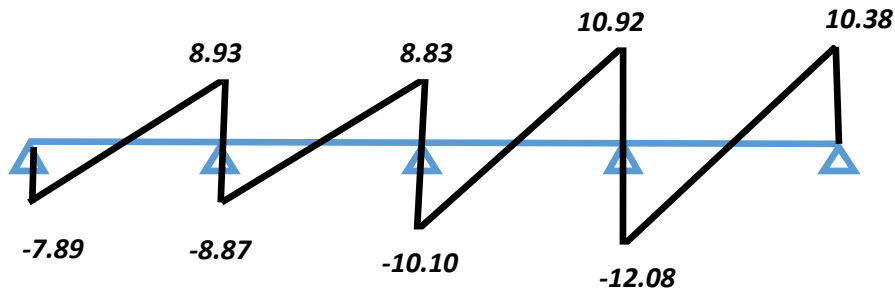


2- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELS) :

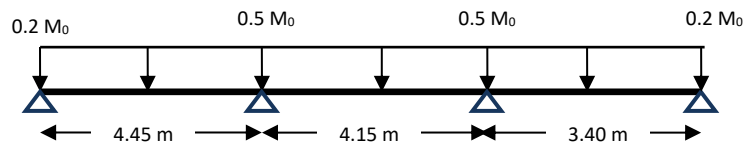
✓ M (KN.m) :



✓ V(KN) :



✚ Type02 :



Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

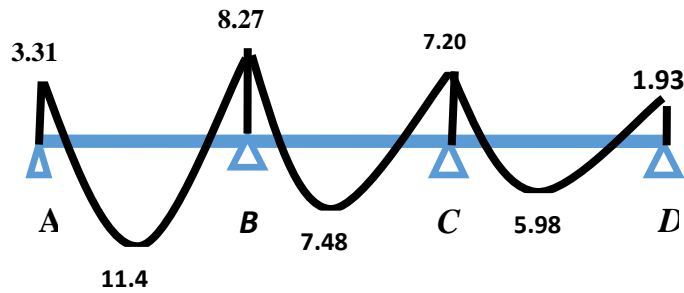
Tableau III-11 moment et effort tranchant de la poutrelle.

Travées		A-B	B-C	C-D	
Longueur (m)		4.45	4.15	3.40	
Appuis		A	B	C	D
En appuis	M <sub>au</sub>	3.31	8.27	7.20	1.93
	M <sub>aser</sub>	2.42	6.05	5.26	1.41
En travée	M <sub>tu</sub>	11.40	7.48	5.98	
	M <sub>user</sub>	8.33	5.46	4.37	
ELU	V <sub>w</sub>	-14.28	-14.92	-13.80	
	V <sub>e</sub>	16.46	14.39	10.61	

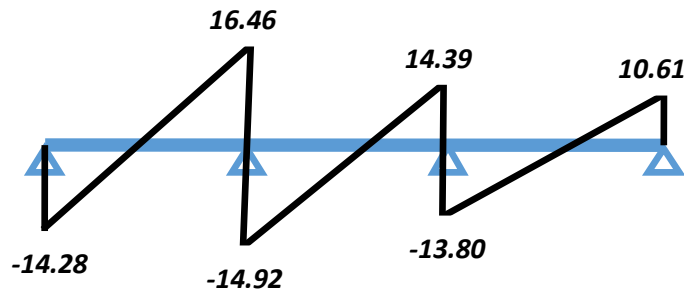
ELS	V <sub>w</sub>	-10.43	-10.90	-10.08	
	V <sub>e</sub>	12.03	10.50	7.75	

1- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELU) :

✓ M (KN.m) :

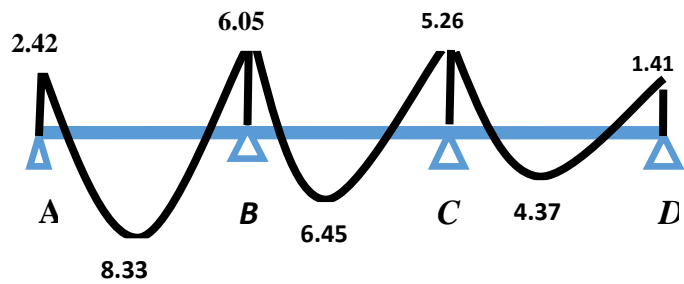


✓ V(KN) :



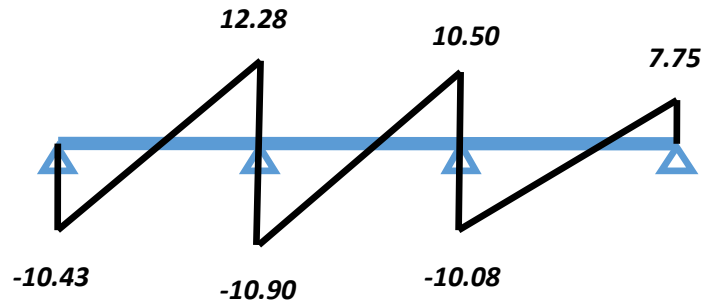
2- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELS) :

✓ M (KN.m) :

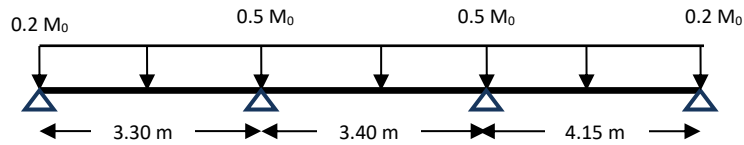


✓ V(KN) :





✚ Type03 :



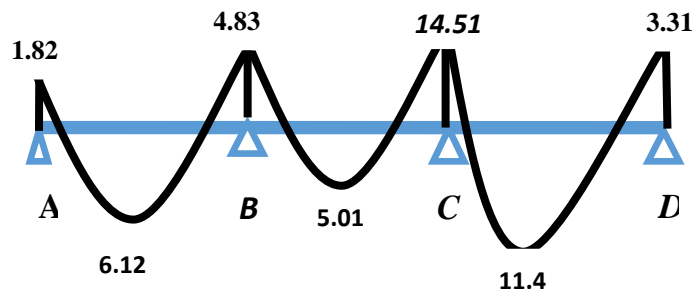
Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III-12** moment et effort tranchant de la poutrelle.

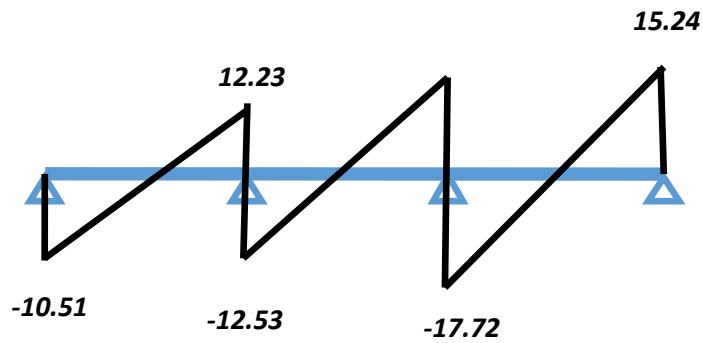
Travées		A-B	B-C	C-D	
Longueur (m)		3.30	3.40	4.15	
Appuis		A	B	C	D
En appuis	$M_{au}$	1.82	4.83	8.27	3.31
	$M_{aser}$	3.99	3.55	5.26	2.10
En travée	$M_{tu}$	6.12	5.01	11.4	
	$M_{tser}$	4.11	3.66	7.25	
ELU	$V_w$	-10.51	-12.53	-17.72	
	$V_e$	12.23	14.51	15.24	
ELS	$V_w$	-9.75	-8.98	-11.27	
	$V_e$	9.31	9.91	9.68	

1- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELU) :

✓ M (KN.m) :

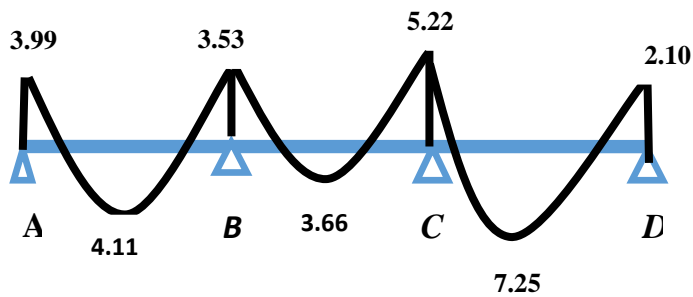


✓ V(KN) :

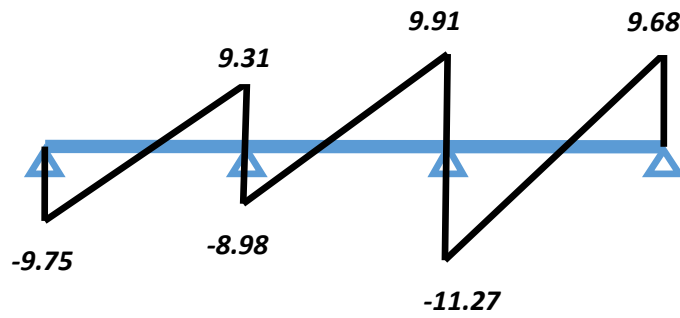


2- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELS) :

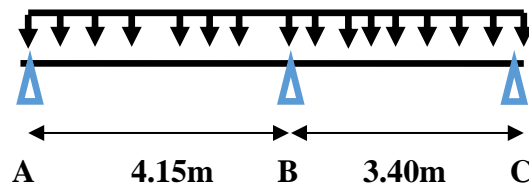
✓ M (KN.m)



✓ V(KN) :



✚ Type04 :



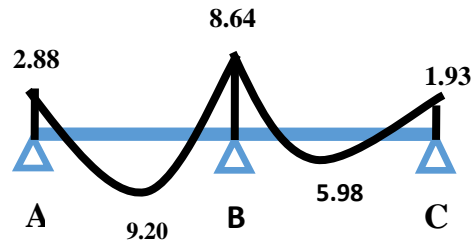
Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

**Tableau III-13** moment et effort tranchant de la poutrelle.

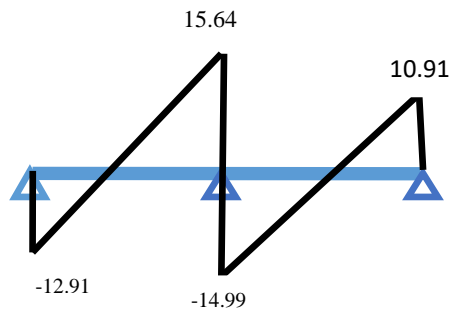
Travées		A-B	B-C	
Longueur (m)		4.15	3.40	
Appuis		A	B	C
M appuis	ELU	2.88	8.64	1.93
	ELS	2.10	6.31	1.41
M travée	ELU	9.2	5.98	
	ELS	6.72	4.37	
ELU	V <sub>w</sub>	-12.91	-14.99	
	V <sub>e</sub>	15.64	10.91	
ELS	V <sub>w</sub>	-9.43	-10.95	
	V <sub>e</sub>	11.42	7.97	

**1- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELU) :**

✓ M (KN.m) :

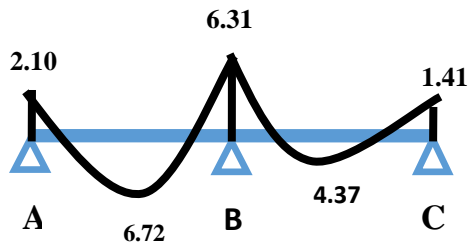


✓ V(KN) :

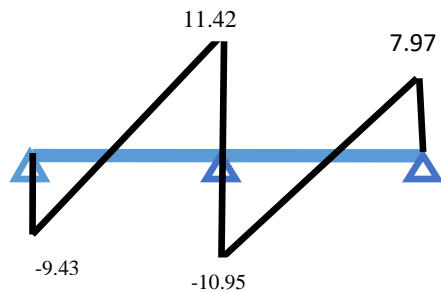


2- Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELU) :

✓ M (KN.m) :



✓ V(KN) :



**3.2.3. Ferraillage des poutrelles :**

Le calcul se fait à L'ELU en flexion simple, nous prenons la poutrelle la plus défavorable (type 02RDC)

Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

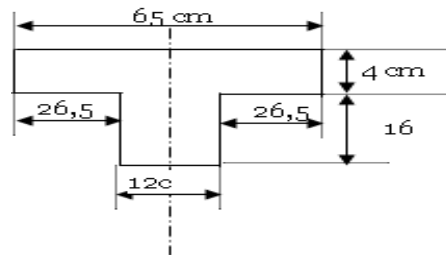
**Tableau III-14** Efforts maximaux en appuis et en travées

$M_{a.u}^{max}$ (KN.m)	$M_{a.ser}^{max}$ (KN.m)	$M_{t.u}^{max}$ (KN.m)	$M_{t.ser}^{max}$ (KN.m)	$T_{ser}^{max}$ (KN)	$T_u^{max}$ (KN)
12.62	8.9	19.81	13.99	22.79	27.24

On fait le calcul d'une section en « T » soumise à la flexion simple selon les règles du (BEAL 91) :

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 20 \\ b = 65 \\ h_0 = 4 \\ b_0 = 12 \end{array} \right.$$



**Figure III-10** section de calcul

**3.3.1-Calcul moment table :**

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_T = 14.16 \times 65 \times 4 \times \left( 18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow M_T = 58.90 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } \sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\delta_b} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9 \cdot h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$M_{tu} = 19.81 \text{ KN.m} < M_T = 58.90 \text{ KN.m} \Rightarrow$  La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considéré comme une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ .

**A. Ferrailage en travée :**

$$M_{tu} = 19.81 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{19.81 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu25} = 0,066$$

$$\mu_{bu} < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_{s'} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 0,085$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 17,38 \text{ cm}$$

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

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{19.81 \times 10^{-3}}{z \times \sigma_s}$$

$$A_{stu} = 3.27 \text{ cm}^2$$

- **Vérifications :**

- Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$A_{s \min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times 65 \times 18}{400} =$$

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

▪ **Choix des barres :**

$$\text{Donc } A_s > \max ( A_{S \text{ tu}} , A_{S \min} )$$

$$\Rightarrow A_s \geq 3.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choix : } 3\text{T}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

**B. Ferrailage sur appuis :**

$M_{\text{au}} = 12.62 \text{ KN.m} < M_T = 58.90 \text{ KN.m} \Rightarrow$  La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considéré comme une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ .

$$M_{\text{au}} = 12.62 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{\text{bu}}}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{12.62 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times f_{\text{bu}}}$$

$$\mu_{\text{bu}25} = 0,042$$

$$\mu_{\text{bu}} < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_{S'} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{bu}}})$$

$$\alpha = 0,054$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 17.61 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\text{tu}}}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{12.62 \times 10^{-3}}{z \times \sigma_s}$$

$$A_{S \text{ tu}} = 2.06 \text{ cm}^2$$

- **Vérifications :**

**Condition de non fragilité :**

$$A_{S \min} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$A_{S \min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times 65 \times 18}{400} =$$

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

- **Choix des barres :**

$$\text{Donc } A_s > \max ( A_{S \text{ tu}} , A_{S \min} )$$

$$\Rightarrow A_s \geq 2.06 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choix : } 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

- **Efforts tranchants :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable

( $T_U^{\max} = 27.24 \text{ KN}$ ). Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$ , tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\bar{\tau}_{u25} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{27.24 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 1.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \quad \dots\dots\dots \text{ Vérifie.}$$



### C. Au voisinage des appuis :

#### C.1-Appuis de rives

- **Vérification de la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $T_u=27.24\text{kN}$  (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{27.24 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 1,40 \text{MPa} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1] :**

$$A_s = 2,26 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,78 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

#### C.2-Appuis intermédiaires :

- **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{23.26 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 1,19 \text{MPa} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2,26 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = 0,78 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

- **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

- **Vérification des contraintes du béton :**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

➤ **Détermination de l'axe neutre :**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  ;  $b=65\text{cm}$ (travée) ;  $b_0=12\text{cm}$ (appuis) ;  $c=c'=2\text{cm}$

$y$  : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si  $y \leq h_0 \Rightarrow$  l'hypothèse est vérifiée
- Si  $y > h_0 \Rightarrow$  la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - c')^2] \end{cases}$$

**Tableau III-15** Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc25</sub>
Travée	13.99	3.39	8.82	19151.37	6.44	CV
appui	8.9	2.26	7.64	13300.58	5.11	CV

• **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

▪ **Les conditions à vérifier :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{fe}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

**Avec:**

$h=20\text{cm}$ ;  $b_0=12\text{cm}$ ;  $d=18\text{cm}$ ;  $L=4.45\text{m}$ ;  $M_{\text{Iser}}=13.99\text{kNm}$ ;  $M_0=25.24\text{kNm}$ ;  $A_s=3.39\text{cm}^2$ ;  
 $f_e=400\text{MPa}$ .

**Alors:**

- $\frac{h}{L} = 0,0449 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0156 > 0,0105 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = 0,0449 < 0,055 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

Puisque les 3 conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

D'après le BAEL 91 la flèche totale est :  $\Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i$

**La flèche admissible est :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L(\text{cm})}{500} \quad \therefore \text{si} \quad \therefore L < 5m \\ \bar{f} = 0,5 + \frac{L(m)}{1000} \quad \therefore \text{si} \quad \therefore L > 5m \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{M_{\text{ser}} L^2}{10E_i I_{\delta_i}} \quad (1) \\ \delta_v = \frac{M_{\text{ser}} L^2}{10E_v I_{\delta_v}} \quad (2) \end{array} \right.$$

**Avec :**

<sup>(1)</sup>Flèche due aux charges instantanées.

<sup>(2)</sup>Flèche due aux charges différées.

Dans notre cas  $L= 4,45 \text{ m}$ .

- **Moment d'inertie de la section totale homogène :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left( \frac{h}{2} - d \right)^2 + 15 \times A_s' \times \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2$$

- **Moment d'inertie fictif :**

$$\begin{cases} I_{\delta i} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{\delta v} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} & (1) \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0,4 \lambda_i & (2) \end{cases}$$

Avec :

(1) Pour la déformation instantanée.

(2) Pour la déformation différée.

$$\begin{cases} \rho = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \end{cases} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s Z}$$

$$Z = d - \frac{y}{3}$$

Avec :  $Y = ((bh^2/2 + 15A_s d) / (bh + 15A_s)) = 10.30 \text{ cm}$ .

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

**Tableau III-16** Vérification de la flèche.

$M_{SER}$ (KN.M )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$Z$ (cm)	$\sigma_s$ (MPa )	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> ) 1	$I_{\delta i}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{\delta v}$ (cm <sup>4</sup> )
13.99	3.39	0.01	14.5	283.4	2.7	1.0	0.7	46587.7	16254.2	54796.
		5	6	3	6	9	8	3	8	2

**Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 108188,65MPa$$

$$\left. \begin{array}{l} \delta_i = 0,14cm \\ \delta_v = 0,28cm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i = 0,14cm.$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{445}{500} = 0,89cm. \quad \Rightarrow \Delta\delta_T < \bar{f} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

**4-Calcul des armatures transversales et de l'espacement :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence de nuance le ferraillage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

✚ “BAEL 91 modifié 99” [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right.$$

✚ “RPA 99 version 2003” [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

**Avec :**

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

Ø<sub>l</sub> : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\text{Ø} \leq \text{Min}(0,57cm ; 1,4cm ; 1,2cm) = 0,57cm$$

On adopte : Ø<sub>t</sub> = 6mm

- Selon le “BAEL 91 modifié 99” [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1.96.10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 16.2 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,63 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon le "RPA 99 version 2003" [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

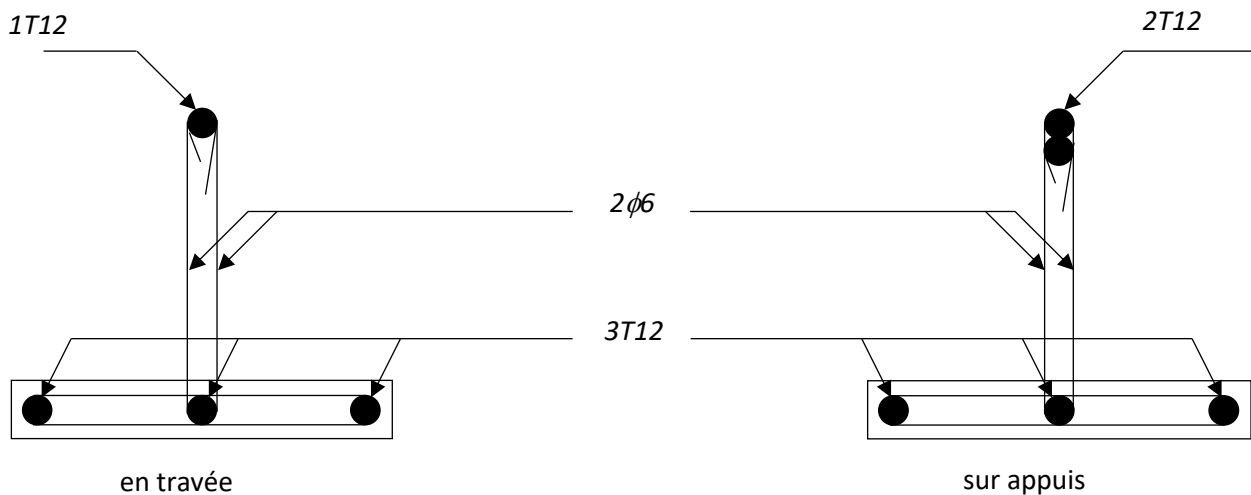
▪ **Choix des armatures :**

On adopte :  $A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

**Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$



**Figure III-11** Disposition constructive des armatures des poutrelles

### III.3.3. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression sera ferrillée dans les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage est en treillis soudée (BEAL 91 B.6.8.4) <sup>[1]</sup>.

-Les conditions suivantes doivent être respectées :

-les dimensions des mailles sont normalisées (ART.B68.BAEL91) <sup>[1]</sup> comme suit :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

**Soit :** A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures.

(A en : cm<sup>2</sup> pour mètre de nervures).

**avec :**

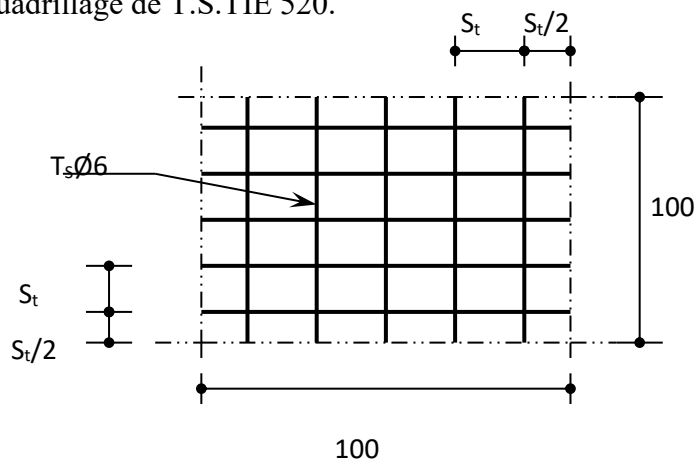
L<sub>1</sub> : distance entre l'axe des poutrelles (L<sub>1</sub>=65 cm).

A<sub>1</sub> : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A<sub>2</sub> : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1 / 2$$

F<sub>e</sub>=520 MPa 'quadrillage de T.S.TIE 520.



**Figure III-12** Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

$$A_1 = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2 / m_l$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_2 = A_1 / 2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

Soit :  $5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$  et  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis

Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens

### III.4. Calcul des escaliers :

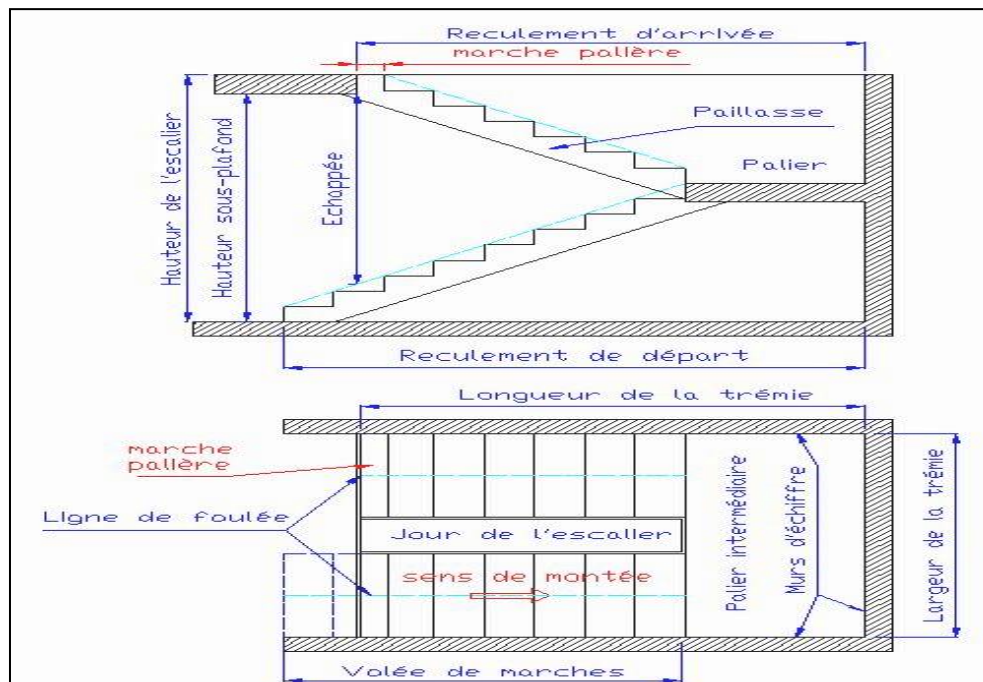
Les escaliers sont des éléments importants. Ils permettent l'accès vertical entre différents étages de la structure. Ils sont soumis à des forces diverses (poids propre des escaliers). les surcharges dues aux différents accès, personnes, équipements.

Pour ce qui est de la conception on a opté pour un escalier à marches droites et ceci surtout pour les avantages suivants :

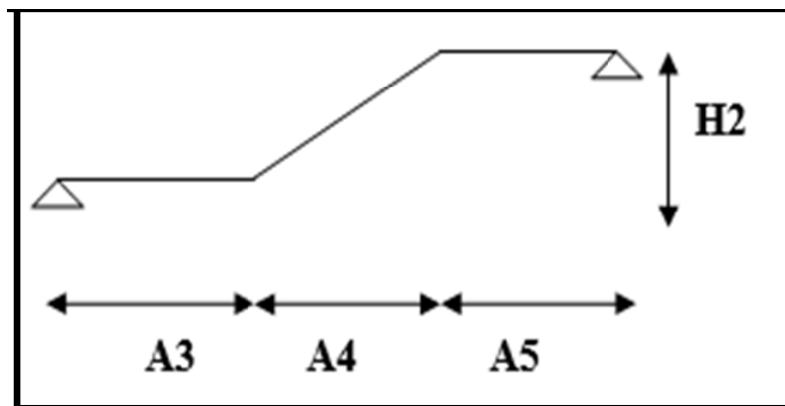
- La facilité d'exécution.
- La rapidité d'exécution.
- Condition de sécurité.
- Condition d'éclairage.
- Condition d'accès facile d'un étage à un autre.

Les escaliers se composent généralement des éléments suivants :





**III.4.1. Type d'escaliers :**



**III.4.2. Dimensionnement :**

Un escalier est déterminé par :

- La montée (hauteur à gravir) H ;
- L'emmarchement (largeur utile) e ;
- Son giron g ;
- Sa hauteur de marche h;

Hauteur de marche (valeur moyenne) :  $13\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$

Alors on prend  $h = 17\text{cm}$ ,

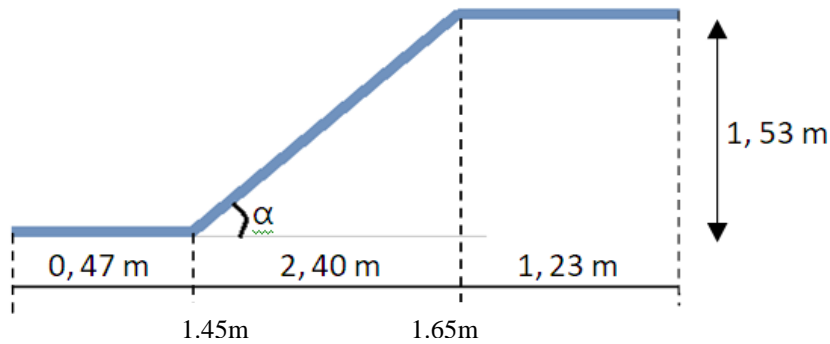
**Relation de Blondel :**

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de **Blondel**:

$$2h + g = 59 \text{ à } 66 \text{ cm}$$

En pratique on prend  $g+2h = 64\text{cm}$ .

Etude des escaliers:



- Hauteur d'étage :  $h_e = 306\text{cm}$
- Hauteur de gravir :  $H_1 = H_2 = 153\text{cm}$
- Choix de la hauteur marches :  $h = 17\text{cm}$
- Détermination du nombre de marches :

$$n_{cm} = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \Rightarrow n_m = 8 \text{ marches}$$

- Détermination du giron :  $g = 30 \text{ cm}$

$$L = g(n - 1) = 30(9-1) \quad L = 240\text{cm}$$

- Inclinaison:  $\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$

- Longueur de paillasse :  $L_p = \frac{153}{\sin \alpha} = 284,6 \text{ cm}$

- Epaisseur de la dalle d'escalier :

\* Condition de flèche :

$$\frac{L_p}{30} \leq e_p \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow 9.48 \leq e_p \leq 14.23 \text{ cm} \text{ Donc on prend: } e_p = 15 \text{ cm}$$

### III.4.3. Calcul des moments max et efforts Tranchants max :

a-Evaluations des charges : ( $\alpha=32.52^\circ$ )

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse	8.91	2,5
Palier	5,85	2,5

▪ **ELU**

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 8,91 + 1,5 \times 2,5 = 15,77 \text{ KN/m.}$$

$$q_{u2} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,85 + 1,5 \times 2,5 = 11,64 \text{ KN/m.}$$

✚ **Schéma statique :**

Le schéma statique ci-dessous est la représentation des chargements appliqués sur la paillasse ( $q_{u1}$ ) et le ( $q_{u2}$ ).

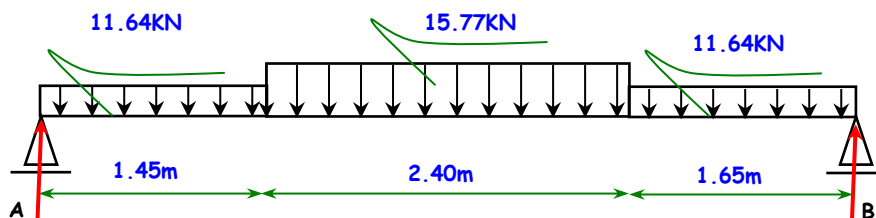


Figure III-15 Schéma statique de l'escalier

✓ **ELU :**

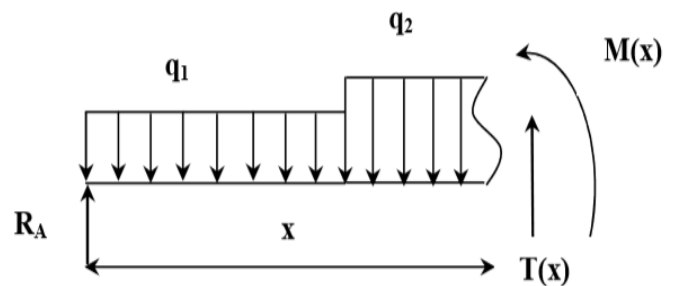
- **Calcul des réactions :**

$$R_{qu1} = 11,64 \times 1,45 = 16,87 \text{ KN.}$$

$$R_{qu2} = 15,77 \times 2,4 = 37,84 \text{ KN.}$$

$$R_{qu3} = 11,64 \times 1,65 = 19,20 \text{ KN.}$$

$$\sum F/y = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 73,91 \text{ KN.}$$



$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow -R_B \times 5,5 + R_{qu1} \times (1,45/2) + R_{qu2} \times ((2,40/2) + 1,45) + R_{qu3} \times 4,67 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 36,75 \text{ KN.}$$

$$R_A = 37,16 \text{ KN.}$$

- **Moments fléchissons  $M(x)$  et efforts tranchant  $V(x)$  :**

**Pour :  $0 \leq x \leq 1,45 \text{ m}$**

$$V(x) = R_A - q_{u1}x \Rightarrow \begin{cases} V(0) = 37,16 \text{ KN} \\ V(1,45) = 12,69 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - R_{qu1} \frac{x}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.M} \\ M(1.45) = 41.65 \text{ KN.M} \end{cases}$$

**Pour : 1.45 ≤ x ≤ 3.85 m**

$$V(x) = R_A - R_{qu1} - q_{u2}(x - 1.45) \Rightarrow \begin{cases} V(1.45) = 20.29 \text{ KN} \\ V(3.85) = -70.52 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - R_{qu1}(x - 0.725) - q_{u2} \frac{(x - 1.45)^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(1.45) = 41.65 \text{ KN.M} \\ M(3.85) = -18.61 \text{ KN.M} \end{cases}$$

**Pour : 3.85 ≤ x ≤ 5.5 m**

$$V(x) = R_A - R_{qu1} - R_{qu2} - q_{u3}(x - 3.85) \Rightarrow \begin{cases} V(3.85) = -17.55 \text{ KN} \\ V(5.5) = -49.23 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - R_{qu1}(x - 0.725) - R_{qu2}(x - 2.65) - q_{u3} \frac{(x - 3.85)^2}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(3.85) = 44.95 \text{ KN.M} \\ M(5.5) = -10.14 \text{ KN.M} \end{cases}$$

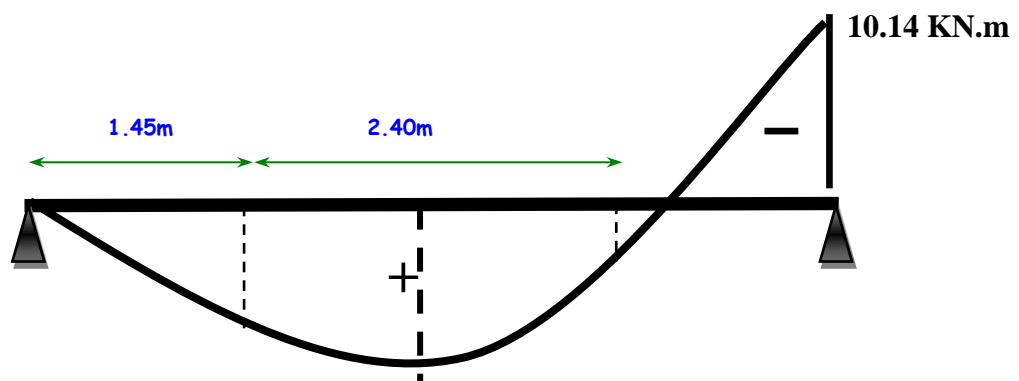
- **Calcul M max :**

$$V(x) = R_A - R_{qu1} - q_{u2}(x - 1.45)$$

$$\text{si } V(x) = 0 ; x = 1.99 \text{ m}$$

$$M(1.99) = 47.09 \text{ KN.m}$$

**M(KN.m) :**



47.09KN.m

T(KN) : 37.16

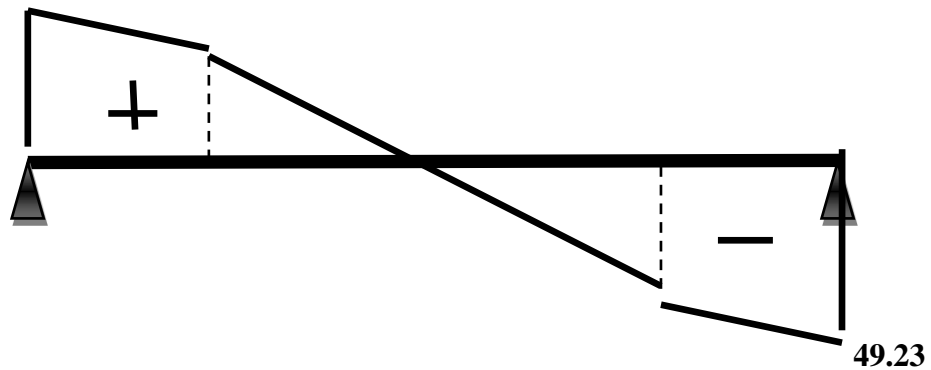


Fig. III.15: Diagramme des moments et efforts tranchant

ELS :

$$q_{u1} = G + Q = 8.91 + 2,5 = 11.41 \text{ KN/m.}$$

$$q_{u2} = G + Q = 5.85 + 2,5 = 8.35 \text{ KN/m.}$$

✓ Schéma statique :

Le schéma statique ci-dessous est la représentation des chargements appliqués sur la paillasse ( $q_{u1}$ ) et le ( $q_{u2}$ ).

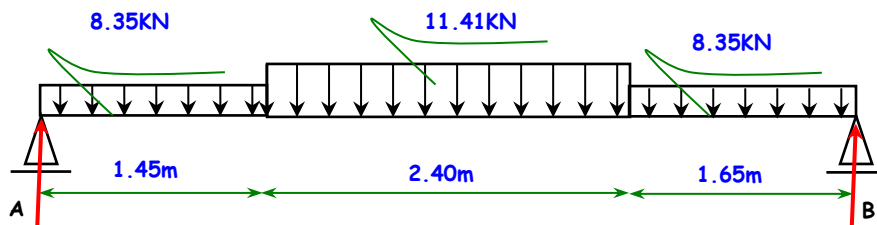


Figure III-16 Schéma statique de l'escalier

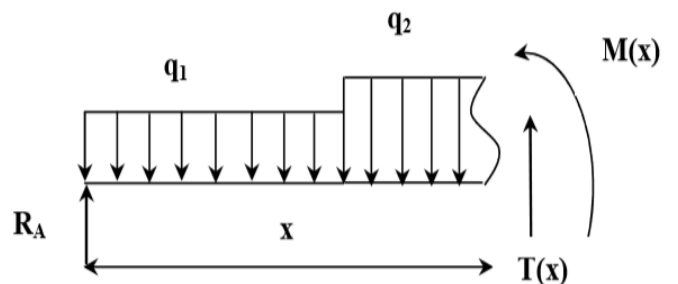
▪ Calcul des réactions :

$$R_{qu1} = 8.35 \times 1,45 = 12.10 \text{ KN.}$$

$$R_{qu2} = 11.41 \times 2,4 = 27.38 \text{ KN.}$$

$$R_{qu3} = 8.35 \times 1,65 = 13.77 \text{ KN.}$$

$$\sum F/y = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 53.25 \text{ KN.}$$



$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow -R_B \times 5.5 + R_{qu1} \times (1.45/2) + R_{qu2} \times ((2,40/2) + 1.45) + R_{qu3} \times 4.67 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 26.46 \text{ KN.}$$

$$R_A = 26.79 \text{ KN.}$$

- **Moments fléchissons  $M(x)$  et efforts tranchant  $V(x)$  :**

**Pour :  $0 \leq x \leq 1.45 \text{ m}$**

$$V(x) = R_A - q_{u1}x \Rightarrow \begin{cases} V(0) = 26.79 \text{ KN} \\ V(1.45) = 9.24 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - R_{qu1} \frac{x}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN. M} \\ M(1.45) = 30.06 \text{ KN. M} \end{cases}$$

**Pour :  $1.45 \leq x \leq 3.85 \text{ m}$**

$$V(x) = R_A - R_{qu1} - q_{u2}(x - 1.45) \Rightarrow \begin{cases} V(1.45) = 14.69 \text{ KN} \\ V(3.85) = -51.02 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - R_{qu1}(x - 0.725) - q_{u2} \frac{(x - 1.45)^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(1.45) = 30.07 \text{ KN. M} \\ M(3.85) = -13.52 \text{ KN. M} \end{cases}$$

**Pour :  $3.85 \leq x \leq 5.5 \text{ m}$**

$$V(x) = R_A - R_{qu1} - R_{qu2} - q_{u3}(x - 3.85) \Rightarrow \begin{cases} V(3.85) = -12.69 \text{ KN} \\ V(5.5) = -11.17 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - R_{qu1}(x - 0.725) - R_{qu2}(x - 2.65) - q_{u3} \frac{(x - 3.85)^2}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(3.85) = 32.33 \text{ KN. M} \\ M(5.5) = -7.18 \text{ KN. M} \end{cases}$$

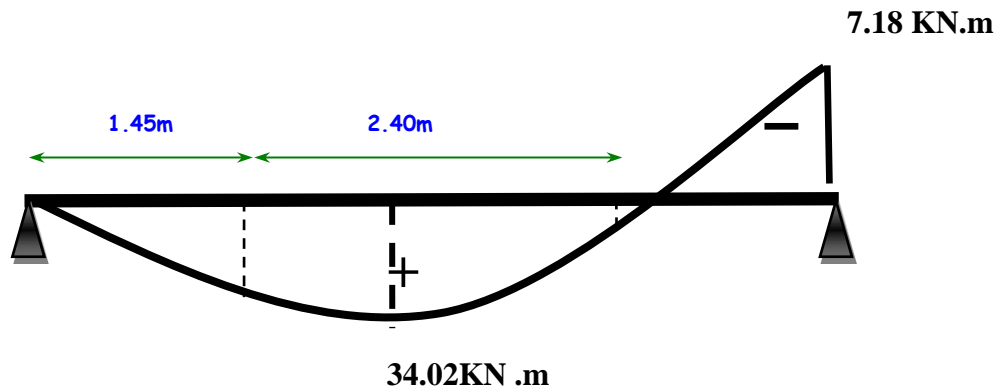
- **Calcul  $M$  max :**

$$V(x) = R_A - R_{qu1} - q_{u2}(x - 1.45)$$

$$\text{si } V(x) = 0 ; x = 1.98 \text{ m}$$

$$M(1.99) = 34.02 \text{ KN. m}$$

M(KN.m) :



T(KN) : 26.79

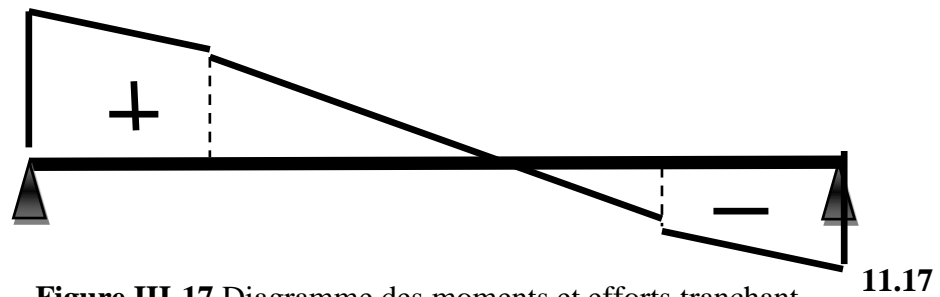


Figure III-17 Diagramme des moments et efforts tranchant

III.4.4. Ferraillage:

1-Ferraillage à L'E.L.U

a-En travée :

$$M_a = 0,5 M_0 = 23.54 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 40.02 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 37.16 \text{ KN}$$

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

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

$$d = 0.9 h = 0.153 \text{ m avec } h = 17 \text{ cm.}$$

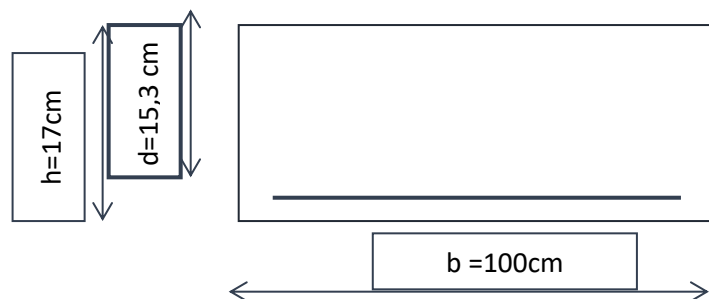


Figure III-18 Schéma de position des armatures longitudinales

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{Bd^2f_{bu}} = \frac{40.02 \times 10^{-3}}{1 \times (0,153)^2 \times 14,17} = 0,1206$$

$$\mu_{bu}=0,1206 < 0,186 \Rightarrow \varepsilon_s=10\% \text{ Pivot A}$$

$$\mu_{lu} = 0.392 \Rightarrow \mu_{lu} > \mu_{bu} \Rightarrow A'=0 \text{ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,161$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 14.31 \text{ m}$$

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

➤ **Section d'armature tendue**

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{40.02 \times 10^6}{143.1 \times 348} = 803.63 \text{ mm}^2 = 8,03 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{100 \times 17}{1000}, 0.23 \times 100 \times 15.3 \times \frac{2.1}{400} \right\} = 1.84 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8.03 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.84 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (CV)$$

• **Espacement des armatures**

On choisit 6T14 soit  $9.24 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 17; 33) = 33 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 18 \text{ cm}$

➤ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

On prend 3T10 ;  $A_r = 2.36 \text{ cm}^2$



- Espacement des armatures

$$S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 17, 45) = 45 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 30 \text{ cm}$

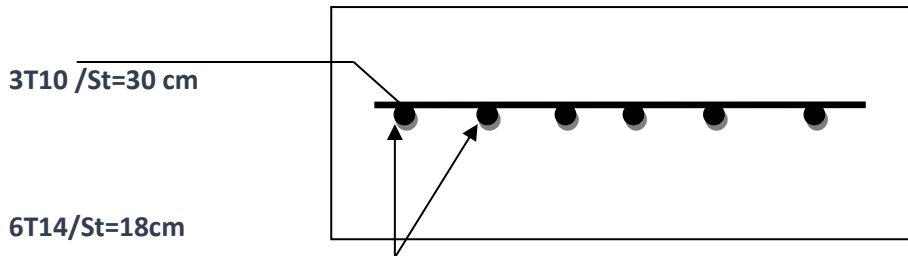


Figure III-19 Schéma de ferraillage des armatures longitudinales

**b-En appuis :**

$$M_a = 23.54 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0,07096 < 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 0,092$$

$$z = 0,1473\text{m}$$

$$\sigma_s = 348$$

➤ **Section d'armature tendue**

$$A_{sa} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{23.54 \times 10^6}{147.3 \times 348} = 459.22 \text{ mm}^2 = 4.59 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{100 \times 17}{1000}, 0.23 \times 100 \times 15.3 \times \frac{2.1}{400} \right\} = 1.84 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.59 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.84 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

On prend **5T12** ;  $A_{st} = 5.66 \text{ cm}^2$

-Valeur limite de la contrainte tangentielle :

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}; 5Mpa\} = \min\{0.13 \times 25; 5Mpa\} = 3,25 Mpa$$

➤ Espacement

$$S_t \leq \min(3h; 33cm)$$

$$S_t \leq \min(3 \times 17; 33cm) = 33cm$$

On prend  $S_t = 20cm$

➤ Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.66}{4} = 1,41 cm^2$$

On prend **3T10** ;  $A_r = 2.36 cm^2$

➤ Espacement

$$S_t \leq \min(4 \times h; 45cm)$$

$$S_t \leq \min(4 \times 17; 45cm) = 45cm$$

On prend  $S_t = 30 cm$

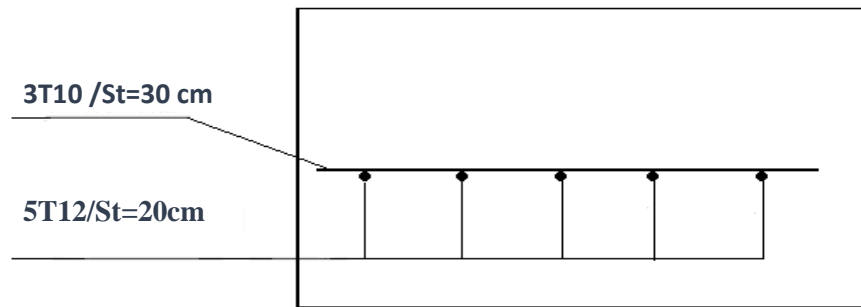


Figure III-20 Schéma de ferrailage des armatures longitudinales

➤ Vérification :

A L'E.L.S

a-En travée :

$$\alpha_t \leq \frac{\gamma_t - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma_t = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{40.02}{28.91} = 1,384$$

$$\alpha_t = \frac{1,384-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,442$$

$\alpha_{travée} = 0,048 < 0,442 \rightarrow$  Condition vérifiée.

**b-En appui :**

$$\alpha_t \leq \frac{\gamma_t - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma_t = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{23.54}{17.01} = 1,384$$

$$\alpha_t = \frac{1,384-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,442$$

$\alpha_{appui} = 0,034 < 0,442 \rightarrow$  Condition vérifiée.

➤ **Vérification du cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{26.79.10^3}{1 \times 0,153 \times 10^6} = 0,175 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} > \tau_u \rightarrow$$
 Condition vérifiée.

**-Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{18} \cdot \frac{M_{ser}}{M_u} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (2)$$

**Avec :**

h : hauteur de la cage d'escalier = 3.06 m.

L : la distance entre appui.

$$(1) \Rightarrow \frac{3,06}{5.5} \geq \frac{1}{18} \cdot \frac{170.1}{235.4}$$

$$\Rightarrow 0,55 > 0,040 \text{ (en appui) } \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$(1) \Rightarrow \frac{3,06}{5.5} \geq \frac{1}{18} \cdot \frac{289.1}{400.2}$$

$$\Rightarrow 0,55 > 0,0401 \text{ (en travée) } \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$(2) \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots CV$$

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

**III.5. Étude de la poutre palière**

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 4.35m, son schéma statique est le suivant :

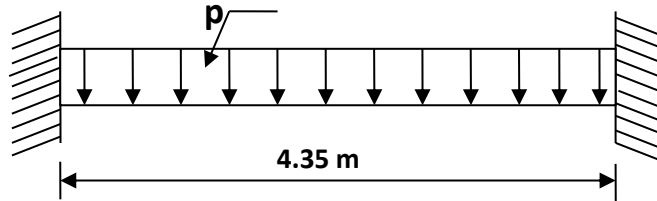


Figure III-21 schéma statique de la poutre palière.

**III.5.1. La hauteur de la poutre palière doit être vérifiée la relation suivante :**

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

$$\frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10} \Rightarrow 29cm \leq h \leq 43.5cm \rightarrow h = 40cm$$

La largeur doit être vérifiée la relation :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$12cm \leq b \leq 28cm$$

**On prend b = 30 cm**

Vérification des conditions du RPA99V2003 :

-  $b \geq 20cm \rightarrow$  On :  $b = 30cm$  .....Condition vérifiée

-  $h \geq 30cm \rightarrow$  On :  $h = 40cm$  .....Condition vérifiée

-  $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow$  On :  $\frac{40}{30} = 1.33$  .....Condition vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées, donc la poutre palière à une section transversale(30 x 40) cm<sup>2</sup>

**III.5.2. Charges qui agissent sur la poutre palière:**

Poids propre de la poutre :  $P_p = 0.40 \times 0.30 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$ .

La poutre palière est soumise à :

1. Son poids propres :  $G=3\text{KN/ml}$

2. Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier :

(ELU):  $R_u = 37.16 \text{ KN/ml}$ .

(ELS):  $R_{ser} = 26.79 \text{ KN/ml}$ .

Les résultats de calcul des sollicitations sont regroupés dans le Tableau suivant :

$$P_u = 1,35(G) + (G_{réact}) = 1,35(3) + (37,16) = 41,21 \text{ KN / ml}$$

$$P_s = 3 + 26,79 = 29,79 \text{ KN/m}$$

$$M_t = \frac{P_u l^2}{24}; M_a = \frac{P_u l^2}{12}; T = \frac{Pl}{2}$$

	En travée	Sur appui
<b>M<sub>u</sub> (KN. m)</b>	32.49	64.98
<b>M<sub>ser</sub> (KN .m)</b>	23.48	46.97
<b>T<sub>u</sub> max (KN)</b>	-	89.63
<b>T<sub>ser</sub> max (KN)</b>	-	64.79

### III.5.3 Ferrailage de la poutre palière :

Données :  $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$  ,  $d = 0,9h = 36 \text{ cm}$ ,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$

**a-Ferrailage en travée :**

$$M_t = 32,49 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{32,49 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14,17} = 0,0589 \quad \mu_l = 0,392$$

$$\Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,0589)})$$

$$\alpha_u = 0,076$$

$$Z = d.(1 - 0.4\alpha_u) = 360 \times (1 - 0.4 \times 0.076)$$

$$Z = 349.05 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z f_{su}} = \frac{32.49 \times 10^6}{349.05 \times 348} = 267.474 \text{ mm}^2 = 2.674 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilités :

$$A_{\min} = \max\left(\frac{b.h}{1000}; \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}\right) = \max(1.2; 1.449) \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.674 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.449 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

On prend : 3T12 avec  $A = 3.39 \text{ cm}^2$

**b-Ferrailage sur appui**

$$M_a = 64.98 \text{ K N.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{64.98 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14,17} = 0.117 \quad \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1.25.(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.117)})$$

$$\alpha_u = 0.157$$

$$Z = d.(1 - 0.4\alpha_u) = 360 \times (1 - 0.4 \times 0.157) = 337.37 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z.\sigma_s} = \frac{64.89 \times 10^6}{337.37 \times 348} = 552.70 \text{ mm}^2 = 5,52 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilités :

$$A_{\min} = \max\left(\frac{b.h}{1000}; \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}\right) = \max(1.2; 1.449) \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.674 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.449 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

On prend : 4T14 avec  $A = 6.16 \text{ cm}^2$

➤ Vérification de contrainte ultime de cisaillement

La contrainte ultime de cisaillement ne doit pas dépasser la contrainte ultime admissible

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{89.63 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.82 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 0.82 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_{L\min} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 12 \right) = 11.42 \text{ mm}$$

Soit:  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ Escarpement des armatures transversal

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}$$

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

➤ Espacement exigé par RPA 99 /Version 2003

En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10; 12\Phi) = 10 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

➤ Vérification à l'ELS :

● En travées :

$$M_s = 21.01 \text{ kN.m} \quad A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_s' = 0$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Position de l'axe neutre

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s + A'_s) \cdot y - 30(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

$$A'_s = 0$$

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s) \cdot y - 30(d \cdot A_s) = 0$$

$$30 \cdot y^2 + 30 \cdot (3.39) \cdot y - 30(36 \times 3.39) = 0$$

$$30 \cdot y^2 + 101.7 y - 3661.2 = 0$$

$$y = 9.48cm$$

• Moment d'inertie

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

$$I = \frac{30}{3} \cdot 9.48^3 + 15 \times 3.39(36 - 9.48)^2$$

$$I = 44283,05cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{21.01 \times 10^6}{44283,05 \times 10^4} \times 94,8 = 4,5MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont convenables.

• Sur appui :  $A_s = 6.16 cm^2$  ;  $A'_s = 0 cm^2$

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



• Position de l'axe neutre

$$b.y^2 + 30.(A_s + A'_s).y - 30(d.A_s + d'.A'_s) = 0$$

$$A'_s = 0$$

$$b.y^2 + 30.(A_s).y - 30(d.A_s) = 0$$

$$30.y^2 + 30.(6,16).y - 30(36 \times 6,16) = 0$$

$$30.y^2 + 184,8.y - 6652,8 = 0$$

$$y = 12,02\text{cm}$$

• Moment d'inertie

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

$$I = \frac{30}{3}.12,02^3 + 15 \times 6,03(36 - 12,02)^2$$

$$I = 69378,95\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{69,03 \times 10^6}{69378,95 \times 10^4} \times 120,2 = 11,96\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 11,96\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont convenables.

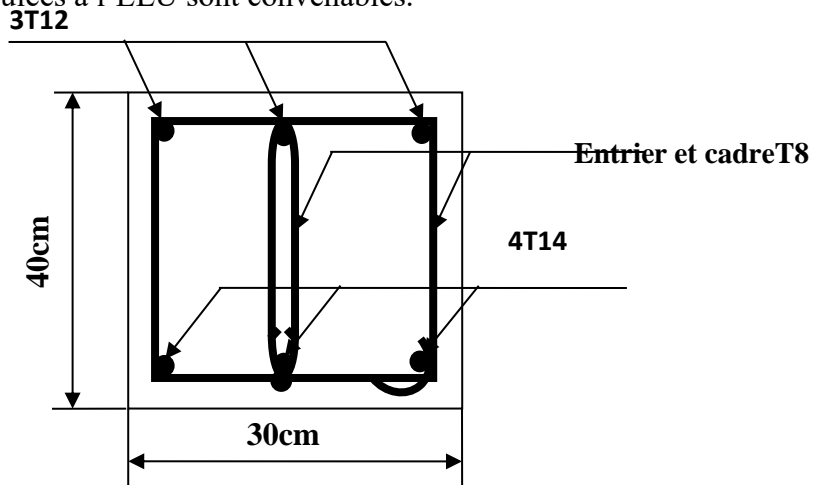


Figure III-22 : Schéma de ferraillage de la poutre palière

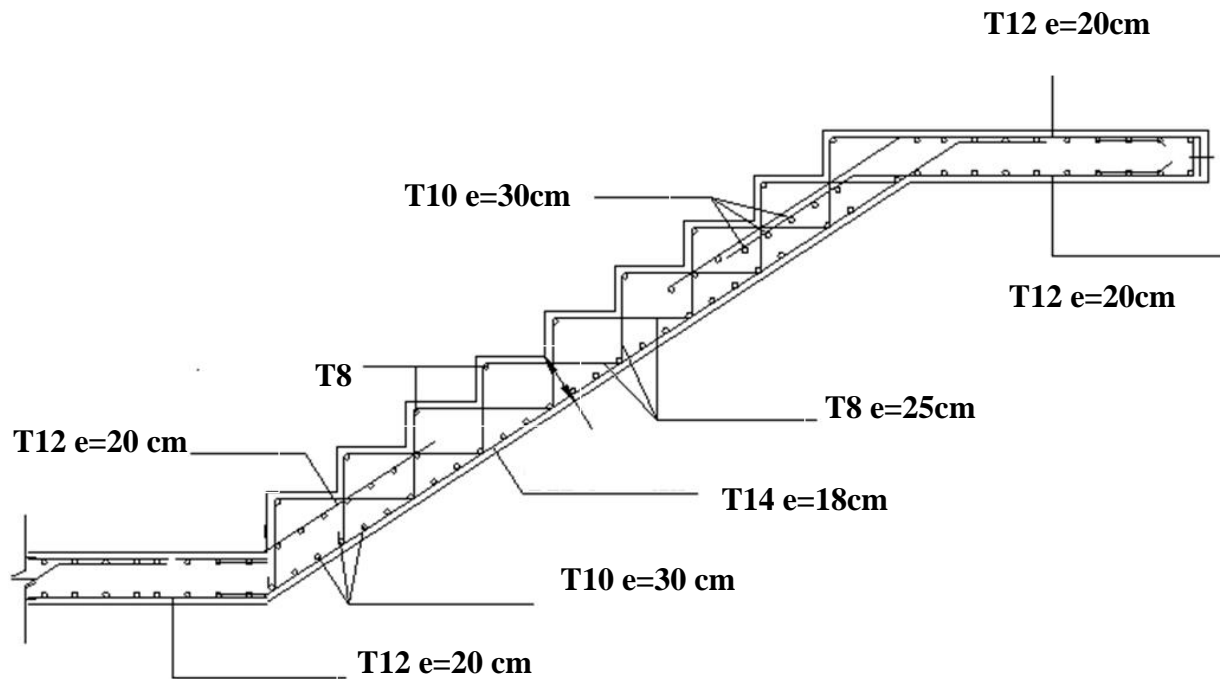


Figure III-23 Schéma de ferrailage de l'escalier:

## III.6. Balcons :

### III.6.1. Introduction :

Le balcon est une dalle pleine encastree dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

- Résistance à la flexion.
- Isolation acoustique  $e \geq 12\text{cm}$ .
- Sécurité en matière d'incendie  $e = 11\text{cm}$  pour 2 heures de coup feu.

Donc on adopte  $e = 15\text{cm}$ .

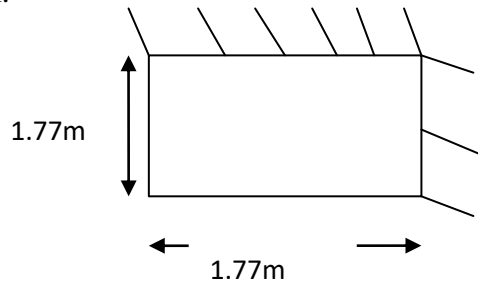


Figure III-24 Schéma du balcon

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

On adopte une épaisseur de 15cm

**III.6.2 Exemple de calcul :**

$L_x=1.7\text{ m}$  ,  $L_y=1.7\text{ m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.7}{1.7} = 1 > 0.4 \implies$  La dalle travail dans deux sens

- $G = 5.15\text{ KN/m}^2$
- $Q = 3.50\text{ KN/m}^2$

**III.6.2.1 Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max (ELU)**

D'après la pàque du BAEL

$\rho \longrightarrow M_1=0.040$

$\frac{1}{\rho} = 1 \longrightarrow M_2 = 0.040$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x=P_U (M_1+\mu M_2) \\ M_y=P_U (\mu M_1+M_2) \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } \mu = 0.2 \\ \text{ELS: } \mu = 0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 1.35G+1.5Q \\ P_u = (1.35*5.15)+(1.5*3.5) \\ P_u= 12.20\text{KN} \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} M_x = P_U (M_1 + \mu M_2) \\ M_y = P_U (\mu M_1 + M_2) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 0.488 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.488 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **En Travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 \times M_X \\ M_{ty} = 0,75 \times M_Y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0.366 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,366 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **En appui :**

$$M_{ax} = 0,5 \times M_X \Rightarrow M_{ax} = 0.244 \text{ KN.m}$$

**III.6.2.2 Calcul du ferrailage :**

• **Sur travée**

**a. Sens L<sub>x</sub>**

Pour le calcul on prend une bande de 1m

b = 100cm ; h = 15cm ; d = 13,5cm ; σ<sub>b</sub> = 14,16MPa M<sub>tx</sub> = 0.366 KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{0.366 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times 135^2} = 0.00141 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0.00141)}}{2} \Rightarrow \beta = 0.999$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0.366 \times 10^6}{348 \times 0.999 \times 135} = 0,078 \text{ cm}^2.$$

• **Conditions de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t 28}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 1000 \times 135 \times 2.1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage minimal Art B-5.3.1 BAEL91 :**

$$A'_{min} \geq 0.0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_a = \max (A_{\min} ; A ; A'_{\min} ) = 3,75 \text{ cm}^2$

**on adopte:** 4T12 = 4,53 cm<sup>2</sup>.

- Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,53}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

**on adopte:** 3T10 = 2.36 cm<sup>2</sup>.

**Sens L<sub>y</sub>**

$$M_{ty} = 0,366 \text{ KN.m} \quad d_y = 12.4 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{0,366 \times 10^6}{14.16 \times 1000 \times 124^2} = 0.00168 < \mu_l = 0,392$$

$$\beta = 0.999$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,366 \times 10^6}{348 \times 0.999 \times 124} = 0.084 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité Art A-4.2.1 BAEL91**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; \quad A_{\min} = 0,23 \times 1000 \times 124 \times 2.1 / 400 = 1,49 \text{ cm}^2.$$

- **Pourcentage minimal**

$$A'_{\min} \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_a = \max (A_{\min} ; A ; A'_{\min} ) = 3,75 \text{ cm}^2$

**on adopte** 4T12 = 4,53 cm<sup>2</sup>

- **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,53}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

**on adopte** 3T10 = 2.36 cm<sup>2</sup>.

➤ **En appui:**

$$M_a = 0.244 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{0.244 \times 10^6}{14.16 \times 1000 \times 135^2} = 0.00094 < \mu_l = 0,392$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,00094)}}{2} \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,244 \times 10^6}{348 \times 0,99 \times 135} = 0,052 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité Art A-4.2.1 BAEL91**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 1000 \times 135 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

- **Pourcentage minimal**

$$A'_{min} \geq 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_a = \max(A_{min}; A; A'_{min}) = 3,75 \text{ cm}^2$

on adopte 4T12 = 4,53 cm<sup>2</sup>

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,53}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

on adopte 3T10 = 2,36 cm<sup>2</sup>.

- **Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :**

- **a-Sense L<sub>x</sub> :**

$$s_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm})$$

$$s_t \leq 33\text{cm}$$

On prend:  $s_t = 20\text{cm}$

- **b- Sense L<sub>y</sub> :**

$$s_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60 \text{ cm}; 45\text{cm})$$

$$s_t \leq 45\text{cm}$$

On prend:  $s_t = 20\text{cm}$

- l'effort tranchant :

$$\left\{ \begin{aligned} V_u &= \frac{Pu}{3Ly} = \frac{12.202}{3 \times 1.7} = 2.392KN \\ V_u &= \frac{Pu}{2Ly+Lx} = \frac{12.202}{(2 \times 1.7)+1.7} = 2.392KN \end{aligned} \right.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} = \frac{2.392 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,0177Mpa$$

Pour une fissuration préjudiciable on a :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15f_{c28}/\gamma_b ; 4Mpa) = \min(0,15 \times 25/1,5 ; 4Mpa) = 2,5 Mpa$$

$$\tau_u = 0,017 < \bar{\tau}_u = 2,5 Mpa \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**III.5.2.3 Vérification à l'ELS :**

$$P_{ser}=G+Q$$

$$P_{ser}=8.65KN$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_x &= 0.415KN.m \\ M_y &= 0.415KN.m \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{tx} &= 0.311KN.m \\ M_{ty} &= 0.311KN.m \\ M_a &= 0.207KN.m \end{aligned} \right.$$

**Tableau III-17 : Vérification des contraintes à l'ELS**

	$M_{ser}$ Kn . m	Positio n l'axe neutre Y	Moment d'inertie I (cm <sup>4</sup> )	Coefficient K (MPa/cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observ ation
En travée	0.311	3.66	8213.55	0.037	0.13	5.46	201.66	15	CV
En appui	0.207	3.66	8213.55	0.025	0.092	3.69	201.66	15	CV

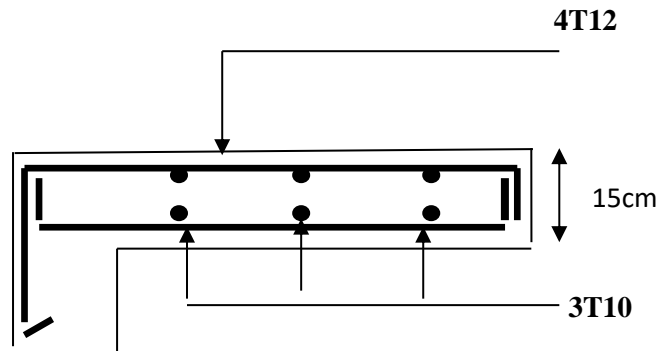


Figure III-25 ferrailage du balcon

### III.7. Etude de l'ascenseur :

#### III.7.1. Définition :

Un ascenseur est un appareil élévateur destiné à transporter verticalement des personnes d'un niveau à un autre. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique, le contre poids et les câbles).



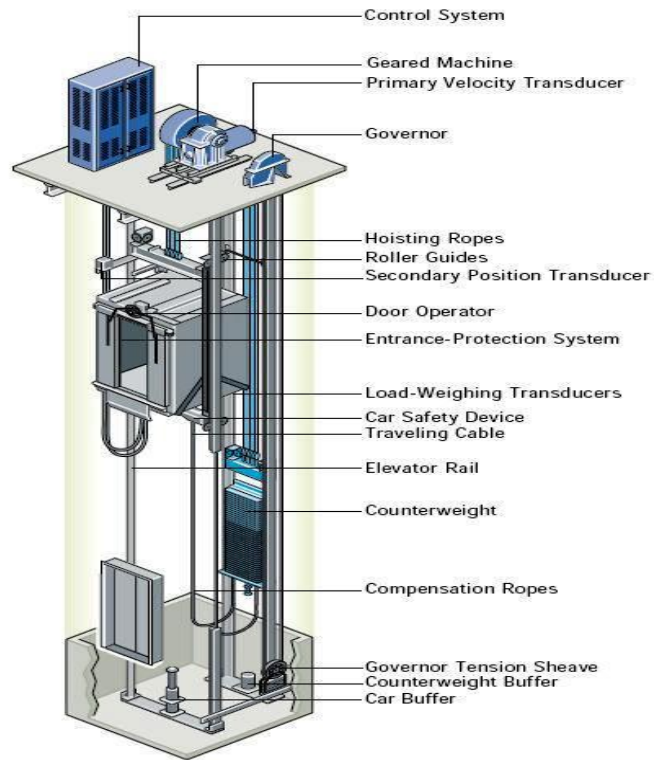


Figure III-26 Ascenseur électrique

**III.7.2. Etude de l'ascenseur :**

L'ascenseur est composé de trois éléments essentiels :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

**III.7.3. Dimension de l'ascenseur :**

- Largeur de la cabine :  $L_c = 1.10\text{m}$
- Profondeur de la cabine :  $P_c = 1.40\text{m}$
- Largeur de la gaine:  $L_G = 1.30\text{m}$
- Profondeur de la gaine :  $P_G = 2.1\text{m}$
- Hauteur de la cabine:  $H_c = 2.20\text{m}$

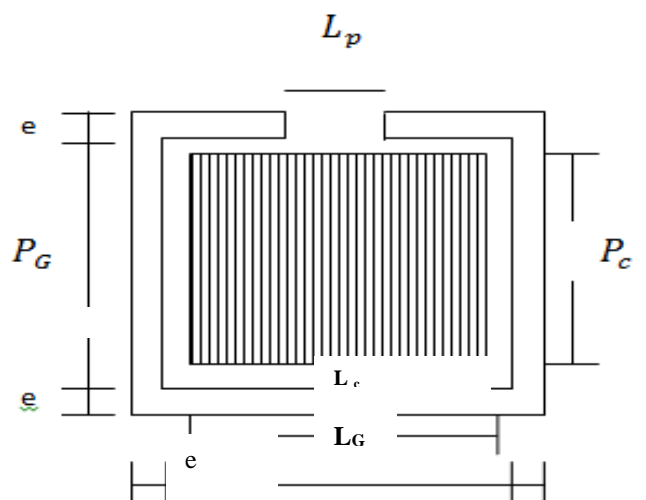


Figure III-27 dimension de l'ascenseur

-Largeur du passage libre :  $L_p = 0.80\text{m}$

-Hauteur du passage libre :  $H_p = 2.00\text{m}$

-Epaisseur de voile :  $e = 0.15\text{m}$

-Hauteur de course :  $C = 36.45\text{m}$

**Remarque :**

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15 cm et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s

**III.7.4. Descente de charges :**

**III.7.4.1. Surcharge d'exploitation :**

$Q = 600 \text{ daN}$  (08 personnes)

**III.7.4.2. Charges permanentes :**

**A. Masse de la cabine :** est composé de la somme des masses suivantes :

**1-Masse des cotés :** la masse de la surface des côtés, augmentée de 10% soit de  $11.5 \text{ daN/m}^2$

$$S_1 = (L_c + 2 \cdot P_c) \cdot H_c = (1.10 + 2 \times 1.40) \cdot 2.20 = 8.60 \text{ m}^2$$

$$M_1 = (11.5 + 0.1 \times 11.5) \times 8.60 = 108.53 \text{ daN}$$

**2-Masse du plancher :** la masse du plancher à raison de  $70 \text{ daN/m}^2$  pour appareils de 300 à 600 daN de charge :

$$S_2 = L_c \cdot P_c = 1.10 \times 1.40 = 1.54 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 70 \times 1.54 = 107.8 \text{ daN}$$

**3-Masse du toit :** la masse du toit à raison de  $20 \text{ daN/m}^2$  :

$$S_3 = L_c \cdot P_c = 1.10 \times 1.40 = 1.54 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 20 \times 1.54 = 30.8 \text{ daN}$$

**4-Masse de l'arcade :** la masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60 daN plus  $60 \text{ daN/m}$  de largeur de cabine de 300 daN à 600 daN de charge :

$$M_4 = 60 + (60 \times 1.10) = 126 \text{ daN}$$

**5-Masse de la porte de la cabine** : Partie fixe de 80 daN plus 25 daN/m<sup>2</sup> de surface de porte

$$M_5 = 80 + (25 \times 0.8 \times 2) = 120 \text{ daN}$$

**6-Masse du parachute** : Parachute à prise amortie :

$$M_6 = 100 \text{ daN}$$

**7-Masse des accessoires** :

$$M_7 = 80 \text{ daN}$$

**8-Masse des poulies de mouflage** : Deux poulies supplémentaires :

$$M_8 = 30 \times 2 = 60 \text{ daN}$$

Donc le poids mort est égale à :

$$P_m = \sum M_i = 108.54 + 107.80 + 30.8 + 126 + 120 + 100 + 80 + 60 = 733.14 \text{ daN}$$

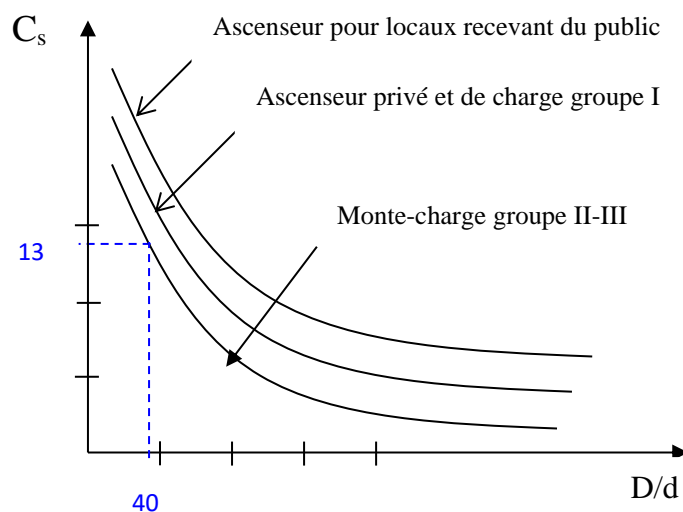
**9. Masse du contre poids** :

$$PP = P_m + \frac{Q}{2} = 733.14 + \frac{600}{2} = 1033.14 \text{ daN}$$

**10. Masse du câble** :

Détermination du diamètre du câble, d'après la norme **NF 82-210**  $C_s$  doit être pour cet appareil au minimum égal à 12 et le rapport  $D/d$  au minimum égal à 40 et aussi selon abaque de détermination de suspentes.

$$\begin{cases} D/d = 40 \Rightarrow d = D/40 = 500/40 \Rightarrow d = 12.5 \text{ mm.} \\ C_s = 13 \end{cases}$$



**Figure III-28** Abaque de détermination de suspentes

**D** : diamètre de la poulie de mouflage pris entre 400 et 800 mm

**d** : diamètre du câble

**C<sub>s</sub>** : coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes)

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \cdot M$$

**M** : égal à la somme de la charge utile Q, poids mort P et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

- C<sub>r</sub> : charge de rupture effective.

$$C_r = C_s \cdot M \Rightarrow C_r = 13 \times (600 + 733.14) \Rightarrow C_r = 17330.82 \text{ daN}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire C<sub>m</sub>, il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0.85 donc:

$$C_m = \frac{C_r}{0.85} \Rightarrow C_m = \frac{17330.82}{0.85} = 20389.20 \text{ daN}$$

C<sub>m</sub> égal aussi :

$$C_m = C_r(\text{cable}) \cdot n \cdot m$$

**Avec :**

m : type de mouflage

n : nombre de câble et

C<sub>r</sub> (câble) : charge de rupture par câble en fonction du diamètre.

$$d = 12.5 \text{ mm} \Rightarrow C_r(\text{cable}) = 8152 \text{ daN (voir tableau suivant) :}$$

**Tableau III-18** caractéristiques des câbles

Diamètre des câbles [mm]	Diamètres des fils [mm]	Section [mm <sup>2</sup> ]	Masse linéaire M <sub>L</sub> [daN/m]	Charge admissible totale C <sub>r</sub> [daN]
7.87	0.5	21.05	0.203	3223
9.48	0.6	30.26	0.293	4650
11.00	0.7	41.27	0.396	6232
<b>12.6</b>	<b>0.8</b>	<b>53.34</b>	<b>0.515</b>	<b>8152</b>

14.2	0.9	67.98	0.656	10805
15.5	1.0	83.84	0.810	12830

$$n = \frac{cm}{2 \times cr} \longrightarrow n = \frac{20389.2}{2 \times 8152} \Rightarrow n = 1.25 \quad \text{On prend : } n = 2 \text{ câbles.m}$$

**Masse totale des câbles  $M_c$  :**

$$M_c = M_L .n. C$$

**Avec :**

$M_L$  : masse linéaire du diamètre d'un seul câble  $d = 12.5\text{mm}$   $\xrightarrow{\text{tableau}}$   $M_L = 0.515 \text{ daN/m}_L$  et

$C$  : course du câble (hauteur du course)  $\Rightarrow C = 36.45\text{m}$ .

$$M_c = 0.515 \times 2 \times 36.45 = 37.45 \text{ daN}$$

**11. Masse du treuil :**

$$M_g = 1200 \text{ daN}$$

**Résumé :**

Poids mort = 733.14 daN

Masse du câble = 37.45 daN

Masse du contre poids = 1033.14 daN

Treuil en haut + moteur = 1200 daN

$$\mathbf{G = 3003.73 daN}$$

**III.7.5. Combinaisons fondamentales :**

➤ **Etat limite ultime :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3003.73 + 1.5 \times 600 = 4955.03 \text{ daN.}$$

➤ **Etat limite de service :**

$$q_{ser} = G + Q = 3003.73 + 600 = 3603.73 \text{ daN.}$$

**III.7.6. Etude du plancher :**

**a. Vérification de poinçonnement :**

Pour chacun des quatre appuis :

$$q_a^u = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_a^u = 1238.75 \text{ daN}$$

$$q_a^{ser} = \frac{q_{ser}}{4} \Rightarrow q_a^{ser} = 900.93 \text{ daN}$$

D'après l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91:

$$\text{Si : } q_a^u \leq \frac{0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \Rightarrow \text{ : les armatures transversales ne sont pas nécessaire}$$

**Avec :**

$q_a^u$  : charge ultime pour chaque appui;

$U_c$  : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen;

$h$  : épaisseur de la dalle égal a 15cm;

$U, V$  : représentent les cotes du rectangle ( $U // L_x$  et  $V // L_y$ )

sur lequel la charge  $Q_u$  s'applique, compte tenu de la diffusion

à 45degré dans le béton.

La surface impact ( $a \times b$ ) est de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$U = a + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow U = 25 \text{ cm.}$$

$$V = b + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow V = 25 \text{ cm.}$$

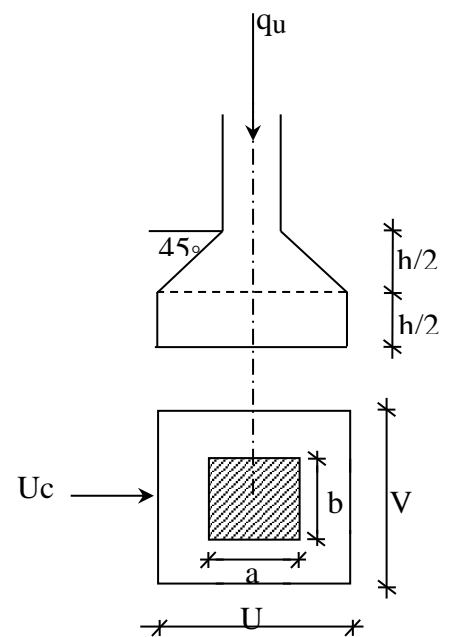
**Donc :**

$$U_c = 2 \times [U+V] \Rightarrow U_c = 100 \text{ cm.}$$

$$q_a^u = 1238.75 \text{ daN} < \frac{0.045 \times 1000 \times 25 \times 150}{1.5}$$

$$= 112500 \text{ N} = 11250 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion:** La dalle résiste au poinçonnement.



**Figure III-29** Schéma de la surface d'impact

**III.7.7. Calcul des efforts :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.10}{1.40} = 0,78 > 0,4 \quad \longrightarrow \quad \text{Donc la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$u_x = 0.0587$$

$$u_y = 0.559$$

**a- Calcul les sollicitations à ELU**

$$M^0_x = L_x^2 \cdot q_u \cdot U_x$$

$$M^0_x = 1.1^2 \cdot 4955.03 \cdot 0.0587 = 351.94 \text{ dan.m}$$

$$M^0_y = M^0_x \cdot u_y$$

$$M^0_y = 196.73$$

**1- Calcul les moments réelles**

$$M^t_x = 0.85 \cdot M^0_x = 0.85 \cdot 351.94 = 299.14 \text{ dan.m}$$

$$M^t_y = 0.85 \cdot M^0_y = 0.85 \cdot 196.73 = 167.22 \text{ dan.m}$$

$$M_a = -0.4 \cdot M^t_x = -0.4 \cdot 351.94 = -140.77 \text{ dan.m}$$

**2- Calcul des armatures :****a- En travée :**

- **Sens x :**  $M_x = 2.99 \text{ KN.m}$      $b = 100 \text{ cm}$      $h = 25 \text{ cm}$      $c = 5 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2.99 \times 10^3}{14,16 \times 100 \times 20^2} = 0,00527 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_x = 0$$

$$A_x = \frac{1,07 \cdot M_{tx}}{d \cdot \sigma_s} = \frac{1,07 \times 2.99 \times 10^3}{20 \times 348} = 0,46 \text{ cm}^2$$

**✓ Condition de non fragilité :**

$$\rho_0 = 0,8\%_{\infty} (FeE400)$$

$$A_x \geq \frac{1}{2} \cdot \rho_0 (3 - \alpha) b \cdot d = \frac{1 \times 0,8}{2 \times 1000} (3 - 0,97) 100 \times 20 = 1,62 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 0,46 \text{ cm}^2 \geq 1,864 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition non vérifier.}$$

Donc on prend :  $A_x = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

✓ **Espacement :**

$$e_x \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

On prend :  $e_x = 25 \text{ cm}$

- **Sens y :**  $M_y = 1,672 \text{ KN.m}$

$$d_y = d_x - \frac{1}{2}(\Phi_x + \Phi_y) \text{ On suppose qu'on utilise des } \Phi_{10}$$

$$d_y = 19 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_y}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{1,672 \times 10^3}{14,16 \times 100 \times 19^2} = 0,00327 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_x = 0$$

$$A_y = \frac{1,07 \cdot M_y}{d \cdot \sigma_s} = \frac{1,07 \times 1,672 \times 10^3}{19 \times 348} = 0,27 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$\rho_0 = 0,8 \text{ ‰}_{\infty} (FeE400)$$

$$A_y \geq \frac{0,8 \cdot b \cdot d (3 - \alpha)}{1000 \times 2} = \frac{0,8 \times 100 \times 19 (3 - 0,97)}{1000 \times 2} = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 0,27 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition non vérifier.}$$

Donc on prend :  $A_y = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

✓ **Espacement :-**

$$e_x \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

On prend :  $e_y = 25 \text{ cm}$

**b- sur appui :**

$$\mu = \frac{\overline{Ma}}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{1,40 \times 10^3}{14,16 \times 100 \times 20^2} = 0,00247 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_x = 0$$



$$\overline{A_x} = \frac{1,07 \cdot \overline{M_a}}{d_x \cdot \sigma_s} = \frac{1,07 \times 1,4 \times 10^3}{20 \times 348} = 0,21 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$\rho_0 = 0,8 \text{‰} (FeE400)$$

$$A_x \geq \frac{1}{2} \cdot \rho_0 (3 - \alpha) b \cdot d = \frac{1 \times 0,8}{2 \times 1000} (3 - 0,97) 100 \times 20 = 1,62 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 0,21 \text{ cm}^2 \geq 1,86 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition non vérifier.}$$

**Donc on prend :**  $A_{ax} = A_{ay} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

✓ **Espacement :**

$$e_x = e_y \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

On prend :  $e_x = e_y = 25 \text{ cm}$

• **Condition de cisaillement :**

$$\overline{\tau_u} = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_1 = \frac{p \cdot L_x}{2} \left( \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4} \right) = \frac{49,55 \times 1,1}{2} \left( \frac{1,1^4}{1,4^4 + 1,1^4} \right) = 7,09 \text{ KN}$$

$$V_2 = \frac{4(M_x + \overline{M_x})}{L_x} = \frac{4(3,51 + 1,40)}{1,1} = 17,85 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 17,85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17,85 \times 10}{100 \times 20} = 0,089 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,089 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

$\tau_u = 0,089 < 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$  .....condition vérifier.

- **Vérification à E.L.S :**

$$P_s = G+Q = 36.03+1=37.03\text{KN}$$

$$M_s = \frac{P_s}{P_u} \cdot M_u$$

**1- En travée :**

**a)-Sens x :**

$$M_s = \frac{37.03}{49.55} \cdot 2.99 = 2.23 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Position de l'axe neutre:**

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

Avec :

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \cdot \frac{3,14}{100} = 0,471 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d_x = 2 \times 0,471 \times 20 = 18,84 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 3,89 \text{ cm}$$

- ✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d_x - y_1)^2 = \frac{100}{3} (3,89)^3 + 15 \times 3,14 (20 - 3,89)^2 = 14186,09 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{2.23 \times 10^3}{14186,09} = 0,16 \text{ Mpa/cm}$$

**a)-Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.62 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 0.62 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{condition vérifier.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U.R dans la travée sont convenables.

**b)-Sens y :**

$$M_s = \frac{37.03}{49.55} \cdot 1.67 = 1.25 \text{ KN.m}$$

✓ **Position de l'axe neutre:**

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

**Avec :**

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \cdot \frac{3,14}{100} = 0,471 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d_y = 2 \times 0,471 \times 19 = 17,89 \text{ cm}^2$$

$$y_2 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 3,78 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d_y - y_2)^2 = \frac{100}{3} (3,78)^3 + 15 \times 3,14 (19 - 3,78)^2 = 12710,97 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{1.25 \times 10^3}{12710,97} = 0,1 \text{ Mpa / cm}$$

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

$$\sigma_b = K \times y_2 = 0.4 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 0.4 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U.R dans la travée sont convenables.

➤ **Sur appui :**

$$M_s = \frac{37.03}{49.55} \cdot 1.67 = 1.25 \text{ KN.m}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

Avec :

$$D = 15 \frac{A}{b} = 0,471cm$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0,471 \times 20 = 18,84cm^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,471 + \sqrt{0,471^2 + 18,84} = 3,89cm$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = 14186,09cm^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{1,25 \times 10^3}{14186,09} = 0,1Mpa / cm$$

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

$$\sigma_b = K.y_1 = 0,4Mpa$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15Mpa$$

$$\sigma_b = 0,4Mpa < \bar{\sigma}_b = 15Mpa \dots\dots\dots\text{condition vérifier.}$$

Donc les armatures calculés à l'ELUR dans l'appuis sont convenable.

N.B : les fissuration sont peut nuisibles donc aucune vérification à faire pour les armature.

• **Etat limite de déformation :**

$$\frac{h}{L_x} = \frac{0,25}{1,1} = 0,22 > \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{0,75.M_x}{20M_x} = 0,032 \dots\dots\dots\text{condition vérifier.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0,00157 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots\dots\dots\text{condition vérifier.}$$

$$\frac{h}{L_x} = 0,22 > \frac{1}{22,5} = 0,04 \dots\dots\dots\text{condition vérifier.}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

4T10(ep=25cm)

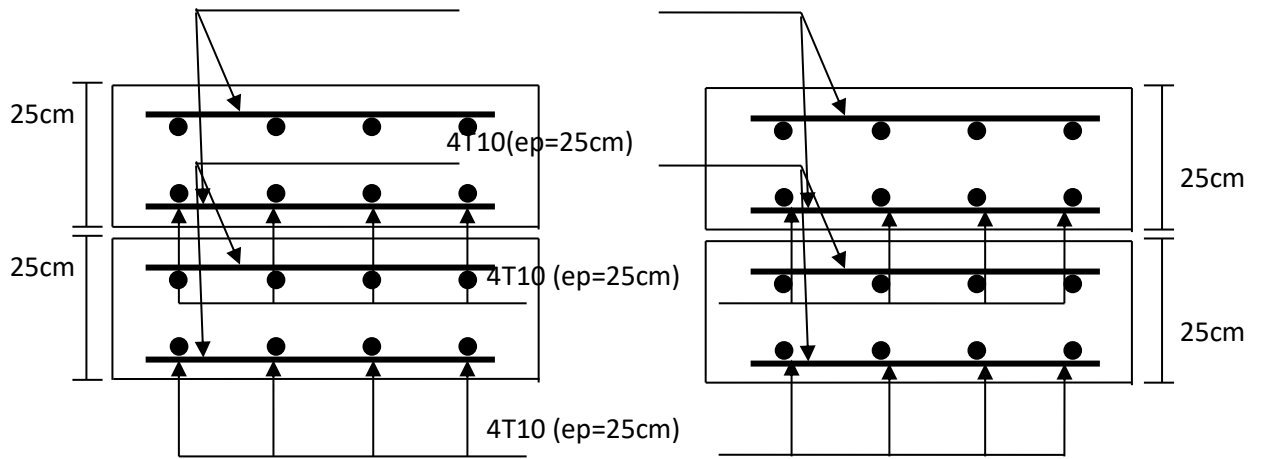


Figure III-30 Schéma de Ferraillage dalle machine

# Chapitre IV :

## Etude dynamique

## Chapitre IV : Etude dynamique

### IV.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, on trouve les secousses sismiques qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur l'étude du comportement dynamique sous l'action sismique des structures secouées. L'objectif initial de l'étude sismique de notre structure, est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres lors de ses vibrations libres non-amorties. L'étude de notre structure comme elle se présente est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de rechercher un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible de son comportement réel, en tenant compte la masse et la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure afin de simplifier suffisamment l'analyse dynamique.

### IV.2. Caractéristique dynamique

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti. Son équation est donnée par la relation suivante :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Où :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$  : Vecteur des accélérations.

$\{x\}$  : Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibration libre non amorties, nous permet de définir les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et les modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$  : vecteur des amplitudes

$\omega$  : Fréquence de vibration

$\varphi$  : Angle de déphasage

Les accélérations en **VLNA** sont alors données par :

$$\{x(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots\dots\dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues  $A_i$ . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non- nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est à dire :

$$\det[[K] - \omega^2 [M]] = 0 \dots\dots\dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée **équation caractéristique**.

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2n) en ( $\omega$ ).

Les n solutions ( $\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$ ) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes des vibrations possibles.

Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire correspond à  $\omega_1$  et il est appelé mode fondamental ( $\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$ ).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre  $\{\mathbf{A}\}_j$  ou forme modale.



### IV.3. Présentation du programme ETABS (Extended 3D Analysis of Building Systems)

ETABS est l'abréviation de « **Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems** », c'est un programme qui a reçu une grande réputation dans le monde et en Algérie. Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments; ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau que l'utilisateur choisit.

#### IV.3.1. Modélisation

Le logiciel ETABS permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement, caractéristiques des matériaux ...etc.) de façon entièrement graphique numérique ou combinés, en utilisant les innombrables outils disponibles. En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treilles, dalles, voiles ou autres). Chaque élément est défini dans sa base graphique correspondante, ensuite ces éléments sont assemblés en un modèle final de calcul. Quant à la compatibilité, elle s'effectue de façon automatique.

#### IV.3.2. Fonctions de l'ETABS

Les fonctions de l'ETABS sont les suivantes :

- La modélisation ne permet de considérer que les éléments structuraux de la structure. Ils sont modélisés soit par des masses concentrées aux nœuds, soit par des charges qui s'ajoutent à son poids.
- Possibilité d'importer ou exporter à d'autres logiciels tels que l'Excel, Autocad .....etc.
- La modélisation des éléments qui travaillent en contraintes planes (voile, dalle...) se fait à travers les éléments Shell. Si les planchers sont conçus en dalle pleines, aucun problème ne se présente, par contre si sont conçus en corps creux, il faudrait définir l'épaisseur adéquate et les caractéristiques du matériau qui représente le mieux le corps creux, ou bien apporter aux nœuds des masses qui correspondent à la masse des planchers.
- Conditions aux limites : les structures sont considérées appuyées (encastrement, appuis simples ou doubles) au niveau du sol de fondation, néanmoins l'ETABS permet d'étudier l'interaction sol structure en remplaçant les appuis rigides par des appuis élastiques

(ressorts), qui présentent le même coefficient d'élasticité du sol de fondation calculé par les différentes méthodes de la mécanique de sol.

- Possibilité d'effectuer l'analyse des structures conçues avec n'importe quel matériau.
- Procède dans sa base de donnée des spectres de réponse définis par le code sismique américain
- Permet de calculer uniquement le ferrailage des éléments barres et ne donne que la section d'acier selon différentes normes.
- Logiciel professionnel adapté aux constructions en béton armé, en acier, ou mixtes.
- Possibilité de modéliser des structures qui sortent du domaine du génie civil ou travaux publics tel que le domaine de la mécanique.

### IV.3.3. Les différents types d'analyses disponibles dans l'ETABS

Les différents types d'analyse disponibles dans l'ETABS sont les suivants :

Analyse statique linéaire, analyse statique non linéaire, analyse modale, analyse spectrale analyse temporelle.

Les différentes étapes de modélisation de notre bâtiment par **ETABS** sont présentées dans l'annexe D

## IV.4. Etude sismique

### IV.4.1. Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi, le calcul du bâtiment vis-à-vis de séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est faite par le logiciel **ETABS** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basée sur le principe de la superposition modale.

### IV.4.2. Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suite :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveaux i et i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Wall à quatre nœuds.
- La dalle est modélisée par un élément surfacique type « Slab » à quatre nœuds.
- Pour tous les planchers, nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

#### IV.4.3. Modélisation de masse

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le RPA99/Version 2003 avec  $(\beta = 0.2)$  pour un bâtiment à **usage d'habitation+commerce**.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $2.5t/m^3$ .
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

#### IV.4.4. Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme.

#### IV.4.4.1. La méthode statique équivalente

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

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

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment étudié satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plan au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :
  - \* groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
  - \* groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
  - \* groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.
- La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est classée dans un groupe d'usage 2 et sa hauteur est supérieure à 17 m (25, 08 m).

#### IV.4.4.2. La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où les conditions d'utilisation de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées.

Le principe de cette méthode est la recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul. Ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- La somme des coefficients des modes soit aux moins égales 90 %.
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Et} \quad T_K \leq 0.20 \text{sec}$$

Où : N représente le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_K$  la période du mode K.

#### IV.4.5. Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\zeta$ ) et de la pulsation naturelle ( $\omega$ ). Pour des accélérogrammes données, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone (A= 0.25 : Zone III, groupe d'usage 2).

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement (R = 5) : système de contreventement en portiques contreventés par des voiles)

Q : Facteur de qualité

La FigureIV.1 ci-dessous, montre la représentation graphique du spectre de réponse

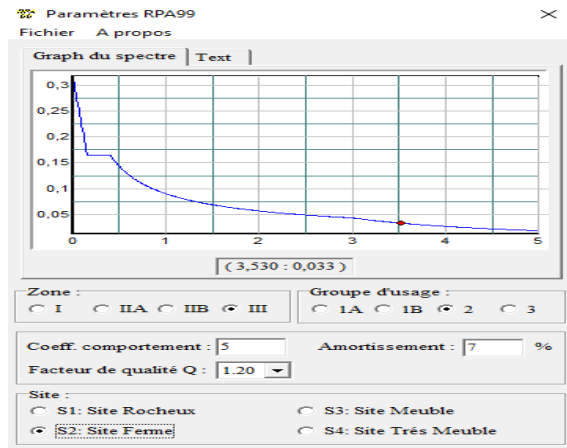


Figure IV-1 Spectre de réponse

• Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

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

$$\text{formule } V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone (A = 0.25 ; groupe d'usage 2 et zone sismique III)
- D : facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans le Tableau 4.7 de RPA99/Version 2003.

• Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage  
( $C_T = 0.05$ )

$h_n$ : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ( $h_n = 34.68$  m)

$D$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\begin{cases} D_X = 19\text{m} \\ D_Y = 15.7\text{m} \end{cases}$$

**Selon x-x**

$$T_x = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{34.68}{\sqrt{19}} = 0.72 \text{ sec} \\ T = 0.05 \times (34.68)^{3/4} = 0.71 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_x = 0.71 \text{ sec}$$

**Selon y-y**

$$T_y = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{34.68}{\sqrt{15.7}} = 0.78 \text{ sec} \\ T = 0.05 \times (34.68)^{3/4} = 0.71 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_y = 0.71 \text{ sec}$$

$$\text{Sol fermee} \Rightarrow \begin{cases} \text{site 2} \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.40 \text{ sec.} \end{cases} \end{cases}$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$D_x = 2,5\eta \quad \text{Si } 0 < T_x < T_2$$

$$D_y = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \quad \text{Si } T_2 < T_y < 3,0 \text{ sec}$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

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

$\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages

Pour notre bâtiment on prend  $\xi = 10$  %

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.76$$

$$D_x = 2.5\eta \times \left( \frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.76 \times \left( \frac{0.40}{0.92} \right)^{2/3} = 1.24$$

$$D_y = 2.5\eta \times \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.76 \times \left( \frac{0.40}{0.92} \right)^{2/3} = 1.24$$

• **R** : Coefficient de comportement

Les valeurs du coefficient de comportement sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement tableau (4.3) (Art 4.2.3 RPA 99/Version 2003.), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour notre bâtiment, le système de contreventement choisi est en portique par des voiles en béton armé ( $R=5$ ).

• **Q** : facteur de qualité de la structure. Il est fonction de :

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

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

Avec :

$P_q$  représente la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non,



Ces pénalités sont résumées dans le Tableau IV.1 (Tableau 4.4 de RPA 99/version 2003)

**Tableau IV-1** Valeurs des pénalités  $P_q$

Critère	Suivant X		Suivant Y	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
1. Condition minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2. Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3. Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4. Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x = Q_y = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.0 + 0.05 + 0.1) = 1.20$$

- T : Périodes caractéristiques :

$$\left. \begin{matrix} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.40s \end{matrix} \right\} \text{Site } S_3$$

- W : poids de la structure calculé par la formule suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

- $W_i$  : étant donné par :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Avec :

$W_i$  : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher "i";

$W_{Gi}$  : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau "i";

$W_{Qi}$  : Surcharges d'exploitation au niveau "i";

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0.2$  (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

Le Tableau IV.2 récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment

Tableau IV-2 Paramètres sismiques

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe 2 Hauteur bâtiment > 48m Zone sismique III	0.25
R	Système de contreventement portiques contreventée par des voiles	5
Q	$1+\Sigma P_q$	1.20
E	-	10%
$\eta$	$[(7/(2+\varepsilon))]^{1/2} \geq 0.7$	0.76
$T_1$	Site 2	0.15 s
$T_2$	Site 2	0.40 s

#### • Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisée par le RPA99 version 2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base " $V_t$ " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente " $V$ " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,8V$ , il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) par le rapport :  $\frac{0.8V}{V_t}$

#### IV.4.6. Vérifications exigées par le RPA 99/version 2003

Pour les deux méthodes de calcul, le RPA 99/version 2003 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification des périodes
- Vérification de participation massique
- Vérification de la résultante des forces sismiques
- Vérification de déplacements inter-étages
- Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

## IV.5. Interprétation des résultats

Nous présenterons les différents modèles de disposition des voiles de contreventement, ainsi que les vérifications nécessaires et les résultats de l'analyse sismique réalisée par l'ETABS.

### IV.5.1 modèle initiale :

Dans le premier modèle, on a la vérification de la structure sans voiles (Figure IV.2 et IV 3 ). Le comportement des trois premiers modes est montré sur la Figure IV.4 ci-dessous.

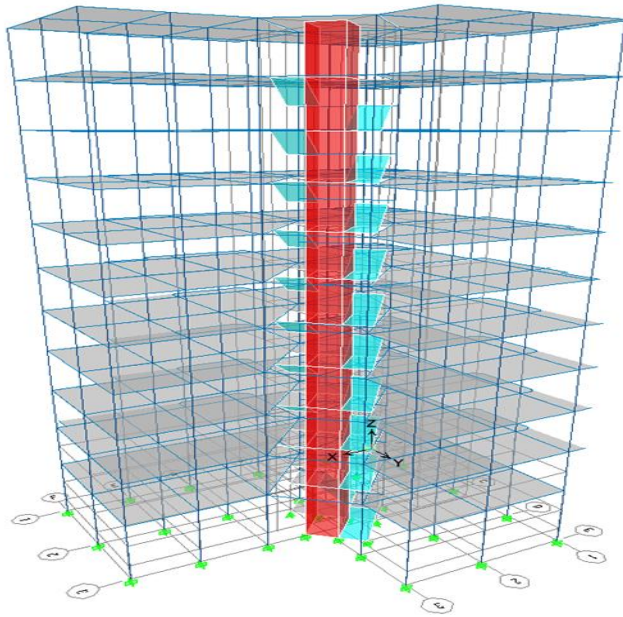


Figure IV-2 Modèle initial

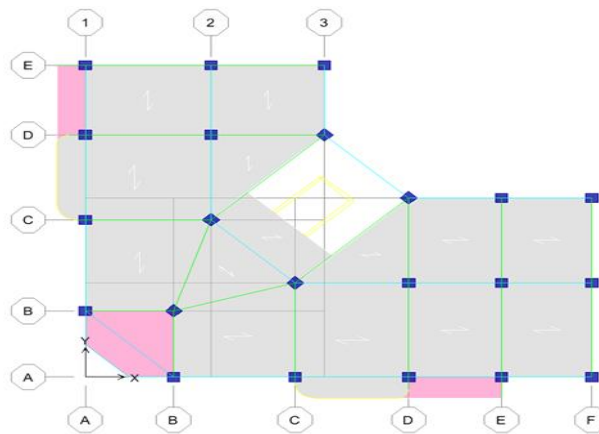
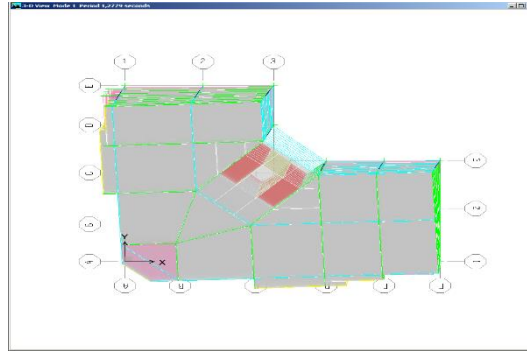
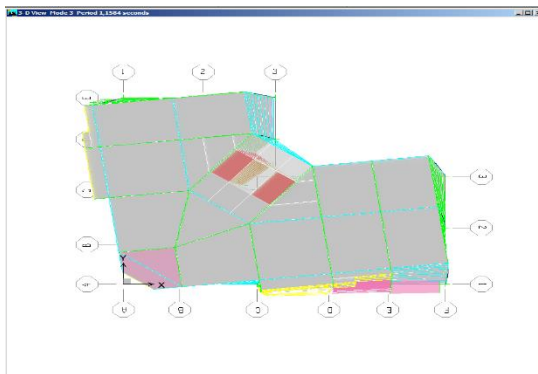


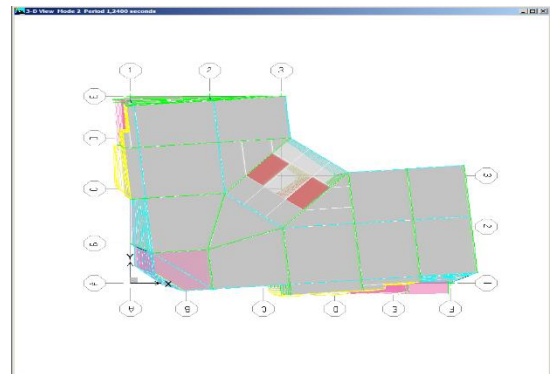
Figure IV-3 Modèle initial



**Mode 1. Translation X,X**



**Mode 2. Translation Y,Y**



**Mode 3. Rotation Z ,Z**

**Figure IV-4** Comportement des trois premiers modes du modèle initial.

**Tableau IV-3** Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau.

NIVEAUX	Sections POTEAUX (cm <sup>2</sup> )	Sections Poutres Principales (cm <sup>2</sup> )	Sections Poutres Secondaires (cm <sup>2</sup> )
RDC et 1 <sup>er</sup>	60 x 60	30 x 45	30 x 40
2eme, 3eme	55 x 55	30 x 45	30 x 40
4eme ,5eme	50 x 50	30 x 45	30 x 40
6eme et 7eme	45 x45	30 x 45	30 x 40
8eme	40x40	30 x 45	30 x 40
9eme et 10eme	35x35	30 x 45	30 x 40

Dalle	Voile escaliers	Voiles Contreventement
-------	-----------------	------------------------

<b>e =15</b>	<b>e = 15 cm</b>	<b>e = 20 c</b>
--------------	------------------	-----------------

#### IV.5.1.1-Caractéristiques dynamiques propres :

**Tableau IV-4** Participation massique du modèle initial.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	1,277918	4,2295	67,5174	0,0000	4,2295	67,5174	0,0000	89,0513	5,6949	4,1100
2	1,240008	51,1712	0,5083	0,0000	55,4007	68,0257	0,0000	0,5447	66,7447	26,5562
3	1,158438	19,8094	7,7920	0,0000	75,2100	75,8177	0,0000	10,0615	27,1046	48,8620
4	0,422703	2,1270	2,4958	0,0000	77,3370	78,3135	0,0000	0,0003	0,0111	6,4278
5	0,399984	5,0632	8,3641	0,0000	82,4002	86,6776	0,0000	0,0198	0,0721	0,1213
6	0,370872	5,8364	2,4505	0,0000	88,2366	89,1281	0,0000	0,0196	0,0232	4,7494
7	0,242404	0,7588	0,5186	0,0000	88,9954	89,6467	0,0000	0,0234	0,0438	2,8249
8	0,222515	2,3784	2,3997	0,0000	91,3738	92,0464	0,0000	0,1270	0,1103	0,0131
9	0,197618	1,6487	1,9942	0,0000	93,0225	94,0406	0,0000	0,0763	0,1015	1,4543
10	0,166887	0,2813	0,2729	0,0000	93,3038	94,3135	0,0000	0,0010	0,0003	1,2426
11	0,159920	1,4663	0,5978	0,0000	94,7701	94,9113	0,0000	0,0000	0,0181	0,0232
12	0,131806	0,2175	1,4273	0,0000	94,9875	96,3386	0,0000	0,0182	0,0001	0,4923
13	0,124067	0,0103	0,2413	0,0000	94,9978	96,5799	0,0000	0,0079	0,0001	0,8545
14	0,122330	1,4620	0,0137	0,0000	96,4598	96,5936	0,0000	0,0030	0,0309	0,0060
15	0,100136	0,0595	0,3446	0,0000	96,5193	96,9382	0,0000	0,0000	0,0000	0,0026

#### Remarque :

Ce modèle ne comporte que les voiles de la cage ascenseurs

#### Constatations :

L'analyse dynamique de la structure conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 1.27 \text{ s}$
- La participation massique dépasse les 90% ) partir du 7eme mode
- Le 1er mode est un mode de translation selon y
- le 2eme mode est une translation avec une légère torsionle 3eme mode est une torsion

Pour cela on passe au modèle suivant avec les voiles.

#### DISPOSITION VOILES L = 1.20 m

#### IV.5. 2-Modèle final :

- Disposition des voiles :

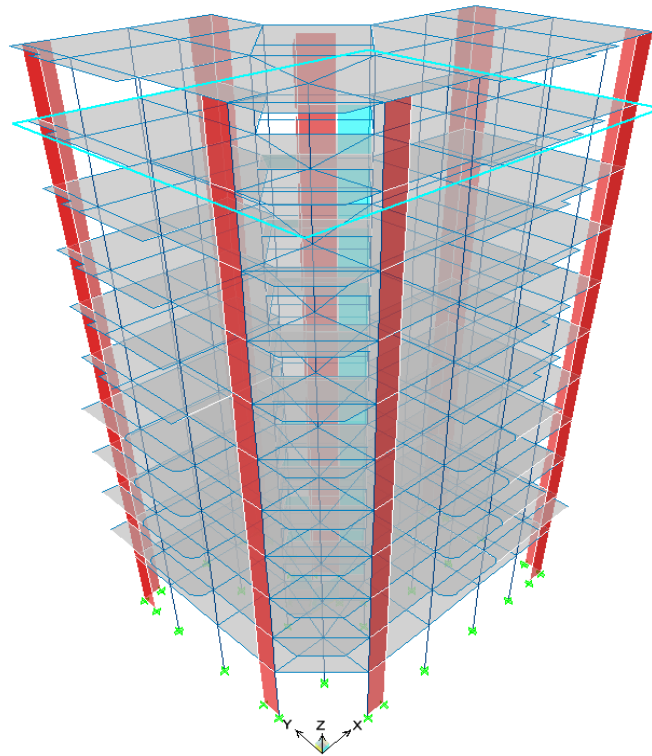


Figure IV-5 Vue en 3D du modèle 1.

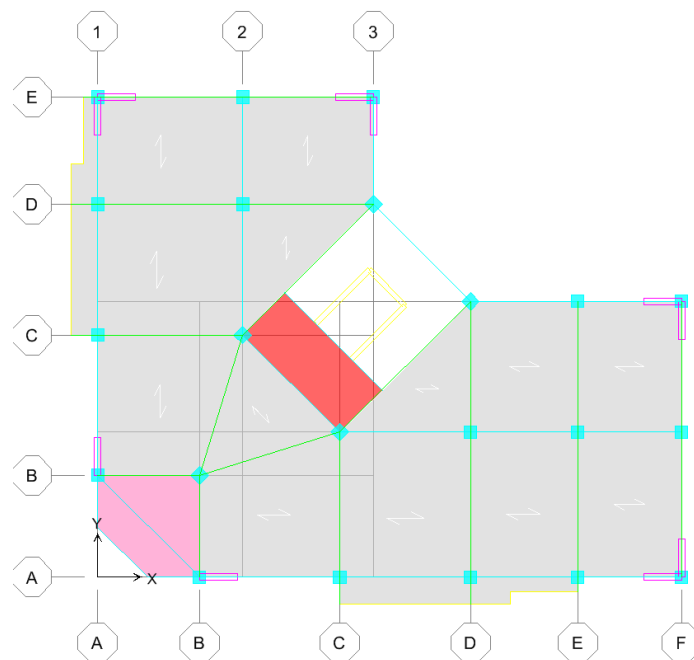
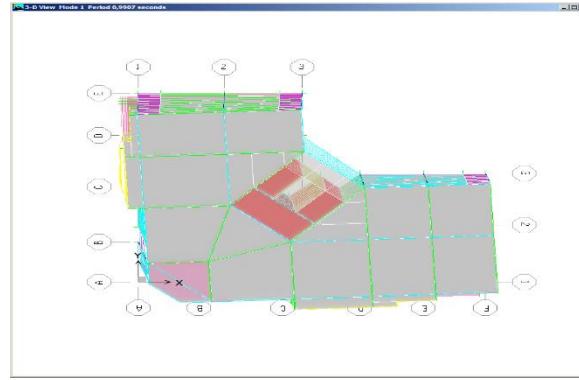
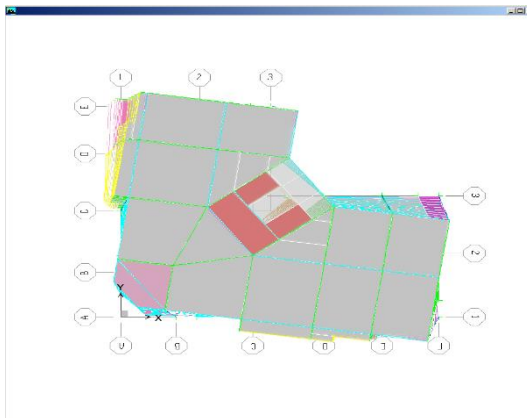


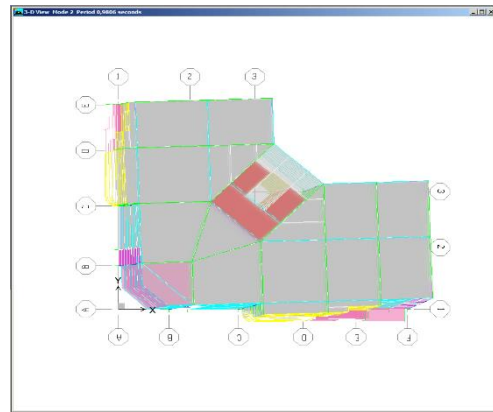
Figure IV-6 vue en plan du modèle 1.



Mode 1. Translation X,X



Mode 1. Translation Y,Y



Mode 3. Rotation Z ,Z

Figure IV-7 Comportement des trois modes du modèle finale.

IV.5.2.1 - Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV-5 participation massique modèle 1

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0,990671	5,1784	65,3570	0,0000	5,1784	65,3570	0,0000	86,5398	6,6879	5,2305
2	0,980553	65,1376	6,8911	0,0000	70,3160	72,2481	0,0000	9,4250	87,0173	2,4779
3	0,821662	4,2714	2,7814	0,0000	74,5874	75,0295	0,0000	3,6565	5,8587	67,9937
4	0,316211	4,6760	6,3982	0,0000	79,2634	81,4277	0,0000	0,0070	0,0025	1,4767
5	0,305571	7,2005	6,1486	0,0000	86,4639	87,5764	0,0000	0,0347	0,0562	0,0953
6	0,258055	1,3079	0,5597	0,0000	87,7718	88,1361	0,0000	0,0018	0,0120	11,0285
7	0,164386	2,3110	1,8304	0,0000	90,0828	89,9665	0,0000	0,0902	0,1295	0,7304
8	0,152843	2,3002	3,0970	0,0000	92,3829	93,0635	0,0000	0,1594	0,1183	0,0216
9	0,128850	0,6886	0,2802	0,0000	93,0715	93,3437	0,0000	0,0131	0,0360	4,3145
10	0,101352	1,2406	0,9138	0,0000	94,3121	94,2576	0,0000	0,0083	0,0097	0,4047

Remarques :

Ce modèle ne comporte que les voiles de la cage ascenseurs et les voiles de

contreventement

**Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 0.99$  s
- La participation massique dépasse les 90% ) partir du 8eme mode
- Le 1er mode est un mode de translation selon Y
- le 2eme mode est une translation selon X
- le 3eme mode est une torsion

**IV.5.2.2. Vérification de la résultante des forces sismiques**

La résultante de forces sismique à la base  $V_T$  obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques  $V$  déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Soit :  $V_T \geq 0.8 V$ .

**• Calcul de la force sismique totale**

La force sismique totale  $V$  donnée au Tableau 4.6, est calculée dans les deux directions X, Y par les formules :

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} \cdot W$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} \cdot W$$

**Tableau IV-6** Calcul de force sismique

A	$D_x$	$D_y$	R	$Q_x$	$Q_y$	$\sum W_i$ (KN)	$V_x$ (KN)	$V_y$ (KN)
0.25	1.24	1.24	5	1.2	1.2	29496.76	2194.56	2194.56

**Tableau IV-7** Vérification de la résultante de force sismique

Sens	$V_{dy}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$0.8V_{st}$	$V_{dy} \geq 0.8V_{st}$
X	2513.25	2194.56	1755.65	vérifie
Y	2545.54	2194.56	1755.65	vérifie

**IV.5.2.3. Vérification des déplacements inter – étage :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :



$$\delta_K = R\delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  Déplacement du aux forces sismique

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est calculé par :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon RPA 99 /version 2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser :  $\Delta K\text{-limite} = 0.01h_e$

$h_e$  : la hauteur de l'étage k

Les résultats de la vérification des déplacements inter-étages selon les deux sens sont regroupés dans les Tableaux 4.7 et 4.8 ci-dessous.

**Tableau IV-8** Vérification des déplacements inter étages du modèle finale

NIV	U1(cm)	D1	DéplAdd	U2(cm)	D2	DéplAdd	Observation
34.68	3.87	1.15	3.06	3.96	1.25	3.06	vérifiée
31.62	3.64	1.45	3.06	3.71	1.4	3.06	vérifiée
28.56	3.35	1.65	3.06	3.43	1.65	3.06	vérifiée
25.5	3.02	1.85	3.06	3.10	1.85	3.06	vérifiée
22.44	2.65	<b>2.05</b>	3.06	2.73	<b>2.1</b>	3.06	vérifiée
19.38	2.24	2.15	3.06	2.31	2.1	3.06	vérifiée
16.32	1.81	2.2	3.06	1.89	2.25	3.06	vérifiée
13.26	1.37	2.15	3.06	1.44	2.2	3.06	vérifiée
10.2	0.94	2	3.06	1	2.1	3.06	vérifiée
7.14	0.54	1.65	3.06	0.58	1.75	3.06	vérifiée
4.08	0.21	1.05	4.08	0.23	1.15	4.08	vérifiée

**IV.5.2.4 .EFFORT NORMAL REDUIT :**

**Tableau IV-9** Vérification de leffort normale réduit

L'effort normal de compression de calcul sous sollicitations dues au seisme est limité par la condition suivante:  $\nu = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3$  ; avec :

N : l'effort normal de compression s'exercant sur la section du poteau.

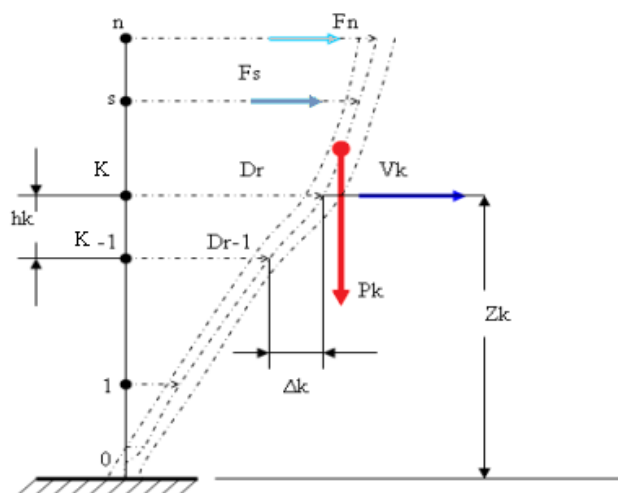
B : l'aire de la section transversale du poteau.

fc28 = **25,00** Mpa

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )			
RDC	60	60	3600	2520,00	0,280	<i>vérifiée</i>
1er	60	60	3600	2019,00	0,224	<i>vérifiée</i>
2eme	55	55	3025	1786,00	0,236	<i>vérifiée</i>
3eme	55	55	3025	1500,00	0,198	<i>vérifiée</i>
4eme	55	55	3025	1430,00	0,189	<i>vérifiée</i>
5ème	50	50	2500	1015,00	0,162	<i>vérifiée</i>
6ème	50	50	2500	812,00	0,054	<i>vérifiée</i>
7ème	50	50	2500	680,00	0,045	<i>vérifiée</i>
8ème	45	45	2025	450,00	0,040	<i>vérifiée</i>
9ème	45	45	2025	315,00	0,028	<i>vérifiée</i>
10ème	45	45	2025	170,00	0,015	<i>vérifiée</i>

**IV.5.2.5. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

L'effet P-Δ est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré. Figure (4.10)



**Figure IV-8** Evaluation des effets du second ordre

Les effets de second ordre (l'effet PΔ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

- $p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau 'K' :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{Déjà calculé.}$$

- $V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'
- $\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.
- $h_k$  : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Si  $0.10 < \theta \leq 0.20$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du premier

ordre par le facteur :  $\frac{1}{(1 - \theta_K)}$

Si  $\theta > 0.20$ , la structure est partiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les Tableaux présentés ci-dessous résument les vérifications de l'effet P-Δ dans les deux sens.

**Tableau IV-10** Vérification de l'effet P-Δ dans le sens X

Niveaux	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Dans le sens X-X			Observation
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	
Terrasse	408,0	2810,15	0,0387	477,73	0,001	<i>vérifiée</i>
Etage 10	306,0	5306,41	0,0364	843,58	0,001	<i>vérifiée</i>
Etage 9	306,0	7802,68	0,0335	1170,21	0,001	<i>vérifiée</i>
Etage 8	306,0	10370,48	0,0302	1459,19	0,001	<i>vérifiée</i>
Etage 7	306,0	12938,27	0,0265	1712,67	0,001	<i>vérifiée</i>
Etage 6	306,0	15571,06	0,0224	1932,98	0,001	<i>vérifiée</i>
Etage 5	306,0	18186,42	0,0181	2122,22	0,001	<i>vérifiée</i>
Etage 4	306,0	20931,76	0,0137	2277,55	0,000	<i>vérifiée</i>
Etage 3	306,0	23677,1	0,0094	2395,98	0,000	<i>vérifiée</i>
Etage 2	306,0	26539,96	0,0054	2474,88	0,000	<i>vérifiée</i>
Etage 1	306,0	29496,76	0,0021	2513,25	0,000	<i>vérifiée</i>

Tableau IV-11 Vérification de l'effet P-Δ dans le sens Y.

Niveaux	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Dans le sens Y-Y			Observation
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	
Terrasse	408,0	2810,15	0,0396	487,86	0,001	<i>vérifiée</i>
Etage 10	306,0	5306,41	0,0371	853,43	0,001	<i>vérifiée</i>
Etage 9	306,0	7802,68	0,0343	1179,29	0,001	<i>vérifiée</i>
Etage 8	306,0	10370,48	0,031	1468,6	0,001	<i>vérifiée</i>
Etage 7	306,0	12938,27	0,0273	1722,74	0,001	<i>vérifiée</i>
Etage 6	306,0	15571,06	0,0231	1944,58	0,001	<i>vérifiée</i>
Etage 5	306,0	18186,42	0,0189	2136,66	0,001	<i>vérifiée</i>
Etage 4	306,0	20931,76	0,0144	2296,07	0,000	<i>vérifiée</i>
Etage 3	306,0	23677,1	0,01	2419,56	0,000	<i>vérifiée</i>
Etage 2	306,0	26539,96	0,0058	2503,74	0,000	<i>vérifiée</i>
Etage 1	306,0	29496,76	0,0023	2545,54	0,000	<i>vérifiée</i>

### Conclusion

La structure est justifiée vis-à-vis de l'effet P-Δ, donc toutes les vérifications exigées par les règles RPA99/version 2003 sont satisfaites avec le modèle final.

### IV.5.3.-Vérification des conditions du facteur de comportement R :

#### JUSTIFICATION DU R = 5

Le pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles L'effort normal total à la base de la structure  $P_{Tot} = 29496.76$  kN

L'effort normal à la base repris par les voiles  $P_{voiles} = 4259.9$  kN.

$$\frac{P_{VOILE}}{P_{TOTAL}} = 14 \% < 20\%$$

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 11 niveaux ou 33 m au maximum. Dans notre cas la hauteur de bâtiment est 34.68 m.

Alors les voiles de contreventement reprennent ne dépasse pas 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Donc la supposition de R = 5 est vérifiée.

$$V \text{ voiles} = 1031$$

$$V \text{ portque} = 2459 - 1031 = 1424 \text{ KN}$$

$$1424 / 2459 = 58\% > 25\%$$

$$W \text{ voiles} = 4259.9 \text{ KN}$$

$$W \text{ total} = 29496.76 \text{ KN}$$

$$4259.9/29496.76 = 14\%$$

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -1.308 Y: 0.3382  
End Point X: 21.6697 Y: 0.212

Resultant Force Location and Angle

X: 10.1808 Y: 0.2751 Z: 0. Angle: 359.6852

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	2509.1793	1205.2578	5.071E-05	2459.6414	1187.4075	91.3465
Moment	26352.5596	60228.079	18153.4248	26051.3014	60295.767	17767.2185

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -1.308 Y: 0.3382  
End Point X: 21.6697 Y: 0.212

Resultant Force Location and Angle

X: 10.1808 Y: 0.2751 Z: 0. Angle: 359.6852

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	2509.1793	1205.2578	5.071E-05	2459.6414	1187.4075	91.3465
Moment	26352.5596	60228.079	18153.4248	26051.3014	60295.767	17767.2185

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -1.308 Y: 0.3382  
End Point X: 21.6697 Y: 0.212

Resultant Force Location and Angle

X: 10.1808 Y: 0.2751 Z: 0. Angle: 359.6852

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	2509.1793	1205.2578	5.071E-05	2459.6414	1187.4075	91.3465
Moment	26352.5596	60228.079	18153.4248	26051.3014	60295.767	17767.2185

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -1.308 Y: 0.3382  
End Point X: 21.6697 Y: 0.212

Resultant Force Location and Angle

X: 10.1808 Y: 0.2751 Z: 0. Angle: 359.6852

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	1031.3599	549.1074	1058.6276
Moment	0.	0.	0.	9069.9674	10115.7648	8181.4255

### IV.6. Conclusion

- La disposition des voiles et le choix des sections des poteaux sont des facteurs importants dans le comportement de la structure vis-à-vis au chargement appliqué.
- La forme de la structure la rend rigide sans avoir besoin beaucoup des voiles.
- La disposition des voiles n'est pas symétrique à cause d'irrégularité en plan.

Chapitre V :  
Ferrailage des éléments  
structuraux

## Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux :

### V.1. Introduction

Le contreventement d'un bâtiment est constitué d'éléments verticaux assurant la stabilité de l'ouvrage sous l'action des sollicitations horizontales (forces sismique). Ces éléments voiles plein ou avec ouvertures, les portiques, le noyau central, transmettent également les charges verticales aux fondations.

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B.A93 et RPA99 /Version 2003).

Notre structure est composée de trois éléments structuraux qui sont les poutres, les poteaux et les voiles.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - ✓ ELU :  $1.35G + 1.5Q$
  - ✓ ELS :  $G + Q$
- ❖ Les combinaisons données par les règles du R.P.A99 (version 2003) :
  - ✓  $G + Q + E$
  - ✓  $0.8G \pm E$

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

### V.2. Ferrailage des poteaux

#### V.2.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux, ils constituent les points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée ( $M, N$ ), compression, et à un moment fléchissant 'M'.

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue S.E.T.
- Section entièrement comprimée S.E.C.
- Section partiellement comprimée S.P.C.

Les armatures sont calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les deux situations durable et accidentelle.

### V.2.2. Recommandation selon RPA 99 (version 2003)

D'après le RPA99 (version 2003), pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochet.

Leur pourcentage est limité par :

$0.9\% < A_s/B < 4\%$  pour une zone courante (Z.C)

$0.9\% < A_s/B < 6\%$  pour une zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

$A_s$  : la section d'acier.

$B$  : section du béton ( $\text{cm}^2$ )

-Le diamètre minimal est de 12mm.

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.

-Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieure des zones nodales.

### V.2.3. Principe de calcul

Les poteaux vont être calculés en flexion composée, en considérant que le plus grand moment des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale du poteau.

A partir des combinaisons, on distingue les cas suivants :

-Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N_{\max}, M_{\text{corr}}$ ).

-Le moment maximum et l'effort normal correspondant ( $M_{\max}, N_{\text{corr}}$ ).

Chacune des deux combinaisons donne une section d'acier.

La section finale choisie correspondra au maximum des deux valeurs (plus défavorable).



Le tableau 5.1 suivant présente les coefficients de sécurité et les caractéristiques mécaniques de notre structure

**Tableau V-1** Coefficients de sécurité et les caractéristiques mécaniques

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$	$\sigma_{bc}$	$\gamma_s$	$F_e$	$\sigma_s$
Durable	1.5	25	14.17	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	17.48	1	400	400

#### V.2.4. Calculs du ferrailage

##### V.2.4.1. Situation accidentelle

Les Tableaux 5.2, 5.3, 5.4 et 5.5 ci-dessous récapitulent la section d'armatures des poteaux sous la combinaison **(0.8G + Ex)**

**Tableau V-2** Section d'armatures des poteaux ( $N_{max}$ ,  $M_{corr}$ ) sens-X

Niveau	Section	$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (min) (cm <sup>2</sup> )
RDC-1	60×60	-1195.45	-14.032	SEC	14,23	15,66	27.225
2-3	55×55	-956.39	7.953	SEC	11,5	12,41	22.500
4-5	50×50	-725.46	9.502	SEC	8,46	9,68	18.225
6-7	45×45	-512.8	10.883	SEC	5,61	7,21	14.400
8	40×40	-315.32	11.629	SEC	2,94	4,94	11.025
9-10	35×35	-219.12	10.195	SEC	1,68	3,8	8.100

**Tableau V-3** Section d'armatures des poteaux ( $N_{max}$ ,  $M_{corr}$ ) Sens-Y

Niveau	Section	$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (min) (Cm <sup>2</sup> )
RDC-1	60×60	-1195.45	-14.032	SEC	14,23	15,66	27.225
2-3	55×55	-956.39	7.953	SEC	11,5	12,41	22.500
4-5	50×50	-725.46	9.502	SEC	8,46	9,68	18.225
6-7	45×45	-512.8	10.883	SEC	5,61	7,21	14.400
8	40×40	-315.32	11.629	SEC	2,94	4,94	11.025
9-10	35×35	-219.12	10.195	SEC	1,68	3,8	8.100

**Tableau V-4** Section d'armatures des poteaux ( $M_{max}, N_{corr}$ ) Sens X

Niveau	Section	$M_{max}$ (KN.m)	$N_{corr}$ (KN)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (min) (cm <sup>2</sup> )
RDC-1	60×60	-17.191	-663.43	SEC	7,42	9,17	27.225
2-3	55×55	-19.182	-496.17	SEC	5,11	7,29	22.500
4-5	50×50	-20.511	-347	SEC	3,02	5,65	18.225
6-7	45×45	-21.177	-217.27	SPC	1,16	4,27	14.400
8	40×40	-17.299	-157.57	SPC	0,48	3,46	11.025
9-10	35×35	-17.706	-54.93	SEC	0,00	2,42	8.100

**Tableau V-5** Sections d'armatures des poteaux ( $M_{max}, N_{corr}$ ) Sens Y

Niveau	Section	$M_{max}$ (KN.m)	$N_{corr}$ (KN)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (min) (cm <sup>2</sup> )
RDC-1	60×60	-17.191	-663.43	SEC	7,42	9,17	27.225
2-3	55×55	-19.182	-496.17	SEC	5,11	7,29	22.500
4-5	50×50	-20.511	-347	SEC	3,02	5,65	18.225
6-7	45×45	-21.177	-217.27	SPC	1,16	4,27	14.400
8	40×40	-17.299	-157.57	SPC	0,48	3,46	11.025
9-10	35×35	-17.706	-54.93	SEC	0,00	2,42	8.100

Les Tableaux 5.5, 5.6, 5.7 et 5.8 ci-dessous récapitulent la section d'armatures des poteaux sous la combinaison (G + Q + E).

**Tableau V-6** Section d'armatures des poteaux ( $N_{max}, M_{corr}$ ) Sens X

Niveau	Section	$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (min) (cm <sup>2</sup> )
RDC-1	60×60	-1749.68	-17.97	SEC	20,95	22,79	27.225
2-3	55×55	-1360.92	13.227	SEC	16,26	17,76	22.500
4-5	50×50	-1032.98	16.257	SEC	11,87	13,95	18.225
6-7	45×45	-730.04	18.062	SEC	7,8	10,45	14.400
8	40×40	-447.68	18.82	SEC	3,97	7,22	11.025
9-10	35×35	-309.62	16.199	SEC	2,18	5,56	8.100

**Tableau V-7** Section d'armatures des poteaux ( $N_{max}, M_{corr}$ ) Sens Y

Niveau	Section	$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (min) (cm <sup>2</sup> )
RDC-1	60×60	-1749.68	-17.97	SEC	20,95	22,79	27.225
2-3	55×55	-1360.92	13.227	SEC	16,26	17,76	22.500
4-5	50×50	-1032.98	16.257	SEC	11,87	13,95	18.225
6-7	45×45	-730.04	18.062	SEC	7,8	10,45	14.400
8	40×40	-447.68	18.82	SEC	3,97	7,22	11.025

9-10	35×35	-309.62	16.199	SEC	2,18	5,56	8.100
------	-------	---------	--------	-----	------	------	-------

Tableau V-8 Section d'armatures des poteaux (M<sub>max</sub>,N<sub>corr</sub>) Sens X

Niveau	Section	M <sub>max</sub> (KN.m)	N <sub>corr</sub> (KN)	Sollicitation	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (min) (cm <sup>2</sup> )
RDC-1	60×60	-34.495	-955.57	SEC	10,18	13,7	27.225
2-3	55×55	-29.632	-715.37	SEC	7,26	10,63	22.500
4-5	50×50	-31.164	-500.26	SEC	4,26	8,25	18.225
6-7	45×45	-32.057	-312.82	SPC	1,55	6,27	14.400
8	40×40	-26.127	-226.31	SPC	0,58	5,08	11.025
9-10	35×35	-26.107	-76.24	SPC	0.00	3,51	8.100

Tableau V-9 Section d'armatures des poteaux (M<sub>max</sub>,N<sub>corr</sub>) Sens Y

Niveau	Section	M <sub>max</sub> (KN.m)	N <sub>corr</sub> (KN)	Sollicitation	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (min) (cm <sup>2</sup> )
RDC-1	60×60	-34.495	-955.57	SEC	10,18	13,7	27.225
2-3	55×55	-29.632	-715.37	SEC	7,26	10,63	22.500
4-5	50×50	-31.164	-500.26	SEC	4,26	8,25	18.225
6-7	45×45	-32.057	-312.82	SPC	1,55	6,27	14.400
8	40×40	-26.127	-226.31	SPC	0,58	5,08	11.025
9-10	35×35	-26.107	-76.24	SPC	0.00	3,51	8.100

#### V.2.4.2. Situation durable

Les Tableaux 5.9, 5.10 ci-dessous récapitulent la section d'armatures des poteaux sous la combinaison (1.35G + 1.5Q).

Tableau V-10 Section d'armatures des poteaux (N<sub>max</sub>,M<sub>corr</sub>)

Niveau	Section	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>corr</sub> (KN.m)	Sollicitation	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (min) (cm <sup>2</sup> )
RDC-1	60×60	-2400.37	-24.324	SEC	33,08	35,93	27.225
2-3	55×55	-1862.05	18.349	SEC	25,57	27,97	22.500
4-5	50×50	-1413.44	22.604	SEC	18,65	21,98	18.225
6-7	45×45	-998.92	25.053	SEC	12,24	16,48	14.400
8	40×40	-612.4	26.05	SEC	6,22	11,39	11.025
9-10	35×35	-423.35	22.387	SEC	3.4	8,77	8.100

**Tableau V-11** Section d'armatures des poteaux (Mmax, Ncorr)

Niveau	Section	M <sub>max</sub> (KN.m)	N <sub>corr</sub> (KN)	Sollicitation	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (min) (cm <sup>2</sup> )
RDC-1	60×60	-48.52	-1308.96	SEC	<b>15,97</b>	<b>21,66</b>	27.225
2-3	55×55	-40.852	-980.03	SEC	<b>11,44</b>	<b>16,74</b>	22.500
4-5	50×50	-42.9	-685.33	SEC	<b>6,69</b>	<b>13,01</b>	18.225
6-7	45×45	-44.115	-428.49	SPC	<b>2,43</b>	<b>9,89</b>	14.400
8	40×40	-35.947	-309.91	SPC	<b>0,89</b>	<b>8,02</b>	11.025
9-10	35×35	-35.841	-104.05	SPC	<b>0,00</b>	<b>5,58</b>	8.100

**V.2.5. Choix des armatures**

Le choix final des armatures longitudinales est résumé dans les Tableaux 5.13 et 5.14 ci-dessous.

**Tableau V-12** Ferrailage des poteaux

Niveau	Section	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (min) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (max) (Z-C)	A <sub>s</sub> (max) (Z-R)	Choix	A <sub>s</sub> (adop) (cm <sup>2</sup> )
RDC-1	60×60	<b>33,08</b>	<b>35,93</b>	27.225	<b>121</b>	<b>181.5</b>	<b>12T20</b>	<b>37.71</b>
2-3	55×55	25,57	27,97	22.500	<b>100</b>	<b>150</b>	<b>4T20+8T16</b>	<b>28.66</b>
4-5	50×50	18,65	21,98	18.225	<b>81</b>	<b>121.5</b>	<b>12T16</b>	<b>24.14</b>
6-7	45×45	12,24	16,48	14.400	<b>64</b>	<b>96</b>	<b>4T16+8T14</b>	<b>20.39</b>
8	40×40	6,22	11,39	11.025	<b>49</b>	<b>73.5</b>	12T14	18.47
9-10	35×35	3.4	8,77	8.100	<b>36</b>	<b>54</b>	<b>12T12</b>	<b>13.58</b>

**V.2.6. Vérification des contraintes**

Les Tableaux 5.15 à 5.18 présentent la vérification des contraintes à l'état limite de service (ELS sous la combinaison (G + Q).ou bien ELS

**Tableau V-13** Vérifications des contraintes (Nmax,Mcorr)

Niveau	section	N <sub>max</sub> (KN)	Mcorr (KN .m)	sollicitation	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	vérification
RDC-1	<b>(60*60)</b>	-1749.68	-17.97	<b>S.E.C</b>	11.83	5.19	<b>C.V</b>
2-3	<b>(55*55)</b>	-1360.92	13.227	<b>S.E.C</b>	11.78	4.91	<b>C.V</b>
4-5	<b>(50*50)</b>	-1032.98	16.257	<b>S.E.C</b>	19.63	4.62	<b>C.V</b>
6-7	<b>(45*45)</b>	-730.04	18.062	<b>S.E.C</b>	30.97	4.15	<b>C.V</b>
8	<b>(40*40)</b>	-447.68	18.82	<b>S.E.C</b>	48.10	3.35	<b>C.V</b>
9-10	<b>(35*35)</b>	-309.62	16.199	<b>S.E.C</b>	64 .26	3.14	<b>C.V</b>

Tableau V-14 : Vérifications des contraintes (Mmax, Ncorr)

Niveau	section	M <sub>max</sub> (KN.m)	Ncorr (KN)	sollicitation	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	vérification
RDC-1	(60*60)	-34.495	-955.57	SEC	24.04	2.95	C.V
2-3	(55*55)	-29.632	-715.37	SEC	27.61	2.68	C.V
4-5	(50*50)	-31.164	-500.26	SEC	39.60	2.32	C.V
6-7	(45*45)	-32.057	-312.82	SPC	57.49	1.84	C.V
8	(40*40)	-26.127	-226.31	SPC	68.72	1.73	C.V
9-10	(35*35)	-26.107	-76.24	SPC	109.47	0.80	C.V

V.2.7. Vérification de l’effort tranchant :

V.2.7.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier l’inégalité suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

τ<sub>u</sub> : Contraint de cisaillement.

τ̄<sub>u</sub> : Contraint limite de cisaillement du béton.

T<sub>u</sub> : l’effort tranchant pour l’état limite ultime.

b : largeur de la section du poteau.

d : hauteur utile de la section du poteau.

La contrainte limite de cisaillement τ̄<sub>u</sub> doit être vérifiée les conditions suivantes :

-Selon le CBA 93 :

τ̄<sub>u</sub> = Min(0.13f<sub>c28</sub>, 5MPa) ..... Fissuration peu nuisible.

τ̄<sub>u</sub> = Min(0.10f<sub>c28</sub>, 4MPa) ..... Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

-Selon RPA99 (version 2003) :

τ̄<sub>u</sub> = ρ<sub>d</sub>f<sub>c28</sub>

ρ<sub>d</sub>=0.075 ..... si l’élancement λ ≥ 5

ρ<sub>d</sub>=0.040 ..... si l’élancement λ < 5

Tableau V-15 Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveau	Section	T (KN)	$\tau_u$	$\lambda$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_u$ (RPA)	$\bar{\tau}_u$ (BAEL)	Vérification
RDC	60*60	38.26	0.14	5.192	0.075	1.875	2.5	CV
1	60*60	24.43	0.089	3.894	0.040	1	2.5	CV
2	55*55	39.6	0.176	4.284	0.040	1	2.5	CV
3	55*55	24.6	0.109	4.284	0.040	1	2.5	CV
4	50*50	39.31	0.215	4.76	0.040	1	2.5	CV
5	50*50	28.6	0.156	4.76	0.040	1	2.5	CV
6	45*45	30.34	0.210	5.355	0.075	1.875	2.5	CV
7	45*45	32.93	0.228	5.355	0.075	1.875	2.5	CV
8	40	32.38	0.293	6.12	0.075	1.875	2.5	CV
9	35*35	27.86	0.343	7.14	0.075	1.875	2.5	CV
10	35*35	22.57	0.278	7.14	0.075	1.875	2.5	CV

### V.2.8. Ferrailage transversal des poteaux

Les poteaux sont armés par des aciers longitudinaux et des cadres transversaux destinés à limiter le flambement. Les cadres transversaux sont espacés régulièrement et resserrés dans les zones de recouvrement avec les aciers en attente.

Les armatures transversales sont déterminées par la formule suivante, recommandée

Par le RPA99 (version 2003) :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_d T_u}{h f_e}$$

Avec :

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.

$f_e$  : limite élastique d'armatures transversales.

$h$  : hauteur totale de la section brute du béton.

$\rho_d$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant. Il est donné par :

$$\rho_d = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \text{ et } \rho_d = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

Avec  $\lambda_g$  représente l'élanement géométrique du poteau défini par le rapport :  $\left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

Dans la zone de forte sismicité (Zone III), l'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t = 10\text{cm}$  dans la zone nodale.

$S_t \leq \text{Min}(b/2, h/2, 10. \Phi_1)$  dans la zone courante.

Avec  $\Phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales

La quantité d'armatures transversales minimale est égale à : comme suite :

0.3% si  $\lambda_g \geq 5$  et 0.8% si  $\lambda_g \leq 3$

Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5$  on fait une interpolation entre les valeurs trouvées dans les deux cas précédents.

**Tableau V-16** Espacement maximal déterminé par RPA99/ version 2003 pour

Niveau	section	barres	$\phi_l$ (mm)	$S_t$ (cm)	
				Z.N	Z.C
RDC-1	(60*60)	12T20	20	10	20
2-3	(55*55)	4T20+8T16	16	10	16
4-5	(50*50)	12T16	16	10	16
6-7	(45*45)	4T12+8T14	12	10	12
8	(40*40)	12T12	12	10	12
9-10	(35*35)	12T12	12	10	12

**Tableau V-17** Choix des armatures transversales des poteaux

Niveau	section	$l_f$	$\lambda_g$	$\rho_a$	Tu (KN)	Zone	$S_t$ (cm)	$A_t$ cal (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_s^{ado}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	60*60	2.85	5.192	2.5	38.26	N	10	0.68	4T10	3.14
						C	20	1.37	4T10	3.14
1	60*60	2.142	3.894	3.75	24.43	N	10	0.66	4T10	3.14
						C	20	1.32	4T10	3.14
2	55*55	2.142	4.284	3.75	39.6	N	10	1.07	4T10	3.14
						C	16	1.71	4T10	3.14
3	55*55	2.142	4.284	3.75	24.6	N	10	0.66	4T10	3.14
						C	16	1.06	4T10	3.14
4	50*50	2.142	4.76	3.75	39.31	N	10	1.06	4T10	3.14
						C	16	1.70	4T10	3.14
5	50*50	2.142	4.76	3.75	28.6	N	10	0.77	4T10	3.14
						C	16	1.23	4T10	3.14
						N	10	0.54	4T10	3.14

6	45*45	2.142	5.355	2.5	30.34	C	12	0.65	4T10	3.14
7	45*45	2.142	5.355	2.5	32.93	N	10	0.59	4T10	3.14
						C	12	0.71	4T10	3.14
8	40*40	2.142	6.12	2.5	32.38	N	10	0.58	4T10	3.14
						C	12	0.80	4T10	3.14
9	35*35	2.142	7.14	2.5	27.86	N	10	0.50	4T10	3.14
						C	12	0.60	4T10	3.14
10	35*35	2.142	7.14	2.5	22.57	N	10	0.40	4T10	3.14
						C	12	0.48	4T10	3.14

La longueur minimale de recouvrement des barres  $L_r$  dans la zone III est égale à  $50 \phi$ ,

La longueur de la zone nodale  $H'$  est donnée par :

$$H' = \max (h_e/6; b; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}.$$

Le schéma de ferrailage des poteaux est présenté sur les Figures ci-dessous



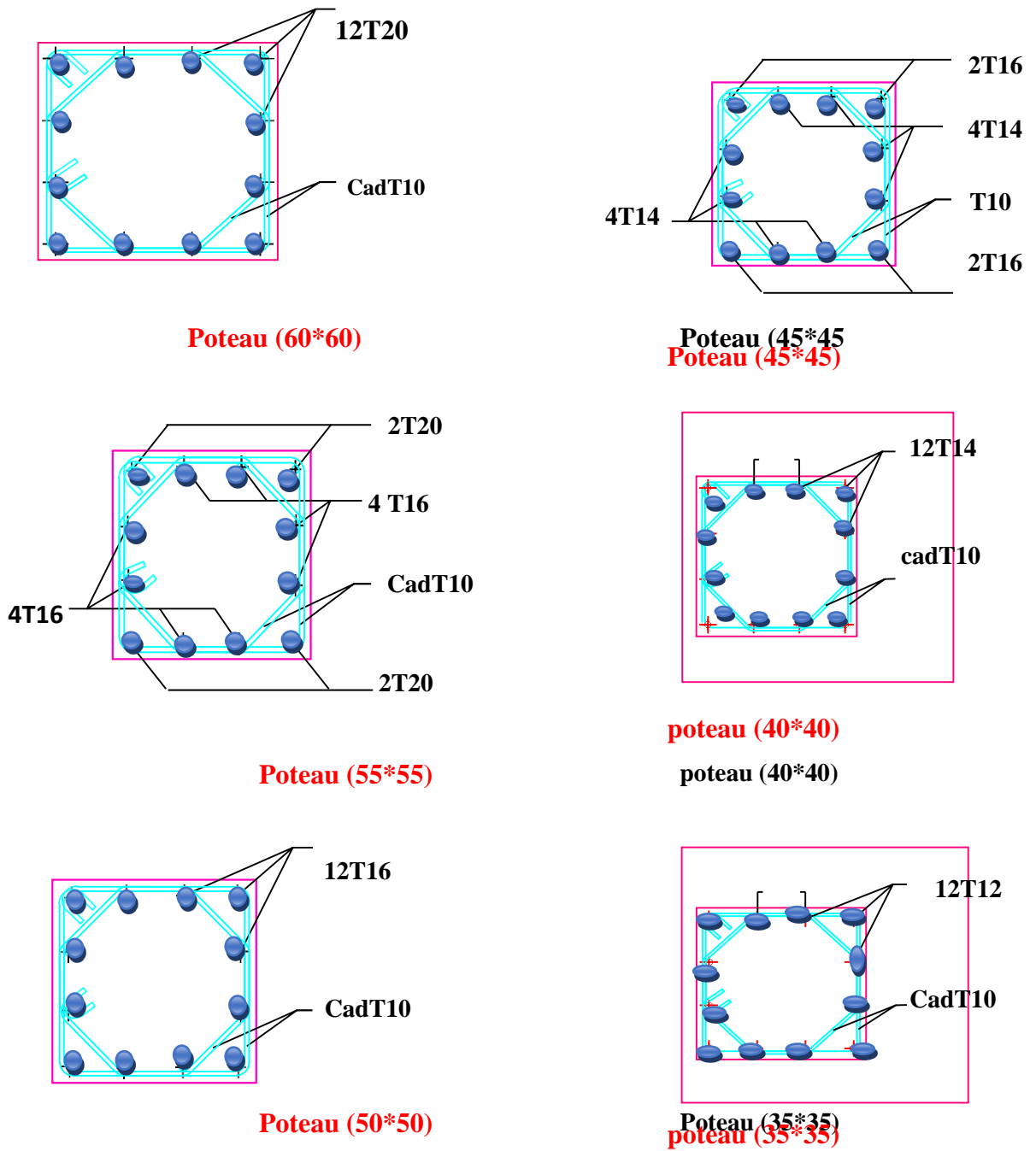


Figure V-1 ferrailage des poteaux

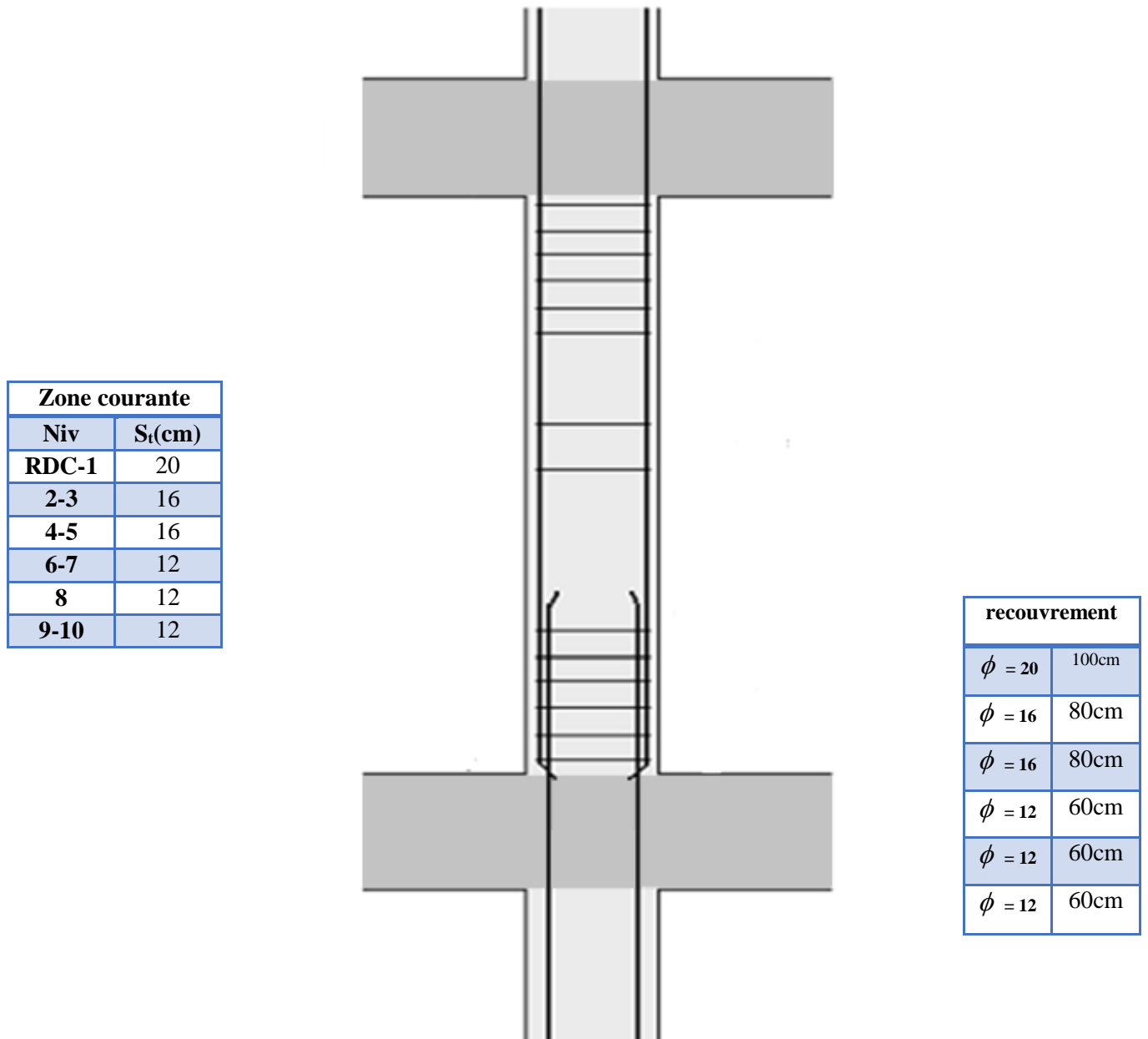


Figure V-2 Disposition des armatures pour les poteaux

### V.3. Ferrailage des poutres

#### V.3.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments en béton armé à ligne moyenne rectiligne coulées, qui permet l'acheminement des charges, surcharges et effort amenant des planches aux éléments verticaux de contreventement, on distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires qui assurent le chaînage, disposées parallèlement aux poutrelles.

L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par logiciel de calcul ETABS V9, en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le **RPA99/version 2003** <sup>[3]</sup> et le **BAEL 91** <sup>[1]</sup>.

1. Situation durable ELU : .....1, 35G+1,5Q. **BAEL 91**
2. Situation accidentelle : .....G+Q+E **RPA99/version 2003**

#### V.3.2. Recommandations selon RPA99 (version 2003) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre

- 0,5% en toute section.
- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de  $50\varnothing$  en zone III.

#### V.3.3. Calcul de ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire)

Les sollicitations sont déterminées par le logiciel ETABS et sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau V-18** les moments dans les poutres porteuses et non porteuses.

poutre	Section poutre (cm <sup>2</sup> )	position	ELU	G + Q + E
poutre porteuse	(30*45)	M <sub>a</sub> appui (KN.m)	-81.449	-59.345
		M <sub>t</sub> travée (KN .m)	60.138	43.666

poutre non porteur	(30*40)	M <sub>a</sub> appui (KN.m)	-68.299	-49.82
		M <sub>t</sub> travée (KN.m)	47.598	34.676

Tableau V-19 : Ferraillage des poutres

Poutre	Sections des poutres (cm <sup>2</sup> )		Poutres porteuses et non porteuses					
			1.35G+1.5Q			G + Q + E		
			M <sup>max</sup>	A <sub>s</sub>	A's	M <sup>max</sup>	A <sub>s</sub>	A's
PP	(30*45)	appui	-81.449	6,18	0	-59.345	4,42	0
		travée	60.138	4,48	0	43.666	3,21	0
PNP	(30*40)	appui	-68.299	5,95	0	-49.82	4,25	0
		travée	47.598	4,05	0	34.676	2,91	0

b) Choix des armatures longitudinales :

Tableau V-20 Ferraillage des poutres

poutre	section	position	M <sub>max</sub> (KN.m)	A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
PP	(30*45)	appui	-81.449	6.75	6,18	<b>5T14</b>	7.70
		travée	60.138	6.75	4,48	<b>5T14</b>	7.70
PNP	(30*40)	appui	-68.299	6	5,95	<b>4T14</b>	6.16
		travée	47.598	6	4,05	<b>4T14</b>	6.16

V.3.4. Vérification à l'ELS

La vérification des contraintes à l'ELS pour le béton et l'acier est présentée dans le tableau 5.30.

- Pour le béton on doit vérifier que :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma}_b$$

- Pour l'acier on doit vérifier que:

$$\sigma_{st} = \frac{\eta \cdot M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_s$$

Y : Position de l'axe neutre déterminée par :

$$\frac{bY^2}{2} - \eta A_s (d - y) = 0$$

I : moment d'inertie :

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

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

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

-Acier :  $\bar{\sigma}_s = \xi_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$

**Tableau V-21** Vérification des contraintes des poutres

Poutre	Section (cm <sup>2</sup> )	M (KN.m)	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Observation	$\sigma_{st}$ MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Observation	
Porteuse	(30*45)	$M_a$	-	7.976	15	CV	221.065	201.63	CNV
		$M_t$	59.345	5.869	15	CV	162.63	201.63	CV
Non porteuse	(30*40)	$M_a$	-49.82	8.565	15	CV	253.145	201.63	CNV
		$M_t$	34.676	5.961	15	CV	176.195	201.63	CV

**Remarque :**

La contrainte de béton est vérifiée mais la contrainte d'acier n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter les sections d'acier dans les appuis pour les deux poutres

Les nouveaux résultats et ces vérifications sont présentés dans les tableaux suivants :

**Tableau V-22** ferraillage final des poutres

poutre	section	position	$M_{max}$ (KN.m)	$A_{min}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
PP	(30*45)	appui	-81.449	6.75	6,18	<b>6T14</b>	9.24
		travée	60.138	6.75	4,48	<b>5T14</b>	7.70
PNP	(30*40)	appui	-68.299	6	5,95	<b>6T14</b>	9.24
		travée	47.598	6	4,05	<b>4T14</b>	6.16

**Tableau V-23** Vérification des contraintes des poutres pour le nouvel ferraillage

Poutre	Section (cm <sup>2</sup> )	M (KN.m)	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Observation	$\sigma_{st}$ MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Observation
--------	----------------------------	----------	-------------------	-------------------------	-------------	-------------------	----------------------	-------------

Porteuse	(30*45)	$M_a$	-	7.976	15	CV	173.571	201.63	CV
			59.345						
		$M_t$	43.666	5.869	15	CV	162.63	201.63	CV
Non porteuse	(30*40)	$M_a$	-49.82	8.565	15	CV	172.47	201.63	CV
		$M_t$	34.676	5.961	15	CV	176.195	201.63	CV

**V.3.5. Vérification de l’effort tranchant**

La contrainte ultime de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u$  : L’effort tranchant ultime.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile de la poutre.

$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa$  (Fissuration préjudiciable).

La vérification au cisaillement est présentée dans le Tableau 5.24.

Poutre	Section	$T_u^{max}$ (KN)	$\tau_u$ MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	Vérification
Porteuse	(30*45)	116.73	0.960	2.5	cv
Non porteuse	(30*40)	70.81	0.655	2.5	cv

**V.3.6. Calcul des armatures transversales**

Les armatures transversales est de type haute adhérence et de nuance F<sub>e</sub>E400

( $f_e = 400$  MPa)

-Selon le BAEL91 modifié 99 :

$$S_t = \text{Min}(0.9d; 40cm)$$

$$\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28} \times K}{0.8f_e} \quad (K = 1: \text{pas de reprise de bétonnage})$$

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{MPa} \right)$$

-Selon le RPA99 (version 2003) :

$$A_t = 0.003 S_t b$$

$$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12 \phi_t \right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = 2 \text{ cm}$$

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

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Poutre porteuse et non porteuse :

**Tableau V-24** Choix des armatures transversales

Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BEAL	RPA		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm)		A <sub>t</sub> <sup>max</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix
			S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm) ZN	S <sub>t</sub> (cm) ZC	ZN	ZC		
<b>30x45</b>	116.73	0.960	36.45	11.25	22.5	10	15	1.35	4T8
<b>30x40</b>	70.81	0.655	32.4	13.33	20	10	15	1.35	4T8

**V.3.7. Recouvrement des armatures longitudinales**

La longueur minimale de recouvrement est de : L<sub>r</sub> = 50 φ<sub>l</sub> en zone III.

Pour :

- φ = 20 mm .....L<sub>r</sub>= 100 cm.
- φ = 16 mm .....L<sub>r</sub>= 80 cm.
- φ = 14 mm .....L<sub>r</sub>= 70 cm.
- φ = 12 mm .....L<sub>r</sub>= 60 cm.

**V.3.8. Arrêt des barres**

Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10}$

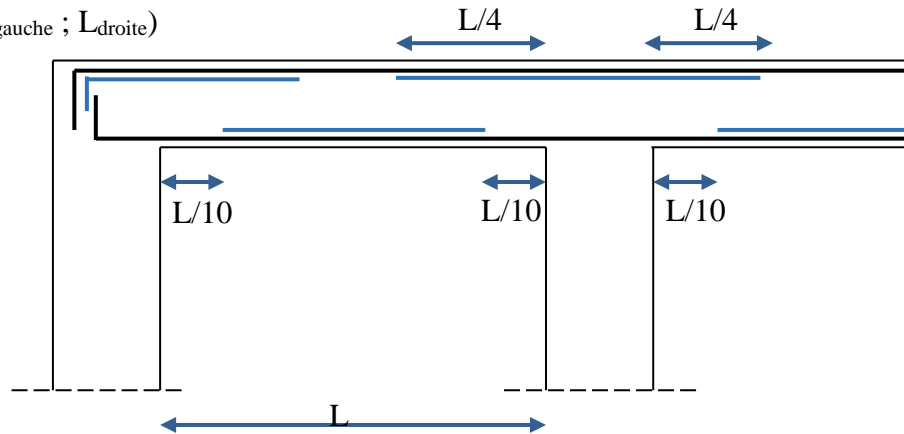
$\frac{L^{MAX}}{4}$  Appuis en travée de rive

Armatures supérieures :  $h' \geq$

$\frac{L^{MAX}}{5}$  Appuis en travée intermédiaire.

Avec :

$L = \max (L_{gauche} ; L_{droite})$



**Figure V-3 Arrêt des barres**

**V.3.9. Vérification de la flèche**

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que :

- Poutre porteuse :  $L = 4.60m$

$$f_1 = 0.5 + \frac{L}{1000} = 0.96cm$$

- Poutre non porteuse :  $L = 4.45m$

$$f_2 = 0.5 + \frac{L}{1000} = 0.94cm$$

$f_i$  : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$  : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre 'y<sub>1</sub>' :



$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

Moment d'inertie de la section totale homogène 'I<sub>0</sub>' :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh\left(y - \frac{h}{2}\right)^2 - 15A_s(d - y_1)^2$$

• Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ<sub>s</sub> : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans le Tableau 5.37.

**Tableau V-25** Vérification de la flèche

	<i>M<sub>Ser</sub></i> KN.m	<i>A<sub>S</sub></i> (cm <sup>2</sup> )	<i>y<sub>1</sub></i> (cm)	δ	σ <sub>s</sub> (MPa)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	μ	<i>I<sub>0</sub></i> (cm <sup>4</sup> )	<i>I<sub>fi</sub></i> (cm <sup>4</sup> )	<i>I<sub>fv</sub></i> (cm <sup>4</sup> )
<b>Poutre porteuse</b>	43.666	9.24	20.49	0.0095	116.66	2.511	1.004	0.0437	177771.182	93237.804	123559.638
<b>Poutre non porteuse</b>	34.676	9.24	21.65	0.010	104.244	2.38	0.95	0.413	134726.15	74736.88	96761.69

-Flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

-Flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Les résultats sont récapitulés dans le Tableau 5.38.

**Tableau V-26** Vérification de la flèche

	L (m)	$f_i$ (mm)	$f_v$ (mm)	$f$ (mm)	$\bar{f}$ (mm)	Condition
<b>PP</b>	4.60	3.08	6.91	3.83	9.6	CV
<b>PNP</b>	4.45	2.85	6.55	3.70	9.4	CV

-Calcul des modules de déformation :

**$E_i=32164,195\text{MPa}$**

**$E_v=108188.66\text{MPa}$**

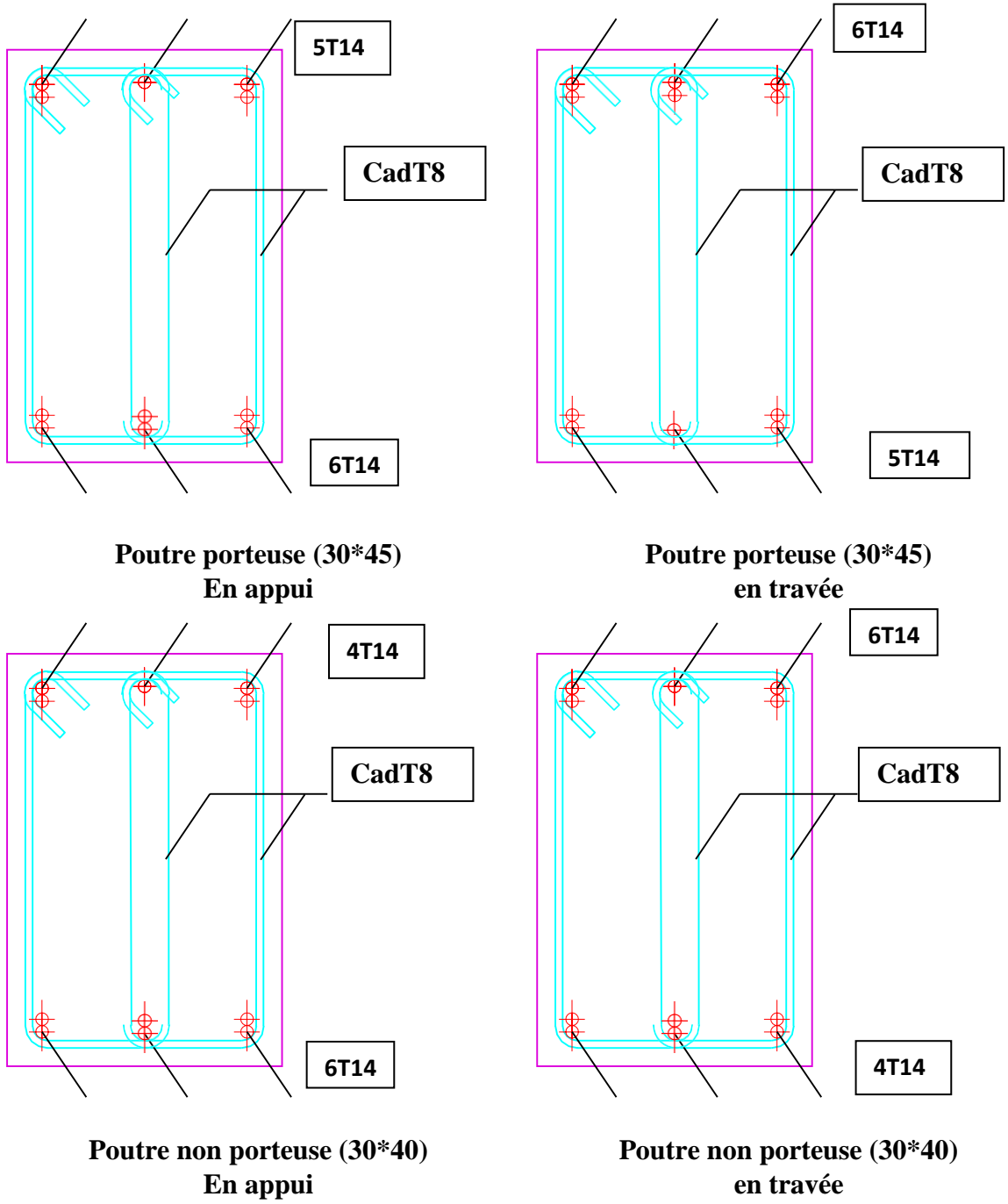


Figure V-4 : ferraillage poutre porteuse et non porteuse

## V.4. Ferrailage des voiles

### V.4.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- ❖ Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- ❖ Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- ❖ Minimiser les effets de torsion.

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, ce système doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limite d'élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant ; on devra disposer du ferrailage suivant :

- ❖ Les aciers verticaux.
- ❖ Les aciers longitudinaux.
- ❖ Les aciers transversaux

### V.4.2. Les voiles pleins :

Le ferrailage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

### V.4.3. Voiles avec files d'ouvertures :

#### V.4.3.1. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

**V.4.3.2. Les linteaux :**

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion "  $A_l$ ".
- ✓ Des aciers transversaux "  $A_t$ ".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

**V.4.4. Méthode de calcul :**

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion simple et composé.

**V.4.4.1. Recommandations des règlements :****A. Armatures verticales :**❖ **Selon le CBA 93[2] :**

- $A_{ver} \leq 0.4 \text{ cm}^2$  pour un mètre de parement
- $0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$

Avec :

- ✓  $a$  = l'épaisseur du voile
- ✓  $b$  = la largeur de la zone tendue

❖ **Selon le RPA 99 Version 2003 ►► [Art 7.7.4] ◀◀ [1] :**

$A_v = 0.2\% B_t$  dans la section tendue du voile.

$A_v = 0.15\% B$  dans la section globale du voile.

$A_v = 0.10\% B$  dans la section courante.

Avec :

- ✓  $B$  : section du voile.
- ✓  $a$  : épaisseur du voile.
- ✓  $\phi_{ver}$  : diamètre vertical.

**B. Armatures horizontales :**

Le voile doit avoir des armatures horizontales ( $A_h$ ) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

❖ **Selon le CBA 93[2]:**

Diamètre maximal des armatures horizontales :  $\varphi_h \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v \right]$

Espacement des armatures horizontales:

$$\bullet S_h \leq \min [0.9d ; 40\text{cm}]$$

$$\bullet \frac{A_h \times f_e}{a \times S_h} \geq 0.4 \text{ Mpa}$$

$$\bullet S_h \leq \frac{A_h \times 0.9 \frac{f_e}{\gamma}}{a(\tau_b - 0.3 f_{c28})}$$

La contrainte limites de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}$$

Où :  $\tau_b = \frac{V}{b.d}$  avec :  $V = 1.4V_u$  calculé

$$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$$

Avec :

- ✓  $\tau_b$ : Contrainte de cisaillement.
- ✓  $\bar{\tau}$ : Contrainte de cisaillement admissible.
- ✓  $A_h$  : section d'armatures horizontales.
- ✓  $d = 0.9 h$  : hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 Version 2003[1]:**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10} \cdot a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.003}$$

$$S_h \leq \min [1.5a; 30\text{cm}]$$

**C. Armatures transversales :**

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

**V.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 [1] et CBA 93[2])**

La longueur de recouvrement doit être égale :

-40  $\Phi$  : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

- $20 \Phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

-Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

-Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \min [1.8a ; 30\text{cm}]$$

$$\checkmark \begin{cases} S_v & \text{(zone courante)} \\ \frac{S_v}{2} & \text{(Zone d'extrémité) } \frac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de  $135^\circ$ , ayant une longueur de  $10 \Phi$ , pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

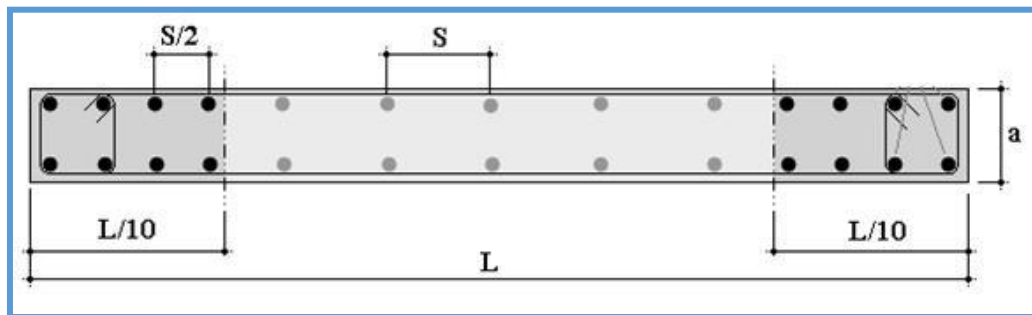


Figure V-5 Disposition des armatures verticales dans les voiles.

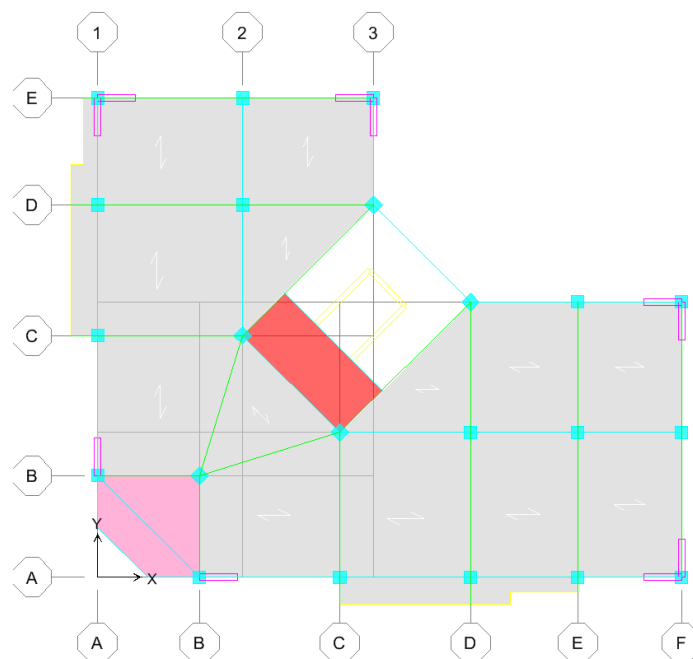


Figure V-6 Dispositif des voiles a étudiés

**V.4.5. Ferraillage des voiles**

Les voiles sont ferraillés par la combinaison :  $0.8G \pm E$

**V.4.5.1. Armatures verticales :**

**A. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :**

**Tableau V-27 : Les données de calcul**

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b=1.5$ Mpa	$\gamma_s=1.15$ Mpa	$\gamma_b=1.15$ Mpa	$\gamma_s=1$ Mpa
$f_{c28}=25$ Mpa	FeE400	$f_{c28}=25$ Mpa	FeE400
$\sigma_{bc}=14.2$ Mpa	$\sigma_s =348$ Mpa	$\sigma_{bc}=18.5$ Mpa	$\sigma_s =400$ Mpa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V-28 : Calcul des armatures verticales des voiles**

Niveau	voile	S (cm <sup>2</sup> )	N (KN)	M (KN.m)	situation	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	V <sub>1=120cm</sub>	20×120	1708	1035	ACC	16.57	15	2× (14HA14 =21.54)
	V <sub>2=240cm</sub>	20×240	1929	410	ACC	33.87	15	2× (31HA12 =35.05)

**B : Vérification des armatures à ELS :**

Après le choix des armatures verticales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

-Béton: La contrainte admissible du béton est donnée par la formule:

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa, et on doit vérifier que : } \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

-Acier: on considère que la fissuration est préjudiciable, donc:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right] = 201.63 \text{ Mpa, et on doit vérifier que : } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$



Tableau V-29 Vérification des armatures a ELS des voiles

Niveau	voile	S (cm <sup>2</sup> )	N (KN)	M (KN.m)	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_b$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	V1	20×120	900	191	35.05	1.07	15	16	201.63	C.V
	V2	20×240	975	29	20.35	1.71		25.7		

V.4.5.2. Calcul des armatures horizontales :

tableau V-30 Calcul des armatures horizontales des voiles

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	V (KN)	$f_b$ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	S <sub>tadoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	V1	20	276	1173	2.36	5	15	2× (18HA10 =14.14)
	V2	20	281	1080	0.82	5	15	2× (18HA10 =14.14)

V.4.5.3. Armatures transversales :

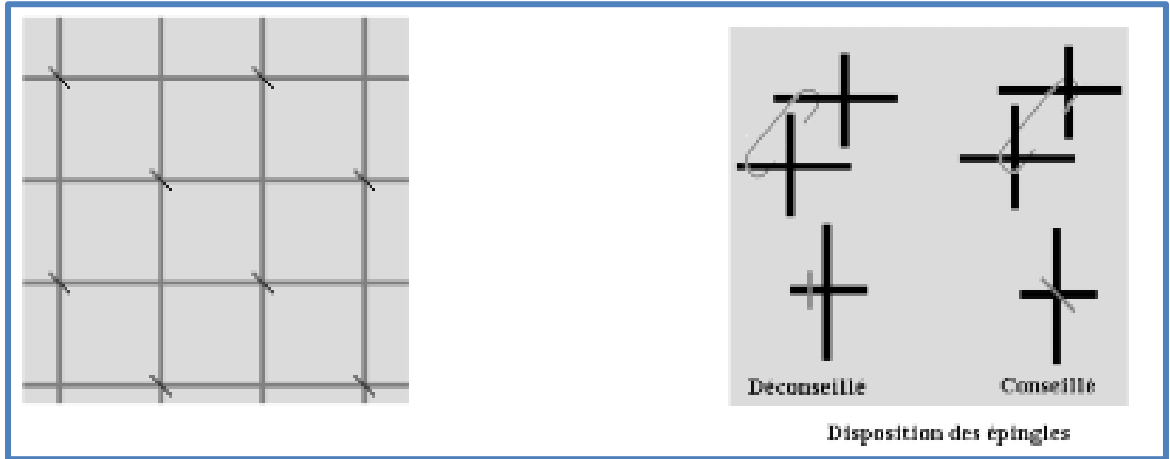
Les deux nappes d’armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures  $\Phi_t$  est tel que  $\Phi_t \geq \frac{\Phi_v}{3}$ ,  $\Phi_v$  étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

Tableau V-31 Diamètre des armatures transversales

armatures longitudinales $\Phi_v$	épingles $\Phi_t$
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

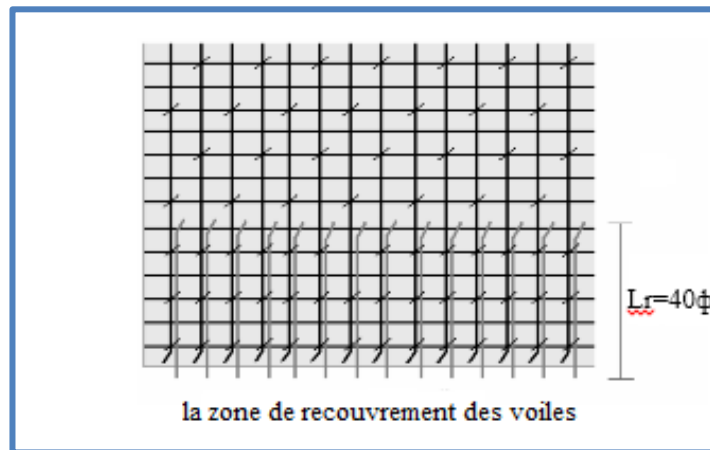
Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est présentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m<sup>2</sup> au moins.



**Figure V-7** Les armatures transversales et les épingles des voiles

Toutes les longueurs de recouvrement sont :  $L_r = 40\phi = 48 \text{ cm} \sim 50 \text{ cm}$ .



**Figure V-8** La zone de recouvrement des voiles

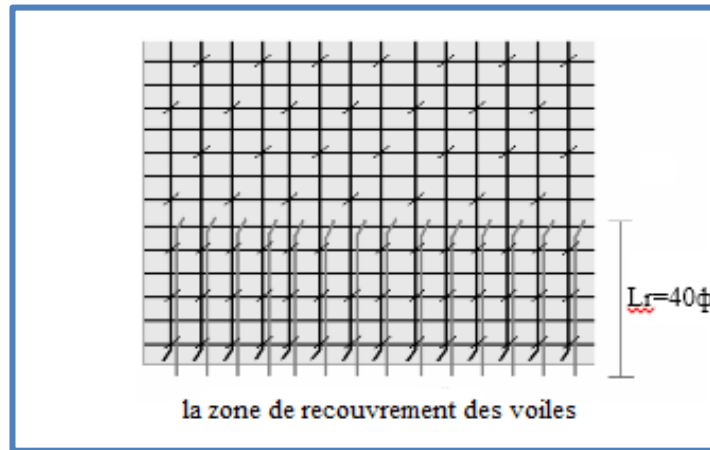


Figure V-9 Schémas de ferrailages de v1

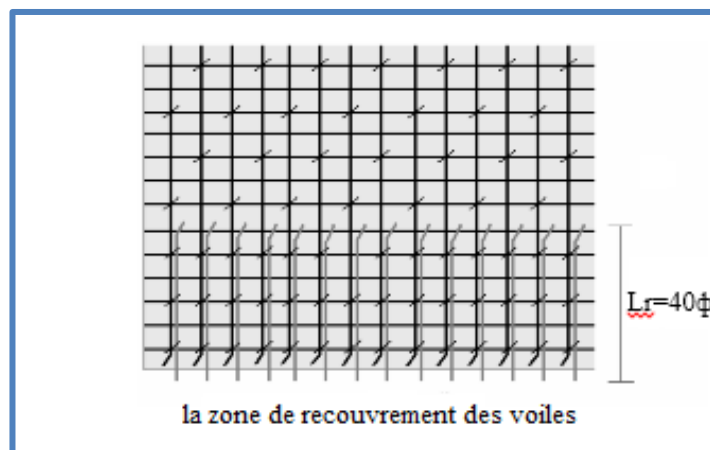


Figure V-10 Schémas de ferrailages de v2

# Chapitre VI :

## Etude de fondation

## Chapitre VI : Etude de fondation

### VI.1. Introduction :

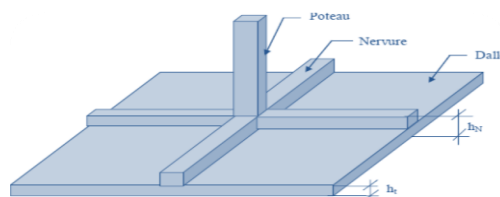
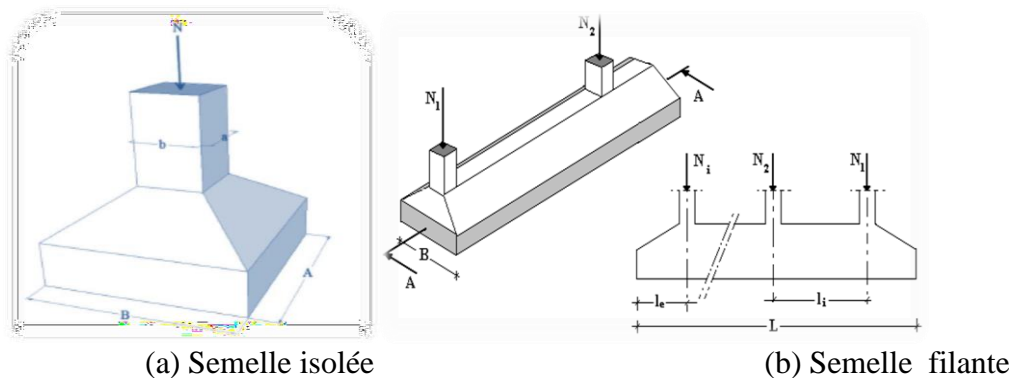
Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

### VI.2. Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol, suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

Lorsque l'ouvrage est léger ou lorsque le sol a une bonne capacité portante, on envisage de réaliser des fondations superficielles. Parmi les fondations superficielles on distingue trois types : semelles isolées (Figure 6.1(a)), semelles filantes ou continues (Figure 6.1 (2)) et les radiers (Figure 6.1(c)). Lorsque la profondeur du sol résistant est importante, on envisage de réaliser des fondations semi-profondes (puits) ou profondes (pieux).



(c) Radier général.

### VI.3. Calcul des fondations :

Dans un premier temps, l'ingénieur cherchera à fonder son ouvrage superficiellement pour des raisons économiques (si des conditions particulières liées au projet, au site ou aux sols autorisent). Il devra alors se préoccuper en tout premier lieu de la capacité portante de sa fondation, c'est-à-dire vérifier que les couches de sol superficielles peuvent effectivement supporter les charges et les surcharges appliquées sur la superstructure. Si le résultat des calculs est concluant, notamment s'il n'aboutit pas à une aire de fondation prohibitive, il doit alors s'assurer que son tassement sous les charges de fonctionnement prévues (courantes ou exceptionnelles) est dans des limites admissibles. La capacité portante et le tassement sont ainsi les deux éléments fondamentaux qu'il y a lieu de considérer systématiquement lors du calcul des fondations.

### VI.4. Choix de fondation :

Pour l'aspect économique et pour faciliter la réalisation des fondations, on se propose de fonder notre ouvrage sur des semelles isolées. Si la condition de résistance n'est pas vérifiée on passe au deuxième type qui est les semelles filantes, si non on choisit le radier général.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers la fondation est appliqué au centre de gravité de fondation.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma^{sol}$$

Avec :

- N : effort normal appliqué sur la fondation à l’E.L.S.
- S : la surface de la fondation.
- $\sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol.

La contrainte du sol doit être déterminée à partir des résultats d’essai de sol. Dans certains cas, les contraintes limites du sol sous fondations superficielles peuvent être fixées à l’avance pour des sols rencontrés, des réalisations existantes, etc....

Pour notre projet nous avons pris une contrainte admissible du sol égal à 2 bars ( $\sigma_{sol} = 2bars$ )

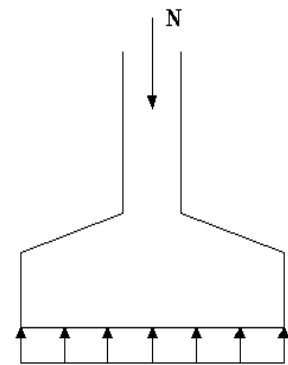
**VI.4.1. Semelle isolée :**

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport

de A sur B est égal au rapport a sur b :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés :  $a=b$  donc  $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par :  $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$  d'où  $S = \left[ \frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$



**Figure VI-1** semelle isolée

**Avec :**

$A = \sqrt{S}$  ;  $\sigma_{sol}$

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau VI-1** Sections des semelles isolées

poteau	N(KN)	A(cm)	A choisie
C1	533,97	1.6339	1.6
C1	520,06	1.6125	1.6
C1	506,14	1.5908	1.6
C2	626,41	1.7697	1.8
C2	612,49	1.7499	1.8
C2	598,58	1.73	1.7
C3	543,71	1.6488	1.7
C3	529,79	1.6275	1.6
C3	515,88	1.6060	1.6
C4	926	2.15	2.1
C4	912,09	2.1355	2.1
C4	898,17	2.1191	2.1
C5	1357,93	2.605	2.6
C5	1344,02	2.5923	2.6
C5	1330,1	2.5788	2.6

C6	642,87	1.7928	1.8
C6	628,95	1.7733	1.8
C6	615,04	1.7536	1.8
C7	820,34	2.0252	2
C7	806,43	2.0080	2
C7	792,51	1.9906	2
C8	1050	2.2912	2.3
C8	1036,08	2.2760	2.3
C8	1022,17	2.2607	2.3
C9	798,71	1.9983	2
C9	784,8	1.9809	2
C9	770,88	1.9632	2
C12	808,12	2.0101	2
C12	794,21	1.9927	2
C12	780,29	1.9752	2
C13	1731,27	2.9421	3
C13	1717,36	2.9303	3
C13	1711,99	2.9257	3
C13	1720,06	2.9326	3
C13	1711,52	2.9253	3
C14	1749,68	2.9577	3
C14	1741,97	2.9512	3
C14	1732,77	2.9434	3
C14	1726,57	2.9381	3
C14	1712,65	2.9263	3
C18	1460,46	2.7022	2.7
C18	1446,22	2.6890	2.7
C18	1431,97	2.6757	2.7
C20	699,64	1.8703	1.9
C20	685,72	1.8516	1.9
C20	671,81	1.8327	1.8
C21	734,85	1.9168	1.9
C21	720,93	1.8985	1.9
C21	707,02	1.8801	1.9
C22	1098,43	2.3435	2.3
C22	1084,52	2.3286	2.3
C22	1070,6	0.7316	1
C23	1079,14	2.3228	2.3
C23	1065,22	2.3078	2.3
C23	1051,31	2.2927	2.3
C24	968,22	2.2002	2.2
C24	954,31	2.1843	2.2



C24	940,39	2.1683	2.2
C25	736,34	1.9187	2
C25	722,42	1.9005	2
C25	708,51	1.8821	1.9
C26	608,99	1.7449	1.8
C26	595,08	1.7249	1.7
C26	581,16	1.7046	1.7
C27	589,34	1.7165	1.7
C27	575,42	1.6962	1.7
C27	561,51	1.6755	1.7
C28	535,92	1.6369	1.6
C28	522	1.6155	1.6
C28	508,09	1.5938	1.6

Pour vérifier s'il y a une intersection entre deux semelles voisines, la condition suivante doit être vérifiée :  $1.5 \times B \leq L_{\min}$

Avec  $L_{\min}$  représente la valeur minimale entre axe de deux poteaux ( $L_{\min} = 3.23$  m) et  $A = B = 3$  m.

$1.5 \times B = 1.5 \times 3 = 4.5$  m  $> L_{\min} = 3.23$  m      **(conditions non vérifiées).**

#### Conclusion :

On remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, donc on passe à l'étude des semelles filantes (continues).

#### VI.4.2. Semelles filantes :

On doit vérifier que:  $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

- ✚  $N = \sum N_i$  de chaque fil de poteaux.
- ✚  $S = B \times L$
- ✚ B: Largeur de la semelle.
- ✚ L: Longueur du fil considéré.

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit:

**Tableau VI-2** Dimensions des semelles filantes

Sens	Files	N(KN)	L (m)	B (m)	B choisie
X	SFA	6075.60	15.30	1.985	2
	SFBX	2195.31	3.23	3.398	3.4
	SFCX	2828.82	4.60	3.074	3
	SFD	4097.44	8.75	2.341	2.4
	SFE	3265.99	8.75	1.866	1.9
	SF2A	4765.61	10.85	2.196	1.2
	SF3A	2646.17	6.70	1.974	2
Y	SF1	5080.41	15.23	1.667	1.7
	SF2	3307.24	7.55	2.190	2.2
	SF3	1344.04	3.40	1.976	2
	SFBA	2160.10	3.23	3.343	3.4
	SFCA	2829.71	4.60	3.075	3
	SFDA	4375.18	8.75	2.500	2.5
	SFEA	2926.80	8.75	1.672	1.7
	SFF	3202.13	8.75	1.829	1.9

Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :  $2.5 \times B \leq L_{\min}$  Avec  $L_{\min}$

représente la longueur minimale entre axe de deux poteaux.

Dans les deux sens (X-X et Y-Y) on a :  $L_{\min} = 3.23$  m et  $B = 3.4$  m

$2.5 \times B = 2.5 \times 3.4 = 8.5$  m  $> L_{\min} = 3.23$  m (**conditions non vérifiées**).

### Conclusion :

La condition de non chevauchement des semelles filantes est non vérifiée, donc on choisit le troisième type des semelles superficielles (radier général).

### VI.4.3. Radier générale :

#### VI.4.3.1. Introduction :

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles

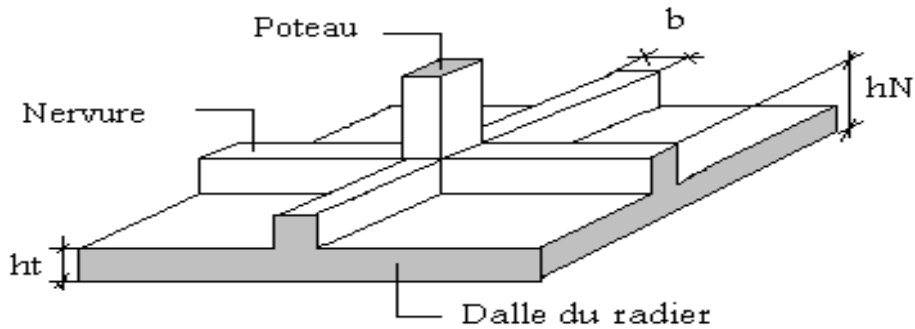


Figure VI-2 Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

**VI.4.3.2. Surface nécessaire :**

Pour déterminer la surface du radier in faut que:  $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

**Pour :** N=43850,62KN  
 $\sigma_{sol}=2bars$

On trouve:  $S \geq 219.2531m^2$

La surface du bâtiment  $S_b=298.3m^2$

On constate que la surface du radier ( $S_r$ ) est inferieur a la surface du bâtiment ( $S_b$ ), donc on choisit un radier général de surface :  $S_r = S_b + S_d$

Où  $S_d$  est la surface du débord sur le périphérique.

On prend un débord de 60 cm de chaque coté dans les deux directions

Donc la surface totale du radier est  $300m^2$

**VI.4.3.3. Pré dimensionnement de radier :**

**1- Dalle :** L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

- **Condition forfaitaire**

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

**Avec :**

$L_{max}$  = La longueur maximale entre deux poteaux.

$L_{max}=4.6 m$

$$h \geq \frac{460}{20} = 23 \text{ cm}$$

On prend :  $h=50$  cm. pour l'épaisseur de la dalle

## 2- Nervure :

### 2.1. hauteur de la nervure :

#### ✚ Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a  $L_{\max} = 4.60$  m

$$30.66 \text{ cm} \leq h_{N1} \leq 46 \text{ cm}$$

On prend  $h_{n1} = 45$  cm

#### ✚ Condition de rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{b \times K}}$$

Avec

$L_e$  : longueur élastique (m);

$K$  : coefficient de raideur du sol  $4 \text{ Kg/cm}^3$  (cas d'un sol moyen) :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$ ..... pour un très mauvais sol.
- $K= 4 [\text{kg/cm}^3]$  .....pour un sol de densité moyenne.
- $K= 12[\text{kg/cm}^3]$ ..... pour un très bon sol.

$E$  : module d'élasticité du béton :  $E = 32164,19 \text{ MPa}$

$b$  : largeur de radier par bande d'un mètre ( $b=1$ m).

$I$ : Inertie de la section transversale du radier  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

$L$  : distance maximale entre deux poteaux :  $4.60$ m

Pour notre cas  $K= 4 \text{ Kg/cm}^3$ .(contraintes admissible 2 bars).

$$h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E_{25}} \left( \frac{2L}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 1,19 \text{ m}$$

On prend :  $h_{N2} = 0.70$  cm

**A partir des deux conditions :**

$$h_N \geq \max (h_{N1} ; h_{N2} ) = \text{Max}(0,45 ; 0.70) \text{ m}^2.$$

On prend :  $h = 0.70 \text{ m}$ .

## 2.2. Largeur de la nervure :

✚ **Condition de coffrage:**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{725}{10} = 72,50 \text{ cm}$$

Donc

$b = 50 \text{ cm}$  dans les deux sens (x-x et y-y)

✚ **Conclusion :**

**Tableau VI-3 : Les dimensions des radier est nervure**

h <sub>radier</sub> (cm)	h <sub>nervure</sub> (cm)	b <sub>nervure</sub> (cm)	
		sens x-x	sens y-y
50	70	50	50

### VI.4.3.4. CARACTÉRISCIQUES GÉOMÉTRIQUES DU RADIER

#### a. Position du centre de gravité:

$$x_G = 6.67 \text{ m}$$

$$y_G = 5.98 \text{ m}$$

#### b. Moments d'inertie:

$$I_{xx} = 8089.632 \text{ m}^4$$

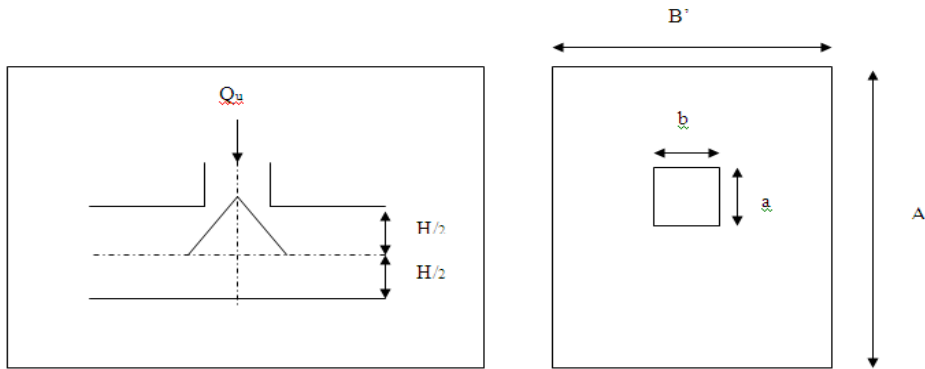
$$I_{yy} = 7671.540 \text{ m}^4$$

### VI.4.3.5. Les vérifications nécessaires :

#### a- Vérification au poinçonnement :

Une force 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.



**Figure VI-3** : Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée

D'après **CBA93**<sup>[2]</sup> (**article A.5.2.4.2**) on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

**Avec :**

$N_u$  : Effort normal du poteau le plus sollicité  $N_u=1389.66\text{KN}$

$U_c$  : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$a, b$  : Dimensions du poteau RDC ( $55 \times 55$ )cm<sup>2</sup>.

$Q_c$  : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

$h$  : hauteur de radier.

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

$$U_c = 2 [(55 + 55) + 2 \times 50] = 420\text{cm}$$

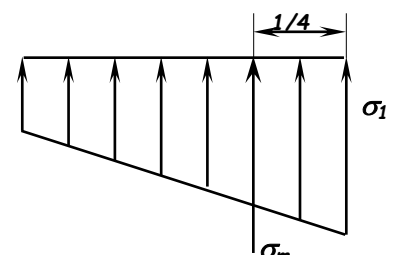
$$Q_u = 0,045 \times 7000 \times 1200 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-3} = 6300 \text{ KN}.$$

$N_u=1389.66 < 1575\text{KN}$  .....La condition est vérifiée.

**b-Vérification des contraintes du sol :**

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement. Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

- ✚ (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- ✚ (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.



Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1-2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} y \leq (1.5\bar{\sigma}_s)$$

$$\bar{\sigma}_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

**Tableau VI-4** Vérification des contraintes du sol

	G + Q + E		0,8G+E	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	32022.38	32022.38	22309	22309
M (KN.m)	66974.09	66974.09	45787.51	45787.51
V (m)	6.67	5.98	6.67	5.98
I (m <sup>4</sup> )	8089.632	7671.540	8089.632	7671.540
$\sigma_1$ (kn/m <sup>2</sup> )	112.26	158.94	78.142	77.935
$\sigma_2$ (kn/m <sup>2</sup> )	101.22	54.54	70.575	70.785
$\sigma_{moy}$ (kn/m <sup>2</sup> )	109.5	132.84	78.090	76.147
$\sigma_{adm}$ (kn/m <sup>2</sup> )	300	300	300	300
La condition	CV	CV	CV	CV

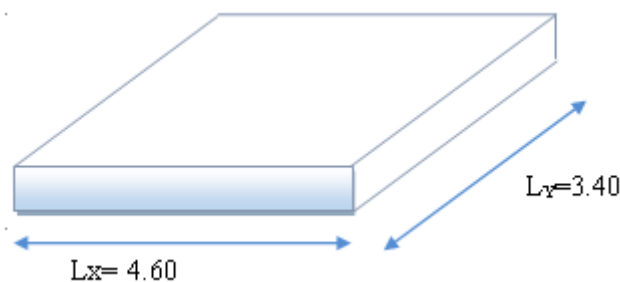
**VI.4.3.6. Ferrailage du radier :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

**a. Ferrailage de la dalle du radier:**

**a .1. Détermination des efforts:**



**Figure VI-4.** Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

Si  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle,

pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

- $M_x = \mu_x q L_x^2$  .....sens de la petite portée.
- $M_y = \mu_y M_x$  .....sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

✓ **Panneau de rive:**

- Moment en travée:  $M_{tx}=0,85M_x$   
 $M_{ty}=0,85M_y$
- Moment sur appuis:  $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$  (appui de rive).  
 $M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x$  (autre appui).

✓ **Panneau intermédiaire:**

- Moment en travée:  $M_{tx}=0,75M_x$   
 $M_{ty}=0,75M_y$
- Moment sur appuis:  $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$

Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée:  $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appuis:  $M_a=0,5M_0$  Avec:  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

**a .2. Valeur de la pression sous radier:**

**Tableau VI-5** Valeur de la pression sous radier.

q (KN/m)	
ELU	ELS
146.168	132.84

**a .3. Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité l'ELU (v=0) :**

On a le rapport des panneaux  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 = 0,4 < \frac{4,65}{7,25} = 0,64 < 1,00 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens



Tableau VI-6 Calcul des moments à l'ELU

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	Sens x-x				Sens y-y			
			$\mu_x$	$M_x$ KN.m	$M_{lx}$ KN.m	$M_a$ KN.m	$\mu_y$	$M_y$ KN.m	$M_{ly}$ KN.m	$M_a$ KN.m
4.60	3.40	1.35	0.03	92.78	78.865	46.39	0.046	77.726	66.067	46.39

a.4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS ( $v=0,2$ ) :

Tableau VI-7 Calcul des moments à l'ELS

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	Sens x-x				Sens y-y			
			$\mu_x$	$M_x$ KN.m	$M_{lx}$ KN.m	$M_a$ KN.m	$\mu_y$	$M_y$ KN.m	$M_{ly}$ KN.m	$M_a$ KN.m
4.60	3.40	1.35	0.03	84.32	71.67	42.16	0.046	70.638	60.04	42.16

## a.5. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Tableau VI-8 les données des calculs.

$f_{c28}$ (MPa)	$f_{t28}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	<b>b</b> (cm)	<b>h</b> (cm)	<b>d</b> (cm)
25	2,1	14,17	400	348	100	50	45

Tableau VI-9 Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\beta$	<b>d</b> (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
travée	X-X	78.865	0.027	1	45	5.36	6T14	9.24	15
	Y-Y	60.04	0.022	1	43.6	4.95	6T12	6.79	15
appui	X-X	46.39	0.016	1	45	3.02	5T12	5.66	20
	Y-Y								

## Espacement:

$$Esp \leq \text{Min.}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min.}(225.\text{cm}; 33.\text{cm}) = 33\text{cm}$$

## En travée :

## Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,67.cm \pi 33cm$$

On opte  $S_t=15$  cm.

**Sens y-y :**

$$Esp \leq \text{Min}(4h;40cm) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(300.cm;40cm) = 40cm$$

$$S_t = \frac{100}{7} = 14,28cm \pi 40cm$$

On prend  $S_t=15$  cm

**Aux Appuis :**

$$S_t = \frac{100}{5} = .20cm \pi 33cm$$

On prend  $S_t=20$  cm

### a.6. Vérifications nécessaires :

#### 1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,43cm^2 \leq A_s^{\text{adp}}$$

**Tableau VI-10** Condition de non fragilité.

	Sens	$A_s^{\text{adp}}(cm^2)$	$A_s^{\min}(cm^2)$	Vérifications
<b>Travée</b>	x-x	9.24	5.43	Oui
	y-y	6.79	5.26	Oui
<b>Appui</b>	x-x	<b>5.66</b>	<b>5.43</b>	Oui

#### 2. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{ux} = \frac{q.L_x.L_y}{2L_y + L_x} = \frac{164,56 \times 4,65 \times 7,25}{2 \times 7,25 + 4,65} = 289,69KN$$

$$V_{uy} = \frac{q.L_x.L_y}{3L_y} = \frac{164,56 \times 4,65 \times 7,25}{3 \times 7,25} = 255,06KN$$

$$V_u = \max(V_{ux}; V_{uy}) = 224.12KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{289,69 \times 10}{100 \times 55} = 0,52MPa$$

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

$$\tau_u = 0,52MPa < \bar{\tau} = 2MPa \dots\dots\dots CV$$

Donc pas d'armatures transversales.

**b. Ferrailage des nervures :**

**b.1. Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99**)

On a :  $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

**En travée :**  $M_t = 0,85M_0$

**Sur appuis :**  $M_t = 0,50M_0$

**b.2. Calcul des armatures :**

**Sens (x-x) :**  $b = 50cm ; h = 70 cm ; d = 63cm$

**Sens (y-y) :**  $b = 50 cm ; h = 70 cm ; d = 63 cm$

- **Sens porteur (x-x) :**

$L = 4,65 m ; P = 146,168 kN/ml \rightarrow M_0 = 434,22kN.ml .$

**Tableau VI-11** Ferrailage des nervures sens (x-x)

	$M_u$ (kN.m)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	369.09	16.34	10T16	20.11
Appuis	217.11	9.61	10T14	15.40

- **Sens (y-y)**

$L = 3.40m ; P = 146,168 kN/ml \rightarrow M_0 = 212.21kN.ml .$

**Tableau VI-12** Ferrailage des nervures sens (Y-Y)

	$M_u$ (kN.m)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	179.53	8.10	6T14	9.24
Appuis	110.605	5.01	6T12	6.79

**a.6. Vérifications nécessaires :**

**1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,43\text{cm}^2 \leq A_s^{\text{adp}}$$

**Tableau VI-13** Condition de non fragilité.

	Sens	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$A_s^{\min}(\text{cm}^2)$	Vérifications
<b>Travée</b>	x-x	20.11	3.80	Oui
	y-y	9.24	3.80	Oui
<b>Appui</b>	x-x	15.40	3.80	Oui
	<b>Y-Y</b>	<b>6.79</b>	<b>3.80</b>	Oui

**2. Vérification des contraintes à l'ELS :****Tableau VI-14** Vérification des contraintes dans les nervures

	Sens	$M_{\text{ser}}$ (kNm)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	298.65	20.11	3.80	15	206.88	240	OK
	y-y	163.160	9.24	1.82	15	136.80	240	OK
Appui	x-x	175.68	15.40	2.20	15	140.10	240	OK
	y-y	95.975	6.79	0.89	15	77.69	240	OK

**3/ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\text{avec } T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{146.168 \times 4.60}{2} = 336.186\text{kN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{336.186 \times 1000}{460 \times 630} = 1.16\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa. Vérifier}$$

**4/ Armatures transversales :**

- **BAEL 91 modifie 99**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* S_t \leq \text{Min}(15\phi_{\min}; 40\text{cm}; a + 10\text{cm}) = 18\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

▪ **RPA99 modifié en 2003** [3]

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 14,40\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 60\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

**Avec :**

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,2\text{cm} \quad \text{et} \quad \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_{\max} = 6,66\text{mm}$$

$f_c = 400 \text{ MPa}$  ;  $\tau_u = 0,73 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;  $b = 75 \text{ cm}$  ;  $d = 108 \text{ cm}$  .

**Tableau VI-15** Espacement des armatures transversales .

	Section (cm <sup>2</sup> )	Zone	S <sub>t</sub> RPA99 (cm)	S <sub>t</sub> BAEL91 (cm)	S <sub>t</sub> choisit (cm)
Nervure Sens x-x	50×70	Courante	35	40	20
		Nodale	17.50		10
Nervure Sens y-y	50×70	Courante	35	40	20
		Nodale	17.50		10

**Tableau VI-16** Choix des armatures transversales

	Section (cm <sup>2</sup> )	Zone	S <sub>t</sub> choisit (cm)	Ø <sub>t</sub> (mm)	A <sub>t</sub> choisit (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
Nervure Sens x-x	50×70	Courante	20	10	3,01	4T10
		Nodale	10		3,01	4T10

Nervure Sens y-y	50×70	Courante	20	10	3.01	4T10
		Nodale	10		3.01	4T10

#### ❖ Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Pour les bâtiments courant on a  $3\text{cm}^2 / \text{m}$  pour les armatures de peau.

$$A_p = 3\text{cm}^2 / \text{m} \times 1,2 = 3,60\text{cm}^2 \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Donc on prend **4T12 = 4,53 cm<sup>2</sup>**

### VI.5. Voile périphérique :

Selon le règlement R.P.A 99 modifié 2003<sup>[3]</sup>, les ossatures au-dessous du niveau de base, formées des poteaux courts doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base afin d'assurer le chaînage ainsi que la stabilité de l'ensemble.

#### VI.5.1. Epaisseur du voile :

D'après R.P.A. 99 modifié 2003<sup>[3]</sup>, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur supérieure ou égale 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Pour notre structure on prend une épaisseur de 15 cm.

#### VI.5.2. Calcul des armatures :

Armatures verticales et transversales

$$A_v \geq 0,10 \times \frac{e \times H}{100} \Rightarrow A_v \geq 0,10 \times \frac{15 \times 100}{100} \Rightarrow A_v \geq 1,5\text{cm}^2$$

On prend :  $A_v = 5\text{T10} / \text{ml}$       espacement  $e = 15\text{ cm}$

On prend :  $A_h = 5T10 / ml$       espacement  $e = 15 \text{ cm}$

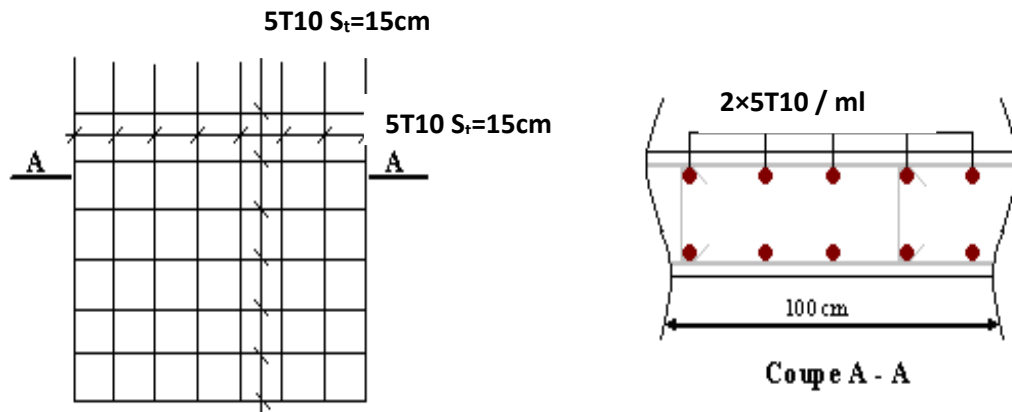
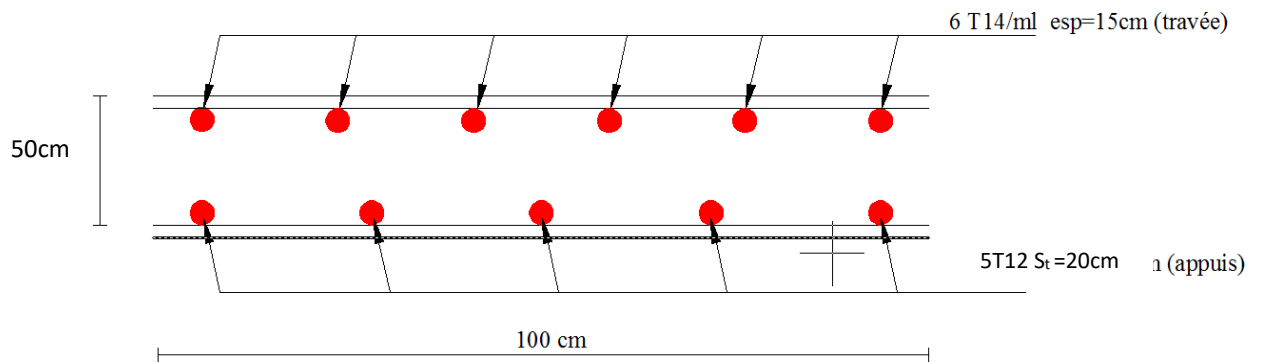


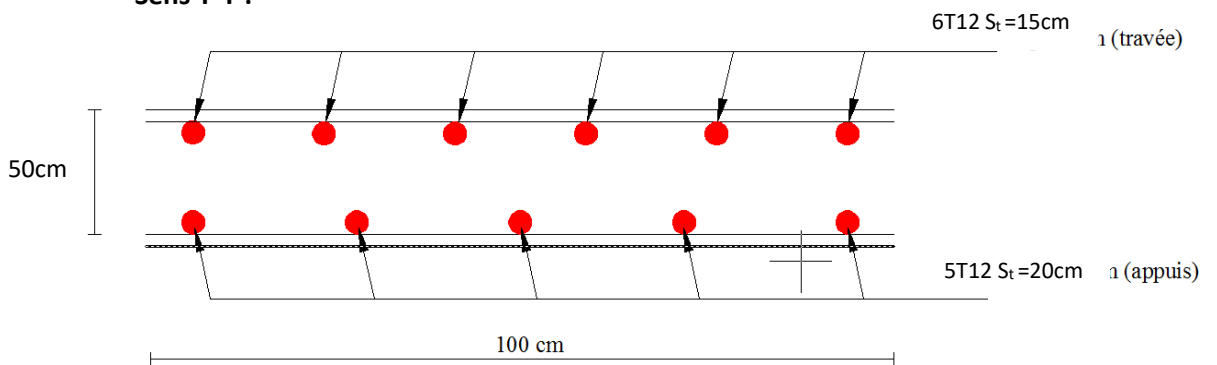
Figure VI-5 Ferrailage du voile périphérique

- Sens X-X :



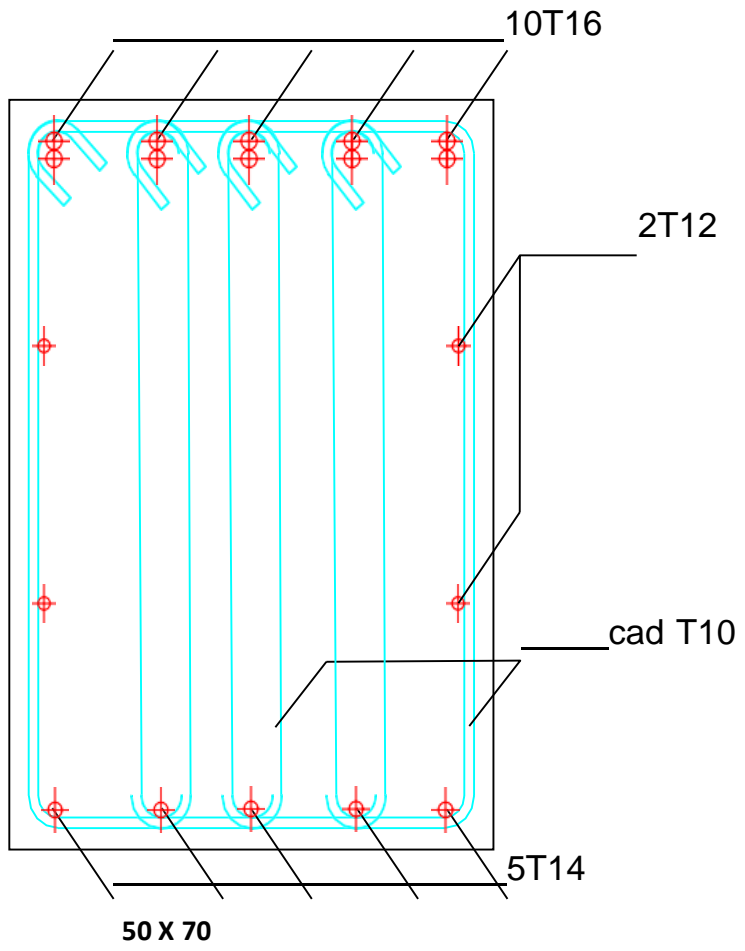
**Figure VI-6** .Schéma de ferrailage de radier en travée et appuis Sens (X-X)

- Sens Y-Y :

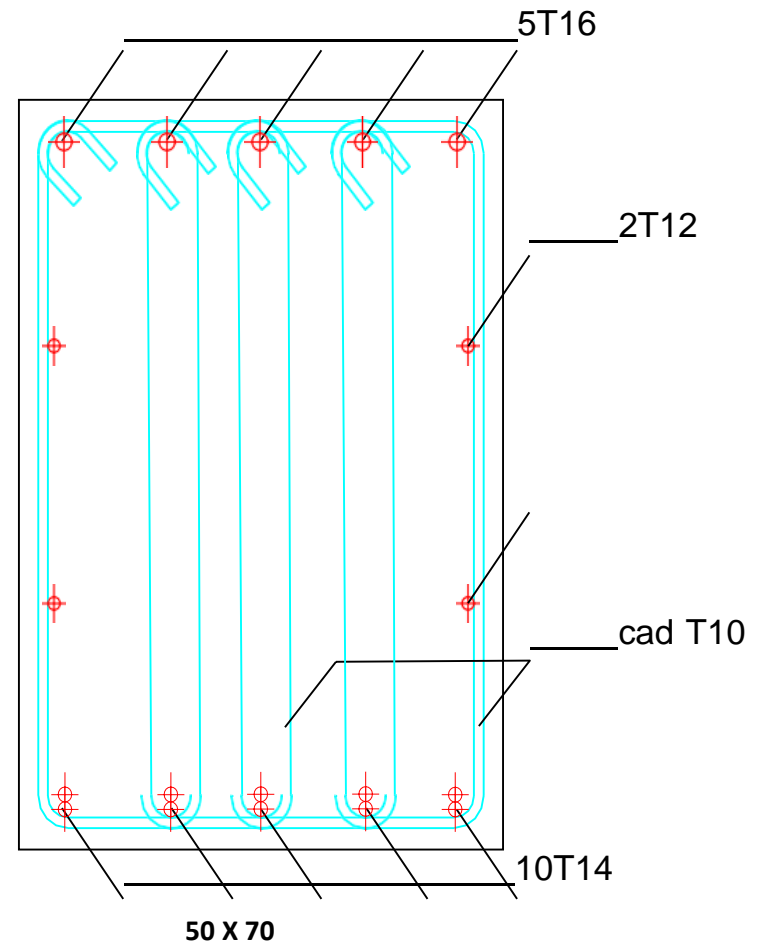


**Figure VI-7** Schéma de ferrailage de radier en travée et appuis Sens (Y-Y) .





**Traveé**



**Appuis**

# Conclusion Générale

### Conclusion Générale

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- \* Le pré dimensionnement est une étape très importante dans un calcul structural, du fait qu'il nous permet de déterminer les dimensions des différents éléments composant la structure et de garantir la sécurité et l'économie de l'ouvrage.
- \* Le séisme en tant que chargement dynamique, reste l'une des plus importantes et des plus dangereuses actions à considérer dans la conception et le calcul des structures.
- \* L'analyse tridimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et les logiciels performants de calcul (ETABS et SOCOTEC).
- \* Grâce aux logiciels utilisés dans notre travail, l'estimation (la modélisation) de la masse de la structure peut être faite avec un grand degré de précision.
- \* La connaissance du comportement dynamique d'une structure en vibrations libres amorties, peut être approchée de manière exacte si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la première étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres tridimensionnels et des fréquences naturelles de vibrations.
- \* L'étude du comportement dynamique d'une structure, dont la forme en plan est irrégulière nous a permis de mieux visualiser la présence des modes de torsion.
- \* Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.
- \* Pour assurer un bon comportement dynamique de la structure, la bonne disposition des voiles de contreventement est plus importante que le nombre de voile à placer.
- \* Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.
- \* Cette étude nous a permis l'application de toutes les connaissances théoriques acquises durant notre formation. De plus elle nous a permis de maîtriser le logiciel ETABS qui est très pratique pour les bâtiments.