

*République Algérienne Démocratique et Populaire*

*Ministère de l'Enseignement Supérieur*

*Et de la Recherche Scientifique*

*Université Abderrahmane MIRA- Bejaia*

*Faculté de technologie*

*Département de Génie Civil*

# Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil*

*Option : Matériaux et Structures*

## Thème

**Etude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation contreventé par  
un système mixte (Voiles – Portiques)**

**Présenté par :**

**M<sup>lle</sup>. Titrounet Nacera  
M<sup>lle</sup>. Zemmouchi Soumia**

**Encadreur :**

**M<sup>r</sup>. A. Laichaoui**

**Jury:**

**M<sup>me</sup>. Chikh Amer  
M<sup>r</sup>. Ourabah**

**Promotion 2014-2015**

## *Remerciements*

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

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

*A M<sup>r</sup> A.LAICHAOUI notre promoteur, pour avoir accepté de  
nous guider durant la période de réalisation de ce travail.*

*Aux membres de jury : pour avoir accepté d'évaluer notre travail.*

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

*Nacera et Soumia*



---

# Dédicace

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie  
Du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant  
La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A Ceux que j'aime :*

*Mon père et ma mère qui ont toujours été présent pour me  
Soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et m'avoir permis  
D'arriver à ce stade d'éducation.*

*Je le dédie aussi à :*

*Mon frère et Sa famille crus en moi lors de mon parcours ainsi que  
Celle qui a partagé ce travail avec moi ma chère ami et  
Binôme Soumia et à tous mes amis en particulier Siham et Karima*

*A toute la promotion Génie Civil 2014-2015*

*A tous ceux que j'ai oublié qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années  
de formation.*

*Merci à tous.*

*T.Nacera*



---



---

# Dédicace

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie  
Du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant  
La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A Ceux que j'aime :  
Mon père et ma mère qui ont toujours été présent pour me  
Soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et m'avoir permis  
D'arriver à ce stade d'éducation.*

*Je le dédie aussi à :*

*Mes frères et sœurs, qui mon soutenus et crus en moi lors de mon parcours ainsi que  
Celui qui a partagé ce travail avec moi ma chère ami et  
Binôme Nacera et à tous mes amis*

*A tous ceux que j'ai oublié qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de  
formation.*

*Merci à tous.*

*Z. Soumia*



---

# SOMMAIRE

# Sommaire

<b>Introduction générale.....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre I : Généralités</b>	
<b>I.1. Introduction .....</b>	<b>3</b>
<b>I.2. Présentation de l'ouvrage .....</b>	<b>3</b>
<b>I.3. Caractéristiques de la structure .....</b>	<b>3</b>
<b>I.4. Règlements et normes utilisées.....</b>	<b>5</b>
<b>I.5. Etats limites .....</b>	<b>5</b>
<b>I.6. Actions et sollicitations.....</b>	<b>6</b>
<b>I.7. Caractéristiques des matériaux .....</b>	<b>9</b>
<b>I.8. Hypothèses de calcul .....</b>	<b>15</b>
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments</b>	
<b>II.1. Introduction .....</b>	<b>17</b>
<b>II.2. Prédimensionnement des éléments secondaires.....</b>	<b>17</b>
<b>II.3. Prédimensionnement des éléments structuraux.....</b>	<b>22</b>
<b>II.4. Evaluation des charges et surcharges. ....</b>	<b>25</b>
<b>II.5. Descente des charges.....</b>	<b>27</b>
<b>II.6. Conclusion.....</b>	<b>36</b>
<b>Chapitre III : Etude des éléments secondaires</b>	
<b>III.1. Introduction .....</b>	<b>37</b>
<b>III.2. Etudes des planchers.....</b>	<b>37</b>
<b>III.3. Etudes des dalles pleines.....</b>	<b>63</b>
<b>III.4. Etude de l'acrotère .....</b>	<b>74</b>
<b>III.5. Etude de l'ascenseur .....</b>	<b>80</b>
<b>III.6. Etude des escaliers .....</b>	<b>89</b>
<b>III.7. Etude des poutres de chaînage.....</b>	<b>101</b>
<b>III.8. Conclusion.....</b>	<b>107</b>
<b>Chapitre IV : Etude Dynamique</b>	
<b>IV.1. Introduction.....</b>	<b>109</b>
<b>IV.2. Modélisation mathématique.....</b>	<b>109</b>
<b>IV.3. Choix de la méthode de calcul .....</b>	<b>109</b>
<b>IV.4. Étapes de modélisation .....</b>	<b>114</b>
<b>IV.5. Disposition des voiles .....</b>	<b>114</b>
<b>IV.6. Interprétation des résultats de donnée par ETABS 2015.....</b>	<b>115</b>
<b>IV.7. Justification de l'interaction voiles portiques .....</b>	<b>117</b>
<b>IV.8. Vérification de l'effort normal réduit .....</b>	<b>119</b>

# Sommaire

<b>IV.9.</b> Vérification de la résultante des forces sismiques .....	120
<b>IV.10.</b> Calcul des déplacements .....	120
<b>IV.12.</b> Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	121
<b>IV.13.</b> Conclusion .....	122

## **Chapitre V : Etudes des éléments structuraux**

<b>V.1.</b> Introduction.....	123
<b>V.2.</b> Etude des poteaux.....	123
<b>V.3.</b> Etude des poutres.....	132
<b>V.4.</b> Etudes des voiles .....	141

## **Chapitre V I: Etude de l'infrastructure**

<b>VI.1.</b> Introduction.. .....	150
<b>VI.2.</b> Définition des fondations .....	150
<b>VI.3.</b> Le dimensionnement des fondations .....	150
<b>VI.4.</b> Etude des fondations.....	150
<b>VI.5.</b> Etude du voile périphérique .....	163
<b>VI.6.</b> Conclusion.....	167

<b>Conclusion générale</b> .....	168
----------------------------------	-----

## **Bibliographie**

## **Annexes**

# Listes des tableaux

# Liste des Tableaux

<b>Tableau.I.1</b> : fe en fonction du type d'acier .....	13
<b>Tableau.II.1</b> : Dimension de volée1 de l'escalier .....	21
<b>Tableau.II.2</b> : Dimensin de volée2 de l'escalier. ....	21
<b>Tableau.II.3</b> : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible . ....	25
<b>Tableau.II.4</b> : Evaluation des charge du plancher étage courant. ....	25
<b>Tableau.II.5</b> : Evaluation des charges des dalles plienes.....	26
<b>Tableau.II.6</b> : Evaluation des charges du aux murs exterieures . ....	26
<b>Tableau.II.7</b> : Evaluation des charges sur les escaliers .....	27
<b>Tableau.II.8</b> : Calcul de la descente de charge sous Q de pouteau C1 .....	29
<b>Tableau.II.9</b> : Calcul de la descente de charge de pouteau C1 .....	30
<b>Tableau.II.10</b> : Calcul de la descente de charge sous Q de pouteau C3 .....	32
<b>Tableau.II.11</b> : Calcul de la descente de charge de pouteau C3 .....	32
<b>Tableau.II.12</b> : Vérification de critère de résistance.....	34
<b>Tableau.II.13</b> : Résultat du vérification au flambement .....	35
<b>Tableau.III.1</b> : Les types de poutrelles .....	38
<b>Tableau.III.2</b> : Charges et surcharges d'exploitation .....	39
<b>Tableau.III.3</b> : Calcul des sollicitations à l'ELU et à l'ELS.....	47
<b>Tableau.III.4</b> : Les moments et les efforts tranchants des poutrelles (terrasse inaccessible). 51	
<b>Tableau.III.5</b> : Les moments et les efforts tranchants des poutrelles (RDC et étage courant).52	
<b>Tableau.III.6</b> : Récapitulions de ferrailage de plancher de RDC et étages courants. ....	60
<b>Tableau.III.7</b> : Récapitulions de ferrailage de plancher du terrasse inaccessible.....	60
<b>Tableau.III.8</b> : Vérification des poutrelles a l'ELU.. ....	60
<b>Tableau.III.9</b> : Vérification des états limite de compression du béton.....	61
<b>Tableau.III.10</b> : Vérification des états limitent de déformation .....	61
<b>Tableau.III.11</b> : Le schéma de ferrailage des poutrelles. ....	63
<b>Tableau.III.12</b> : Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.....	65
<b>Tableau.III.13</b> : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.....	69
<b>Tableau.III.14</b> : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis type2.....	71
<b>Tableau.III.15</b> : Contraintes dans le béton de la dalle sur 3 appuis type2.....	72
<b>Tableau.III.16</b> : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis type 3.....	72
<b>Tableau.III.17</b> : Contraintes dans le béton de la dalle sur 3 appuis type3.....	73
<b>Tableau.III.18</b> : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis type 4.....	73
<b>Tableau.III.19</b> : Contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis type4.....	73
<b>Tableau.III.20</b> : Combinaison d'actions pour l'acrotère .....	75
<b>Tableau.III.21</b> : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur .....	83
<b>Tableau.III.22</b> : Ferrailage de la dalle de la salle des machines.....	86
<b>Tableau.III.23</b> : Caractéristiques de la 1ére et la 2éme volée. ....	89
<b>Tableau.III.24</b> : Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	93
<b>Tableau.III.25</b> : Calcul des sollicitations.....	95
<b>Tableau.III.26</b> : Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.....	95
<b>Tableau.III.27</b> : Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	96

# Liste des Tableaux

<b>Tableau.III.28</b> : Résultat de ferrailage.....	99
<b>Tableau.III.29</b> : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple .....	99
<b>Tableau.III.30</b> : Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage. ....	102
<b>Tableau.III.31</b> : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS.....	104
<b>Tableau.III.32</b> : Ferrailage de la poutre de chaînage type II. ....	104
<b>Tableau.III.33</b> : Vérification à l'ELU.....	105
<b>Tableau.III.34</b> : Vérification des contraintes dans le béton.....	105
<b>Tableau.IV.1</b> : Valeurs des pénalités $P_q$ .....	111
<b>Tableau.IV.2</b> : Période et taux de participation.....	117
<b>Tableau.IV.3</b> : Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	118
<b>Tableau.IV.4</b> : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.....	119
<b>Tableau.IV.5</b> : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	119
<b>Tableau.IV.6</b> : Vérification de la résultante des forces.....	120
<b>Tableau.IV.7</b> : Vérification des déplacements.....	121
<b>Tableau.IV.8</b> : Vérification vis à vis l'effet $P-\Delta$ .....	122
<b>Tableau.V.1</b> : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux .....	124
<b>Tableau.V.2</b> : Résumé des sollicitations dans les poteaux.....	126
<b>Tableau.V.3</b> : Ferrailage longitudinales .....	126
<b>Tableau.V.4</b> : Armatures transversales des poteaux .....	127
<b>Tableau.V.5</b> : Vérification au flambement des poteaux .....	128
<b>Tableau.V.6</b> : Vérification des contraintes dans le béton. ....	129
<b>Tableau.V.7</b> : Vérifications des sollicitations tangentes dans les poteaux .....	130
<b>Tableau.V.8</b> : Les dimensions de la zone nodale.....	131
<b>Tableau.V.9</b> : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres.....	133
<b>Tableau.V.10</b> : Ferrailage des poutres.....	135
<b>Tableau.V.11</b> : Vérification de l'effort tranchant. ....	136
<b>Tableau.V.12</b> : Vérification de la contrainte limite de béton.....	137
<b>Tableau.V.13</b> : Moment résistant dans les poteaux .....	139
<b>Tableau.V.14</b> : Vérification des zones nodales.....	139
<b>Tableau.V.15</b> : Résultats de ferrailage du voile $V_{x1}$ .....	144
<b>Tableau.V.16</b> : Résultats de ferrailage du voile $V_{x2}$ .....	145
<b>Tableau.V.17</b> : Résultats de ferrailage du voile $V_{x3}$ .....	145
<b>Tableau.V.18</b> : Résultats de ferrailage du voile $V_{x4}$ .....	146
<b>Tableau.V.19</b> : Résultats de ferrailage du voile $V_{y1}$ .....	147
<b>Tableau.V.20</b> : Résultats de ferrailage du voile $V_{y2}$ .....	147
<b>Tableau.V.21</b> : Résultats de ferrailage du voile $V_{y3}$ .....	148
<b>Tableau.VI.1</b> : Résumé des résultats de ferrailage du radier .....	157
<b>Tableau.VI.2</b> : Vérification des contraintes du radier.....	157
<b>Tableau.VI.3</b> : Résumé des résultats.....	159
<b>Tableau.VI.4</b> : Sollicitation de la nervure de radier dans le sens transversal .....	161
<b>Tableau.VI.5</b> : Sollicitation de la nervure de radier dans le sens longitudinal .....	161
<b>Tableau.VI.6</b> : Résumé des résultats de ferrailage des nervures du radier .....	161

# Liste des Tableaux

<b>Tableau.VI.7</b> : Vérification des contraintes des nervures de radier.....	162
<b>Tableau.VI.8</b> : Section des armatures du voile périphérique.....	165
<b>Tableau.VI.9</b> : Vérification des contraintes pour le voile périphérique .....	166

# Listes des figures

# Liste des figures

<b>Fig.I. 1</b> : Evolution de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'age du béton.....	10
<b>Fig.I. 2</b> : Diagramme des contraintes du béton.....	11
<b>Fig.I. 3</b> : Diagramme des contraintes-déformations du béton.....	12
<b>Fig.I. 4</b> : Diagramme contraintes déformations de l'acier.....	14
<b>Fig.I. 5</b> : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.....	16
<b>Fig.II. 1</b> : Coupe d'un plancher à corps creux.....	17
<b>Fig.II. 2</b> : Schéma représentant la section transversale d'une poutrelle.....	18
<b>Fig.II. 3</b> : Coupe verticale de l'escalier.....	20
<b>Fig.II. 4</b> : Vue en plan de l'escalier.....	20
<b>Fig.II. 5</b> : Schéma statique de l'escalier.....	21
<b>Fig.II. 6</b> : Dimensionnement de l'acrotère.....	22
<b>Fig.II. 7</b> : Coupe du voile en élévation.....	24
<b>Fig.II. 8</b> : Hauteur libre d'étage.....	25
<b>Fig.II. 9</b> : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.....	25
<b>Fig.II. 10</b> : Coupe transversale d'un plancher étage courant.....	26
<b>Fig.II. 11</b> : Coupe transversale d'un plancher de la dalle pleine.....	26
<b>Fig.II. 12</b> : Plan d'implantation des poteaux.....	28
<b>Fig.II. 13</b> : Surface afférente du poteau c1.....	29
<b>Fig.II. 14</b> : Surface afférente du poteau c3.....	31
<b>Fig.III. 1</b> : Section transversale d'une poutrelle.....	38
<b>Fig.III. 2</b> : Disposition des poutrelles.....	38
<b>Fig.III. 3</b> : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....	40
<b>Fig.III. 4</b> : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.....	41
<b>Fig.III. 5</b> : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....	41
<b>Fig.III. 6</b> : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.....	41
<b>Fig.III. 7</b> : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	63
<b>Fig.III. 8</b> : Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis.....	67
<b>Fig.III. 9</b> : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.....	71
<b>Fig.III. 10</b> : Dimensionnement de l'acrotère.....	74
<b>Fig.III. 11</b> : Schéma statique de l'acrotère.....	74
<b>Fig.III.12</b> : Section de l'acrotère.....	77
<b>Fig.III. 13</b> : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	80
<b>Fig.III. 14</b> : Schéma représentant la surface d'impact.....	84
<b>Fig.III. 15</b> : Schéma de ferrailage de la dalle machine locale.....	89
<b>Fig.III. 16</b> : Schéma statique de volée 1.....	89
<b>Fig.III. 17</b> : Schéma statique de volée 2.....	90
<b>Fig.III. 18</b> : Schéma statique 1 avec chargement.....	90
<b>Fig.III. 19</b> : Schéma statique 2 avec chargement.....	90
<b>Fig.III. 20</b> : Section à ferrailer.....	91
<b>Fig.III.21</b> : Schéma de ferrailage d'escalier.....	92

# Liste des figures

<b>Fig.III. 22</b> : Palier de repos.....	94
<b>Fig.III. 23</b> : Schéma de ferrailage de palier de repos .....	97
<b>Fig.III. 24</b> : Section creuse équivalente.....	100
<b>Fig.III.25</b> : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	101
<b>Fig.III. 26</b> : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage de type I.....	103
<b>Fig.III. 27</b> : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage de type II .....	107
<b>Fig.IV. 1</b> : Spectre de calcul.....	114
<b>Fig.IV. 2</b> : Disposition des voiles.....	115
<b>Fig.IV. 4</b> : 1 <sup>er</sup> mode de déformation (translation suivant Y-Y).....	115
<b>Fig.IV. 5</b> : 2 <sup>ème</sup> mode de déformation (translation suivant X-X).....	116
<b>Fig.IV. 6</b> : 3 <sup>ème</sup> mode de déformation( rotation autour Z).....	116
<b>Fig.V. 1</b> : La zone nodale.....	124
<b>Fig.V. 2</b> : Armature transversales dans les zones nodales .....	125
<b>Fig.V. 3</b> : Section du poteau .....	129
<b>Fig. V. 4</b> : Schéma de ferrailage des poteaux.....	131
<b>Fig. V. 5</b> : Coupe longitudinale.....	132
<b>Fig.V. 6</b> : Dispositions constructives des portiques .....	134
<b>Fig.V. 7</b> : Schéma de la Zone nodale .....	138
<b>Fig.V. 8</b> : Schéma de ferrailage des poutres principales (RDC et etages courants) .....	140
<b>Fig.V. 9</b> : Schéma de ferrailage des poutres secondaires (RDC et etages courants) .....	140
<b>Fig.V. 10</b> : Schéma de ferrailage des poutres principales (terrasse inaccessible) .....	140
<b>Fig.V. 11</b> : Schéma de ferrailage des poutres secondaires (terrasse inaccessible) .....	140
<b>Fig. V. 12</b> : Schéma d'un voile pleine.....	143
<b>Fig. V. 13</b> : Schéma de ferrailage du voile $V_{x1}$ .....	149
<b>Fig.VI. 1</b> : Schéma de la semelle isolée.....	151
<b>Fig.VI. 2</b> : Schéma de la semelle filante.....	151
<b>Fig.VI. 3</b> : Schéma de poinçonnement .....	154
<b>Fig.VI. 4</b> : Dalle sur quatre appuis.....	156
<b>Fig.VI. 5</b> : Schéma de ferrailage de la dalle du radier.....	158
<b>Fig.VI. 6</b> : Schéma statique du débord .....	158
<b>Fig.VI. 7</b> : Section à ferrailer .....	161
<b>Fig.VI. 8</b> : Schéma de ferrailage des nervures .....	163
<b>Fig.VI. 9</b> : Diagramme des contraintes .....	164
<b>Fig.VI. 10</b> : Schéma de ferrailage de voile périphérique.....	166

# Symboles et Notations

# Introduction Générale

Le génie civil est un ensemble de disciplines alliant diverses techniques; dont la mission fondamentale est de permettre la conception et par la suite la réalisation d'ouvrages.

Cependant les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structures doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs, tout en assurant une ductilité optimale aux éléments structuraux pour éviter la ruine fragile de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que les bâtiments en voiles en béton armé ont bien résisté, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle en a autres systèmes de contreventement, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Nous disposons aujourd'hui d'un ensemble de connaissances scientifiques, techniques et de mise en œuvre qui permettent, quelle que soit la région, de construire Parasismique, c'est à dire de limiter les conséquences d'un séisme. Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on a utilisé le code DTR « règlement parasismique algérien **RPA 99 version 2003** ».

Ce mémoire commence par une introduction générale, puis s'enchainent de six chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des codes et des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre est consacré au prédimensionnement de tous les éléments de la structure, notamment, les éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles).
- Le troisième chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers, les planchers et les dalles pleines).

- Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS2015, ainsi, la vérification des exigences du RPA99/V2003.
- Le calcul des armatures de ferrailage des éléments structuraux, en se basant sur les résultats de l'analyse faite par le logiciel ETABS2015 est présenté dans le cinquième chapitre.
- Dans le dernier chapitre on présente l'étude de l'infrastructure suivie par une conclusion générale.

# Généralités

# Chapitre I

## I.1.Introduction :

Les matériaux prévus pour la réalisation de cet ouvrage ainsi que les actions et sollicitations, doivent être conformes aux normes et satisfaire aux exigences et recommandations du règlement Algérien CBA 93 (équivalent BAEL 91).

## I.2.Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait objet de notre étude est un immeuble en R+7 étages. Ce bâtiment est à usage d'habitation (RDC et autres étages). Il est classé, d'après les règles parasismiques Algérienne « **RPA99 /version 2003** », dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne.

Il est situé sur le territoire de la wilaya de Bejaia (ville d'Akbou), qui est d'après la classification en zones sismiques des wilayas et communes d'Algérie (RPA99/2003), en zone **IIa**, un zone de moyenne sismicité.

## I.3.Caractéristiques de la structure:

### I.3.1.Caractéristiques géométriques et architecturales :

Notre structure présente des caractéristiques géométriques et architecturales particulières. Sa vue en plan a la forme d'une pointe qui forme un angle  $=110^\circ$ , dirigée vers Est et Nord.

Les dimensions de notre structure sont les suivantes:

- ✓ Dimension projetée selon l'axe x-x': 29.49m.
- ✓ Dimension projetée selon l'axe y-y': 25.88m.
- ✓ Hauteur totale du bâtiment:24.48 m.
- ✓ Hauteur du R.D.C: 3.06 m.
- ✓ Hauteur d'étage: 3.06 m.

### I.3.2.Données de site :

- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.
- ✓ Le sol de notre site est constitué de cailloux, graviers, gros sable et sable fin.
- ✓ La contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 1.5$  bars.
- ✓ L'ancrage minimal des fondations superficielles : D=2.4m

### I.3.3. Définition des éléments de l'ouvrage :

- ❖ **Ossature** : Etant donné que le bâtiment est situé en zone sismique IIa et qu'il dépasse les 14m de hauteur, donc en choisit l'ossature en système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques, **[RPA] (art 3.4.A.1.a)**.

- ❖ **Les planchers :** C'est des éléments horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation, leur rôle principal est d'assurer la transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs verticaux dont les conditions des flèches admissibles sont respectées ainsi que la transmission des efforts horizontaux (vent et séisme) aux éléments de contreventement (portiques et voiles).

On distingue deux types de plancher en béton armé :

1) Plancher semi ou entièrement préfabriqué : (plancher à poutrelles, plancher âpre-dalle, plancher à caissons, plancher à dalle autoportante).

2) Plancher entièrement coulé sur place réalisé : (dalles minces, dalles épaisses, dalles nervurées, plancher à corps creux).

- Dalles pleines : Sont prévues au niveau des balcons et de la salle machines.

- Planchers à corps creux : Ils sont constitués de corps creux et une dalle de compression (qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement), reposant sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

- ❖ **Les escaliers :** Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **L'acrotère :** Est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse. dans notre projet on a un acrotère sur le plancher terrasse inaccessible.
- ❖ **La terrasse :** Est le dernier plancher haut d'une construction faisant de toiture-terrasse. Elle doit être étanche et assure une isolation thermique efficace.
- ❖ **Les maçonneries :** Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (15+10) cm Séparées par une lame d'air de 5cm.les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm.
- ❖ **Balcons :** Les balcons sont réalisés en dalle pleine.
- ❖ **La cage d'escalier :** Il permet l'accès du RDC jusqu'au dernier étage. La cage est constituée à chaque niveau de deux volées droites et un palier intermédiaire.
- ❖ **L'ascenseur :** Est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.
- ❖ **L'infrastructure :** Le choix des fondations sera fait en fonction de la nature de sol et transmission des charges verticales et horizontales au sol (limitation des tassements différentiels).

- ❖ **Enduits et revêtements** : Matériaux destinés à recouvrir pour protéger, consolider ou décorer :
  - ✓ Le revêtement pour les murs intérieures et plafonds sera en plâtre, et en mortier de ciment pour les parements extérieurs.
  - ✓ Le revêtement horizontal sera en carrelage et plinthe pour toutes les pièces.
  - ✓ Les salles d'eaux et les cuisines auront un soubassement de 1.5 m faïence.

#### **I.4.Règlements et normes utilisés** : Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99 /version 2003. (Règles Parasismiques Algériennes 99/version 2003)
- ❖ CBA93. (Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé 93)
- ❖ DTR B.C.2.2. (Document technique réglementaire BC.2.2 ; charges permanentes et charges d'exploitation)
- ❖ BAEL91/version 99. (Règles Technique de Conception et de Calcul des Ouvrages et Construction en Béton armé aux états limites 91/version 99)
- ❖ DTR BC .2.33.2. (Document technique réglementaire BC.2.33.2)

#### **I.5. Etats limites** :

Le règlement BAEL est basé sur la théorie des états limites. Elles sont applicables à tous les ouvrages en béton. Ces règles tiennent compte de plusieurs paramètres :

- ✓ Les valeurs représentatives des actions.
- ✓ Les combinaisons d'actions spécifiques à l'état limite considéré.
- ✓ Les résistances caractéristiques des matériaux.
- ✓ Les coefficients de sécurité  $\gamma_s$  pour l'acier et  $\gamma_b$  pour béton.

##### **I.5.1.Définition** :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite. Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré.

On distingue deux catégories d'états limites :

**a)Etats limites ultimes (ELU)** : Ils sont associés à la perte de stabilité de la structure et sa résistance ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondant sont : La rupture locale ou globale (la résistance de l'un des matériaux), la perte d'équilibre statique (glissement des terrains ou bien renversement ou mouvement de la structure) et stabilité de forme (flambement).

**b) Etats limites services (ELS)** : Ils sont associés à la mise en service de la structure ; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : Ouverture de la fissuration, les déformations (flèche admissible) et la compression du béton.

### **I.5.2. Les Hypothèses de calcul :**

#### **a) ELU :**

1- les sections droites avant déformation restent droites après déformation (hypothèse de Bernoulli).

2- il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

3- la résistance à la traction du béton est négligeable.

4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3.5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

6- le diagramme contrainte déformation ( , ) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.

#### **b) ELS :**

En plus des trois premières hypothèses de l'ELU, on a :

1- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )

2-  $n = E_s/E_b$

Avec :  $E_b$  : module de Young de béton ;  $E_s$  : module de Young de l'acier ; n : coefficient d'équivalence acier-béton (n=15).

### **I.6. Actions et sollicitations :**

#### **I.6.1. les actions : [DTR] (art A.3.1)**

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc

- ✓ Des charges permanentes.
- ✓ Des charges d'exploitations.
- ✓ Des charges climatiques.

Les valeurs caractéristiques des actions :

#### **❖ Les actions permanentes (G) :**

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

- ✓ Le poids propre, poids des superstructures, poids des équipements fixes.
- ✓ Cloisons, revêtement.

- ✓ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides (L'eau extérieure à l'ouvrage).
- ✓ Les déformations imposées à la structure : tassements différentiels, retrait.

❖ **Les actions variables (Q) :**

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

- ✓ Les charges d'exploitations de l'ouvrage.
- ✓ Les charges climatiques : neige ( $S_n$ ) et vent (W).
- ✓ Les effets thermiques.

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

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

- ✓ Les chocs.
- ✓ Les séismes.
- ✓ Les explosions.
- ✓ Les feux.

**I.6.2. Les sollicitations :**

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

**Sollicitations de calcul :**

$G_{max}$  : ensemble des actions permanentes défavorables.

$G_{min}$  : ensemble des actions permanentes favorables.

$Q_1$  : action variable dite de base.

$Q_i$  : autres actions variables dites d'accompagnement ( $i > 1$ ).

**1) Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU :**

Dans une vérification à l'ELU on devra justifier :

- ✓ La résistance de tous les éléments de construction.
- ✓ La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre.
- ✓ L'équilibre statique de l'ouvrage.

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

**2) Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELS :**

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- ✓ La contrainte maximale de compression du béton et l'acier.

- ✓ La fissuration du béton.
- ✓ La déformation des éléments.

### I.6.3. Les combinaisons d'actions :

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

#### a) Combinaison d'action à l'ELU :

##### ❖ Situation durable ou transitoire :

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :  $1,35G_{max} + G_{min} + 1,5Q_1 + \dots + 1,3 \sum_{i>1} \alpha_i Q_i$

$\alpha_i$ : Coefficient de pondération.

$\alpha_i = 0,77$  pour les bâtiments à usage courant.

##### ❖ Situation accidentelle :

$1,35G_{max} + G_{min} + F_A + \alpha_1 Q_1 + \dots + \alpha_i Q_i (i > 1)$

$F_A$  : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\alpha_1 Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable.

$\alpha_i Q_i$  : Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\alpha_i = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

#### b) Combinaison d'action à l'ELS :

$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \dots + \alpha_i Q_i$

$\alpha_i = 0,6$  pour l'effet de la température.

#### c) Combinaisons de calcul : [RPA99/V2003] (Article V.5.2)

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

##### ✓ Situations durables :

$$\begin{cases} ELU : 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

##### ✓ Situations accidentelles :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2 \times E \\ 0,8 \times G \pm E \end{cases}$$

$G + Q \pm 1,2 \times E$  Pour les portiques auto stables

## I.7. Caractéristiques des matériaux :

### I.7.1. Le béton :

Le béton est un matériau qui présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression. Le béton doit présenter les avantages suivants :

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

#### I.7.1.1. Composition du béton :

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenable de ciment, de granulats, l'eau et les adjuvants.

##### a) ciment:

Le ciment joue le rôle entre produits employés dans la construction.

La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

**b) Granulats:** Les granulats comprennent les sables (granulats fins) et graviers (granulats grossiers) :

- ❖ **Sables :** Sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.
- ❖ **Graviers :** Sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. ils peuvent être extraits du lit de rivières (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

**c) Les adjuvants :** ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ses propriétés.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

#### I.7.1.2. Résistance caractéristique du béton :

##### a) Résistance caractéristique en compression $f_{cj}$ :

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées.

On utilise le plus souvent la valeur obtenue à 28 jours de maturité :  $f_{c28}$ . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à  $j$  jours, définies à partir de  $f_{c28}$ , par:

- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$  : [BAEL91](Article A.2.1.11)

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

- Pour des résistances  $f_{c28} > 40\text{MPa}$  : [BAEL91](Article A.2.1.11)

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

Pour l'étude de notre projet, on prendra  $f_{c28} = 25\text{ MPa}$ .

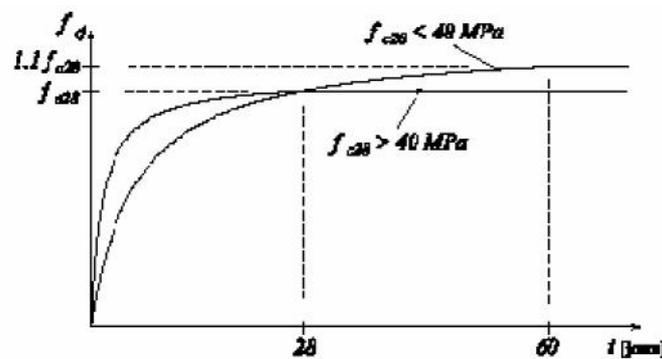


Fig. I.1: Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton.

### b) Résistance à la traction $f_{tj}$ :

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours, notée  $f_{tj}$ , est définie par les relations : [CBA93] (Article A.1.2.1.2)

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa.} \end{array} \right.$$

Pour  $j=28$  jours et  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$  ;  $f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$ .

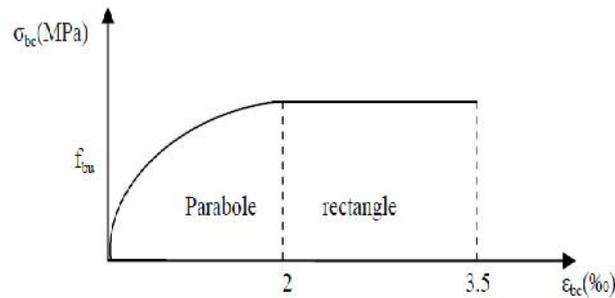
### c) Contrainte limite :

#### c.1) Etat limite ultime :

#### ✓ Contrainte ultime de compression : [BAEL91](Article A.4.3.4)

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$



**Fig. I.2 :** Diagramme des contraintes du béton.

$f_{bu}$ : contrainte ultime du béton en compression.

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité.

Avec :

$\gamma_b = 1.5$  Pour les situations durables ou transitoires.

$\gamma_b =$  Pour les situations accidentelles.

- ✓  $\theta = 1$  : Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action > 24h.
- ✓  $\theta = 0.9$  : Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise entre 1h et 24h.
- ✓  $\theta = 0.8$  : Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action < 1h.

Le diagramme (parabole rectangle) ci-dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.

3.5‰ : en flexion simple ou composée.

Pour :

$$\begin{aligned} 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} & \quad f_{bc} = 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \varepsilon_{bc} \quad (4 * 10^3 * \varepsilon_{bc}). \\ 2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} & \quad f_{bc} = f_{bu} = 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b \end{aligned}$$

✓ **Contrainte ultime de cisaillement :**

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

$$\tau_{adm} = \min(0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{MPa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{Adm} = \min(0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{MPa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

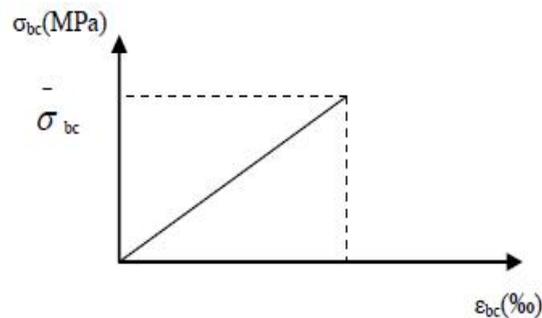
Dans notre cas on a  $f_{c28} = 25 \text{MPa}$  donc :

$$\tau_{Adm} = 3,33 \text{MPa} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{Adm} = 2,5 \text{MPa} \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

**c.2) Etat limite de service :**

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



**Fig. I.3 :** Diagramme des contraintes déformation du béton.

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

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

**d) Déformation longitudinale du béton:**

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$

✓ **Le module de déformation longitudinale instantané :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ , ( $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ) d'où :  $E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$ .

✓ **Le module de déformation longitudinale différé:**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij}, E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}.$$

Pour les vérifications courantes :  $j > 28$  jours on a :

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on a :  $E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$ ,  $E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$ .

**e) Déformation transversale de béton:**

$$G = E/2(V+1) \text{ (Module de glissement).}$$

Avec : E : module de Young ; v : Coefficient de poisson ;  $G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$ .

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson  $\nu$  par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

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

$$\nu = (d/d_0) / (L/L_0) = t/L$$

Avec:

**t**: déformation limite transversale.

**L**: déformation limite longitudinale.

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELS), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

### I.7.2.L'acier :

L'acier est un alliage de Fer et de Carbone en faible pourcentage. L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de 10 ‰).

#### I.7.2.1.Résistance caractéristique de l'acier :

##### a)Caractéristiques mécaniques :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité :  $f_e$

**Tableau I.1** :  $f_e$  en fonction du type d'acier.

type	Nuance	$f_e$ (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F <sub>e</sub> E22	215	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
	F <sub>e</sub> E24	235	
Barres HA Type 1 et 2	F <sub>e</sub> E40	400	Emploi courant.
	F <sub>e</sub> E50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F <sub>e</sub> TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F <sub>e</sub> TE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de F<sub>e</sub>E400 type 1.

Limite élastique :  $f_e=400\text{MPa}$ .

Contrainte admissible :  $\sigma_s=348\text{MPa}$ .

Coefficient de fissuration :  $\omega = 1.6$ .

Coefficient de sécurité :  $\gamma_s=1.15$ .

Module d'élasticité :  $E_s=2.1 \cdot 10^5 \text{MPa}$ . [BAEL 91](Art A.2.2.1).

### b) Contrainte limite :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre la contrainte et la déformation relative.

#### ✓ Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur la fig.I.4.

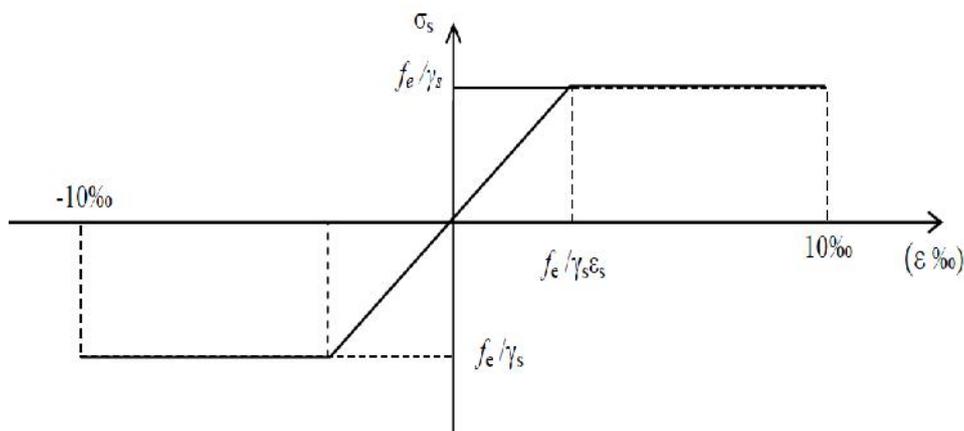


Fig. I.4 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s ; \epsilon_{es} = \sigma_s / E_s$$

Avec :  $E_s = 210\,000 \text{MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{Mpa}$ .  $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$  cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1,15$  cas de situations durable où transitoire.

#### ✓ Etat limite de service :

Nous avons pour cet état :

✓ Fissuration peu nuisible.

✓ Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{nf_{tj}})$ . [BAEL91](Art A.4.5.32)

✓ Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{nf_{tj}})$ . [BAEL91](Art A.4.5.32)

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  : pour les ronds lisses (RL), treillis soudés.

$\eta = 1,6$  : pour les armatures à haute adhérence (HA),  $\emptyset \geq 6 \text{mm}$ .

$\eta = 1.3$  : Pour les armatures à haute adhérence (HA),  $\emptyset < 6 \text{mm}$ .

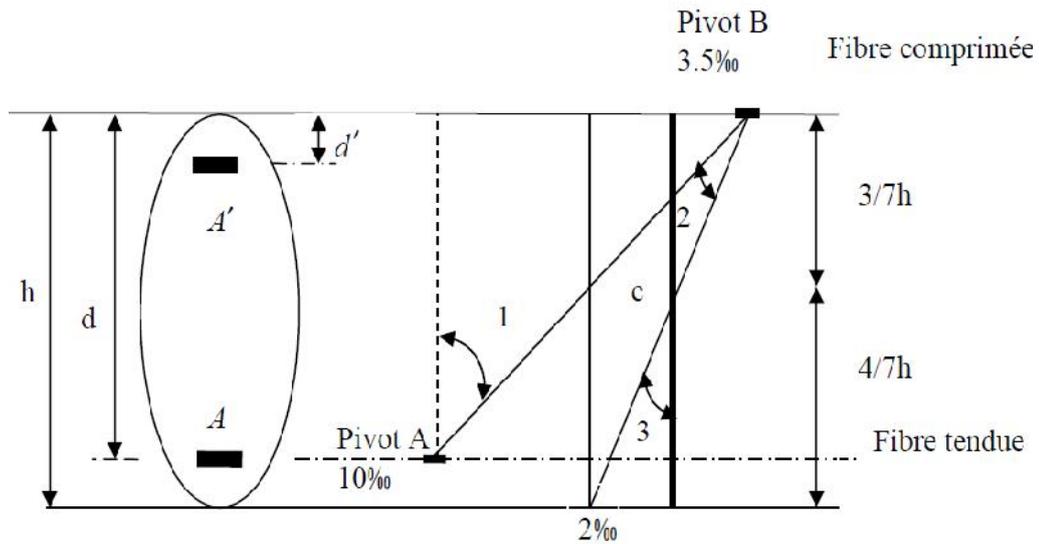
## I.8. Hypothèses de calcul : [CBA] (article A.4.3.2)

### I.8.1 Calcul aux états limites de services :

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

### I.8.2 Calcul aux états limites ultimes de résistance :

- ✓ Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ la résistance à la traction du béton est négligeable.
- ✓ L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- ✓ le raccourcissement ultime du béton est limité à 3.5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- ✓ La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :
  - Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.
  - Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
  - Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur totale  $h$  de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables du diagramme ci-dessous : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.



**Fig. I.5 :** Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

Tel que :

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28} = 25$  Mpa.
- ✓ La résistance à la traction  $f_{t28} = 2.1$  Mpa.
- ✓  $E_{vj} = 10721,40$  Mpa.
- ✓  $E_{ij} = 32164.20$  Mpa.

# Prédimensionnement des éléments

## Chapitre II

## II.1.Introduction :

Le prédimensionnement a pour objet le calcul du coffrage des sections en béton des différents éléments structuraux en utilisant les règlements **RPA 99** et **CBA 93**.

## II.2.Prédimensionnement des éléments secondaires :

### II.2.1.Les planchers :

#### A. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est adopté pour tous les étages. Il est constitué de :

- ✓ Corps creux : dont le rôle est le coffrage, isolation phonique et sonore, aucune fonction de résistance.
- ✓ Poutrelles : ce sont les éléments résistants du plancher. Elles servent à transmettre les charges aux poutres principales.
- ✓ Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6cm. Elle sert à répartir les charges et les surcharges sur les poutrelles.
- ✓ Treillis soudé : Il sert à armer la dalle de compression pour éviter sa fissuration et sa destruction.

#### A.1.Dimensionnement :

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation du CBA 93 suivant :

$$h_t \geq L_{\max}/22.5 \quad \text{[CBA93] (Article B.6.8.4.2.4)}$$

Avec :

$L_{\max}$ : Longueur maximale des poutrelles entre nus d'appuis.

$h_t$ : Hauteur totale du plancher.

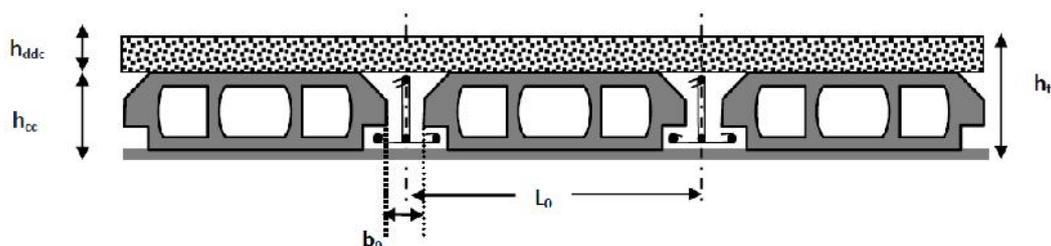
On suppose  $b=30$  cm la largeur de la poutre

$$L_{\max}=462-30=432\text{cm} \Rightarrow h_t \geq 432/22.5= 19.2\text{cm}$$

On adopte un plancher de hauteur  $h_t=h_{cc}+h_0=16+4=20\text{cm}$

$h_{cc}=16\text{cm}$  : Hauteur du corps creux.

$H_{ddc}=4$  cm: Hauteur de la dalle de compression.



**Fig. II.1** : Coupe d'un plancher à corps creux.

**A.2.Poutrelles :**

Les poutrelles sont des sections en T préfabriquées en béton armé ou coulées sur place. Elles sont destinées à transmettre les charges verticales aux poutres.

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

- Critère de la plus petite portée: les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Critère de continuité: les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis.

Pour ce qui est de notre structure, la disposition des poutrelles choisie satisfait le critère de continuité ainsi le critère de la plus petite portée.

On montre plus loin sur la figure III.2 (chapitre III), la disposition des poutrelles.

**➤ Dimensionnement des poutrelles :**

Elles se calculent comme une poutre continue de section en T.

Avec :  $h_0$  : hauteur de la dalle de compression ( $h_0 = 4$  cm).

$b_0$  : largeur de la nervure.

La valeur de  $b_0$  dépend de la hauteur totale du plancher, elle est prise entre :

$$(0.4 \div 0.6) h_t \implies 8 \text{ cm} \leq b_0 \leq 14.4 \text{ cm}$$

On prend  $b_0 = 10$  cm,  $b$  : largeur efficace de la dalle donnée par la formule :

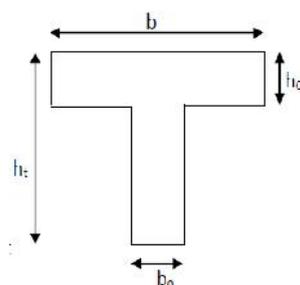
$$b = b_0 + 2 \cdot \min(L_x/2; L_y/10)$$

$L_x$  : distance entre nus des deux poutrelles ( $L_x = 65 - 10 = 55$  cm).

$L_y$  : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$L_y = 220 - 40 = 180 \text{ cm}$$

$b = 2 \cdot [\min(L_x/2; L_y/10)] + b_0 \implies b = 2 \cdot [\min(55/2; 180/10)] + 10 \implies b = 46 \text{ cm}$ , D'où la valeur de la table de compression est prise égale à :  $b = 46 \text{ cm}$ .



**Fig. II.2 :** Schéma représentant la section transversale d'une poutrelle.

**B. Planchers en dalle pleine :**

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de planchers dépend de deux critères :

➤ **Critère de résistance :**

$e \geq l_x/20$  → pour une dalle sur un seul ou deux appuis.

$l_x/35 \leq e \leq l_x/30$  → pour une dalle sur quatre appuis avec  $\lambda < 0.4$

$l_x/45 \leq e \leq l_x/40$  → pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec  $\lambda > 0.4$

➤ **Coupe - feu :**

$e \geq 7\text{cm}$  → pour une heure de coupe – feu.

$e \geq 11\text{cm}$  → pour deux heures de coupe – feu.

➤ **Isolation phonique :**

Dans notre cas les dalles pleines sont utilisées à l'intérieure  $e \geq 13\text{cm}$  (CBA93)

Notre projet comporte deux types de dalles pleines :

**A) Dalles sur 3 appuis :**

1)  $l_x/45 \leq e \leq l_x/40$  100/45  $\leq e \leq$  100/40 2.222cm  $\leq e \leq$  2.5cm

$$= l_x/l_y = 100/442 = 0.226 < 0.4$$

2)  $l_x/45 \leq e \leq l_x/40$  120/45  $\leq e \leq$  120/40 2.666cm  $\leq e \leq$  3cm

$$= l_x/l_y = 120/255 = 0.47 > 0.4$$

3)  $l_x/45 \leq e \leq l_x/40$  120/45  $\leq e \leq$  120/40 2.666cm  $\leq e \leq$  3cm

$$= l_x/l_y = 120/300 = 0.4 > 0.4$$

4)  $l_x/45 \leq e \leq l_x/40$  120/45  $\leq e \leq$  120/40 2.666cm  $\leq e \leq$  3cm

$$= l_x/l_y = 120/475 = 0.253 < 0.4$$

5)  $l_x/45 \leq e \leq l_x/40$  150/45  $\leq e \leq$  160/40 3.333cm  $\leq e \leq$  3.75cm

$$= l_x/l_y = 150/160 = 0.94 > 0.4$$

**Dalle sur 4 appuis :**

$l_x/45 \leq e \leq l_x/40$  140/45  $\leq e \leq$  140/40 3.11cm  $\leq e \leq$  3.5cm

$$= l_x/l_y = 140/150 = 0.93 > 0.4$$

On opte pour l'ensemble des dalles pleines l'épaisseur **e=14cm**.

**II.2.2. Les escaliers :**

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

Le choix de l'architecte s'est porté sur un escalier droit à deux volées parallèles, avec un palier intermédiaire pour les étages courants et RDC.

On détermine les dimensions de la montée, de giron (marche) et de la contre marche et l'épaisseur de la paillasse.

Pour assurer le confort des usagers il faut que la condition de **BLONDEL** soit vérifiée :

$$60 \leq g + 2h \leq 65 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

g: Giron de marche (largeur de la marche)  $27 \leq g \leq 30cm$

h : Hauteur de la contre marche  $16.5 \leq h \leq 17.5cm$

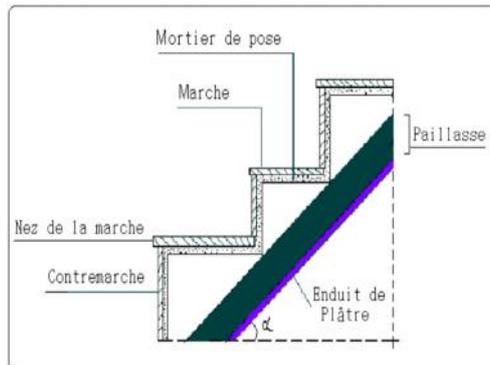
l : Emmarchement (longueur de la marche).

ep : Epaisseur de la paillasse.

H : Hauteur de la volée.

L: Longueur de la paillasse.

H : La hauteur d'étage.



**Fig. II.3 :** Coupe verticale de l'escalier.

**Paillasse :** la dalle horizontale inclinée sous les marches et qui sert de support à ces marches.

**Palier :** la dalle horizontale d'accès de repos ou d'arrivée.

**Volée :** Succession de marches entre deux paliers.

**Pente :** l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale.

L'escalier comporte **n** contre marches et **n-1** marches.

$$n * h = H \Rightarrow h = H/n \text{ Alors } g = L_0/n - 1$$

Si on pose  $2h + g = 64cm$ .....(2), on remplace h par son expression en fonction de n :

$$L_0/n - 1 + 2 * H/n = 64 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2H + L) * n + 2H = 0 \dots\dots\dots (3)$$

n est la solution d'équation (3).

➤ **Etude de la volée1 :**

$$L_0 = 300cm; H = 187cm; L_p = 103cm$$

$$AN: 64n^2 - 738n + 374 = 0 \Rightarrow n = 11$$

$$g = L_0/n - 1 = 300/11 - 1 = 30cm$$

$$h = H/n = 187/11 = 17cm$$

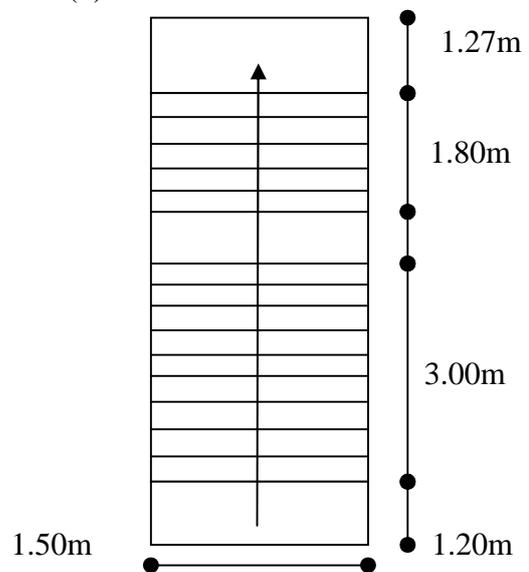
Donc on prend **h = 17cm ; g = 30cm**

➤ **Etude de la volée2 :**

$$L_0 = 180cm; H = 119cm; L_p = 127cm$$

$$AN: 64n^2 - 482n + 238 = 0 \Rightarrow n = 7$$

$$g = L_0/n - 1 = 180/6 = 30cm$$



**Fig. II.4:** Vue en plan de l'escalier.

$h = H/n = 119/7 = 17\text{cm}$

Donc on prend  $h = 17\text{cm}$  ;  $g = 30\text{cm}$

➤ **L'épaisseur de la pailasse:**

La détermination de l'épaisseur de la pailasse est faite en l'assimilant à une poutre simplement appuyée.  $L/30 \text{ ep } L/20 \Rightarrow L=L_v$

**volée1 :**

$L_v = [(3)^2 + (1.87)^2]^{1/2} = 3.535\text{m} \Rightarrow L = 3.535\text{m}$

$3.535/30 \text{ ep } 3.535/20 \Rightarrow 11.78\text{cm} \text{ ep } 17.67\text{cm}$  Soit  $ep = 15\text{cm}$

$\text{tg}(\alpha) = 1.87/3 \Rightarrow \alpha = 31.94^\circ$  ;  $L = (L_0/\cos \alpha) = 353.5\text{cm}$

$60 \text{ g} + 2h \text{ } 65\text{cm} \Rightarrow 60 \text{ } 30 + 2 \cdot 17 \text{ } 65 \Rightarrow 60 \text{ } 64 \text{ } 65\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Les dimensions sont reportées dans le Tableau suivant:

**Tableau II.1 :** Dimension de volée1 de l'escalier.

<b>L<sub>0</sub> (cm)</b>	<b>H (cm)</b>	<b>n</b>	<b>h (cm)</b>	<b>g (cm)</b>	<b>(°)</b>	<b>L (cm)</b>	<b>E<sub>p</sub> (cm)</b>
300	187	11	17	30	31.94	353.5	15

**Volée2 :**

$L_v = [(1.8)^2 + (1.19)^2]^{1/2} = 2.16\text{m} \Rightarrow L = 2.16\text{m}$

$2.16/30 \text{ ep } 2.16/20 \Rightarrow 7.2\text{cm} \text{ ep } 10.8\text{cm}$  Soit  $ep = 15\text{cm}$

$\text{tg}(\alpha) = 1.19/1.8 \Rightarrow \alpha = 33.42^\circ$  ;  $L = (L_0/\cos \alpha) = 216\text{cm}$

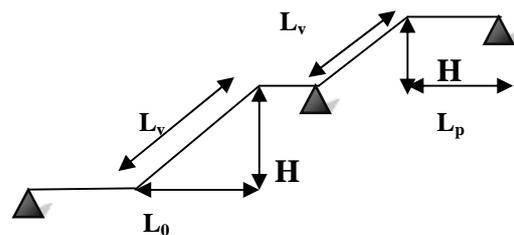
$60 \text{ g} + 2h \text{ } 65\text{cm} \Rightarrow 60 \text{ } 30 + 2 \cdot 17 \text{ } 65 \Rightarrow 60 \text{ } 64 \text{ } 65\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

les dimensions sont reportées dans le Tableau suivant:

**Tableau II.2 :** Dimension de volée2 de l'escalier.

<b>L<sub>0</sub> (cm)</b>	<b>H (cm)</b>	<b>n</b>	<b>h (cm)</b>	<b>g (cm)</b>	<b>(°)</b>	<b>L (cm)</b>	<b>E<sub>p</sub> (cm)</b>
180	119	7	17	30	33.42	216	10

Donc l'épaisseur de l'escalier est :  $E_p = 15\text{cm}$



**Fig. II.5:** Schéma statique de l'escalier.

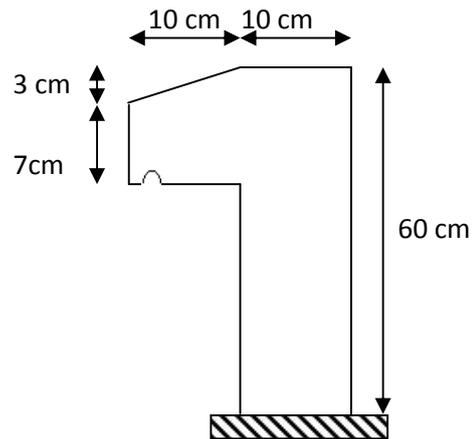
**II.2.3.L'acrotère :**

L'acrotère est un élément structural contournant Le bâtiment au niveau du plancher terrasse.

Il est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Étant donné que la terrasse est inaccessible.  $h = 60\text{cm}$

$$S = 0.6 * 0.1 + 0.07 * 0.1 + (0.03 * 0.1) / 2 = 0.0685\text{m}^2$$



**Fig. II.6 :** Dimensionnement de l'acrotère.

**II.3.Prédimensionnement des éléments principaux :****II.3.1.Les poutres :**

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux.

Le Prédimensionnement se fera selon le **BAEL91** et les vérifications selon le **RPA99/V2003**.

**A. Les poutres principales :**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

Selon BAEL91  $L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10$  (condition de flèche)

$$0,3 h < b < 0,8 h$$

$L_{\max}$  : travée maximale de la poutre (est prise entre nus d'appuis).

$h$  : Hauteur de la poutre.

$b$  : Largeur de la poutre.

$$L_{\max} = 531 - 40 = 491\text{cm} \implies 32.73\text{cm} \leq h \leq 49.1\text{cm}$$

$$\text{On prend } h = 45\text{cm} \implies 0.3 * 45 = 13.5\text{cm} < b < 0.8 * 45 = 36\text{cm}$$

Soit :  $h = 45\text{cm}$  et  $b = 30\text{cm}$

- **Vérifications :** selon les recommandations du RPA 99(version 2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 20\text{cm} \\ h = 30\text{cm} \\ h/b = 4.00 \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \text{ vérifiée} \\ h = 45\text{cm} \text{ vérifiée} \\ h/b = 1.5 \text{ vérifiée.} \end{array} \right. \quad \text{[RPA 99] (Article 7.5.1)}$$

**B. Les poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10$$

$L_{\max}$  : portée libre maximale entre deux poutres principales.

$$L_{\max} = 462 - 40 = 422 \text{ cm} \implies 28.13 \text{ m} \quad h = 42.2 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } h = 40 \text{ cm} \implies 0.3 * 40 = 12 \text{ cm} < b < 0.8 * 40 = 32 \text{ cm}$$

Soit :  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

➤ **Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99 (version 2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 20 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \\ h/b = 4.00 \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm vérifiée} \\ h = 40 \text{ cm vérifiée} \\ h/b = 1.33 \text{ vérifiée} \end{array} \right. \quad \text{[RPA99] (Article 7.5.1)}$$

Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

- **Poutres principales :  $b \times h = (30, 45) \text{ cm}^2$**
- **Poutres secondaires :  $b \times h = (30, 40) \text{ cm}^2$**

### II.3.2. Les voiles :

Le prédimensionnement des murs en béton armé est justifié par (**l'article 7.7.1 du RPA99**) ces murs servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

➤ **Définition :**

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, En plus des efforts horizontaux les charges verticales grâce à leurs rigidités importantes. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (xx et yy). Un voile fonctionne comme une console encadrée à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont un comportement différent :

- Voiles élancés ( $h/l > 1.5$ )
- Voiles courts ( $h/l < 1.5$ )

Un voile est sollicité en flexion composée avec effort tranchant, on peut citer les principaux modes de ruptures dans un voile élancé causés par ses sollicitations :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et les conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$e \geq 15\text{cm} \dots \dots \dots (1).$$

$$e \geq h_e/20 \dots \dots \dots (2).$$

$$L \geq 4e \dots \dots \dots (3).$$

$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

$E$  : Epaisseur du voile.

$L$  : Longueur du voile.

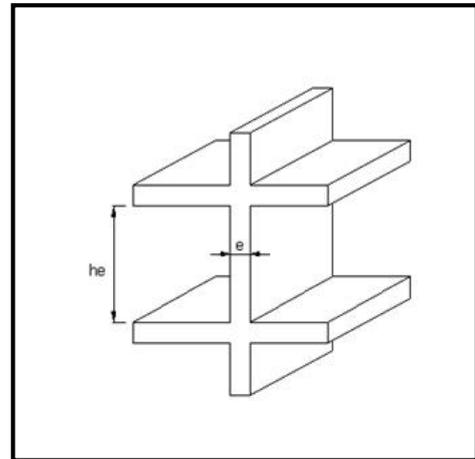
Pour RDC et pour tous les étages :

$$e \geq 266/20 = 13.3\text{cm}.$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

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

$$L \geq 4 \times 20 \text{ on prend } L = 80\text{cm}$$



**Fig. II.7** : Coupe du voile en élévation.

### II.3.3. Les poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4, 1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

Les exigences de RPA en zone IIa

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b,h)} \geq 25\text{cm} \\ \text{Min (b,h)} \geq h_e/20\text{cm} \\ 0.25 < b/h < 4 \end{array} \right. \quad \text{[RPA99] (Article 7.4.1)}$$

On fixera les dimensions des Poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA citées ci-dessus.

On adopte au préalable la section des poteaux comme suit :

Pour les poteaux : R.D.C, 1<sup>er</sup> étage :  $(b,h) = (50,50) \text{ cm}^2$ .

2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup> étage:  $(b,h) = (45, 45) \text{ cm}^2$ .

4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup> étage:  $(b,h) = (40,40) \text{ cm}^2$ .

6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup> étage:  $(b,h) = (35,35) \text{ cm}^2$ .

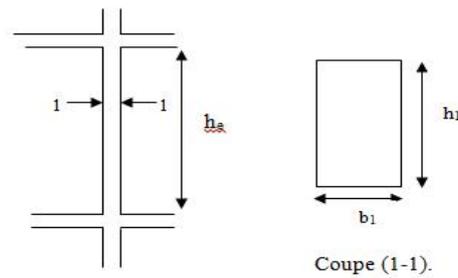


Fig. II.8 : Hauteur libre d'étage.

## II.4. Evaluation des charges et surcharges :

### II.4.1. Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
(1) Gravillon de protection	0.05	1.00
(2) Etanchéité multicouche	0.02	0.12
(3) forme de pente	0.10	2.20
(4) Isolation thermique	0.04	0.016
(5) plancher a corps creux (16+4) cm	0.20	2.85
(6) Enduit de ciment	0.02	0.36

La charge permanente totale est :  $G=6.546\text{KN/m}^2$

La charge d'exploitation dans le cas d'une terrasse inaccessible est :  $Q=1\text{KN/m}^2$

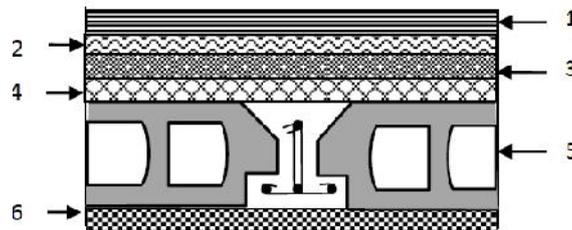


Fig. II.9 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.

### II.4.2. Plancher étage courant à usage d'habitation :

Tableau II.4 : Evaluation des charges du plancher étage courant.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN /m <sup>2</sup> )
(1) Revêtement carrelage	0.02	0.40
(2) Mortier de pose	0.02	0.40
(3) Lit de sable	0.03	0.54
(4) Plancher corps creux (16+4)	0.20	2.85
(5) Enduit de ciment	0.02	0.36
(6) Cloison de séparation	0.10	0.90

La charge permanente est :  $G=5.45\text{KN/m}^2$

La charge d'exploitation dans le cas d'un étage courant est :  $Q= 1.5\text{KN/m}^2$

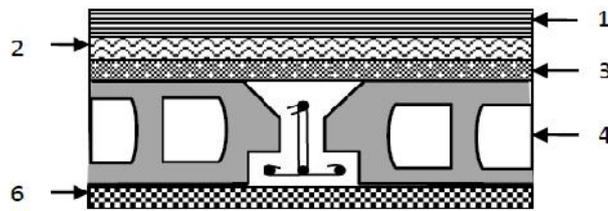


Fig. II.10 : Coupe transversale d'un plancher étage courant.

#### II.4.3. Dalles pleines :

Tableau II.5 : Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
(1) Revêtement en Carrelage	0.02	0.44
(2) Mortier de pose	0.02	0.40
(3) Lit de Sable fin	0.02	0.36
(4) Dalle pleine (14 cm)	0.14	3.50
(5) Enduit de ciment	0.015	0.27

La charge permanente est :  $G_{dalle}=4.97\text{KN/m}^2$

La charge d'exploitation dans le cas d'un étage courant est :  $Q=1.5\text{KN/m}^2$  [DTR] (art VI.7.2.1)

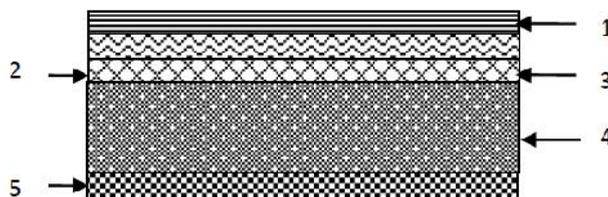


Fig. II.11 : Coupe transversale d'un plancher de la dalle pleine.

#### II.4.4. Murs extérieurs et intérieurs:

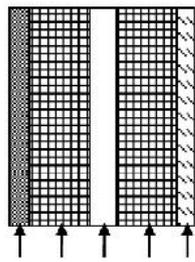
Les murs extérieurs : ce sont des murs en double parois en briques creuses cloisons séparés par une lame d'air.

Les murs intérieurs : ce sont des murs à une paroi en brique creuse.

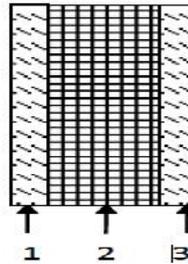
Tableau II.6 : Evaluation des charges dues aux murs extérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
(1) Enduit en ciment	0.015	0,27
(2) Briques creuses	0.15	1.35
(3) Lamme d'air	0.05	0,00
(4) Briques creuses	0.10	0.90
(5) Enduit de plâtre	0.015	0,15

La charge permanente totale qu'on a est :  $G_{mur}=2.67\text{KN/m}^2$



Murs extérieurs.



Murs intérieurs.

**II.4.5. Les escaliers :**

**Tableau II.7 :** Evaluation des charges sur les escaliers.

Désignation des éléments	palier (KN/m <sup>2</sup> )	paillasse (KN/m <sup>2</sup> )
Poids de la dalle	$25*0.15=3.75$	$25*0.15/\cos(31.92)=4.42$
Poids des marches	0.00	$22*0.17/2=1.870$
Mortier de pose vertical	0.00	$20*0.02*0.17/0.3=0.226$
Mortier de pose horizontal	$20*0.02=0.40$	$20*0.02=0.40$
Carrelage de pose horizontal	$22*0.02=0.44$	$22*0.02=0.44$
Carrelage vertical	0.00	$22*0.02*0.17/3=0.249$
Enduit en plâtre	$0.015*18=0.27$	$18*0.015/\cos(31.92)=0.318$

$G_{palier}=4.86\text{KN/m}^2$  ;  $G_{paillasse}=7.932 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q_{escalier}=2.5 \text{ KN/m}^2$

**II.5. Descente de charges :**

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutres, poteaux, voiles), appelée surface d'influence.

❖ **La loi de dégression des charges d'exploitation :**

Soit  $Q_0$  la surcharge 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.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

**1er cas :** pour  $n < 5$

- Sous la terrasse : ..... $Q_0$ .
- Sous le dernier étage : ..... $Q_0+Q_1$ .
- Sous l'étage immédiatement supérieure : ..... $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$ .

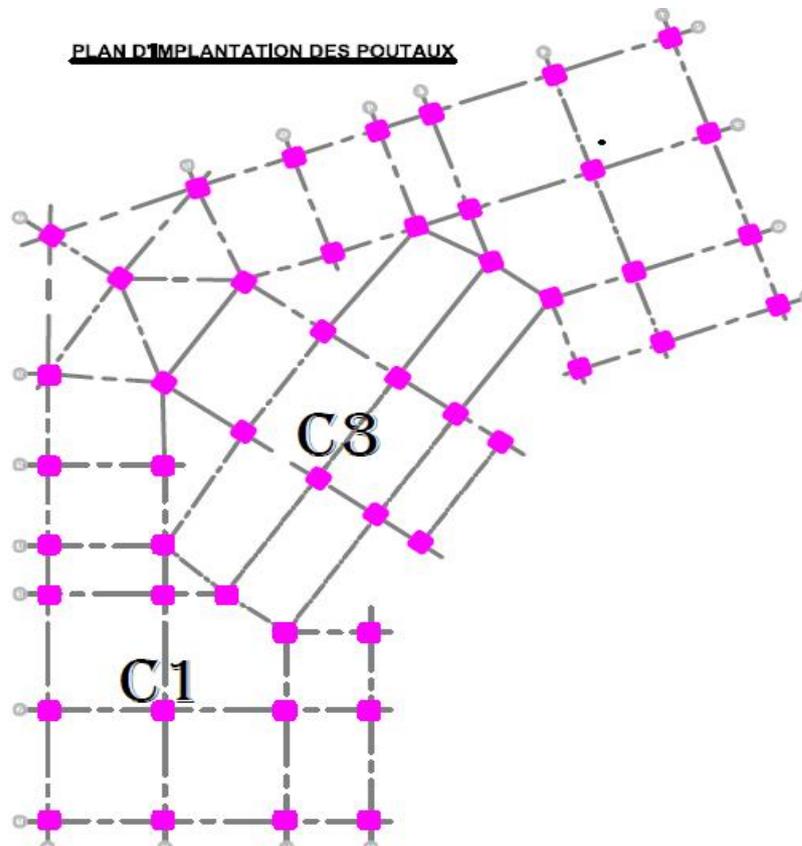
- Sous l'étage immédiatement supérieure : ..... $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$ .
- Pour n 5 : ..... $Q_0+ (3+n/2*n)*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+.....+Q_n)$ .

### 2eme cas :

Lorsque la charge d'exploitation de référence est la même pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

- Sous la terrasse : ..... $Q_0$ .
- Sous le dernier étage : ..... $Q_0+Q_1$ .
- Sous l'étage immédiatement supérieure : ..... $Q_0+Q+0.9Q$ .
- Sous l'étage immédiatement supérieure : ..... $Q_0+Q+0.9Q+0.8Q$ .

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à 0.5Q valeur conservé pour les étages inférieurs suivants. Dans notre étude la situation adéquate correspond au 1<sup>er</sup> cas.



**Fig. II.12 :** Plan d'implantation des poteaux.

- **Calcul des charges revenantes au poteau (C-1) :**
  - A. La surface afférente pour la charge permanente:**

- **La surface totale :**

$$S=3.7*4.125=15.46m^2$$

- ✓ **Plancher étage courant et terrasse inaccessible :**

$$S'=S- S_{pp}- S_{ps}$$

$$S_{pp} + S_{ps} = [(3.75 - 0.3) + (4.125 - 0.3)] * 0.3 = 2.18 \text{ m}^2$$

$$S' = 15.46 - 2.18 = 13.28 \text{ m}^2$$

**B. La surface afférente pour les charges d'exploitations :**

- ✓ **Plancher terrasse inaccessible:**  $S = 13.28 \text{ m}^2$
- ✓ **Plancher d'étages d'habitations:**  $S = 13.28 \text{ m}^2$

**Les charges :**

- ✓ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 6.546 \text{ KN/m}^2; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 6.546 * 13.28 = 86.93 \text{ KN}$$

$$Q = 1 * 13.28 = 13.28 \text{ KN}$$

- ✓ **Plancher d'étages d'habitations:**

$$G = 5.45 \text{ KN/m}^2; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 5.45 * 13.28 = 72.376 \text{ KN}; Q = 1.5 * 13.28 = 19.92 \text{ KN}$$

- ✓ **Les poutres :**

$$G_{pp} = 25 * 0.3 * 0.45 * (3.75 - 0.3) = 11.644 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 * 0.3 * 0.4 * (4.125 - 0.3) = 11.475 \text{ KN}$$

➤ **Poids des poteaux :**

$$\text{RDC et 1}^{\text{er}} \text{ étage : } G_{\text{PRDC}} = G_{1^{\text{er}}} = 25 * 0.50 * 0.50 * 3.06 = 19.12 \text{ KN}$$

$$2^{\text{eme}} \text{ et } 3^{\text{eme}} \text{ étage : } G_{2^{\text{eme}}} = G_{3^{\text{eme}}} = 25 * 0.45 * 0.45 * 3.06 = 15.49 \text{ KN}$$

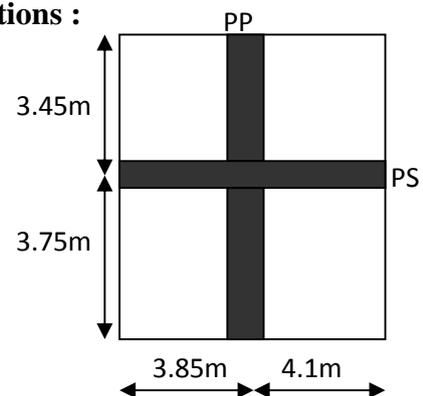
$$4^{\text{eme}} \text{ et } 5^{\text{eme}} \text{ étage : } G_{4^{\text{eme}}} = G_{5^{\text{eme}}} = 25 * 0.40 * 0.40 * 3.06 = 12.24 \text{ KN}$$

$$6^{\text{eme}} \text{ et } 7^{\text{eme}} \text{ étage : } G_{6^{\text{eme}}} \text{ et } G_{7^{\text{eme}}} = 25 * 0.35 * 0.35 * 3.06 = 9.37 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente des charges sous Q pour le poteau C-3 sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau II.8:** Calcul de la descente de charge sous Q de poteau C1.

Nature	Q(KN/m <sup>2</sup> )	Surface afférente (m <sup>2</sup> )	Q(KN)	Q cumulée
Terrasse inaccessible	1	13.28	13.28	13.28
Etage 1	1.5	13.28	19.92	33.2
Etage 2	1.5	13.28	19.92	53.12
Etage 3	1.5	13.28	19.92	73.04
Etage 4	1.5	13.28	19.92	92.97
Etage 5	1.5	13.28	19.92	112.89
Etage 6	1.5	13.28	19.92	132.81
Etage 7	1.5	13.28	19.92	152.73



**Fig. II.13 :** surface afférente du poteau C1.

Les résultats de la descente des charges pour le poteau C-1 sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau II.9:** Calcul de la descente de charge de poteau C1.

Niveau	Eléments	Charges permanentes (KN)	Surcharges (KN)
N1	Plancher T- inaccessible Poteau (35*35) Poutre principale Poutre secondaire	86.93 9.371 11.644 11.475 119.42	13.28
N2	G venant de N1 Poteau (35*35) Plancher courant Poutres	119.42 9.371 72.376 11.475+11.644=23.119 223.458	33.2
N3	G venant de N2 Poteau (40*40) Plancher courant Poutres	223.458 12.24 72.376 23.119 331.193	53.12
N4	G venant de N3 Poteau (40*40) Plancher courant Poutres	331.193 12.24 72.376 23.119 438.928	73.04
N5	G venant de N4 Poteau (45*45) Plancher courant Poutres	438.928 15.49 72.376 23.119 549.913	92.97
N6	G venant de N5 Poteau (45*45) Plancher courant Poutres	549.913 15.49 72.376 23.119 660.898	112.89
N7	G venant de N6 Poteau (50*50) Plancher courant Poutres	660.898 19.12 72.376 23.119 775.513	132.81
N8	G venant de N7 Poteau (50*50) Plancher courant Poutres	775.513 19.12 72.376 23.119 890.128	152.73

➤ **Calcul des charges revenant au poteau (C-3) :**

**A) La surface afférente pour la charge permanente:**

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

✓ **La surface totale :**

$$S=4.695*2.985=14.014\text{m}^2$$

$$S'=S- S_{pp}- S_{ps}$$

$$S_{pp}+S_{ps}= [(2.735-0.15) + (2.985-0.3)]*0.3=1.581\text{m}^2$$

$$S'=14.014-1.581=12.433\text{m}^2$$

➤ **Plancher étage courant :**

✓ **La surface totale :**

$$S=2.435*2.985=7.268\text{m}^2$$

$$S'=S- S_{pp}- S_{ps}$$

$$S_{pp}+S_{ps}= [(2.735-0.15) + (2.985-0.3)]*0.3=1.491\text{m}^2$$

$$S'=7.268-1.491=5.777\text{m}^2$$

**B) La surface afférente pour les charges d'exploitations :**

✓ **Plancher terrasse inaccessible:**  $S=12.523\text{m}^2$

✓ **Plancher d'étages d'habitations:**  $S=5.777\text{m}^2$

➤ **Les charges :**

✓ **Plancher terrasse inaccessible:**

$$G=6.546\text{KN/m}^2; Q=1\text{KN/m}^2$$

$$G=6.546*12.433=81.386\text{KN} ; Q=1*12.433= 12.433\text{KN}$$

✓ **Plancher d'étages d'habitations:**

$$G=5.45\text{KN/m}^2; Q=1.5\text{KN/m}^2$$

$$G=5.45*5.777=31.48\text{KN} ; Q=1.5*5.777=8.665\text{KN}$$

✓ **Les poutres :**

$$G_{pp}=25*0.3*0.45*(4.695-0.3)=14.83\text{KN}$$

$$G_{ps}=25*0.3*0.4*(2.985-0.3)=8.055\text{KN}$$

✓ **Escalier :**

$$\text{Poids de la volée : } G = 7.932 \text{ KN/m}^2 ; Q_{\text{esc}}=2.5\text{KN/m}^2$$

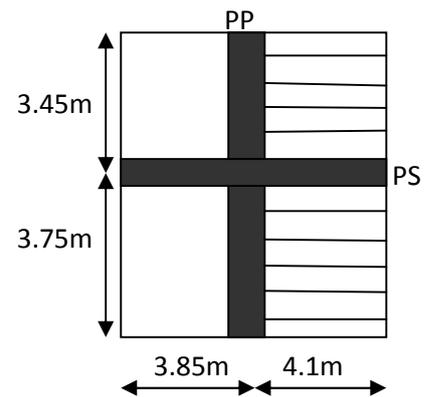
$$S= 1.5*2.685=4.027\text{m}^2$$

$$G=4.027*7.932=31.94\text{KN} ; Q=4.027*2.5=10.067\text{KN}$$

➤ **Poids des poteaux :**

$$\text{RDC et 1}^{\text{er}} \text{ étage : } G_{\text{PRDC}}=G1^{\text{er}}=25*0.50*0.50*3.06=19.12\text{KN}$$

$$\text{2}^{\text{eme}} \text{ et 3}^{\text{eme}} \text{ étage: } G^{2\text{eme}}=G^{3\text{eme}}=25*0.45*0.45*3.06=15.49\text{KN}$$



**Fig. II.14:** Surface afférente du poteau c3.

$$4^{\text{eme}} \text{ et } 5^{\text{eme}} \text{ étage: } G^{4\text{eme}} = G^{5\text{eme}} = 25 * 0.40 * 0.40 * 3.06 = 12.24 \text{ kN}$$

$$6^{\text{eme}} \text{ et } 7^{\text{eme}} \text{ étage: } G^{6\text{eme}} \text{ et } G^{7\text{eme}} = 25 * 0.35 * 0.35 * 3.06 = 9.371 \text{ kN}$$

**Tableau II.10:** Calcul de la descente de charge sous Q du poteau C3.

Nature	Q (kN/m <sup>2</sup> )	Surface afférente (m <sup>2</sup> )	Q escalier (kN/m <sup>2</sup> )	Surface afférente D'escalier (kN/m <sup>2</sup> )	Q cumulée (kN)
Terrasse inaccessible	1	12.433	/	/	12.523
Etage 1	1.5	5.777	2.5	4.027	31.256
Etage 2	1.5	5.777	2.5	4.027	49.989
Etage 3	1.5	5.777	2.5	4.027	68.722
Etage 4	1.5	5.777	2.5	4.027	87.455
Etage 5	1.5	5.777	2.5	4.027	106.188
Etage 6	1.5	5.777	2.5	4.027	124.921
Etage 7	1.5	5.777	2.5	4.027	143.654

Les résultats de la descente des charges sous Q pour le poteau D-3 sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau II.11:** Calcul de la descente de charge de poteau C3.

Niveau	Eléments	Charges permanentes (KN)	Surcharges (KN)
N1	Plancher T- inaccessible Poteau (35*35) Poutre principale Poutre secondaire	81.386 9.37 14.83 8.055 113.641	12.523
N2	G venant de N1 Poteau (35*35) Plancher courant Poutres Escalier	113.641 9.37 31.48 22.885 31.94 209.316	31.256
N3	G venant de N2 Poteau (40*40) Plancher courant Poutres Escalier	209.316 12.24 31.48 22.885 31.94 307.861	49.989
N4	G venant de N3 Poteau (40*40) Plancher courant Poutres	307.861 12.24 31.48 22.885	68.722

	Escalier	31.94 406.406	
N5	G venant de N4 Poteau (45*45) Plancher courant Poutres Escalier	406.406 15.49 31.48 22.885 31.94 508.201	87.455
N6	G venant de N5 Poteau (45*45) Plancher courant Poutres Escalier	508.201 15.49 31.48 22.885 31.94 609.996	106.188
N7	G venant de N6 Poteau (50*50) Plancher courant Poutres Escalier	609.996 19.12 31.48 22.885 31.94 715.421	124.921
N8	G venant de N7 Poteau (50*50) Plancher courant Poutres Escalier	715.421 13.77 31.48 22.885 31.94 815.496	143.654

➤ **Vérification :**

Selon le BAEL (art B.8.1, 1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10%, telle que :  $N_u^* = 1.1 (1.35G + 1.5Q)$ .

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 890.128 + 1.5 * 152.73 = 1430.768 \text{ KN}$$

Après majoration on trouve à la base  $N_u^* = 1573.844 \text{ KN}$

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99/2003.

➤ **Critère de résistance :**

$$\frac{N_u}{B} \leq \bar{f}_{bc} \text{ tel que : } \bar{f}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{N_u}{\bar{f}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{1573.844}{14.2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0.111 \text{ m}^2$$

A la base  $B = 0.50 * 0.50 = 0.25 \text{ m}^2 \rightarrow c'$  est vérifiée.

**Tableau II.12:** Vérification du critère de résistance.

Niveaux	Nu (MN)	B (m <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> /B (MPa)	N <sub>u</sub> /B $\bar{m}_{bc}=14.2$
RDC et 1 <sup>ère</sup>	1.57384	0.25	6.295	vérifiée
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	1.16770	0.2025	5.766	vérifiée
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	0.77232	0.16	4.827	vérifiée
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	0.38661	0.1225	3.156	vérifiée

➤ **Critère de stabilité de forme**

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement).

$$N_u \leq \bar{N}_u = r * \left[ \frac{B r * f_{c28}}{0.9 * \chi_b} + \frac{A_s * f_e}{\chi_s} \right] \dots\dots [\text{BAEL91}] (\text{Art B.8.4, 1})$$

Avec :

$B_r$  : section réduite du béton [ $B_r = (a-2)*(b-2)$ ].

$\chi_b = 1.5$  : Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\chi_s = 1.15$  coefficient de sécurité de l'acier.

$r$  : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement } .

$$\left\{ \begin{array}{ll} r = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ r = 0.6 \times \left( \frac{50}{\lambda} \right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  avec  $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$  (rayon de giration)

Cas d'une section rectangulaire :  $I = \frac{b \times h^3}{12}$  (section rectangulaire)

$l_f$ : longueur de flambement

$l_f = 0.7 l_0$  (BAEL91 art B.8.3, 31)

$l_0 = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m}$

$l_f = 0.7 * 2.61 = 1.827 \text{ m}$

$$\lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{h} = 1.827 * \frac{\sqrt{12}}{0.50} \Rightarrow \lambda = 12.658$$

$$=12.658 < 50 \Rightarrow = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0.674$$

D'après le BAEL91 :  $A_s = 1\% B_r$

L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%.

D'après l'expression donnée dans le [BAEL91] (art B.8.4.1) :

$$\Rightarrow B_r = \frac{1.1 * Nu}{r \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 * \chi_b} + \frac{fe}{100 * \chi_s} \right]}$$

$$\text{A.N: } B_r = \frac{1.1 * 1430.768 * 10^{-3}}{0.674 \left[ \frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{400}{100 * 1.15} \right]} = 0.1075 m^2$$

$$B_r = (a - 0.02) (b - 0.02) = (0.50 - 0.02) * (0.50 - 0.02) \Rightarrow B_r = 0.2304 m^2 > 0.1075 m^2$$

Donc pas de risqué de flambement du poteau.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire en zone (IIa) les conditions suivantes :

- min (h, b) 25 cm ..... Vérifiée
- min (h, b)  $h_e/20$  ..... Vérifiée
- $1/4 b/h$  4. .... Vérifiée

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.13:** Résultat de vérification au flambement.

Poteaux	$L_0$ (m)	$l_f$ (m)			$N_u$ (KN)	$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$B_r$ calculé (m <sup>2</sup> )	Condition
RDC et 1 <sup>er</sup> (50×50)	2.61	1.827	12.658	0.674	1593.845	0.1075	0.2304	vérifiée
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> (45×45)	2.61	1.827	14.064	0.823	1167.702	0.0645	0.1849	vérifiée
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> (40×40)	2.61	1.827	15.822	0.803	772.324	0.0437	0.1444	vérifiée
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> (35×35)	2.61	1.827	18.083	0.807	386.615	0.0218	0.1089	vérifiée

➤ **Pré-vérification de l'effort normal réduit :**

Selon le RPA99/2003 (Art 7.4.3.1) l'effort normal de compression de calcul doit satisfaire la condition suivante :

$$\epsilon = \frac{1.1 * N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3$$

$N_d$  : effort normal réduit (avec majoration).

$B_c$  : section brute du béton.

$$N_d = 1.1 * 1430.768 = 1573.84 \text{ KN} ; B_c = 0.25 \text{ m}^2$$

$$\epsilon = \frac{1573.84 * 10^{-3}}{0.25 * 25} = 0.252 \leq 0.3 \rightarrow \text{vérifier}$$

## II.6. Conclusion :

Le prédimensionnement se fait dans le but d'avoir une estimation des dimensions des éléments structuraux et non structuraux tout en satisfaisant les exigences des différents règlements en vigueur.

Ainsi ; nous avons procédé au pré dimensionnement des poutres en satisfaisant le critère de flèche ainsi que les minimums du RPA. Les dimensions des poutres ont alors été fixées à :

☀ Poutres principales :  $(h \times b) = (45 \times 30) \text{ cm}^2$

☀ Poutres secondaires :  $(h \times b) = (40 \times 30) \text{ cm}^2$

Le prédimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du [BAEL91] (Art B.8.4, 1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA. Les dimensions des poteaux ont alors été fixées à :

☀ Poteaux du RDC et 1<sup>er</sup> étage :  $(h \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$

☀ Poteaux des étages 2 et 3 :  $(h \times b) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$

☀ Poteaux des étages 4 et 5 :  $(h \times b) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$

☀ Poteaux des étages 6 et 7 :  $(h \times b) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

Le prédimensionnement des voiles doit répondre aux conditions du [RPA99] (art 7.7.1) :

☀ Donc Les dimensions des voiles :  $a = 20 \text{ cm}$  et  $L = 80 \text{ cm}$

# Etude des éléments secondaires

## Chapitre III

### III.1. Introduction:

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, donc l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

### III.2. Etude des planchers :

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ Transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- ✓ plancher à corps creux.
- ✓ Plancher à dalle pleine.
- ✓ Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...). Il est constitué de corps creux qui ne sont que des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant du plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression.

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

#### III.2.1. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis, suivant deux critères :

- ✓ Le critère de la continuité (là où il y a plus d'appuis).
- ✓ Le critère de la plus petite portée afin de la diminuer la flèche.

##### III.2.1.1. Pré dimensionnement :

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux :

$$h = (16+4) \text{ cm}$$

#### A. Détermination de la largeur de la table de compression :

$h$  : Hauteur du plancher = 20 cm ;

$b$  : Largeur de la table de compression ;

$l_x$  : Distance entre nus de deux poutrelles ;

$l_y$  : Distance minimale entre nus des poutres perpendiculaire à  $l_x$ .

$$b_0 = (0.4 ; 0.6) * h = (8 ; 12) \text{ cm ; Soit : } b_0 = 10 \text{ cm}$$

$b_1 = \min(l_x/2 ; l_y/10) = \min(55/2 ; 220/10)$   
 $\Rightarrow b_1 = \min(27.5 ; 18) ; \text{ Soit : } b_1 = 18\text{cm}$   
 $b = 2*b_1 + b_0 = 2*18 + 10 = 46\text{cm} ; \text{ soit } b = 46\text{cm}$

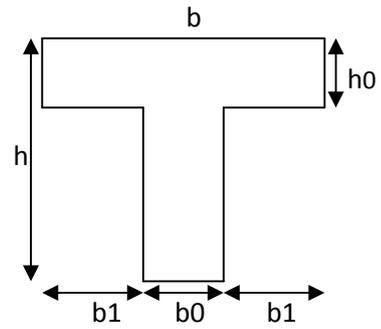


Fig. III.1: Section transversale d'une poutrelle.

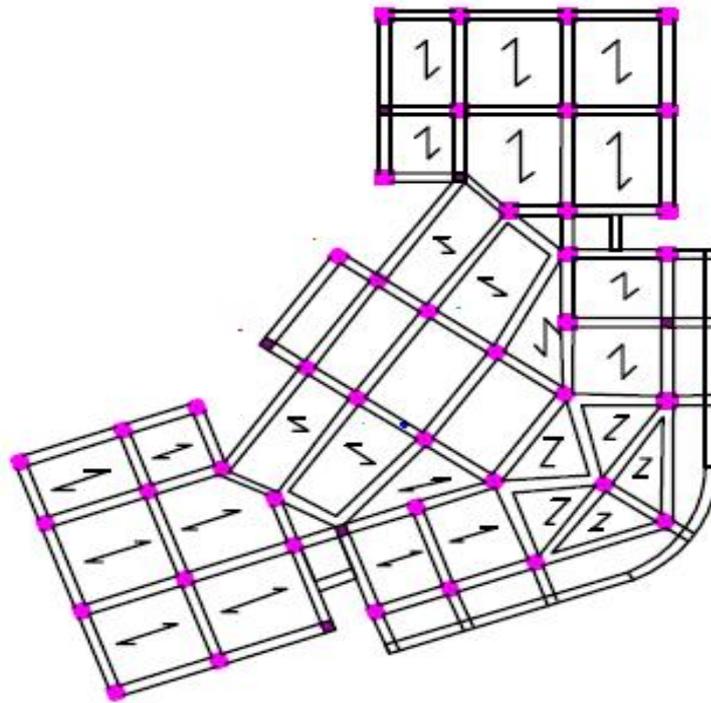


Fig. III.2 : Disposition des poutrelles.

**B. Les différents types de poutrelles :** On a 8 types de poutrelles :

**Tableau III.1 :** Les types des poutrelles.

Types	Schéma statique
Type 1	
Type 2	

Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	
Type 7	
Type 8	

**III.2.1.2. Calcul des sollicitations :**

À l'ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$$p_u = I_0 * q_u = 0.65 * q_u$$

À l'ELS :  $q_s = G + Q$

$$p_u = 0.65 * q_u$$

**Tableau III.2 :** Charges et surcharges d'exploitation.

Nature	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	L'ELU		L'ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
<b>Terrasse inaccessible</b>	6.546	1	10.337	6.719	7.546	4.905
<b>Etages courants</b>	5.45	1.5	9.607	6.244	6.95	4.517

**III.2.1.3. Calcul des moments et des efforts tranchants:**

❖ **Méthodes de calcul des poutrelles:**

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

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.

**A) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :****1. Domaine d'application (B.6.210) :**

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si ces quatre conditions sont vérifiées :

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

**2. Application de la méthode :****➤ Définition des grandeurs :**

$= Q/Q+G$  : Le rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeurs pondérées.

$M_0$  : Moment isostatique (la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence).

$M_d$  : Moment sur l'appui de droite.

$M_g$  : Moment sur l'appui de gauche.

$M_t$  : Moment en travée.

**❖ Valeurs des moments :**

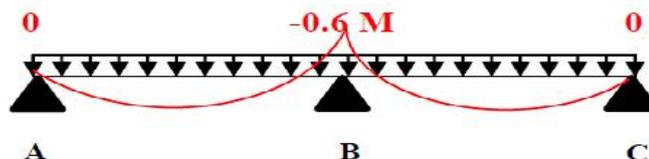
Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et aux appuis  $M_g$  et  $M_d$  doivent vérifier :

a.  $M_t + (M_d + M_g) / 2 \leq \text{Max} [1.05M_0, (1+0.3\alpha)*M_0]$

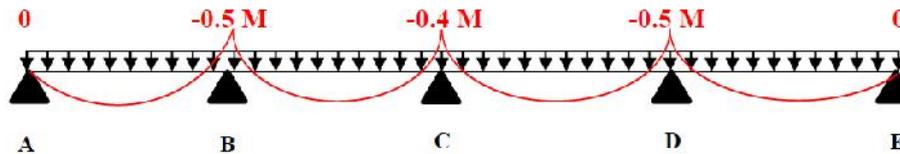
b.  $\begin{cases} M_t \leq (1+0.3\alpha)*M_0 / 2 \text{ dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \leq (1.2+0.3\alpha)*M_0 / 2 \text{ dans une travée de rive.} \end{cases}$

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

- ✓  $0.6*M_0$  : pour une poutre à deux travées.
- ✓  $0.5*M_0$  : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓  $0.4*M_0$  : pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.



**Fig. III.3 :** Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.



**Fig. III.4 :** Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.

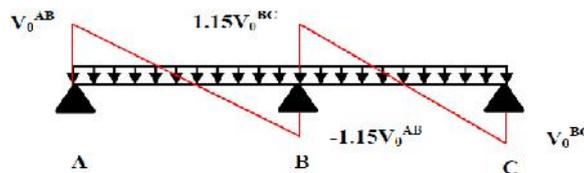
**Remarque :** Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :  $0.15 \cdot M_0$ . Tel que  $M_0 = \max(M_0^1, M_0^2)$ .

❖ **Evaluation de l'effort tranchant :**

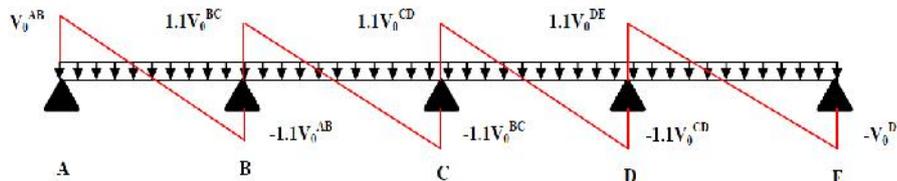
On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  de :

15 si c'est une poutre à deux travées.

10 si c'est une poutre à plus de deux travées.



**Fig. III.5:** Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.



**Fig. III.6 :** Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.

**B) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :**

**1. Conditions d'application :**

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée ( $Q \geq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ), mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

**2. Principe de la méthode :**

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.

✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

❖ **Calcul des moments :**

➤ **En travée :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \cdot (1-x/l) + M_d \cdot (x/l); M_0(x) = (P_u \cdot x/2) \cdot (1-x); x = l_i/2 - [(M_g - M_d) / (P_u \cdot l_i)]$$

➤ **En appuis :**

$$M_a = -(P_g \cdot l'_g{}^3 + P_d \cdot l'_d{}^3) / (8.5 \cdot l'_g + l'_d) \quad \text{[BAEL] (Art. L.III.3)}$$

Tel que :

✓  $L'_g$  et  $L'_d$  : longueurs fictives.

✓  $q_g$  et  $q_d$  : charges réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

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

❖ **L'effort tranchant :**

$$V = (P_u \cdot l_i/2) + (M_d - M_g/l_i) \quad \text{[BAEL] (Art. L.III.3)}$$

**NB :** Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

❖ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

a) Plancher à surcharge modérée :  $Q \geq \min(2 \cdot G; 5) \text{ KN/m}^2$

✓ Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.546 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \implies 1 \text{ KN/m}^2 \geq \min(2 \cdot 6.546; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

✓ Plancher étage courant :

$$G = 5.45 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \implies 1.5 \text{ KN/m}^2 \geq \min(2 \cdot 5.45; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b) Le moment d'inertie est constant sur toute la travée. .... Vérifiée

c)  $0.8 \cdot l_i / l_{i+1} \leq 1.25$

$$\text{Type 1 : } 0.8 \cdot \frac{4.29}{4.29} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Type 3 : } 0.8 \cdot \frac{4.1}{4.35} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Type 4 : } 0.8 \cdot \frac{2.95}{3.4} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Type 5 : } 0.8 \cdot \frac{4.1}{2.92} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée}$$

$$\text{Type 6 : } 0.8 \cdot \frac{2.95}{3.08} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Type 7 : } 0.8 \frac{2.25}{3.05} \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{ Non Vérifiée}$$

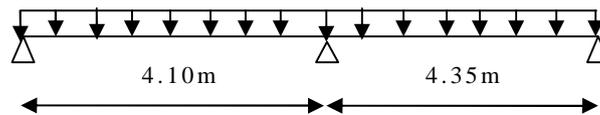
$$\text{Type 8 : } 0.8 \frac{2.2}{2.47} \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

d) FPN

### Remarque :

L'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée sur type 5 et type 7, donc on applique la méthode de Caquot minorée.

### ❖ Exemple de calcul de méthode forfaitaire (type 3) :



### A/ Poutrelles du plancher terrasse inaccessible :

Etant donné que les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites pour les poutrelles de type 3, nous allons procéder aux calculs des moments et des efforts tranchants.

#### A.1. Moments isostatique :

A l'ELU :

$$\text{Travée A-B : } M_0^1 = P_u l^2 / 8 = 6.719 * 4.1^2 / 8 = 14.118 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^2 = 15.892 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0^1 = P_s l^2 / 8 = 4.905 * 4.1^2 / 8 = 10.306 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^2 = 11.602 \text{ KN.m}$$

#### A.2. Moments aux appuis :

Appuis de rive :  $M_A = M_C = 0$

**Rq :** Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0.15 * M_0$

$$\text{À l'ELU : } M_A = M_C = -0.15 * 15.892 = -2.384 \text{ KN.m}$$

$$\text{À l'ELS : } M_A = M_C = -0.15 * 11.602 = -1.740 \text{ KN.m}$$

#### Appuis intermédiaires :

$$\text{À l'ELU : } M_B = -0.6 * M_0^2 = -0.6 * 15.892 = -9.535 \text{ KN.m}$$

$$\text{À l'ELS : } M_B = -0.6 * M_0^2 = -0.6 * 11.602 = -6.961 \text{ KN.m}$$

#### A.3. Moments en travées:

$$= Q / (Q + G) = 1 / (1 + 6.546) = 0.132$$

$$= 0.132 \implies 1 + 0.3 * 0.132 = 1.04; 1.2 + 0.3 * 0.132 = 1.24$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{Mg + Md}{2} \geq \max [(1+0.3) * M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

Travée A-B :

$$\begin{cases} M_t = (1+0.3) * M_0^1 - M_B / 2 \\ M_t = (1.02 + 0.3 / 2) * M_0^1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t = (1.04 * 14.118) - 9.535 / 2 = 9.915 \text{KN.m} \\ M_t = (1.24 / 2) * 14.118 = 8.753 \text{KN.m} \end{cases}$$

$M_t = 9.915 \text{KN.m}$

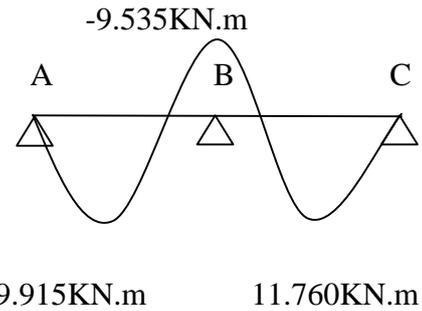
Travée B-C:

$$\begin{cases} M_t = (1+0.3) * M_0^2 - M_B / 2 \\ M_t = (1.02 + 0.3 / 2) * M_0^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t = (1.04 * 15.892) - 9.535 / 2 = 11.760 \text{KN.m} \\ M_t = (1.24 / 2) * 15.892 = 9.853 \text{KN.m} \end{cases}$$

$M_t = 11.760 \text{KN.m}$

**ELU:**



**À l'ELS:**

Travée A-B:

$$\begin{cases} M_t = (1.04 * 10.306) - 6.961 / 2 = 7.238 \text{KN.m} \\ M_t = (1.24 / 2) * 10.306 = 6.389 \text{KN.m} \end{cases}$$

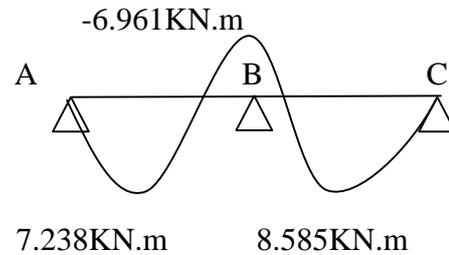
$M_t = 7.238 \text{KN.m}$

Travée B-C:

$$\begin{cases} M_t = (1.04 * 11.602) - 6.961 / 2 = 8.585 \text{KN.m} \\ M_t = (1.24 / 2) * 11.602 = 7.193 \text{KN.m} \end{cases}$$

$M_t = 8.585 \text{KN.m}$

**ELS:**



**A.4. Les efforts tranchants :**

**A l'ELU :**

Travée A-B :

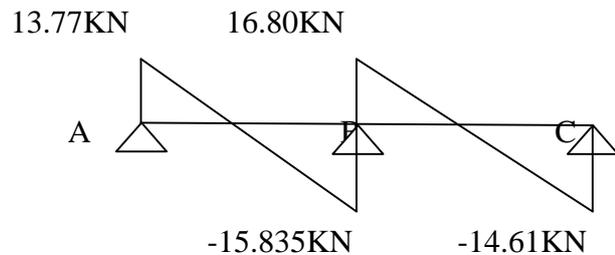
$V_A = Pu * l / 2 = (6.719 * 4.1 / 2) = 13.77 \text{KN}$

$V_B = -1.15 * V_A = 1.15 * 13.77 = -15.835 \text{KN}$

Travée B-C :

$V_B = 1.15 * (6.719 * 4.35 / 2) = 16.80 \text{KN}$

$V_C = -(6.719 * 4.35 / 2) = -14.61 \text{KN}$



**A L'ELS:**

10.055KN      12.27KN

Travée A-B :

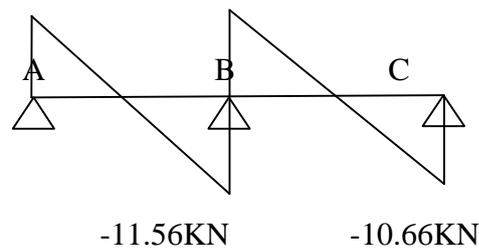
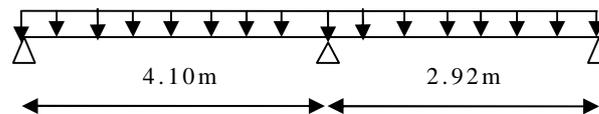
$$V_A = P_s * l / 2 = (4.905 * 4.1 / 2) = 10.055 \text{KN}$$

$$V_B = -1.15 * V_A = 1.15 * 10.055 = -11.56 \text{KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.15 * (4.905 * 4.35 / 2) = 12.27 \text{KN}$$

$$V_C = -(4.905 * 4.35 / 2) = -10.66 \text{KN}$$

**❖ Exemple de calcul de méthode Caquot minoré (type 5) :****B/ Poutrelles du plancher étages courants :**

$$G' = 5.45 * (2/3) = 3.633 \text{KN/m}^2; Q = 1.5 \text{KN/m}^2$$

$$l_g = l'_g = 4.1 \text{m}; l_d = l'_d = 2.92 \text{m}$$

$$q_u' = 1.35G' + 1.5Q = (1.35 * 3.633) + (1.5 * 1.5) = 7.154 \text{KN/m}^2$$

$$q_s' = 3.633 + 1.5 = 5.133 \text{KN/m}^2$$

$$P_u' = 7.154 * 0.65 = 4.65 \text{KN/m}$$

$$P_s' = 5.133 * 0.65 = 3.336 \text{KN/m}$$

**B.1. Moments aux appuis:****A L'ELU:**

$$M_A = M_C = 0; \text{ il faut mettre les aciers de fissuration } M_A = M_C = -0.15 * 4.65 * (4.1^2 / 8) = -1.46 \text{KN.m}$$

$$M_B = - [4.65 * (4.1^3 + 2.92^3)] / [8.5 * (4.1 + 2.92)] = -7.311 \text{KN.m}$$

**A L'ELS:**

$$M_A = M_C = 0; \text{ il faut mettre les aciers de fissuration } M_A = M_C = -0.15 * 3.336 * (4.1^2 / 8) = -1.05 \text{KN.m}$$

$$M_B = - [3.336 * (4.1^3 + 2.92^3)] / [8.5 * (4.1 + 2.92)] = -5.245 \text{KN.m}$$

**B.2. Moments en travées :**

$$P_u = 6.244 \text{KN/m}; P_s = 4.517 \text{KN/m}$$

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g * [1 - (x/l)] + M_d * (x/l)$$

$$M_0(x) = P_u * (x/2) * (1-x)$$

$$X_0 = (l/2) + [M_d / (P_u * l)]$$

**A L'ELU :**

Travée A-B :

$$X_0 = [4.1/2] + [ -(-7.311) / (6.244 * 4.1) ] = 0.585 \text{m}$$

$$M_0(x) = (6.244*0.585)/2*(4.1-0.585) = 6.419\text{KN.m}$$

$$M_{AB}(x) = 6.419 + (-7.311)*(0.585/4.1) = 5.376\text{KN.m}$$

Travée B-C:

$$X_0 = [2.92/2] + [-7.311 / (6.244*2.92)] = 1.095\text{m}$$

$$M_0(x) = (6.244*1.05)/2*(2.92-1.05) = 6.13\text{KN.m}$$

$$M_{BC}(x) = 6.13 + (-7.311)*[1-(1.05/2.92)] = 1.45\text{KN.m}$$

### **A L'ELS:**

Travée A-B:

$$X_0 = [4.1/2] + [-5.245 / (4.517*4.1)] = \text{m}$$

$$M_0(x) = (4.517*1.77)/2*(4.1-1.77) = 9.314\text{KN.m}$$

$$M_{AB}(x) = 9.314 + (-5.245)*(1.77/4.1) = 7.049\text{KN.m}$$

Travée B-C:

$$X_0 = [2.92/2] + [5.245 / (4.517*2.92)] = 1.86\text{m}$$

$$M_0(x) = (4.517*1.86)/2*(2.92-1.86) = 4.453\text{KN.m}$$

$$M_{BC}(x) = 4.453 + (-5.245)*[1-(1.86/2.92)] = 2.549\text{KN.m}$$

### **B.3.Effort tranchant :**

$$V = (+/-) V_0 + [(M_i - M_{i-1})/l_i]$$

### **A L'ELU :**

Travée A-B :

$$V_A = (P_u * l/2) + (M_B - M_A/l) ; V_B = (P_u * l/2) + (M_B - M_A/l).$$

$$V_A = (6.422*4.1/2) + (-7.311/4.1) = 11.382\text{KN}$$

$$V_B = -(6.422*4.1/2) + (-7.311/4.1) = -14.948\text{KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = (P_u * l/2) + (M_C - M_B/l) ; V_C = (P_u * l/2) + (M_C - M_B/l).$$

$$V_B = (6.422*2.92/2) + [ -(-7.311/2.92) ] = 11.879\text{KN}$$

$$V_C = -(6.422*2.92/2) + [ -(-7.311/2.92) ] = -6.872\text{KN}$$

### **A L'ELS:**

Travée A-B :

$$V_A = (P_u * l/2) + (M_B - M_A/l) ; V_B = (P_u * l/2) + (M_B - M_A/l).$$

$$V_A = (4.517*4.1/2) + (-5.245/4.1) = 7.98\text{KN}$$

$$V_B = -(4.517*4.1/2) + (-5.245/4.1) = -10.539\text{KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = (P_u * l/2) + (M_C - M_B/l) ; V_C = (P_u * l/2) + (M_C - M_B/l).$$

$$V_B = (4.517*2.92/2) + [ -(-5.245/2.92) ] = 8.891\text{KN}$$

$$V_C = -(4.517 * 2.92 / 2) + [-(-5.245 / 2.92)] = -4.798 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des moments et les efforts tranchants de toutes les poutrelles :**

**Tableau.III.3 :** Calcul des sollicitations à l'ELU et à l'ELS.

**A. Poutrelles du plancher terrasse inaccessible :**

**Type 1 :**

Travée	L(m)	$p_u$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_B$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>A-B</b>	4.29	6.719	15.457	-9.274	11.438	14.412	-16.574
<b>B-C</b>	4.29	6.719	15.457	-9.274	11.438	16.574	-14.412

$$M_A = M_C = -0.15 * 15.457 = -2.318 \text{ KN.m}$$

Travée	L(m)	$P_s$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_B$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>A-B</b>	4.29	4.905	11.284	-6.770	6.996	10.521	-12.099
<b>B-C</b>	4.29	4.905	11.284	-6.770	6.996	12.099	-10.521

$$M_A = M_C = -0.15 * 11.284 = -1.693 \text{ KN.m}$$

**Type 2 :**

Travée	L(m)	$p_u$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_B$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>A-B</b>	4.62	6.719	17.93	0	18.647	15.52	-15.52

$$M_A = M_B = -0.15 * 17.93 = -2.69 \text{ KN}$$

Travée	L(m)	$P_s$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_B$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>A-B</b>	4.62	4.905	13.086	0	13.609	11.33	-11.33

$$M_A = M_B = -0.15 * 13.086 = -1.963 \text{ KN.m}$$

**Type 3:**

Travée	L(m)	$p_u$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_B$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>A-B</b>	4.1	6.719	14.118	-9.535	9.915	13.77	-15.835
<b>B-C</b>	4.35	6.719	15.892	-9.535	11.760	16.80	-14.61

$$M_A = M_C = -0.15 * 15.892 = -2.384 \text{ KN.m}$$

Travée	L(m)	$p_s$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_B$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>A-B</b>	4.1	4.905	10.306	-6.961	7.238	10.055	-11.56
<b>B-C</b>	4.35	4.905	11.602	-6.961	8.585	12.27	-10.66

$$M_A = M_C = -0.15 * 11.602 = -1.740 \text{ KN.m}$$

**Type 4 :**

Travée	L(m)	$p_u$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_B$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>A-B</b>	2.95	6.719	7.31	-5.83	4.69	9.91	-11.396
<b>B-C</b>	3.40	6.719	9.71	-5.83	7.183	13.121	-11.422

$$M_A=M_C=-0.15*9.71=-1.456\text{KN.m}$$

Travée	L(m)	$P_s$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_B$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>A-B</b>	2.95	4.905	5.535	-4.254	3.421	7.235	-8.32
<b>B-C</b>	3.40	4.905	7.09	-4.254	5.246	9.588	-8.338

$$M_A=M_C=-0.15*7.09=-1.063\text{KN.m}$$

**Type 5 :**

Travée	L(m)	$p_u$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_B$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>A-B</b>	4.10	6.719	10.096	-7.553	10.602	11.931	-15.616
<b>B-C</b>	2.92	6.719	5.12	-7.553	3.88	12.396	-7.223

$$M_A=M_C=-0.15*P_u'*l^2/8=-0.15*(4.804*4.1^2)/8=-1.514\text{KN.m}$$

Travée	L(m)	$P_s$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_B$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>A-B</b>	4.10	4.905	7.325	-5.481	7.754	8.718	-11.392
<b>B-C</b>	2.92	4.905	3.715	-5.481	2.846	5.284	-9.038

$$M_A=M_C=-0.15*P_s'*l^2/8=-0.15*(3.486*4.1^2)/8=-1.098\text{KN.m}$$

**Type 6 :**

Travée	L(m)	$p_u$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_B$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>A-B</b>	2.95	6.719	7.309	-4.780	5.211	9.910	-11.397
<b>B-C</b>	3.08	6.719	7.967	-4.780	5.896	11.899	-10.347

$$M_A=M_C=-0.15*7.967=-1.195\text{KN.m}$$

Travée	L(m)	$P_s$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_B$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>A-B</b>	2.95	4.905	5.336	-3.489	3.805	7.235	-8.320
<b>B-C</b>	3.08	4.905	5.816	-3.489	4.304	8.687	-7.554

$$M_A=M_C=-0.15*5.816=-0.872\text{KN.m}$$

**Type 7 :**

Travée	L(m)	$p_u$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_B$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>A-B</b>	2.25	6.719	3.04	-4.24	2.395	5.674	-9.443
<b>B-C</b>	3.05	6.719	5.586	-4.24	5.837	11.636	-8.856

$$M_A=M_C=-0.15*4.804*(3.05^2/8)=-0.838\text{KN.m}$$

Travée	L(m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>B</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>A-B</b>	2.25	4.905	2.206	-3.078	1.756	4.150	-6.886
<b>B-C</b>	3.05	4.905	4.054	-3.078	4.268	6.471	-8.489

$$M_A=M_C=-0.15*3.487*(3.05^2/8)=-0.608\text{KN.m}$$

**Type 8 :**

Travée	L(m)	p <sub>u</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>B</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>A-B</b>	2.2	6.719	4.065	-3.074	2.731	7.391	-8.499
<b>B-C</b>	2.47	6.719	5.124	-3.074	3.483	9.543	-8.298

$$M_A=M_C=-0.15*5.124=-0.768\text{KN.m}$$

Travée	L(m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>B</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>A-B</b>	2.2	4.905	2.967	-2.245	3.497	5.395	-6.205
<b>B-C</b>	2.47	4.905	3.741	-2.245	2.805	6.966	-6.058

$$M_A=M_C=-0.15*3.741=-0.561\text{KN.m}$$

**B. Poutrelles du Plancher RDC et étage courant :****Type 1 :**

Travée	L(m)	p <sub>u</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>B</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>A-B</b>	4.29	6.244	14.364	-8.618	10.917	13.393	-15.402
<b>B-C</b>	4.29	6.244	14.364	-8.618	10.917	15.402	-13.393

$$M_A=M_C=-0.15*14.364=-2.155\text{KN.m}$$

Travée	L(m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>B</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>A-B</b>	4.29	4.517	10.391	-6.235	7.897	9.689	-11.142
<b>B-C</b>	4.29	4.517	10.391	-6.235	7.897	11.142	-9.689

$$M_A=M_C=-0.15*10.391=-1.558\text{KN.m}$$

**Type 2 :**

Travée	L(m)	p <sub>u</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>B</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>A-B</b>	4.62	6.244	16.659	-2.498	17.658	14.424	-14.424

$$M_A=M_B=-0.15*16.659=-2.498\text{KN.m}$$

Travée	L(m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>B</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>A-B</b>	4.62	4.517	12.051	-1.807	12.774	10.434	-10.434

$$M_A=M_B=-0.15*12.051=-1.807\text{KN.m}$$

**Type 3 :**

Travée	L(m)	$p_u$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_B$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>A-B</b>	4.1	6.244	13.120	-8.861	11.225	12.80	-14.72
<b>B-C</b>	4.35	6.244	14.769	-8.861	9.477	15.62	-13.58

$$M_A=M_C=-0.15*14.769=-2.215\text{KN.m}$$

Travée	L(m)	$p_s$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_B$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>A-B</b>	4.1	4.517	9.491	-6.410	6.855	9.259	-10.648
<b>B-C</b>	4.35	4.517	10.684	-6.410	8.120	11.298	-9.824

$$M_A=M_C=-0.15*10.684=-1.603\text{KN.m}$$

**Type 4 :**

Travée	L(m)	$p_u$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_B$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>A-B</b>	2.95	6.244	6.792	-5.413	4.493	9.209	-10.59
<b>B-C</b>	3.40	6.244	9.022	-5.413	3.251	12.207	-10.615

$$M_A=M_C=-0.15*9.022=-1.35\text{KN.}$$

Travée	L(m)	$P_s$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_B$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>A-B</b>	2.95	4.517	4.914	-3.916	6.856	6.662	-7.662
<b>B-C</b>	3.40	4.517	6.527	-3.916	4.960	8.831	-7.679

$$M_A=M_C=-0.15*6.527=-0.979\text{KN.m}$$

**Type 5 :**

Travée	L(m)	$p_u$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_B$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>A-B</b>	4.10	6.244	9.771	-7.31	9.719	11.382	-14.948
<b>B-C</b>	2.92	6.244	4.956	-7.31	3.5	11.879	-6.872

$$M_A=M_C=-0.15*P_u'*l^2/8=-0.15*(4.65*4.1^2)/8=-1.46\text{KN.m}$$

Travée	L(m)	$P_s$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_B$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>A-B</b>	4.10	4.517	7.009	-5.245	7.049	7.98	-10.539
<b>B-C</b>	2.92	4.517	3.555	-5.245	2.549	8.89	-4.798

$$M_A=M_C=-0.15*P_s'*l^2/8=-0.15*(3.336*4.1^2)/8=-1.05\text{KN.m}$$

**Type 6 :**

Travée	L(m)	$p_u$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_B$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>A-B</b>	2.95	6.244	6.792	-4.442	4.978	9.209	-10.59
<b>B-C</b>	3.08	6.244	7.404	-4.442	5.627	11.058	-9.615

$$M_A=M_C=-0.15*7.404=-1.11\text{KN.m}$$

Travée	L(m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>B</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>A-B</b>	2.95	4.517	4.913	-3.213	3.60	6.662	-7.661
<b>B-C</b>	3.08	4.517	5.356	-3.213	4.07	7.999	-6.956

$$M_A=M_C=-0.15*5.356=-0.803\text{KN.m}$$

**Type 7 :**

Travée	L(m)	p <sub>u</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>B</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>A-B</b>	2.25	6.244	2.942	-4.104	2.165	5.2	-8.848
<b>B-C</b>	3.05	6.244	5.407	-4.104	4.774	10.867	-8.176

$$M_A=M_C=-0.15*(4.65*3.05^2/8)=-0.811\text{KN.m}$$

Travée	L(m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>B</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>A-B</b>	2.25	4.517	2.111	-3.879	1.575	3.773	-6.39
<b>B-C</b>	3.05	4.517	3.879	-3.879	3.468	7.853	-5.923

$$M_A=M_C=-0.15*(3.336*3.05^2/8)=-0.582\text{KN.m}$$

**Type 8 :**

Travée	L(m)	p <sub>u</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>B</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>A-B</b>	2.2	6.244	3.777	-2.857	2.575	6.868	-7.898
<b>B-C</b>	2.47	6.244	4.762	-2.066	3.619	8.868	-7.711

$$M_A=M_C=-0.15*4.762=-0.714\text{KN.m}$$

Travée	L(m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>B</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>A-B</b>	2.2	4.517	2.733	-2.066	1.864	4.968	-5.713
<b>B-C</b>	2.47	4.517	3.444	-2.066	2.617	6.415	-5.578

$$M_A=M_C=-0.15*3.444=-0.516\text{KN.m}$$

❖ **Le résumé de calcul des poutrelles :****Tableau III.4:** Les moments et les efforts tranchants des poutrelles (terrasse inaccessible).

Types de poutrelles	ELU				ELS			
	$M_{appui}^{max}$ (KN.m)	$M_{trav}^{max}$ (KN.m)	$V^{max}$ (KN)	$M_{0max}$ (KN.m)	$M_{appui}^{max}$ (KN.m)	$M_{trav}^{max}$ (KN.m)	$V^{max}$ (KN)	$M_{0max}$ (KN.m)
<b>Type1</b>	9.274	11.438	16.574	15.457	6.770	6.996	12.099	11.284
<b>Type2</b>	0	18.647	15.52	17.93	0	13.609	11.33	13.086
<b>Type3</b>	9.535	11.760	16.80	15.892	6.961	8.585	12.27	11.602

<b>Type4</b>	5.83	7.183	13.121	9.71	4.254	5.246	9.588	7.09
<b>Type5</b>	7.553	10.602	15.616	10.096	5.481	7.754	11.392	7.325
<b>Type6</b>	4.780	5.896	11.899	7.967	3.489	4.304	8.687	5.816
<b>Type7</b>	4.24	5.837	11.636	5.586	3.078	4.268	8.489	4.054
<b>Type8</b>	3.074	3.483	9.543	5.124	2.245	2.805	6.966	3.741

**Tableau III.5:** Les moments et les efforts tranchants des poutrelles (RDC et étage courant).

Types de poutrelles	ELU				ELS			
	$M_{appui}^{max}$ (KN.m)	$M_{trav}^{max}$ (KN.m)	$V^{max}$ (KN)	$M_{0max}$ (KN.m)	$M_{appui}^{max}$ (KN.m)	$M_{trav}^{max}$ (KN.m)	$V^{max}$ (KN)	$M_{0max}$ (KN.m)
<b>Type1</b>	8.618	10.917	15.402	14.364	6.235	7.897	11.142	10.391
<b>Type2</b>	0	17.658	14.424	16.659	0	12.774	10.434	12.051
<b>Type3</b>	8.861	11.225	15.62	14.769	6.41	8.120	11.298	10.684
<b>Type4</b>	5.413	4.4493	12.207	9.022	3.916	6.856	8.831	6.527
<b>Type5</b>	7.31	9.719	14.948	9.771	5.245	7.049	10.539	7.009
<b>Type6</b>	4.442	5.627	11.058	7.404	3.213	4.07	7.999	5.356
<b>Type7</b>	4.104	4.774	10.867	5.407	3.879	3.468	7.853	3.879
<b>Type8</b>	2.857	3.619	8.868	4.762	2.066	2.617	6.415	3.444

### III.2.1.4.Ferraillage des poutrelles :

❖ **Exemple de ferraillage :** on prend comme exemple le plancher « RDC et étages courant ».

#### A. Les sollicitations :

$$M_t^{max}=17.658\text{KN.m (l'ELU)} ; M_a^{max(riv)}=2.498\text{KN.m (l'ELU)}$$

$$M_a^{max(int)}=8.861\text{KN.m (l'ELU)} ; V^{max}=15.62\text{KN}$$

$$M_t^{max}=12.774\text{KN.m (l'ELS)} ; M_a^{max(int)}=6.410\text{KN.m (l'ELS)}$$

#### B. Calcul à l'ELU :

##### B.1. Calcul de la section d'armatures longitudinales :

❖ **Plancher RDC :**

$$M_t^{max}=17.658\text{KN.m}$$

Calcul du moment équilibré par la table de compression  $M_{tu}$  :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \tau_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 \Rightarrow M_{tu} = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_{trav}^{\max} \Rightarrow$  L'axe neutre se trouve dans la table de compression  $\Rightarrow$  étude d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

➤ **En travée :**

$$\tilde{b}_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} ; \quad d = 0.9h.$$

$$\tilde{b}_u = \frac{17.658 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} \Rightarrow (\tilde{b}_u = 0.059) < (\tilde{b}_l = 0.186) \Rightarrow A' = 0.$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \sigma_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow \tau_{st} = \frac{f_e}{\alpha_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}.$$

$$r = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\tilde{b}_u}) \Rightarrow r = 0.076$$

$$Z = d(1 - 0.4r) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.076) = 0.175 \text{ m}.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\tau_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{17.658 \times 10^{-3}}{348 \times 0.175} \Rightarrow A_t = 2.899 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 1.413 \text{ cm}^2) < A_t$$

On opte pour :  $A_t = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3.05 \text{ cm}^2$

➤ **En appuis :**

1) **Appuis intermédiaires :**

$$M_a^{\max(\text{int})} = 8.861 \text{ KN.m}$$

$$\tilde{b}_u = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \tilde{b}_u = \frac{8.861 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.192 < \tilde{b}_l = 0.392$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \sigma_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow \tau_{st} = \frac{f_e}{\alpha_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow A' = 0.$$

$$r = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\tilde{b}_u}) \Rightarrow r = 0.269; Z = d(1 - 0.4r) \Rightarrow Z = 0.161 \text{ m}.$$

$$A_a = \frac{M_t}{\tau_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{8.861 \times 10^{-3}}{348 \times 0.161} \Rightarrow A_a = 1.58 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2) < A_t$$

On opte:  $A_a = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

**2) Appui de rive :**

$$M_a^{\max(\text{riv})} = 2.498 \text{ KN.m}$$

$$\tilde{m}_{bu} = \frac{Ma}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.498 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.054 < 0.186$$

$$\tilde{m}_{bu} < \tilde{m}_l = 0.392 \quad \longrightarrow \text{pas d'acier d'armature comprimée (A' = 0).}$$

$$\tilde{m}_{bu} = 0.054 < 0.186 \quad \longrightarrow \text{pivot A (}\alpha_s = 10\% \text{)}.$$

$$r = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \tilde{m}_{bu}}) = 0.069$$

$$z = 0.18 * (1 - 0.4 \times 0.069) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} = \frac{2.498 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.410 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2) < A_r$$

C'est vérifié, donc on ferraille avec  $A_{rive}$

On opte une section:  $A_{rive} = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$

**B.2. Choix des armatures transversales :**

On choisit un étrier  $\emptyset 6$ ,  $A_t = 2\emptyset 6 = 0.57 \text{ cm}^2$

**✓ L'espacement :**

$$St \quad \min (St_1, St_2, St_3)$$

$$1) St_1 \quad \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 * f_{t28})} \Rightarrow St_2 = 76.64 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } V^{\max} = 15.62 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{15.62 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.868 \text{ MPa}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm}$$

$St \quad \min (16.2, 76.64, 57)$ , on prend:  $St = 15 \text{ cm}$

**C. Vérification des poutrelles à l'E.L.U :****C.1. Vérification à l'effort tranchant :**

$$V^{\max} = 15.62 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{15.62 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.868 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :  $\bar{f}_u = \min \left[ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$

$\Rightarrow \bar{f}_u < \bar{f}_u$  C'est vérifié. Pas de risque de rupture par cisaillement.

## C.2. Vérification des armatures longitudinales $A_l$ vis-à-vis de l'effort tranchant $V_u$ :

### ➤ L'appui intermédiaire :

$$A_l \geq \left( V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right) \frac{\chi_s}{f_e} = \left( 15.62 - \frac{8.861}{0.9 \times 0.18} \right) \times 10^{-3} * \left( \frac{1.15}{400} \right) = -1.123 \text{ cm}^2$$

Or,  $A_l = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 + 2\text{HA}12 = 5.31 \text{ cm}^2$  C'est vérifié.

**Remarque :** Au niveau de l'appui intermédiaire  $V_u$  est négligeable devant  $M_u$  (pas d'influence sur les  $A_l$ ).

### ➤ L'appui de rive :

On a :  $M_U = 0 \text{ KN.m}$

$$A_l \geq \frac{V_u \times \chi_s}{f_e} = \frac{15.62 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.449 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l \geq 0.449 \text{ cm}^2$$

Or,  $A_l = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 + 1\text{HA}10 = 3.84 \text{ cm}^2$  C'est vérifié.

**Remarque :** Au niveau de l'appui de rive  $V_u$  est négligeable devant  $M_u$  (pas d'influence sur les  $A_l$ ).

### • Vérification de la jonction table nervure :

$$\bar{f}_u = \frac{V_u \times \left( \frac{b - b_0}{2} \right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} \Rightarrow \bar{f}_u = \frac{15.62 \times 10^{-3} \left( \frac{0.65 - 0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04}$$

$\Rightarrow \bar{f}_u = 1.020 \text{ MPa} < \bar{f}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

## D. Vérification des poutrelles à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire dans les aciers.

Il y a lieu de vérifier :

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

### D.1. Etat limite de compression du béton :

$$\bar{f}_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{f}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- ✓ **En travée :**  $M_t^{\max} = 12.774 \text{ KN.m}$

## ❖ Position de l'axe neutre :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \dots \dots \dots \text{ [BAEL91](L.III.3)}$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = -1.205 \times 10^{-4} m$$

$H < 0$  (alors l'axe neutre passe par la nervure  $\Rightarrow$  calcul d'une section en T

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$$10 \times y^2 + [2 \times (65 - 10) \times 4 + 30 \times 3.05] \times y - [(65 - 10) \times 4^2 + 30 \times 18 \times 3.05] = 0$$

$$10y^2 + 531.5y - 2527 = 0 \dots \dots \dots (1) \text{ Solution d'équation : } y = 4.39 \text{ cm}$$

## ❖ Calcul de l'inertie I :

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left( y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \times 4.39^3}{3} + (65 - 10) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 10) \times 4 \times \left( 4.39 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 3.05 \times (18 - 4.39)^2 \Rightarrow I = 10306.38 \text{ cm}^4$$

$$\dagger_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \dagger_{bc} = \frac{12.774 \times 10^{-3}}{10306.38 \times 10^{-8}} \times 0.0439 \Rightarrow \dagger_{bc} = 5.44 \text{ MPa}$$

Donc :  $\dagger_{bc} < \overline{\dagger}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  C'est vérifié **[BAEL91] (E.III.2)**

## ➤ En appuis :

$$M_{ser} = 6.41 \text{ KN.m}$$

Calcul d'une section en  $b_0 \times h_0$

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A y - 15 \times A d = 0 \Rightarrow \frac{10}{2} y^2 + (15 \times 2.26) y - (15 \times 2.26 \times 18) = 0$$

$$5y^2 + 33.9y - 610.2 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) :  $y = 8.165 \text{ cm}$

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{10}{3} \times (8.165)^3 + 15 \times 2.26 \times (18 - 8.165)^2 \Rightarrow I = 5093.51 \text{ cm}^4$$

$$\dagger_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6.41 \times 10^{-3}}{5093.51 \times 10^{-8}} \times 0.08165 = 10.275 \text{ MPa} \quad \text{ [CBA](Art A.5.3.3)}$$

$\Rightarrow \dagger_{bc} < \overline{\dagger}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  C'est vérifié.

**D.2. Etat limite d'ouverture de fissures :**

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

**D.3. Etat limite de déformation :**

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

**❖ Evaluation de la flèche :**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \text{ et } \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{[BAEL91] (Article L.VI, 2)}$$

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{20}{462} = 0.0433 < \frac{1}{16} \Rightarrow$  non vérifier donc on doit faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le [BAEL99] (Art B.6.5.2) comme suit :

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{462}{500} = 0.924 \text{ cm}$$

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

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

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

**❖ Caractéristique de la section :**

$$Y=0.0439\text{m}$$

$$L=4.62\text{m}$$

$$I=10.30638 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$A_s=3.05 \text{ cm}^2$$

$$E_i=11000 \sqrt[3]{f_c 28} \rightarrow E_i=32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v=E_i/3=10721.398 \text{ MPa}$$

**❖ Evaluation des moments en travée :**

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 * 2.85 = 1.852 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 * 5.45 = 3.542 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 * (5.45 + 1.5) = 4.517 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{1.852 \times 4.62^2}{8} = 4.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{3.542 \times 4.62^2}{8} = 9.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{4.517 \times 4.62^2}{8} = 12.05 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des contraintes :**

$$s_j = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{4.94 \times (0.18 - 0.0439) \times 10^{-3}}{10306.38 \times 10^{-8}} = 97.85 \text{ MPa}$$

$$s_g = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{9.45 \times (0.18 - 0.0439) \times 10^{-3}}{10306.38 \times 10^{-8}} = 187.19 \text{ MPa}$$

$$s_p = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{12.05 \times (0.18 - 0.0439) \times 10^{-3}}{10306.38 \times 10^{-8}} = 238.68 \text{ MPa}$$

❖ **Moment d'inertie  $I_0$  :**

$$I_0 = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 * A_s (v_2 - d')^2 + (b - b_0) h_0 * \left[ \frac{h_0^2}{12} + (v_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right]$$

Avec :  $d' = 2$  cm (enrobage).

$$v_1 = \frac{1}{B} \left( \frac{b_0 * h^2}{2} \right) + (b - b_0) * \frac{h_0}{2} + 15 * A_s * d$$

$$v_2 = h - v_1$$

$$B = b_0 * h + (b - b_0) * h_0 + 15 * A_s = 465.75 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = 7.007 \text{ cm} ; v_2 = 12.993 \text{ cm} ; I_0 = 67860.58 \text{ cm}^4$$

$$\dots = \frac{A_s}{b_0 * d} \Rightarrow \dots = \frac{3.05}{10 \times 18} \Rightarrow \dots = 0.017$$

❖ **Calcul de  $i$  et  $v$  :**

$$\} v = 0.4 \times \} i_{i=1.00}$$

$$\} _i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \dots} = 2.51$$

❖ **Inerties fictives  $I_f$  :**

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \} _i \times \sim_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \} _i \times \sim_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \} _i \times \sim_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \} _v \times \sim_g}$$

Avec : Si  $\sim \leq 0 \Rightarrow \sim = 0$

$$\sim_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \dots \times \dagger_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 97.85 + 2.1} = 0.58$$

$$\sim_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \dots \times \dagger_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 187.19 + 2.1} = 0.751$$

$$\sim_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \dots \times \dagger_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 238.68 + 2.1} = 0.799$$

D'où :

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 67860.58}{1 + (2.51 \times 0.58)} \Rightarrow I_{f_{ij}} = 30396.06 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 67860.58}{1 + (2.51 \times 0.751)} \Rightarrow I_{f_{ig}} = 25873.96 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 67860.58}{1 + (2.51 \times 0.799)} \Rightarrow I_{f_{ip}} = 24936.76 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 67860.58}{1 + (1 \times 0.751)} \Rightarrow I_{f_{vg}} = 42630.86 \text{ cm}^4$$

**Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = \frac{4.94 \times 4.62^2 \times 10^{-3}}{10 \times 32164.2 \times 30396.06 \times 10^{-8}} = 1.078 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = \frac{9.45 \times 4.62^2 \times 10^{-3}}{10 \times 32164.2 \times 25873.96 \times 10^{-8}} = 2.42 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = \frac{12.05 \times 4.62^2 \times 10^{-3}}{10 \times 32164.2 \times 24936.76 \times 10^{-8}} = 3.21 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = \frac{9.45 \times 4.62^2 \times 10^{-3}}{10 \times 10721.398 \times 42630.86 \times 10^{-8}} = 4.413 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 4.413 \times 10^{-3} - 1.075 \times 10^{-3} + 3.21 \times 10^{-3} - 2.42 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = 4.128 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.4128 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.9240 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**Tableau III.6 :** Récapitulons de ferrailage de plancher de RDC et étages courants.

		$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\Gamma$	$Z$ (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopte}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC et Etages Courants	travée	17.658	0.059	0.076	17.50	2.899	1.413	2HA12+1HA10= 3.05
	Appui inter	8.861	0.192	0.269	16.10	1.58	0.217	1HA12+1HA10= 1.92
	Appui rive	2.498	0.054	0.069	17.50	0.410	0.217	1HA12=1.13

**Tableau III.7 :** Récapitulons de ferrailage de plancher du terrasse inaccessible.

		$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\Gamma$	$Z$ (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopte}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC et Terrasse Inacce	travée	18.647	0.062	0.081	0.174	3.079	1.413	3HA12=3.39
	Appui inter	9.535	0.207	0.293	0.159	1.723	0.217	1HA10+1HA12 =1.92
	Appui rive	1.963	0.043	0.055	0.176	0.320	0.217	1HA12=1.13

**Tableau III.8 :** Vérification des poutrelles a l'ELU.

		La terrasse inaccessible $V_u=16.80\text{KN}$	RDC et étages courant $V_u=15.62\text{KN}$
Vérification de l'effort Tranchant	$\ddagger_u$ (MPa)	0.933	0.868
	$\overline{\ddagger}_u$ (MPa)	2.5	3.33
	observation	vérifier	vérifier
Vérification $A_1$ A l'effort Tranchant $V_u$	$(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \frac{X_s}{f_e}$	-1.209	-1.123
	Observation	A l'appui intermédiaire $V_u$ Est négligeable devant $M_u$	A l'appui intermédiaire $V_u$ est négligeable devant $M_u$
	$\frac{X_s}{f_e} V_u$	0.483	0.449

	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	4.18	3.84
	Observation	Vérifier	Vérifier
Vérification de la Jonction table nervure	$\dagger_u$ (MPa)	1.097	1.020
	$\overline{\dagger_u}$ (MPa)	2.5	3.33
	observation	Vérifier	Vérifier
Armature transversale	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	2Ø6= 0.57	2Ø6= 0.57
Espacement (cm)	St	15	15

### 3) Vérifications à E.L.S :

#### ➤ Etat limite de compression de béton :

**Tableau III.9:** Vérification des états limite de compression du béton.

Plancher	En travée				En appui				Observé
	$M_t$ (KN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\dagger$ (Mpa)	$M_t$ (KN.m)	y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\dagger$ (Mpa)	
<b>RDC+étage courant</b>	12.774	4.39	10306.38	5.44	6.41	8.165	5093.51	10.27	Vérifier
<b>terrasse inaccessible</b>	13.609	4.61	11235.57	5.58	6.961	8.165	5093.51	11.16	Vérifier

#### ➤ Etat limite de déformation : $\Delta f \leq f_{adm}$

**Tableau III.10:** Vérification des états limitent de déformation.

Planchers	RDC et Etage courant	Terrasse inaccessible
Y (cm)	4.39	4.61
L (cm)	462	462
I (cm <sup>4</sup> )	10306.38	11235.567
A (cm <sup>2</sup> )	3.05	3.39
$q_{jser}$ (KN/m)	1.852	1.852
$q_{gser}$ (KN/m)	3.542	4.255
$q_{pser}$ (KN/m)	4.517	4.905
$M_{jser}$ (KN.m)	4.94	4.94

$M_{gser}$ (KN.m)	9.45	11.35
$M_{pser}$ (KN.m)	12.05	13.09
$I_0$ (Cm <sup>4</sup> )	67860.58	65466.033
...	0.017	0.0188
$\}v$	1	0.913
$\}i$	2.51	2.283
$\dagger_{sj}$ (Mpa)	97.85	97.85
$\dagger_{sg}$ (Mpa)	187.19	202.89
$\dagger_{sp}$ (Mpa)	238.68	234
$\sim_j$	0.58	0.582
$\sim_g$	0.751	0.788
$\sim_p$	0.799	0.813
$I_{ij}^f$ (Cm <sup>4</sup> )	30396.06	30923.88
$I_{ig}^f$ (Cm <sup>4</sup> )	25873.96	25727.95
$I_{ip}^f$ (Cm <sup>4</sup> )	24936.76	25213.81
$I_{vg}^f$ (Cm <sup>4</sup> )	42630.86	40275.52
$f_{ji}$ (m)	$1.078 \cdot 10^{-3}$	$1.06 \cdot 10^{-3}$
$f_{gi}$ (m)	$2.42 \cdot 10^{-3}$	$2.99 \cdot 10^{-3}$
$f_{pi}$ (m)	$3.21 \cdot 10^{-3}$	$3.44 \cdot 10^{-3}$
$f_{gv}$ (m)	$4.413 \cdot 10^{-3}$	$5.64 \cdot 10^{-3}$
$\Delta f$ (cm)	0.4128	0.5030
$f_{adm}$ (cm)	0.9240	0.9240
Observation	Vérifié	Vérifié

### III.2.2. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression sera armée par des treillis soudé continu, totalement ancré dans les appuis de rive. On utilise un treillis soude HA de nuance  $f_e = 400\text{MPa}$

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

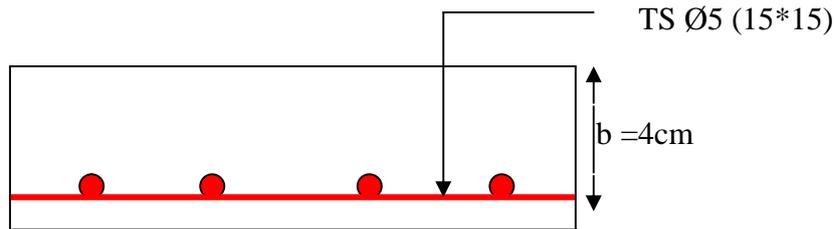
$$A = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 \text{ (cm}^2/\text{ml)} \quad [\text{CBA93}] \text{ (B.6.8.4.2.3)}$$

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A = A / 2 = 0.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : 4HA5/ml=0.79cm<sup>2</sup> perpendiculaires aux poutrelles St=25cm<33cm...Vérifiée.

4HA5/ml=0.79cm<sup>2</sup> parallèles aux poutrelles St=25cm<44cm...Vérifiée.



**Fig.III.7:** Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

**Tableau.III.11 :** Le schéma de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
RDC et Etage Courant	<p>1HA12</p> <p>2HA12+1HA10</p>	<p>1HA12</p> <p>1HA10</p> <p>2HA12+1HA10</p>	<p>1HA12</p> <p>2HA12+1HA10</p>
Terrasse inaccessible	<p>1HA12</p> <p>3HA12</p>	<p>1HA12</p> <p>1HA10</p> <p>3HA12</p>	<p>1HA12</p> <p>3HA12</p>

**III.3. Etude des dalles pleines :**

L<sub>x</sub> : la plus petite dimension du panneau.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad \text{Si : } \rho > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens.}$$

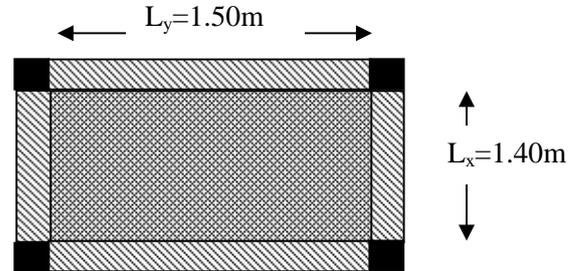
Si :  $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$  La dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant  $l_x$ ).

### III.3.1. Dalle pleine sur quatre appuis :

#### Type 1 : dalle d'ascenseur

##### 1. Evaluation des charges :

$$G = 4,97 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$



$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 11.96 \text{ KN/m}$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 8.47 \text{ KN/m}$$

$$\dots = \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{150} = 0.93 \Rightarrow \dots > 0.4$$

→ La dalle travail selon deux sens  $L_x$  et  $L_y$ .

##### 2. Calcul à l'ELU : $\epsilon = 0$ et $\dots = 0.93$

➤ **Calcul des moments :** Du tableau l'annexe on tire les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  qui correspondent à  $\epsilon = 0$  et  $\dots = 0.93$

$$\rightarrow \begin{cases} \sim_x = 0.0428 \\ \sim_y = 0.8450 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \sim_x \times L_x^2 \times P_U = 1.003 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \sim_y = 0.847 \text{ KN.m} \end{cases} \quad (\text{Annexe 4})$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur,  $h = 15\text{cm}$  (Epaisseur de la dalle)

##### • Moment en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times (1.003) = 0.853 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times (0.847) = 0.721 \text{ KN.m} \end{cases}$$

##### • Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times M_{ox} = 0.5 \times (1.003) = 0.5016 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0.5 \times M_{oy} = 0.5 \times (0.847) = 0.4239 \text{ KN.m} \end{cases}$$

##### ➤ Calcul de la section d'armatures :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section  $(b \times h) = (1 \times 0.15) \text{ m}^2$ .

$$\text{Le diamètre des barres utilisées doit être : } w \leq \frac{h}{10} \Rightarrow w \leq \frac{15}{10} (= 1.5 \text{ cm})$$

##### En travée :

##### ➤ Sens xx :

$$\tilde{\mu}_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \tilde{\mu}_{bu} = \frac{0.852 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \tilde{\mu}_{bu} = 0.0049 \Rightarrow \tilde{\mu}_{bu} < \tilde{\mu}_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$r = 1.25 * \langle 1 - \sqrt{1 - 2 * \tilde{\mu}_{bu}} \rangle = 0.0061; Z = d \times (1 - 0.4 \times r) \Rightarrow Z = 0.1097m$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{0.852 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1097} \Rightarrow A = 0.225cm^2$$

➤ **Sens yy :**

$$\tilde{\mu}_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \tilde{\mu}_{bu} = \frac{0.720 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \tilde{\mu}_{bu} = 0.00419 \Rightarrow \tilde{\mu}_{bu} < (\tilde{\mu}_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$r = 0.0052 ; Z = 0.1097m$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{0.720 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1097} \Rightarrow A = 0.188cm^2$$

**En appuis :**

$$\tilde{\mu}_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \tilde{\mu}_{bu} = \frac{0.3 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \tilde{\mu}_{bu} = 0.0017 \Rightarrow \tilde{\mu}_{bu} < (\tilde{\mu}_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$r = 0.0052 ; z = 0.1097m$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{0.3 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1097} \Rightarrow A = 0.0785cm^2$$

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

Pour  $h > 12$  cm et  $\dots \geq 0.4$  ; avec :  $f_e E 400 \Rightarrow \dots_0 = 8 \times 10^{-4}$

➤ **Sens xx :**

$$A_x^{\min} = \dots_0 \left( \frac{3 - \dots}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 0.0008 \times \left( \frac{3 - 0.93}{2} \right) \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1.159cm^2$$

➤ **Sens y-y :**

$$A_y^{\min} = \dots_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.12cm^2$$

**Tableau III.12 :** Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.

Localisation	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Sens xx	0.852	0.5016	0.225	0.0785	1.159	1.159	4T8=2.01	4T8=2.01
Sens yy	0.720	0.4239	0.188	0.0664	1.12	1.159	4T8=2.01	4T8=2,01

❖ **Espacement des armatures :**

Armatures //  $L_x$ :  $S_t \min (3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures //  $L_y$ :  $S_t \min (4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ , On opte:  $S_t=25\text{cm}$  pour les deux sens.

**3. Vérification à l'ELU :**❖ **Cisaillement :**

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\dots}{2}} \Rightarrow V_{\max} = \frac{11.96 \times 1.5}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.93}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 6.123 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{6.123 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} \Rightarrow \tau_U = 0.055 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

**4. Vérification à l'ELS :**• **État limite de compression du béton :**

$$\left( \tau_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \right) \leq \overline{\tau}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\epsilon = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \sim_x = 0.0500 \\ \sim_y = 0.8939 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \sim_x q_s L_x \Rightarrow M_x = 0.0500 \times 8.47 \times 1.4^2 = 0.830 \text{ KN.m} \\ M_y = \sim_y M_x \Rightarrow M_y = 0.8939 \times 0.830 = 0.742 \text{ KN.m} \end{cases}$$

(Annexe 4)

➤ **Moments en travées :**

$$M_t^x = 0.85 M_x \Rightarrow M_t^x = 0.705 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y \Rightarrow M_t^y = 0.631 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en appuis :**

$$M_a^x = 0.5 M_x \Rightarrow M_a^x = 0.415 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\tau_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \tau_{bc} \leq \overline{\tau}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

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

➤ **Selon  $L_x$  :**  $M_t^x = 0.705 \text{ KN.m}$  ;  $A = 2.01 \text{ cm}^2$  ;  $d = 11 \text{ cm}$  ;  $Y = 2.07 \text{ cm}$  ;  $I = 2699.97 \text{ cm}^4$ 

$$\tau_{bc} = 0.540 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Selon  $L_y$  :**  $M_t^y = 0.631 \text{ KN.m}$  ;  $A = 2.01 \text{ cm}^2$  ;  $Y = 2.07 \text{ cm}$  ;  $I = 2699.97 \text{ cm}^4$ 

$$\tau_{bc} = 0.484 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

➤ **Selon L<sub>x</sub> :**  $M'_x = 0.705KN.m$ ,  $A = 2.01cm^2$  et  $d = 11cm$  ;  $Y = 2.07cm$  ;  $I = 2699.97cm^4$

$$\bar{\tau}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \left( 110 \sqrt{y \times f_{tj}} \right) \right] = 201.63MPa. \text{ [BAEL91] (Art. B. 7. 5)}$$

**Avec :**  $y = 1.6$  (acier HA)

$$\tau_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \tau_{st} = 22.296MPa < 201.63 MPa \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

➤ **Selon L<sub>y</sub> :**  $M'_y = 0.631KN.m$  ;  $A = 2.01cm^2$  ;  $Y = 2.07cm$  ;  $I = 2699.97cm^4$

$$\tau_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \tau_{st} = 19.956MPa < 201.63 MPa \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

• **Etat limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Sens X-X :**

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.107 > 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \quad \text{[BAEL91] (Art. L.IV, 10)}$$

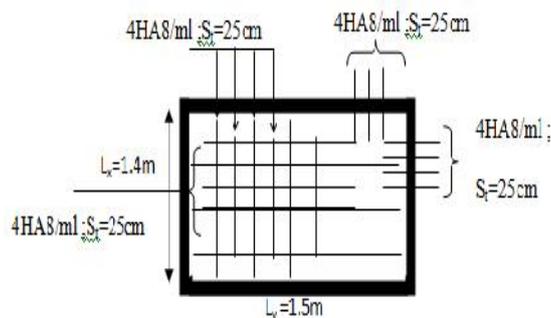
$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0028 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$1. \frac{h}{l_y} > \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}} \Leftrightarrow 0.107 > 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0028 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées dans les deux sens.



**Fig. .8:** Schéma de ferrailage d'une Dalle pleine sur 4 appuis.

**III.3.2. Dalles pleines sur trois appuis :****Type 1 : dalle de balcon à coté de l'ascenseur**

1. **Méthode de calcul :** On utilise la théorie des lignes de rupture.

$$1) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$2) l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

**1. Calcul des sollicitations :**

$$\dots = \frac{1}{4.42} = 0,226 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{4.42}{2} = 2.21 \Rightarrow L_x < L_y / 2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0y} = p \times \frac{L_x^3}{6} \\ M_{0x} = p \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times p \times L_x^3 \end{cases}$$

$$\text{On a: } G = 4.97 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 11.96 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 4.97 + 3.5 = 8.47 \text{ KN/m}^2$$

**2. Ferrailage à l'E.L.U :**

$$\begin{cases} M_{0y} = 11.96 \times \frac{1^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 1.993 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = 11.96 \times \frac{1^2}{2} \times 4.42 - \frac{2}{3} \times 11.96 \times 1^3 \Rightarrow M_{0x} = 18.458 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**En travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 15.688 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 1.694 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**➤ En appuis :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.4 M_{0x} = 7.383 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.4 M_{0y} = 0.677 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$w_x \leq \frac{h}{10} \Rightarrow w_x \leq \frac{15}{10} ; \text{ Soit } w_x = 12mm$$

$$d_x = h - \left(\frac{w_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 3\right) = 10.4cm$$

$$d_y = h - \left(\frac{3}{2}w_x + e\right) \Rightarrow d_y = 14 - \left(\frac{3}{2}1.2 + 3\right) = 9.2cm$$

**Tableau.III.13:** Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis type1.

	Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$		Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
En travée	Selon y	1.694	0.0115	0.0144	0.1014	0.48	1.23	5T10=3.93
	Selon x	15.688	0.085	0.111	0.1089	4.14	1.664	5T12=5.65
En appui	Selon x	7.383	0.040	0.051	0.111	1.91	1.664	5T8=2.51
	Selon y	0.797	0.0054	0.0067	0.102	0.224	1.23	5T8 =2,51

### 3. Calcul de l'espacement des armatures :

**Sens // à Ly :**  $S_t \leq \min(4e; 45cm)$ .

Donc  $S_t \leq 45cm$  ; On opte :  $S_t=20cm$

**Sens // à Lx :**  $S_t \leq \min(3e; 33cm)$ .

Donc  $S_t \leq 33cm$  ; On opte:  $S_t=20cm$

#### 1. Vérification a l'E.L.U :

##### ➤ L'effort tranchant :

$$V_{max} = \frac{P_U \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\dots}{2}} = \frac{11.96 \times 4.42}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.226}{2}} = 23.748 KN$$

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b \times d_x} \Rightarrow \tau_{max} = \frac{23.748 \times 10^{-3}}{1 \times 0.114} \Rightarrow \tau_{max} = 0.208MPa < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

(Vérifier)

#### 2. Vérification a l'E.L.S :

$$\tau_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc}; \quad \tau_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\tau}_{bc} = 15MPa$$

$$\begin{cases} M_{0y} = 8.47 \times \frac{1^3}{6} = 1.411 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{ser_y} = 0.85 \times 1.41 = 1.199 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = 8.47 \times \frac{1^2}{2} \times 4.42 - \frac{2}{3} \times 8.47 \times 1^3 = 13.072 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{ser_x} = 0.85 \times 13.07 = 11.11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Sens //  $L_y$  :**

✓ **Calcul de  $y$  :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} y - 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 0,114 = 0$$

On trouve :  $y = 0,031 \text{ m}$

✓ **Calcul de  $I$  :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_y - y)^2 \Rightarrow I = \frac{1}{3} \times 0,031^3 + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} (0,114 - 0,031)^2 ; I = 4128449 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification de  $\tau_{bc}$  :**

$$\tau_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \tau_{bc} = \frac{4.029 \times 10^{-3} \times 0,0296}{4128.449} \Rightarrow \tau_{bc} = 2.88 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ vérifié.}$$

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

$$\tau_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\tau}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; \left( 110 \sqrt{y \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

➤ **Vérification de  $\tau_{st}$  :**

$108.91 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa}$  Vérifié

$$\tau_{st} = 15 \times \frac{4.029 \times 10^{-3}}{4128.449} \times (0.104 - 0.0296) \Rightarrow \tau_{st} = 108.91 \text{ MPa}$$

**Sens // à  $L_x$  :**

✓ **Calcul de  $y$  :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 \Leftrightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 5.65 \times 10^{-4} y - 15 \times 5.65 \times 10^{-4} \times 0,092 = 0$$

Racine d'équation seconde degré :  $y = 0.0319 \text{ m}$

✓ **Calcul de  $I$  :**

$$I = \frac{1}{3} \times 0,0319^3 + 15 \times 5.65 \times 10^{-4} (0,092 - 0,0319)^2 \Rightarrow I = 8271.686 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification de  $\tau_{bc}$  :**

$$\tau_{bc} = \frac{11.688 \times 10^{-3} \times 0,0319}{8271.686} = 4.5 \text{ MPa} \text{ C'est vérifié.}$$

➤ Vérification de  $\tau_{st}$  :

$$\tau_{st} = 15 \times \frac{11.688 \times 10^{-3}}{8271.686} \times (0.092 - 0.0319) = 127.3 < 201.63 MPa \text{ c'est vérifié.}$$

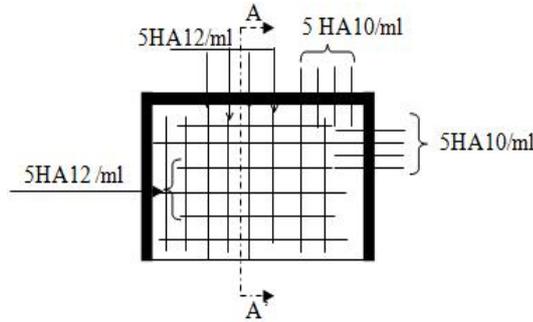


Fig. III.9: Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.

Type2 :

1. Evaluation des charges :

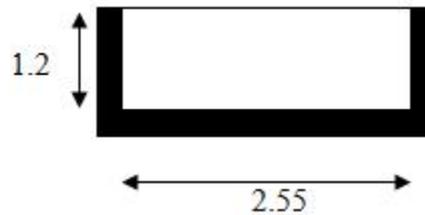
A l'ELU :

$$G = 4,97 KN/m^2, \quad Q = 3.5 KN/m^2$$

$$P_U = 1.35G + 1.5Q = 11.96 KN/m$$

A l'ELS :  $P_s = G + Q = 8.47 KN/m$

$$\dots = \frac{L_x}{L_y} = \frac{120}{255} = 0.47 \Rightarrow \dots > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travail selon deux sens } L_x \text{ et } L_y.$$



2. Calcul à l'ELU :  $\epsilon = 0$  et  $\dots = 0.47$

-Calcul des moments :

De tableau on tire les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  qui correspondent à  $\epsilon = 0$  et  $\dots = 0.47$

$$\rightarrow \begin{cases} \sim_x = 0.1008 \\ \sim_y = 0.2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \sim_x \times L_x^2 \times P_U = 1.736 KN.m \\ M_{oy} = M_{ox} \times \sim_y = 0.434 KN.m \end{cases} \quad \text{(Annexe 4)}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, h = 14cm (Epaisseur de la dalle)

Tableau III.14 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis type2.

Localisation	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Sens xx	6.953	3.273	1.569	1.569	1.518	1.518	4T8=2.01	4T8=2.01
Sens yy	2.927	1.377	1.569	1.569	1.12	1.518	4T8=2.01	4T8=2,01

**Tab III.15:** Contraintes dans le béton de la dalle sur 3 appuis type2.

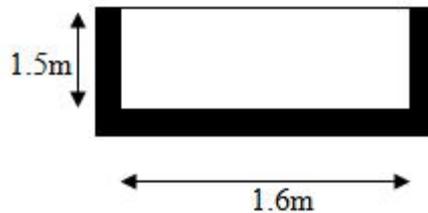
Le sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	bc (MPa)	adm (MPa)	remarque
Selon x-x	4.92	2.07	2699.97	0.414	15	Vérifiée
Selon y-y	2.073	2.07	2699.97	0.031	15	Vérifiée
appui	2.317	2.07	2699.97	0.505	15	Vérifiée

**Type3 :**

**1. Evaluation des charges :**

$$G = 4,97 \text{KN/m}^2, \quad Q = 3.5 \text{KN/m}^2$$

**A l'ELU :**  $P_U = 1.35G + 1.5Q = 11.96 \text{KN/m}$



**A l'ELS :**  $P_S = G + Q = 8.47 \text{KN/m}$

$$\dots = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{160} = 0.94 \Rightarrow \dots > 0.4$$

➔ La dalle travail selon deux sens  $L_x$  et  $L_y$ .

**2. Calcul à l'ELU :**

$$\epsilon = 0 \text{ et } \dots = 0.94$$

**-Calcul des moments :**

De tableau on tire les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  qui correspondent à  $\epsilon = 0$  et  $\dots = 0.94$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sim_x = 0.0419 \\ \sim_y = 0.8661 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \sim_x \times L_x^2 \times P_U = 1.127 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \sim_y = 0.967 \text{KN.m} \end{cases} \quad \text{(Annexe 4)}$$

**Tableau III.16 :** Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis type 3.

Localisation	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Sens xx	1.735	0.816	1.569	1.569	1.236	1.236	4T8=2.01	4T8=2.01
Sens yy	3.144	1.479	1.569	1.569	1.2	1.236	4T8=2.01	4T8=2,01

**Tab III.17:** Contraintes dans le béton de la dalle sur 3 appuis type3.

Le sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	bc (MPa)	adm (MPa)	remarque
Selon x-x	1.228	2.07	2699.97	0.103	15	Vérifiée
Selon y-y	2.227	2.07	2699.97	0.033	15	Vérifiée
appui	1.048	2.07	2699.97	0.126	15	Vérifiée

**Type4 :****1. Evaluation des charges :**

$$G = 4,97 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 11.96 \text{ KN/m}$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 8.47 \text{ KN/m}$$

$$\dots = \frac{L_x}{L_y} = \frac{120}{4.75} = 0.253 \Rightarrow \dots < 0.4$$

→ La dalle travail selon un sens.

**2. Calcul à l'ELU :****-Calcul des moments :**

$$\rightarrow \begin{cases} \sim_x = \\ \sim_y = \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \sim_x \times L_x^2 \times P_U = 27.124 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \sim_y = 34.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tableau III.18:** Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis type 4.

Localisation	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>a</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>a</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>a</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )
Sens xx	20.34	10.849	4.708	2.456	1.648	1.648	5T12=5.65	4T10=3.16
Sens yy	2.58	1.377	0.305	1.569	1.12	1.648	4T8=2.01	4T8=2,01

**Tab III.19:** Contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis type4.

Le sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (m <sup>4</sup> )	bc (MPa)	adm (MPa)	remarque
Selon x-x	14.407	6.331	0.0006644	1.373	15	Vérifiée
Selon y-y	1.829	5.517	0.0032580	0.0309	15	Vérifiée

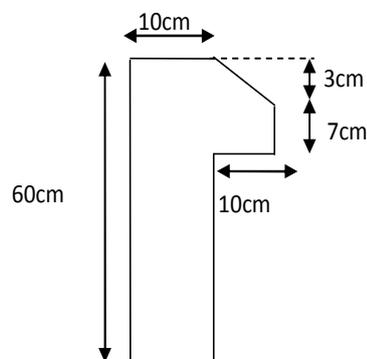
appui	7.683	7.019	0.0003219	1.675	15	Vérifiée
-------	-------	-------	-----------	-------	----	----------

### III.4. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique ( $F_p$ ) et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Dans notre cas  $h=60\text{cm}$  et la terrasse est inaccessible.



**Fig.III.10** : Dimensionnement de l'acrotère.

#### III.4.1. Hypothèses de calcul :

- ✓ L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- ✓ La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1m.

#### III.4.2. Evaluation des charges et surcharges :

##### ➤ Surface de l'acrotère :

$$S = 0.6 \cdot 0.1 + 0.07 \cdot 0.1 + (0.03 + 0.1) / 2$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

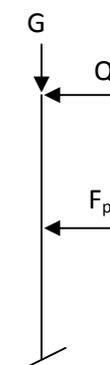
##### ➤ Poids propre :

$$G_1 = 25 \cdot 0.0685 \cdot 1 = 1.712 \text{ KN/ml}$$

##### ➤ Enduit de ciment :

$$G_2 = \chi_c \times e \quad G_2 = 20 \cdot 0.02 = 0.4 \text{ KN/m}$$

Donc :  $W_p = G_1 + G_2 = 1.712 + 0.4 = 2.11 \text{ KN/ml}$



**Fig.III.11** : Schéma statique de l'acrotère.

➤ **La charge d'exploitation :**

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

**III.4.3.calcul de la force sismique :**

La force horizontale  $F_p$  est donnée par la formule suivante :

$$F_p=4*A*c_p*W_p \quad [\text{RPA version 2003}] \text{ (Art 6.2.3)}$$

Avec:

A: Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, A=0.15).

$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p=0.8$ ).

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

$$F_p = 4*0.15*0.8*2.11$$

$$F_p=1.0128\text{KN/ml}$$

**III.4.4.Calcul des sollicitations:**

➤ **Calcul du centre de gravité:**

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} X_G = 6.2\text{cm} \\ Y_G = 33.02\text{cm} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul des sollicitations:**

L'acrotère est sollicité par:

- ✓ Un effort normal dû à son poids propre:  $N_G = W_p = 2.11\text{KN}$ .
- ✓ Un effort normal dû à la surcharge  $N_Q = 0\text{KN}$ .
- ✓ Un effort normal dû à l'action sismique  $N_F = 0\text{KN}$ .

Les moments engendrés par ces efforts sont :

- ✓  $M_G = 0\text{KN.m}$
- ✓  $M_Q = Q \cdot h = 1 \cdot 0.6 = 0.6\text{KN.m}$
- ✓  $M_F = F_p \cdot Y_G = 1.0128 \cdot 0.3302 = 0.334\text{KN.m}$ .

➤ **Combinaisons d'actions :**

**Tableau. III. 20 :** Combinaison d'actions pour l'acrotère.

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.11	2.85	2.11
M (KN.m)	0.934	0.9	0.6

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$\text{On a : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = \frac{0.9}{2.85} = 0.316 \text{ m ; } \frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1\text{m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée.

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ( $e = \frac{M_u}{N_u}$ ) par une excentricité totale de calcul.  $e = e_1 + e_a + e_2$

Avec :

- $e_1$  : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.
- $e_a$  : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.  
 $e_a = \max(2\text{cm} ; H/250)$ .
- $H$  : hauteur de l'acrotère = 60cm  $\Rightarrow e_a = \max(2\text{ cm}; \frac{60}{250}) = 2\text{ cm}$

**[CBA 93](Article A.4.3.5)**

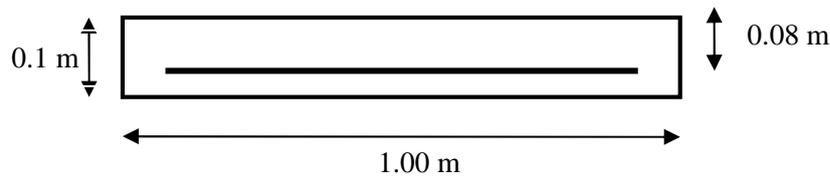
- $e_2$  : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.
- $e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + w \times \gamma)}{h_0 \times 10^4}$
- $w$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.
- $h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.
- $= \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$
- $l_f$  : Longueur de flambement.  $\Rightarrow l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m}$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.10} = 0.009\text{m}$$

D'où :  $e = 0.316 + 0.02 + 0.009 = 0.345\text{m}$

- **Position du centre de pression :**  $e_G = M_u/N_u = 0.983/2.85 = 0.345\text{m} > y_G = h_0/2 = 0.05\text{m}$   
Le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\begin{cases} N_u = 2.85 \text{ KN.} \\ M_u = N_u \times e = 2.85 \times 0.345 = 0.983 \text{ KN.} \end{cases}$$



**Fig. III.12:** Section de l'acrotère

$\frac{h}{6} < e_1 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple pour une section rectangulaire  $b \times h_0$  soumise à un moment égal à :

$$M_u = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.983 + 2.85 \times (0.08 - 0.10/2) = 1.07 \text{ KN.m}$$

$$Mu = 1.07 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \gamma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.07 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.012$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$= 1.25 * [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.015$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times r) = 0.08 \times (1 - 0.4 \times 0.015) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{Mu}{z \times \sigma_{st}} = \frac{1.07 \times 10^{-3}}{348 \times 0.079} = 0.385 \text{ cm}^2.$$

En flexion composée on a :  $N_u$  est un effort de compression

$$\Rightarrow A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.385 \times 10^{-4} - \frac{2.85 \times 10^{-3}}{348} = 0.303 \text{ cm}^2.$$

#### A .Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$  On adopte:  $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\Phi 6 = 1.13\text{cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Espacement :**

1. Armatures principale :  $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \Rightarrow$  on prend  $S_t = 25 \text{ cm}$

2. Armatures de répartition :  $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \Rightarrow$  on prend  $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\leq \bar{\sigma} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) \Rightarrow \leq \bar{\sigma} = \min(2.5 ; 3\text{MPa}) \Rightarrow \leq 2.5\text{MPa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.0128 + 1 \Rightarrow V_u = 2.0128 \text{ KN.}$$

$$\sigma_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \sigma_u = \frac{2.0128 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \quad \text{Vérifiée. Pas de risque de cisaillement.}$$

$$\Rightarrow \sigma_u = 0.025 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_u < \bar{\sigma}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\sigma_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \sum U_i)} \leq \bar{\sigma}_{ser}$$

$$V_u = F_p + Q.$$

Avec :  $u_i$  : la somme des périmètres des barres.

$$u_i = \pi \cdot n \cdot \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48\text{mm.}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{2.0128 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.278 \text{ MPa .}$$

$$\bar{\sigma}_{ser} = 0.6 \times \sigma_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83\text{MPa .}$$

$$\sigma_{ser} < \bar{\sigma}_{ser} \quad \text{Vérifiée.}$$

**b. Vérification à l'ELS :** (vérification des contraintes)

La fissuration étant préjudiciable car l'acrotère est exposé aux intempéries.

$d = 0.08 \text{ m}$  ;  $N_{ser} = 2.11 \text{ KN}$  ;  $M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$  ;  $\mu = 1.6$  pour les HA (haute adhérence).

➤ **Vérification des contraintes limites de l'acier et du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t} ; \quad \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{y * f_{t28}}\right) = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable.

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{0.6}{2.11} = 0.284 \text{ m .}$$

$e_G > \frac{H}{2} = 0.05 \text{ m}$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort

normal  $N_{ser}$  est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

➤ **Position du centre de poussée :**

D'après la convention de signe illustrée par le schéma à côté on a :

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$|c| = |e_G - y_G| \Rightarrow |c| = |0.284 - 0.05| \Rightarrow c = 0.234 \text{ m}$$

Le calcul d' $y_c$  revient à résoudre l'équation suivante :

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0.$$

Avec :

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$P = -3 \times (0.234)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.08 - 0.234}{1} \Rightarrow P = -0.1617 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$q = -2 \times (0.234)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 - 0.234)^2}{1} \Rightarrow q = -0.026 \text{ m}^3$$

Tel que :

$$= q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (-0.026)^2 + \frac{4 \times (-0.1617)^3}{27} = 4.963 \times 10^{-5}$$

$$> 0 \quad t = 0.5 \times (\Delta^{1/2} - q) = 0.01652$$

Donc on choisit :  $Z = 1.652 \text{ cm} \Rightarrow Y_c = Z - p/3 * Z = 1.684 \text{ cm}$ .

$$Y_{ser} = 1.684 + 0.284 = 1.968 \text{ cm}$$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 9.83 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.11 \times 10^{-3}}{9.83 \times 10^{-3}} \times 0.01968 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0042 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\tau_s = 15 \times \frac{2.11 \times 10^{-3}}{9.83 \times 10^{-3}} \times (0.08 - 0.01968) \Rightarrow \tau_s = 0.194 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{st}$$

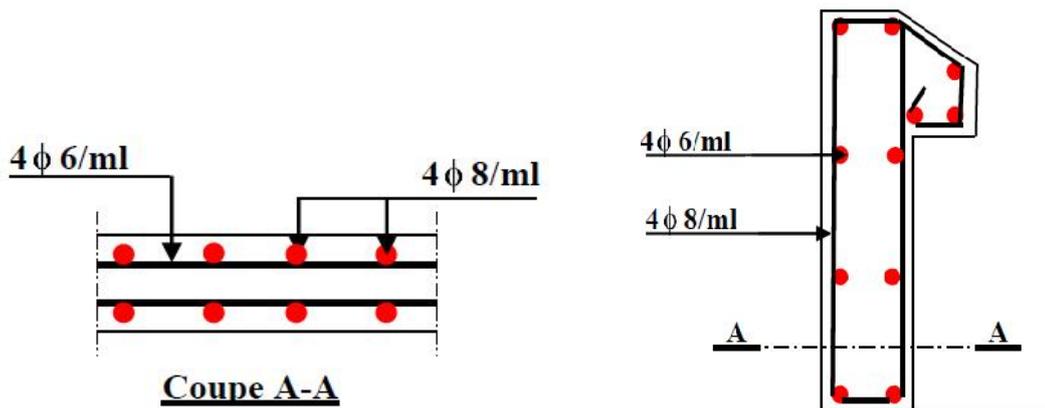


Fig. III.13 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

### III.5. Etude de l'ascenseur :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Il est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée, on doit bien-sûr lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, se trouve au-dessus de la gaine.

Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires.

D'après la réglementation en matière d'urbanisme, l'ascenseur est exigible pour les bâtiments de cinq étages et plus.

### III.5.1. Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui elles sont appliquées.

#### ❖ Caractéristiques de l'ascenseur :

$B_s$ ,  $T_s$ ,  $H_k$  sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

$F_c$  : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.

$P_M$  : Charge due à la dalle des machines.

$D_M$  : charge due à l'ascenseur.

Dimension de la cabine : Longueur : 190cm ; Largeur : 180cm ; Hauteur : 220cm.

$V=1\text{m/s}$  Vitesse de levage.

$P_m= 15\text{KN}$  : Charge due à la salle des machines.

$D_m= 82\text{KN}$  : Charge due au poids propre de l'ascenseur.

$F_c= 102\text{KN}$  : Charge due à la tension dans les câbles.

Hauteur de la dalle « h » **[RPA99] (version 2003)**

$$h \geq \frac{L_{\max}}{30} = \frac{190}{30} = 6.33\text{cm}$$

$h_t$  : doit être au moins égale à 13cm

On optera pour une hauteur :  $h = 20\text{cm}$ .

La surface de cabinet est :  $S = B_s * T_s = 1.80 * 1.90 = 3.42\text{m}^2$

Poids de 08 personnes = 630 kg = 6.3KN

### III.5.2.Evaluation des charges et surcharges :

$G_1=25*0.2=5\text{KN/m}^2$  Poids de la dalle en béton armé.

$G_2=22*0.04=0.88\text{KN/m}^2$  Poids du revêtement en béton armé ( $e=4\text{cm}$ ).

$G=5.88\text{KN/m}^2$ ;  $Q=1\text{KN/m}^2$

$P=P_M+D_M+ \text{charge nominale} = 15+82+6.3=103.3\text{KN}$

### III.5.3.Calcul de la dalle pleine :

#### ❖ Hypothèse :

- La dalle est coulée sur place.
- La machine est centrée au milieu.
- La dalle repose sur 4 appuis.

Elle est soumise à une charge concentrée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

### III.5.3.1. Cas d'une charge répartie :

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$\alpha_x = \frac{l_x}{l_y} = 1.80 \div 1.90 = 0.95$$

$$0,4 \leq \alpha_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

➤ **Moments dus au poids propre de la dalle :**

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés en fonction du rapport  $\alpha_x$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ .

q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**  $\nu = 0$   
 $\mu_x = 0.0410$  et  $\mu_y = 0.8875$

Poids de la dalle :  $G = 5.88 \times 1 \text{ ml} = 5.88 \text{ KN/ml}$ .

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

$$G_{\text{tot}} = (F_c/s) + 5.88 = 29.82 + 5.88 = 35.70 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 \times 35.70 + 1.5 \times 1 = 49.695 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_x = 0,0410 \times (49.695) \times (1.9)^2 = 7.355 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,8875 \times 7.355 = 6.527 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des moments réels :**

➤ **En travée :** Sens x-x' :  $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 * 7.355 = 6.25 \text{ KNm}$

$$\text{Sens y-y' : } M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 * 6.527 = 5.547 \text{ KNm}$$

➤ **En appui :**  $M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 0.3 * 7.355 = 2.206 \text{ KNm}$

#### 4) Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de largeur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d_x = 18 \text{ cm}$  et  $d_y = 18 \text{ cm}$ .

**Tableau.III.21** : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M (KN.m)	$\tilde{\nu}_{bu}$	r	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	x-x	6.25	0.013	0.016	0.179	1.003	2.173	4HA10=3.14
	y-y	5.547	0.012	0.014	0.178	0.895	2.173	4HA10=3.14
Appui	x-x	2.206	0.004	0.005	0.178	0.356	2.173	4HA10=3.14

➤ **Vérification à l'E.L.U** :  $\epsilon = 0$

❖ **Condition de non fragilité** :

On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \nu_0 = 0.0008$  ;  $e = 20\text{cm}$  ;  $b = 100\text{cm}$  ;  $\nu = 0.95$

$$e > 12\text{cm} \left. \begin{array}{l} \\ > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \nu_0 \times \frac{3-e}{2} \times b \times e \\ A_{\min}^y = \nu_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 1.65\text{cm}^2/\text{ml} \\ A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow A_t^y = 1.65 / 4 = 0.41\text{cm}^2/\text{ml} \text{ (Vérfiée).}$$

❖ **Calcul des espacements** :

Sens x-x' :  $S_t \leq \min(3e; 33\text{c m}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$  on adopte  $S_t = 25\text{cm}$

Sens y-y' :  $S_t \leq \min(4e; 45\text{c m}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm}$  on adopte  $S_t = 25\text{cm}$

❖ **Vérification de l'effort tranchant** :

$$\nu_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \nu_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$\nu = 0.95 > 0.4 \Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens

$$\text{Sens x - x} : V_x = q_u \times \frac{1_x}{3} = 29.817\text{KN}$$

$$\text{Sens y - y} : V_y = q_u \times \frac{1_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 20.215\text{KN} \Rightarrow \nu_u = \frac{29.817 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18}$$

$$\nu_u = 0.166\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \quad (\text{Vérfiée})$$

➤ **Vérification à l'ELS** :  $\epsilon = 0.2$

❖ **Etat limite de service (ELS)** :  $\hat{\nu} = 0.2$

$$\nu = 0.95 \quad \tilde{\nu}_x = 0.0483 \text{ et } \tilde{\nu}_y = 0.9236$$

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 49.695 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 50.695 \text{KN/m}^2$$

$$M_x = 0,0483 \times (50.695) \times (1.9)^2 = 8.839 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,9236 \times 8.839 = 8.164 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.839 \text{KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 8.164 \text{KNm} \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x}' : M_{tser}^x = 0.85 \times M_0^x = 7.513 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_{tser}^y = 0.85 \times M_0^y = 6.939 \text{KN.m}$$

❖ **Etat limite de compression de béton :**

$$f_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{f}_{bc}$$

**Sens x-x :**  $A_x = 3.14 \text{cm}^2$ ,  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 18 \text{ cm}$  ;  $y = 3.68 \text{cm}$  ;  $I = 11319.6 \text{cm}^4$

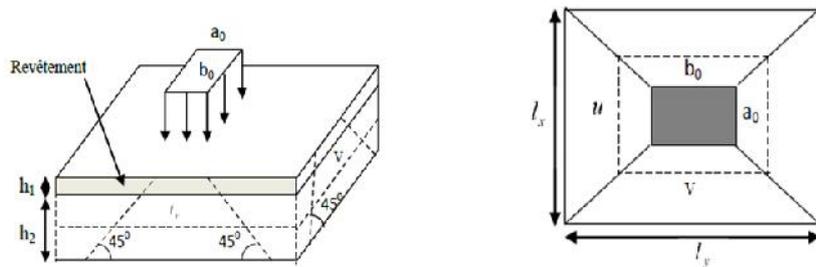
$$f_{bc} = 2.44 \text{MPa} \leq \overline{f}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

**Sens y-y :**  $A_y = 3.14 \text{cm}^4$  ;  $b = 100 \text{cm}$  ;  $d = 18 \text{cm}$  ;  $y = 3.68 \text{cm}$  ;  $I = 11319.6 \text{cm}^4$

$$f_{bc} = 2.25 \leq 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

**III.5.3.2.Cas d'une charge concentrée :**

La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur une aire  $a_0 \times b_0$ , elle agit uniformément sur une aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.



**Fig.III.14 :** Schéma représentant la surface d'impact.

➤ **Calcul de U et V :**

$$\begin{cases} U = a_0 + 2Ke_0 + h_0 \\ V = b_0 + 2Ke_0 + h_0 \end{cases}$$

Avec:  $K=1$  pour le béton (le revêtement est en béton).

$e_0 = 4 \text{cm}$  étant l'épaisseur de revêtement.

$h_2 = h_0 = 20 \text{cm}$  épaisseur de la dalle.

$a_0 = b_0 = 80\text{cm}$  Cotes de rectangle sur lequel la charge  $P$  s'applique.

$$\Rightarrow \begin{cases} U = 80 + 2 \cdot 4 + 20 = 108\text{cm} \\ V = 80 + 2 \cdot 4 + 20 = 108\text{cm} \end{cases}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

On a des HA  $f_c E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$  ;  $e = 20\text{cm}$  ;  $b = 100\text{cm}$  ;  $\gamma_b = 0.95$

$$e > 12\text{cm} \left. \begin{array}{l} \\ > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3 - \gamma_b}{2} \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 1.65\text{cm}^2/\text{ml} \\ A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow A_t^y = 1.65 / 4 = 0.41\text{cm}^2 / \text{ml} \text{ Vérifiée.}$$

➤ **Condition de non poinçonnement :**  $P \leq 0,045 \cdot \gamma_b \cdot \tilde{c} \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  (aucune armature

transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée). Avec  $\tilde{c}$  : périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\tilde{c} = 2(u + v) = 2(1,08 + 1,08) = 4.32 \text{ m.}$$

$$P = 10.33\text{t} \leq 0,045 \times 4.32 \times 0,20 \times \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 64.8\text{t} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

➤ **Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU :**

$$M_x = P \cdot (M_1 + \gamma_b \cdot M_2)$$

$$M_y = P \cdot (\gamma_b \cdot M_1 + M_2)$$

$M_1, M_2$  coefficients donnés par les abaques en fonction de  $\rho$  et des rapports  $\frac{U}{l_x}$  et  $\frac{V}{l_y}$

$U$  et  $V$  côtés du rectangle sur lesquels la charge  $P$  s'applique, compte tenu de la diffusion à  $45^\circ$  dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$M_1$  En fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $\rho$  ;  $M_2$  En fonction de  $\frac{v}{l_y}$  et  $\rho$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = \frac{110}{180} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.61 \\ \frac{lx}{l_y} = \frac{180}{190} \Rightarrow \frac{lx}{l_y} = 0.95 \end{array} \right. \Rightarrow M_1 = 0.095; \left\{ \begin{array}{l} \frac{v}{l_y} = \frac{110}{190} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.58 \\ \frac{lx}{l_y} = \frac{180}{190} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.95 \end{array} \right. \Rightarrow M_2 = 0.067$$

**A l'ELU :**

$$M_{ux1} = q M_1 ; M_{uy1} = q M_2$$

$$\text{Avec : } q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 1033 + 1,5 \times 0 = 1394.55 \text{ Kg/ml} = 139.455 \text{ KN/m}$$

$$M_{ux1} = 13,9455 \times 0,095 = 1.325 \text{ t.m} = 13.248 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy1} = 13,9455 \times 0,067 = 0.934 \text{ t.m} = 9.343 \text{ KN.m}$$

➤ **Evaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$\dots = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \sim_x = 0.0410 \\ \sim_y = 0.8875 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 \times 5.88 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 9.44 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \sim_x \times q_u \times l_x^2 \quad M_{x2} = 1.254 \text{ KNm} ; M_{y2} = \sim_y \times M_{x2} \quad M_{y2} = 1.113 \text{ KNm}$$

➤ **Superposition des moments :**

$$\text{Les moments agissants sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14.502 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.456 \text{ KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

- **En travée :** 
$$\begin{cases} M_t^y = 0.85 \times 10.456 = 8.887 \text{ KNm} \\ M_t^x = 0.85 \times 14.502 = 12.326 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **En appuis :**  $M_y^a = M_x^a = -0.3 \times 14.502 = -4.35 \text{ KNm}$

➤ **Calcul de ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de largeur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d_x = 18 \text{ cm}$  et  $d_y = 18 \text{ cm}$ .

**Tableau.III.22 :** Ferrailage de la dalle de la salle des machines.

Sens		M (KN.m)	$\sim_{bu}$	r	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	x-x	12.326	0.0268	0.034	0.1775	1.995	2.1735	4HA10=3.14
	y-y	8.887	0.0193	0.024	0.1782	1.433	2.1735	4HA10=3.14
Appui	x-x	4.35	0.0094	0.012	0.1791	0.6979	2.1735	4HA10=3.14

➤ **Vérification à l'E.L.U :**

❖ **Condition de non fragilité :**

On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$  ;  $e = 20\text{cm}$  ;  $b = 100\text{cm}$  ;  $\alpha = 0.95$

$$e > 12\text{cm} \left. \begin{array}{l} \\ > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-}{2} \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 1.65\text{cm}^2/\text{ml} \\ A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow A_t^y = 1.65 / 4 = 0.41\text{cm}^2 / \text{ml} \text{ (Vérifiée).}$$

❖ **Vérification au poinçonnement :**

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{b} \quad [\text{BAEL91}] \text{ (Article H. III.10)}$$

Avec :  $p_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$h$  : Epaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (108 + 108) \Rightarrow U_c = 432\text{cm} ; \quad p_u = 139.45\text{KN}$$

$$\text{Or } p_u = 139.45\text{KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{b} = 648\text{KN} \quad \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

❖ **Diamètre des barres :**

$$s_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$s_{\max} = 10\text{mm} < 20 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

❖ **Les espacements :**

$$\text{On doit vérifier : } S_{tx} \leq \min (3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_{tx} = 25 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (4h; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_{ty} = 25 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :  $b=100\text{cm}$  ;  $d=18\text{cm}$ .**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \tau_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

On a  $v = u \Rightarrow V_u = \frac{p_u}{3 \times v} = 43.04\text{KN} \Rightarrow \tau_u = 0.239\text{MPa} < \tau_u = 1.25\text{MPa} \Rightarrow \text{C'est vérifié, pas de rupture par cisaillement.}$

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

✓ **Les moments engendrés par le système de levage :**

$$q_{\text{ser}} = g = 103.3 \text{KN.m}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + \mu \times M_2) = 103.3 \times (0.095 + 0.2 \times 0.067) = 11.977 \text{ KNm.} \\ M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + \mu \times M_1) = 103.3 \times (0.067 + 0.2 \times 0.095) = 8.884 \text{ KNm} \end{cases}$$

✓ **Les moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :**

$$= 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \text{à ELS } (\mu = 0.2) \\ \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases}$$

$$q_{\text{ser}} = 5.88 + 1 = 6.88 \text{KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 & M_{x2} = 1.076 \text{KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} & M_{y2} = 0.994 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.977 + 1.076 = 13.053 \text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.884 + 0.994 = 9.878 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

❖ **Calcul des moments :**

$$M_t^x = 0.85 \times 13.053 \Rightarrow M_t^x = 11.095 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 9.878 \Rightarrow M_t^y = 8.396 \text{KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times 13.053 \Rightarrow M_a = -6.526 \text{KN.m}$$

❖ **Etat limite de compression de béton :**  $\sigma_{bc} = M_{\text{ser}} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

✓ **Sens x-x :**  $y = 3.673 \text{cm} ; I = 11319.623 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 2.38 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

✓ **Sens y-y :**  $y = 3.673 \text{cm} ; I = 11319.623 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 2.38 \leq 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

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

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

➤ **Vérification de la flèche :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$h/l = 0.11 \quad 1/16 = 0.06 ; h/l = 0.11 \quad \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0.042$$

Les deux conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est Pas nécessaire.

## ❖ Schéma de ferrailage :

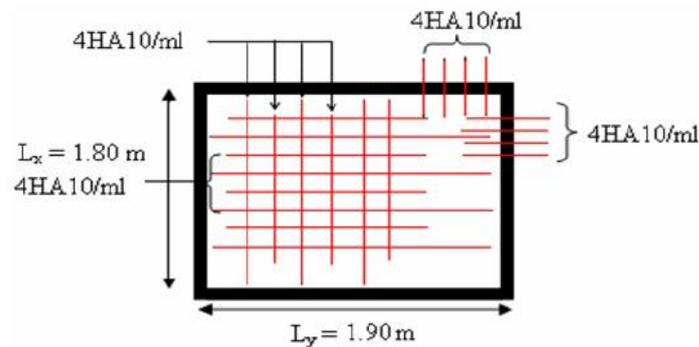


Fig. III.15 : Schéma de ferrailage de la dalle de la locale machine.

**III.6. Etude des escaliers :**

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

**III.6.1. Escalier étages courants et RDC :**

Ce type d'escalier est composé de :

**Tableau.III.23 :** Caractéristiques de la 1ère et la 2ème volée.

Caractéristiques	Valeurs
Epaisseur de la paillasse et du palier (e)	15 cm
Charge permanente sur la volée ( $G_v$ )	$7.93 \text{ KN/m}^2$
Charge permanente sur le palier ( $G_p$ )	$4.86 \text{ KN/m}^2$
Charge d'exploitation sur la volée ( $Q_v$ )	$2.5 \text{ KN/m}^2$
Charge d'exploitation sur le palier ( $Q_p$ )	$2.5 \text{ KN/m}^2$

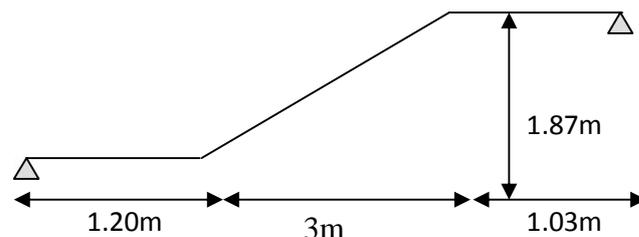
**Volée 1 :**

Fig. III.16 : Schéma statique volée1.

Volée 2 :

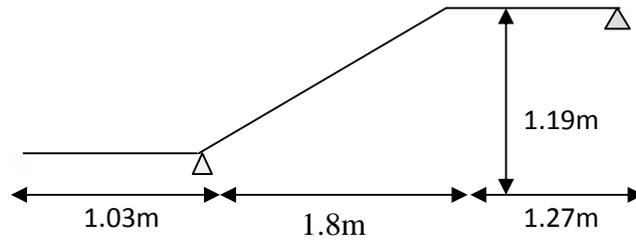


Fig. III.17 : Schéma statique volée2.

### III.6.2. Combinaisons de charges :

Volée 1 :

a) L'ELU :

$$q_v = 1.35 \times 7.932 + 1.5 \times 2.5 = 14.458 \text{ KN / ml}$$

$$q_p = 1.35 \times 4.86 + 1.5 \times 2.5 = 10.311 \text{ KN / ml}$$

b) L'ELS :

$$q_v = 10.432 \text{ KN/m} ; q_p = 7.36 \text{ KN/m}$$

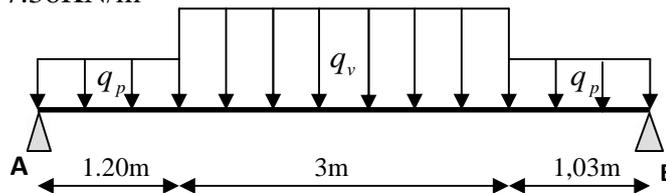


Fig. III.18: Schéma statique1 avec chargement.

Volée 2:

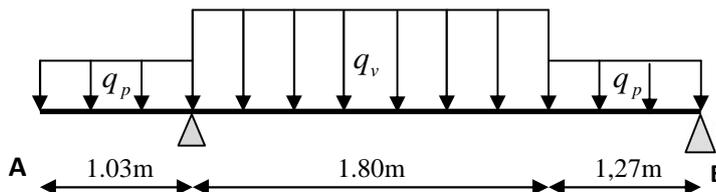


Fig. III.19 : Schéma statique2 avec chargement.

a) L'ELU.

$$q_v = 1.35 \times 7.932 + 1.5 \times 2.5 = 14.458 \text{ KN / ml}$$

$$q_p = 1.35 \times 4.86 + 1.5 \times 2.5 = 10.311 \text{ KN / ml}$$

$$q_v = 10.458 \text{ KN/m} ; q_p = 10.311 \text{ KN/m}$$

b) L'ELS:

$$q_v = 7.932 + 2.5 = 10.432 \text{ KN / ml}$$

$$q_p = 4.86 + 2.5 = 7.36 \text{ KN / ml}$$

$$q_v = 10.432 \text{ KN/m}; q_p = 7.36 \text{ KN/m}$$

### III.6.3. Calcul du ferrailage :

#### ➤ Calcul de la volée:

Ce calcul se fait comme pour une poutre continue sur deux appuis. Les deux appuis étant la poutre brisée et le voile de la cage d'ascenseur.

#### Calcul à l'ÉLU :

$$G_v = 7.93 \text{ KN/m}; Q = 2.5 \text{ KN/m}; q = 14.458 \text{ KN/m}$$

Les sollicitations sont calculées par la méthode RDM qui donne ;

$$R_a = R_b = q * L / 2 \Rightarrow R_a = 21.68 \text{ KN.}$$

$$M_0 = q * L^2 / 8 = 16.26 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = 8.13 \text{ KNm ; en appui.}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 12.195 \text{ KNm ; en travée}$$

#### Ferrailage en travée : (flexion simple)

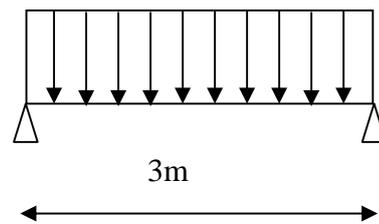
$$M_t = 12.195 \text{ KNm} \Rightarrow A_s = 12.32 \text{ cm}^2$$

#### Ferrailage en appui : (flexion simple)

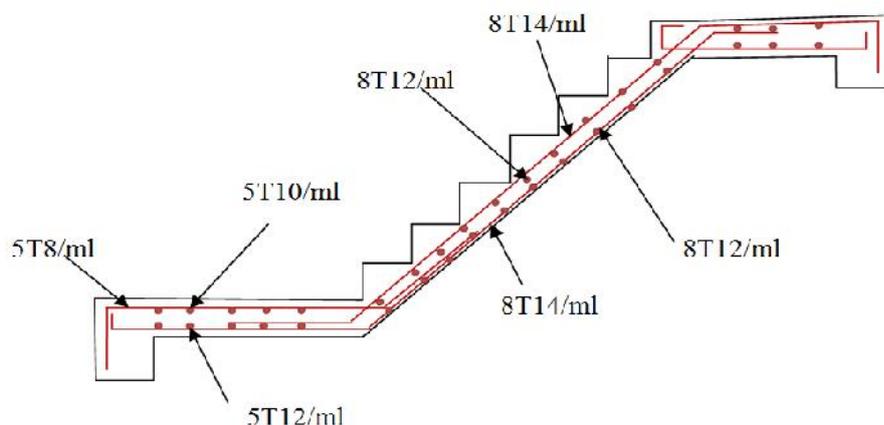
$$M_a = 8.13 \text{ KNm} \Rightarrow A_s = 9.05 \text{ cm}^2$$

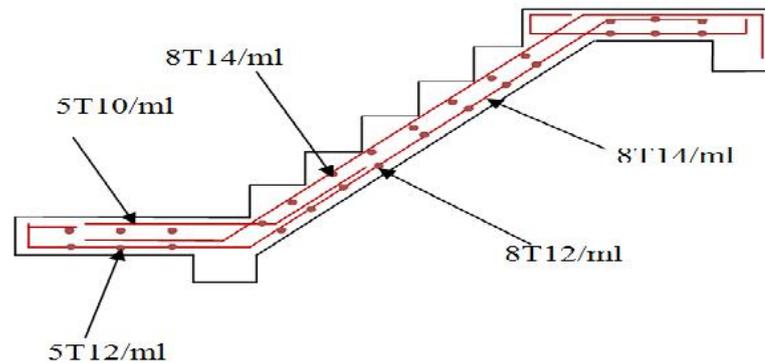
#### ➤ Schéma de ferrailage :

##### Volée 1 :



**Fig.III.20** : Schémas statique de la Volée (1)



**Volée 2 :****Fig.III.21:** Schéma de ferrailage d'escalier.**III.6.4. Vérification à l'ELU et à l'ELS :****a) Vérification à l'ELU :**✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23 * 1 * 0,12 * 2,1/400 = 1,449 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a :  $A > A_{\min}$  Condition vérifiée.

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**  $\dagger_u \leq \bar{\dagger}_u = \min(0,13 \times \frac{f_{c28}}{\chi_b}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}.$ 

$$\dagger_u = \frac{V}{b.d} = \frac{21,68 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,181 \text{ MPa} < \bar{\dagger}_u. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}) \times \frac{\chi_s}{f_e} = (21,68 \times 10^{-3} - \frac{12,195 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,12}) \times \frac{1,15}{400} = 0,000262 \text{ m}^2$$

✓ **Calcul des armatures de répartition :**

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{12,32}{4} = 3,08 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisit : } 4\text{T}10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{9,05}{4} = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisit : } 4\text{T}10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Ecartement des barres :**

$$\text{Armatures longitudinales : } S_l \leq (3 \times h; 33) \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures transversales : } S_t \leq (4 \times h; 45) \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

**b) Vérification à l'ELS :**

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

## ✓ Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \xi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \xi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9.d \times \sum U_i$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres des barres =  $f \times n \times w$

$$\sum U_i = n.w.f = 7 \times 1.4 \times 3.14 = 30.772 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{2.75 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times 30.772 \times 10^{-2}} = 0.0827 \text{ MPa.} \implies \tau_{ser} < \tau_{ser}^- \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton :

$$\tau_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$q_v = G_v + Q = 10.43 + 2.5 = 12.93 \text{ MPa} \implies M_0 = 3.65 \text{ KNm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = -0.5M_0 = 1.82 \text{ KNm en appui.} \\ M_t = 0.75M_0 = 2.75 \text{ KNm en travée.} \end{array} \right.$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

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

**Tableau .24:** Vérification des contraintes de compression dans le béton

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	τ <sub>bc</sub> (MPa)	τ <sub>bc</sub> <sup>-</sup> (MPa)
Travées	2.75	4506.73	2.26	0.548	15
Appuis	1.82	2793.62	2.46	0.279	15

## ✓ Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1) : 0.10 > 0.0625 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2): 0.15 > 0.077 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3) : 0.0102 > 0.0105 \quad \text{condition vérifiée.}$$

### III.6.5. Etude du palier de repos :

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau.

#### Evaluation des charges :

$$\text{On a : } G = 4.86 \text{ KN/m}^2$$

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

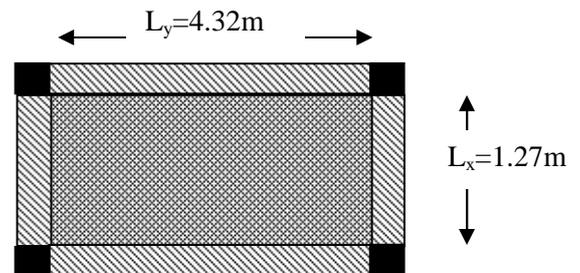
**ELU :**

$$P_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 4.86 + 1.5 \times 2.5$$

$$P_u = 10.311 \text{ KN/m}^2$$

**ELS:**

$$P_s = G + Q = 4.86 + 2.5 = 7.36 \text{ KN/m}^2$$



**Fig. III.22 :** Palier de repos.

#### 1. Calcul de l'élancement de la dalle :

$$= \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.27}{4.32} = 0.294 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle se comporte comme une poutre} \Rightarrow \text{la flexion est}$$

dans un seul sens (sens de  $l_x$ ) et la flexion selon  $l_y$  est négligeable.

$$l_x = 1.27\text{m} < \frac{l_y}{2} = \frac{4.32}{2} = 2.16\text{m} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

#### 2. Calcul des sollicitations :

➤ **En travée :**

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y$$

➤ **En appui :**

$$M_a = -0.4 \times \max(M_0^x; M_0^y)$$

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.25:** Calcul des sollicitations.

Combinaisons	P (KN/m <sup>2</sup> )	Les moments en KN.m				
		M <sub>0</sub> <sup>x</sup>	M <sub>0</sub> <sup>y</sup>	M <sub>t</sub> <sup>x</sup>	M <sub>t</sub> <sup>y</sup>	M <sub>a</sub>
ELU	10.311	21.84	3.52	18.564	2.99	- 8.736
ELS	7.36	15.59	2.512	13.25	2.13	-6.236

**3. Vérification à l'E.L.U :**

On fera le calcul de la dalle à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur et de 15 cm d'épaisseur.

**1. Détermination de la hauteur utile d :**

Le diamètre maximal des armatures à utiliser dans le ferrailage est :

$$\frac{\max}{x} \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \frac{\max}{x} \leq \frac{150}{10} = 15\text{mm} ; \text{ Soit } W_x = 15\text{mm}$$

On prend l'enrobage  $c' = 2$  cm.

$$d_x = e - \left(\frac{x}{2} + c'\right) \Rightarrow d_x = 15 - \left(\frac{1.5}{2} + 2\right) = 12.25\text{cm}$$

$$d_y = e - \left(\frac{3}{2} x + c'\right) \Rightarrow d_y = 15 - \left(\frac{3}{2} \times 1.5 + 2\right) = 10.75\text{cm}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.26:** Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$		Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	X	18.465	0.0866	0.1133	0.1169	4.538	1.479	5T12=5.65
	Y	3.52	0.0214	0.0270	0.1063	0.951	1.298	5T8=2.51
En appui		8.736	0.0409	0.0522	0.119	2.109	1.479	5T10=3.93

**5. Espacement des armatures :**

- ✓ Armatures // L<sub>x</sub>: S<sub>t</sub> min (3e, 33 cm) = 33 cm ⇒ S<sub>t</sub>=20cm.
- ✓ Armatures // L<sub>y</sub>: S<sub>t</sub> min (4e, 45 cm) = 45 cm ⇒ S<sub>t</sub>= 25cm.

**6. Vérification à l'E.L.U :****6.1. Condition de non fragilité :**

$$e \geq 12\text{cm et } \rho < 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

Avec :  $\rho_0 = 0.0008$  Acier HA Fe400

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.624\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.12\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

## 6.2. L'effort tranchant :

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07}{b} \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$

$$\rho < 0.4 \Rightarrow V_U = \frac{q_u \times l_x}{2} = \frac{10.311 \times 1.257}{2} = 6.48\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{6.48 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1225} = 0.052 \text{ MPa} < 1.25\text{MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée, Pas d'armatures transversales.}$$

## 7. Vérification à l'E.L.S :

### 7.1. Etat limite d'ouverture de fissures :

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

### 7.2. Vérification des contraintes de compression dans le béton :

$$M_t^x = 18.564 \text{ KN.m, } M_t^y = 3.52\text{KN.m, } M_a = 8.736\text{KN.m}$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

$$\tau_{bc} = \frac{M_t^{\text{ser}} \times y}{I} \leq \tau_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre  $y$  est donnée par la résolution de l'équation ci-après :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0.$$

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

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

**Tableau III.27:** Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	Sens	$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$y$ (cm)	$\tau_{bc}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bc}$ (MPa)	$\tau_{bc} < \bar{\tau}_{bc}$
Travées	x-x	13.25	7880.354	3.787	6.367	15	Vérifiée
	y-y	2.13	3083.374	2.493	1.722	15	

Appuis	x-x	6.236	5919.22	3.250	3.423	15	
	y-y					15	

**7.3. Etat limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{20 \times M_0^x} ; \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

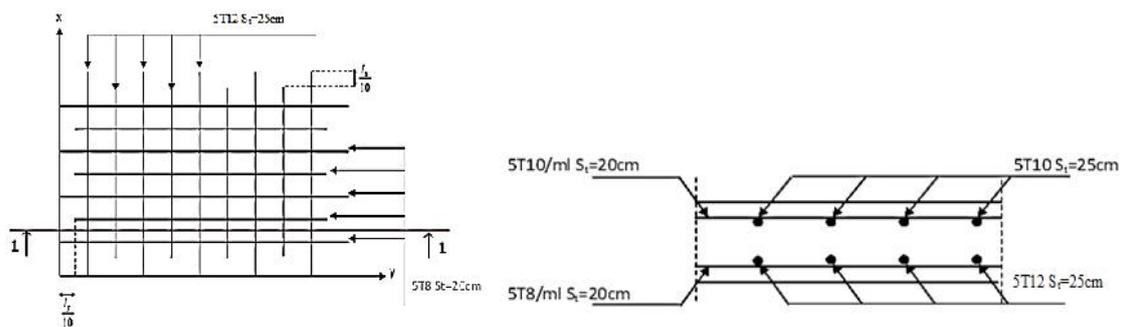
[BAEL91] (Art .L.IV, 10)

$$\frac{h}{l_x} = \frac{14}{125} = 0.112 > \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} = \frac{13.19}{20 \times 15.51} = 0.042 \dots\dots\dots \text{..Vérifiée .}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{5.61}{100 \times 11.3} = 0.005 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{..vérifiée .}$$

Les deux conditions sont vérifiées  $\Rightarrow$  l'évaluation de la flèche est inutile

**8. Schéma de ferrailage :**



**Fig. III.23:** Schéma de ferrailage du palier de repos.

**III.6.6. Etude de la poutre brisée:**

Notre poutre palière est une poutre brisée. Elle est soumise à son poids propre, aux charges transmises par les escaliers sous forme de réaction d'appui ainsi qu'aux moments de torsions. Son calcul se fait comme suit ;

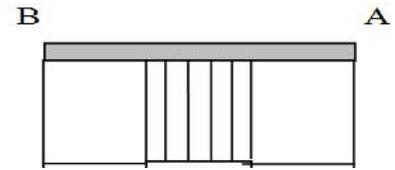
**1. Dimensionnement :**

$$L_{max} = 4.72 - 0.40 = 4.32m$$

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 28.8cm < h < 43.2cm$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad (\text{RPA.VII.7.5})$$



On prend :  $h=40\text{cm}$  ;  $b=30\text{cm}$ .

La poutre brisée est soumise à la flexion simple, en outre elle est soumise à la torsion.

## 2. Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise à son poids propre

$$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.4 = 3\text{KN/ml}$$

$$g_1 = 25 \times 0.4 \times 0.3 / \cos 31.94 = 3.53\text{KN/ml}$$

$g_0$  : étant le poids propre de la partie horizontale.

$g_1$  : étant le poids propre de la partie inclinée.

En plus de son poids propre elle est soumise aux charges transmises par l'escalier.

$$R_p = 10.311\text{KN/ml} \text{ et } R_v = 14.458\text{KN/ml}$$

Avec :

$R_v$  : charge ramenée par la volée.

$R_p$  : charge ramenée par le palier.

## 3. Calcul des sollicitations

$$0 \leq x \leq 1.2\text{m} ;$$

$$M_{/F} = 0 \Rightarrow$$

$$R_A = \frac{(R_p + 1.35g_0) \times 3 \times 2.7 + (R_v + 1.35g_1) \times 1.03 \times 4.715 + (R_v + 1.35g_1) \times 1.2^2 / 2}{4.3}$$

$$R_A = 51.98\text{KN}$$

$$R_B = \frac{(R_p + 1.35g_0) \times 3 \times 2.53 + (R_v + 1.35g_1) \times 1.03 \times 4.63 + (R_v + 1.35g_1) \times 1.03^2 / 2}{4.3}$$

$$R_B = 49.04\text{KN}$$

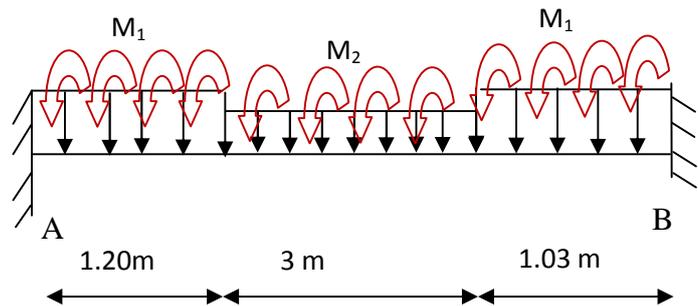
$M_0$  : moment isostatique de la poutre brisée avec :  $M_0 = q_{eq} \times l^2 / 8$

$$M_0 = 63.37\text{KN.m}$$

$V_u$  : effort tranchant de la poutre brisée avec :  $V_u = q_{eq} \times l / 2$

$$V_u = 58.95\text{KN}$$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des moments et leurs ferrillages correspondant ainsi que la contrainte de cisaillement.



**Tableau III.28** : Résultat de ferrailage.

	Moment (kN.m)	$A_{cat} (cm^2)$	$\frac{M}{F_s \cdot CME}$ (a)
En travée	$0.85M_0 = 53.68$	4.27	0.52
En appui	$0.4M_0 = 25.35$	1.96	0.52

**4. Calcul de la section d'armature à la flexion simple :**

**Exigence du RPA Art7.5.2.1** :  $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 6cm^2$

**Tableau III.29**: Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

	$M(KN.m)$	$\sim_{bu}$	$r$	Z (cm)	$\frac{M}{F_s \cdot CME}$ (a)	$A_{min} (cm^2)$
<b>En travée</b>	53.68	0.0877	0.1150	36.25	4.27	6
<b>En appuis</b>	25.35	0.0413	0.0527	37.20	1.96	6

**5. Vérification à l'ELU :**➤ **L'effort tranchant :**

$$V_u = 58.95KN \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.52 \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\alpha_b} f_{c28}; 4MPa\right) = 3.25MPa \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\alpha_s}{f_e} \Rightarrow A = \left(58.95 \times 10^{-3} - \frac{53.68 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.38}\right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -2.82cm^2 \text{ Vérifier.}$$

**6. Calcul de l'espacement  $S_t$  :**

$$S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 34.2. \text{ On opte : } S_t = 20cm \text{ en travée et } S_t = 15cm \text{ en appui}$$

**7. Calcul de la section d'armature a la torsion :**

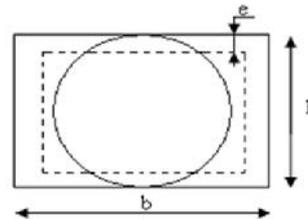
Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier.

$$M^{torsion} = M_b^a = 11.54KN.m$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi



- A<sub>l</sub>: section d'acier
- $e = \varnothing / 6 = b/6 = 5\text{cm}$
- $\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0875\text{m}^2$
- $U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1.2\text{m}$

Fig.III.24 : Section creuse équivalente.

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \chi_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 22.75\text{cm}^2$$

**Section d'armatures finale :**

➤ **En travée :**

Soit :  $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 4.27 + \frac{22.75}{2} \Rightarrow A^t = 15.64\text{cm}^2 > A_{min} = 6\text{cm}^2$

On ferraille avec A<sub>min</sub>, Soit : A<sup>t</sup> = 8HA16 = 16.08cm<sup>2</sup>

➤ **En appui :**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 1.96 + \frac{22.75}{2} \Rightarrow A^a = 13.33\text{cm}^2 > A_{min} = 6\text{cm}^2.$$

On ferraille avec A<sub>min</sub>, Soit : A<sup>a</sup> = 7HA16 = 14.07 cm<sup>2</sup>

**8. Vérification de la contrainte de cisaillement :**  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec  $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$  ..... [BAEL] (ChapI.III)

On a V<sub>max</sub> = 58.95KN;  $\tau_{flexion} = 0.52\text{MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{11.54 \times 10^{-3}}{0.0875 \times 2 \times 0.05} = 1.32\text{MPa}$$

D'où  $\tau_u = 1.32\text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$  .....Condition vérifiée

**9. Calcul des armatures transversales a la torsion :**

Soit St = 15cm en travée et 10cm en appuis

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \chi_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{11.54 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 875 \times 10^{-8} \times 348} \Rightarrow A_t = 0.33 \text{ cm}^2$$

D'où  $A_t = 1.35 + 0.33 = 1.68 \text{ cm}^2$  ; Soit un cadre et un étrier  $\text{Ø}8 = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

### 10. Schéma de ferrailage de la poutre palière :

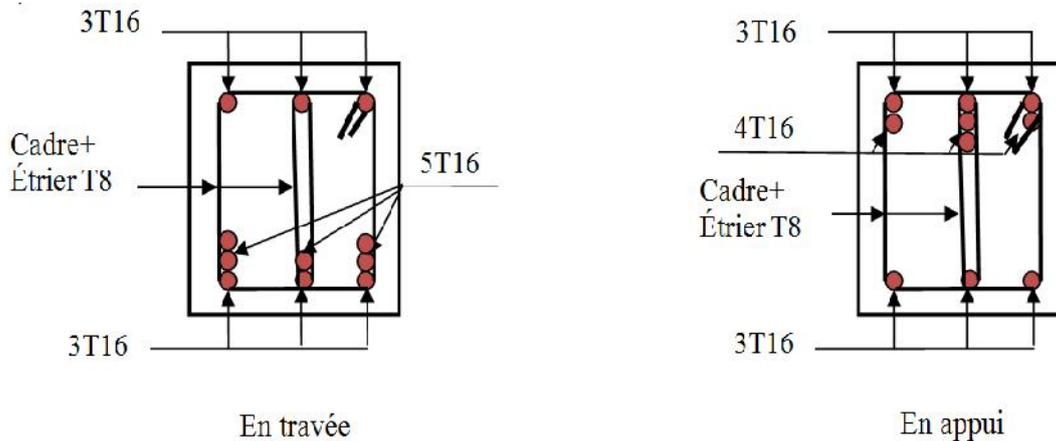


Fig.III.25 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

## III.7. Etude des poutres de chaînages :

### III.7.1. Définition :

Les poutres de chaînage, à calculer dans notre projet, sont des poutres horizontales en béton armé qu'on peut distinguer en deux types :

**Type I :** les poutres qui ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher et sur lequel repose des murs en double parois.

**Type II :** les poutres qui servent d'appuis pour les escaliers.

#### III.7.1.1. Etude du chaînage type I :

##### 1. Dimensionnement :

La portée maximale de la poutre de chaînage est :

$$L_{\max} = 3.40 - 0.4 = 3 \text{ m}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm} \quad \text{Condition de flèche [RPA99] (Art 9.3.3)}$$

$$h \geq 15 \text{ cm}; \quad b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20 \text{ cm} \quad (30 \text{ cm est l'épaisseur de mur}).$$

On adopte :  $h = 30 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$ .

##### 2. Calcul des sollicitations :

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 \Rightarrow P_p = 2.25 \text{ KN/m}$$

Poids des murs :  $P_m = 2.67 \times (3.06-0.3) \Rightarrow P_m = 7.369 \text{ KN/m}$ .

Poids du plancher à corps creux :  $P_p = 4.45 \times \frac{1.5}{2} \Rightarrow P_p = 3.337 \text{ KN/m}$

$P_u = 1.35 \times (2.25 + 3.337 + 7.369) \Rightarrow P_u = 17.49 \text{ KN/ml}$

$P_s = 7.369 + 2.25 + 3.337 = 12.956 \text{ KN/ml}$

**3. Calcul à l'E.L.U :**

$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 19.676 \text{ KN.m}$

$M_t = 0.75M_u \Rightarrow M_t = 14.757 \text{ KN.m}$ ;

$M_a = -0.5M_u = -9.838 \text{ KN.m}$

**Armatures longitudinales :**  $d = 0.9 \times h \Rightarrow d = 0.9 \times 0.3 \Rightarrow d = 0.27 \text{ m}$

**Tableau.III.30:** Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

	$M \text{ (KN.m)}$	$\sim_{bu}$	$\Gamma$	$Z \text{ (m)}$	$A_s \text{ calculé (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ adopté (cm}^2\text{)}$
En travée	14.757	0.0475	0.061	0.2634	1.6	0.978	3HA12=3.39
En appui	9.838	0.0316	0.040	0.1728	1.636	0.978	3HA12=3.39

**4. Vérifications à l'E.L.U :**

➤ **Effort tranchant :**

$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 26.235 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.0972 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ c'est vérifié}$

➤ **Calcul des armatures transversales :**  $w_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; w_t\right) \Rightarrow w_t \leq 11.42 \text{ mm}$

Soit un cadre T8 plus un étrier T8  $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **L'espacement :**

1)  $St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 24.3 \text{ cm}$

2)  $S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.0972 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t = -40.24 \leq 0 \quad \text{[CBA] (Art$

**A.5.1.2.3)**

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm} \quad .\text{On prend: } S_t = 20 \text{ cm}$$

**5. Vérification à l'E.L.S:**

a) **Vérification de la contrainte dans le béton :**  $\uparrow_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ ;  $M_S = 14.575 \text{ KNm}$ .

$$M_t^s = 0.75 \times M_S = 10.93 \text{ KNm}$$

$$M_a^s = 0.5 \times M_S = 7.287 \text{ KNm}$$

**Calcul de y :**  $A = 3.39 \text{ cm}^2$ ;  $\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 4.756 \text{ cm}$

**Calcul de I :**  $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 28746.30 \text{ cm}^4$

**En travée:** ( $\uparrow_{bc} = 1.8106 \text{ MPa}$ )  $< 15 \text{ MPa}$  ..... Vérifiée

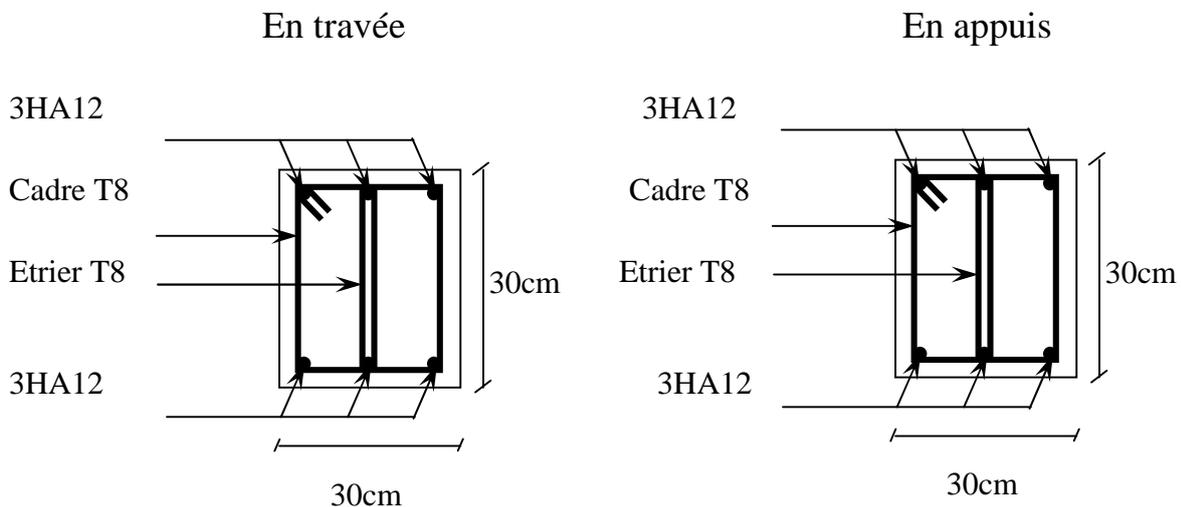
**En appuis:** ( $\uparrow_{bc} = 1.2056 \text{ MPa}$ )  $< 15 \text{ MPa}$  ..... Vérifiée

**b) Evaluation de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.1 > 0.0625; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.07 = 0.07; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0042 < 0.01 \text{ D'ou la}$$

vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**2. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage :**



**Fig.III.26:** Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage de type I.

**III.7.1. 1.Etude du chaînage type II :**

La poutre de chaînage sert comme appui pour l'escalier, il est sollicité outre son poids propre, par les réactions et le moment de torsion engendrée par l'escalier.

Son étude sera faite à la flexion simple et à la torsion.

### 1. Dimensionnement :

La portée de la poutre de chaînage est :  $L_{\max} = (4.72 - 0.40) = 4.32\text{m}$

Selon la condition de la flèche

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{432}{15} \leq h \leq \frac{432}{10} \Rightarrow 28.8\text{cm} \leq h \leq 43.2\text{cm}$$

Soit :  $h = 40\text{ cm} \Rightarrow$  la section de la poutre à adopter est :  $\mathbf{b \times h = 30 \times 40\text{ cm}^2}$ .

### 2. Etude à la flexion simple :

#### 2. 1. Charge supportées par la poutre :

Poids propre de chaînage :  $P_c = \gamma_b \times b \times h = 25 \times 0.30 \times 0.40 = 3\text{KN/m}$

$$\text{Réaction de l'escalier: } \begin{cases} R = 25.088\text{KN./ ml.....ELU.} \\ R = 18.01\text{KN/ml .....ELS} \end{cases}$$

#### 2. 2. Combinaisons de charges :

##### 2.2. 1. ELU :

$$P_u = 1.35 \times P_c + R = 1.35 \times 3 + 25.088 = 29.14\text{ KN/ml}$$

##### 2.2. 2. ELS:

$$P_s = P_c + R = 3 + 18.01 = 21.01\text{ KN/ml}$$

### 3. Calcul des sollicitations :

**Tableau.III.31:** Sollicitations à l'ELU et à l'ELS.

Combinaison	P (KN/ml)	M <sub>s</sub> à l <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> à l <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
ELU	25.088	58.52	-29.26	43.89	54.19	-54.19
ELS	21.01	49.01	-24.50	36.75	45.38	-45.38

### 4. Le ferrailage :

**Tableau.III.32:** Ferrailage de la poutre de chaînage type II.

$$.d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.40 = 0.36\text{m.}$$

Localisation	M (KNm)	$\tilde{b}_u$	r	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> < A <sub>min</sub>
En travée	43.89	0.0795	0.1037	0.3451	3.65	4.347	3HA14

Aux appuis	29.26	0.0529	0.0679	0.3502	2.40	4.357	4.62
------------	-------	--------	--------	--------	------	-------	------

#### 4.1. Vérifications à l'E.L.U :

Tableau.III. 33: Vérification à l'ELU.

Cisaillement	Armatures longitudinales au cisaillement
$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm}$	$A \geq \frac{\lambda_s \cdot V_u}{f_e}$
0.150 < 3.25	4.62 > 1.55
Vérifiée	

#### 4.2. Vérification à l'E.L.S :

##### 4.2. 1. Etat limite d'ouverture de fissures :

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

##### 4.2. 2. Vérification des contraintes de compression dans le béton :

Tableau.III. 34: Vérification des contraintes dans le béton.

Localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$y$ (cm)	$\tau_{bc}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bc}$ (MPa)	$\tau_{bc} < \bar{\tau}_{bc}$
Appuis	24.25	70920.90	6.405	2.19	15	Vérifiée
Travées	36.75	70920.90	6.405	3.318	15	

##### 4.2. 3. Vérification de la flèche : [CBA93] (art B.6.5.3)

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

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{432} = 0.092 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots \dots \dots \text{..vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{432} = 0.092 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{43.89}{10 \times 58.52} = 0.075 \dots \dots \dots \text{..vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.62}{30 \times 36} = 0.0043 \quad \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### 4.3. Etude à la torsion :

Le moment de torsion est dû aux moments aux appuis ( $M_a=13.805\text{KN.m}$ ) des escaliers et il est maximum à l'encastrement et il est égal à :

$$M_T = \frac{M_a \times L}{2} = \frac{13.805 \times 4.32}{2} = 29.82\text{KN.m}$$

#### 4.3.1. Contrainte de cisaillement due à la torsion $\tau_T$ :

$$\tau = \frac{M_T}{2 \times \dots \times e}$$

$$e = \frac{\min(b; h)}{6} = \min(30; 40) = 30\text{cm} \Rightarrow e = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm.}$$

$$= (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (40 - 5) = 875 \text{ cm}^2.$$

$$\tau = \frac{29.82 \times 10^{-3}}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 3.40\text{Mpa.}$$

On doit vérifier que  $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau = \sqrt{\tau_T^2 + \tau_u^2} = \sqrt{3.40^2 + 0.15^2} = 3.41\text{MPa}$$

$$= 3.07 \text{ Mpa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Risque de rupture par cisaillement.}$$

#### 4.3.2. Armatures longitudinale à la torsion :

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_l = \frac{M_T \times \mu \times s}{2 \times f_e \times \dots}$$

Avec :

$\mu$  : C'est le périmètre de la surface  $\Omega$ .

$$\mu = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{ cm}$$

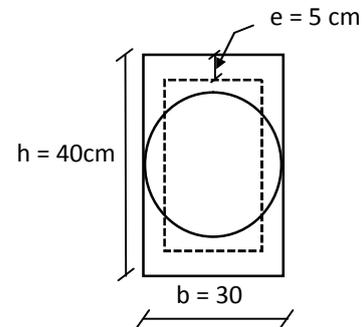
$$A_l = \frac{29.82 \times 10^{-3} \times 120 \times 1.15}{2 \times 400 \times 875 \times 10^{-4}} = 5.88 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

$$A_l = 5.88 \text{ cm}^2$$

#### 4.3.3. Armatures transversales :

##### 1. A la torsion :

$$\frac{A_t \times f_e}{t \times s} = \frac{M_T}{2 \times \dots} \Rightarrow A_t = \frac{M_T \times t \times s}{2 \times f_e \times \dots}$$



Avec :

t : C'est l'espacement entre les armatures transversales. Soit  $t = 20 \text{ cm} \Rightarrow$

$$A_t = \frac{29.82 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 400 \times 875 \times 10^{-4}} = 0.979 \text{ cm}^2.$$

**2. A la flexion simple :**

Soit un espacement  $t = 20 \text{ cm}$

$t = 20 \text{ cm} < \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(32.4 ; 40) \text{ cm} = 32.4 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Vérifiée

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times t}{f_c} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.2}{400} = 0.60 \text{ cm}^2.$$

**4.3.4. Conclusion pour le ferrailage de la poutre de chaînage type II :**

**1. Armatures transversales :**

$$A_t = A_{\text{torsion}} + A_{\text{flexion}} = 0.979 + 0.60 = 1.579 \text{ cm}^2.$$

On prend un cadre de w. 8 et une épingle w. 8

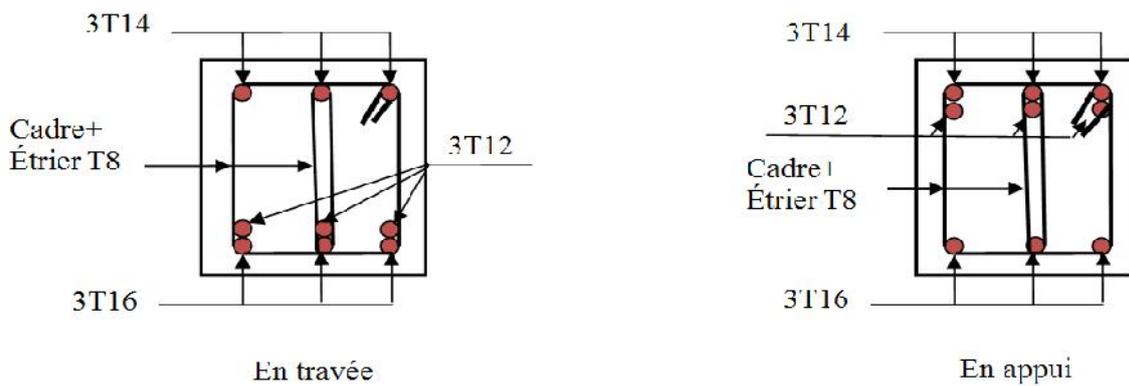
L'espacement  $t = 20 \text{ cm}$ .

**2. Armatures longitudinales :**

Pour le choix des armatures longitudinales on adopte :

- **3HA16 = 6.03 cm<sup>2</sup>** ..... Aux appuis.
- **3HA14 + 3HA12 = 8.01 cm<sup>2</sup>** ..... En travée.

**4.3.5. Schéma de ferrailage :**



**Fig.III.27:** Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage type II.

**III.8. Conclusion :**

Le but de ce chapitre était la détermination des sections d'acier nécessaires pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Notre structure présente un seul type d'escalier, ce dernier est à deux volées. Dans ce chapitre il a été procédé à son étude et son ferrillage.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrillage a été déterminé en respectant les règles. En dernier, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle de locale des machines.

Etude dynamique

# Chapitre IV

### IV.1. Introduction :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants. Cette estimation peut être menée par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente;
- la méthode d'analyse modale spectrale;
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### IV.2. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

### IV.3. Choix de la méthode de calcul :

#### IV.3.1. La méthode statique équivalente (MSE):

➤ **Le principe : [RPA99] (Art 4.2.1)**

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

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

➤ **Condition d'application de la MSE:**

- a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, paragraphe 3.5 (RPA99/Version 2003) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

Notre bâtiment a une hauteur de 24.48m, d'où la condition est vérifiée donc la méthode est applicable.

- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous groupes

Zone IIa :

- ✓ Groupe d'usage 3.
- ✓ Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- ✓ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- ✓ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III :

- ✓ Groupes d'usage 3 et 2, si 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 10m.
- ✓ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

➤ **Calcul de la force sismique totale :**

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots [\text{RPA99}] (\text{Art : 4.2.3})$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas :

- Groupe d'usage : Groupe 2
- Zone sismique : IIa
- Donc :  $A = 0,15$

**R** : coefficient de comportement global de la structure, Valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA 99 en fonction du système de contreventement.

Dans notre projet, on adopte un système mixte (Contreventement mixte) portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc :  $R=5$

**W** : poids total de la structure :  $W = \sum_1^8 W_i$  , avec :  $W_i = W_{Gi} + S \times W_{Qi}$

$W_{Gi}$  : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation.

s : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99.

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation donc coefficient de pondération  $\beta = 0.20$ .

Le poids total de notre structure est donné par le logiciel ETAPS V15

$$W = \sum w_i = 35094.57 \text{ kN}$$

**Q** : facteur de qualité de la structure dans le tableau (4-4). Il est en fonction de :

- ✓ La redondance et de la géométrie des éléments qui le constituent ;
- ✓ La régularité en plan et en élévation ;
- ✓ La qualité du contrôle de la construction.

Sa valeur est donnée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 p_q \dots\dots\dots$  [RPA 99]/2003 (Art 4.2.3)

$p_q$  : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée au tableau ci-dessous :

**Tableau IV. 1** : Valeurs des pénalités  $P_q$ .

'' Critère q ''	Observée	$P_q/x$	Observée	$P_q/y$
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Oui	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0	Non	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc :  $Q_y = 1,15$  ;  $Q_x = 1,15$

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen fonction de catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\gamma$ ) et de la période fondamentale de la structure T.

$$D = \begin{cases} 2.5\gamma & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\gamma \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \dots\dots\dots \text{ [RPA99/2003] (Formule 4-2)} \\ 2.5\gamma \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

$T_1, T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

Selon le rapport du sol, le sol d'implantation de notre structure est rocheux : un site de catégorie  $S_1$ , donc on aura :  $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.30s \end{cases}$  ..... [RPA99/2003](Tableau 4.7)

➤ **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le facteur de correction d'amortissement  $\gamma$  est donné par :

$$\gamma = \sqrt{7/(2+\gamma')} \geq 0.7 \quad \text{..... (Tableau 4.3)[5]}$$

Où  $\gamma'$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend :  $\gamma' = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$  ; Donc  $\gamma = \sqrt{7/(2+\gamma')} = 0.82 > 0.7$

**T** : Période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA 99/version 2003 suivantes :

$$1) T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{(Formule 4.6)}$$

$$2) T_2 = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D'}} \quad \text{[RPA99] (Formule 4-7)}$$

$h_n$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 24.48 \text{ m}$$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé

$$\Rightarrow C_T = 0,05 \quad \text{[RPA99/2003] (tableau 4.6)}$$

$D'$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour  $T$  :

$$D' \text{ où } : T_1 = 0.55s.$$

$$\text{Sens(x)} : D' = 29.49\text{m} \Rightarrow T_2 = 0.406 \text{ s}$$

$$\text{Sens(y)} : D' = 25.88 \text{ m} \Rightarrow T_2 = 0.433 \text{ s}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times \min(0.406; 0.55) = 0.528s \\ T_{Sy} = 1.3 \times \min(0.433; 0.55) = 0.563s \end{cases}$$

$$T_2 < T_x < 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2,5 \times y \times \left( \frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3}$$

[RPA99] (Art 4.3.3)

$$T_2 < T_y < 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2,5 \times y \times \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3}$$

D'ou :  $D_x = 1.406$  ;  $D_y = 1.347$

$$\text{Sens(x)} : V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.406 \times 1.15}{5} \times 34390.8853 \Rightarrow V_{st,x} = 1668.198 \text{ KN}$$

$$\text{Sens(y)} : V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.347 \times 1.15}{5} \times 34390.8853 \Rightarrow V_{st,y} = 1598.196 \text{ KN}$$

### IV.3.2. La méthode d'analyse modale spectrale :

#### Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

- La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

#### Hypothèses de calcul :

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).
- ✓ Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90 de la masse globale de la structure.

### IV.3.3. La méthode d'analyse dynamique :

#### ➤ Principe :

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5y \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times y \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times y \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times y \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{[RPA99/2003] (Formule 4-13)}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

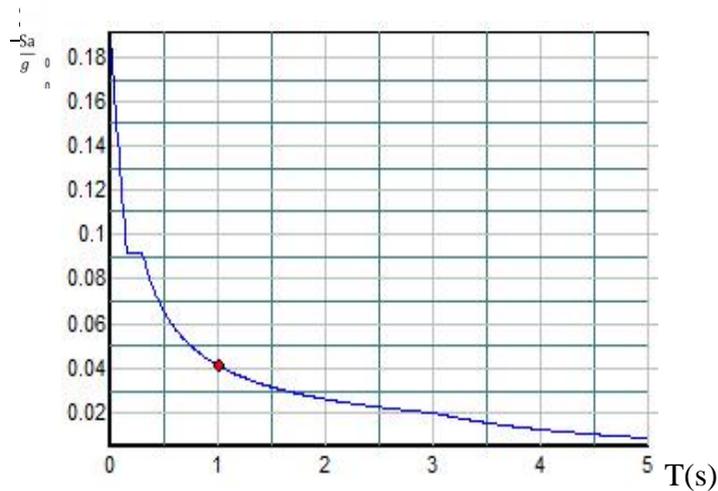
y : Facteur de correction d'amortissement.

$R$  : coefficient de comportement de la structure.

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

$Q$  : Facteur de qualité.

Le spectre de réponse est donné par le logiciel **spectre (RPA99)**.



**Fig. IV.1** : Spectre de calcul.

### IV.4.Étapes de modélisation :

Les étapes de modélisation avec ETAPS V15 peuvent être résumées comme suit :

- ✓ Introduction de la géométrie de modèle (trame, hauteur d'étage)
- ✓ Spécification des propriétés mécanique de l'acier et du béton.
- ✓ Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles).
- ✓ Définition des charges ( $G, Q$ ) et introduction du spectre ( $E$ ).
- ✓ Définition du séisme.
- ✓ Introduction des combinaisons d'actions.
- ✓ Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- ✓ Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- ✓ Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

### IV.5.Disposition des voiles :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, on a retenu la disposition représentée ci-dessous. Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

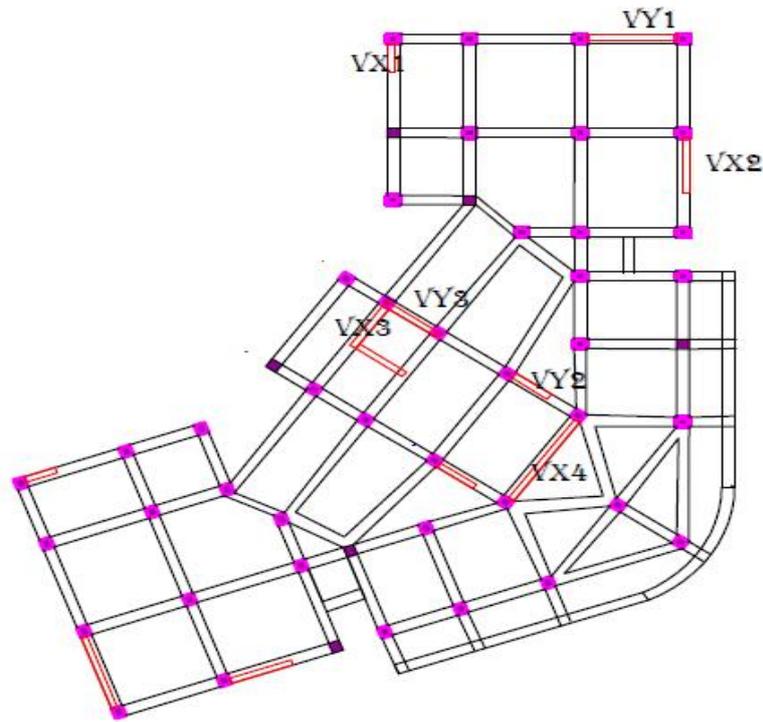


Fig. IV.2 : Disposition des voiles.

## IV.6. Interprétation des résultats de donnée par ETABS 2015:

### IV.6. 1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

#### Modes de vibration :

Les modes de vibrations sont montrés sur les figures suivantes :

Plan View - Story8 - Z = 24.48 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 0.526

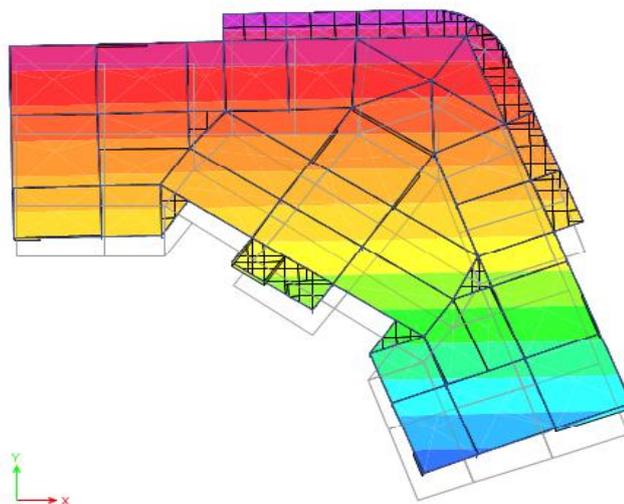
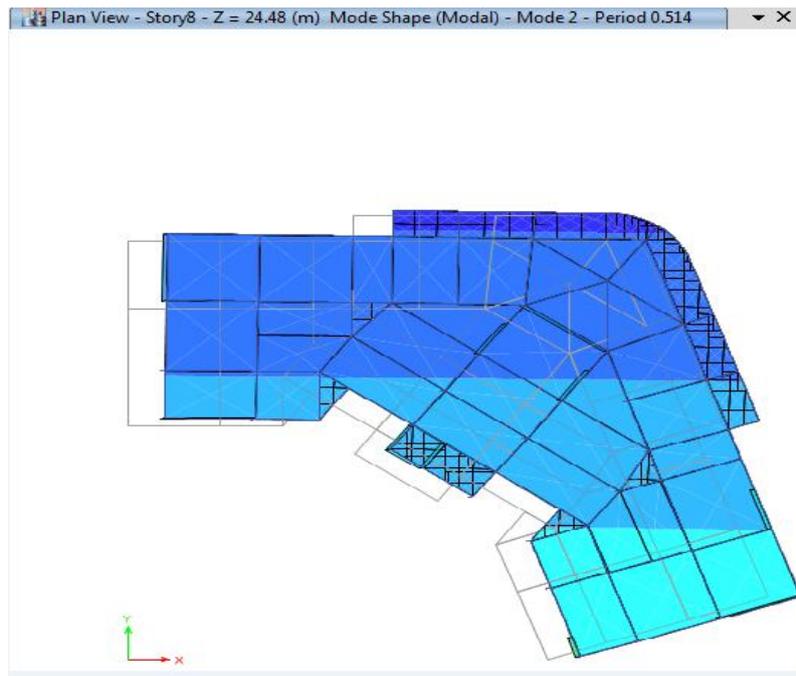
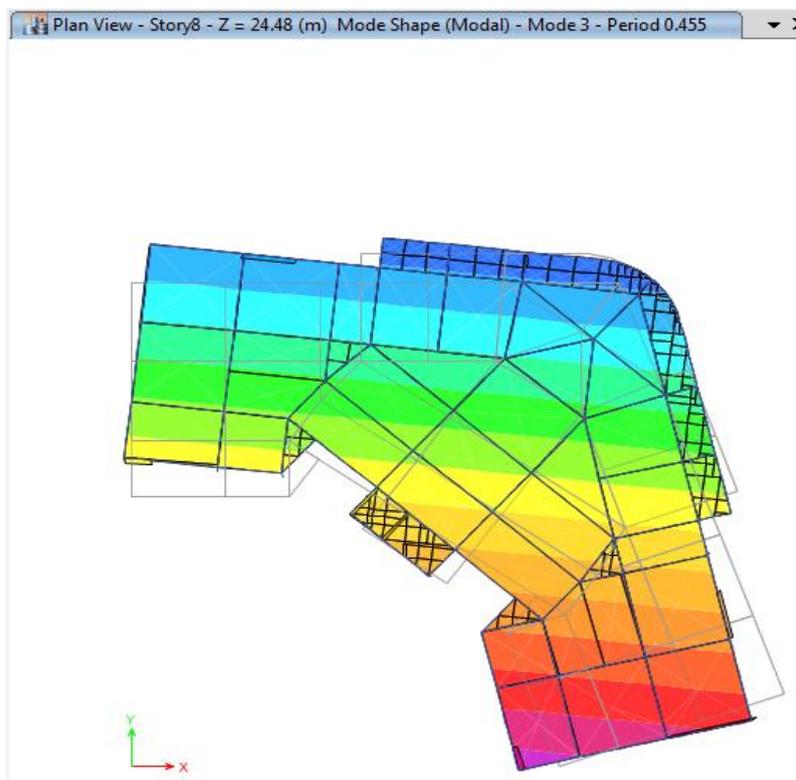


Fig. IV.3 : 1ere mode de déformation (translation suivant Y-Y).



**Fig. IV.4 :** 2éme mode de déformation (translation suivant X-X).



**Fig. IV.5 :** 3éme mode de déformation (rotation autour Z).

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%, le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

**Tableau. IV.2:** Période et taux de participation.

Mode	Période (s)	Masses modales (%)		Masses cumulées (%)	
		UX	UY	UX	UY
1	0.526	0.81	67.27	0.81	67.27
2	0.514	68.7	1.18	69.51	68.49
3	0.455	0.92	2.01	70.44	70.50
4	0.151	1.72	14.39	72.16	84.92
5	0.145	14.19	1.5	86.35	86.41
6	0.116	1.02	0.78	87.37	87.19
7	0.071	0.52	5.84	87.89	93.04
8	0.069	5.56	0.36	93.86	93.71

**IV.6.2. Analyse des résultats :**

La participation modale du premier mode suivant la direction Y est prépondérante (UY=67.27%), ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montre sur la figure IV.4.

La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction X (UX=68.67%) voir figure IV.5.

On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99 majorée de 30 %

$$(T_x=0.514s \quad T_{sx}=0.528s; T_y=0.526s \quad T_{sy}=0.563s).$$

**IV.7. Justification de l'interaction voiles portiques:**

**IV.7.1. Sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel ETAPS V15 sont résumés dans le tableau IV.3.

**Tableau. IV.3 :** Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveau	Charges verticales reprises $F_v$ (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
RDC	28792.3884	4996.9977	85.21	14.78
1er étage	24970.1295	4359.8196	85.13	14.86
2 <sup>ème</sup> étage	20658.8204	4035.2196	83.66	16.34
3 <sup>ème</sup> étage	17042.158	3339.5437	83.61	16.38
4 <sup>ème</sup> étage	1311.3949	2891.5578	81.93	18.06
5 <sup>ème</sup> étage	9766.9772	2123.2114	82.14	17.86
6 <sup>ème</sup> étage	6214.8385	1542.5002	80.11	19.88
7 <sup>ème</sup> étage	3516.7774	767.9968	82.08	17.92

✓ **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages.

**IV.7.2.Sous charges horizontales :**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\%$$
 Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\%$$
 Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel ETAPS V15 sont résumés dans le tableau IV.4.

**Tableau. IV.4:** Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Niveau	Sens xx (spectre selon la direction X)				Sens xx (spectre selon la direction Y)			
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
	F <sub>H</sub> (KN)	F <sub>H</sub> (KN)			F <sub>H</sub> (KN)	F <sub>H</sub> (KN)		
RDC	581.9644	1722.4879	25.25	74.74	597.5532	1672.643	26.32	73.68
1er étage	599.7098	1510.0253	28.52	71.57	631.8121	1454.513	30.28	69.72
2ème étage	557.7878	1302.9023	29.98	70.02	620.4869	1223.573	33.65	66.35
3ème étage	690.4945	1088.5322	38.81	61.19	711.5884	1062.156	40.12	59.66
4ème étage	495.9937	953.6544	34.21	65.78	543.5488	885.374	38.04	61.96
5ème étage	579.5223	723.2702	44.48	55.52	583.3648	713.4683	44.98	55.02
6ème étage	338.4894	566.1851	37.41	62.58	366.7324	506.0665	42.02	57.98
7ème étage	423.8208	318.8662	57.06	42.93	421.5571	303.5762	58.13	41.86

✓ **Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée.

#### IV.8.Vérification de l'effort normal réduit :

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilise est la suivante :  $\hat{\sigma} = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$  [RPA 99] (Article 7.1.3.3)

N<sub>d</sub> : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par ETAPS V15.

B<sub>c</sub> : L'aire brute du poteau

**Tableau. IV.5:** Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

Niveau	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	$\hat{\sigma}$	Observation
RDC	50*50	1379.07	0.221	vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	50*50	1188.63	0.190	

2 <sup>ème</sup> étage	45*45	993.19	0.196
3 <sup>ème</sup> étage	45*45	825.43	0.163
4 <sup>ème</sup> étage	40*40	651.33	0.163
5 <sup>ème</sup> étage	40*40	486.82	0.122
6 <sup>ème</sup> étage	35*35	310.72	0.102
7 <sup>ème</sup> étage	35*35	171.13	0.0558

### IV.9. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  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  $V_{st}$ .

**Tableau. IV.6:** Vérification de la résultante des forces.

	$V_{st}$ (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}$ (KN)	Observation
Sens xx	1685.5845	1348.4676	2252.8129	vérifiée
Sens yy	1618.16	1294.528	2208.0312	vérifiée

On voit bien que  $\frac{V_{dyn}}{V_{st}} > 0,8$ , donc les paramètres de la réponse calculée ne seront pas majorés.

### IV.10. Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$u_k = R \times u_{ek} \quad \text{[RPA99] (Article 4.4.3)}$$

$u_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = u_k - u_{k-1}$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_k$  [RPA99] (Article 5.10)

$h_k$  : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus par ETAPS V15 sont résumés dans le tableau IV.7.

**Tableau. IV.7:** Vérification des déplacements.

N	Sens xx						Sens yy				
	$u_{ek}$ (m)	$u_k$ (m)	$u_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$h_k$ (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	$u_{ek}$ (m)	$u_k$ (m)	$u_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
1	0.0014	0.007	0	0.007	3.06	0.00228	0.0011	0.0055	0	0.0055	0.00179
2	0.0041	0.0205	0.007	0.0135	3.06	0.00441	0.0034	0.017	0.0055	0.0115	0.00376
3	0.0078	0.039	0.0205	0.0185	3.06	0.00604	0.0065	0.0325	0.017	0.0155	0.00506
4	0.0118	0.059	0.039	0.02	3.06	0.00653	0.01	0.05	0.0325	0.0175	0.00572
5	0.0161	0.0805	0.059	0.0215	3.06	0.00703	0.0138	0.069	0.05	0.019	0.00621
6	0.0203	0.1015	0.0805	0.021	3.06	0.00686	0.0175	0.0875	0.069	0.0185	0.00604
7	0.0243	0.1215	0.1015	0.02	3.06	0.00653	0.0211	0.1055	0.0875	0.018	0.00588
8	0.028	0.14	0.1215	0.1215	3.06	0.00604	0.0245	0.1225	0.1055	0.017	0.00555

✓ **Analyse des résultats :**

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\text{Sens } (y) : \Delta_{k \max} = 1.9 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.74 \text{ cm}$$

$$\text{Sens } (x) : \Delta_{k \max} = 1.215 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.74 \text{ cm}$$

**IV.11. Justification vis-à-vis de l'effet P-U :**

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : [RPA99/2003] (Article 5.9)}$$

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

niveau « k » ; avec :  $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$  [RPA99/2003] (Article 5.9)

$v_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k »

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

Si  $0,1 < \mu_k < 0,2$ , l'effet P- $\Delta$  peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\mu}$ .

Si  $\mu_k > 0,2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus par ETAPS V15 sont résumés dans le tableau IV.8.

**Tableau. IV.8:** Vérification vis à vis l'effet P- $\Delta$ .

Niveaux	h <sub>k</sub> (cm)	P <sub>k</sub> (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub> (m)	Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub> (m)
RDC	306	31143.11	0.0014	2304.4523	0.0062	0.0011	2270.1961	0.0049
1 <sup>ere</sup> étage	306	27077.04	0.0041	2109.7351	0.0172	0.0034	2086.325	0.0144
2 <sup>eme</sup> étage	306	22845.37	0.0078	1860.6901	0.0313	0.0065	1844.0598	0.0263
3 <sup>eme</sup> étage	306	18928.47	0.0118	1779.0267	0.0410	0.0100	1773.7443	0.0348
4 <sup>eme</sup> étage	306	14945.84	0.0161	1449.6481	0.0542	0.0138	1428.9228	0.0472
5 <sup>eme</sup> étage	306	11223.21	0.0203	1302.7925	0.0571	0.0175	1296.8331	0.0495
6 <sup>eme</sup> étage	306	7478.985	0.0243	904.6745	0.0656	0.0211	872.7989	0.0591
7 <sup>eme</sup> étage	306	4045.868	0.0280	742.687	0.0498	0.0245	725.1333	0.0447

### ✓ Analyse des résultats :

On remarque d'après les résultats obtenus ( $\mu_k < 0.1$ ) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés.

## IV.12. Conclusion :

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ETAPS V15, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche du comportement réel de la structure et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Etude des éléments  
structuraux

Chapitre V

### V.1. Introduction :

On désigne sous le nom d'éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. Ces éléments comportent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

### V.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- ✓ Moment maximal et l'effort normal correspondant ( $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$ )
- ✓ Effort normal maximal avec le moment correspondant ( $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )
- ✓ Effort normal minimal avec le moment correspondant ( $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- 1)  $1.35G+1.5Q$
  - 2)  $G+Q$
  - 3)  $G+Q+E$
  - 4)  $G+Q-E$
  - 5)  $0.8G+E$
  - 6)  $0.8G-E$
- [RPA99/ V2003] (Article 5.2)**

#### V.2.1.Recommandations du RPA99 (version 2003) :

##### A. Les armatures longitudinales : [RPA99] (Article 7.4.2.1) :

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % ( $b_1 * h_1$ ) en zone a
- ✓ Leur pourcentage maximale sera de :
  - 4 % en zone courante
  - 6 % en zone de recouvrement
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de  $40w$  En zone a.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
  - 25 cm en zone a
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

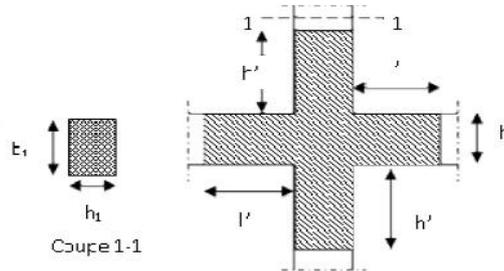
- ✓ La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1.

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right) ; l' = 2 \times h$$

$h_e$  : est la hauteur de l'étage

$b_1, h_1$  : Dimensions de la section transversale du poteau

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99** sont apportées dans le tableau suivant :



**Fig. V.1** : Zone nodale.

**Tableau. V.1** : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sup>max</sup> RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et 1 <sup>ère</sup> étage	50*50	20	100	150
2+3 <sup>ème</sup> étage	45*45	16.2	81	121.5
4+5 <sup>ème</sup> étage	40*40	12.8	64	96
6+7 <sup>ème</sup> étage	35*35	9.8	49	73.5

**B. Les armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\dots_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \dots \dots \dots (I) \quad [\text{RPA99/V2003}] (\text{Art 7.4.2.2})$$

Avec :  $V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\dots_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort

Tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule (I); par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ Dans la zone nodale  $t \leq \text{Min}(10w_t, 15 \text{ cm})$  en zone a
- ✓ Dans la zone courante  $t \leq 15w_t$  en zone a

Où :  $w_t$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

❖ La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} \text{ En \% est donnée comme suit :}$$

$$A_t^{\text{min}} = 0,3\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5 ; A_t^{\text{min}} = 0,8\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'elancement géométrique du poteau.  $\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10w_t$  minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $w$  cheminées  $> 12 \text{ cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

➤ **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :**

2U superposés (avec alternance dans l'orientation) :

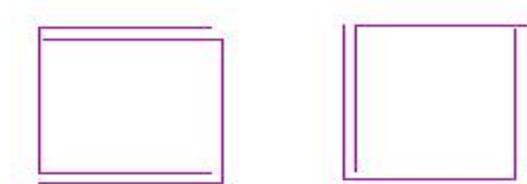


Fig. V. 2 : Armature transversales dans les zones nodales.

**V.2. 1.Sollicitations dans les poteaux :**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS 2015, les résultats sont résumés dans le tableau (tab V.2)

Tableau. V.2 : Résumé des sollicitations dans les poteaux.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
RDC et 1 <sup>ère</sup> étage	1483.3995	1.7972	39.0281	403.6247	-0.0778	18.4255
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	1164.1685	6.3925	46.2241	626.8794	-0.6373	20.2018
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	1085.2212	2.4041	39.7152	266.2433	-0.2277	13.5464
6 et 7 <sup>ème</sup> étage	795.6878	2.3738	30.1677	198.4539	-0.901	6.1999

V.2.3.Ferraillage des poteaux :

a) Armatures longitudinales :

Tableau V.3 : Ferraillage longitudinale.

Niveau	Section	M (KN.m)	N (KN)	$A_{calculée}$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (Cm <sup>2</sup> )	Barres
RDC et 1 <sup>ère</sup> étages	50*50	1.7972	1483.3995	21.44	20	31.29	8T20+4T14
		39.0281	403.6247				
		18.4255	-0.0778				
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages	45*45	6.3925	1164.1685	16.73	16.2	20.08	8T16+4T12
		46.2241	626.8794				
		20.2018	-0.6373				
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étages	40*40	2.4041	1085.2212	15.60	12.8	20.08	8T16+4T12
		39.7152	266.2433				
		13.5464	-0.2277				
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étages	35*35	2.3738	795.6878	11.44	9.4	15.46	8T14+4T10
		30.1677	198.4539				
		6.1999	-0.901				

❖ Vérifications :

➤ Condition de non fragilité :  $A \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_t / f_c$

Section (50\*50) :  $A_{min} = 0.23 \cdot 0.50 \cdot 0.47 \cdot 2.1 / 400 = 2.837 \text{ cm}^2 < A \text{ adopté} \dots \text{ Vérifiée}$

Section (45\*45) :  $A_{min} = 0.23 \cdot 0.45 \cdot 0.42 \cdot 2.1 / 400 = 2.282 \text{ cm}^2 < A \text{ adopté} \dots \text{ Vérifiée}$

Section (40\*40) :  $A_{min} = 0.23 \cdot 0.40 \cdot 0.37 \cdot 2.1 / 400 = 1.787 \text{ cm}^2 < A \text{ adopté} \dots \text{ Vérifiée}$

Section (35\*35) :  $A_{min} = 0.23 \cdot 0.35 \cdot 0.32 \cdot 2.1 / 400 = 1.352 \text{ cm}^2 < A \text{ adopté} \dots \text{ Vérifiée}$

**a) Section des armatures transversales dans les poteaux:**

Conformément aux exigences du RPA 99/2003 et du BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. ( $\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max}$ ). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau .V.4 :** Armatures transversales des poteaux.

Niveau	RDC et 1 <sup>eme</sup> étage	2 <sup>me</sup> et 3 <sup>eme</sup> étages	4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étages	6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> étages
Section (cm <sup>2</sup> )	50*50	45*45	40*40	35*35
$W_t^{\max}$ (cm)	2	2	2	2
$W_t^{\min}$ (cm)	1.2	1.2	1.2	1.2
$l_f$ (m)	2.142	2.142	2.142	2.142
g	4.284	4.76	5.355	6.12
... <sub>a</sub>	3.75	3.75	2.5	2.5
Vu (KN)	65.789	64.6107	44.5543	43.3945
$l_r$ (cm)	48	48	48	48
$S_t$ zone nodale (cm)	10	10	10	10
$S_t$ zone courante (cm)	15	15	15	15
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	1.73	1.54	1.39	1.22
$A_t^{\min}$ zone courante (cm <sup>2</sup> )	4	3.6	1.2	1.05
$A_t^{\min}$ zone nodale (cm <sup>2</sup> )	6	5.4	1.8	1.575
$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> )	6.25	6.28	2.01	2.01
Nbre de cadres	8T10	8T10	4T8	4T8

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max} = 20/3 = 6.67 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifié.}$$

**V.2.4. Vérifications :**

**a) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :** Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du **R.D.C**, avec une longueur de  $l_0 = 3.06\text{m}$  et un effort normal  $N_u = 1.483\text{MN}$ .

$$N_u = r \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \chi_b} + A_s \times \frac{f_e}{\chi_s} \right) \quad \text{[CBA 93] (Article B.8.4.1)}$$

$r$  : Coefficient fonction de l'élancement }.

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$r = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots\dots\dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

➤ **Exemple de calcul :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2.142 \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.144 \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$D'où : \lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.142}{0.144} \Rightarrow \lambda = 14.84 \Rightarrow r = 0.820$$

$$B_r = (a-2) \times (b-2) = (50-2) \times (50-2) = 0.2304 \text{ m}^2 \quad (\text{Section réduite}).$$

$$\text{Donc : } N_u = 0.820 \times \left( \frac{0.2304 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 31.42 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 4.394 \text{ MN}$$

On a  $N_u^{\max} < N_u$  condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

**b) Vérification au flambement des poteaux des différents étages :**

**Tableau V.5 :** Vérification au flambement des poteaux.

Niveau	$l_0$ (m)	$l_f$ (m)	$I$ (m)	$\lambda$	$r$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$N_u$ (MN)	$N_u^{\max}$ (MN)
RDC et 1 <sup>ère</sup> étage	3.06	2.142	0.144	14.84	0.82	31.42	0.2304	4.394	1.483
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étages	3.06	2.142	0.129	16.60	0.81	20.11	0.1849	3.337	1.164
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> étages	3.06	2.142	0.115	18.63	0.80	20.11	0.1444	2.674	1.085
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étages	3.06	2.142	0.101	21.21	0.79	15.39	0.1089	2.015	0.795

Du tableau ci-dessus on constate que  $N_u^{\max} < N_u \Rightarrow$  pas de risque de flambement.

**C) Vérification des contraintes :**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va faire la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v ; \bar{\tau}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a :  $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

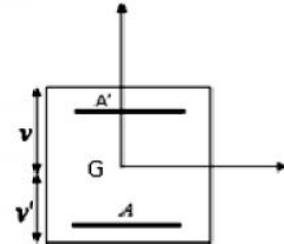


Fig. V.3: Section du poteau.

$$S = B = b \times h + 15 \times A$$

Avec :

d : Distance utile.

A : Section d'armature tendue ; A' : Section d'armature comprimée.

V : Distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée.

V' : Distance entre l'axe neutre et la fibre la plus tendue.

$I_{gg}$  : Moment d'inertie équivalent.

Les résultats sont résumés dans le tableau V.6

Tableau V. 6: Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	V (cm)	V' (cm)	$I_{gg}$ (cm <sup>4</sup> )	Nser (KN)	Mser (KN)	† (MPa)
RDC et 1 <sup>ère</sup> étage	50*50	45	37.7	28.69	21.31	705305.6	1082.26	6.128	1.244
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	45*45	40.5	28.6	25.65	19.35	456415.9	777.118	6.145	0.987
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	40*40	36	24.1	22.95	17.05	288898.3	240.123	4.673	0.348
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	35*35	31.5	24.1	20.69	14.31	179813.8	199.269	1.318	0.338

Du tableau ci- dessus on remarque que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

**c) Vérification aux sollicitations tangentes :**

D'après le RPA99 version 2003 (art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}, \quad \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}; \text{ Avec : } \rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \text{ et } 0.04 \text{ si } \lambda_g > 5$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau (tab V.7) suivant :

**Tableau V. 7 :** Vérifications des sollicitations tangentes dans les poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	I <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	...d <sup>1</sup>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)
RDC et 1 <sup>ère</sup> étage	50*50	2.142	4.284	0.040	0.47	43.3945	0.1846	1
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	45*45	2.142	4.76	0.040	0.42	44.5543	0.2357	1
4 et 5 <sup>ème</sup> étage	40*40	2.142	5.355	0.075	0.37	65.789	0.4445	1.875
6 et 7 <sup>ème</sup> étage	35*35	2.142	6.12	0.075	0.32	64.6107	0.5768	1.875

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

**V.2. 2. Disposition constructive des poteaux :**

➤ **Longueur des crochets des armatures transversales :**

$$L = 10 \times w_t \quad \Rightarrow \quad \begin{aligned} w_t = 8mm &\rightarrow L = 8cm \\ w_t = 10mm &\rightarrow L = 10cm \end{aligned}$$

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r \geq 40 \times w :$$

$$w = 20mm \rightarrow L_r = 40 \times 2.0$$

On adopte :  $L_r = 80cm.$

$$w = 16mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

On adopte :  $L_r = 70cm.$

$$w = 14mm \rightarrow L_r = 40 * 1.4$$

on adopte :  $L_r = 60cm$

➤ **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

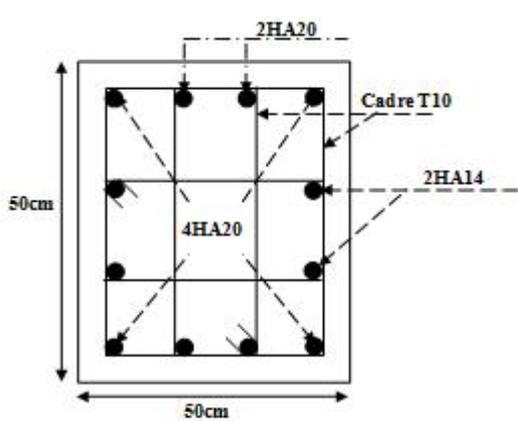
Les dimensions de la zone nodale sont données comme suit :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60cm\right); \quad l' = 2h$$

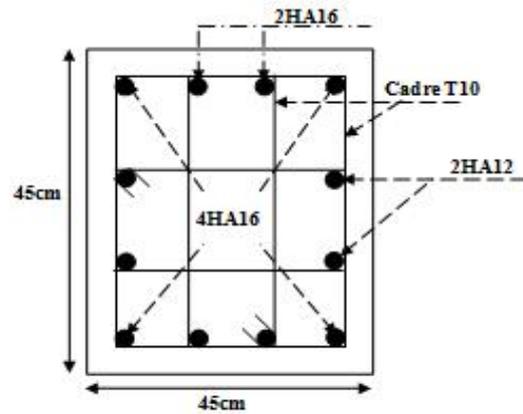
Tableau V.8: Les dimensions de la zone nodale.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	h <sub>e</sub> (cm)	h' (cm)	L' (cm)
RDC, 1 <sup>er</sup> étage	50*50	306	60	90
2, 3 <sup>eme</sup> étages	45*45	306	60	90
4, 5 <sup>eme</sup> étages	40*40	306	60	90
6, 7 <sup>eme</sup> étages	35*35	306	60	90

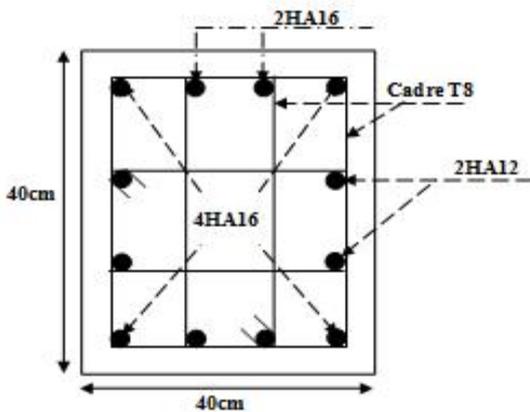
V.2.6. Schémas de ferrailage des poteaux :



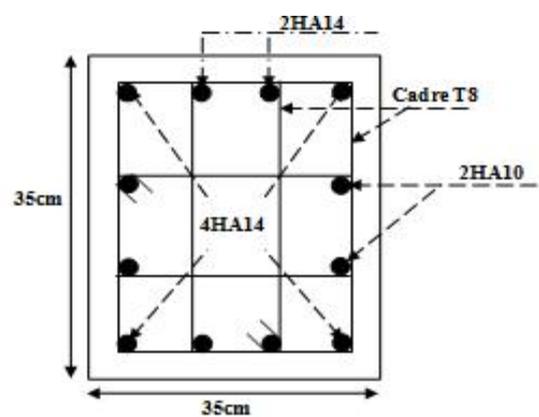
Schémas de ferrailage des poteaux (50x50)



Schémas de ferrailage des poteaux (45x45)



Schémas de ferrailage des poteaux (40x40)



Schémas de ferrailage des poteaux (35x35)

Fig. V.4 : Schémas de ferrailage des poteaux.

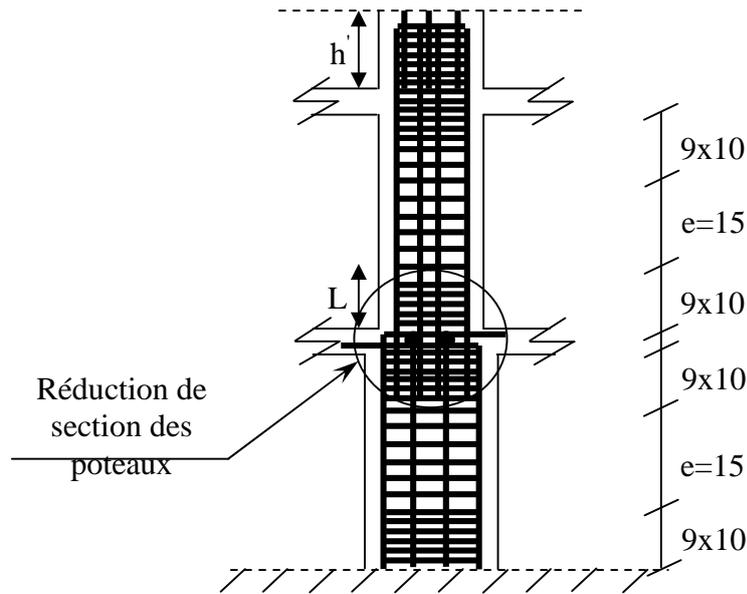


Fig. V.5 : Coupe longitudinale.

### V.3. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Après détermination des sollicitations on procède au ferrillage en respectant les prescriptions données par le RPA99/version 2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS 2015, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version 2003 suivantes :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q + E$$

[RPA99/Version 2003] (Art 5.2)

$$0.8 \times G + E$$

$$0.8 \times G - E$$

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (30x45),
- poutres secondaires (30x40).

#### V.3.1. Recommandation du RPA 99/V2003 :

##### a) Coffrage :

- Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5 h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{[RPA99/V2003] (Art 7.5.1)}$$

**b) Ferrailage: [RPA99/v2003] (Art 7.5.2)**❖ **Les armatures longitudinales :**

➤ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de  $0.5\% b \times h$  .

➤ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$4\% b \times h$  en zone courante.

$6\% b \times h$  en zone de recouvrement.

➤ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

➤ La longueur minimale des recouvrements est de :

$40w$  En zone a.

avec  $w_{max}$  : est le diamètre maximale utilisé.

➤ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.9, avec des crochets à  $90^\circ$ . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

➤ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

➤ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

➤ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.9:** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres.

Etage	Type de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone de recouvrement	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC et Etages courants	Principale	30×45	54	81	6.75

	Secondaire	30×40	48	72	6
Terrasse Inaccessible	Principale	30×45	54	81	6.75
	Secondaire	30×40	48	72	6

❖ **Les armatures transversales :**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :  
Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12W_l\right)$$

En dehors de la zone nodale :  $S \leq \frac{h}{2}$  Avec : h : La hauteur de la poutre

- La valeur du diamètre  $W_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

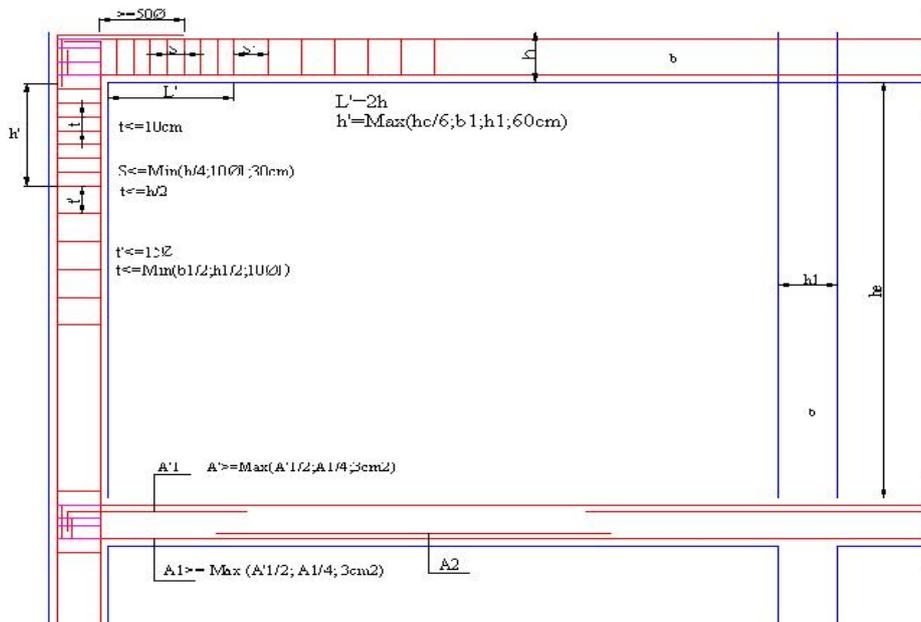


Fig. V.6: Dispositions constructives des portiques.

### V.3.2. Calcul du ferrailage :

#### A. Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel ETABS 2015.

#### B. Ferrailage des poutres :

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

##### ❖ Armatures longitudinales :

Les Résultats de ferrillages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau V.10:** Ferrailage des poutres.

Etage	Type de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	A (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	L <sub>r</sub> (cm)
RDC et Etages courants	Principale	30×45	Appui	7.52	6.75	3HA14+3HA12=8.01	64
			Travée	6.78		6HA12=6.79	64
	Secondaire	30×40	Appui	5.76	6	3HA16=6.03	64
			Travée	4.74		3HA16=6.03	64
Terrasse Incessible	Principale	30×45	Appui	7.17	6.75	3HA14+3HA12=8.01	56
			Travée	6.78		6HA12=6.79	64
	Secondaire	30×40	Appui	5.76	6	3HA16=6.03	56
			Travée	4.74		3HA16=6.03	64

L<sub>r</sub> : longueur de recouvrement.

##### ❖ Armatures transversales :

$$w \leq \min\left(w_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{[BAEL91] (Art H.III.3)}$$

➤ **Poutres principales :**  $w \leq \min\left(1.4; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(2; 1.28; 3)$

Donc on prend  $w_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$  (un cadre et un étrier)

➤ **Poutres secondaires :**  $w \leq \min\left(1.4; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.4; 1.14; 3)$

Donc on prend  $w_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$  (un cadre et un étrier)

##### ❖ Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA99/version 2003(Art 7.5.2.2) :

➤ Zone nodale :  $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12w_{\min}; 30\text{cm}\right),$

Poutres principales :  $S_t \leq \text{Min}(11.25\text{cm}; 14.4\text{cm}; 30\text{cm})$  Soit :  $S_t = 10\text{cm}$

Poutres secondaires :  $S_t \leq \text{Min}(10\text{cm}; 16.8\text{cm}, 30\text{cm})$  Soit :  $S_t = 10\text{ cm}$

➤ Zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{ cm}$  ; Soit :  $S_t = 15\text{cm}$

Poutres secondaires :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm}$  ; Soit :  $S_t = 15\text{cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.8\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**V.3.3. Vérifications :**

❖ **A ELU :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.52\text{cm}^2 \quad \text{Donc la condition de non fragilité est vérifiée.}$$

❖ **Contrainte tangentielle maximale :**

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**  $\tau_{bu} < \tau_{bu}$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Fissuration peu nuisible :  $\tau_{adm} = \min(0.1 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$ .

**Tableau V.11:** Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	93.17	0.739	Vérifiée
Poutres secondaires	55	0.495	Vérifiée

➤ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

• **Terrasse :**

✓ **Poutres principales :**

1) **Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [93.17 - \frac{94.33}{0.9 \times 0.42}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -4.49\text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire

2) **Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 93.17 \times 10^{-3}}{400} = 2.67\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poutres secondaires**

1) **Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [55 - \frac{78.728}{0.9 \times 0.37}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -5.21 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire.

2) **Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 55 \times 10^{-3}}{400} = 1.58 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **À l'ELS :**

➤ **L'Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

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

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

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

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.12:** Vérification de la contrainte limite de béton.

plancher	Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)
Terrasse	Poutres principales	Appuis	77.33	134562.70	15.61	8.97	15
		Travées	43.23	136436.30	15.73	4.98	15
	Poutres secondaires	Appuis	47.06	100762.66	14.88	6.95	15
		Travées	33.05	238019.98	12.22	1.69	15
RDC et Etages courants	Poutres principales	Appuis	134.96	162142.09	17.29	14.39	15
		Travées	39.39	136436.30	15.73	4.54	15
	Poutres secondaires	Appuis	70.93	486724.90	15.79	2.30	15
		Travées	43.42	238019.98	12.22	2.23	15

➤ **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le BAEL91, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

➤ **Poutres principales**

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{529} = 0.085 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.085 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{45.82}{10 \times 114.55} = 0.04 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{8.01 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.42} = 0.0063 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{472} = 0.085 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.085 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{44.82}{10 \times 112.05} = 0.04 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.03 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.37} = 0.0054 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Vérification des zones nodales :**

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le **RPA99 (Article 7.6.2)** exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

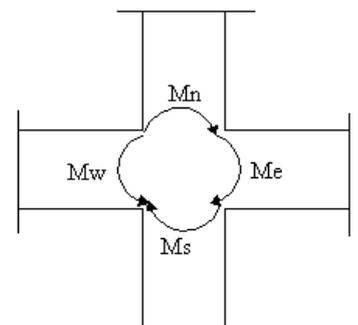
Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers Niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

**1) Détermination du moment résistant dans les poteaux**

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend

Essentiellement

- Des dimensions de la section du béton



**Fig. V.7 :** Schéma de La zone nodale.

- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \dagger_s \quad \text{Avec : } z = 0.85 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\dagger_s = \frac{f_s}{\chi_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

**Tableau V.13:** Moment résistant dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Z(m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
RDC et 1 <sup>ère</sup> étages	50*50	0.425	31.29	462.78
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étages	45*45	0.3825	20.08	267.68
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> étages	40*40	0.34	20.08	267.68
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étages	35*35	0.2975	15.46	182.09

❖ **Détermination du moment résistant dans les poutres :**

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.14:** Vérification des zones nodales.

Niveau	Sens	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub> +M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	1.25(M <sub>e</sub> +M <sub>w</sub> )	observation
RDC	yy	462.78	462.78	925.56	197	197	492.5	vérifiée
	xx	462.78	462.78	925.56	142.69	142.69	356.72	vérifiée
Etage 1	yy	462.78	462.78	925.56	197	197	492.5	vérifiée
	xx	462.78	462.78	925.56	142.69	142.69	356.72	vérifiée
Etage 2	yy	267.68	267.68	535.36	197	197	492.5	vérifiée
	xx	267.68	267.68	535.36	142.69	142.69	356.72	vérifiée
Etage 3	yy	267.68	267.68	535.36	197	197	492.5	vérifiée
	xx	267.68	267.68	535.36	142.69	142.69	356.72	vérifiée
Etage 4	yy	267.68	267.68	535.36	197	197	492.5	vérifiée
	xx	267.68	267.68	535.36	142.69	142.69	356.72	vérifiée
Etage 5	yy	267.68	267.68	535.36	197	197	492.5	vérifiée
	xx	267.68	267.68	535.36	142.69	142.69	356.72	vérifiée
Etage 6	yy	182.09	182.09	364.18	197	197	492.5	N vérifiée
	xx	182.09	182.09	364.18	142.69	142.69	356.72	vérifiée
Etage 7	yy	182.09	182.09	364.18	197	197	492.5	N vérifiée
	xx	182.09	182.09	364.18	142.69	142.69	356.72	vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens dans l'étages donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux, mais les deux derniers étages dans le sens yy n'est pas vérifiée .

❖ Schémas de ferrailage des poutres :

➤ RDC et Etages courants :

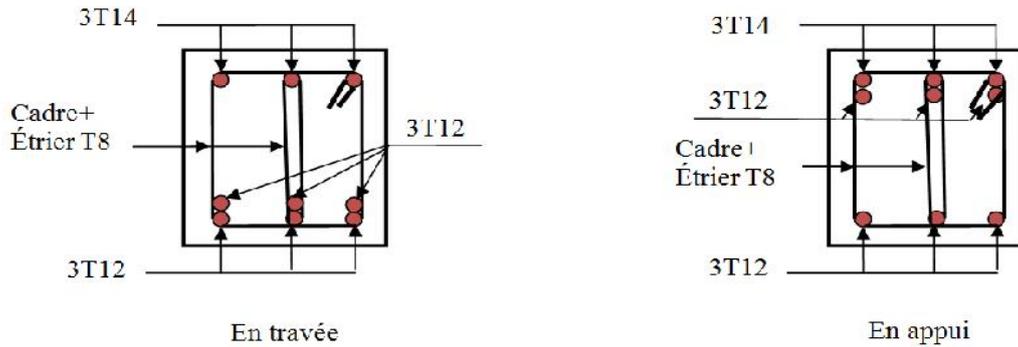


Fig. V.8: Schéma de ferrailage des poutres principales.

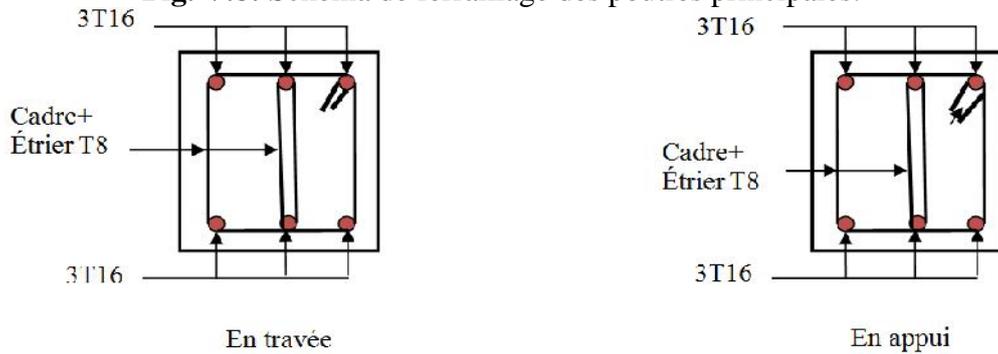


Fig. V.9: Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

➤ Terrasse inaccessible :

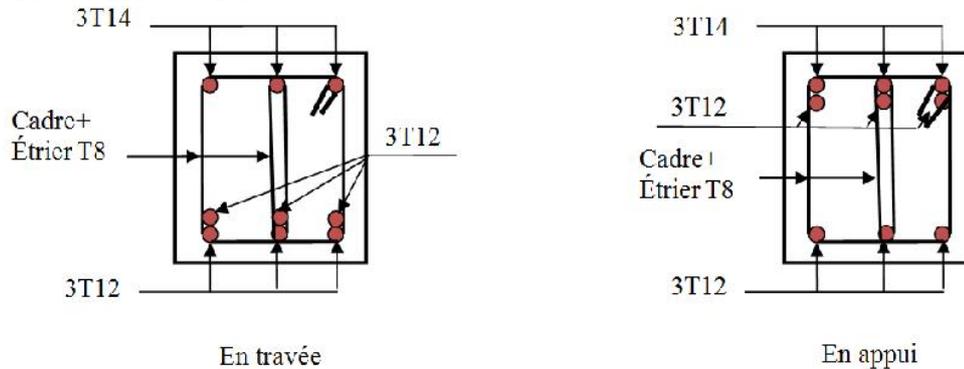


Fig. V.10: Schéma de ferrailage des poutres principales.

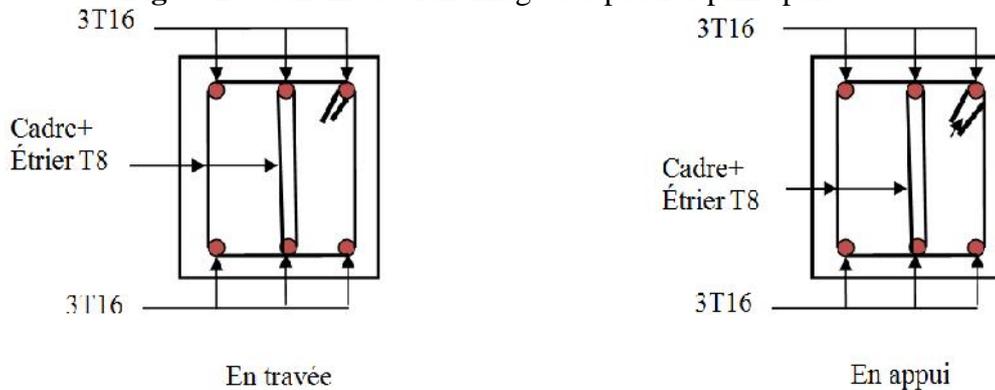
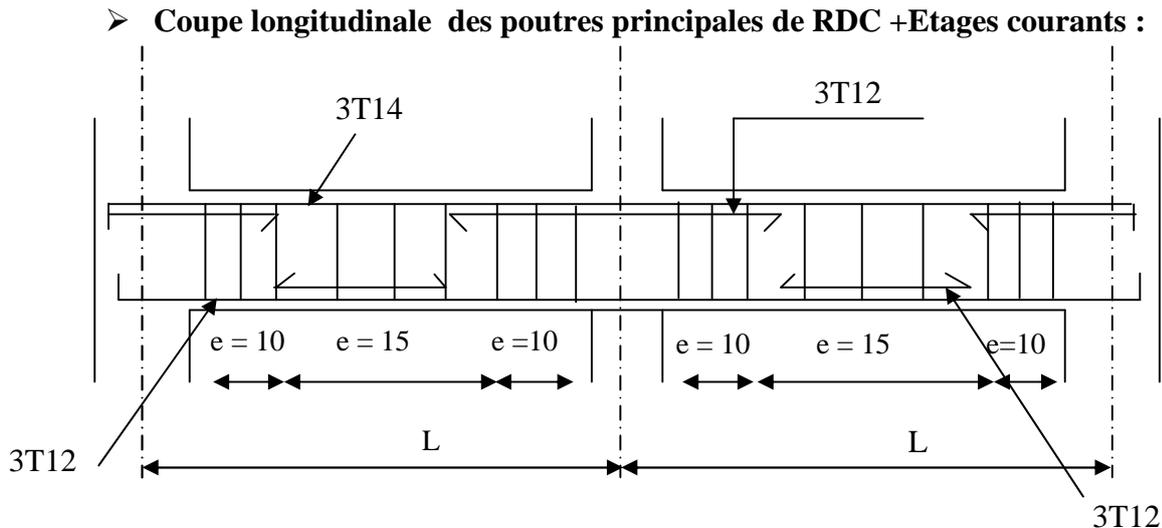


Fig. V.11 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.



#### V.4. Etude des voiles :

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone a (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, il est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant. On peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- ✓ Rupture par flexion
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivantes :

- ✓ ELU.
- ✓  $G+Q\pm E$ .
- ✓  $0.8G\pm E$ .

##### V.4.1. Recommandation du RPA :

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- ✓ armatures verticales.
- ✓ armatures horizontales.
- ✓ armatures transversales.

➤ **Armatures verticales :**

- ✓ Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :
- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$

$L_t$  : Longueur de la zone tendue.

$e$  : épaisseur du voile.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $S_t < e$  ( $e$  : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

➤ **Les armatures horizontales :**

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10w_l$ .

➤ **Les armatures transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par  $1\text{m}^2$  au moins.

➤ **Règles communes (armatures verticales et horizontales)**

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0.15\% b \times h \dots \dots \dots \text{dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% b \times h \dots \dots \dots \text{dans la zone courante.}$$

- ✓  $w_l \leq \frac{1}{10} \times e$  (Exception faite pour les zones d'about).
- ✓ L'espacement :  $S_t = \min(1.5 \times e; 30\text{cm})$ . ;
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par  $\text{m}^2$ . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Longueurs de recouvrement :

$40w$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20w : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

**V.4.2. Le ferrailage :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e×L) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{max} \rightarrow M$  correspondant.
- $N_{min} \rightarrow M$  correspondant.
- $M_{max} \rightarrow N$  correspondant

$d = 0.9 L ; d' = 0.1 L ; A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times L \times e$

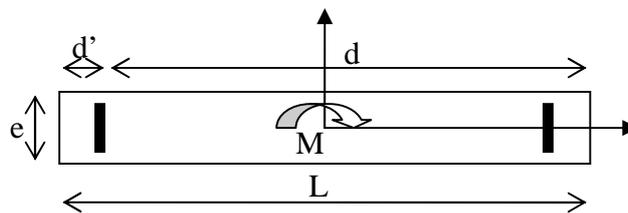


Fig. V.12 : Schéma d'un voile pleine.

❖ **Armatures horizontales :**

On fixe St et on calcul  $A_t$  avec la formule suivante :

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K=0 \text{ (pas de reprise de bétonnage) ; } r = 90^\circ$$

$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$

$\dagger_u = \frac{1.4 \times v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$

❖ **La longueur de recouvrement :**

$$L_r = \begin{cases} 40\Phi & \dots\dots\dots\text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\Phi & L_r \dots\dots\text{zone comprime sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$$

❖ **Diamètres des barres :**

$w \leq e/10 \dots\dots\text{zone courante.}$

❖ **Espacement des barres horizontales et verticales :**

$S_t \leq 1.5 \times e$   
 $S_t \leq 30 \text{ cm}$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

Av cal : Section d'armature verticale pour un voile.

$A_v$  min: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

$A_v$  adop : Section d'armature verticale adoptée.

$N^{barre}$ / par face : nombre de barres adoptées par face.

$S_t$  : Espacement (il ya deux espacements l'un aux deux extrémités du voile sur une longueur  $L/10$  et l'autre au milieu du voile).

$A_h$  min/ml: Section d'armature horizontale minimale mètre linière.

$A_h$  cal/ml: Section d'armature horizontale mètre linière.

$A_h$  adop/ml: Section d'armature horizontale adoptée mètre linière.

$N^{barre}$ /ml: nombre de barres adoptées mètre linière.

**Voile Vx1 :**

**Tableau V.15 :** Résultats de ferrailage du voile Vx1.

Niveau		RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>em</sup> et 3 <sup>em</sup> étage	4 <sup>em</sup> et 5 <sup>em</sup> étage	6 <sup>em</sup> et 7 <sup>em</sup> étage
L (cm)		120	120	120	120
e (cm)		20	20	20	20
M (KN.m)		3.82	3.74	8.15	4.198
N (KN)		292.27	236.43	161.28	71.23
V(KN)		6.56	9.25	9.04	5.39
$\ddagger_U$ Mpa		0.043	0.0599	0.058	0.035
$A_v$ cal (cm <sup>2</sup> )		7.54	6.145	4.54	2.043
$A_v$ min (cm <sup>2</sup> )		3.6	3.6	3.6	3.6
$A_v$ adop (cm <sup>2</sup> )		7.85	7.85	5.03	5.03
$N^{barre}$ / par face		10T10	10T10	10T10	10T8
$S_t$ (cm)	extrémité	7.5	7.5	7.5	7.5
	Milieu	15	15	15	15
$A_h$ cal/ml (cm <sup>2</sup> )		0.0525	0.0748	0.0725	0.0437
$A_h$ min/ml (cm <sup>2</sup> )		0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h$ adop/ml (cm <sup>2</sup> )		2.51	2.51	2.51	2.51
$N^{barre}$ / ml		5T8	5T8	5T8	T8
$S_t$ (cm)		20	20	20	20

## Voile Vx2 :

Tableau V.16: Résultats de ferrailage du voile Vx2.

Niveau	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	3 <sup>em</sup> , 2 <sup>em</sup> et étage	4 <sup>em</sup> , 5 <sup>em</sup> et étage	6 <sup>em</sup> et 7 <sup>em</sup> , étage
L (cm)	240	240	240	240
e (cm)	20	20	20	20
M (KN.m)	-59.01	-70.14	-76.79	-85.68
N (KN)	791.49	617.17	405.51	162.28
V(KN)	-164.12	-125.47	-96.39	-63.04
$\ddagger_U$ Mpa	0.532	0.406	0.312	0.204
Av cal (cm <sup>2</sup> )	21.63	17.62	12.54	5.89
Av min (cm <sup>2</sup> )	7.2	7.2	7.2	7.2
Av adop (cm <sup>2</sup> )	24.13	18.47	13.57	9.42
N <sup>barre</sup> /par face	12T16	12T14	12T12	12T10
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	20	20	20
Ah cal/ml (cm <sup>2</sup> )	0.665	0.507	0.39	0.255
Ah min/ml (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adop/ml (cm <sup>2</sup> )	2.51	2.51	2.51	2.51
N <sup>barre</sup> /ml	5T8	5T8	5T8	5T8
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20

## Voile Vx3 :

Tableau V.17: Résultats de ferrailage du voile Vx3.

Niveau	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	3 <sup>em</sup> , 2 <sup>em</sup> et étage	4 <sup>em</sup> , 5 <sup>em</sup> et étage	6 <sup>em</sup> et 7 <sup>em</sup> , étage
L (cm)	210	210	210	210
e (cm)	20	20	20	20
M (KN.m)	-354.95	-265.93	-159.26	-82.86
N (KN)	773.91	478.85	303.91	123.71
V(KN)	-142.53	-105.86	-74.34	-33.09
$\ddagger_U$ Mpa	0.527	0.392	0.275	0.225
Av cal (cm <sup>2</sup> )	13.67	9.08	5.64	2.54

Av min (cm <sup>2</sup> )		6.3	6.3	6.3	6.3
Av adop (cm <sup>2</sup> )		15.83	11.00	7.04	7.04
N <sup>barre</sup> / par face		14T12	14T10	14T8	14T8
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	7.5	7.5	7.5	7.5
	Milieu	15	15	15	15
Ah cal/ml (cm <sup>2</sup> )		0.658	0.49	0.344	0.281
Ah min/ml (cm <sup>2</sup> )		0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adop/ml (cm <sup>2</sup> )		2.51	2.51	2.51	2.51
N <sup>barre</sup> /ml		5T8	5T8	5T8	5T8
S <sub>t</sub> (cm)		20	20	20	20

**Voile Vx4 :**

**Tableau V.18:** Résultats de ferrailage du voile Vx4.

Niveau	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	3 <sup>em</sup> , 2 <sup>em</sup> et étage	4 <sup>em</sup> , 5 <sup>em</sup> et étage	6 <sup>em</sup> et 7 <sup>em</sup> , étage	
L (cm)	467	467	467	467	
e (cm)	20	20	20	20	
M (KN.m)	1703.58	73.97	72.47	67.04	
N (KN)	2460.90	1858.82	1224.23	526.28	
V(KN)	695.44	507.94	328.79	158.91	
‡ <sub>U</sub> Mpa	1.158	0.846	0.547	0.266	
Av cal (cm <sup>2</sup> )	44.44	23.83	15.88	7.12	
Av min (cm <sup>2</sup> )	14.01	14.01	14.01	14.01	
Av adop (cm <sup>2</sup> )	51.53	27.96	19.16	15.71	
N <sup>barre</sup> /par face		10T16+10T20	10T10+10T16	10T10+10T12	10T10+10T10
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	13	13	13	13
	Milieu	26	26	26	26
Ah cal/ml (cm <sup>2</sup> )		1.447	1.057	0.684	0.332
Ah min/ml (cm <sup>2</sup> )		0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adop/ml (cm <sup>2</sup> )		3.93	3.93	2.51	2.51
N <sup>barre</sup> /ml		5T10	5T10	5T8	5T8
S <sub>t</sub> (cm)		20	20	20	20

**Voile Vy1 :**

**Tableau V.19:** Résultats de ferrailage du voile Vy1.

Niveau		RDC et 1 <sup>er</sup> étage	3 <sup>em</sup> , 2 <sup>em</sup> et étage	4 <sup>em</sup> , 5 <sup>em</sup> et étage	6 <sup>em</sup> et 7 <sup>em</sup> , étage
L (cm)		390	390	390	390
e (cm)		20	20	20	20
M (KN.m)		138.18	155.68	164.01	185.21
N (KN)		1098.87	1053.35	578.97	257.46
V(KN)		489.39	308.31	181.74	133.64
$\ddagger_U$ Mpa		0.976	0.614	0.362	0.266
Av cal (cm <sup>2</sup> )		30.13	29.33	17.62	1.57
Av min (cm <sup>2</sup> )		11.5	11.5	11.5	11.5
Av adop (cm <sup>2</sup> )		30.78	30.78	19.16	15.7
N <sup>barre</sup> /par face		20T14	20T14	10T12+10T10	10T10+10T10
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20
Ah cal/ml (cm <sup>2</sup> )		1.22	0.767	0.452	0.332
Ah min/ml (cm <sup>2</sup> )		0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adop/ml (cm <sup>2</sup> )		3.93	2.51	2.51	2.51
N <sup>barre</sup> /ml		5T10	5T8	5T8	5T8
S <sub>t</sub> (cm)		20	20	20	20

**Voile Vy2 :**

**Tableau V.20:** Résultats de ferrailage du voile Vy2.

Niveau		RDC et 1 <sup>er</sup> étage	3 <sup>em</sup> , 2 <sup>em</sup> et étage	4 <sup>em</sup> , 5 <sup>em</sup> et étage	6 <sup>em</sup> et 7 <sup>em</sup> , étage
L (cm)		216	216	216	216
e (cm)		20	20	20	20
M (KN.m)		-503.41	-364.11	-281.52	-121.81
N (KN)		1163.86	925.80	576.17	224.28
V(KN)		-178.79	-206.08	-139.01	-126.20
$\ddagger_U$ Mpa		0.644	0.742	0.501	0.454
Av cal (cm <sup>2</sup> )		19.94	15.38	10.30	4.17

Av min (cm <sup>2</sup> )		6.48	6.48	6.48	6.48
Av adop (cm <sup>2</sup> )		20.36	18.47	13.57	9.42
N <sup>barre</sup> /face		8T14+4T16	12T14	12T12	12T10
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	7.5	7.5	7.5	7.5
	Milieu	15	15	15	15
Ah cal/ml (cm <sup>2</sup> )		0.805	0.927	0.626	0.567
Ah min/ml (cm <sup>2</sup> )		0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adop/ml (cm <sup>2</sup> )		2.51	2.51	2.51	2.51
N <sup>barre</sup> /ml		5T8	5T8	5T8	5T8
S <sub>t</sub> (cm)		20	20	20	20

**Voile Vy3 :****Tableau V.21:** Résultats de ferrailage du voile Vy3.

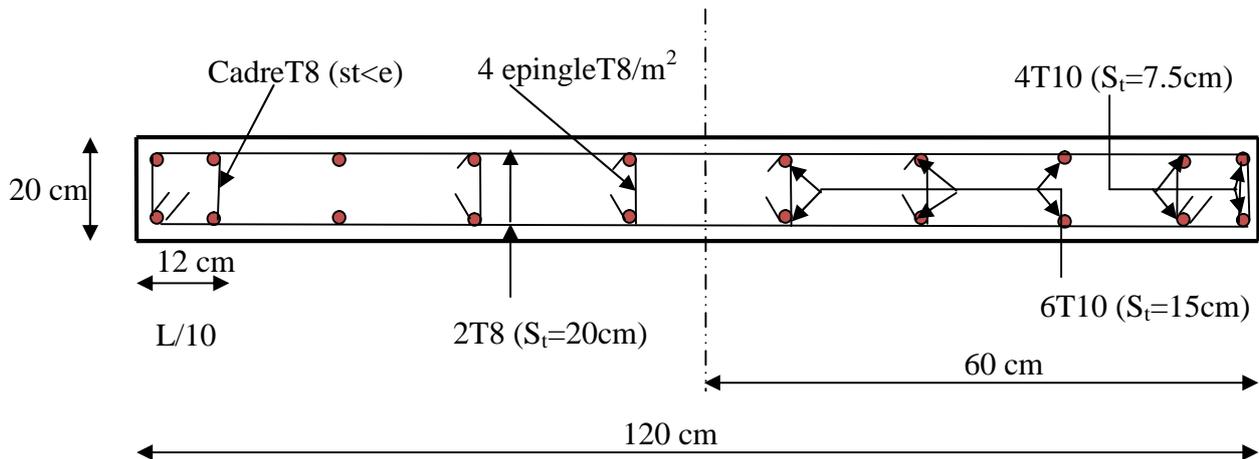
Niveau	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	3 <sup>em</sup> , 2 <sup>em</sup> et étage	4 <sup>em</sup> , 5 <sup>em</sup> et étage	6 <sup>em</sup> et 7 <sup>em</sup> , étage
L (cm)	190	190	190	190
e (cm)	20	20	20	20
M (KN.m)	116.59	70.73	-90.72	118.79
N (KN)	679.54	482.63	280.70	135.07
V(KN)	112.47	116.84	-94.85	79.79
‡ <sub>U</sub> Mpa	0.460	0.476	0.388	0.326
Av cal (cm <sup>2</sup> )	21.59	14.86	4.47	3.34
Av min (cm <sup>2</sup> )	5.7	5.7	5.7	5.7
Av adop (cm <sup>2</sup> )	24.13	18.47	9.42	9.42
N <sup>barre</sup>		12T16	12T14	12T10
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	7.5	7.5	7.5
	Milieu	15	15	15
Ah cal/ml (cm <sup>2</sup> )		0.575	0.595	0.485
Ah min/ml (cm <sup>2</sup> )		0.6	0.6	0.6
Ah adop/ml (cm <sup>2</sup> )		2.51	2.51	2.51
N <sup>barre</sup> / ml		5T8	5T8	5T8
S <sub>t</sub> (cm)		20	20	20

A travers ces tableaux on voit bien que la contrainte de cisaillement dans le béton est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

❖ **Schémas de ferrailage :**

On prend comme exemple de ferrailage le voile Vx1 au niveau de RDC

( $L \times e = 120 \times 20 \text{ cm}^2$ ):



**Fig. V.13 :** Schéma de ferrailage du voile Vx1.

Etude d'infrastructure

# Chapitre VI

### **VI.1.Introduction :**

Toutes structures réalisées devront satisfaire des conditions, parmi lesquelles on citera la plus importante : la condition de stabilité et la condition d'équilibre pour résister aux différentes actions (les charges permanentes, les charges d'exploitations, la poussée du sol). On divise la structure en deux parties :

- ✓ La partie supérieure (la superstructure) : c'est la partie étudiée dans les chapitres précédents.
- ✓ La partie inférieure (l'infrastructure) : elle est concernée par notre étude dans ce chapitre.

### **VI.2.Définition des fondations:**

Les fondations sont la base de la structure, elles reçoivent les charges venant des éléments supérieurs, et les transmettent au sol.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable. Le rapport géotechnique a donné une contrainte admissible 1.5 bars.

### **VI.3. Le dimensionnement des fondations :**

Les fondations sont calculées selon le RPA99 (Article 10.1.4.1) avec les combinaisons suivantes :  $G+Q\pm E$  et  $0.8\cdot G\pm E$

### **VI.4. Etude des fondations:**

Selon le rapport du sol, il préconise :

- Des fondations superficielles.
- L'ancrage des fondations à une profondeur de 2.4m par rapport à la cote d'assiette après terrassement.
- La contrainte admissible à prendre en considération dans les calculs est de 1.5bars.

Les caractéristiques du sol sont :

- Un angle  $\phi=31.04^\circ$  ;
- Une cohésion  $C=0.03\text{bar}$  ;
- Une densité  $\gamma=15.5\text{KN/m}^2$

Pour déterminer le choix de fondation à adopter pour notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux types ne satisfont pas les conditions on passera au radier.

#### VI.4.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés ( $b \times b$ ), donc les semelles sont carrées ( $B \times B$ ).

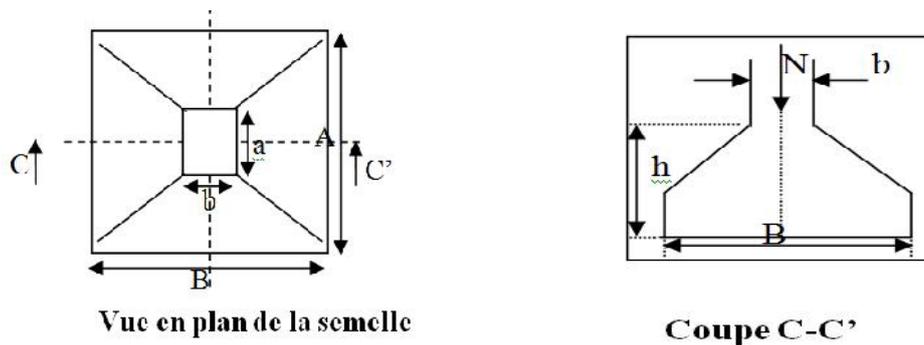
La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \overline{f}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

$N$  : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par l'ETAPS 2015.

$S$  : surface d'appui de la semelle.

$\overline{f}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.



**Fig.VI.1** : Schéma de la semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ( $b \times b$ ), donc  $S = B^2$ .

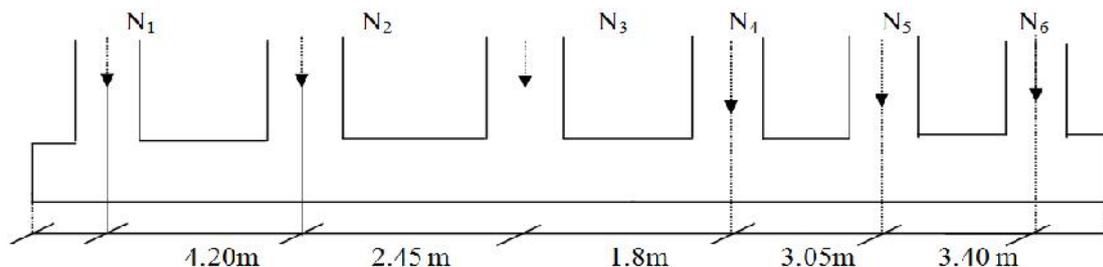
$N_{pot} = 1.64802 \text{ MN}$ ;  $\overline{f}_{sol} = 0.150 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{f}_{sol} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\overline{f}_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{\overline{f}_{sol}}} \quad \text{AN: } B = 3.315 \text{ m}$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous conduit à vérifier les semelles filantes.

#### VI.4.2. Vérification des semelles filantes :

On choisit une semelle filante de largeur  $B$  et de longueur  $L$ , située sous un portique de 6 poteaux (le portique le plus chargé).



**Fig.VI.2** : Schéma de la semelle filante.

$N_1=1648.02\text{KN}$ ,  $N_2=1483.40\text{KN}$ ,  $N_3=1027.24\text{KN}$ ,  $N_4=1129.56\text{KN}$ ,  $N_5=1379.07\text{KN}$ ,  
 $N_6=1195.68\text{KN}$

$N_i$  : Effort normal provenant du poteau (i).

$N_s$  : Effort normal provenant de la semelle estimé.

$N_i=7862.97\text{KN}$ ;  $N_s = (25*0.45*1.5*16.40) + 6*(25*0.5*0.5*1.5) = 333\text{KN}$

$N=N_s + N_i=8195.97\text{KN}$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\tau}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\tau}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{8195.97}{150 * 16.40} = 3.332\text{m}$$

On a l'entre axe des deux portiques précédent est de 1.8m, donc le choix de semelles filantes ne convient pas pour cette structure, Le risque de chevauchements des semelles filantes est inévitable, alors on va opter pour un radier nervuré.

#### VI.4.3.Vérification de Radier nervuré :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, La dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

##### VI.4.3.1 Pré dimensionnement :

###### ➤ La condition de coffrage :

$L_{\max}$ : la plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

$L_{\max}=5.29\text{m}$

###### Nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{529}{10} \Rightarrow h_t \geq 52.9\text{cm}; \text{ Soit } h_t = 60\text{cm}$$

###### Dalle :

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{529}{20} \Rightarrow h_0 \geq 26.45\text{cm}; \text{ On prend } h_0 = 40\text{cm} .$$

###### ➤ La condition de rigidité :

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{f}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton  $E = 3.216 \times 10^4 \text{MPa}$ .

I : inertie de la section du radier  $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$ .

K : module de résistance du sol. (On a un bon sol donc  $K=12 \times 10^4 \text{KN/m}^3$ ).

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{bon sol} \end{cases}$$

b : largeur de radier, on prend une bande de 1m.

$$\text{On a } \begin{cases} ht = 60 \text{ cm} \\ I = 0.018 \text{ m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Le = 2.59 \text{ m} \\ L_{\max} = 5.29 \text{ m} > \frac{f}{2} \times Le = 3.289 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Non vérifiée}$$

$$\text{On a : De (1) et (2)} \Rightarrow ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 * L_{\max}^4 * K}{E * f^4}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 * 5.29^4 * 12 * 10^4}{3.14^4 * 3.216 * 10^7}} \Rightarrow h_t \geq 112.99 \text{ cm}$$

On redimensionne les nervures avec  $h_t=120 \text{ cm}$  :

$$\text{Tel que } \begin{cases} ht = 120 \text{ cm} \\ I = 0.144 \text{ m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Le = 3.52 \text{ m} \\ L_{\max} = 5.29 \text{ m} < \frac{f}{2} \times Le = 5.53 \text{ m} \end{cases} \quad \text{C'est vérifié}$$

Donc on opte pour  $ht=120 \text{ cm}$ ,  $h_0 = 40 \text{ cm}$

#### ➤ La surface du radier :

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \dagger_s \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\dagger_s} = \frac{50837.3783}{150} \Rightarrow S_{rad} \geq 338.92 \text{ m}^2$$

Avec : N : est charge totale transmise par la superstructure tirée à partir de **ETABS2015**.

La surface du bâtiment est :  $S_{\text{bâtiment}}=327.77 \text{ m}^2$

P : le poids propre de radier,  $P=25 * 0.4 * 327.77=3277.7 \text{ KN}$

$S_{rad} > S_{bat}$  (le radier a des débords)

$$S_{rad} = S_{bat} + D \times P = 327.77 / 150 = 360.76 \text{ m}^2, \text{ on prend: } S_{rad} = 361 \text{ m}^2$$

p : le périmètre de la structure ; On prend :  $p=45 \text{ m}$

D : Débord

$$D = S_{\text{débord}} / p = S_{rad} - S_{bat} / p = 361 - 327.77 / 45 = 0.74 \text{ m}, \text{ Donc: } D = 80 \text{ cm}$$

**VI.4.3.2 Vérifications nécessaires :**

**a) Vérification au poinçonnement :**

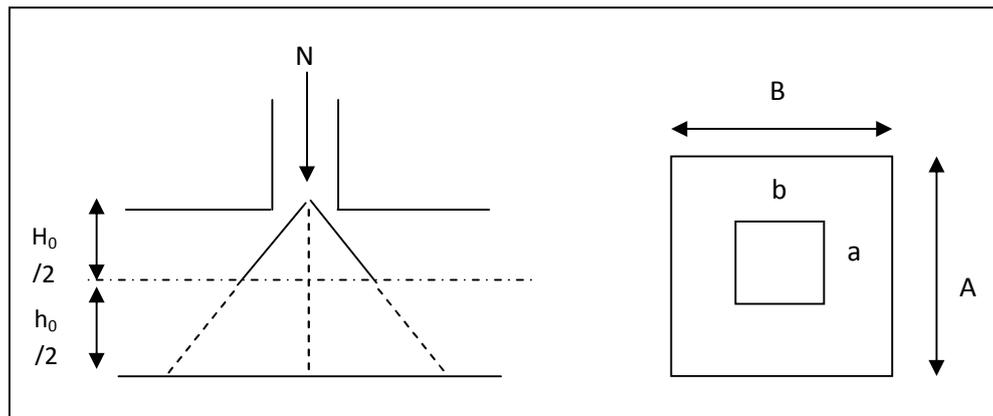
Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\chi_b} \quad \text{[CBA93] (Article A.5.2.4.2).}$$

Avec :  $\mu_c$  : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$Q_u$  : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

$h_0$  : hauteur de radier,  $h_0 = 40\text{cm}$ .



**Fig.VI.3 :** Schéma du poinçonnement.

$$\mu_c = (a + b + 2ht) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 2 \times (0.5 \times 2 + 2 \times 1.2) \Rightarrow \mu_c = 6.8\text{m}.$$

$$Q_u = 1648.02 \text{ KN} < 0.045 \times 6.8 \times 0.4 \times (25/1.5) = 2040 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

**b) Vérification de la contrainte du sol :**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\dagger_m = \frac{3\dagger_{\max} + \dagger_{\min}}{4} < \dagger_{\text{sol}}$$

$$\dagger_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

A partir du programmes **SOCOTEC** on à :

$$I_y = 12317.7\text{m}^4, Y_G = 17.25\text{m}, I_x = 1365 \text{ m}^4, X_G = 0\text{m}.$$

$$N' = N + P \Rightarrow N' = 50837.378 + 3610 \Rightarrow N' = 54447.378 \text{ KN}$$

Avec :  $P = b \times h_0 \times S = 25 \times 0.40 \times 361 = 3610 \text{ KN}$  c'est le poids propre du radier.

Avec  $\dagger_{\max}$  et  $\dagger_{\min}$  : contrainte maximale et minimale dans les deux extrémités du radier.

- **Sens X-X** :  $N' = 54447.378\text{KN}$  et  $M_x = 77751.6\text{ KN.m}$

$$\tau_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \tau_{\max} = 0.209\text{MPa}; \quad \tau_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \tau_{\min} = -0.829\text{MPa}$$

$$\tau_{\text{moy}} = \frac{3 \times \tau_{\max} + \tau_{\min}}{4} \Rightarrow \tau_{\text{moy}} = 0.050\text{MPa} \leq \bar{\tau}_s = 0.150\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y** :  $N' = 54447.378\text{KN}$  et  $M_y = 79163.9\text{KN.m}$ .

$$\tau_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \tau_{\max} = 0.150\text{MPa}; \quad \tau_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \tau_{\min} = 0.150\text{MPa}$$

$$\tau_{\text{moy}} = \frac{3 \times \tau_{\max} + \tau_{\min}}{4} \Rightarrow \tau_{\text{moy}} = 0.150\text{MPa} \leq \bar{\tau}_s = 0.150\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

### c) Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le **RPA99**, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- **Dans le sens X-X** :  $e = \frac{77751.6}{54447.37} \Rightarrow e = 1.429\text{m} < \frac{29.48}{4} = 7.37\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

- **Dans le sens Y-Y** :  $e = \frac{79163.9}{54447.37} \Rightarrow e = 1.454\text{m} < \frac{25.88}{4} = 6.47\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

### d) Vérification de la poussé hydrostatique :

Il faut assurer que :  $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \alpha_w$

$F_s$  : coefficient de sécurité ( $F_s = 1.5$ ).

$H$  : la hauteur d'ancrage du radier ( $H = 0.8\text{m}$ ).

$S_{rad}$  : Surface totale du radier ( $S_{rad} = 361\text{m}^2$ ).

$$N \geq 1.5 \times 1.2 \times 361 \times 10 = 6498\text{KN} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

### e) vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

On considère une bande de largeur  $b = 1\text{m}$ .

$N_u$ : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{50837.378 \times 5.29 \times 1}{2 \times 355} = 378.77\text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{378.77}{1 \times 0.36} = 1.052\text{MPa} \leq 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{verifie}$$

**VI.4.3.3 Ferrailage :****A) Ferrailage de la dalle du radier :**

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable de dimension  $L_x = 3.40m$ ;  $L_y = 3.85m$  et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

**1) Calcul des sollicitations à L'ELU:**

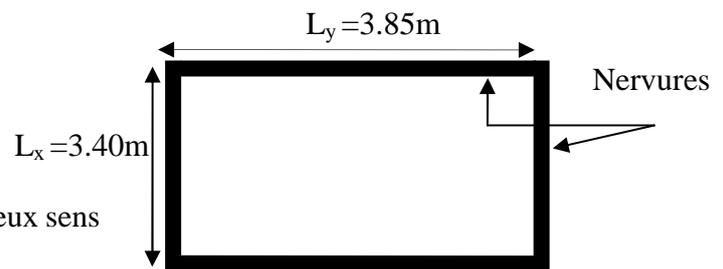
$N_u$  : Effort normal (avec le poids du radier)

$$N_u = 54387.378 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{54447.378}{361} \Rightarrow q_u = 153.2 \text{ KN}$$

$$\dots = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \dots = 0.88 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sim_x = 0.0476 \\ \sim_y = 0.7438 \end{cases}$$



**Fig. V .4 :** Dalle sur quatre appuis.

Sens x-x' :  $M_0^x = \sim_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 84.30 \text{ KNm}$

Sens y-y' :  $M_0^y = \sim_y \times Mx \Rightarrow M_0^y = 62.70 \text{ KNm}$

- En travée :**

Sens x-x' :  $M_t^x = 0.75 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 63.22 \text{ KNm}$

Sens y-y' :  $M_t^y = 0.75 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 47.02 \text{ KNm}$

- En appui :**

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 42.15 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 31.35 \text{ KNm}$$

Le ferrailage se fera pour une section  $(b \times h_r) = (1 \times 0.4) \text{ m}^2$ .

➤ **Condition de non fragilité:**

On calcule  $A_{\min}$  : On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \dots_0 = 0.0008$ ;  $h_r = 40 \text{ cm}$ ;  $b = 100 \text{ cm}$ ;  $\dots = 0.88$

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{ cm} \\ \dots > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \dots_0 \times \frac{3 - \dots}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \dots_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 3.39 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = 3.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**Tableau VI.1:** Résumé des résultats de ferrailage de radier.

		M (KNm)	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
Sens x-x	Travée	63.22	4.86	3.39	5T12=5.65	20
	Appui	42.15	3.22	3.39	5T10=3.93	20
Sens y-y	Travée	47.02	3.60	3.2	5T10=3.93	20
	Appui	31.35	2.39	3.2	5T10=3.93	20

On vérifie que  $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 3.93 > 0.982cm^2$  .....c'est vérifié

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa.$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\dots}{2})} \Rightarrow V_y = 204.57KN \Rightarrow V_{max} = 204.57KN$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 173.62KN$$

$$\tau_u = \frac{204.57 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} \Rightarrow \tau_u = 0.568MPa < 1.25MPa$$
 ..... c'est vérifiée

**1) Calcul des sollicitations à L'ELS :**

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} \Rightarrow q_s = \frac{40808.97}{361} \Rightarrow q_s = 114.04KN$$

N<sub>s</sub> : Effort à ELS (avec le poids du radier)

On doit vérifier que :  $\tau_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\tau}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$

$$\tau_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\tau}_s = \min(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times y) = 240MPa.$$

**Tableau VI.2 :** Vérification des contraintes de radier.

Sens	Moment	Valeurs(KNm)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	y (cm)	I (m <sup>4</sup> )	τ <sub>bc</sub> (MPa)	τ <sub>s</sub> (MPa)	Observe
x-x	M <sub>t</sub>	54.41	5.65	8.42	0.0012489	3.67	193.27	vérifiée

	$M_a$	36.27	3.93	6.84	0.0008348	2.97	203.10	vérifiée
y-y	$M_t$	44.70	3.93	6.13	0.0006755	4.056	216.32	vérifiée
	$M_a$	29.8	3.93	6.12	0.0006755	2.70	210.88	vérifiée

### Espacement des armatures :

Armatures //  $L_x$  :  $S_t \min (3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures //  $L_y$  :  $S_t \min (4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

### 2) Schéma de ferrailage de radier :

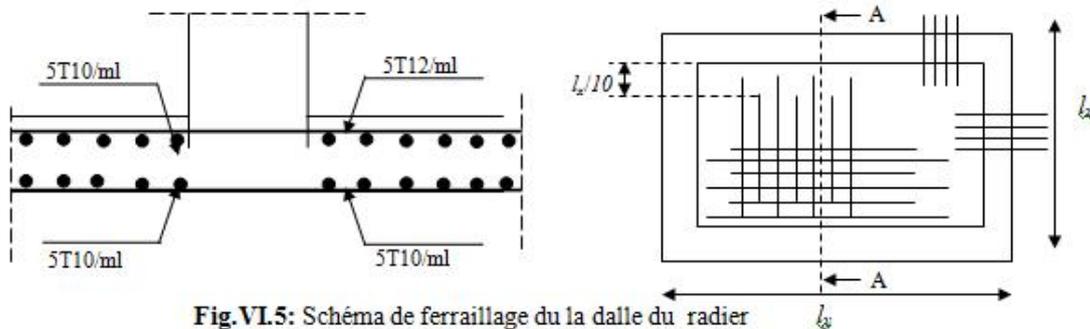


Fig.VI.5: Schéma de ferrailage de la dalle du radier

### B) Ferrailage des débords :

Le débord est assimilé à une console de 1m de largeur soumise à la flexion simple.

#### 1) Calcul des sollicitations:

$Q_u = 153.2 \text{ KN}$ ,  $Q_s = 114.04 \text{ KN}$ ,  $D = l = 80 \text{ cm}$ .

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 49.024 \text{ KNm}$$

#### 2) Calcul du ferrailage :

##### ➤ Armatures principales :

$$A_t = M_x / \sigma_t * Z$$

En tenant en compte la continuité des panneaux, les moments seront réduits, ainsi :

- En travée :  $M_{tx} = 0.85 M_u = 41.67 \text{ KN.m}$

- En appui :  $M_{ax} = 0.4 M_u = 19.61 \text{ KN.m}$

##### ➤ Armature de répartition :

$$A_{sec} = A/4 = 5.65/4 = 1.41 \text{ cm}^2$$

##### ➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 4.16 \text{ cm}^2$$

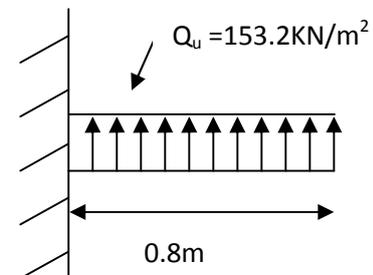


Fig.VI.6 : Schéma statique du débord.

➤ **Espacement (St):**

$$St \text{ min } (3e; 33\text{cm}) = 20c$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

$$\text{Sachant que : } V_u = q_u \times l = 153.2 \times 0.8 = 122.56\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.408\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \dots \text{ Est verifieer pas d'armatures transversales.}$$

Le calcul du ferrailage et les vérifications sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.3:** Résumé des résultats.

	$M_u$ (KNm)	$A_{\text{calculé}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$\tau_{bc}$ (MPa)	$\tau_s$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\tau}_s$ (MPa)
Travée	41.67	4.13	4.16	5T14=5.65	3.82	198.70	15	201.63
Appui	19.61	1.89	4.16	5T14=5.65	2.40	183.70	15	201.63

**C) Ferrailage des nervures:**

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même ferrailage pour les autres nervures.

▪ **Charges trapézoïdales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_M = \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{g}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{d}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_V = \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{array} \right.$$

▪ **Charges triangulaires :**

$$q_M = q_V = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Avec :  $q_M$  : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.

$q_V$  : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même effort tranchant maximum que la charge réelle.

$l_{xd}$  : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

$l_{yd}$  : La plus grand portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

$l_{xg}$  : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

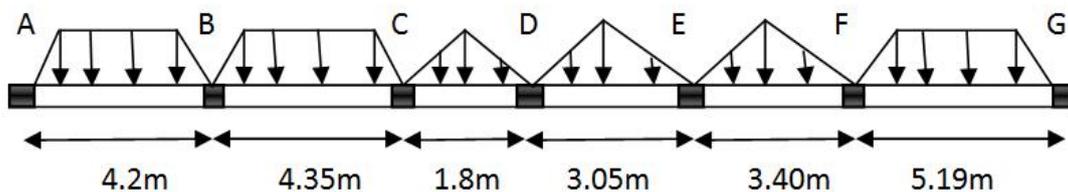
$l_{yg}$  : La plus grand portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

$$\dots_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \quad \text{et} \quad \dots_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

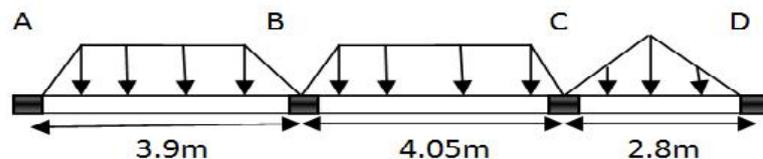
Pour la nervure de rive on divise la charge équivalente sur deux.

$$q_u = 153.2 \text{ KN/m}^2 ; \quad q_s = 114.04 \text{ KN/m}^2$$

- **Sens (x-x) :**



- **Sens (y-y) :**



➤ **Calcul des sollicitations :**

- **Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \text{ Avec :}$$

Les longueurs fictives :  $l' = [l \text{ (travée de rive)} ; 0.8 \times l \text{ (travée intermédiaire)}]$

Pour l'appui de rive, on a :  $M_a = 0.15 \times M_0$ , avec :  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

- **Moment en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right); \quad M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1-x); \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.4:** Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal.

Travée	l <sub>x</sub> (m)	l' <sub>x</sub> (m)	P (KN/m)	M <sub>a</sub> (KNm)		X (m)	M <sub>t</sub> (KNm)
				M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		
A-B	4.2	4.2	243.93	50.67	507.39	2.80	-30.91
B-C	4.35	3.48	357.12	507.39	369.73	1.97	298.68
C-D	1.8	1.44	137.88	369.73	127.42	0.02	491.99
D-E	3.05	2.44	233.63	127.42	196.87	1.67	78.69
E-F	3.40	2.72	260.44	196.87	748.96	2.75	683.69
F-G	5.19	5.19	322.72	748.96	77.37	1.75	421.68

**Tableau VI.5:** Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal.

Travée	l <sub>x</sub> (m)	l' <sub>x</sub> (m)	P (KN/m)	M <sub>a</sub> (KNm)		X (m)	M <sub>t</sub> (KNm)
				M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		
A-B	3.9	3.9	212.89	43.69	380.95	2.51	-29.57
B-C	4.05	3.24	395.18	380.95	339.90	1.96	216.67
C-D	2.8	2.8	182.70	339.90	22.52	0.66	282.28

➤ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour une section en Té en flexion simple.

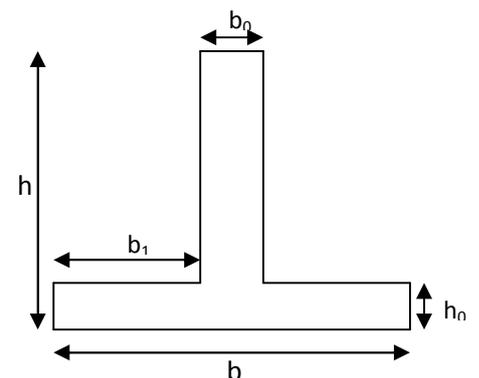
$h=120\text{cm}; h_0=40\text{cm}; b_0=60\text{cm}; d=115\text{cm}.$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{519}{10}; \frac{390}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(51.9; 195)$$

Soit :  $b_1 = 50\text{cm}$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 160\text{cm}$$



**Fig.VI.7:** Section à ferrailer.

**Tableau VI.6:** Résumé des résultats de ferraillage des nervures de radier.

		M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )
X-X	Travée	683.69	50.99	26	6T32+2T16=52.27
	appuis	748.96	51.11	26	6T32+2T16=52.27
Y-Y	Travée	216.67	50.17	26	6T32+2T16=52.27
	appuis	339.90	50.38	26	6T32+2T16=52.27

On vérifie que  $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 50.38\text{cm}^2 > 13.34\text{cm}^2$  .....c'est vérifiée.

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\max} = 53862\text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.293\text{MPa} < 2.5\text{MPa}$$

• **Armatures transversales :**

$$w_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; w_l\right) = \min(34.28; 60; 20) = mm \quad \text{Soit } w_t = 10mm.$$

• **Espacement des aciers transversaux :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10w_{l_{\min}}\right) \Rightarrow St \leq \min(30; 12; 20) = 12cm$$

On prend  $St=10cm$  en zone nodale et  $15cm$  en travée.

• **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\tau}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

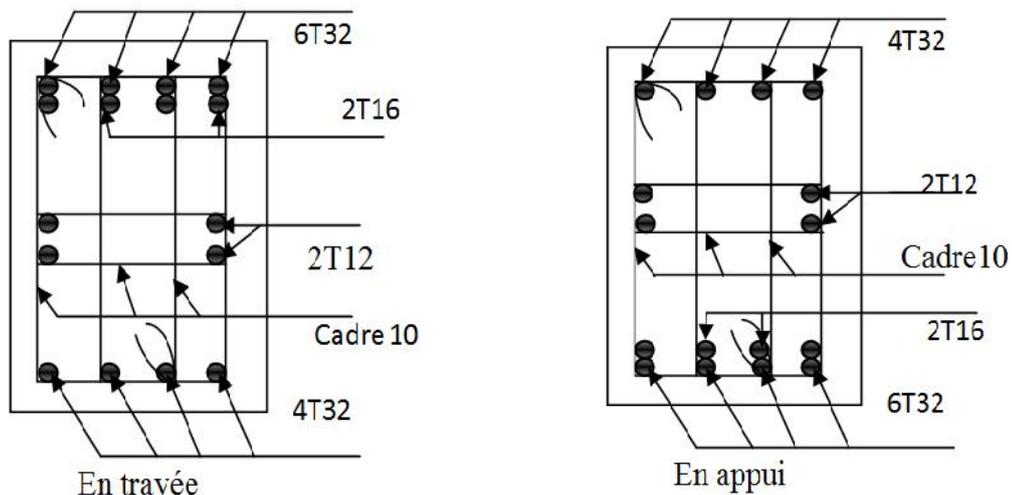
$$\tau_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\tau}_s = 240MPa.$$

**Tableau VI.7:** Vérification des contraintes des nervures de radier.

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	y (cm)	I (m <sup>4</sup> )	$\tau_{bc}$ (MPa)	$\tau_s$ (MPa)	Observation
x-x	$M_t$	918.69	26.43	0.05344347	2.8	145.63	vérifiée
	$M_a$	1219.14	25.52	0.04836271	4.25	231.31	vérifiée
y-y	$M_t$	289.39	26.43	0.05344347	2.81	145.96	vérifiée
	$M_a$	586.73	25.52	0.04836271	3.82	207.95	vérifiée

➤ **Schéma de ferrailage des nervures :**

**Sens X-X :**



Sens Y-Y :

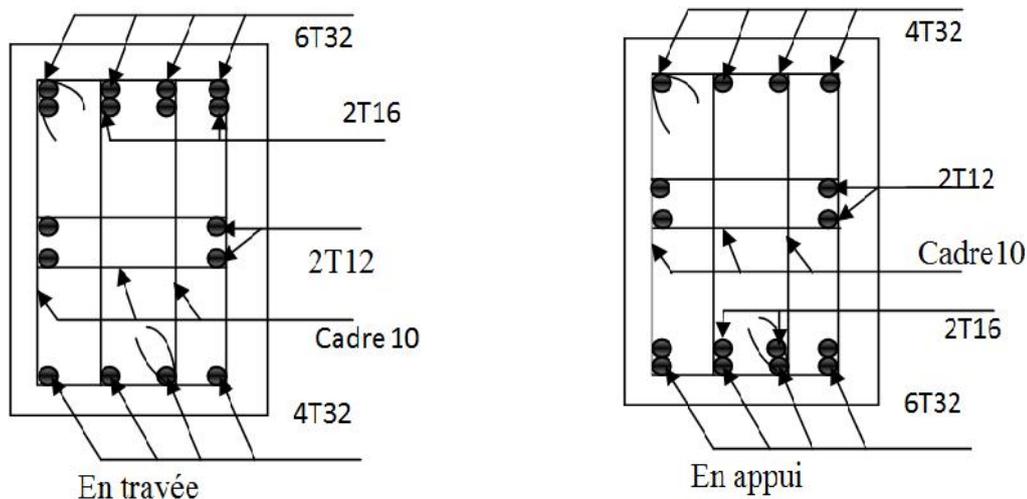


Fig.VI.8 : Schéma de ferrailage des nervures.

### VI.5. Etude du voile périphérique :

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réalisée l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurent la liaison avec le sol et repartissent les efforts.
- Elles jouent un rôle d'appuis.
- Limitée les tassements différentielle a une valeur acceptable.

#### Remarque :

On remarque du plan de la coupe que les fondations ne seront pas encarrées à la profondeur recommandée par le bureau d'études, qui a réalisé l'étude géotechnique (un encrage de 2.4m pour avoir 1.5bar de capacité portante). Alors, on propose d'ajouter un sous-sol (ou bien un sanitaire) de 2.4 m de hauteur pour atteindre le bon sol.

#### VI.5.1. Dimensionnement :

On adopte une épaisseur  $e=20$  cm, la longueur  $L=5.27$ m, la hauteur  $h=2.4$ m.

#### VI.5.2. Caractéristiques du sol :

Poids spécifique :  $\gamma = 15.5$  KN/M<sup>3</sup>.

Angle de frottement :  $\phi = 31.04^\circ$

Une cohésion :  $C=3$ KN/m<sup>2</sup>

#### VI.5.3. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

a) **Poussée des terres:**  $G = h * \gamma * tg^2(\frac{f}{4} - \frac{\xi}{2})$

$$G = 2.4 * 15.5 * tg^2(\frac{f}{4} - \frac{31.04}{2}) = 11.89 \text{ KN/ml}$$

b) **Charge due à la surcharge:**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2, Q = q * tg^2(\frac{f}{4} - \frac{\xi}{2}) \Rightarrow Q = 3.19 \text{ KN/ml}$$

**VI.5.4. Ferrailage du voile :**

Le voile périphériques se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé encastrés en chaque coté. Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à  $10 \text{ KN/m}^2$ .

a) **A L'ELU :**

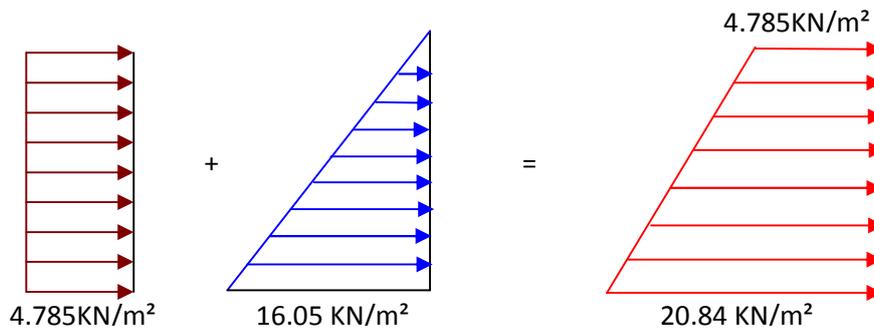
Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable.

$L_x=2.4\text{m}, L_y=5.27\text{m}, B=1\text{m}, h=20\text{cm}$ .

$$r = \frac{L_x}{L_y} = 0.455 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\dagger_{\min} = Q = 3.19 \text{ KN/m}^2; \dagger_{\max} = 1.5Q + 1.35G \Rightarrow \dagger_{\max} = 20.84 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \dagger_{\text{moy}} = \frac{3 \times \dagger_{\max} + \dagger_{\min}}{4} = 16.43 \text{ KN/m}^2$$



**Fig. VI.9:** Diagramme des contraintes.

$$r = 0.455 \Rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} \sim_x = 0.1036 \\ \sim_y = 0.2500 \end{cases} \dots\dots\dots [\text{Annexe 4}]$$

$$M_{0x} = \sim_x * L_x^2 * q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} * \sim_y$$

- **Les moments sollicitant :**  $M_{0x} = 9.80 \text{ KN} * m.$
- $M_{0y} = 2.45 \text{ KN} * m$

$$M_{ty} = 0.85 * M_{0y} = 2.083 \text{ KN} * m$$

$$M_{tx} = 0.85 * M_{0x} = 8.33 \text{ KN} * m$$

$$M_{ap} = 0.5 * M_{0x} = 4.9 \text{ KN} * m$$

**Tableau VI.8:** Section des armatures du voile périphérique.

Sens		M (KN*m)	$\sim_{bu}$	$\Gamma$	Z(m)	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )
X-X	travée	8.33	0.0229	0.0289	0.1581	1.51	2	4T8=2.01
y-y	travée	2.083	0.0057	0.0071	0.1595	0.375	2	4T8=2.01
x-x	Appui	4.9	0.0135	0.0169	0.1589	0.886	2	4T8=2.01

➤ **Vérifications à l'E.L.U :**

Avec  $A_{\min} = 0.1\% b \times h$  .....condition exigée par le RPA.

$$A_{\min} = 0.1 * 20 * 100 / 100 = 2 \text{ cm}^2$$

➤ **Les espacements :**

- Armatures //  $L_x$ : St min (3e, 33cm) = 30cm

- Armatures //  $L_y$ : St min (4e, 45cm) = 40cm

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que  $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$ , fissuration nuisible.

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\dots}{2})} = 35.266 \text{ KN}.$$

$$\text{On a } V_x = \frac{q_u * l_x}{3} = \frac{16.43 * 2.4}{3} = 13.144 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.220 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

**a) A L'ELS:**

$$\tau_{\min} = Q = 3.19 \text{ KN} / m^2; \quad \tau_{\max} = G + Q \Rightarrow \tau_{\max} = 15.08 \text{ KN} / m^2$$

$$.q_s = \tau_{\text{moy}} = \frac{3 \times \tau_{\max} + \tau_{\min}}{4} = 12.11 \text{ KN} / m^2$$

$$ELS: \dots = \frac{L_x}{L_y} = 0.455 \Rightarrow \begin{cases} \sim_x = 0.1063 \\ \sim_y = 0.3234 \end{cases} \quad (\text{Annexe 4})$$

➤ **Les moments sollicitant :**

$$M_{0x} = 9.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 2.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ix} = 7.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{iy} = 2.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 4.62 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

• **Dans le béton :**

$$\tau_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \overline{\tau}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

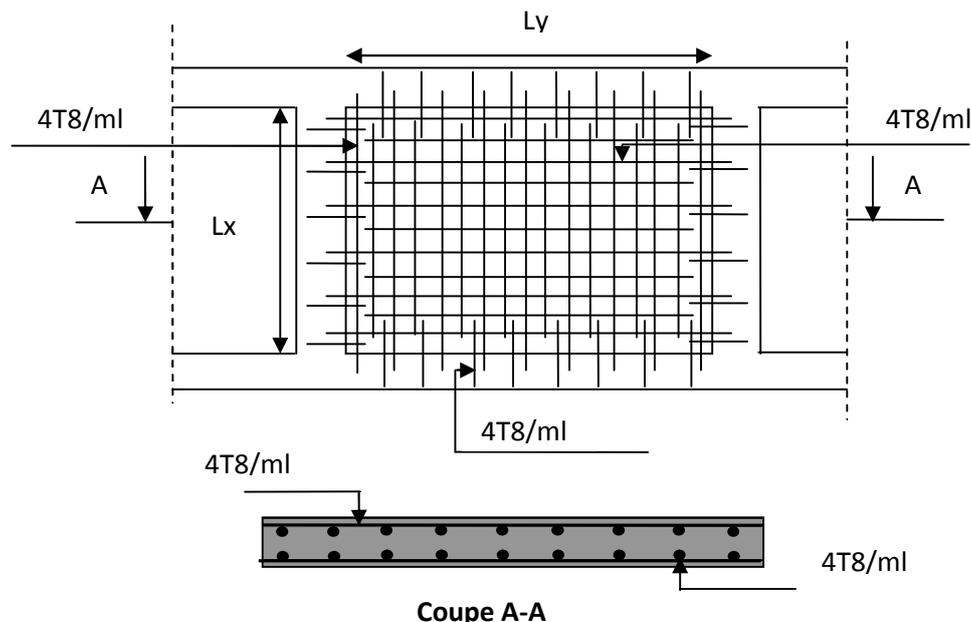
• **Dans l'acier :** La fissuration est considérer nuisible.

$$\tau_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \overline{\tau}_s = \min \left( 2 \times \frac{f_e}{3} , 110 \sqrt{y} \times f_{r28} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

**Tableau VI.9:** Vérification des contraintes pour le voile périphérique.

		M(KN.m)	Y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\tau_b$ (MPa)	$\tau_s$ (MPa)	Observation
Travée	XX	7.84	5.11	1.8679	2.147	68.623	Vérifier
	YY	2.53	3.79	1.0603	0.908	43.828	
Appuis		4.62	4.206	1.2913	1.504	63.250	

➤ **Schéma de ferrailage du voile périphérique :**



**Fig.VI.10:** Schéma de ferrailage du voile périphérique.

**IV.6. Conclusion :**

Les fondations ont pour rôle de transmettre les charges au sol. Elles sont choisies selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- Les charges transmises au sol.
- La profondeur du bon sol.

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier nervuré. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et satisfaisant.

Le calcul du voile périphérique a aussi fait l'objet de ce chapitre. Notre voile périphérique est en fait un mur qui reprend comme charges uniquement les poussées des terres. Il a été calculé comme des panneaux de dalle pleine.

# Conclusion Générale

Le présent projet s'est effectué à base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagés et l'adaptation des solutions économiques.

Après avoir étudié ce projet (un bâtiment RDC+7 à usage d'habitation contreventer par un système mixte « voiles-portiques »), on a constaté que :

Pour la disposition et comportement des voiles: la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que nombre de voiles placés dans la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

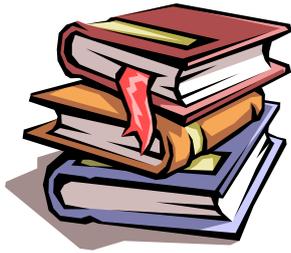
On a remarqué que les éléments structuraux, sont ferrailés par le minimum du RPA notamment (voiles).

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme exemple, nous citerons l'ETABS 2015 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

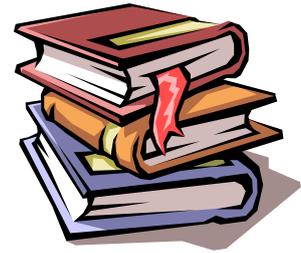
Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude, donc c'est une première et très importante expérience pour la vie d'un ingénieur, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

# BIBLIOGRAPHIE



# bibliographie

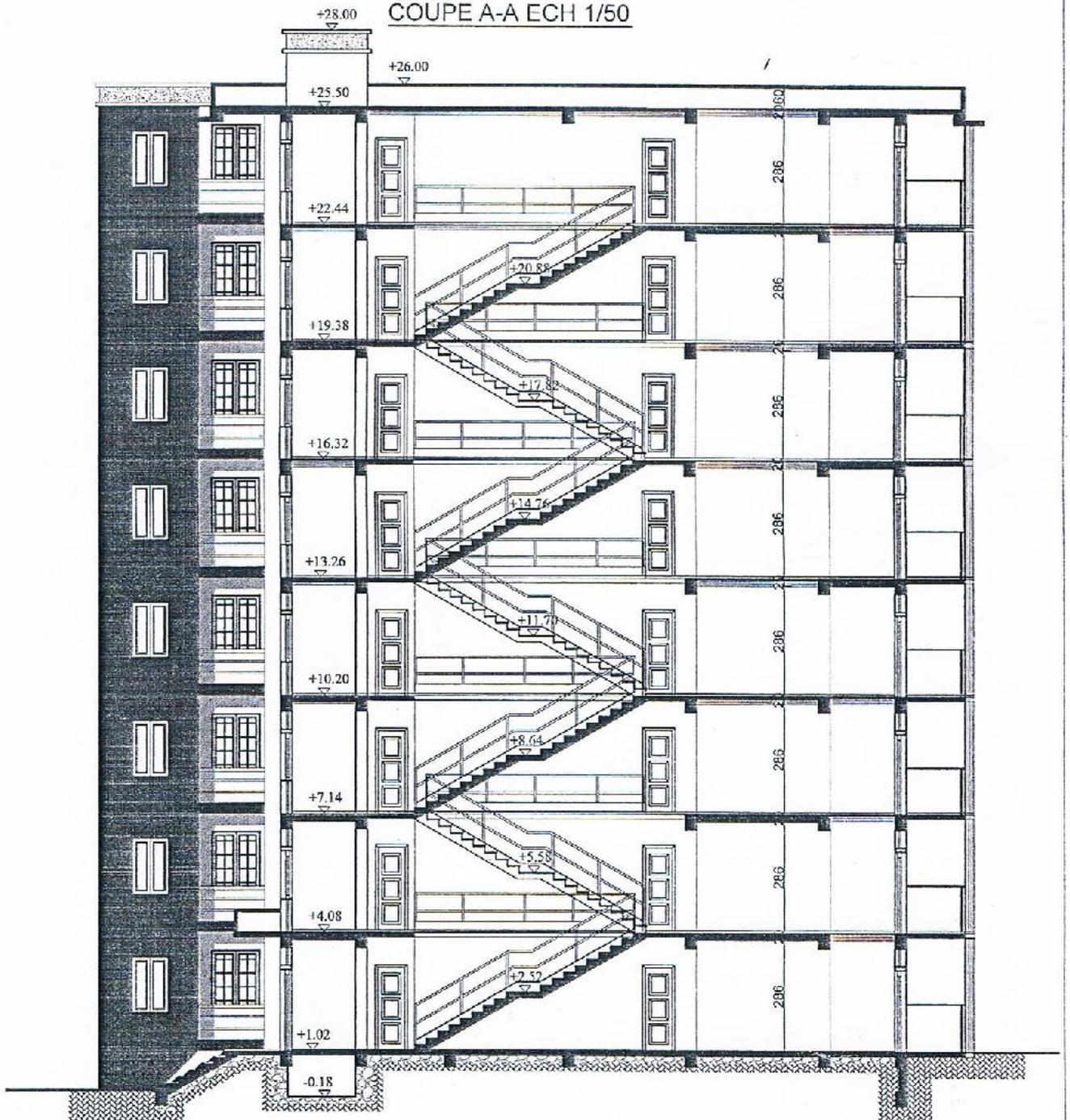
*bibliographie*

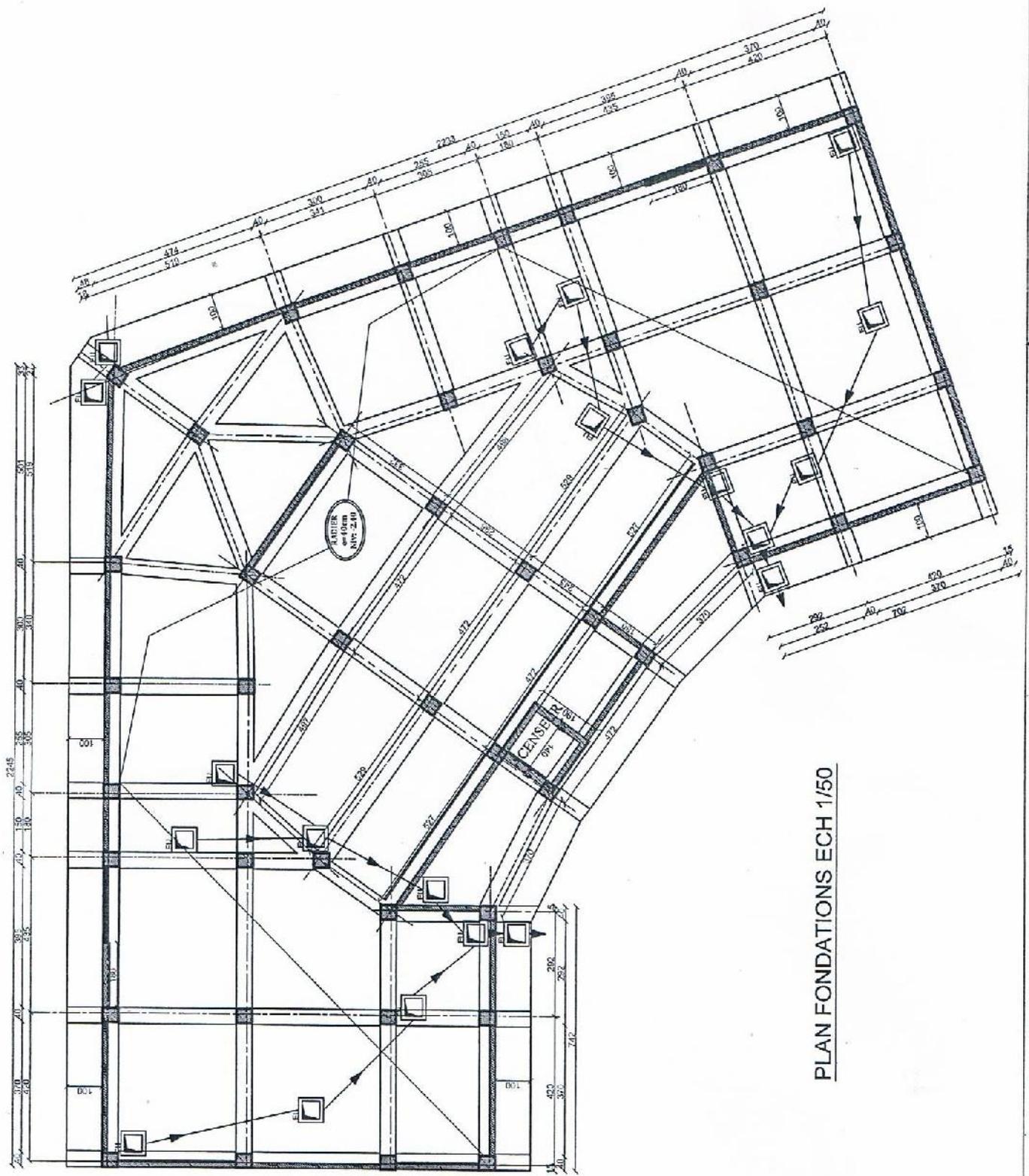


- ✓ **RPA99 version 2003** (Règles parasismiques algériennes).
- ✓ **DTR B.C.2.2** (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- ✓ **DTR BC 2.33.1** (Règles de calcul des fondations superficielles), édition 1992.
- ✓ **DTR BC 2.41 C.B.A93** (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé).
- ✓ Règles **BAEL 91 modifié 99**, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ✓ Notes de cours (Béton, MDS et RDM).
- ✓ Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.

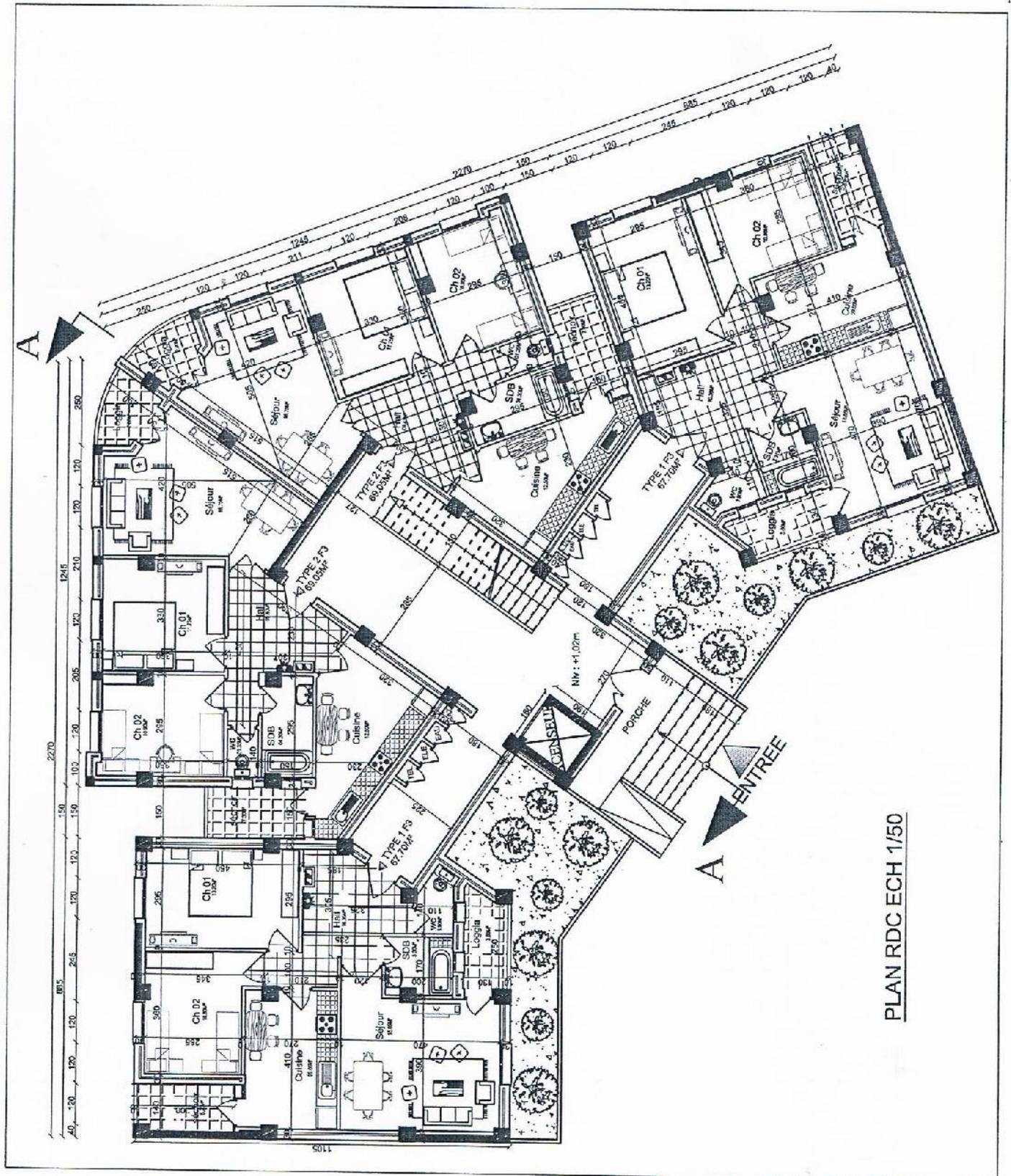
# Les plans

COUPE A-A ECH 1/50

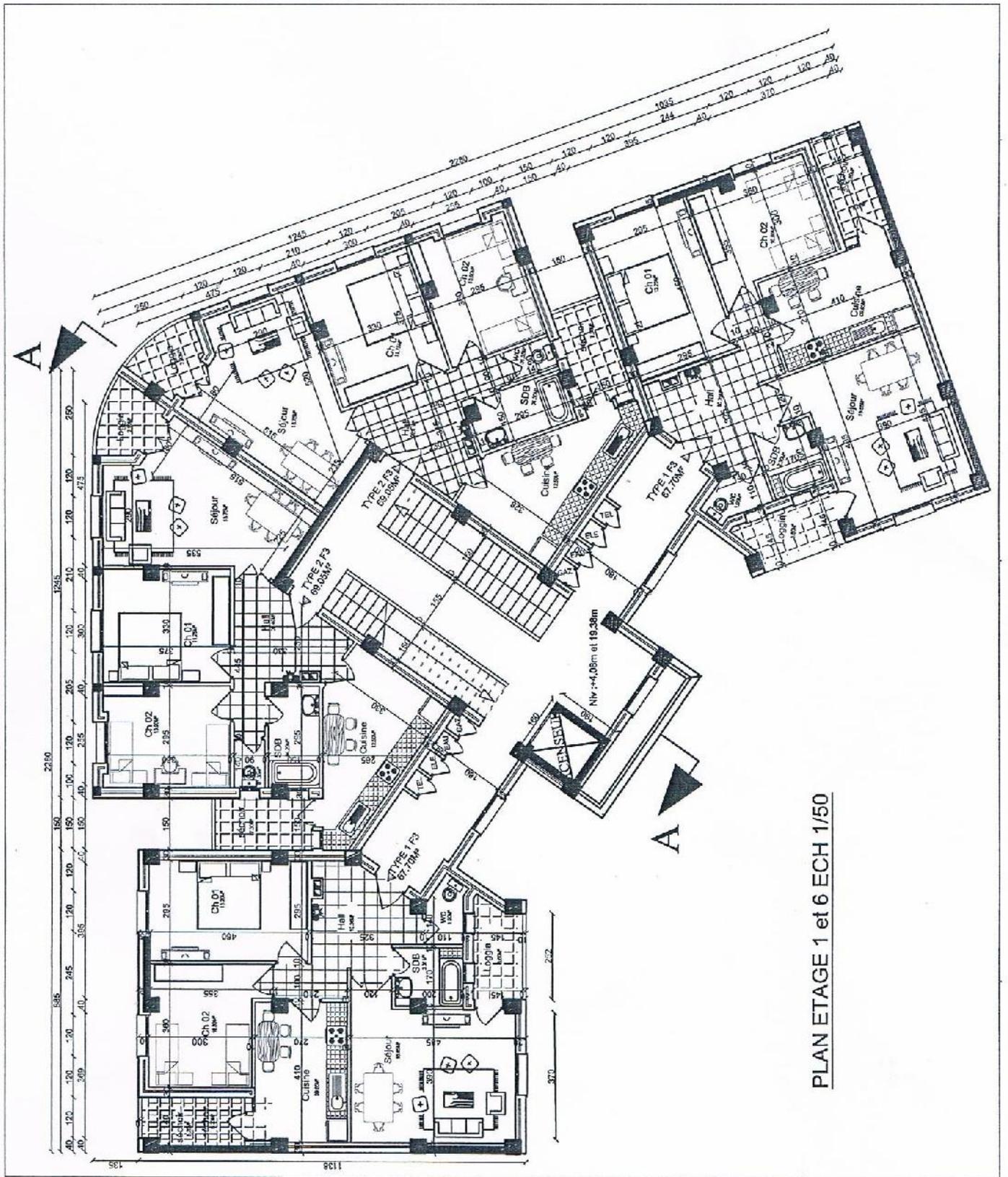




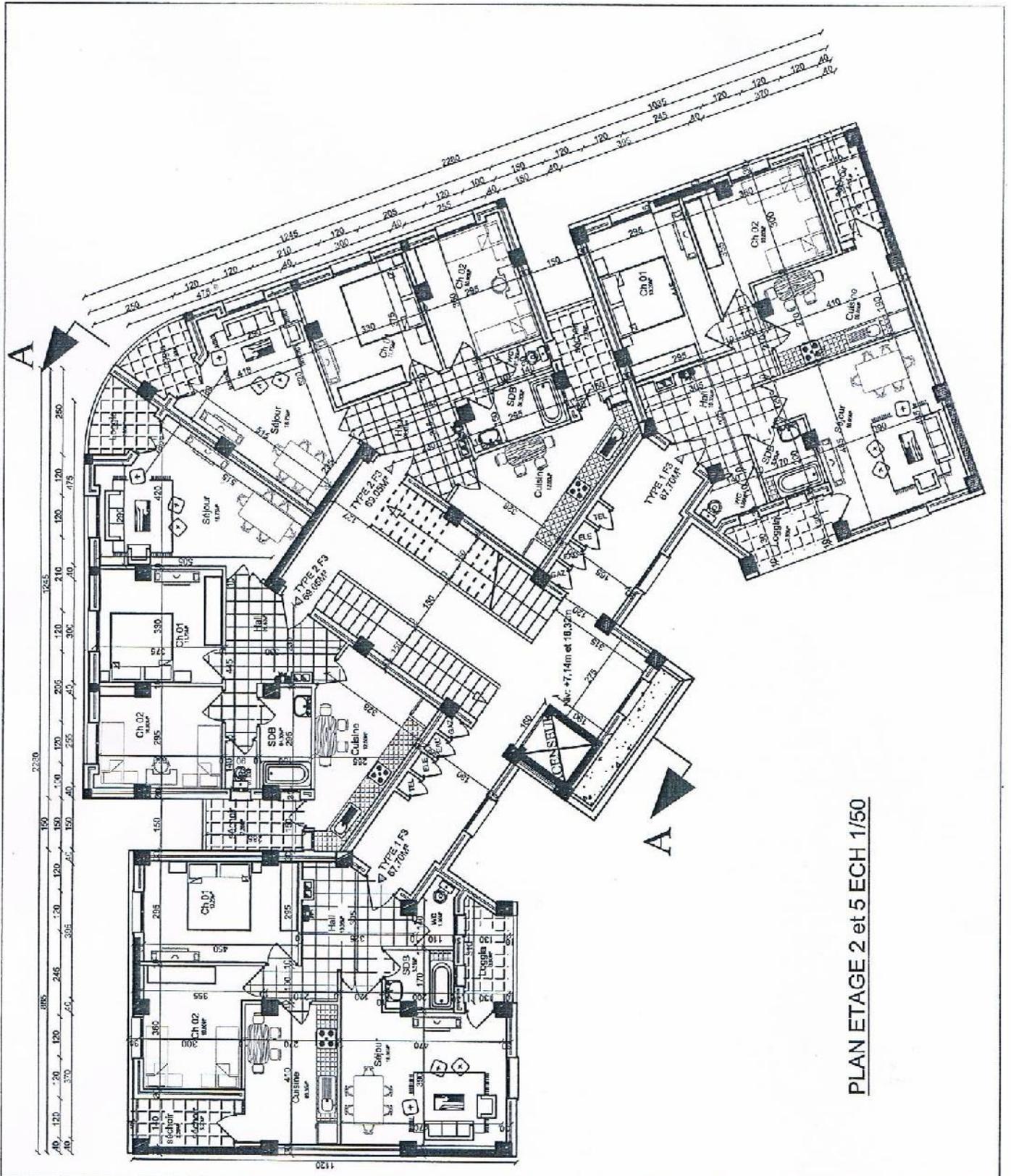
PLAN FONDATIONS ECH 1/50



PLAN RDC ECH 1/50

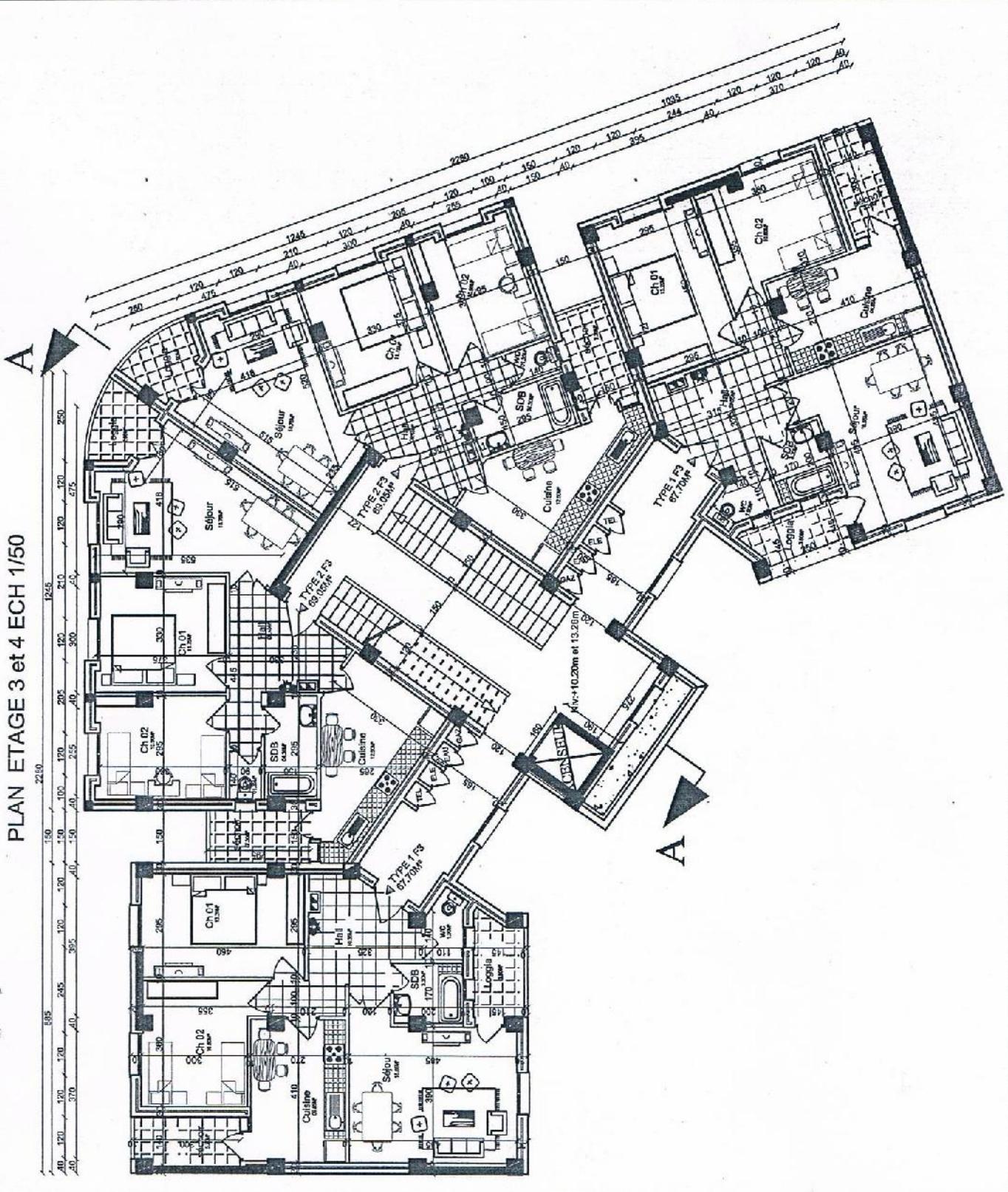


**PLAN ETAGE 1 et 6 ECH 1/50**

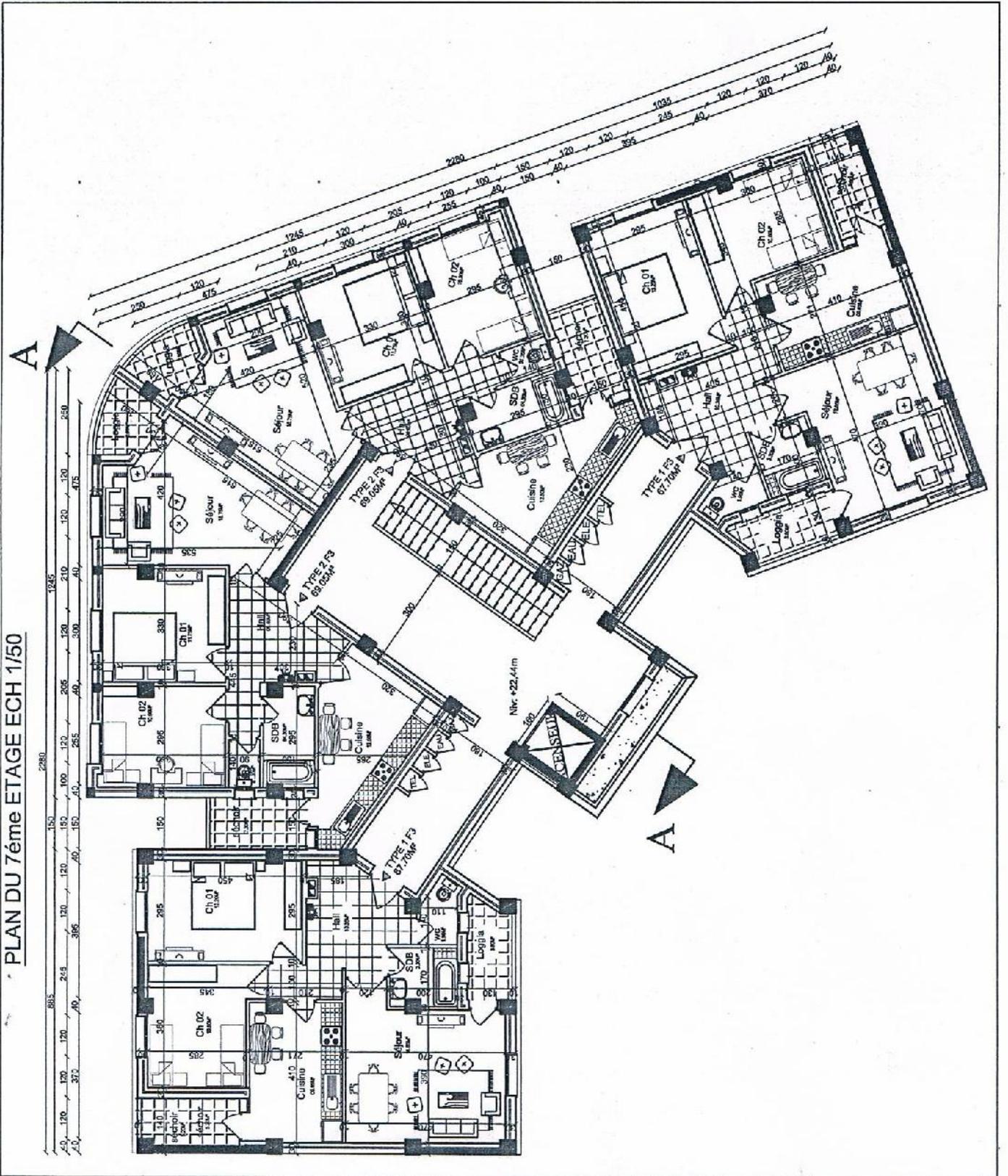


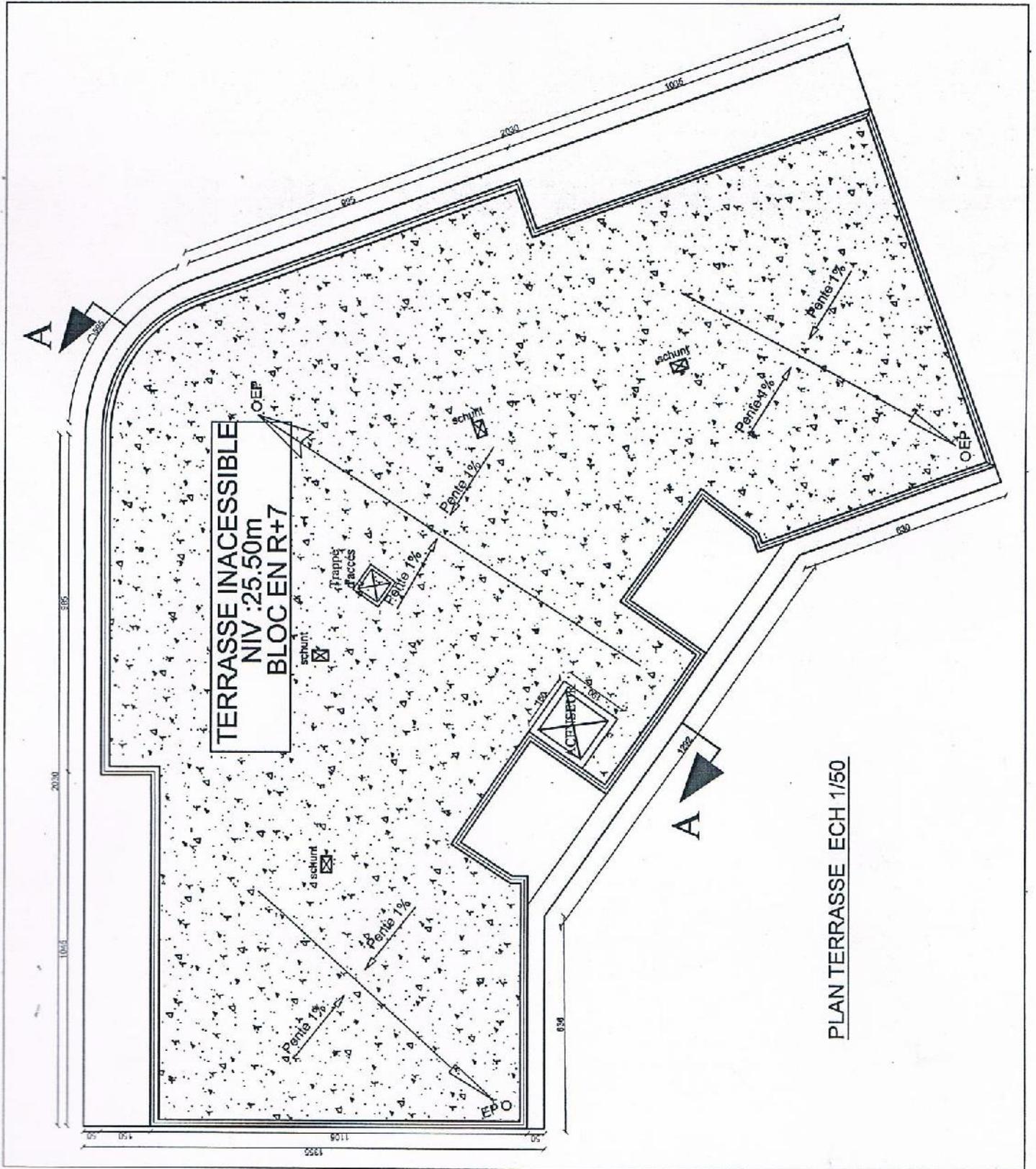
PLAN ETAGE 2 et 5 ECH 1/50

PLAN ETAGE 3 et 4 ECH 1/50



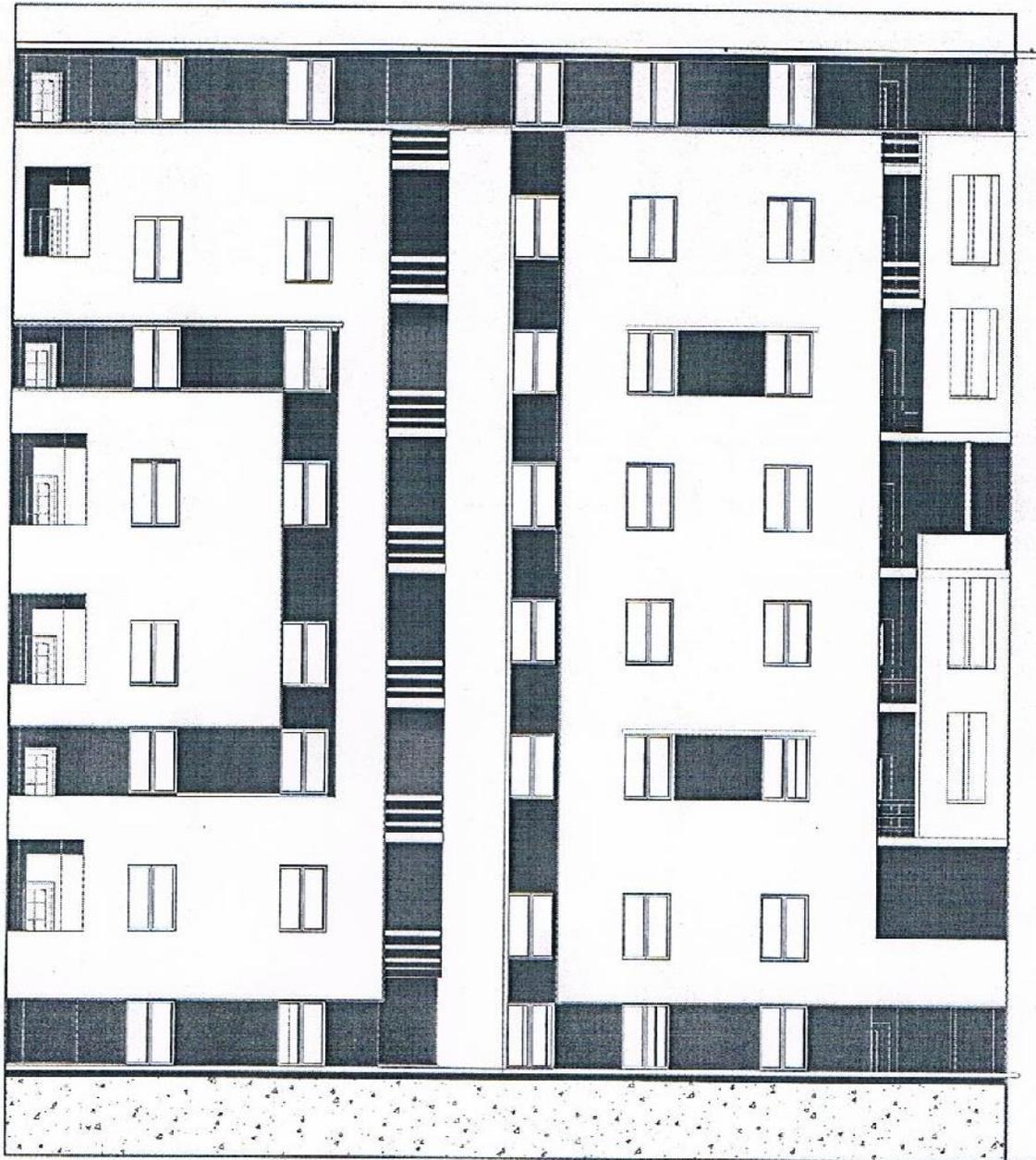
PLAN DU 7ème ETAGE ECH 1/50



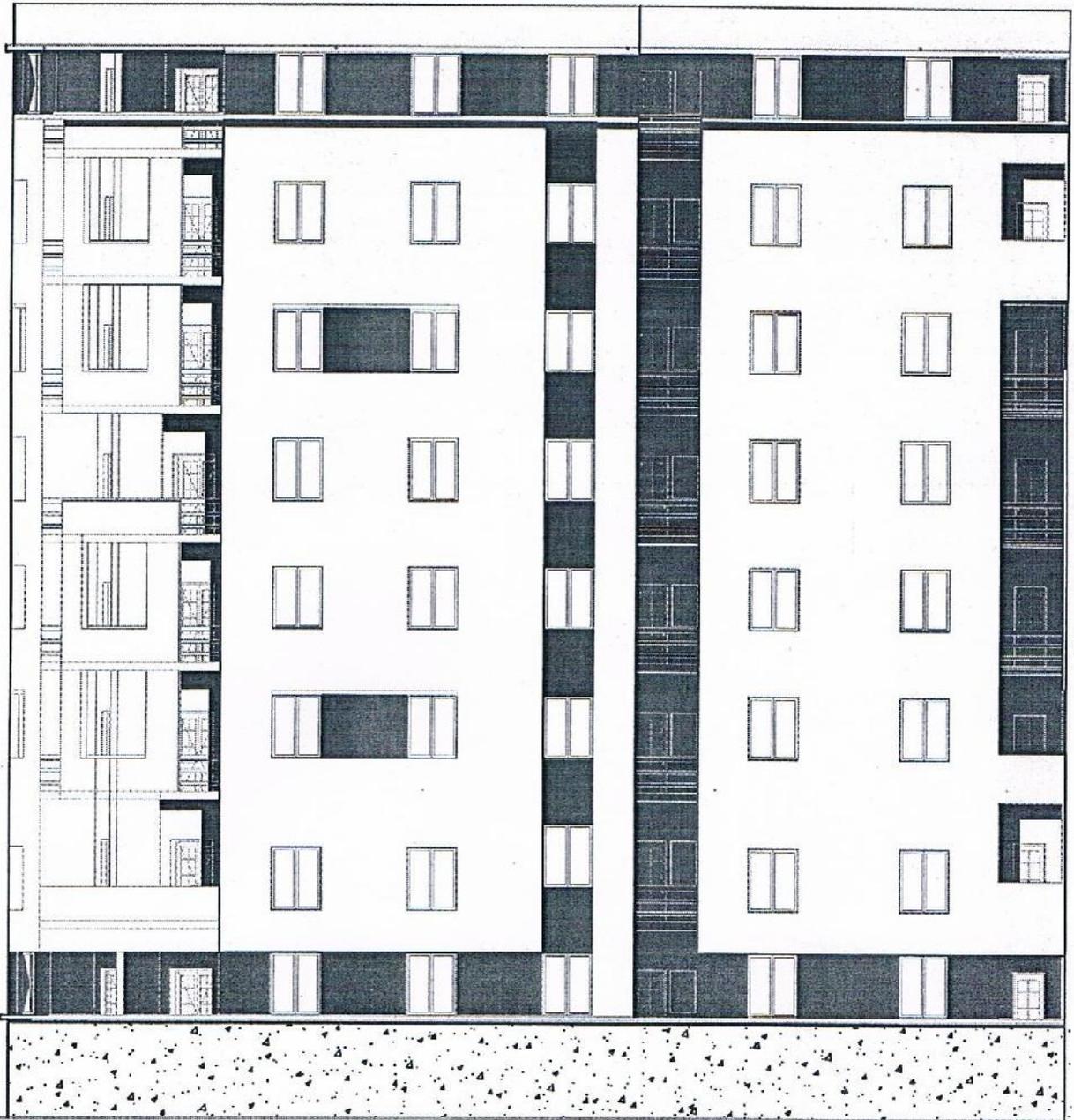


PLAN TERRASSE ECH 1/50

FAÇADE EST ECH 1/50



FAÇADE NORD ECH 1/50



# ANNEXES

# ANNEXE 1

Section en cm<sup>2</sup> de 1 à 20 armatures de diamètre w en mm

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

## ANNEXE 2

TAB. 6.4 – Valeurs de  $M_1$  ( $M_2$ ) pour  $\rho = 1$

$U/l_x$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$V/l_y$											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de  $M_2$  ; il suffit de permuter U et V.

Annexe D3

# Performances & Raffinement

## table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes  
machinerie supérieure  
disposition simplex

**ligne Building**

**Schindler** 

# Caractéristiques générales

Disposition	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31)	Maintenance	collective descente sélective, à analyse permanente de trafic
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	à ouverture centrale trafic intense
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN cuvette local des machines		
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
					In	Id	In	Id				
355 380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355 380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	67	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220	150 x 100	▯	▯	▯	▯	▯	28000	11000	2000
490	240	500	240	140 x 120	▯	▯	▯	▯	▯	30000	12500	3000
400 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400 440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	85	41	30000	11000	1500
435 540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465 540	260	460	220	150 x 120	▯	▯	▯	▯	▯	32000	12000	2500
530	260	500	240	160 x 120	▯	▯	▯	▯	▯	33000	14000	3000
400 440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400 440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410 440	260	430	200	140 x 100	66	165	38	95	46	33500	12500	1500
460 540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470 540	260	520	220	150 x 120	▯	▯	▯	▯	▯	36000	14000	3000
540	260	520	240	200 x 120	▯	▯	▯	▯	▯	38000	18000	5000
590	260	520	280	230 x 140	▯	▯	▯	▯	▯	38000	19500	7000



Symbolisme attribué par le Comité National de Liaison pour la Réadaptation des Handicapés (autorisation d'emploi n° 001). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 91-201 et accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le contexte d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schneider habituel.

# Performances & Raffinement

## Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes  
machinerie supérieure  
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine		Passage libre de porteq	Dimensions de gaine		Profondeur de cuvette (2)	
					BK x TK x HK	BT x HT		BS x TS	HSG		
<b>630</b> 8 pers.	1.00	2 v	12	32	110 x 140 x 220		80 x 200	180 x 210	135	140	
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220		80 x 200	180 x 210	135	140	
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220		80 x 200	180 x 210	135	140	
	1.60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220		80 x 200	180 x 210	150	160	
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220		80 x 200	180 x 210	150	160	
<b>800</b> 10 pers.	1.00	2 v	12	32	135 x 140 x 220		80 x 200	180 x 210	135	140	
		Dy S	12	32	135 x 140 x 220		80 x 200	180 x 210	135	140	
		ACVF	12	32	135 x 140 x 220		80 x 200	180 x 210	135	140	
	1.60	Dy S	18	50	135 x 140 x 220		80 x 200	180 x 210	150	160	
		ACVF	18	50	135 x 140 x 220		80 x 200	180 x 210	150	160	
<b>1000</b> 13 pers.	1.00	2 v	12	32	160 x 140 x 230		110 x 210	240 x 230	140	140	
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230		110 x 210	240 x 230	140	140	
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230		110 x 210	240 x 230	140	140	
	1.60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230		110 x 210	240 x 230	155	160	
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230		110 x 210	240 x 230	155	160	
	2.50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230		110 x 210	240 x 230	180	220	
TD 2		31	80	160 x 140 x 230		110 x 210	240 x 230	180	220		
<b>1250</b> 16 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230		110 x 210	260 x 230	140	160	
		ACVF	12	32	195 x 140 x 230		110 x 210	260 x 230	140	160	
	1.60	Dy S	18	50	195 x 140 x 230		110 x 210	260 x 230	155	160	
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230		110 x 210	260 x 230	155	160	
	2.50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230		110 x 210	260 x 230	180	220	
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230		110 x 210	260 x 230	180	220	
<b>1600</b> 21 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230		110 x 210	260 x 260	140	160	
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230		110 x 210	260 x 260	140	160	
	1.60	Dy S	18	50	195 x 175 x 230		110 x 210	260 x 260	155	160	
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230		110 x 210	260 x 260	155	160	
	2.50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230		110 x 210	260 x 260	180	220	
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230		110 x 210	260 x 260	180	220	
4.00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230		110 x 210	260 x 260	320			
6.30	TD 2	31	80	195 x 175 x 230		110 x 210	260 x 260	400			

Notes: Toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indications contraires. (2) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sous dalle sont indiquées suivant la norme NF EN 81-1. Figurent en italique les valeurs du fascicule de documentation P 82-208.  
 (1) Entraînement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynatron S (variation continue de vitesse). (3) La puissance est calculée suivant la norme C.15-100 et C.15-105.  
 ACVF = Variation continue de fréquence, Dy S = Dynatron (variation continue de vitesse), TD 2 = Transatron Gedussa (variation de tension sans treuil).  
 Dy MV = Dynatron (variation continue de vitesse), TD 2 = Transatron Gedussa (variation de tension sans treuil).  
 est à dire en prenant en compte l'angle de l'intensité.

# ANNEXE 4

$\frac{L_x}{L_y}$	ELU = 0		ELS = 0.2	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

## ANNEXE 5

Etude de sol N° 43/2012

790 Logements LPL, Akbou, Bejaia

### V- Conclusions et recommandations :

Le terrain étudié pour recevoir les 790 logements est de relief plat. D'après les coupes de sondages réalisés sur l'assiette du projet sa géologie est constituée de Sables limoneux avec graviers, galets et de cailloux arrondis alluvionnaires, le tout cimenté par une matrice argileuse.

Les essais au PDL ont révélé clairement l'homogénéité du sol vis-à-vis de sa résistance, qui est bonne.

Afin de donner un aperçu sur la qualité du sol et les recommandations à prendre pour le calcul de fondations, nous avons exploité des résultats des essais « in situ » au pénétromètre dynamique lourd, les coupes de sondages carottés et les essais au laboratoire ;

A la base de ces résultats et les observations faites lors d'une visite du site, nous préconisant :

- Prévoir des fondations superficielles.
- Une contrainte admissible du sol de 1.5 Bar pour un ancrage de 2.40 mètres de profondeur.

\* L'espace de temps séparant le terrassement des fouilles à la mise en place des bétons, doit être réduit pour ne pas permettre la stagnation prolongée et l'infiltration des eaux d'oued.

L'Ingénieur Chargé d'Etude :

**DEBABI Nacim**  
Ingénieur Chargé d'Etudes

Chef de Département Technique :

**ABDOUS Madani**  
Chef Département Technique

Le Directeur Régional :

