



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

جامعة البليدة -1-

UNIVERSITE DE BLIDA -1-

كلية التكنولوجيا- قسم الهندسة المدنية -  
Faculté de technologie  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE MASTER  
POUR L'OBTENTION DU DIPLOME  
DE MASTER 2 EN GENIE CIVIL  
Option : STRUCTURES.

THEME :

**Etude D'un Bâtiment (RDC+10étage+1SS) 2 Bloc à Usage  
Multifonction (commercial et habitation) Contreventé Par  
Des Portique et Voiles en Béton armé**

Soutenu par :

Mr. Aliouat Youcef.

Mr. Bouchelouche Nebhane.

Encadré par :

Mr. HEBBOUCHE ABDELHAMID.

Mme. HALFAYA FATMA ZOHRA.

ANNEE UNIVERSITAIRE 2019/2020.

## ملخص

يهدف هذا المشروع الى دراسة مضادة للزلازل ذات طابع سكني و تجاري، تتألف من كتلتين ذات طابق ارضي + 10 طوابق + طابق تحت الارض، سيتم انجازها بولاية عين الدفلى المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIb حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA Ver 2003).

ان مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والافقية مضمونة بواسطة الروافد، الاعمدة و الجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية للبناية تمت بواسطة برنامج آلي (ETABS Ver 16.2)

تحديد الابعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صممت طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر . (RPA99 Ver 2003 ; BAEL modifie99 ; CBA93)

تسليح العناصر المقاومة (الاعمدة و الروافد والجدران الخرسانية) تمت بواسطة برنامج آلي SOCOTEC. نظام البنية التحتية لهذه البناية هو عبارة عن لبشة (ارضية اساس)

## SUMMARY

The construction of the structures is mainly based on the choice of the type of structure and the materials to build it, it was among the first concerns of man.

In Algeria, the potential threat is the earthquake, particularly in the north on the country which is on the edge of a very active seismic region, the civil engineer must ensure the good design of projects against these threats based on different regulations.

This project presents a detailed study of an irregular shaped building which consists of two blocks multi-use ( ground floor + 10) with a basement, which will be implanted in Ain Defla, classified in zone IIb according to the Algerian seismic code (RPA 99 version 2003).

The study is composed of six parts

- The first part is a general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements and the characteristics of the materials used in this study.
- The second part is the predimensionnement of the structural elements consisting

the structure such as beams and columns.

The predimensionnement of columns is based on the decent of building loads.

- The objective of the third part is the study of the secondary elements such as staircase and slabs.

We have reinforced all these secondary elements and we have done the Necessary verifications.

- The dynamic study of the structure was begun in the fourth part, the design and the analysis of the structure was made by software (ETABS Ver 16.2).

In this part, we have added a rupture joint separating the structure into two blocs, also we have changed sections of columns and done all the necessary verifications.

- The fifth part is based of the reinforcement of structural elements (columns, beams and wall) was done by the software *SOCOTEC*.

- The sixth chapter consists of dimensioning and reinforcing the elements of the infrastructure, We have considered a general raft as a type of foundation which has several advantages which are:

- The increase of the surface area of the sole which minimizes the strong pressure brought by the structure.
- The reduction of differential settlements.
- ease of execution.

In conclusion, this project allowed us to see in detail all the steps to follow in the study of building, as well as the choice of its elements in accordance with the rules of **CBA93, RPA99 v2003** and **BAEL91 modified 99**.

The conclusions reached by this work are summarized in the following points:

- The predimensioning of elements is only temporary during the calculation of a structure.
- The use of (ETABS Ver 16.2) software was very useful for the modeling and analysis of all the elements of the structure.

- The layout of the reinforced concrete walls is a much more important factor than the quantity to be placed in the structure, it has a determining impact in the comportment against an earthquake.
- By determining the seismic loading (response spectrum), it is necessary to choose an adequate comportment coefficient **R** which is a parameter reflecting the ductility of the structure and it depends on the bracing systeme we opted for a comportment coefficient equal to 4

## **Résumé**

L'objectif de notre travail consiste à faire une étude parasismique d'un bâtiment en béton armé qui se compose de deux blocs à usage multiple (d'habitation ; commerce), comportent 1 sous sols +RDC et 10 étages qui sera implanté dans la wilaya de Ain Defla , classée en zone IIb selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par des poutres, des poteaux et des voiles de contreventement.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (*ETABS.V16.2*).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (*BAEL91 modifié 99 ; RPA99 ver 2003 ; CBA93*).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) a été calculé par le logiciel de ferrailage *SOCOTEC*

La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

## **Remerciements**

*Nous remercions avant tout **Allah** le tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté d'élaborer ce travail.*

*Nos plus grands remerciements pour nos chers parents qui sont la cause et le secret de la réussite tout au long de notre chemin d'étude.*

*Nous tenons à remercier en premier lieu notre promotrice Mr **HEBBOUCHE ABDELHAMID**, et notre co-promotrice Mme **HALFAYA FATMA ZOHRA** qui ont été disponibles tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'elles ont bien voulu nous consacrer.*

*Nous remercions tous nos amis qui nous ont apporté leur soutien et qui nous ont aidés de loin ou de près pour l'achèvement de ce travail.*

*Nous remercions tous nos professeurs grâce à qui on est là aujourd'hui.*

*Nous vous remercions vous membres du jury pour votre lecture et intérêt pour ce modeste travail.*

***Je dédie ce mémoire à :***

*Mes parents :*

*Ma mère, qui a œuvré pour ma réussite, par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.*

*Mon père, qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi.*

*A Ma femme et ma fille Lyna , pour la patience et le soutien dont elle a fait preuve pendant toute la durée de cette thèse.*

*A mes très chers frères et mes sœur ; que Dieu vous assiste, à tous les membres de ma famille, petits et grands.*

*A mon binôme Nebhane , à mes chers collègues et à mes chères ami(e)s ; en témoignage de l'amitié qui nous unit et des souvenirs de tous les moments que nous avons passés ensemble, je vous dédie ce travail*

*A mes professeurs, qui doivent voir dans ce travail le fruit d'un savoir bien acquis*

*A mon cher ami Adlen, Nassim, Youcef , Ahmed, Djamel, Amine, Billel , Ghiles . Ouss et wadoud.*

*A mon pays l'Algérie, à tous mes frères et soeurs les musulmans dans le monde entier.*

*Aliouat Youcef*

***Je dédie ce mémoire à :***

*Mes parents :*

*Ma mère, qui a œuvré pour ma réussite, par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.*

*Mon père, qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi.*

*A mes très chers frères ,mes sœurs et mes neveux ; que Dieu vous assiste, à tous les membres de ma famille, petits et grands.*

*A mon binôme Youcef , à mes chers collègues et à mes chères ami(e)s ; en témoignage de l'amitié qui nous unit et des souvenirs de tous les moments que nous avons passés ensemble, je vous dédie ce travail*

*A mes professeurs, qui doivent voir dans ce travail le fruit d'un savoir bien acquis*

*A mon cher ami Walid, Ahmed , Fouad , chikh abdelhak, Djamel , ghiles , wadoud et Youcef .*

*A mon pays l'Algérie, à tous mes frères et soeurs les musulmans dans le monde entier.*

***BOUCHLOUCHE NEBHANE ABDELSALEM***

# *Liste des Tableaux*

## *CHAPITRE I*

<b>Tableau 1.1</b> : Les caractéristique des aciers utilisés.....	09
-------------------------------------------------------------------	----

## *CHAPITRE II*

<b>Tableau 2.1</b> : choix du l'épaisseur de la dalle corps creux.....	14
<b>Tableau 2.2</b> : choix du l'épaisseur de la dalle corps creux.....	15
<b>Tableau 2.3</b> : choix du l'épaisseur de la dalle corps pleine.....	16
<b>Tableau 2.4</b> : Les charges d'exploitation .....	18
<b>Tableau 2.5</b> : Surfaces reprise par chaque poteau .....	24
<b>Tableau 2.6</b> : Loi de dégression .....	25
<b>Tableau 2.7</b> : Choix Final des Poteaux Centraux .....	29
<b>Tableau 2.8</b> : Choix Final des Poteaux .....	30
<b>Tableau 2.9</b> : Surfaces reprise par chaque poteau .....	31
<b>Tableau 2.10</b> : Choix Final des Poteaux Centraux .....	31
<b>Tableau 2.11</b> : Choix Final des Poteaux .....	32

## *CHAPITRE III*

<b>Tableau 3.1</b> : Evaluation des charges et surcharges.....	50
<b>Tableau 3.2</b> : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU.....	52
<b>Tableau 3.3</b> : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS.....	53
<b>Tableau 3.4</b> : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU.....	53
<b>Tableau 3.5</b> : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS.....	53
<b>Tableau 3.6</b> : Evaluation des charges et surcharges.....	54
<b>Tableau 3.7</b> : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU.....	54
<b>Tableau 3.8</b> : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS.....	55
<b>Tableau 3.9</b> : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU.....	55

<b>Tableau 3.10</b> : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS.....	55
<b>Tableau 3.11</b> : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en appuis.....	57
<b>Tableau 3.12</b> : Vérification de la condition de non fragilité.....	57
<b>Tableau 3.13</b> : Vérification de l'effort tranchant.....	57
<b>Tableau 3.14</b> : Vérification de la contrainte de béton.....	59
<b>Tableau 3.15</b> : Récapitulatif du calcul de la flèche.....	61
<b>Tableau 3.16</b> : Les armatures transversales et l'espacement.....	63
<b>Tableau 3.17</b> : Récapitulation du calcul des sections d'armatures.....	63
<b>Tableau 3.18</b> : Vérification de la condition de non fragilité.....	63
<b>Tableau 3.19</b> : Vérification de l'effort tranchant.....	64
<b>Tableau 3.20</b> : Vérification de la contrainte de béton.....	64
<b>Tableau 3.21</b> : Récapitulatif du calcul de la flèche.....	64
<b>Tableau 3.22</b> : Les armatures transversales et l'espacement.....	65
<b>Tableau 3.23</b> : Récapitulation du calcul des sections d'armatures.....	65
<b>Tableau 3.24</b> : Vérification de la condition de non fragilité.....	65
<b>Tableau 3.25</b> : Vérification de l'effort tranchant.....	65
<b>Tableau 3.26</b> : Vérification de la contrainte de béton.....	66
<b>Tableau 3.27</b> : Récapitulatif du calcul de la flèche.....	66
<b>Tableau 3.28</b> : Les armatures transversales et l'espacement.....	66
<b>Tableau 3.29</b> : Récapitulation du calcul des sections d'armatures.....	67
<b>Tableau 3.30</b> : Vérification de la condition de non fragilité.....	67
<b>Tableau 3.31</b> : Vérification de l'effort tranchant.....	67
<b>Tableau 3.32</b> : Vérification de la contrainte de béton.....	67
<b>Tableau 3.33</b> : Récapitulatif du calcul de la flèche.....	68
<b>Tableau 3.34</b> : Evaluation des charges.....	70
<b>Tableau 3.35</b> : Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire.....	71
<b>Tableau 3.36</b> : Vérification des contraintes à l'ELS.....	73
<b>Tableau 3.37</b> : Evaluation des charges.....	74

<b>Tableau 3.38</b> : Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire.....	75
<b>Tableau 3.39</b> : Vérification des contraintes à l'ELS.....	76
<b>Tableau 3.40</b> : Charges Permanentes du Palier.....	80
<b>Tableau 3.41</b> : Charges Permanentes du Paillasse.....	81
<b>Tableau 3.42</b> : Résumés de calcules pour le ferrailage.....	83
<b>Tableau 3.43</b> : Vérification à l'E.L.S .....	85
<b>Tableau 3.44</b> : Vérification de la flèche de l'escalier.....	87
<b>Tableau 3.45</b> : Résumés de calcules pour le ferrailage.....	90
<b>Tableau 3.46</b> : Vérification de l'effort tranchant.....	91
<b>Tableau 3.47</b> : Vérification de la contrainte de béton.....	91
<b>Tableau 3.48</b> : Vérification de la flèche de l'escalier.....	92
<b>Tableau 3.49</b> : Resultats des moments et des efforts tranchantes à ELU et ELS.....	93
<b>Tableau 3.50</b> : Résumés de calcules pour le ferailage.....	93
<b>Tableau 3.51</b> : Calcul des armatures transversales.....	94
<b>Tableau 3.52</b> : Vérification de la contrainte de béton.....	95
<b>Tableau 3.53</b> : Calcul des efforts internes.....	97
<b>Tableau 3.54</b> : Ferrailage du balcon.....	97
<b>Tableau 3.55</b> : Vérification des contraintes du balcon. ....	99

## ***CHAPITRE IV***

<b>Tableau 4.1</b> : Valeurs des pénalités $P_q$ .....	105
<b>Tableau 4.2</b> : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial....	106
<b>Tableau 4.3</b> : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Final.....	108
<b>Tableau 4.4</b> : Vérification des efforts tranchants dans les deux sens .....	108
<b>Tableau 4.5</b> : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle final .....	109
<b>Tableau 4.6</b> : Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux carrés .....	110
<b>Tableau 4.7</b> : Vérification de l'effet $P-\Delta$ inter étages du modèle final .....	111
<b>Tableau 4.8</b> : Vérification de la portance des voiles .....	111

<b>Tableau 4.9</b> : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial.....	113
<b>Tableau 4.10</b> : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Final.....	114
<b>Tableau 4.11</b> : Vérification des efforts tranchants dans les deux sens .....	115
<b>Tableau 4.12</b> : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle final .....	116
<b>Tableau 4.13</b> : Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux carrés .....	116
<b>Tableau 4.14</b> : Vérification de l'effet P- $\Delta$ inter étages du modèle final .....	117
<b>Tableau 4.15</b> : Vérification de la portance des voiles .....	117

## *CHAPITRE V*

<b>Tableau 5.1</b> : Tableau des Contraintes.....	119
<b>Tableau 5.2</b> : Ferrailages des poteaux à L'ELU.....	121
<b>Tableau 5.3</b> : Ferrailages des poteaux (G+Q $\pm$ E,0,8G $\pm$ E).....	122
<b>Tableau 5.4</b> : Choix des Armatures des Poteaux .....	122
<b>Tableau 5.5</b> : Vérification des Contraintes des Poteaux.....	123
<b>Tableau 5.6</b> : Vérification des Contraintes de cisaillement des Poteaux.....	125
<b>Tableau 5.7</b> : Espacement maximums selon RP.A.99 des Poteaux.....	126
<b>Tableau.5.8</b> : Choix des Armatures Transversales des Poteaux.....	127
<b>Tableau 5.9</b> : Ferrailages des poteaux du sous-sol.....	129
<b>Tableau 5.10</b> : Ferrailages des poteaux à L'ELU.....	129
<b>Tableau 5.11</b> : Ferrailages des poteaux (G+Q $\pm$ E,0,8G $\pm$ E).....	130
<b>Tableau 5.12</b> : Choix des Armatures des Poteaux .....	130
<b>Tableau 5.13</b> : Vérification des Contraintes des Poteaux.....	131
<b>Tableau 5.14</b> : Vérification des Contraintes de cisaillement des Poteaux.....	132
<b>Tableau 5.15</b> : Espacement maximums selon RP.A.99 des Poteaux.....	132
<b>Tableau.5.16</b> : Choix des Armatures Transversales des Poteaux.....	133
<b>Tableau 5.17</b> : Ferrailages des poteaux du sous-sol.....	134
<b>Tableau 5.18</b> : Ferrailage des Poutres 30x45 (ELU).....	137
<b>Tableau 5.19</b> : Ferrailages des Poutres 30x45(G+Q $\pm$ E,0,8G $\pm$ E).....	137
<b>Tableau 5.20</b> : Ferrailage des Poutres 30x45 (ELU).....	138

<b>Tableau 5.21</b> : Ferrailages des Poutres 30x45(G+Q±E,0,8G±E).....	138
<b>Tableau 5.22</b> : Choix des Armatures pour les Poutres 30x 45.....	139
<b>Tableau 5.23</b> : Choix des Armatures pour les Poutres.....	139
<b>Tableau 5.24</b> : Vérification de la Condition de Non Fragilité.....	140
<b>Tableau 5.25</b> : Vérification des Poutres à l'ELS.....	140
<b>Tableau.5.26</b> : Vérification de la Contrainte de Cisaillement.....	141
<b>Tableau.5.27</b> : Calcul des Armatures Transversales.....	141
<b>Tableau.5.28</b> : Vérification de la Flèche des Poutres.....	142
<b>Tableau 5.29</b> : Ferrailage des Poutres 30x45 (ELU).....	144
<b>Tableau 5.30</b> : Ferrailages des Poutres 30x45(G+Q±E,0,8G±E).....	144
<b>Tableau 5.31</b> : Ferrailage des Poutres 30x45 (ELU).....	144
<b>Tableau 5.32</b> : Ferrailages des Poutres 30x45(G+Q±E,0,8G±E).....	145
<b>Tableau 5.33</b> : Choix des Armatures pour les Poutres 30x 45.....	145
<b>Tableau 5.34</b> : Choix des Armatures pour les Poutres.....	145
<b>Tableau 5.35</b> : Vérification de la Condition de Non Fragilité.....	146
<b>Tableau 5.36</b> : Vérification des Poutres à l'ELS.....	146
<b>Tableau.5.37</b> : Vérification de la Contrainte de Cisaillement.....	147
<b>Tableau.5.38</b> : Calcul des Armatures Transversales.....	147
<b>Tableau.5.39</b> : Vérification de la Flèche des Poutres.....	148
<b>Tableau.5.40</b> : Calcul de $\sigma_{ba}$ et $\sigma_{bna}$ pour l'exemple.....	151
<b>Tableau.5.41</b> : Calcul des armatures verticales de l'exemple.....	152
<b>Tableau.5.42</b> : Calcul des armatures du voile (V1xet V2x).....	153
<b>Tableau 5.43</b> : Calcul des armatures du voile (V3xet V4x).....	153
<b>Tableau 5.44</b> : Calcul des armatures du voile (V1yet V2y).....	154
<b>Tableau 5.45</b> : Calcul des armatures du voile (V3yet V4y). ....	154
<b>Tableau 5.46</b> : Calcul des aciers de couture des voiles.....	155
<b>Tableau 5.47</b> : Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	156
<b>Tableau 5.48</b> : Calcul des armatures du voile (V1yet V2y).....	157
<b>Tableau 5.49</b> : Calcul des armatures du voile (V3y).....	157

<b>Tableau 5.50</b> : Calcul des armatures du voile (V4y).....	158
<b>Tableau 5.51</b> : Calcul des armatures du voile (V5y,V6y).....	158
<b>Tableau 5.52</b> : Calcul des armatures du voile (V1x).....	158
<b>Tableau 5.53</b> : Calcul des armatures du voile (V2x).....	159
<b>Tableau 5.54</b> : Calcul des aciers de couture des voiles.....	159
<b>Tableau 5.55</b> : Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	160

## **CHAPITRE VI**

<b>Tableau 6.1</b> : Sections des semelles filantes.....	166
<b>Tableau 6.2</b> : Caractéristiques géométriques du radier.....	170
<b>Tableau 6.3</b> : Calcul des moments à l'ELU.....	173
<b>Tableau 6.4</b> : Calcul des moments à l'ELS.....	173
<b>Tableau 6.5</b> : Calcul des moments à l'ELU.....	175
<b>Tableau 6.6</b> : Calcul des moments à l'ELS.....	175
<b>Tableau 6.7</b> : Ferrailage des Panneaux du Radier.....	176
<b>Tableau 6.8</b> : Vérifications CNF.....	177
<b>Tableau 6.9</b> : Vérification des contraintes. ....	177
<b>Tableau 6.10</b> : Vérification des contraintes (correction).....	177
<b>Tableau 6.11</b> : Ferrailage des nervures (sens porteur) .....	178
<b>Tableau 6.12</b> : Ferrailage des nervures (sens non porteur) .....	178
<b>Tableau 6.13</b> : Vérification de la condition de non fragilité.....	179
<b>Tableau 6.14</b> : Vérification des contraintes à l'ELS.....	179
<b>Tableau 6.15</b> : Vérification des contraintes à l'ELS (correction).....	179
<b>Tableau 6.16</b> : Caractéristiques géométriques du radier.....	185
<b>Tableau 6.17</b> : Contraintes sous le radier à l'ELU.....	187
<b>Tableau 6.18</b> : Contraintes sous le radier à l'ELS.....	187
<b>Tableau 6.19</b> : Calcul des moments à l'ELU.....	188
<b>Tableau 6.20</b> : Calcul des moments à l'ELS.....	188
<b>Tableau 6.21</b> : Ferrailage des Panneaux du Radier.....	189
<b>Tableau 6.22</b> : Vérifications CNF.....	190

<b>Tableau 6.23</b> : Vérification des contraintes. ....	190
<b>Tableau 6.24</b> : Vérification des contraintes (correction).....	191
<b>Tableau 6.25</b> : Ferrailage des nervures (sens porteur) .....	191
<b>Tableau 6.26</b> : Ferrailage des nervures (sens non porteur) .....	191
<b>Tableau 6.27</b> : Vérification de la condition de non fragilité.....	192
<b>Tableau 6.28</b> : Vérification des contraintes à l'ELS.....	192
<b>Tableau 6.29</b> : Vérification des contraintes à l'ELS (correction).....	192
<b>Tableau 6.30</b> : Ferrailage du Voile Périphérique .....	197
<b>Tableau 6.31</b> : Vérification des Contraintes à l'ELS .....	199
<b>Tableau 6.32</b> : Redimensionnement des Armatures.....	199
<b>Tableau 6.33</b> : Ferrailage du Voile Périphérique.....	200
<b>Tableau 6.34</b> : Vérification des Contraintes à l'ELS.....	200
<b>Tableau 6.35</b> : Redimensionnement des Armatures.....	200
<b>Tableau 6.36</b> : Vérification des contraintes (correction).....	203

# *Liste des Figures*

## *CHAPITRE I*

<b>Figure 1.1</b> : Vue en plan du projet.....	04
<b>Figure 1.2</b> : Diagramme contraintes-déformation à l'ELU.....	08
<b>Figure 1.3</b> : Diagramme contraintes-déformation à l'ELS.....	09
<b>Figure 1.4</b> : Diagramme contraintes-déformation de l'acier à l'ELU.....	10

## *CHAPITRE II*

<b>Figure 2.1</b> : Plancher à corps creux.....	13
<b>Figure 2.2</b> : Détail Plancher inaccessible.....	16
<b>Figure 2.3</b> : Détail Plancher accessible. ....	16
<b>Figure 2.4</b> : Détail Plancher courant.....	17
<b>Figure 2.5</b> : Détail Plancher RDC.....	17
<b>Figure 2.6</b> : Mur extérieur.....	17
<b>Figure 2.7</b> . Dimensions de l'acrotère.....	18
<b>Figure 2.8</b> : Section réduite du poteau Carré.....	22
<b>Figure 2.9</b> : Poteau centrale. ....	26
<b>Figure 2.11</b> : Coupe de voile en élévation.....	33

## *CHAPITRE III*

<b>Figure 3.1</b> : Schéma statique des efforts.....	34
<b>Figure 3.2</b> : Diagramme des efforts à l'ELU.....	36
<b>Figure 3.3</b> : Distance de l'axe neutre.....	38
<b>Figure 3.4</b> : Ferrailage de l'acrotère.....	41
<b>Figure 3.5</b> : Coupe du plancher en corps creux.....	42
<b>Figure 3.6</b> : Dimensions de poutrelle.....	43
<b>Figure 3.7</b> : Schéma statique de Type 1, poutrelle de 2 travées. (Bloc A).....	44
<b>Figure 3.8</b> : Schéma statique de Type 2, poutrelle de 4 travées. (Bloc A).....	45
<b>Figure 3.9</b> : Schéma statique de Type 3, poutrelle de 5 travées. (Bloc A).....	45
<b>Figure 3.10</b> : Type 1, poutrelle de 2 travées. (Bloc A).....	48
<b>Figure 3.11</b> : Type 2, poutrelle de 4 travées. (Bloc A).....	48

<b>Figure 3.12</b> : Type 3, poutrelle de 5 travées. (Bloc A).....	48
<b>Figure 3.13</b> : schéma statique de Poutrelle à 02 travées. (Bloc A).....	50
<b>Figure 3.14</b> : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU. (Bloc A).....	50
<b>Figure 3.15</b> : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU. (Bloc A).....	51
<b>Figure 3.16</b> : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU. (Bloc A).....	52
<b>Figure 3.17</b> : schéma statique de Poutrelle à 02 travées. (Bloc A).....	52
<b>Figure 3.18</b> : Schéma statique de Poutrelle à deux travées. (Bloc B).....	54
<b>Figure 3.19</b> : Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	69
<b>Figure 3.20</b> : Schéma représentatif du ferrailage des poutrelles.....	69
<b>Figure 3.21</b> : Dimensions d'une dalle pleine rectangulaire. (Bloc A).....	70
<b>Figure 3.22</b> : Dimensions d'une dalle pleine rectangulaire. (Bloc B).....	74
<b>Figure 3.23</b> : Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire.....	77
<b>Figure 3.24</b> : Schéma de l'escalier.....	78
<b>Figure 3.25</b> : Schéma statique de l'escalier. (Bloc A).....	79
<b>Figure 3.26</b> : Schéma statique d'escalier. (Bloc A).....	81
<b>Figure 3.27</b> : Diagrammes des moments fléchissant (Bloc A).....	82
<b>Figure 3.28</b> : Diagrammes des Effort tranchant. (Bloc A).....	82
<b>Figure 3.29</b> : Schéma statique d'escalier à l'ELS (Bloc A).....	82
<b>Figure 3.30</b> : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS (Bloc A).....	83
<b>Figure 3.31</b> : Diagrammes des Effort tranchant à l'ELS (Bloc A).....	83
<b>Figure 3.32</b> : ferrailage de l'escaliers. (Bloc A).....	87
<b>Figure 3.33</b> : Schéma statique d'escalier. (Bloc B) (type 1).....	88
<b>Figure 3.34</b> : Schéma statique d'escalier. (Bloc B) (type 1).....	89
<b>Figure 3.35</b> : Diagrammes des moments fléchissant (Bloc B) (type 1).....	89
<b>Figure 3.36</b> : Diagrammes des Effort tranchant (Bloc B) (type 1).....	89
<b>Figure 3.37</b> : Diagrammes des moments fléchissant (Bloc B).....	90
<b>Figure 3.38</b> : Diagrammes des Effort tranchant (Bloc B) .....	90
<b>Figure 3.39</b> : ferrailage de l'escaliers (Bloc B) (type 1).....	92
<b>Figure 3.40</b> : Schéma de ferailage de la poutre palier.....	95

<b>Figure 3.41</b> : Dimensions de balcon .....	96
<b>Figure 3.42</b> : Schéma statique du balcon .....	96
<b>Figure 3.43</b> : Schéma de ferrailage des balcons .....	99

#### ***CHAPITRE IV***

<b>Figure 4.1</b> : Vue en plan modèle initial (Bloc A).....	105
<b>Figure 4.2</b> : Vue en plan modèle final (Bloc A).....	107
<b>Figure 4.3</b> : Vue en plan modèle initial (Bloc B).....	112
<b>Figure 4.4</b> : Vue en plan modèle final (Bloc B).....	114

#### ***CHAPITRE V***

<b>Figure 5.1</b> : Schéma de Ferrailage des poteaux (Bloc A).....	134
<b>Figure 5.2</b> : Schéma de Ferrailage des poteaux (Bloc B).....	135
<b>Figure.5.3</b> : Schéma de Ferrailage des Poutres (Bloc A).....	143
<b>Figure.5.4</b> : Schéma de Ferrailage des Poutres (Bloc B).....	149
<b>Figure 5.5</b> : Disposition des Armatures verticales dans les voiles (Bloc A).....	161
<b>Figure 5.6</b> : Disposition des Armatures verticales dans les voiles (Bloc B).....	162

#### ***CHAPITRE VI***

<b>Figure 6.1</b> : Dimensions de la semelle.....	164
<b>Figure 6.2</b> : Semelle filante.....	165
<b>Figure 6.3</b> : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	167
<b>Figure 6.4</b> : Schéma statique du bâtiment.....	171
<b>Figure 6.5</b> : Ferrailage de la dalle du radier.....	181
<b>Figure 6.6</b> : Ferrailage des nervures (Bloc A).....	182
<b>Figure 6.7</b> : Ferrailage des nervures (Bloc B).....	194
<b>Figure 6.8</b> : Poussées des terres.....	195
<b>Figure 6.9</b> : Ferrailage de voile périphérique (Bloc A).....	199
<b>Figure 6.10</b> : Ferrailage de voile périphérique (Bloc B).....	203

# Liste des symboles

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- $A_s$  : Aire d'une section d'acier.
- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $B$  : Aire d'une section de béton.
- $\varnothing$  : Diamètre des armatures, mode propre.
- $\varphi$  : Angle de frottement.
- $C$  : Cohésion.
- $Q_{adm}$  : Capacité portante admissible.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $PC$  : Pression de consolidation.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.
- $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\tau$  : Contrainte tangentielle.
- $\beta$  : Coefficient de pondération.
- $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.
- $\sigma_m$  : Contrainte moyenne.
- $G$  : Charge permanente.
- $\xi$  : Déformation relative.
- $V_0$  : Effort tranchant a la base.
- E.L.U : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat limite service.
- $N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.

- $N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- $T_u$  : Effort tranchant ultime.
- $T$  : Période.
- $S_t$  : Espacement.
- $\lambda$  : Elancement.
- $F$  : Force concentrée.
- $f$  : Flèche.
- $\bar{f}$  : Flèche admissible.
- $D$  : Fiche d'ancrage.
- $L$  : Longueur ou portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $I_p$  : Indice de plasticité.
- $I_c$  : Indice de consistance.
- $d$  : Hauteur utile.
- $F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.
- $M_u$  : Moment à l'état limite ultime.
- $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service. □  $M_t$  : Moment en travée.
- $M_a$  : Moment sur appuis.
- $M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- $I$  : Moment d'inertie.
- $f_i$  : Flèche due aux charges instantanées.
- $f_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.
- $I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- $I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- $M$  : Moment, Masse.
- $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.
- $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.

- $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- $K$  : Coefficient de raideur de sol.
- $\delta$  : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- $Y$  : Position de l'axe neutre.
- $A_g$  : Section transversale du voile.
- $I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène
- $\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
- $A_{cv}$  : Section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme.
- $\Phi$  : Coefficient de sécurité.
- $\alpha_c$  : Coefficient dépendant de l'élancement du mur.
- $\rho_v$  : Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur.
- $\rho_h$  : Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur.
- $\rho_n$  : Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur.
- $h_w$  : Hauteur totale du voile.
- $l_w$  : Longueur du mur en plan.
- $\delta_u$  : Déplacement du voile au sommet.
- $I_g$  : Moment d'inertie du voile.
- $H_{cr}$  : Hauteur de la zone critique.
- $L_{bz}$  : Longueur de la zone de confinement.
- $T_{bz}$  : Dimensions des raidisseurs

# ***SOMMAIRE***

**Résumés**

**Remerciements**

**Dédicaces**

**Liste des tableaux**

**Liste des figures**

**Liste des symboles**

**Plans**

**Introduction.....01**

## ***CHAPITRE I***

### **I- Présentation de l'ouvrage**

1 Introduction.....03

2 Présentation de l'ouvrage .....03

2.1. Caractéristique Géométriques.....03

2.2 Caractéristique Structurales.....05

2.3 Caractéristique mécaniques des matériaux .....06

## ***CHAPITRE II***

### **II- Pré dimensionnement**

1 Introduction.....13

2 Pré dimensionnement des planchers.....13

3 Evaluation des charges et surcharges.....16

4 Pré dimensionnement des poutres.....19

5 Pré dimensionnement des poteaux.....21

6 Pré dimensionnement des voiles.....33

## ***CHAPITRE III***

### **III- Les éléments secondaires**

1 Introduction.....	34
2 Acrotère.....	34
3 Etude des planchers .....	42
3.1. Introduction.....	42
3.2 Plancher a corp creux.....	42
3.3 planchers en dalle pleine.....	70
..	
4 Escaliers.....	77
5 Balcon.....	96

## ***CHAPITRE IV***

### **IV- Etude Dynamique en Zone Sismique**

1 Introduction.....	100
2 Etude sismique.....	100
3 choix de la methode de calcul.....	101
4 Résultats de l'analyse sismique.....	103

## ***CHAPITRE V***

### **V- Ferrailage des Eléments Résistants**

1 Introduction.....	119
2 Ferrailage des poteaux.....	119
3 Ferrailage des poutres.....	136
4 Ferrailage des voiles .....	150

## ***CHAPITRE VI***

### **VII- Etude de Fondation**

1 Introduction.....	163
2 Type de fondations.....	163
3 Choix du type de fondation.....	163
4 Facteurs Intervenant Dans Le Calcul Des Fondations .....	163
5 Calcul des fondations.....	164
6 Etude du voile périphérique.....	195
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>204</b>

### **Bibliographie**

### **Organigrammes**

# PLANS

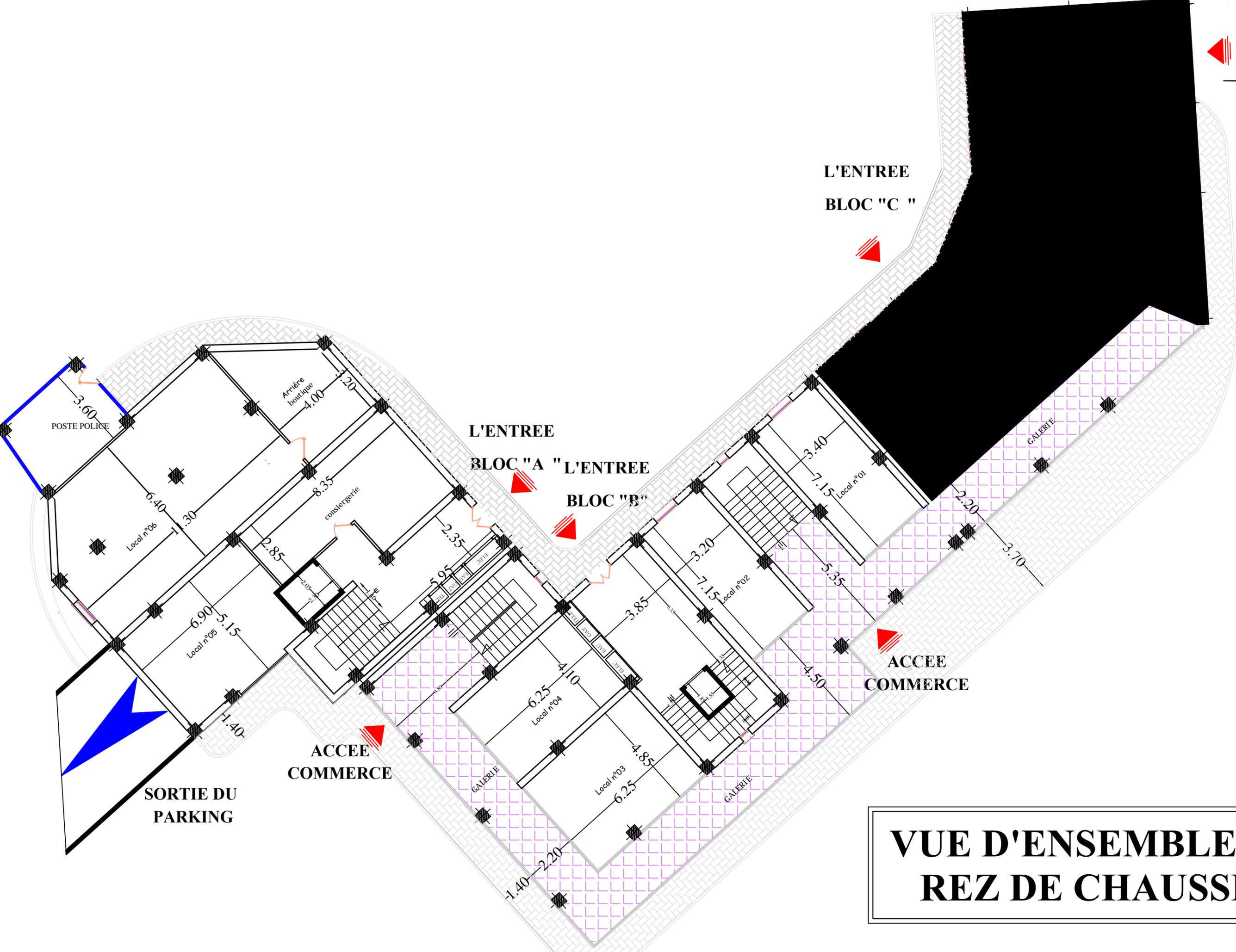


Centre Commercial

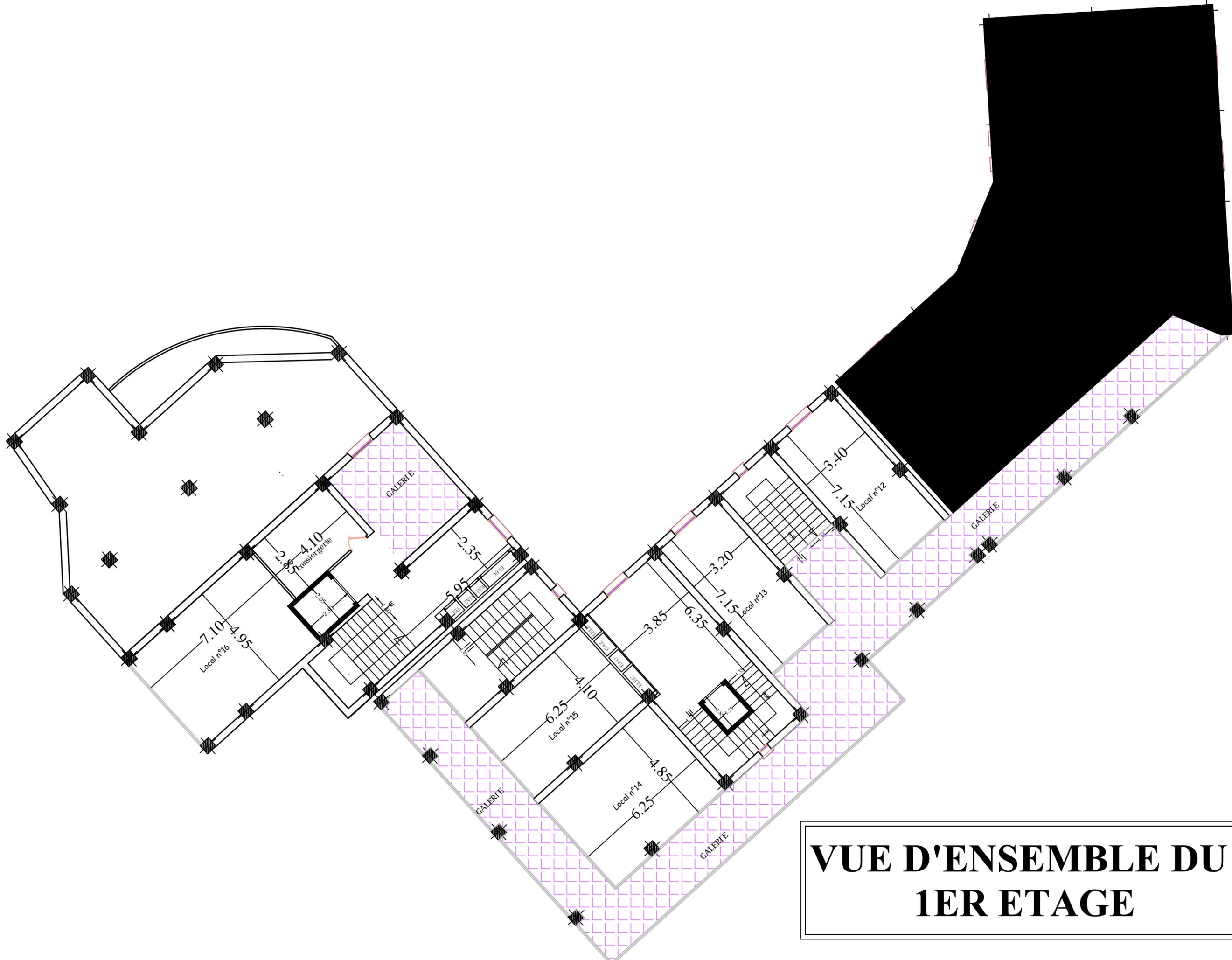
Entrée Résidence

Entrée Centre Commercial

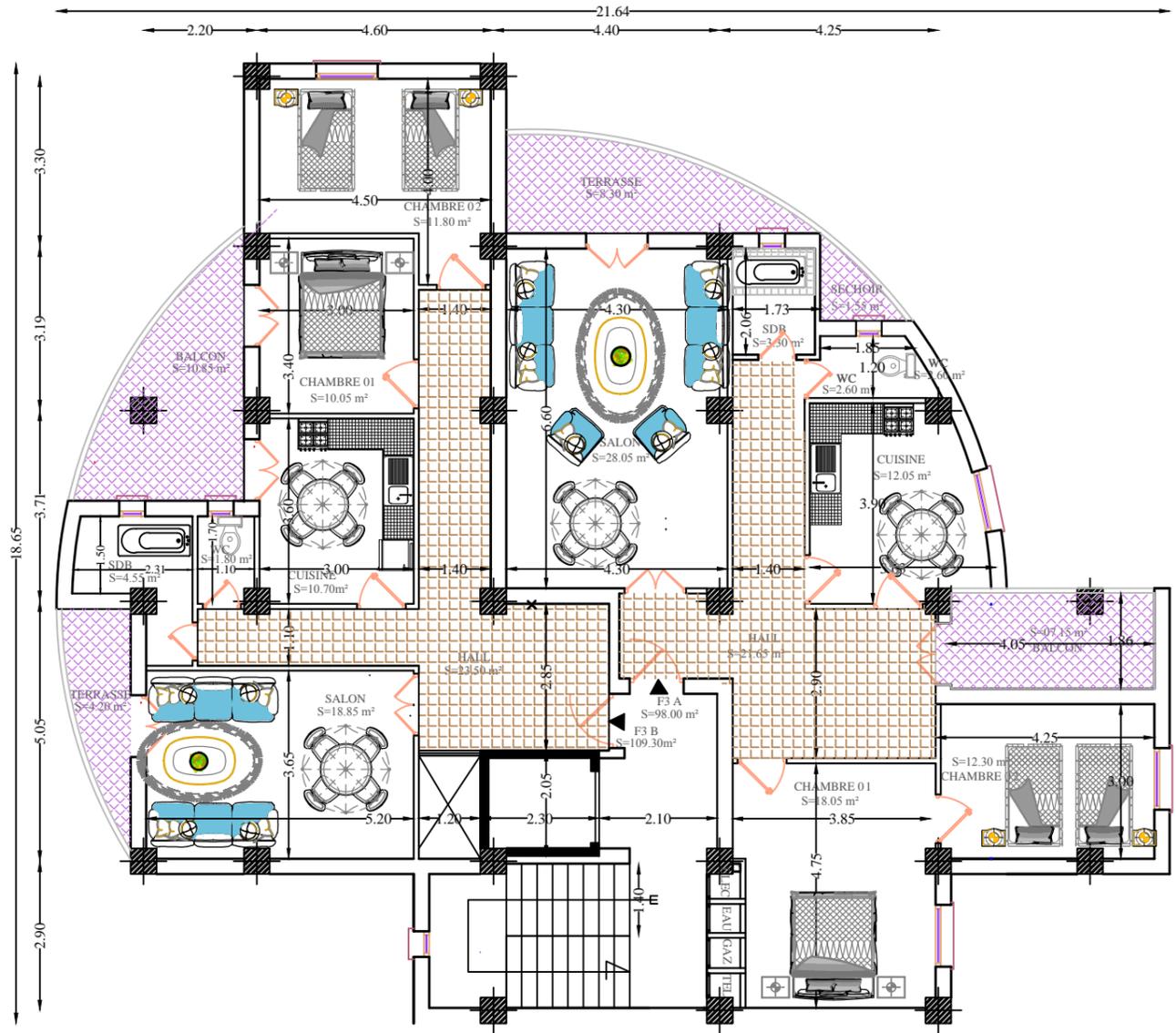
**VUE DE FAÇADE URBAINE**



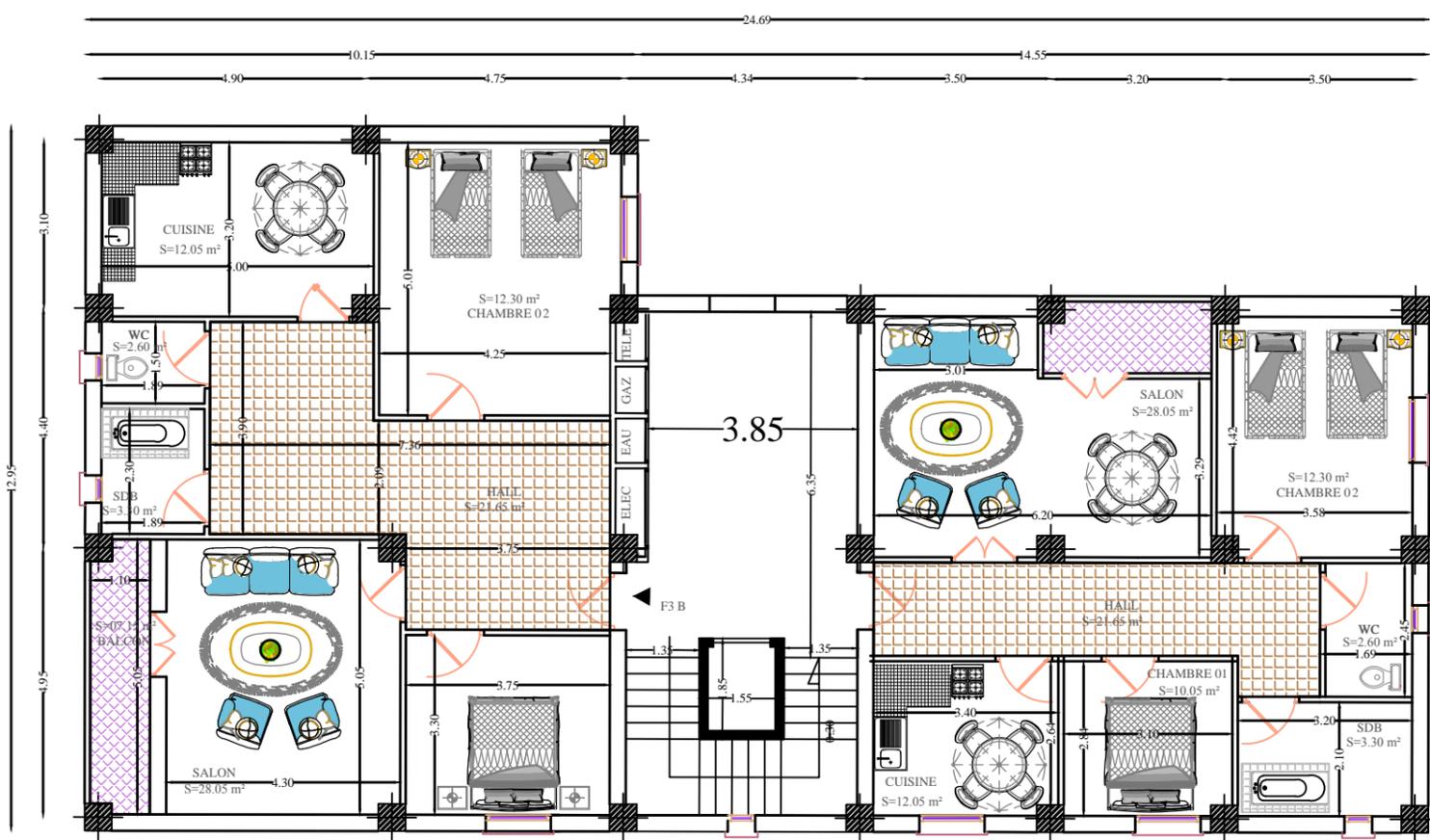
**VUE D'ENSEMBLE DU  
REZ DE CHAUSSEZ**



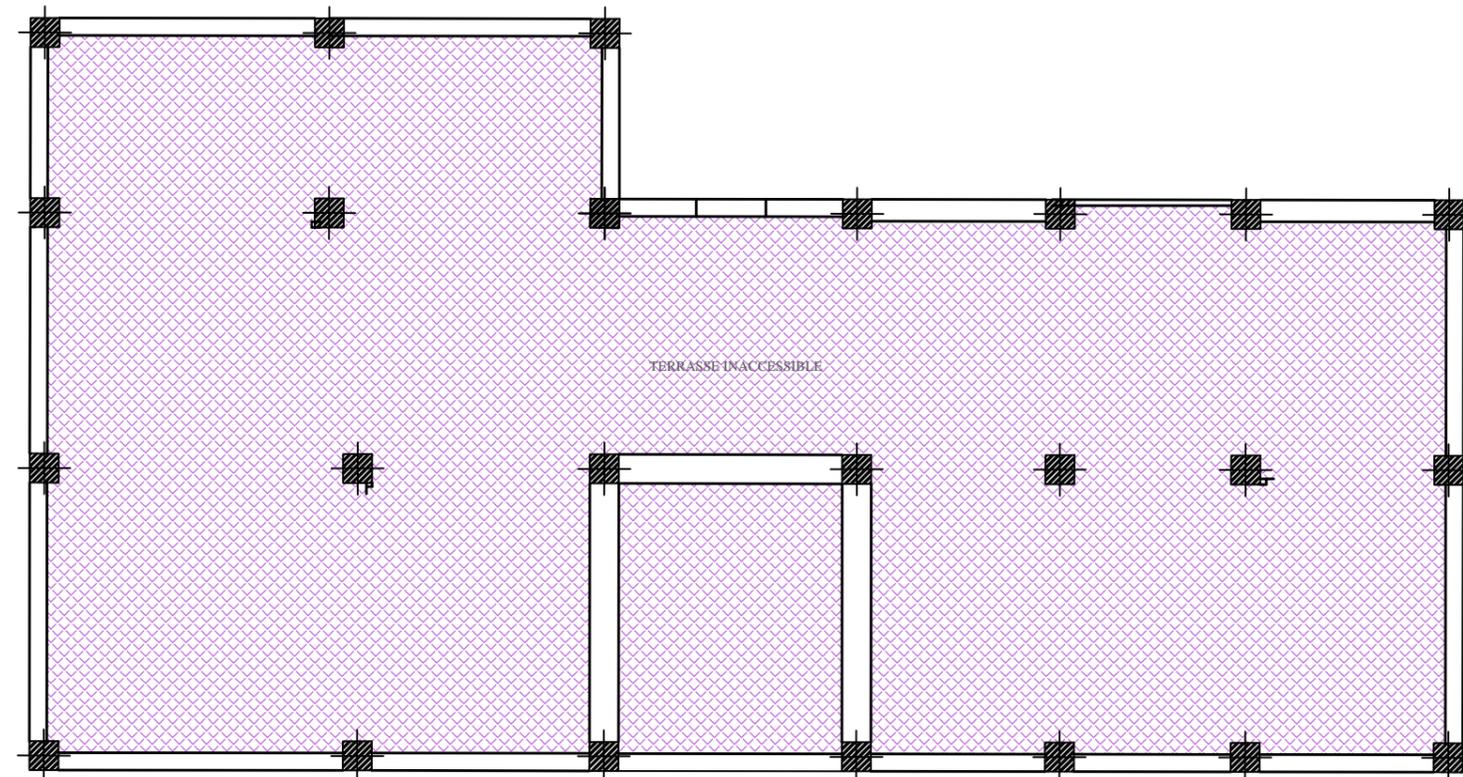
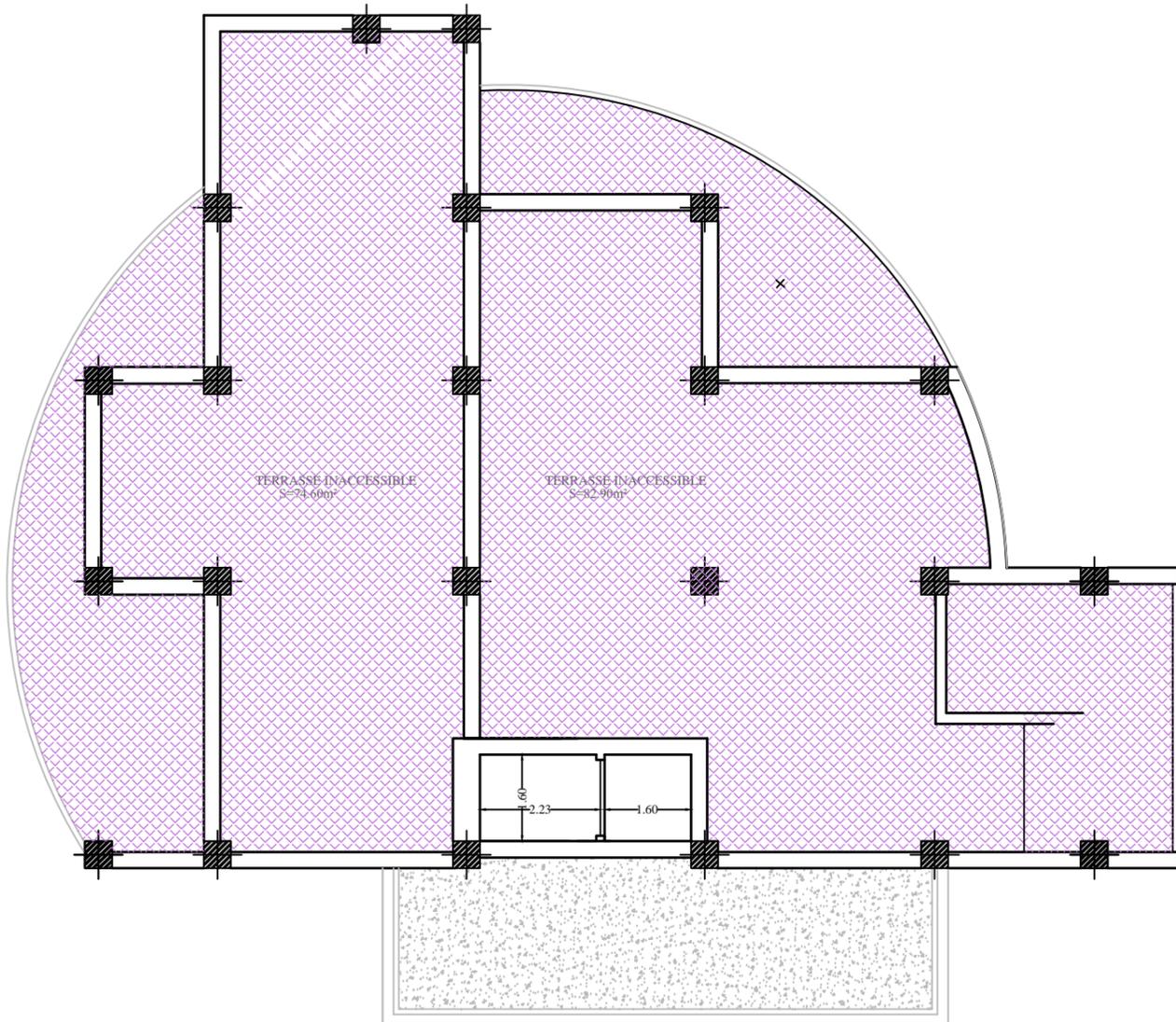
**VUE D'ENSEMBLE DU  
1ER ETAGE**



**VUE EN PLAN DU 2 EME ETAGE AU 10 EME ETAGE**



**VUE EN PLAN DU 2 EME ETAGE AU 10 EME ETAGE**



**VUE EN PLAN TERRASSE INACCESSIBLE**

## INTRODUCTION

Les séismes sont des phénomènes naturels qui surgissent sans préavis. Ils causent dans la majorité des cas des pertes humaines et des dégâts matériels considérables.

Le nord algérien a été classé parmi les zones dont l'activité sismique est importante. De ce fait, il est appelé aux ingénieurs de concevoir des structures (habitations, administrations, écoles,) dotées d'une certaine rigidité et résistantes aux oscillations sismiques, ceci est possible en faisant : une étude approfondie, un choix judicieux des matériaux des constructions, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés et de spécifier les procédures de contrôles adaptées au projet considéré au stade de la production, de la construction et de l'exploitation.

Par ailleurs, les autorités algériennes en collaboration avec les chercheurs et les professeurs du domaine ont instauré une réglementation stricte et rigoureuse rassemblée dans le RPA2003 qui définit les normes à respecter dans les constructions et dont l'objectif est de minimiser les dégâts dus principalement aux séismes ainsi qu'aux éventuels accidents et aux erreurs humaines.

Dans le cadre de ce projet nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé qui se compose de deux blocs à usage multiple (d'habitation ; commerce), implanté dans une zone de moyenne sismicité (Zone IIb), et comporte 1 sous sols + RDC et 10 étages à AIN DEFLA.

L'étude de ce projet est faite suivant les différentes étapes ci-après :

- Le premier chapitre donne une description générale de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés.
- Nous avons consacré le deuxième chapitre au pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, voiles)
- L'étude des éléments secondaires est traitée au troisième chapitre.
- La modélisation de la structure, la détermination des modes de vibration et la recherche du meilleur comportement dynamique constituent des éléments de base de notre étude et sont détaillés au quatrième chapitre.

L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse d'éléments finis de la structure en trois dimensions (3D) à l'aide du logiciel de calcul ETABS ver 16.2

## *INTRODUCTION*

---

- L'objectif du cinquième chapitre sera le calcul de ferrailage des éléments structuraux à l'aide du logiciel SOCOTEC pour les poteaux les poutres et les voiles
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie d'une conclusion générale.

# **CHAPITRE I :**

**Présentation de l'ouvrage**

**et caractéristiques des**

**matériaux**

## I.1. INTRODUCTION :

Le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation, ce chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques, Les calculs seront faits en tenant compte du règlement parasismique Algérien RPA 99(version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifié 99.

## I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

La structure se compose de deux blocs (R+10 +sous-sol avec terrasse inaccessible) à usage d'habitation +commerce. Cette construction sera implantée dans la wilaya de AIN DEFLA classée zone de sismicité moyenne (zone IIb), et considérée comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur ne dépasse pas 48m selon le RPA 99 VERSION 2003.

Notre structure comporte :

- Un sous-sol à usage de Parking-auto
- Le RDC et 1<sup>er</sup> étage à usage commerce
- Neuf étages courant à usage d'habitation

### I.2.1. Caractéristiques Géométriques :

#### Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) ..... 34,85m
- Hauteur du sous-sol.....3,50m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....4,25m
- Hauteur de 1<sup>er</sup> étage.....4.08m
- Hauteur de l'étage courant .....3,06m

#### Dimensions en plan :

##### ❖ BLOC A :

- Longueur totale en plan .....18,40 m
- Largeur totale en plan .....18,15m

##### ❖ BLOC B :

- Longueur totale en plan .....23,20 m
- Largeur totale en plan .....12,45m



**I.2.2. Caractéristiques structurales :****1) Ossature :**

L'ossature du bâtiment est constituée de poteaux et poutres formant des portiques transversaux et longitudinaux et des voiles en béton armé

**2) Les planchers :**

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions. Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

➤ Planché en corps creux.

➤ Dalle pleine.

**3) Escalier :**

L'escalier est un ouvrage permettant d'accéder à pied d'un niveau à un autre.

On a deux types d'escalier : Escalier à trois volées et à deux volées. La réalisation se fera en béton armé.

**4) La maçonnerie :**

a. Les murs extérieurs :

Sont réalisés en brique creuse à double parois de 30 cm d'épaisseur :

- Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.

-L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

b. Les murs intérieurs : (cloison de séparation)

Sont en simples parois réalisés en briques de 10cm d'épaisseur.

**5) L'acrotère :**

C'est un élément réalisé en béton armé coulé sur place entourant le plancher terrasse.

### I.2.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre structure, nous allons essentiellement utiliser deux matériaux à savoir :

Le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre qu'aux exigences du règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003) [2] Ainsi que aux règles de béton armé aux états limites (BAEL 91 modifié 99) [1] et (CBA93) [3].

#### I.2.3.1. Béton :

##### A. Généralités :

Le béton est un mélange de granulats (sable + gravier), d'un liant hydraulique qui est le ciment et l'eau de gâchage. Mais du point de vue mécanique, ce dernier est défini par sa résistance à la compression. Le dosage du ciment est de  $350\text{kg}/\text{m}^3$  et la contrainte de résistance à la compression à 28 jours est égale à  $25\text{MPa}$ . La densité du béton armé utilisé est de  $2500\text{kg}/\text{m}^3$ .

##### B. Résistance du béton :

##### B.1. Résistance du béton à la compression : [1]

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression « J » jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques dont la hauteur est deux fois le diamètre

$$j \leq 28 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j + 1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour notre étude on a :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$

##### B.2. Résistance du béton à la traction : [1]

La résistance à la traction est notée par «  $f_{ij}$  », elle est définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa, on trouve } f_{ij} = 2,1 \text{ MPa}$$

##### C. Module de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinal », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

**C.1. Module d'élasticité instantané « Eij » : [1]**

Il est mesuré à partir de la courbe ( $\sigma - \varepsilon$ ) d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : \text{en MPa})$$

**C.2. Module d'élasticité différé « Evj » : [1]**

Il est mesuré à partir de la courbe ( $\sigma - \varepsilon$ ) d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

$$\text{Pour notre cas : } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa} \end{cases}$$

**D. Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta l/l}{\Delta L/L}$$

- E.L.U :  $\nu = 0,0$  calcul des sollicitations (béton fissuré)
- E.L.S :  $\nu = 0,2$  calcul des déformations (béton non fissuré)

**E. Poids volumique :**

On adopte la valeur  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

**F. Les contraintes limites de calcul :** En se référant au règlement du BAEL 91(modifié 99), on distingue deux états limites.

- **Etat limite ultime E.L.U : [1]**

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

Avec :

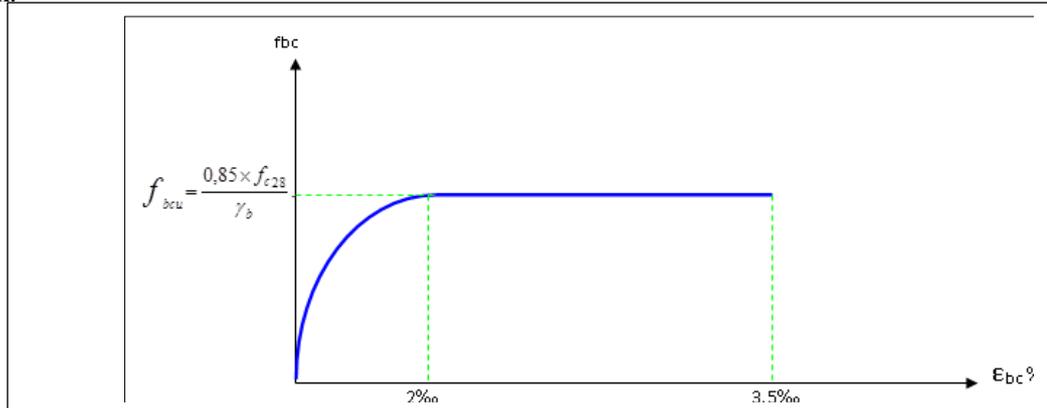
$\gamma_b$  = Coefficient de sécurité

=1,5 Cas de situations durables ou transitoires

= 1,15 Cas de situations accidentelles

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

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



**Figure 1.2** : Diagramme contraintes-déformation à l'ELU.

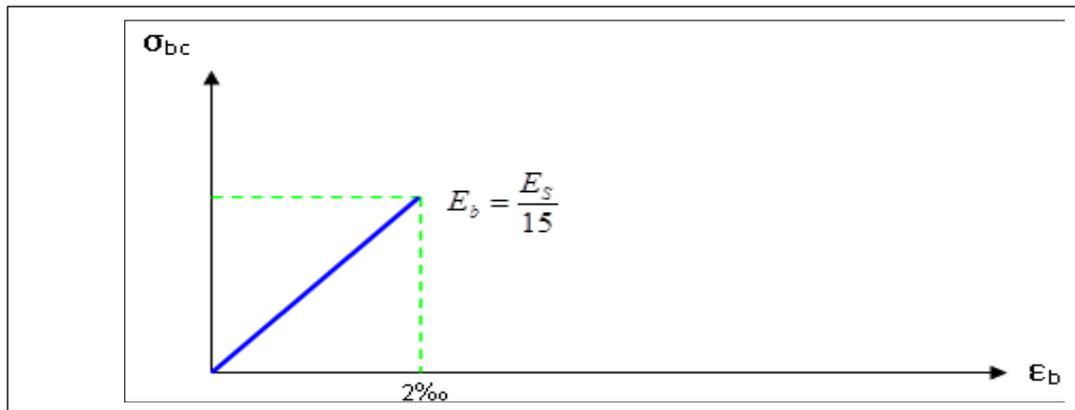
- **Etat limite de service E. L. S :**

Etat limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue. Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  On trouve :  $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$



**Figure 1.3** : Diagramme contraintes-déformation à l'ELS.

### I.2.3.2. Aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

#### 1) Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement $\psi$
Aciers en barre	<b>Haute adhérence FeE400</b>	<b>H A</b>	<b>400</b>	<b>480</b>	<b>1,6</b>	<b>1,5</b>
Aciers en Treillis	<b>Treillis soudé(T S) TL 520(<math>\varnothing &lt; 6</math>)</b>	<b>T S</b>	<b>520</b>	<b>550</b>	<b>1,3</b>	<b>1</b>

**Tableau 1.1** : Les caractéristiques des aciers utilisés

#### 2. Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale.

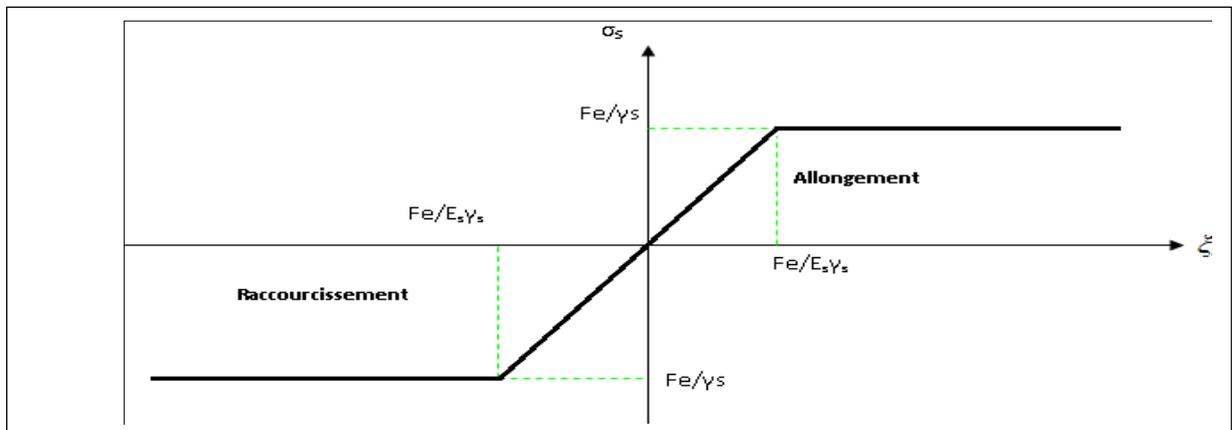
Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,1.10^5 \text{MPa}$$

### 3. Les contraintes limites de calcul :

#### 3.1. Contraintes limites à l'état limite ultime **E.L.U** :

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :



**Figure 1.4** : Diagramme contraintes-déformation de l'acier à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique.

$\xi_s$ : Déformation (allongement) relative de l'acier  $\rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L}$   $\xi_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier. :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

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

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{. Situation durable ou transitoire.} \\ 1,00 & \text{. Situation accidentelle.} \end{cases}$$

Pour les aciers FeE400 on a :

$$\zeta_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 1,74 \text{ ‰}$$

### 3.2. Contraintes limites à l'état limite de service E.L.S :

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Pour une fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right) \quad (MPa)$$

Fissuration très préjudiciable : [1]

$$\sigma_s = 0,8 \times \min \left( \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right) \quad (MPa)$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration qui dépend de type d'acier

$\eta = 1,00$  pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$  pour les aciers à haute adhérence

### 4. Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport de :  $\frac{E_s}{E_b} = 15$

$n$  : Coefficient d'équivalence.

$E_s$  : Module de déformation de l'acier.

$E_b$  : Module de déformation du béton.

#### I.2.4. hypothèses de calcul :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.

La contrainte de calcul, notée «  $\sigma_s$  » et qui est définie par la relation :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Est égale à :

- rond lisse

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 204 \text{MPa} \quad \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{MPa} \quad \text{Situation accidentelle} \end{array} \right.$$

- haute adhérence

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348 \text{MPa} \quad \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{MPa} \quad \text{Situation accidentelle} \end{array} \right.$$

Allongement de rupture :

$$\epsilon_s = 10\%.$$

**CHAPITRE II:**  
**PRE DIMENSIONNEMENT ET**  
**EVALUATION DES CHARGES**

## II-PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

### II.1. INTRODUCTION :

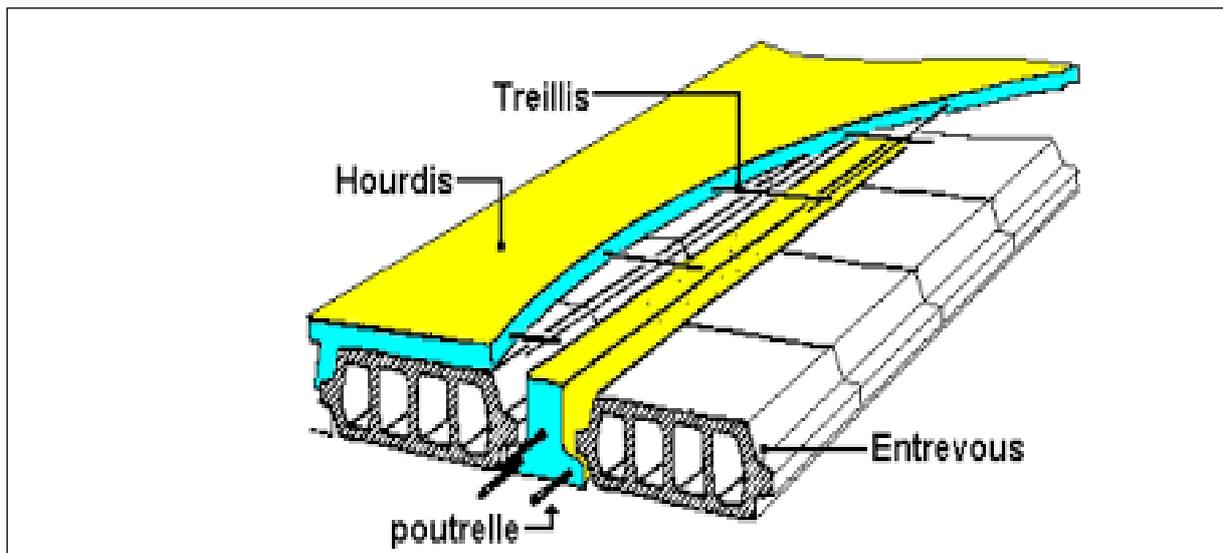
Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la Structure (poteaux, poutres, voiles...etc.). Ces dimensions sont choisies selon les exigences réglementaires du **RPA99 ver 2003**, elles peuvent être augmentées après vérification dans la phase du dimensionnement.

### II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

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

- Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :
  - Plancher à corps creux en partie courante
  - Dalle pleine pour les sous-sol, les balcons et certaine partie des planchers.

#### II.2.1. Plancher en corps creux :



**Figure. 2.1. :** Plancher à corps creux

a. **Condition de déformation :**

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles. Pour le pré dimensionnement, on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche

❖ **Bloc A :**

La portée maximale est de  $L_{max} = 505 \text{ cm}$ . La hauteur des poutrelles est donnée par la formule suivante:

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

Donc :

$$\frac{505}{25} \leq e \leq \frac{505}{20}$$

D'où  $20,2 \text{ cm} \leq e \leq 25,25 \text{ cm}$

Choix final : **On va choisir  $e=21 \text{ cm}$**

**a.1. Résistance à la flexion :**

Pour des dalles reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$

Dans notre cas, la dalle reposant sur quatre appuis a une portée de 505 cm

$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$	$\frac{505}{50} \leq e \leq \frac{505}{40}$ $10,1 \text{ cm} \leq e \leq 12,62 \text{ cm}$
<i>Le choix</i>	Donc on choisit « <b><math>e = 21 \text{ cm} \Rightarrow (16+5)</math></b> »

**Tableau 2.1 :** choix de l'épaisseur de la dalle corps creux

❖ **Bloc B :**

La portée maximale est de  $L_{max} = 495 \text{ cm}$ . La hauteur des poutrelles est donnée par la formule suivante:

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

Donc :

$$\frac{495}{25} \leq e \leq \frac{495}{20}$$

D'où  $19,8 \text{ cm} \leq e \leq 24,75 \text{ cm}$

Choix final : **On va choisir e=21 cm**

### a.1. Résistance à la flexion :

Pour des dalles reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$

Dans notre cas, la dalle reposant sur quatre appuis a une portée de 495cm

$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$	$\frac{495}{50} \leq e \leq \frac{495}{40}$ $9.9 \text{ cm} \leq e \leq 12.38 \text{ cm}$
<i>Le choix</i>	Donc on choisit « <b>e =21cm</b> $\Rightarrow$ (16+5) »

**Tableau 2.2 :** choix du l'épaisseur de la dalle corps creux.

### II.2.2. Plancher en dalle pleine (1<sup>er</sup> étage RDC et S.SOL) :

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciales car ils subissent des surcharges d'exploitations importantes ( $Q \geq 2,5 \text{ kN/m}^2$ ), c'est le cas pour l'étage le 1<sup>er</sup> étage, le RDC et sous-sol.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- **Condition de résistance au feu :**
  - e=7 cm Pour une heure de coupe-feu,
  - e=11 cm Pour deux heures de coupe-feu.

Soit : **e =11 cm**. Dans notre cas.

- **Isolation acoustique :**

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à **13cm**, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

- ❖ **Résistance à la flexion :**

Pour des dalles reposant sur trois ou quatre appuis (plancher dalle pleine) :

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

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre appuis a une portée de 505 cm

$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$	$\frac{505}{50} \leq e \leq \frac{505}{40}$ $10,10cm \leq e \leq 12,62cm$
<p><i>Le choix</i></p>	<p>Donc on choisit <b>e = 16cm</b></p>

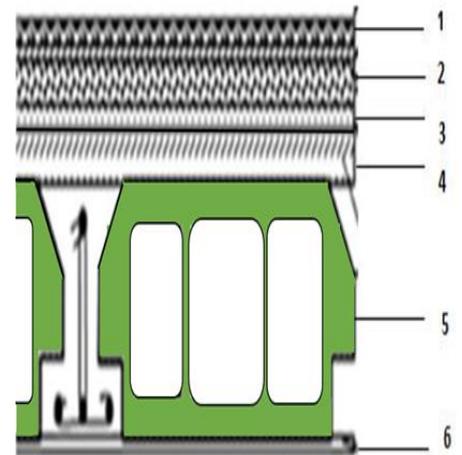
**Tableau 2.3 :** choix du l'épaisseur de la dalle pleine

**II. 3. Evaluation des charges et surcharges :**

**II.3.1. Plancher terrasse « Terrasse inaccessible » :**

1. Gravillons de protection (5cm×20) .....1KN/m2
2. Etanchéité multicouche (2cm×6) ..... .0,12KN/m2
3. Forme de pente (7cm×22) .....1,54KN/m2
4. Isolation thermique en liège (5cm×4) ....0,20KN/m2
5. Plancher en corps Creus (16+5) cm.... 3,1KN/m2
6. Enduit en plâtre (2cm×10) .....0,20 KN/m2

G= 6,12 KN/m

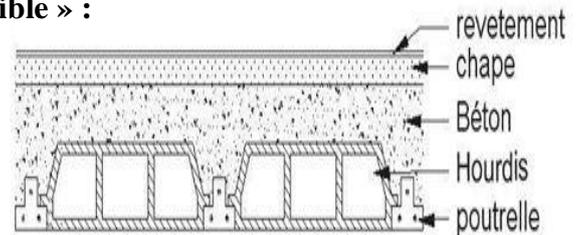


**Figure 2.2.** Détail Plancher inaccessible.

**II.3.2. Plancher terrasse « Terrasse accessible » :**

1. Carrelage .....0,44KN/m2
2. Mortier de pose.....0,40KN/m2
3. Lite de sable (e=2cm).....0.36KN/m2
4. Etanchéité multicouche .....0,12KN/m2
5. Dalle en corps Creux (16+5) ...3,10KN/m2
6. Enduit en plâtre.....0,20KN/m2

ΣG=4,62KN/m2



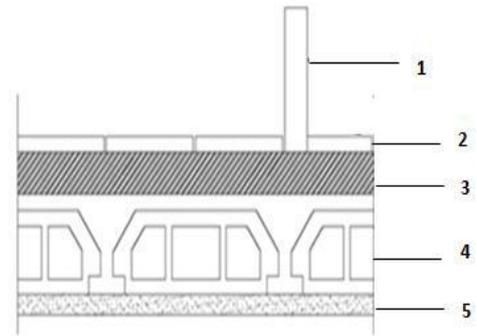
**Coupe d'une dalle**

**Figure 2.3 :** Détail Plancher accessible

**II.3.3. Planchers étage courant « corps creux »**

1. Cloison interne (e =10cm).....1,0 KN/m2
2. Carrelage+ mortier (e =2cm).....0,8 KN/m2
3. lite de sable (e=3cm).....0,54  
KN/m2
4. Dalle en corps creux (16+5) cm....3,1 KN/m2
5. Enduit en plâtre (2cm).....0,2 KN/m2

$\Sigma G= 5,64 \text{ KN/m}$

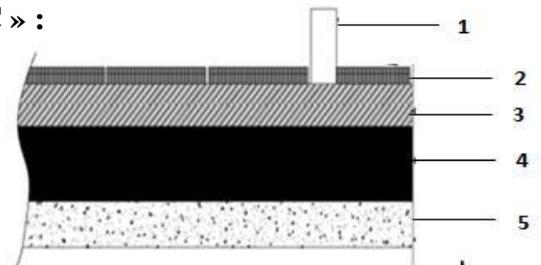


**Figure 2.4 :** Détail Plancher courant.

**II.3.4. Plancher Dalle pleine « 1<sup>er</sup> étage et RDC » :**

1. Cloison légère (e =10cm)... .....1,0 KN/m2
2. Carrelage+ mortier (e =2cm) .....0,8 KN/m2
3. Lite de sable (e=3cm) .....0,36 KN/m2
4. Plancher à dalle plein (e=16cm)...4,00 KN/m2
5. Enduit en plâtre (2cm).....0,24 KN/m2

$\Sigma G= 6,40 \text{ KN/m}^2$



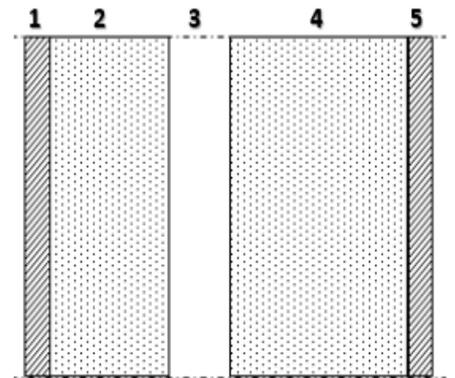
**Figure 2.5 :** Détail Plancher RDC.

**II.3.5. Maçonnerie :**

**Mur extérieur à double cloison**

1. Enduit en plâtre intérieur (e=2cm)....0,2 KN/m2
2. Briques creuses (e=10cm).....0,9 KN/m2
3. L'âme d'air (5 cm) .....0,00 KN/m2
4. Briques creuses (e=15cm).....1,35 KN/m2
5. Enduit en ciment extérieur(e=2cm)...0,36 KN/m2

$\Sigma G= 2,81 \text{ KN/m}^2$



**Figure 2.6 :** Mur extérieur.

## II.4. Acrotère :

### II.4.1. Charges permanentes :

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de  $G_1 = \rho_b \cdot s$

$\rho_b$  : Le poids volumique du béton tel que  $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$

S : La surface transversale totale.

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

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/m}$$

Le poids des enduits au ciment ( $e_p=2\text{cm}$ )

$$G_2 = [0,02 \times 18 (0,065 + 0,75)] \times 2 \times 0,02 = 0,504 \text{ kN/m}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G_T = G_1 + G_2$$

$$G_T = 2,229 \text{ kN/m}$$

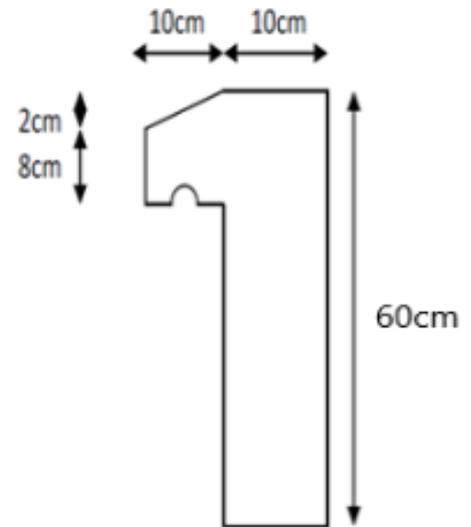


Figure 2.7. Dimensions de l'acrotère.

### II.4.2. Charge d'exploitation :

	Charge d'exploitation kN/m <sup>2</sup>
Plancher terrasse ( <b>inaccessible</b> )	Q = 1 kN/m <sup>2</sup>
Plancher terrasse ( <b>accessible</b> )	Q = 1,5 kN/m <sup>2</sup>
Plancher courant « 2 <sup>ème</sup> étage – 10 <sup>ème</sup> étage ( <b>habitation</b> )	Q = 1,5 kN/m <sup>2</sup>
Plancher 1 <sup>er</sup> étage et RDC ( <b>commerce</b> )	Q = 5 kN/m <sup>2</sup>
Escaliers	Q = 2,5 kN/m <sup>2</sup>
Sous-sol	Q = 2,5 kN/m <sup>2</sup>
Balcon	Q=3,5 KNm <sup>2</sup>

Tableau 2.4 : Les charges d'exploitation.

### II.4.3. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Le pré dimensionnement des poutres se fait en deux étapes :

- ❖ Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules empiriques données par le **(BAEL 91 modifié 99)** [1].
- ❖ Vérification des conditions imposée sur (h, b) par le règlement parasismique algérien **(RPA 99 version 2003)** [2].

Les étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

- **Selon les règles BAEL 91 : [1]**

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

La largeur b de la poutre doit être :  $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec : **L** : portée de la poutre

**h** : hauteur de la poutre

**b** : largeur de la poutre

- **Selon le RPA 99 modifié en 2003 :[2]**

Pour la zone IIb

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La hauteur h de la poutre doit être : } h \geq 30cm \\ \text{La largeur b de la poutre doit être : } b \geq 20cm \end{array} \right.$$

Le rapport hauteur largeur doit être :  $\frac{h}{b} \leq 4$

- ❖ **Bloc A :**

#### 1. Poutre Porteuse :

##### 1.1. Selon les règles BAEL 91[1]

On a : L = 505cm

$$1) \frac{505}{15} \leq h \leq \frac{505}{10}$$

D'où :  $33,66 \leq h \leq 50,5$  on prend **h= 45 cm**

$$2) \quad 0.3 * 45 \leq b \leq 0.7 * 45$$

$$\text{D'où : } 13,5 \leq b \leq 31,5 \quad \text{on prend } \mathbf{b=30cm}$$

### 1.2. Selon le RPA 99(ver 2003) [2] pour la zone IIb

- $h = 45 \text{ cm} \geq 30\text{cm}$
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm}$
- $\frac{h}{b} = 1.5 \leq 4$

$\Rightarrow$  Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées [2]

## 2. Poutre non Porteuse

### 2.1. Selon les règles BAEL 91

$$\text{Donc : } \frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10}$$

$$\text{D'où : } 30.66 \leq h \leq 46 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{on choisit } \mathbf{h=45cm}$$

$$\text{Et : } 0.3 * 45 \leq b \leq 0.7 * 45$$

$$\text{D'où : } 13.5\text{cm} \leq b \leq 31.5\text{cm}$$

$\Rightarrow$  On choisit  $\mathbf{b = 30cm}$

❖ **Bloc B :**

## 3. Poutre Porteuse :

### 3.1. Selon les règles BAEL 91 [1]

On a :  $L = 495\text{cm}$

$$3) \quad \frac{495}{15} \leq h \leq \frac{495}{10}$$

$$\text{D'où : } 33 \leq h \leq 49. \quad \Rightarrow \text{On choisit } \mathbf{h=45 cm}$$

$$4) \quad 0.3 * 45 \leq b \leq 0.7 * 45$$

$$\text{D'où : } 13,5 \leq b \leq 31,5 \quad \Rightarrow \text{On choisit } \mathbf{b=30cm}$$

### 3.2. Selon le RPA 99(ver 2003) pour la zone IIb [2]

- $h = 45 \text{ cm} \geq 30\text{cm}$
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm}$

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

⇒ Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées [2]

#### 4. Poutre non Porteuse

##### 4.1. Selon les règles BAEL 91

$$\text{Donc : } \frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10}$$

$$\text{D'où : } 39.33 \leq h \leq 44 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{on choisit } h = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } 0.3 * 40 \leq b \leq 0.7 * 40$$

$$\text{D'où : } 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

⇒ On choisit  $b = 30 \text{ cm}$

#### II.4.4 Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations, et à participer au contreventement total ou Partiel des bâtiments.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en considérant que ces derniers travaillent à la compression simple centrée, on procédera par la descente de charge puis par la loi de Dégression de la surcharge d'exploitation en choisissant les poteaux les plus sollicités

✓ Les étapes suivies pour le Pré dimensionnement des poteaux sont :

1. Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
2. Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
3. La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la Compression simple du poteau.
4. La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le

« RPA99 version 2003 ».

5. Vérifier la section a l'ELS.

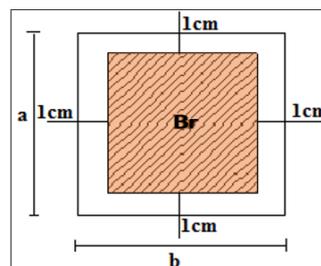
- **D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 :**

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$A_s \geq \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots[3]$$

**Avec :**

- ❖  $N_u$  : Effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q.
- ❖  $\alpha$  : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha = f(\lambda)$ ).
- ❖  $\lambda$ : Elancement d'EULER .  $\left( \lambda = \frac{l_f}{i} \right)$ .
- ❖  $l_f$  : Longueur de flambement.
- ❖  $i$ : Rayon de giration .  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$ .
- ❖  $I$ : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$ .
- ❖  $B$  : Surface de la section du béton. ( $B = a \times b$ ).
- ✓  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b = 1,50$ )..... Situation durable.
- ✓  $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s = 1,15$ )..... Situation durable.
- ✓  $f_e$  : Limite élastique de l'acier ( $f_e = 400$  MPa).
- ✓  $f_{c28}$  : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 25$  MPa).
- ✓  $A_s$  : Section d'acier comprimée.
- ✓  $B_r$  : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [ $B_r = (a-0,02) (b-0,02)$ ] m<sup>2</sup>.



**Figure 2.8 :** Section réduite du poteau Carré.

- Selon le «BAEL 91 modifié 99» [1]

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

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

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

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

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,066 N_u$$

- **Le minimum requis par le « RPA99 version 2003 » : [2]**

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA99 version 2003 (zone IIb) [2]**

$$\left\{ \begin{aligned} * \text{Min}(a;b) &\geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a;b) &> \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} &< \frac{a}{b} < 4 \end{aligned} \right.$$

Avec :

(a ;b) : Dimensions de la section.

$h_e$ : Hauteur d'étage.

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

- **Vérification a L'ELS:**

Vérification de la section trouvée à l'ELS selon le **BAEL 91 modifié 99.[1]**

De la descente de charges on détermine l'effort normal pondéré aux l'ELS «  $N_{ser}$  » qui sollicite le poteau, On doit vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$N_{ser}$  : Effort normal à l'ELS ( $N_{ser}=N_G+N_Q$ ).

B : Section de béton du poteau.

$A_s$  : Section des armatures ( $A_s=1\% B$ ).

n: Coefficient d'équivalence  $\left( n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$ .

$\sigma_{ser}$  : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6f_{c28} = 15MPa$$

❖ **Bloc A :**

Type de poteau	Surface(m2)
Poteau central	19.68 m2
Poteau de rive	11.36 m2
Poteau d'angle	14,75 m2

**Tableau 2.5 :** Surface reprise par Chaque Poteau.

• **Loi de dégression :** .....<sup>[4]</sup>

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

$Q$  : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \dots\dots\dots[4]$$

Avec :

- $n$  : nombre d'étage.
- $Q_0$  : la surcharge d'exploitation sur la terrasse.
- $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

**Avec :**

- ❖  $n$  : nombre d'étage.
- ❖  $Q_0$  : la surcharge d'exploitation sur la terrasse.
- $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

$Q_0 = 1 \text{ kN/m}^2$ ..... « Terrasse inaccessible » $Q_1, Q_8 = 1,5 \text{ kN/m}^2$ ..... « Usage habitation » $Q_9, Q_{10} = 5 \text{ kN/m}^2$ ..... « Usage commerce »	}
-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---

Niveau des planchers	Surcharge	$\Sigma$ surcharge	$\Sigma$ surcharge (kN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	$Q_0$	$\Sigma_0 = Q_0$	1
P9	$Q_1$	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	1 + 1,5 = 2,5
P8	$Q_2$	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
P7	$Q_3$	$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
P6	$Q_4$	$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,1
P5	$Q_5$	$\Sigma_5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7
P4	$Q_6$	$\Sigma_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,75
P3	$Q_7$	$\Sigma_7 = Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7)$	8,50
P2	$Q_8$	$\Sigma_8 = Q_0 + 0,69(Q_1 + \dots + Q_8)$	9,28
P1	$Q_9$	$\Sigma_9 = Q_0 + 0,67(Q_1 + \dots + Q_9)$	12,39
RDC	$Q_{10}$	$\Sigma_{10} = Q_0 + 0,65(Q_1 + \dots + Q_{10})$	15,30
1 <sup>er</sup> Sous-sol	$Q_{11}$	$\Sigma_{11} = Q_0 + 0,64(Q_1 + \dots + Q_{11})$	16,68

Tableaux 2.6 : Loi de dégression

## ➤ Plancher à entrevous en béton :

- Poteau central :  $S = 19,68 \text{ m}^2$

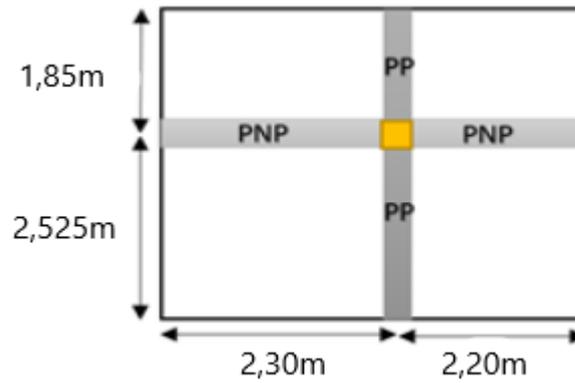


Figure 2.9 : Poteau centrale.

**Détermination des charges**

• **Poids revenant au poteau du 10ème étage**

- Poids du plancher .....19.68x 6,12=120,44kN
- Poids de la poutre porteuse .....25(0,45 × 0,30 × 1.85 + 0,45 × 0,30 × 2.525) = 14.76kN
- Poids de la poutre non porteuse.....25(0,45 × 0,3 × 2.3 + 0,45 × 0,3 × 2.2)=15.187 kN

**G<sub>Tr</sub>=150,38KN**

$N_{G10} = G_{Tr} = 150,38kN$

$N_{Q10} = Q_0 \times S = 1 \times 19.68 = 19,68kN$

$N_{u10} = 1,35 N_{G10} + 1,5 N_{Q10} = 222,69kN$

$Br \geq 0,066 N_{u10} \Rightarrow Br \geq 146.97cm^2 \Rightarrow Br = (a-0,02)(b-0,02) \Rightarrow$  **On a:**  $a=b$

**Donc :**  $Br = (a - 0,02)^2 \quad a = \sqrt{Br} + 0,02 \Rightarrow a = b = 14,70cm$

**Le choix: a = b = 30 cm**

❖ **Vérification de la section à l'ELS:**

$N_{ser} = N_{G10} + N_{Q10} = 170,06kN$  Avec :  $B = a \times b = 900cm^2$

$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} = 1,64MPa \quad ; \quad (B = a \times b)$

$\sigma_{ser} = 1,64MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa \dots \dots \dots$  vérifiée

• **Poids revenant au poteau du 9ème étage**

- Poids du plancher ..... 5,64x19.68=112.01kN

- Poids de la poutre porteuse ..... $25(0,45 \times 0,30 \times 1,85 + 0,45 \times 0,30 \times 2,525) = 14,76\text{kN}$

- Poids de la poutre non porteuse..... $25(0,45 \times 0,3 \times 2,3 + 0,45 \times 0,3 \times 2,2)=15,187\text{ kN}$

-Poids du poteau ..... $25 \times (3,06-0,45) \times (0,3)^2 = 5,87\text{ kN}$

**G=.147,82Kn**

D'où:  $G_9 = G + G_{10} = 150,37 + 147,82 = 298,20\text{kN}$

- Poids revenant au poteau du 8<sup>ème</sup> étage :  $G_8 = G_9 + G = 446,02\text{ KN}$
- Poids revenant au poteau du 7<sup>ème</sup> étage :  $G_7 = G_8 + G = 538,84\text{kN}$
- Poids revenant au poteau du 6<sup>ème</sup> étage :  $G_6 = G_7 + G = 741,66\text{kN}$
- Poids revenant au poteau du 5<sup>ème</sup> étage :  $G_5 = G_6 + G = 889,48\text{kN}$
- Poids revenant au poteau du 4<sup>ème</sup> étage :  $G_4 = G_5 + G = 1037,30\text{kN}$
- Poids revenant au poteau du 3<sup>ème</sup> étage :  $G_3 = G_4 + G = 1185,12\text{kN}$
- Poids revenant au poteau du 2<sup>ème</sup> étage :  $G_2 = G_3 + G = 1332,94\text{Kn}$

**Poids revenant au poteau du 1<sup>er</sup> étage :**

Poids du plancher : .....  $6,40 \times 19,68 = 125,95\text{kN}$

- Poids de la poutre porteuse ..... $25(0,45 \times 0,30 \times 1,85 + 0,45 \times 0,30 \times 2,525) = 14,76\text{kN}$

- Poids de la poutre non porteuse..... $25(0,45 \times 0,3 \times 2,3 + 0,45 \times 0,3 \times 2,2)=15,187\text{ kN}$

-Poids du poteau ..... $25 \times (4,08-0,45) \times (0,3)^2 = 8,07\text{ kN}$

**G = 163,96 kN**

- Poids revenant au poteau du 1<sup>er</sup> étage :  $G_1 = G_2 + G = 1496,90\text{kN}$

**Poids revenant au poteau du RDC étage :**

- Poids du plancher .....  $6,40 \times 19,68 = 125,95\text{kN}$

- Poids de la poutre porteuse ..... $25(0,45 \times 0,30 \times 1,85 + 0,45 \times 0,30 \times 2,525) = 14,76\text{kN}$

- Poids de la poutre non porteuse..... $25(0,45 \times 0,3 \times 2,3 + 0,45 \times 0,3 \times 2,2)=15.187 \text{ kN}$

-Poids du poteau ..... $25 \times (4.25 - 0,45) \times (0,3)^2 = 8.55 \text{ kN}$

$$\mathbf{G = 164,44 \text{ kN}}$$

- Poids revenant au poteau du RDC étage :  $G_{\text{RDC}} = G_1 + G = 1661,34 \text{ kN}$

#### **Poids revenant au poteau du 1er S-SOL :**

- Poids du plancher .....  $19.68 \times 6,4 = 125.95 \text{ kN}$

- Poids du poteau .....  $25(3,50 - 0,45) \times (0,3)^2 = 6,86 \text{ kN}$

- Poids de la poutre porteuse ..... $25(0,45 \times 0,30 \times 1,85 + 0,45 \times 0,30 \times 2,525) = 14.76 \text{ kN}$

- Poids de la poutre non porteuse..... $25(0,45 \times 0,3 \times 2,3 + 0,45 \times 0,3 \times 2,2)=15.187 \text{ kN}$

$$\mathbf{G' = 162,75 \text{ kN}}$$

- Poids revenant au poteau du SOUS SOL :  $G_{\text{S-sol}} = G_{\text{RDC}} + G' = 1824,09 \text{ kN}$

Les résultats concernant le poteau central sont donnés par le Tableau suivant :

Niv	NG (kN)	NQ (kN)	Nu (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a=b (cm)	RPA (cm <sup>2</sup> )	Le choix	Nser (kN)	$\sigma_{ser}$ ( MPa)	Obs.
P10	150,38	19,68	232,53	153,46	12,40	30x30	30x30	170,06	1,64	OK
P9	298,20	49,2	476,37	314,4	17,75	30x30	30x30	347,4	3,35	OK
P8	446,02	75,768	715,779	472,41	21,75	30x30	30x30	521,788	5,04	OK
P7	538,84	99,384	876,51	578,49	24,07	30x30	35x35	638,224	4,53	OK
P6	741,66	120,048	1181,31	779,66	27,94	30x30	35x35	861,708	6,11	OK
P5	889,48	137,76	1407,43	928,90	30,49	30x30	35x35	1027,24	7,29	OK
P4	1037,30	152,52	1629,13	1075,22	32,81	30x30	40x40	1189,82	6,46	OK
P3	1185,12	167,28	1850,83	1221,54	34,97	30x30	40x40	1352,4	7,35	OK
P2	1332,94	182,63	2073,41	1368,45	37,01	30x30	40x40	1515,57	8,23	OK
P1	1496,90	243,83	2386,56	1575,12	39,70	30x30	45x45	1740,73	7,47	OK
RDC	1661,34	301,10	2694,46	1759,83	42,19	30x30	45x45	1962,44	8,42	OK
S.Sol	1824,09	328,26	2954,91	1931,72	44,18	30x30	50x50	2152,35	7,48	OK

**Tableau 2.7** : Choix Final des Poteaux Centraux.

## CONCLUSION

✓ D'après l'article 7.4.1 dans l'ARPA99 version 2003 :[2]

Les poteaux de rives et d'angle doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation et de rapidité d'exécution, et pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismique.

- **Choix final des sections des poteaux**

Notre choix final des sections des poteaux est regroupé dans le tableau suivant :

<b>Étages</b>	<b>Sections rectangulaires (axb) cm<sup>2</sup></b>
<b>10ème</b>	30x30
<b>9ème</b>	30x30
<b>8ème</b>	30x30
<b>7ème</b>	35x35
<b>6ème</b>	35x35
<b>5ème</b>	35x35
<b>4ème</b>	40x40
<b>3ème</b>	40x40
<b>2ème</b>	40x40
<b>1er</b>	45x45
<b>RDC</b>	45x45
<b>Sous-Sol</b>	50x50

**Tableau 2.8 : Choix Final des Poteaux**

## ❖ Bloc B :

Type de poteau	Surface (m <sup>2</sup> )
Poteau central	20.10 m <sup>2</sup>
Poteau de rive	10.64 m <sup>2</sup>
Poteau d'angle	4.65 m <sup>2</sup>

Tableau 2.9 : Surface reprise par Chaque Poteau.

- Les résultats concernant le poteau central sont donnés par le Tableau suivant

iv	NG (kN)	NQ (kN)	Nu (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a=b (cm)	RPA (cm <sup>2</sup> )	Le choix	Nser (kN)	Σser (MPa)	Obs
P10	152,90	20,1	236,56	156,1	12,51	30x30	30x30	173	1,67	OK
P9	302,03	50,25	483,15	318,8	17,87	30x30	30x30	352,28	3,40	OK
P8	451,16	77,385	725,145	478,5	21,89	30x30	30x30	528,545	5,10	OK
P7	600,29	101,505	962,69	635,3	25,22	30x30	35x35	701,795	4,98	OK
P6	749,42	122,61	1195,62	789,1	28,11	30x30	35x35	872,03	6,19	OK
P5	898,55	140,7	1424,05	939,9	30,67	30x30	35x35	1039,25	7,37	OK
P4	1047,68	155,775	1648,05	1087,7	33,00	30x30	40x40	1203,455	6,54	OK
P3	1196,81	170,85	1871,95	1235,4	35,16	30x30	40x40	1367,66	7,43	OK
P2	1345,94	186,528	2096,81	1383,8	37,22	30x30	40x40	1532,468	8,32	OK
P1	1512,54	249,039	2415,45	1594,2	39,94	30x30	45x45	1761,579	7,56	OK
DC	1676,62	307,53	2724,72	1798,3	42,42	30x30	45x45	1984,15	8,52	OK
Sol	1842,02	335,268	2989,69	1973,1	44,44	30x30	50x50	2177,288	7,57	OK

Tableau 2.10 : choix final des poteaux centraux

**CONCLUSION**

D'après l'article 7.4.1 dans l'ARPA99 version 2003 :[2]

Les poteaux de rives et d'angle doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation et de rapidité d'exécution, et pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismique.

- **Choix final des sections des poteaux**

Notre choix final des sections des poteaux est regroupé dans le tableau suivant :

Etages	Sections rectangulaires (axb) cm <sup>2</sup>
10ème	30x30
9ème	30x30
8ème	30x30
7ème	35x35
6ème	35x35
5ème	35x35
4ème	40x40
3ème	40x40
2ème	40x40
1er	45x45
RDC	45x45
Sous-Sol	50x50

**Tableau 2.11** : Choix Final des Poteaux.

## II.4.5 Pré dimensionnement des voiles

### II.5.1. Introduction :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de **RPA 99 ver 2003**. [2]

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

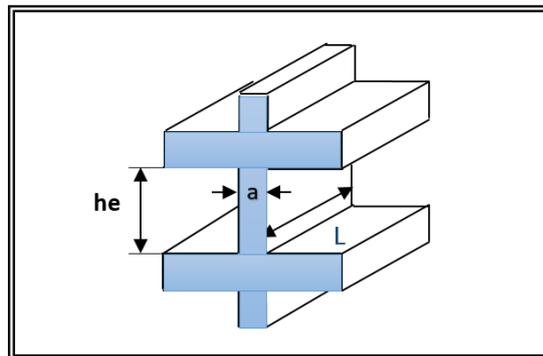
- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

D'après le **RPA 99** article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition :  $L \geq 4a$ . Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec : L : longueur de voile.

a : épaisseur du voile.

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



**Figure 2.10** : Coupe de voile en élévation.

$$a \geq (h_e/25, h_e/22, h_e/20).$$

Dans Notre cas:  $a \geq \max(15\text{cm}; h_e/20)$

- **Pour étage courant (habitation) :**  $h=3,06\text{m}$

$$h_e = 3,06 - 0,5 = 2,56\text{m}$$

$$a \geq \max(15\text{cm}; 256/20) \Rightarrow a \geq 12,8\text{cm}$$

- **Pour le RDC (commerce) :**  $h=4,25\text{m}$

$$h_e = 4,25 - 0,5 = 3,75\text{m}$$

$$a \geq \max(15\text{cm}; 375/20) \Rightarrow a \geq 18,75\text{cm}$$

- **Conclusion :**

D'après le "RPA 99 modifié en 2003" [2]

$$a \geq 18,75\text{cm}.$$

Donc On adopte l'épaisseur des voiles : **a= 20cm** sur toute la hauteur de la structure.

**CHAPITRE III :**

**CALCUL DES**

**ELEMENTS**

**SECONDAIRES**

### III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

#### III.1. INTRODUCTION

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement à la résistance de l'ossature.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature.

Dans le présent chapitre, nous considérons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement "BAEL 91 modifié 99" [1] en respectant le règlement parasismique Algérien "RPA 99 version 2003" [2].

#### III.2. ACROTÈRE :

##### III.2.1. Introduction

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par :

-Un effort normal  $G$  dû à son poids propre

-Un effort horizontal  $Q$  dû à la main courante engendrant un moment de renversement  $M$  Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

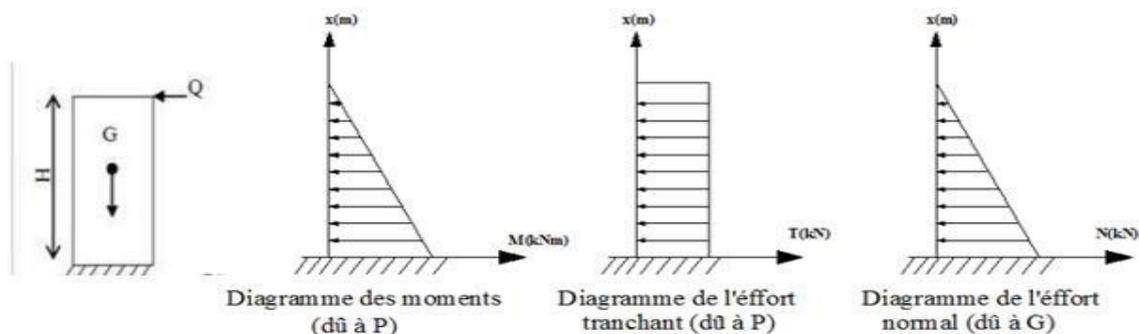


Figure 3.1 Schéma statique des efforts.

### III.2.2. CALCUL DES CHARGES SOLLICITANT L'ACROTÈRE

#### III.2.2.1. Charge Permanente et Surcharge d'exploitation

- **Evaluation des charges**

##### a.1. Charges permanentes

Le poids propre de l'acrotère pour **1 ml** est de  $G = \rho \times S \times 1 \text{ ml}$

La surface transversale totale :

$$S = 0,1 \times 0,6 + 0,08 \times 0,1 + 0,1 \times 0,02 / 2 = 0,069 \text{ m}^2$$

-Revêtement : .....  $18 \times 2 \times 0,02 \times 0,70 = 0,504 \text{ kN/m}$

-Poids propre de l'acrotère .....  $25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$

$$G = 2,229 \text{ kN/ml}$$

##### a.2. Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante

D'où  $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

- **Force horizontale d'origine sismique agissant sur l'acrotère**

L'acrotère est un élément non structural verticale ancré à la structure sur lequel agit une force horizontale de calcul  $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$  ..... [ 2]

**Avec :**

A : Coefficient d'accélération de zone [ $A=0,25$ ] ..... [2]

$C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (Tab 6.1), [ $C_p=0,8$ ]. ... [2]

$W_p$  : Poids de l'acrotère ( $G=2,229 \text{ kN/ml}$ ).

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,229 \longrightarrow F_p = 1,78 \text{ kN/ml} > 1,5Q = 1,5 \text{ kN/ml.}$$

$$Q_h = \max(1,5Q; F_p) \longrightarrow Q_h = 1,78 \text{ kN/ml.}$$

## III.2.2.2. DETERMINATION DES EFFORTS

## ✚ ELU :

Effort normal .....  $N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 1,78 = 3,01 \text{ kN}$ .

Moment d'encastrement .....  $M_u = 1,5 \times F_p \times h = 1,60 \text{ kN.m}$

Effort tranchant .....  $T_u = 1,5 \times F_p = 2,67 \text{ kN}$ .

## ✚ ELS :

Effort normal .....  $N_s = W_p = 2,229 \text{ kN}$ .

Moment d'encastrement .....  $M_s = F_p \times h = 1,06 \text{ kN.m}$

Effort tranchant .....  $T_s = F_p = 1,78 \text{ kN}$ .

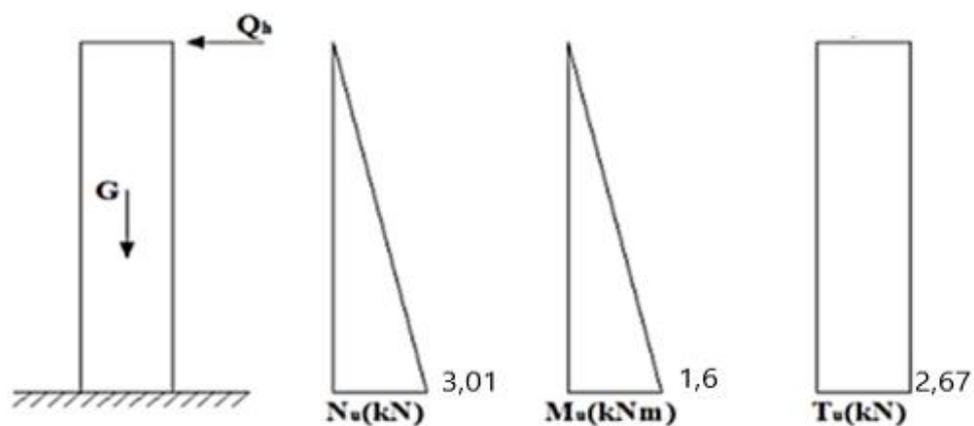


Figure 3.2 : Diagramme des efforts à l'ELU.

**III.2.3. Ferrailage de la section (acrotère) :**

Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la section plane à étudier sera de  $100 \times 10 \text{ cm}^2$ .

**Données :****ELU :**

$$b = 100 \text{ cm}, h = 10 \text{ cm}, d = 8 \text{ cm} \text{ et } c = c' = 2 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}, \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **Calcul de l'excentricité « e »**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,60}{3,01} = 53,15 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - C' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la l'acrotère.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif  $M_f$ .

- **Calcul du moment fictif «  $M_f$  »**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 1,69 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,0186$$

$$\mu = 0,0186 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \text{ « Les armatures tendues seulement. »}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,023$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 79,24 \text{ mm}$$

$$\mu = 0,0186 < 0,392 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 61,28 \text{ mm}^2$$

- $A_{s1} = A'_s = 0$

- $A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 52,63 \text{ mm}^2$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 53 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

- **Vérification de la section d'acier selon le BAEL91 : [1]**

Il faut vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; d=8\text{cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1\text{cm}^2; 0,96\text{cm}^2 \} = 1\text{cm}^2$$

**Donc** : La section choisie est **6T6**=1,70cm<sup>2</sup>

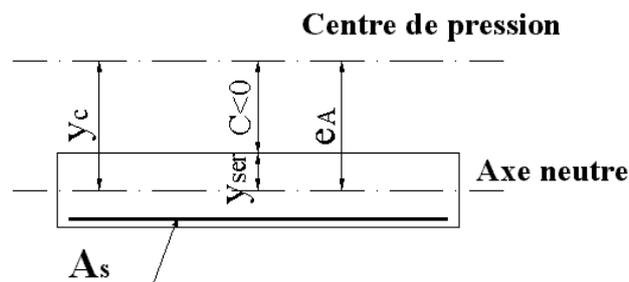
$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425\text{cm}^2$$

On choisit **4T6**=1,13cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = \frac{75}{3} = 25\text{cm}$

- **Vérification des à L'E.L.S :**



**Figure 3.3:** Distance de l'axe neutre.

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion composée à ELS)

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,475 \text{ m} \text{ on prend } e_0 = 47,5 \text{ cm} \text{ et } \frac{h}{2} - c' = 3 \text{ cm}$$

On a  $e_0 = 60 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c' = 3 \text{ cm} \Rightarrow \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{h}{2} \right) = 50,55 \text{ cm} \Rightarrow C = -42,55 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après le **(BAEL 91 modifié 99)** [1] on doit résoudre l'équation du troisième degré :

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

$y_c$  : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre

Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5420,794 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 146971,38 \end{array} \right.$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -2.00.10^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,96 \Rightarrow \varphi = 163,08^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,02$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -84,61 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 49,54 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 35,07 \text{ cm}$$

La solution qui convient est :  $y_c = 49,54 \text{ cm}$

$$y_{ser} = y_c + C = 6,69 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 6,69 \text{ cm} \\ y_c = 49,54 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[ A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 11487,42 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

Avec :  $A'_s = 0$

**III.2.4. Vérification des contraintes :**

**1. Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{2,229.10^3 \times 49,54.10}{11487,42.10^4} \right) \times 6,69 \times 10 = 0,67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**2. Contraintes de l'acier :**

$$\sigma_s = 2,90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

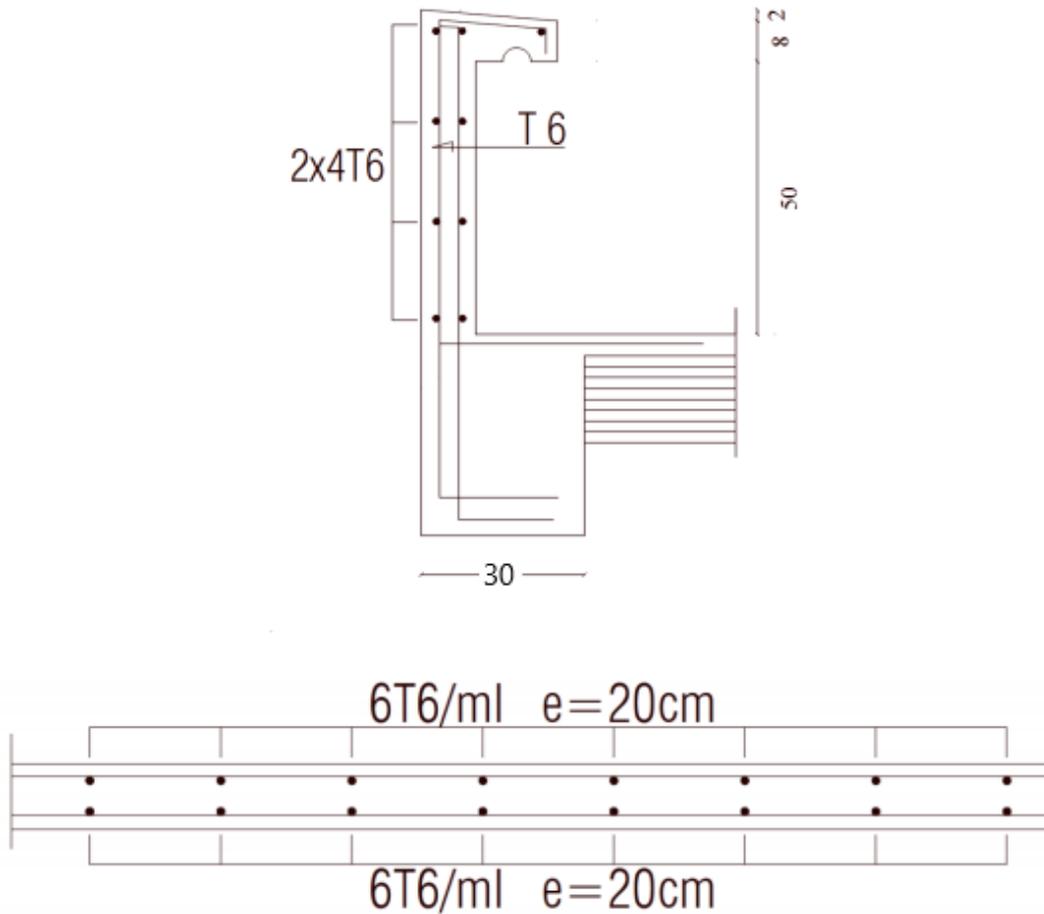
$$\sigma'_s = 7,19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**III.2.5. Vérification de l'effort tranchant**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,67 \cdot 10^3}{80 \cdot 10^3} = 0,030\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$



**Figure 3.4 :** Ferrailage de l'acrotère.

### III.3. ETUDE DU PLANCHER :

#### III.3.1. Introduction :

La structure comporte des planchers en corps creux qui sont constitués de :

-poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée, assurant une fonction de portance. La distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65cm.

-corps creux utilisés comme coffrage perdu et qui servent aussi à l'isolation thermique et phonique.

-dalle de compression en béton armé elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour but :

-limiter les risques de fissuration par retrait.

-résister aux efforts des charges appliquées sur surfaces réduite.

-repartir aux poutrelles voisines les charges localisées notamment celles des cloisons.

#### III.3.2. Plancher à corps creux :

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur 21 cm .

Le calcul sera fait pour deux éléments :

↙ Poutrelle

↙ La table de compression.

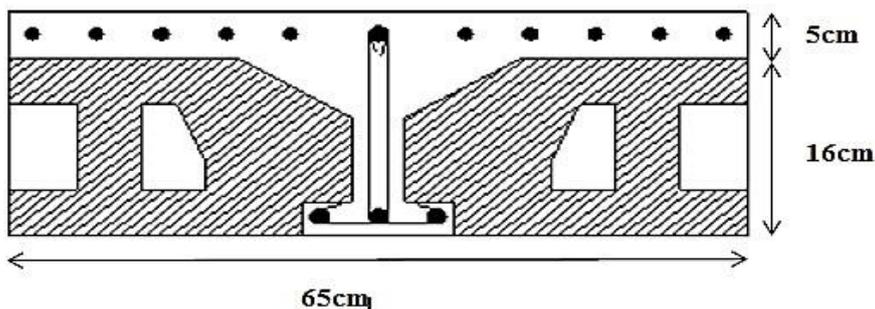


Figure 3.5 : Coupe du plancher en corps creux.

### III.3.2.1. Pré dimensionnement des poutrelles :

#### ❖ BLOC A :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée (dans notre cas :  $L_{\max} = 4,60$  m) et distancées par la largeur d'un corps creux (entrevous). Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastree aux poutres de rives

Pour le Bloc A on a trois (03) types de poutrelle:

- Poutrelle à 02 travées
- Poutrelle à 04 travées
- Poutrelle à 05 travées

#### a. Dimensions des poutrelles :

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t$$

Avec :

$h_t$ : Hauteur du plancher. « 21cm »

$h_0$ : Hauteur de la dalle de compression. « 5cm »

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_X}{2}; \frac{L_Y}{10}\right)$$

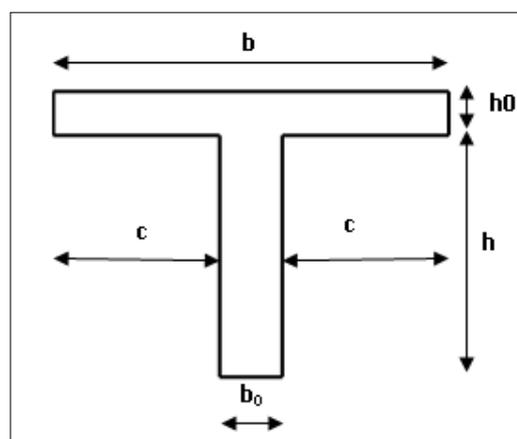


Figure 3.6 : Dimensions de poutrelle.

$L_X$ : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

$L_Y$ : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b = 2c + b_0$$

$$b_0 = (0,4; 0,6) \times h_t = (8 ; 12,6) \text{ cm}$$

Soit :  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_X}{2}; \frac{L_Y}{10}\right)$$

$$b_1 \leq 2 \times \min\left(\frac{L_X}{2}; \frac{L_Y}{10}\right) + b_0$$

Avec

$$L_X = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L_Y = 4,60 - 0,3 = 430 \text{ cm}$$

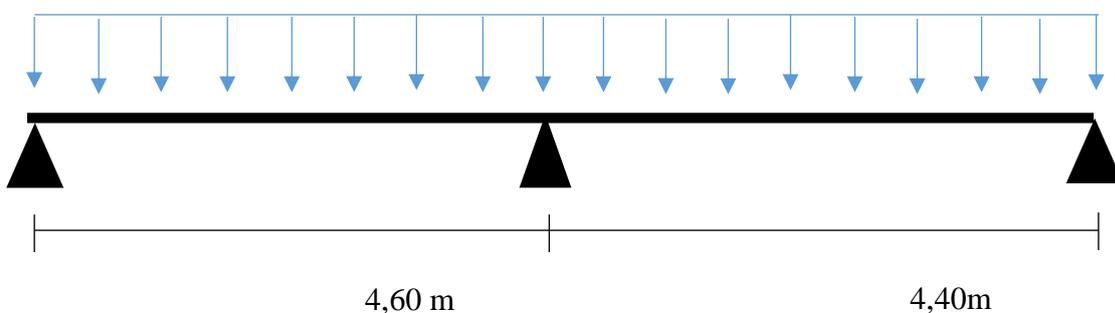
$$b_1 = \min\left(\frac{53}{2}; \frac{430}{10}\right) = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

Donc :  $b_1 = 26,5 \text{ cm}$        $b = 65 \text{ cm}$

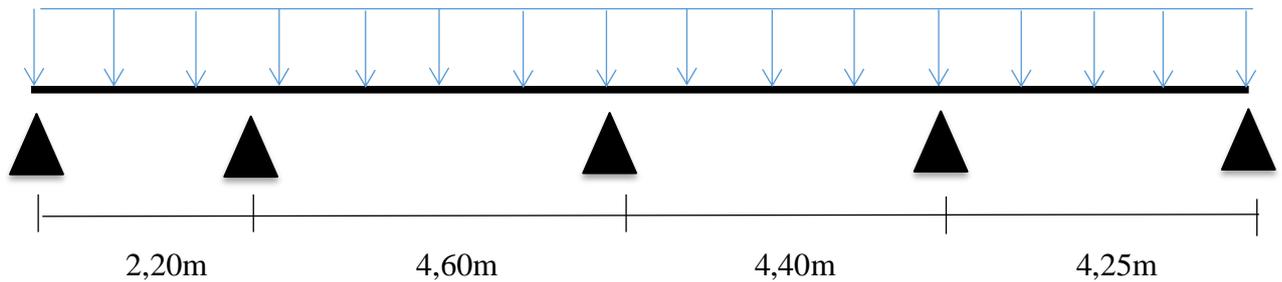
### b. Les Différents types des poutrelles :

**Type 1:** 02 travées :



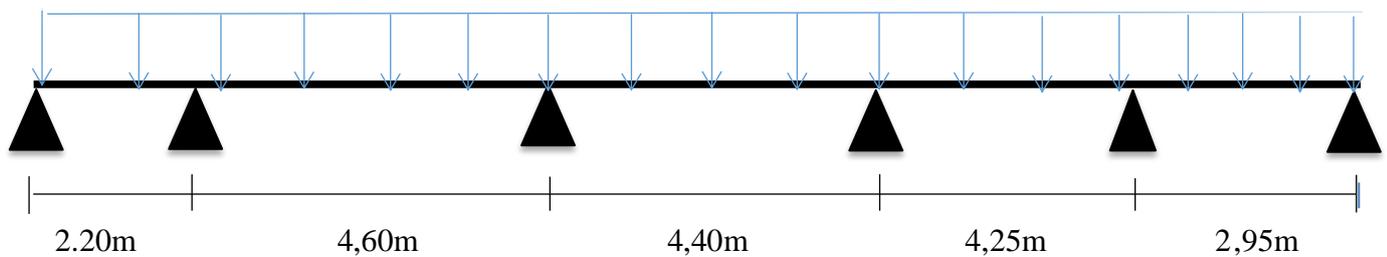
**Figure 3.7 :** Schéma statique de Type 1, poutrelle de 2 travées

**Type 2:** 04 travées :



**Figure 3.8 :** Schéma statique de Type 2, poutrelle de 4 travées

**Type 3:** 05 travées :



**Figure 3.9 :** Schéma statique de Type 3, poutrelle de 5 travées

**a. Calcule Des Poutrelles :**

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera

Comme une poutre en « Té ».

**Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles :**

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

$$P_u = 0,65 \times q_u$$

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

$$P_s = 0,65 \times q_s$$

**c.1. Méthode forfaitaire : [1]**

Cette méthode est utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

1. il faut que le plancher soit à surcharge modérée :  $Q \leq (2.G, 500N/m^2)$
2. les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

3. Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

4. Fissuration est non préjudiciable.

Dans le cas où l'une de ces conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot.

**c.2. Méthode de CAQUOT : [1]**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

Exposé de la méthode :

**- Moment sur appuis :**

$$M_a = 0.15M_0 \quad \text{Appuis de rive.}$$

$$M_a = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')} \quad \text{Appuis intermédiaire.}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$\text{- Moment en travée : } M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left( \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right) x + M_w$$

**Avec :**

- $M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

-( $M_w$  ;  $M_e$ ) : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

- $q_w$ : charge répartie à gauche de l'appui considéré.

- $q_e$ : charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " $l_w$ " à gauche et " $l_e$ " à droite, avec :

- $l'=1$ .....pour une travée de rive
  - $l'=0,81$ .....pour une travée intermédiaire
- Où «1» représente la portée de la travée libre.

**d. Effort tranchant :**

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

**Avec :**

- $T_w$  : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,
- $T_e$  : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

**c.1.1. Vérification des conditions d'applications de méthode forfaitaire :**

**Plancher terrasse inaccessible :**

$$G=6,12\text{KN/m}^2$$

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

$$Q \leq \max(2G; 5\text{KN/m}^2) \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$$

**Plancher étages courants :**

$$G=5,64\text{KN/m}^2$$

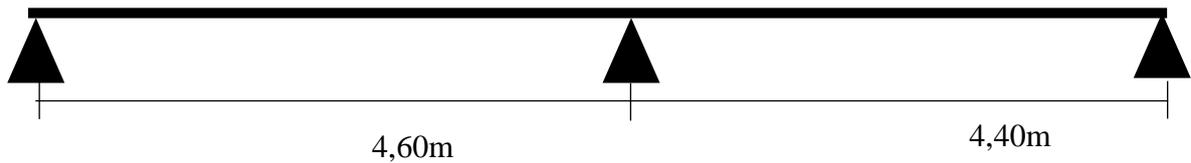
$$Q=1,5\text{KN/m}^2$$

$$Q \leq \max(2G; 5\text{KN/m}^2) \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$$

Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité..... Vérifiée.

**Poutrelle de type 01 : 02 travées**

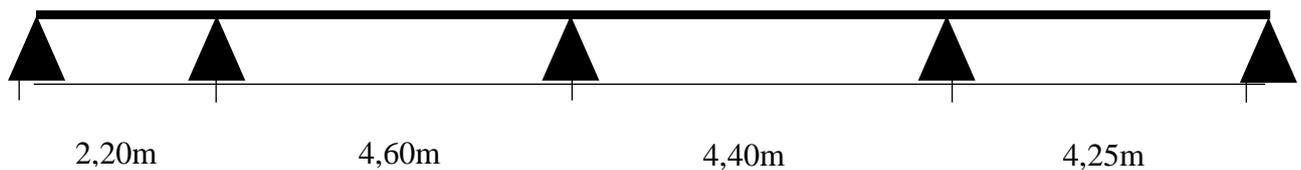
Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25



**Figure 3.10 :** Type 1, poutrelle de 2 travées.

**Poutrelle de type 2 : 04 travées**

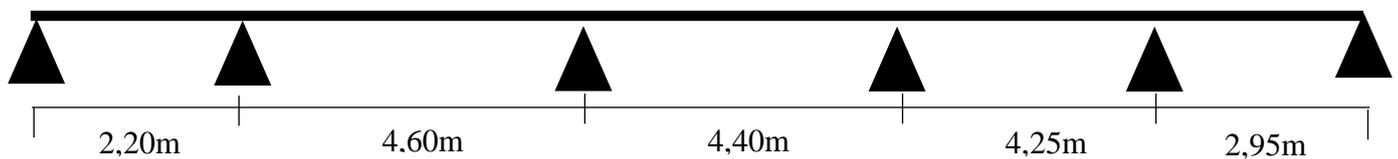
Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25



**Figure 3.11 :** Type 2, poutrelle de 4 travées.

**Poutrelle de type 3 : 05 travées**

- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1



**Figure 3.12 :** Type 3, poutrelle de 5 travées.

Donc on a toujours :  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$  .....vérifier.

Dans ce cas on applique **la méthode forfaitaire**.

**- Calcul des moments**

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

Les moments en travées et en appuis doivent vérifier :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max\{(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0\}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \dots \dots \dots \text{(cas d'une travée de rive) ;}$$

$$M_{t1} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \dots \dots \dots \text{(cas d'une travée intermédiaire);}$$

**Avec :**

-  $M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (c'est le moment isostatique) ;

-  $M_g$  et  $M_d$  : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée ;

- $M_t$  : le moment maximal en travée dans la travée considérée ;
- $M = 0,15M_0$  ..... Appui de rive ;
- $M = 0,6M_0$  ..... Pour une poutre à deux travées ;
- $M = 0,5M_0$  ..... Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;

-  $M = 0,4M_0$  ..... Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 03 travées.

**• Calcul des efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e + M_w)}{l}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e + M_w)}{l}$$

**Avec :**

$T_w$  : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré,

$T_e$  : Effort tranchant à droite de l'appui considéré,

e. Evaluation des charges et surcharges :

Désignation	G KN/m <sup>2</sup>	Q KN/m <sup>2</sup>	E		LU		E		LS	
			qu KN/m <sup>2</sup>	qS KN/m <sup>2</sup>	pu KN/ml	pS KN/ml	pu KN/ml	pS KN/ml		
Terrasse inaccessible	6,12	1	9,76	7,12	6,34	4,62				
Etage d'habitation	5,64	1,50	9,86	7,14	6,40	4,64				

• Application :

Plancher terrasse inaccessible :

✚ Calcul à ELU :

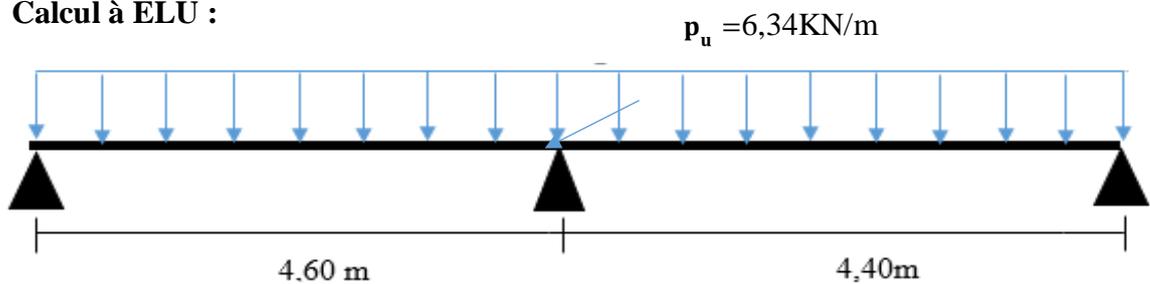


Figure 3.13 : schéma statique de Poutrelle à 02 travées.

- Moment isostatique :  $(M_0)_{ij} = \frac{p_u \times l_{ij}^2}{8} \dots \dots \dots d'ou :$

$$(M_0)_{AB} = 16,76 \text{ KN.m.}$$

$$(M_0)_{BC} = 15.34 \text{ KN.m.}$$

- Moment aux appuis :

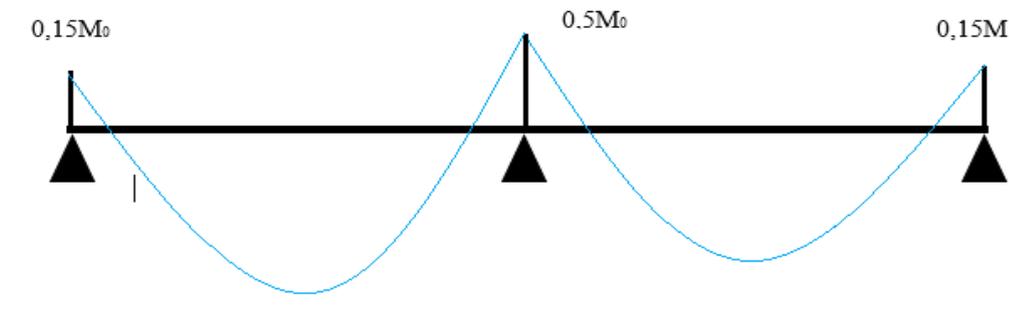


Figure 3.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

$$\checkmark M_A = 2,51 \text{KN.m.}$$

$$\checkmark M_B = 7,67 \text{KN.m.}$$

$$\checkmark M_C = 2,301 \text{KN.m.}$$

- **Moment en travée : ( $M_t^{max}$ ) :**

$$\bullet \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+4,62} = 0,24$$

$$\bullet \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,07 \\ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,63 \end{cases}$$

Travée AB (travée de rive) :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05M_0 = 17,59 \\ (1 + 0,3\alpha)M_0 = 17,93 \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2} \Rightarrow M_t \geq$$

$$12,84 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 10,55 \text{KN.m}$$

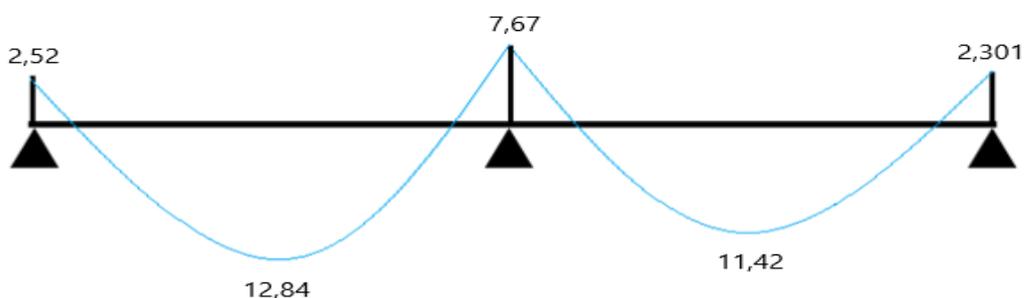
D'où :  $(M_t)_{AB} = 12,84 \text{KN.m.}$

- ✓ Travée BC (travée de rive) :

$$\bullet M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05M_0 = 16,10 \\ (1 + 0,3\alpha)M_0 = 16,41 \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2} \Rightarrow M_t \geq 11,42 \text{KN.m}$$

$$\bullet M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 9,66 \text{KN.m}$$

D'où :  $(M_t)_{CD} = 11,42 \text{KN.m.}$



**Figure 3.15 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

- Travée AB (travée de rive) :

$$\begin{cases} T_A = \frac{pl}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = 15,70 \text{ KN.} \\ T_B = -\frac{pl}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = -13,46 \text{ KN.} \end{cases}$$

- Travée BC (travée de rive) :

$$\begin{cases} T_B = \frac{pl}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = 12,72 \text{ KN.} \\ T_C = -\frac{pl}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = -15,16 \text{ KN.} \end{cases}$$

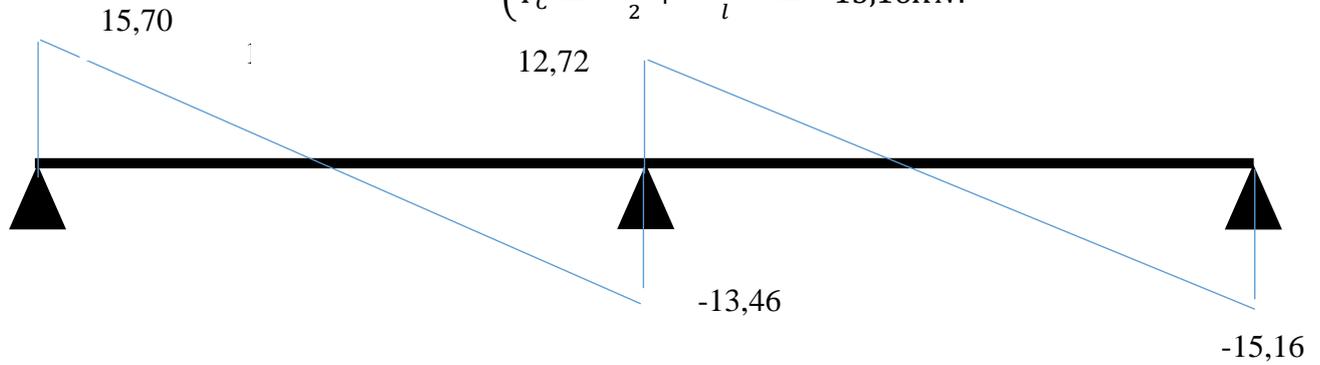


Figure 3.16 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Travée	L (m)	$p_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$T_g$ (KN)	$T_d$ (KN)
AB	4,60	6,34	16,76	2,52	7,67	12,84	15,70	-13,46
BC	4,40	6,34	15,34	7,67	2,301	11,42	12,72	-15,16

Tableau 3.2 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU.

➤ Calcul à l'ELS :

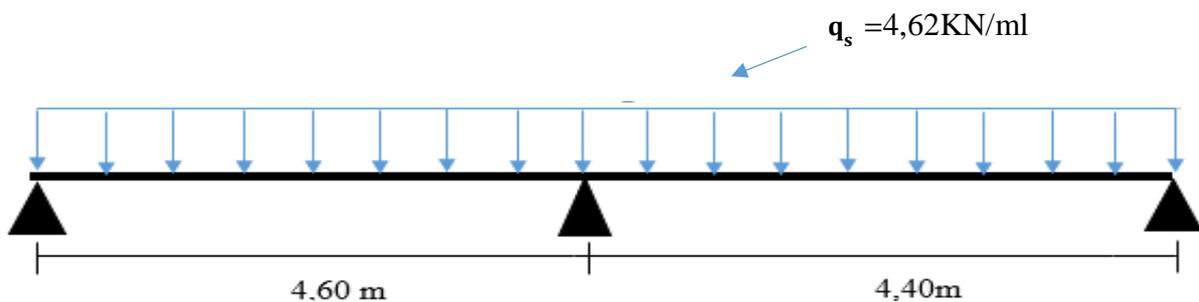


Figure 3.17 : schéma statique de Poutrelle à 02 travées.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Travée	L (m)	$p_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$T_g$ (KN)	$T_d$ (KN)
AB	4,60	4,62	12,21	1,83	5,59	9,35	11,44	-9,80
BC	4,40	4,62	11,18	5,59	1,67	8,33	9,28	-11,05

**Tableau 3.3** : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS.

**Plancher étages courants :**

➤ **Calcul à l'ELU :**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Travée	L (m)	$p_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$T_g$ (KN)	$T_d$ (KN)
AB	4,60	6,40	16,92	1,03	4,85	15,16	15,55	-13,88
BC	4,40	6,40	15,48	4,85	3,82	12,23	13,84	-14,31

**Tableau 3.4** : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU.

➤ **Calcul à l'ELS :**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Travée	L (m)	$q_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$T_g$ (KN)	$T_d$ (KN)
AB	4,60	4,46	11,80	1,77	5,4	9,04	11,04	-9,46
BC	4,40	4,46	10,80	5,4	1,62	8,04	8,95	-10,67

**Tableau 3.5** : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS.

❖ **BLOC B :**

Pour le Bloc B on a deux (02) types de poutrelle :

- Poutrelle à 02 travées
- Poutrelle à 06 travées

**Evaluation des charges et surcharges :**

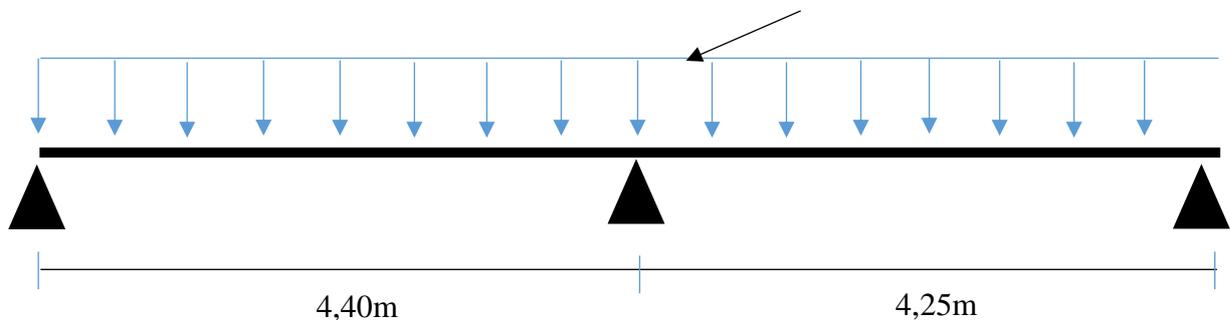
Désignation	G KN/m <sup>2</sup>	Q KN/m <sup>2</sup>	E	LU	ELS	
			q <sub>u</sub> KN/m <sup>2</sup>	q <sub>s</sub> KN/m <sup>2</sup>	p <sub>u</sub> KN/ml	p <sub>s</sub> KN/ml
Terrasse inaccessible	6,12	1	9,76	7,12	6,34	4,62
Etage d'habitation	5,64	1,50	9,86	7,14	6,40	4,64

**Tableau 3.6 :** Evaluation des charges et surcharges.

**Plancher terrasse inaccessible**

✚ **Calcul à l'ELU :**

$q_u = 6,34 \text{ KN/ml}$



**Figure 3.18 :** Schéma statique de Poutrelle à deux travées

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Travée	L (m)	p <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	T <sub>g</sub> (KN)	T <sub>d</sub> (KN)
<b>AB</b>	4,40	6,34	15,34	2,30	7,15	10,68	15,05	-12,84
<b>BC</b>	4,25	6,34	14,31	7,15	2,14	10,66	12,29	-14,65

**Tableau 3.7 :** Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU.

✚ Calcul à l'ELS :

Travée	L (m)	$p_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$T_g$ (KN)	$T_d$ (KN)
AB	4,40	4,62	11,18	1,67	5,12	8,56	10,94	-9,37
BC	4,25	4,62	10,43	5,12	1,56	7,82	8,98	-10,65

Tableau 3.8 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS.

❖ Plancher étages courants :

✚ Calcul l'ELU :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Travée	L (m)	$p_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$T_g$ (KN)	$T_d$ (KN)
AB	4,40	6,40	15,48	2,323	7,22	11,79	15,19	-12,96
BC	4,25	6,40	14,45	7,22	2,167	10,768	12,41	-14,78

Tableau 3.9 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU.

✚ Calcul l'ELS :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Travée	L (m)	$p_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$T_g$ (KN)	$T_d$ (KN)
AB	4,40	4,64	9,63	1,44	4,49	7,33	10,87	-9,49
BC	4,25	4,64	8,98	4,49	1,34	6,69	9,11	-10,60

Tableau 3.10 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS.

- **Ferraillage des poutrelles**

Le calcul se fera pour une section en T soumise à une flexion simple.

Si :  $M_u \leq M_{tu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression  $\Rightarrow$  la section en T sera calculée comme une section rectangulaire ( $b \cdot h$ ).

Si :  $M_u \geq M_{tu} \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la nervure  $\Rightarrow$  le calcul se fera pour une section en T.

- **Ferraillage longitudinal**

Le ferraillage se fera en flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables.

- ❖ **BLOC A :**

➤ Type 01 : poutrelle à 02 travées :

- ❖ **Plancher terrasse :**

$$\text{En travée : } M_{t \max} = 12,84 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{tu} = 650 \times 50 \times 14,17 \times \left( 180 - \frac{50}{2} \right) = 71,38 \text{ KN.m}$$

On a :  $M_{t \max} = 12,84 \text{ KN.m} \leq M_{tu} = 71,38 \text{ KN.m} \Rightarrow$  calcul d'une section rectangulaire ( $65 \cdot 20$ )  $\text{cm}^2$ .

$$\mu_u = \frac{M_{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12,84 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,17} = 0,043$$

$\mu_u = 0,043 \leq \mu_l = 0,392$  (FeE 400)  $\Rightarrow A'_s = 0 \Rightarrow$  Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,05$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 176,04 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z \times \sigma_s} = 209,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = 2,09 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 3T10 = 2,36\text{cm}^2$

**En appuis :**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )
<b>Appuis</b>	7,67	0,022	oui	0	0,022	177,96	1,07	2T10	1,57

**Tableau 3.11 :** Récapitulation de calcul des sections des armateurs en appuis

### 1. Vérification à l'ELU

#### ➤ Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Art A.4.2.1}) [1]$$

	$A_s$ (choisi)	$A_{s \min}$	
<b>Travée</b>	2,36	1,41	Vérifiée
<b>Appuis</b>	2,36	1,41	Vérifiée

**Tableau. 3.12.** Vérification de la condition de non fragilité.

#### ➤ Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable

Donc :

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

Tel que :  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$

Appuis	$T_u^{\max}$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	
<b>Rive</b>	15,70	0,13	3,33	Vérifiée

**Tableau. 3.13 :** Vérification de l'effort tranchant.

## 2. Vérification à l'ELS :

### ➤ Vérification des contraintes des armatures :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa [1]}$$

### • Détermination de l'axe neutre :

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  ;  $b = 65 \text{ cm}$  (travée) ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$  (appuis) ;  $c = c' = 2,1 \text{ cm}$

y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie.

$$\left\{ \begin{array}{l} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 = 8323,05 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

Si  $y < h_0 \Rightarrow$  l'hypothèse est vérifiée

Si  $y > h_0 \Rightarrow$  la distance « y » et le moment d'inertie « I » se calculent par les formules qui suivent :

$$b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0$$

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

	$M_{ser} (KN.m)$	$A_s (cm^2)$	Y (cm)	$\sigma_{bc} (MPa)$	Vérification
Travée	9,35	2,36	3,91	4,39	Vérifiée
Appuis	5,59	1,57	3,26	2,19	Vérifiée

**Tableau. 3.14 :** Vérification de la contrainte de béton.

➤ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

**Avec:**

$h=20\text{cm}$ ;  $b_0=12\text{cm}$ ;  $d=18\text{cm}$ ;  $L=4,60\text{m}$ ;  $M_{tser}=8,05\text{kNm}$ ;  $M_0=10,52\text{kNm}$ ;  $A_s=2,36\text{cm}^2$ ;  
 $f_e=400\text{MPa}$

**Alors :**

- $\frac{h}{L} = 0,043 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0109 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = 0,043 \geq 0,076 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

Puisque les trois conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} \quad [1]$$

$$\text{Tel que : } \bar{f} = \frac{L}{500} = 0,92\text{cm} \quad (L < 5\text{m})$$

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$ : La flèche due aux charges de longues durée.

**Position de l'axe neutre « y<sub>1</sub> » : [1]**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left( \frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

**- Moment d'inertie de la section totale homogène « I<sub>0</sub> » : [1]**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)$$

**- Calcul des moments d'inerties fictifs : [3]**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

**Avec :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{c28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y_1$ (cm)	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
9,35	2,36	7,10	0,01	220,10	4,11	1,64	0,66	23998,30	7110,41	11524,34

**Tableau. 3.15 :** Récapitulatif du calcul de la flèche.

**Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,20 MPa$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 MPa$$

**- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,865 cm \quad (L = 4,60 m)$$

**- Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1,58 cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,715 cm < \bar{f} = 0,92 cm \dots\dots\dots vérifiée$$

**• Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24

(fe=235MPa)

➤ **“BAEL 91 modifié 99” : [1]**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 MPa\right) \end{array} \right.$$

➤ “RPA 99 version 2003” : [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b_0}{10}\right)$$

$\phi_t$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,60\text{cm}; 1\text{cm}; 1,2\text{cm}) = 0,60\text{cm}$$

On adopte :  $\phi_t = 6\text{mm}$

➤ Selon le “BAEL 91 [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq -19,27 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 16,2 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,2 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ Selon le “RPA 99 version 2003” : [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5,25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

**Choix des armatures :**

On adopte :  $A_t = 2T6 = 0,57\text{cm}^2$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83\text{cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} S_t = 5,25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10,5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Ferrailage longitudinale				Ferrailage transversal		
Poutrelle		A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Barres	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
Etagé courante	Travée	2,36	3T10	2Ø6	5,25	10,5
	Appuis	1,57	2T10	2Ø6		

Tableau. 3.16: Les armatures transversales et l'espacement.

Plancher étage courant :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	μ < μ <sub>R</sub>	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	α	Z (mm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
travée	13,71	0,045	Oui	0	0,058	175,76	2,24	3T10	2,37
Appuis	7,74	0,025	Oui	0	0,032	177,63	1,25	2T10	1,9

Tableau. 3.17 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures .

1. Vérification à l'ELU :

➤ Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{s\ min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Art A.4.2.1}) [1]$$

	A <sub>s</sub> (choisi)	A <sub>s min</sub>	Vérification
Travée	2,36	1,41	Vérifiée
Appuis	1,57	1,41	Vérifiée

Tableau .3.18 : Vérification de la condition de non fragilité.

➤ Effort tranchant

Appuis	$T_u^{max}$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Rive	16,17	0,138	3,33	Vérifiée

Tableau. 3.19 : Vérification de l'effort tranchant.

2. Vérification à l'ELS :

➤ Vérification des contraintes des armatures

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

➤ Vérification des contraintes du béton :

	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Vérification
Travée	9,04	2,36	3,91	4,24	Vérifiée
Appuis	5,40	1,57	3,26	2,99	Vérifiée

Tableau. 3.20 : Vérification de la contrainte de béton.

➤ Vérification de la flèche :

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y_1$ (cm)	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
9,04	2,36	7,20	0,01	212,80	4,11	1,64	0,655	23998,30	7190,01	11615,82

Tableau. 3.21 : Récapitulatif du calcul de la flèche.

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,828 \text{ cm} \\ f_v = 1,525 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,697$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0,92 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,697 \text{ cm} < \bar{f} = 0,92 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- Calcul des armatures transversales et l'espacement

Les résultants sont regroupés dans le tableau suivant :

Ferrailage longitudinale		Ferrailage transversal				
Poutrelle		$A_s$ ( $cm^2$ )	Barres	$A_t$ ( $cm^2$ )	$S_t$ (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
Etage courante	Travée	2,36	3T10	2Ø6	5,25	10,5
	Appuis	1,57	2T10	2Ø6		

Tableau. 3.22 : Les armatures transversales et l'espacement.

- ❖ BLOC B

Type 01 : poutrelle 02 travées :

- ❖ Plancher terrasse :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$\alpha$	Z (mm)	$A_s$ ( $cm^2$ )	Choix	$A_s$ ( $cm^2$ )
travée	10,68	0,035	Oui	0	0,045	176,71	1,73	3T10	2,36
Appuis	7,15	0,023	Oui	0	0,030	177,81	1,15	2T10	1,57

Tableau. 3.23: Récapitulation du calcul des sections d'armatures.

### Vérification à l'ELU

- Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Art A.4.2.1}) [1]$$

	$A_s$ (choisi)	$A_{s \min}$	
Travée	2,36	1,41	Vérifiée
Appuis	1,57	1,41	Vérifiée

Tableau. 3.24 : Vérification de la condition de non fragilité.

- Effort tranchant :

Appuis	$T_u^{max}$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	
Rive	15,05	0,128	3,33	Vérifiée

Tableau. 3.25 : Vérification de l'effort tranchant.

**2. Vérification à l'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes des armatures**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

Vérification des contraintes du béton :

	$M_{ser} (KN.m)$	$A_s (cm^2)$	Y (cm)	$\sigma_{bc} (MPa)$	Vérification
Travée	8,56	2,36	3,91	4,02	Vérifiée
Appuis	5,12	1,57	3,26	2,005	Vérifiée

**Tableau. 3.26 :** Vérification de la contrainte du béton.

➤ **Vérification de la flèche**

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

$M_{ser} (KN.m)$	$A_s (cm^2)$	(cm)	$\delta$	$\sigma_s (MPa)$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0 (cm^4)$	$I_{fi} (cm^4)$	$I_{fv} (cm^4)$
8,56	2,36	7,20	0,01	201,50	4,11	1,64	0,638	23998,30	7287,91	11727,54

**Tableau. 3.27 :** Récapitulatif du calcul de la flèche.

$$\left. \begin{aligned} f_i &= 0,706 \text{ cm} \\ f_v &= 1,306 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,60 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,60 \text{ cm} < \bar{f} = 0,88 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

• **Calcul des armatures transversales et l'espacement**

Les résultants sont regroupés dans le tableau suivant :

Ferrailage longitudinale			Ferrailage transversal			
Poutrelle		$A_s (cm^2)$	Barres	$A_t (cm^2)$	$S_t$ (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
Etage courante	Travée	2,36	3T10	2Ø6	5,25	10,5
	Appuis	1,92	2T10	2Ø6		

**Tableau. 3.28 :** les armatures transversales et l'espacement.

**Plancher étage courant :**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$\alpha$	Z (mm)	$A_s$ ( $cm^2$ )	Choix	$A_s$ ( $cm^2$ )
travée	11,79	0,039	Oui	0	0,050	176,37	1,91	3T10	2,36
Appuis	7,22	0,024	Oui	0	0,030	177,79	1,17	2T10	1,57

**Tableau. 3.29 :** Récapitulation du calcul des sections d'armatures.

**Vérification à l'ELU**➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Art A.4.2.1}) \quad [1]$$

	$A_s$ (choisi)	$A_{s \min}$	
Travée	2,36	1,41	Vérifiée
Appuis	1,57	1,41	Vérifiée

**Tableau. 3.30 :** Vérification de la condition de non fragilité.

➤ **Effort tranchant**

	$T_u^{max}$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	
Rive	15,19	0,129	3,33	Vérifiée

**Tableau. 3.31 :** Vérification de l'effort tranchant.

**2. Vérification à l'ELS :**➤ **Vérification des contraintes des armatures**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

➤ **Vérification des contraintes du béton**

	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ ( $cm^2$ )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Vérification
Travée	7,85	2,36	3,91	3,69	Vérifiée
Appuis	6,13	1,57	3,26	2,39	Vérifiée

**Tableau. 3.32 :** Vérification de la contrainte du béton.

➤ **Vérification de la flèche :**

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ ( $cm^2$ )	(cm)	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ ( $cm^4$ )	$I_{fi}$ ( $cm^4$ )	$I_{fv}$ ( $cm^4$ )
7,85	2,36	7,20	0,01	184,80	4,11	1,64	0,612	23998,30	7518,24	11986,92

**Tableau. 3.33** : Récapitulatif du calcul de la flèche.

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,686 \text{ cm} \\ f_v = 1,277 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,591 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,591 \text{ cm} < \bar{f} = 0,88 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

• **Ferrailage de la table de compression :**

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \left\{ \begin{array}{l} 50 \leq L \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} \end{array} \right. \quad [1](\text{art. 6.8.4.2.3})$$

L : distance entre axes des poutrelles

A1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A2 : armatures parallèles aux poutrelles

**Tel que :**

L=65cm ; Fe=235MPa (acier rond lisse)

Donc on obtient : A1= 1,11cm<sup>2</sup>/ml.

On prend : **6T5=1,18cm<sup>2</sup>**

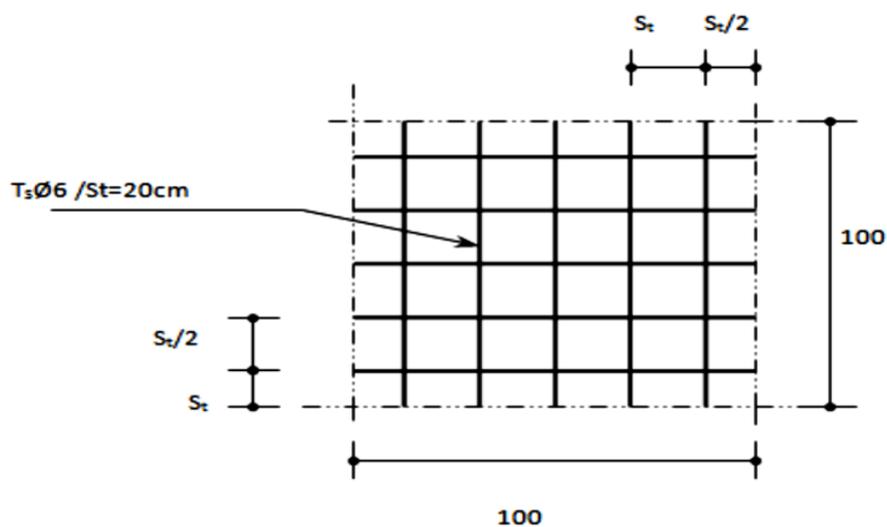
$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,56 \text{ cm}^2$$

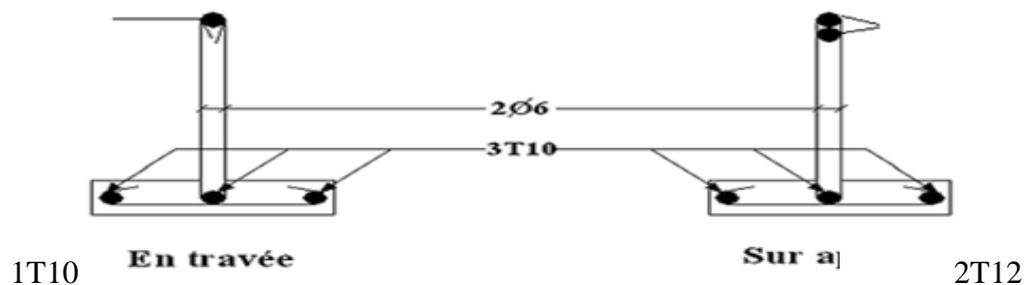
Soit :  $6T6=1,18\text{cm}^2$        $S_t=20\text{cm}$ .

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.



**Figure 3.19 :** Disposition constructive des armatures de la table de compression.

❖ **BLOC A et B :** même ferrailage pour les deux blocs



**Figure.3.20 :** Schéma représentatif du ferrailage des poutrelles.

### III.3.3. PLANCHER EN DALLE PLEINE :

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargées perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis.

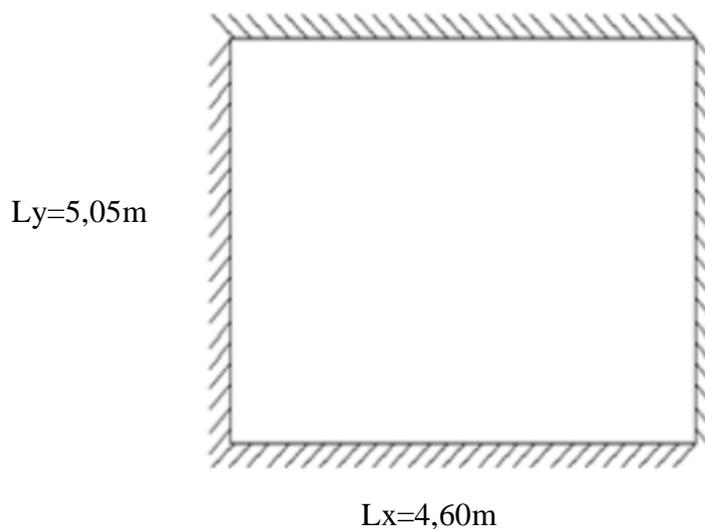
Dans notre structure, on a :

- des dalles pleines qui reposent sur deux et quatre appuis pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée.

- **Méthode de calcul :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m, les moments seront calculés conformément aux règlements "BAEL 91 modifié 99" [1] pour la détermination des moments Isostatiques.

#### Dalle pleine rectangulaire :



**Figure 3.21 :** Dimensions d'une dalle pleine rectangulaire

Plancher	G (KN/m)	Q(KN/m)	ELU (KN/m <sup>2</sup> )	ELS (KN/m <sup>2</sup> )
1er etage	6,40	5	16,14	11,40
RDC	6,40	5	16,14	11,40

**Tableau 3.34 :** Evaluation des charges

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,60}{5,05} = 0,91 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

- **Calcul des moments :**

➤ Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

➤ Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont en fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et de  $\nu$

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99" [1]

$$\rho = 0,91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0447 \\ \mu_y = 0,8036 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 18,43 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 14,81 \text{ kNm}$$

• **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 13,82 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 11,10 \text{ kNm}$$

• **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 9,215 \text{ kNm}$$

➤ **Ferraillage de la dalle :**

$$b=100\text{cm} ; h=16\text{cm} ; d=14,4\text{cm} ; f_e=400\text{MPa} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

	Sens	Mu (kNm)	$\mu$	As'(cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z(cm)	Ascal(cm <sup>2</sup> )	Choix	Asadp (cm <sup>2</sup> )	Esp(cm)
Travée	x-x	13,82	0,047	0	0,060	14,00	2,82	4T12	4,52	25
	y-y	11,10	0,037	0	0,048	14,11	2,25	4T12	4,52	25
Appuis	x-x	9,215	0,031	0	0,039	14,17	1,86	4T10	3,14	25
	y-y									

**Tableau 3.35 :** Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire.

**Espacement :**

**Travée :**

- Sens x-x :  $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$
- Sens y-y :  $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

**Appuis :**

- Sens x-x :  $esp = \frac{100}{4} = 25cm < \text{Min}(3h; 33cm) = 33cm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$
- Sens y-y :  $esp = \frac{100}{4} = 25cm < \text{Min}(4h; 45cm) = 45cm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

• **Condition de non fragilité : [1]**

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,33cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,28cm^2 \end{cases}$$

Avec :  $\begin{cases} \rho_0 = 0,8\%_{00} \dots \dots \dots \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,91 \end{cases}$

**Travée :**

- Sens x-x :  $A_x = 4,52cm^2 > A_s^{\min} = 1,33cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- Sens y-y :  $A_y = 4,52cm^2 > A_s^{\min} = 1,28cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

**Appuis :**

- Sens x-x :  $A_x = 3,14cm^2 > A_s^{\min} = 1,33cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- Sens y-y :  $A_y = 3,14cm^2 > A_s^{\min} = 1,28cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

• **Calcul des armatures transversales : [1]**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{16,14 \times 4,60 \times 5,05}{2 \times 4,60 + 5,05} = 26,31kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{16,14 \times 4,60}{3} = 24,74kN$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 26,31kN$$

$$\tau_u = \frac{26,31 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,146MPa < \bar{\tau}_u = 1,25MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification à l'ELS : [1]**

- Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0518 \\ \mu_y = 0,8646 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 12,50 kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 10,80 kNm \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x = 9,37 kNm \\ M_{ty} = 0,75 M_y = 8,1 kNm \\ M_a = 0,5 M_x = 6,25 kNm \end{cases}$$

- Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_t 28})\right) = 201,6 MPa$$

Y : position de l'axe neutre déterminée par l'équation suivant :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A_s' (y - d') - n A_s (d - y) = 0$$

**Moment d'inertie :**

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

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	Mser (kNm)	As (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
<b>Travée</b>	x-x	12,50	4,52	3,79	9447,05	5,01	15	vérifié
	y-y	10,80	4,52	3,79	9447,05	4,33		
<b>Appuis</b>	x-x	6,25	3,14	3,24	6999,83	2,89	15	vérifié
	y-y							

**Tableau 3.36 :** Vérification des contraintes à l'ELS.

• **Vérification de la flèche :**

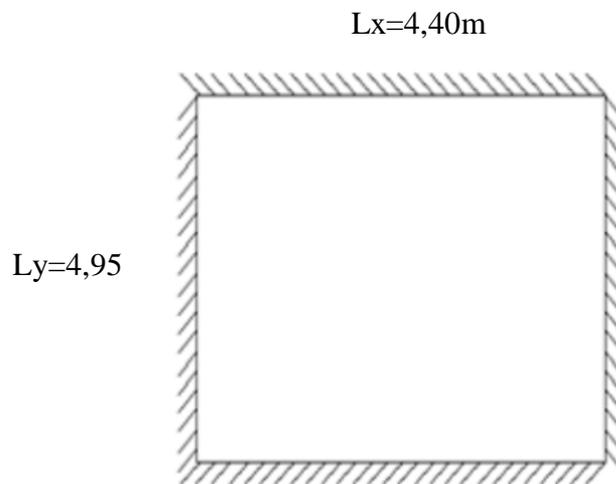
Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées

ci-dessous sont vérifiées simultanément.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L_x} &\geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} &\geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} &\leq \frac{2}{f_e} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,045 > 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ 0,045 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ 3,13 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

❖ **BLOC B :**



**Figure 3.22 :** Dimensions d'une dalle pleine rectangulaire.

Plancher	G (KN/m)	Q(KN/m)	ELU (KN/m <sup>2</sup> )	ELS (KN/m <sup>2</sup> )
1er étage	6,40	5	16,14	11,40
RDC	6,40	5	16,14	11,40

**Tableau 3.37 :** Evaluation des charges.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,40}{4,95} = 0,88 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,7438 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 14,87 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 11,06 \text{ kNm}$$

➤ **Ferraillage de la dalle :**

b=100cm ; h=16cm ; d=14,4cm ; f<sub>e</sub>=400MPa ; f<sub>c28</sub>=25MPa ; f<sub>t28</sub>=2,1MPa ; σ<sub>s</sub>=348MPa

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	Mu (kNm)	μ	As' (cm <sup>2</sup> )	α	Z (cm)	Ascal (cm <sup>2</sup> )	Choix	Asadp (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	x-x	11,15	0,038	0	0,048	14,12	2,27	4T12	4,52	25
	y-y	8,29	0,028	0	0,035	14,19	1,67	4T12	4,52	25
<b>Appuis</b>	x-x	7,43	0,025	0	0,032	14,21	1,50	4T10	3,14	25

**Tableau 3.38 :** Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire.

- **Condition de non fragilité : [1]**

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,35cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,28cm^2 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \dots\dots\dots \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,88 \end{cases}$$

**Travée :**

- Sens x-x : A<sub>x</sub> = 4,52cm<sup>2</sup> > A<sub>s</sub><sup>min</sup> = 1,35cm<sup>2</sup> .....vérifiée
- Sens y-y : A<sub>y</sub> = 4,52cm<sup>2</sup> > A<sub>s</sub><sup>min</sup> = 1,28cm<sup>2</sup> .....vérifiée

**Appuis :**

- Sens x-x : A<sub>x</sub> = 3,14cm<sup>2</sup> > A<sub>s</sub><sup>min</sup> = 1,35cm<sup>2</sup> .....vérifiée
- Sens y-y : A<sub>y</sub> = 3,14cm<sup>2</sup> > A<sub>s</sub><sup>min</sup> = 1,28cm<sup>2</sup> .....vérifiée

- **Calcul des armatures transversales : [1]**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{16,14 \times 4,40 \times 4,95}{2 \times 4,40 + 4,95} = 25,56 kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{16,14 \times 4,40}{3} = 23,67 kN$$

$$T_u^{max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 25,56 kN$$

$$\tau_u = \frac{25,56 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,177 MPa < \bar{\tau}_u = 1,25 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification à l'ELS : [1]**  
**-Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,92 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0546 \\ \mu_y = 0,8358 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 12,05 kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 10,07 kNm \end{cases}$$

**Vérification des contraintes :**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	Mser (kNm)	As (cm2)	Y (cm)	I (cm4)	σbc (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
<b>Travée</b>	x-x	9,03	4,52	3,79	9447,05	3,62	15	vérifié
	y-y	7,55	4,52	3,79	9447,05	3,02		
<b>Appuis</b>	x-x	6,02	3,14	3,24	6999,83	1,98	15	vérifié
	y-y							

**Tableau 3.39 :** Vérification des contraintes à l'ELS.

- **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées

Ci-dessous sont vérifiées simultanément.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L_x} &\geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} &\geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} &\leq \frac{2}{f_e} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,045 > 0,037 \dots \dots \dots \text{vérifié} \\ 0,045 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots \dots \dots \text{vérifié} \\ 3,11 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifié} \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

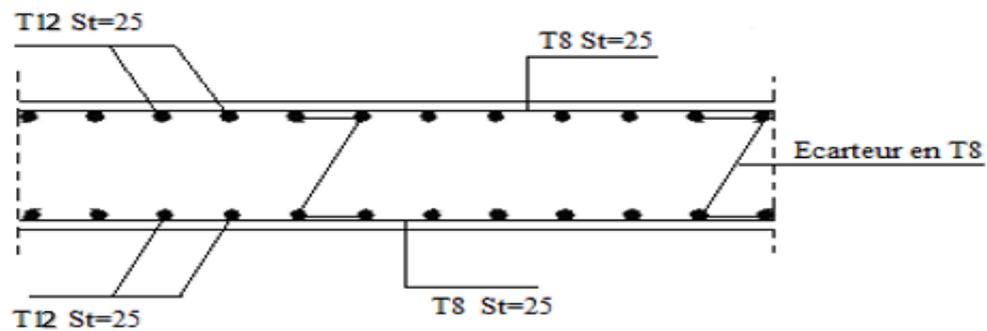


Figure 3.23 : Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire.

### III.4. ÉTUDE DES ESCALIERS :

- **Introduction :**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges

#### 1. Définition :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre le passage à pied entre les différents niveaux du bâtiment.

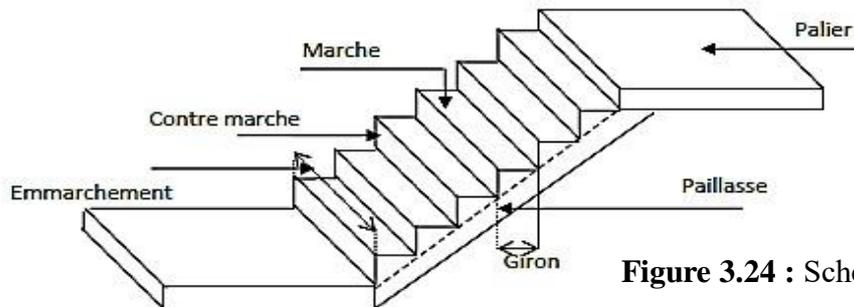
Dans notre structure il y en un deux type : à 02 volées et 03 volées

#### 2. Terminologie

- ↳ **La volée** : c'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- ↳ **Le palier** : c'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- ↳ **La paillasse** : c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- ↳ **Le jour** : c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- ↳ **La marche** : c'est la surface délimitée par la foulée et l'embranchement.

↳ **La contre marche** : c'est la partie verticale prenant place entre deux marches.

↳ **L'embranchement** : c'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.



**Figure 3.24** : Schéma de l'escalier

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir  $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1) g=L \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

$n$  : Le nombre des contre marches

$(n-1)$  : Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2-n(64+2H+L)+2H=0$$

Avec :

$n$  : La racine de l'équation

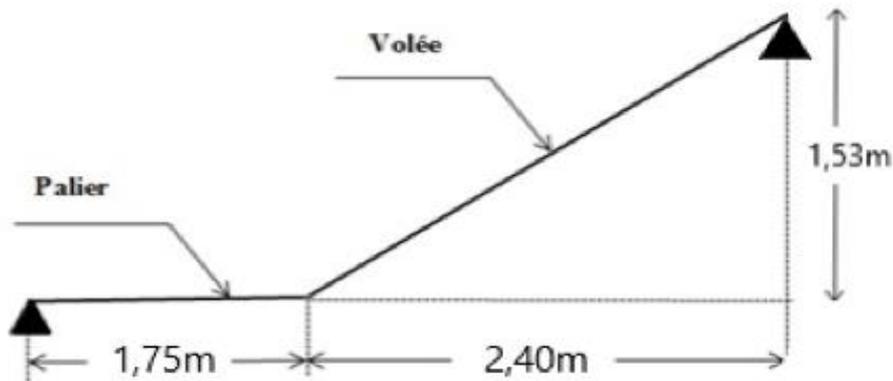


Figure 3.25 : Schéma statique de l'escalier

Ce type d'escalier est composé de deux volées et un palier.

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

Solution :

$$n_1=9 .$$

Donc on prend :

-le nombre de contre marche ..... n=9

-le nombre des marches .....n-1=8

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 0,17m = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 0,30m = 30cm$$

**A. Vérification de l'équation de "BLONDEL" :**

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g + 2h = 64cm \\ h = 17cm \\ g = 30cm \end{cases} \quad \text{Vérfifiée}$$

**B. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier est fonction de la longueur L (entre appui)

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad L=4,59\text{m} \quad \Rightarrow \frac{459}{30} \leq e \leq \frac{459}{20} \quad 15,32 \leq e \leq 22,98$$

$$\text{Avec :} \quad L = 175 + \sqrt{L^2 + H^2} = 175 + \sqrt{240^2 + 153^2} = 459,62 \text{ cm}$$

On prend donc l'épaisseur **e=20 cm**

**N.B :** Le palier aura la même épaisseur que la paillasse pour faciliter le coffrage.

**C. Angle d'inclinaison de la paillasse :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,637 \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

**3. Evaluation des charges :****1- palier**

✚ Charges permanentes :

N°	Composantes	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
01	Poids propre de la dalle	0,2	25	5,00
02	Carrelage	0,02	22	0,44
03	Lite de sable	0,02	18	0,36
04	Mortier de pose	0,02	20	0,40
05	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			Σ	6,56

**Tableau 3.40 :** Charges Permanentes du Palier.

- Charge d'exploitation  $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$

## 2- Paillasse

 Charges permanentes

N°	Composantes	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
01	Poids propre de la paillasse	0,2/cos33,82	25	6,01
02	Poids propre de la marche	0,17/2	25	2,13
03	Carrelage	0,02	22	0,44
4	Garde-corps	-	-	01
05	Mortier de pose	0,02	20	0,40
06	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			Σ	10,34

Tableau 3.41 : Charges Permanentes du Paillasse.

- Charge d'exploitation  $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre sur deux appuis uniformément chargée.

## 1. Les sollicitations :

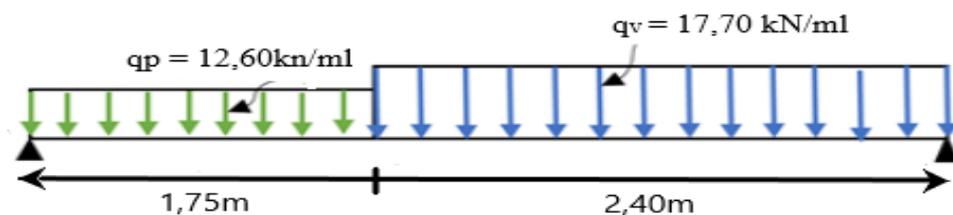
 L'ELU :


Figure 3.26 : Schéma statique d'escalier.

$$q_p = 1,35G_p + 1,5Q_2 = (1,35 \times 6,56) + (1,5 \times 2,5) = 12,60 \text{ KN/ml}$$

- Par logiciel Etabs :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 29,68 \text{ KN} \\ R_B = 33,84 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- $M_{\max} : 34,27 \text{ KN.m}$
- En appuis :  $M_a = 0,5 \times M_{\max} = 17,14 \text{ KN.m}$
- En travée :  $M_t = 0,85 \times M_{\max} = 29,13 \text{ KN.m}$

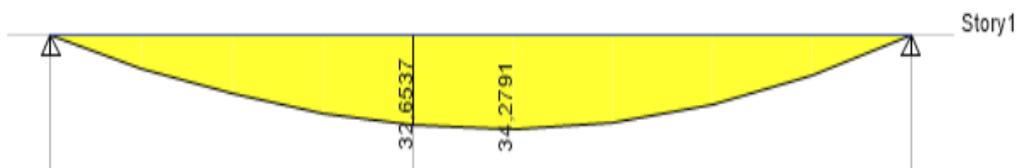


Figure 3.27 : Diagrammes des moments fléchissant.

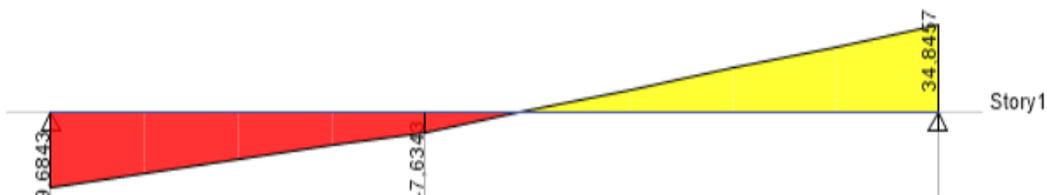


Figure 3.28 : Diagrammes des Effort tranchant.

#### ✚ L'ELS :

$$q_v = G_v + Q = 10,34 + 2,5 = 12,84 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = G_p + Q_2 = 6,56 + 2,5 = 9,06 \text{ KN/ml}$$

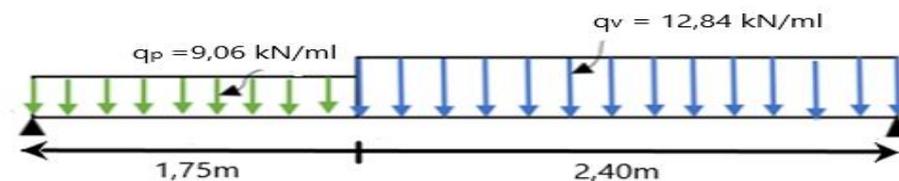


Figure 3.29 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 21,42 \text{ KN} \\ R_B = 25,25 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- $M_{\max} : 24,81 \text{ KN.m}$
- En appuis :  $M_a = 0,5 \times M_{\max} = 12,40 \text{ KN.m}$
- En travée :  $M_t = 0,85 \times M_{\max} = 21,08 \text{ kN.m}$

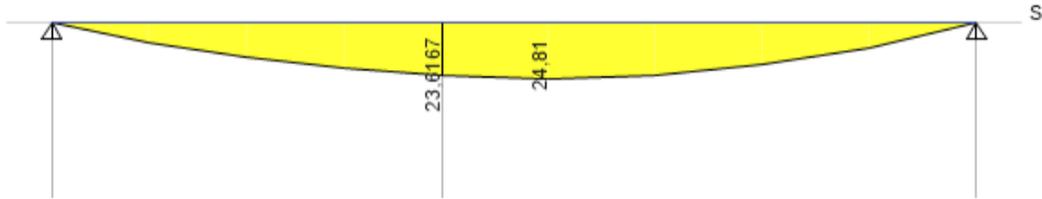


Figure 3.30 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS.

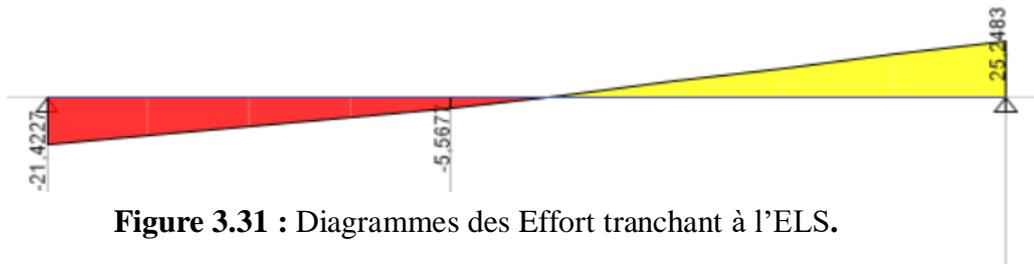


Figure 3.31 : Diagrammes des Effort tranchant à l'ELS.

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,10 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d = 15,3 \text{ cm} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ;$$

$$\gamma_s = 1,15 ; f_c = 400 \text{ MPa}.$$

	Mu (KNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$Z$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	St(cm )
<b>Travée</b>	29,13	0,087	Oui	0	0,115	14,59	5,73	6T12	6,79	20
<b>Appui</b>	17,14	0,051	Oui	0	0,066	14,90	3,31	4T12	4,52	25

Tableau 3.42 : Résumés de calculs pour le ferrailage.

**Espacement :**

$$\text{A. En travée : } esp \leq \frac{b}{n-1} = \frac{100}{6} = 20 \text{ cm}$$

On prend :  $esp=20\text{cm}$

**Armatures de répartition :**

$$\text{En travée : } \frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,69 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix est de  $5T10=3,93\text{cm}^2$  avec  $S_t=20\text{cm}$

**5. Vérifications :****A. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 153 \frac{2,1}{400} = 1,89 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $A_s = 6,79 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,89 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  vérifiée

**A. Effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots$  [1]

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \text{Min} \left( 0,2 \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \text{ (Fissuration Peu nuisible).}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{34,84 \times 10^3}{1000 \times 153} = 0,227 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$
 vérifiée

**Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

-Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$  les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

-Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$  il faut satisfaire la condition suivante :  $A_s \geq \left[ \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 34,84 \times 10^3 - \frac{21,08 \times 10^6}{0,9 \times 153} = -118,24 \text{ kN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

#### A. Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,227 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

#### a. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier

la contrainte des armatures tendues.

#### b. Vérification des contraintes du béton :

##### ✚ Position de l'axe neutre :

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s)$$

##### ✚ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=0,1 \text{ h} = 1,7 \text{ cm} ; d=15,3 \text{ cm} ; b=100 \text{ cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

	Mser (KNm)	As (m <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub>
Travée	21,08	6,79	4,65	14903,57	6,57	Vérifiée
Appui	12,40	4,52	3,92	10788,28	4,50	Vérifiée

Tableau 3.43 : Vérification à l'E.L.S.

**B. Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{17}{415} = 0,040 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{6,79}{100 \times 15,3} = 0,0044 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,040 \geq \frac{21,08}{10 \times 24,81} = 0,084 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} \quad [1]$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_t I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. ; \quad L=4,15 \text{ m} < 5\text{m}$$

**A. Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$  :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left( \frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2 = 45651,21 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_t \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

**Avec :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} = 0,0044 \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} = 0,351 \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} = 202,91 \end{array} \right.$$

Avec :

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa} ; E_v = 10818,87 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

$M_{ser}$ (KNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
21,08	6,79	0,0044	202,91	4,77	1,90	0,351	45651,21	18777,58	27386,89

Tableau 3.44 : Vérification de la flèche de l'escalier.

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,60cm \\ f_v = 1,22cm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,61cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{415}{500} = 0,90cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,61cm < \bar{f} = 0,90cm \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

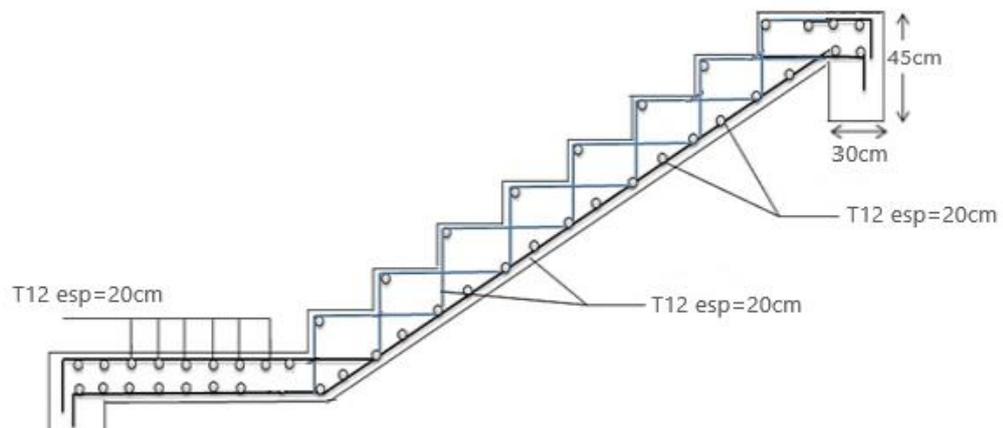


Figure 3.32. Ferrailage de l'Escalier.

✚ Type 2 :

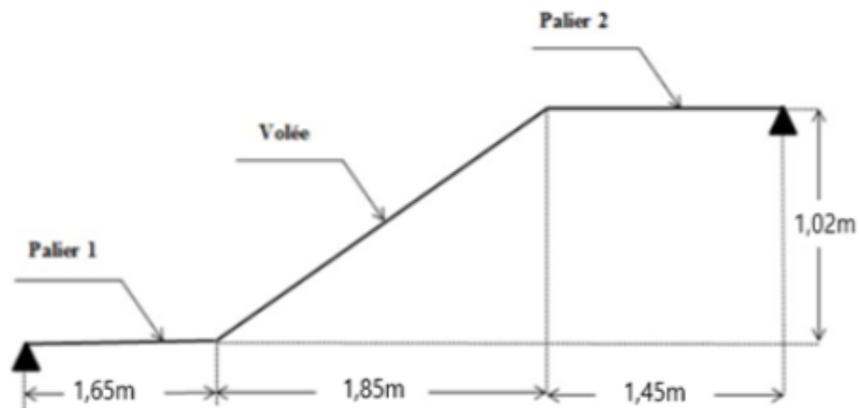


Figure 3.33 : Schéma statique de l'escalier.

Ce type d'escalier est composé de trois volées et deux paliers

on prend :

-le nombre de contre marche ..... n=7

-le nombre des marches ..... n-1=6

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1,02}{7} = 0,1457m = 15cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{1,85}{6} = 0,30m = 30cm$$

**A. Vérification de l'équation de "BLONDEL" :**

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 60cm \\ h = 15cm \\ g = 30cm \end{cases} \quad \text{Vérfiée}$$

**B. Détermination de l'épaisseur de la pailasse :**

L'épaisseur de la pailasse et du palier est fonction de la longueur L (entre appui)

$$L=462,5m \quad \Rightarrow \quad \frac{520}{30} \leq e \leq \frac{520}{20} \quad 17,33 \leq e \leq 26$$

On prend donc l'épaisseur e=20 cm

**C. Angle d'inclinaison de la pailasse**

$$tg \alpha = \frac{H}{L} = \frac{102}{185} = 0,551 \Rightarrow \alpha = 29^\circ$$

### 1. Les sollicitations

✚ L'ELU :

$$q_v = 1,35G_v + 1,5Q = (1,35 \times 10,34) + (1,5 \times 2,5) = 17,70 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = 1,35G_p + 1,5Q_2 = (1,35 \times 6,56) + (1,5 \times 2,5) = 12,60 \text{ KN/ml}$$

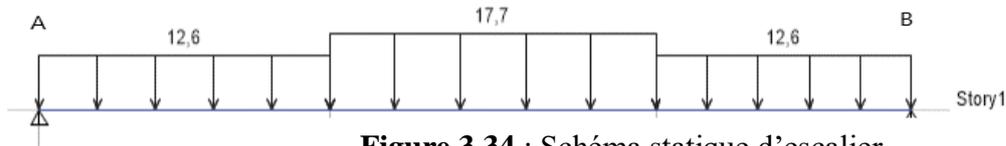


Figure 3.34 : Schéma statique d'escalier.

$$\left. \begin{array}{l} R_A = 35,71 \text{ KN} \\ R_B = 36,09 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

- $M_{\max} : 48 \text{ KN.m}$
- En appuis :  $M_a = 0,5 \times M_{\max} = 24 \text{ KN.m}$
- En travée :  $M_t = 0,85 \times M_{\max} = 40,8 \text{ kN.m}$

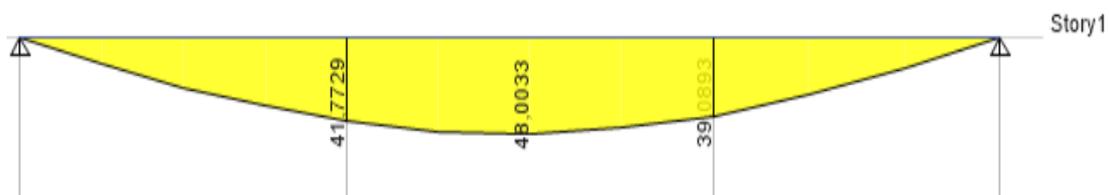


Figure 3.35 : Diagrammes des moments fléchissant.



Figure 3.36 : Diagrammes des Effort tranchant.

✚ L'ELS :

$$q_v = G_v + Q = 10,34 + 2,5 = 12,84 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = G_p + Q_2 = 6,56 + 2,5 = 9,06 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 25,78 \text{ KN} \\ R_B = 26,06 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- $M_{\max} : 34,72 \text{ KN.m}$
- En appuis :  $M_a = 0,5 \times M_{\max} = 17,36 \text{ KN.m}$
- En travée :  $M_t = 0,85 \times M_{\max} = 29,51 \text{ kN.m}$

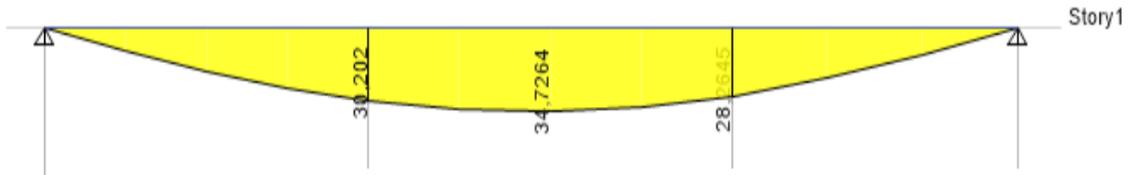


Figure 3.37 : Diagrammes des moments fléchissant.



Figure 3.38 : Diagrammes des Effort tranchant.

**1. Ferrailage :**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que: b = 100cm; h = 17cm

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	$M_u$ (KNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	St(cm)
<b>Travée</b>	40,8	0,123	Oui	0	0,164	14,30	8,20	6T14	9,23	20
<b>Appui</b>	24	0,072	Oui	0	0,093	14,72	4,68	4T14	6,15	25

Tableau 3.45 : Résumés de calculs pour le ferrailage

Armatures de répartition :

$$\text{En travée : } \frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,30 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 4,61 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix est de 5T10=3,93cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>=20cm

### 1. Vérifications :

A .Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,89 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9,23 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,89 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

#### ➤ Effort tranchant

Appuis	$T_u^{\max}$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Travée	36,06	0,227	3,33	Vérifiée

Tableau. 3.46 : Vérification de l'effort tranchant.

### 1. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier

La contrainte des armatures tendues.

A.Vérification des contraintes du béton :

	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Vérification
Travée	29,51	9,23	5,27	18807,03	8,26	Vérifiée
Appui	17,36	6,15	4,47	13797,05	7,70	Vérifiée

Tableau. 3.47 : Vérification de la contrainte de béton.

**B.Vérification de la flèche**

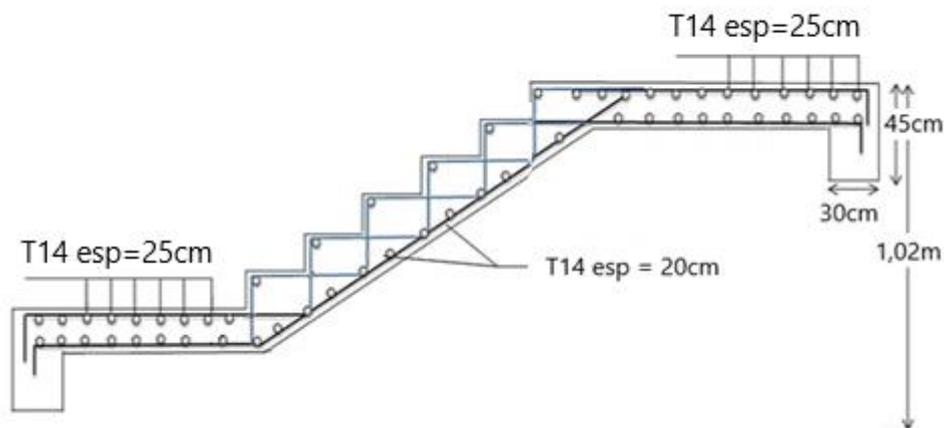
Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

$M_{se}$ (KNm)	$s$ (cm <sup>2</sup> )	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_f$ (cm <sup>4</sup> )
29,51	9,23	0,0060	206,41	3,50	1,4	0,478	47343,60	19487,07	29369,04

**Tableau 3.48** : Vérification de la flèche de l'escalier.

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 1,15 \text{ cm} \\ f_v = 2,10 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,95 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{495}{500} = 0,99 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_T = 0,95 \text{ cm} < \bar{f} = 0,99 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$



**Figure 3.39** : Schéma de ferrailage des escaliers.

### Etude de la Poutre Palière

- **Dimensionnement**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{290}{15} \leq h \leq \frac{290}{10} \Rightarrow 19,33 \leq h \leq 29 \Rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 0,3 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 10,5 \leq b \leq 24,5 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Donc on prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h = 35 \text{ cm}} \\ \mathbf{b = 30 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encadrée à l'extrémité dans les poteaux, Elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b × h).

#### Evaluation de charges :

Poids propre de la poutre palière :  $P_p = 0,35 \times 0,3 \times 25 = 2,625 \text{ KN/ml}$

Réaction d'escalier :  $R_u = 33,84 \text{ KN}$        $R_s = 25,25 \text{ KN}$

Donc : ELU :  $P_u = (2 \times R_u / L) + 1,35 \times P_p = (2 \times 33,84 / 2,90) + (1,35 \times 2,62) = 27,26 \text{ KN/ml}$

ELS :  $P_s = 2 \times R_s / L + P_p = (2 \times 25,25 / 2,90) + (1,35 \times 2,62) = 20,03 \text{ KN/ml}$

	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$T_u$ (KN)
ELU	28,65	24,35	14,32	49,06
ELS	21,05	17,89	10,52	--

**Tableau 3.49** : Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS

- **Le ferrailage :**

$$h = 30 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm} ; d = 27 \text{ cm} ; f_{bc} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

	$M_u$ (KNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	24,35	0,057	Oui	0	0,074	30,50	2,28	3T12	3,39
<b>Appui</b>	14,32	0,033	Oui	0	0,043	30,92	1,33	3T12	3,39

**Tableau 3.50** : Résumés de calculs pour le ferrailage

• **Vérification :**

a. **Condition de non fragilité ..... [1]**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,14cm^2$$

En travée :  $A_s = 3,39cm^2 > A_s^{\min} = 1,14cm^2$  .....vérifiée

Sur appui :  $A_s = 3,39cm^2 > A_s^{\min} = 1,14cm^2$  .....vérifiée

b. **Effort tranchant :** On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{Fissuration peu nuisible})\dots[1]$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{49,06 \times 10^3}{300 \times 315} = 0,519 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **Calcul des armatures transversales**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ( $f_e=400$  MPa).

Selon le BAEL 91 modifié 99 :  $\rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa \right) \end{cases}$

Selon le RPA 99 version 2003 :  $\rightarrow \begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12\phi_t \right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

Avec :  $\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10} \right) = 0,86cm$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL91	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm)		A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
			S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)ZC	S <sub>t</sub> (cm)ZN	ZN	ZC		
30×35	49,06	0,519	28,35	17,5	8,75	10	15	1,57	4T8

**Tableau 3.51 :** Calcul des armatures transversales.

- **Vérification à l'ELS**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de Vérifier la contrainte des armatures tendues.

**Vérification des contraintes du béton :**

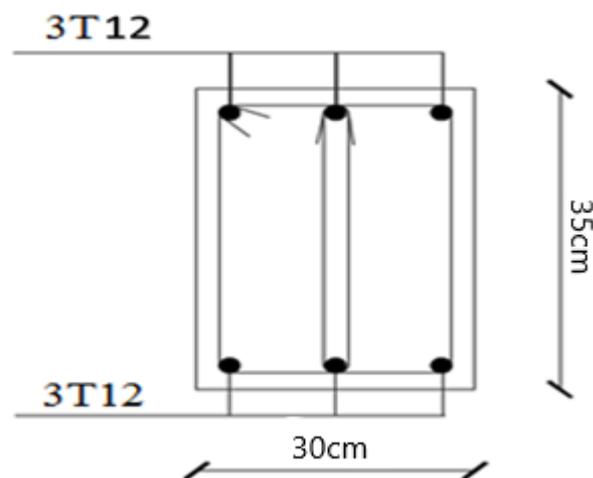
	$M_{ser} (KN.m)$	$A_s (cm^2)$	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} (MPa)$	Vérification
<b>Travée</b>	17,89	3,39	8,77	33017,06	4,75	Vérifiée
<b>Appui</b>	10,52	3,39	8,77	33017,06	2,79	Vérifiée

**Tableau. 3.52 :** Vérification de la contrainte de béton.

- **Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{35}{290} = 0,120 \geq 0,0625 \text{ vérifiée} \\ \frac{3,39}{30 \times 31,5} = 0,0035 \leq 0,0105 \text{ vérifiée} \\ 0,120 \geq \frac{17,89}{10 \times 21,05} = 0,084 \text{ vérifiée} \end{array} \right.$$



**Figure 3.40 :** Schéma de ferrailage de la poutre palier.

### III.5. BALCONS :

#### III.5.1. Introduction :

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher, soumise à des charges permanentes dues à son poids propre << G >>. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de [1ml].

- L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition :

$$e \geq \frac{L}{10}$$

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{130}{10} = 13\text{cm}$$

On prend : **e = 16cm** (La même épaisseur que la dalle)

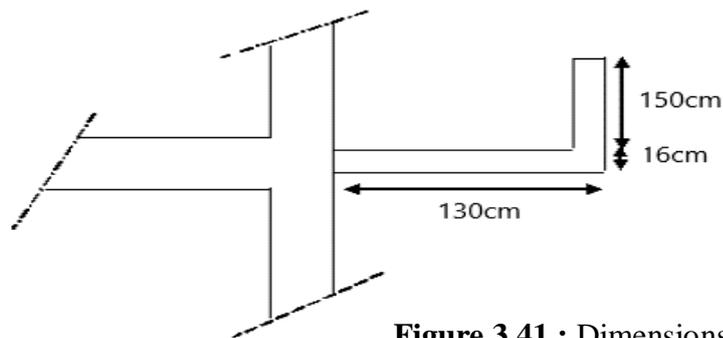


Figure 3.41 : Dimensions de balcon

#### III.5.2. Evaluation des charges :

- Charge permanente :  $G=6,34\text{kN/m}^2$
- Charge d'exploitation :  $Q=3,50\text{kN/m}^2$
- Charge concentrée "F" : (Poids du mur)

- Mur extérieur :  $G=2,81\text{kN/m}^2$

$$F=2,81 \times 1,5 \times 1 = 4,21\text{kN}$$

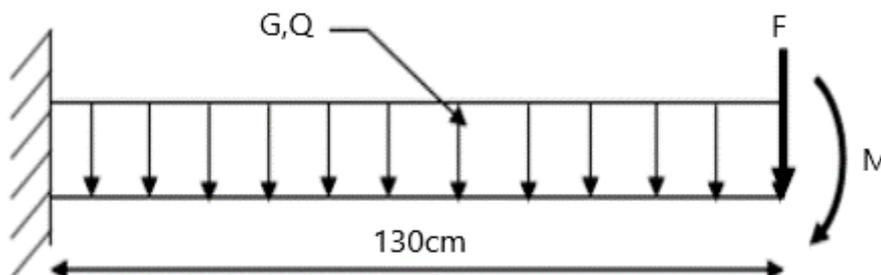


Figure 3.42 : Schéma statique du balcon.

	ELU	ELS
<b>q (kN/ml)</b>	13,80	9,84
<b>F (kN)</b>	5,68	4,21

**III.5.4 : Calcul des efforts internes :**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- **Moment fléchissant :**  $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx\right)$
- **Effort tranchant :**  $T(x) = (qx + F)$

	ELU	ELS
<b>M (kNm)</b>	-19,045	-13,78
<b>T (kN)</b>	23,62	17,002

**Tableau 3.53 :** Calcul des efforts internes.

**III.5.5 : Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

$f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $h=16\text{cm}$  ;  $d=14,4\text{cm}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$

<b>M<sub>u</sub></b> <b>(kNm)</b>	<b>μ</b>	<b>μ &lt; μ<sub>R</sub></b>	<b>A'<sub>s</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>α</b>	<b>Z(cm)</b>	<b>A<sup>cal</sup><sub>s</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Choix</b>	<b>A<sup>adp</sup><sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Esp(cm)</b>
19,045	0,0648	Oui	0	0,083	13,91	3,95	6T12	6,79	20

**Tableau 3.54 :** Ferrailage du balcon.

- **Espacement :**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 30\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Armatures de répartitions :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,697\text{cm}^2 \leq A_r \leq 3,395\text{cm}^2$$

Le choix est de :  $5T8/ml=2,51cm^2$  avec :  $S_i=20cm$

### III.5.6 : Vérifications :

#### a)-Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 6,79cm^2 > A_s^{\min} = 1,74cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

#### b)-Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{23,62 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,164MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

#### c)-Vérification de l'E.L.S :

On considère que la fissuration est préjudiciable.

##### c.1. Vérification des contraintes :

##### ▪ Position de l'axe neutre "y" :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

##### ▪ Moment d'inertie "I" :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :  $n=15$  ;  $c'=5cm$  ;  $d=14,4cm$  ;  $b=100cm$  ;  $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; 15\eta\right) = 240MPa \end{cases}$$

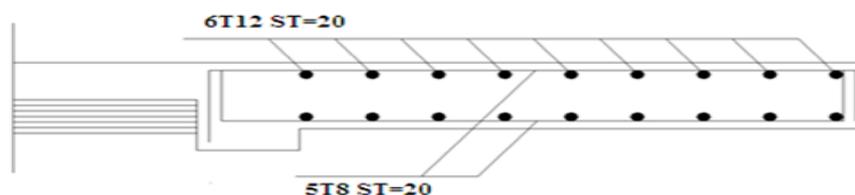
Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
13,78	6,79	8,98	26509,67	4,66	15	vérifiée	42,26	240	vérifiée

**Tableau 3.55** : Vérification des contraintes du balcon.

### c.2. Vérification de la flèche : [3]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{16}{130} = 0,123 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{6,79}{100 \times 14,4} = 0,00047 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,123 > 0,10 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$



**Figure 3.43** : Schéma de ferrailage des balcons.

**CHAPITRE IV :**  
**ETUDES DYNAMIQUES EN**  
**ZONE SISMIQUE**

## **IV.1. INTRODUCTION :**

Durant un séisme une structure subit des dommages dus principalement à sa réponse à l'action appliquée à sa base, suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Afin d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure vis-à-vis de ces mouvements, nous appliquons les principes de la dynamique des structures pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure. Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, par une modélisation de la structure réelle en utilisant un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Dans ce chapitre nous allons définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel ETABS (16.2) qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

### **IV.2. Etude sismique :**

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

#### **IV.2.1. Modélisation de la rigidité :**

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

#### IV.2.2. Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le **RPA99 version 2003**. [2]
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $2,5t/m^3$ .
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

#### IV.3. Choix de la méthode de calcul :

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes (Réservé à un personnel qualifié).

##### IV.3.1. La méthode statique équivalente :

###### A. Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

###### B. Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

**Zone IIb** {

- groupe d'usages **3** et **2**, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux
- 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 8m.

#### ➤ Notes :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est classée dans un groupe d'usage 2 et sa hauteur est supérieure à 17m. **(35,87m)**

**IV.3.2. La méthode modale spectrale :**

La méthode d'analyse modèle spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan ne sont pas satisfaites.

**a. Objectifs de l'analyse spectrale**

L'analyse spectrale permet d'avoir :

- 1) **Pour chaque mode propre** : la période, les facteurs des participations massique.
- 2) **Pour chaque direction** : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres,

**b. Analyse spectrale :**

➤ **Utilisation des spectres de réponse :**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse - toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\zeta$ ) et de la pulsation naturelle ( $\omega$ ). Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure. L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \dots\dots [2]$$

Avec :

- **g** : accélération de la pesanteur.
- **A** : coefficient d'accélération de zone.
- **η** : facteur de correction d'amortissement.
- **R** : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
- **T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, (T<sub>1</sub> =0,15sec, T<sub>2</sub> =0,50sec).
- **Q** : Facteur de qualité.

➤ **Calcul de la force sismique total :**

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A * D_{x,y} * Q}{R} * W \quad (\text{Art 4.2.3}) [2]$$

Avec :

**A :** Le coefficient d'accélération de zone (

Il est fonction (du poupe d'usage, de la zone sismique):

- Groupe d'usage : 2
  - zone sismique : IIb
- } → A = 0,20

**D :** facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s . \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0s . \end{cases} \quad [2]$$

**T1, T2 :** périodes caractéristiques associées a la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 de RPA99/version 2003. [2]

Catégorie S3 site meuble → { T1 = 0.15 sec.  
T2 = 0.50 sec.

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La période de la structure est estimée à partir de la formule empirique ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont :

$$T = C_T * (h_N)^{3/4} , T = 0,09 * (h_N) / \sqrt{D} \quad [2]$$

h : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

❖ **Bloc A :**

$$h_N = 35,87\text{m}$$

$$\begin{cases} L_x = 18,14 \text{ m} \\ L_y = 18,15 \text{ m} \end{cases}$$

$$T = C_T * (h_N)^{3/4} = 0,05 * (35,87)^{3/4} = 0,733 \text{ sec. dans les deux directions}$$

• Suivant la direction (x – x) 
$$T_x = \frac{(0,09 * 35,87)}{\sqrt{18,14}}$$

• Suivant la direction (y – y) 
$$T_y = \frac{(0,09 * 35,87)}{\sqrt{18,15}}$$

$$T = \begin{cases} T \text{ analytique} & \text{si } T \text{ analytique} \leq T \text{ empirique} \\ T \text{ empirique} & \text{si } T \text{ empirique} < T \text{ analytique} < 1,3.T \text{ empirique} \\ 1,3.T \text{ empirique} & \text{si } T \text{ analytique} \geq 1,3.T \text{ empirique} \end{cases} \quad [5]$$

**R : Coefficient de comportement :**

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure il dépend du système de contreventement.

Le coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) de RPA 99 v2003 en fonction du système de contreventement, pour notre cas on a opté R= 4 (Portiques contreventés par des voiles)

**Q : facteur de qualité :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

Critère q	Observée (o/n)	Pq// xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,1	Non	0,1

Tableau 4.1 : Valeurs des pénalités P<sub>q</sub>.

$$Q/xx=1+(0.05+0+0.05+0+0.05+0,1)=1,25$$

$$Q/yy=1+(0.05+0+0.05+0+0.05+0,1)=1,25$$

**IV.4. Résultats de l'analyse sismique :**

**BLOC A :**

**1. Modèle initial :**

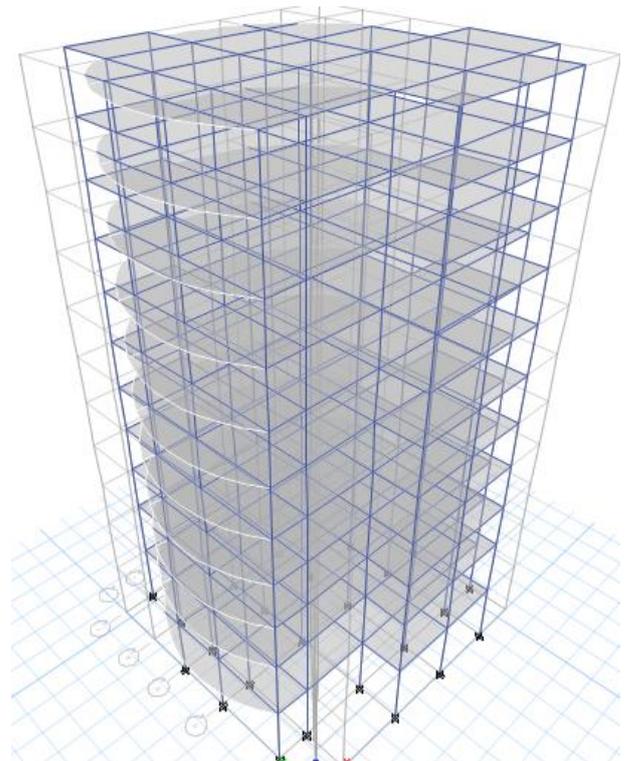
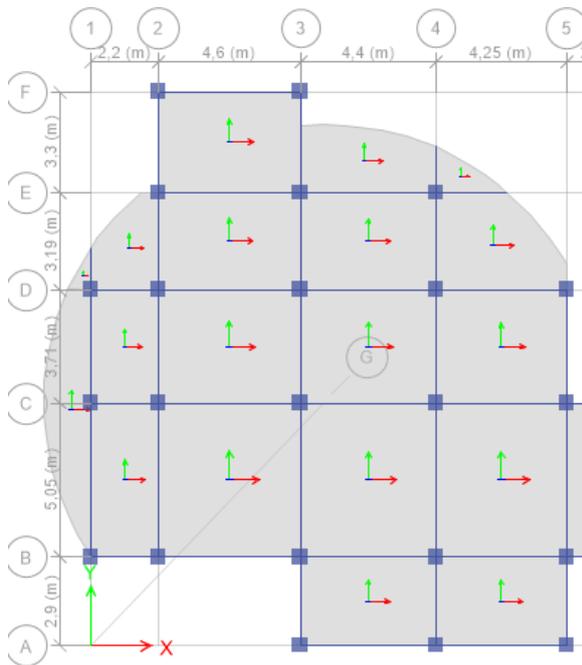


Figure IV 1 : Vue en plan du 1er modèle.

**a. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 1,406$  sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10ème mode.

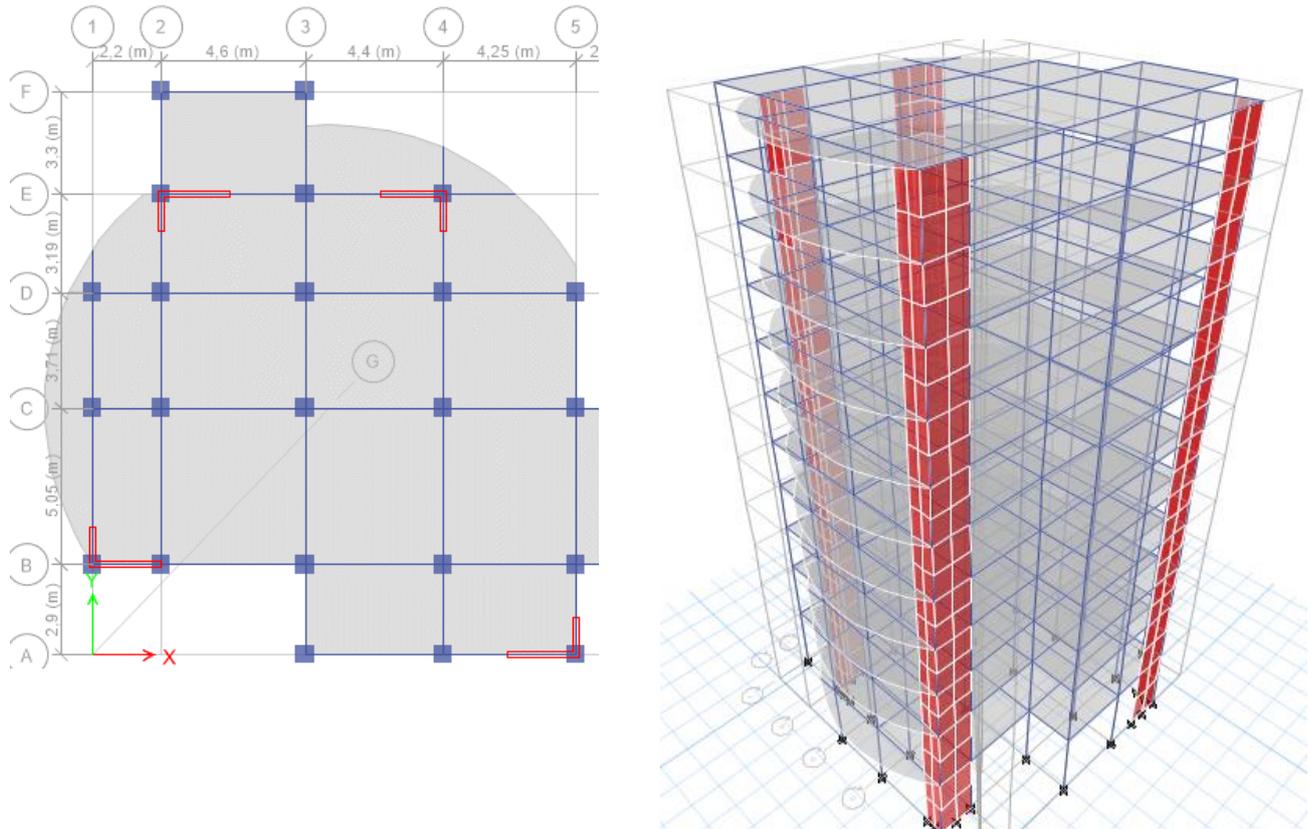
MODE	PERIODE SEC	FACTEURS DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		UX	UY	UZ	$\Sigma UX$	$\Sigma UY$	$\Sigma UZ$
<b>1</b>	1,406	0,1154	0,7094	0	0,1154	0,7094	0
<b>2</b>	1,386	0,694	0,1094	0	0,8094	0,8189	0
<b>3</b>	1,213	0,0168	0,0103	0	0,8262	0,8292	0
<b>4</b>	0,496	0,0059	0,1017	0	0,8321	0,9309	0
<b>5</b>	0,49	0,1	0,0042	0	0,9322	0,9351	0
<b>6</b>	0,435	0,003	0,0007	0	0,9352	0,9358	0
<b>7</b>	0,278	0,0001	0,0265	0	0,9353	0,9623	0
<b>8</b>	0,275	0,0263	0,0002	0	0,9616	0,9625	0
<b>9</b>	0,25	0,0013	0,0001	0	0,9629	0,9626	0
<b>10</b>	0,188	3,874E-05	0,0152	0	0,963	0,9778	0

**Tableau 4.2** : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial.

**Constatation :**

On observe que le modèle a un mauvais comportement modal, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut :

- Augmenter les dimensions des poteaux
- Rajouter des voiles dans la structure

**2. Modèle final :****Figure IV 2 :** Vue en plan du modèle final**a. Caractéristiques dynamique propres du modèle final :**

- Une période fondamentale  $T = 0,944$

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode

mode	Période sec	Facteurs de Participation Massique (%)					
		UX	UY	UZ	ΣUX	ΣUY	ΣUZ
1	0,944	0,0001	0,7696	0	0,0001	0,7696	0
2	0,818	0,7405	0,0001	0	0,7407	0,7697	0
3	0,695	0,0002	0,0021	0	0,7409	0,7718	0
4	0,315	1,123E-05	0,1291	0	0,7409	0,9009	0
5	0,256	0,1359	0,0001	0	0,8768	0,901	0
6	0,22	0,0059	1,567E-05	0	0,8827	0,901	0
7	0,165	3,073E-05	0,037	0	0,8827	0,938	0
8	0,126	0,0425	5,57E-06	0	0,9252	0,938	0

**Tableau 4.3** : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle final.

L'analyse modale de la structure a conduit à :

- Une période du 1er Mode  $T1 = 0,944$  s.
- Une période du 2eme Mode  $T2 = 0,818$  s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode.
- Le premier mode est un mode de translation selon Y.
- Le deuxième mode est un mode de translation selon X.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

**b. Vérification de la période fondamentale de la structure :**

$$T_{exp} = 0,944s$$

$$T_{numérique} \leq T_{exp}$$

$$\text{Sens x-x : } T_x=0,73s \longrightarrow D_x = 1.709$$

$$\text{Sens y-y : } T_y=0,73s \longrightarrow D_y = 1.709$$

**Résultantes des forces sismiques :**

$$W = 32507,8491KN \rightarrow \begin{matrix} V^x = 3810,50 KN & 0,8V^x = 3048,39 KN \\ V^y = 3810,50 KN & 0,8V^y = 3048,39 KN \end{matrix}$$

Niveaux	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	3052,45	3048,39	vérifiée
Sens Y-Y	3060	3048,39	vérifiée

**Tableau 4.4** : Vérification des efforts tranchant les deux sens

**c. Vérification des déplacements inter étage (Sous E) :**

Nécessairement être vérifiée :  $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$

Où  $\bar{\Delta} = 0.01he$

$$\delta_k^x = R^* \frac{0,8V^x}{V_t^x} * \delta_{ek}^x \quad \text{et} \quad \delta_k^y = R^* \frac{0,8V^y}{V_t^y} * \delta_{ek}^y \quad \dots\dots\dots [2]$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

$\Delta_k^x$ : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\Delta_k^y$ ).

$\delta_{ek}^x$  : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\delta_{ek}^y$ ).

Niveaux	$\delta_{ek}^x (mm)$	$\delta_{ek}^y (mm)$	$\delta_k^x (mm)$	$\delta_k^y (mm)$	$\Delta_k^x (mm)$	$\Delta_k^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
35,87	29,776	39,248	119,104	156,992	9,128	8,996	30,6	vérifiée
32,81	27,494	36,999	109,976	147,996	10,032	10,896	30,6	vérifiée
29,75	24,986	34,275	99,944	137,1	10,76	12,908	30,6	vérifiée
26,69	22,296	31,048	89,184	124,192	10,4	14,424	30,6	vérifiée
23,63	19,696	27,442	78,784	109,768	11,364	15,744	30,6	vérifiée
20,57	16,855	23,506	67,42	94,024	11,86	16,216	30,6	vérifiée
17,51	13,89	19,452	55,56	77,808	11,48	15,116	30,6	vérifiée
14,45	11,02	15,673	44,08	62,692	11,616	15,304	30,6	vérifiée
11,39	8,116	11,847	32,464	47,388	11,424	15,54	30,6	Vérifiée
8,33	5,26	7,962	21,04	31,848	13,728	20,272	40,8	Vérifiée
4,25	1,828	2,894	7,312	11,576	7,312	11,576	42,5	Vérifiée

**Tableau 4.5 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle final.**

- ✓ Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « RPA99 version 2003 » .

**d. Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

- $N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton
- $B_c$  : est l'aire (section brute) de cette dernière

Niveaux	Bc cm <sup>2</sup>	Nd (kN)	V	Observation
P8	40×40	654,10	0,20	< 0,30
P5	45×45	1310,52	0,258	< 0,30
P2	55×55	2017,36	0,268	< 0,30
RDC	60×60	2688,97	0,298	< 0,30

**Tableau 4.6 :** Vérification de l'effort normal pour les poteaux carrés

**e. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \quad [2]$$

Avec :

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K :

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'

$h_k$  : Hauteur d'étage 'K'

NIV	Vx	Vy	Pk(KN)	Δx (cm)	Δy (cm)	Hk(cm)	θx	θy	Observation
P10	559,08	542,29	2892,9982	9,128	8,996	30,6	0,0154	0,0156	vérifiée
P9	1022,42	992,43	5591,9983	10,032	10,896	30,6	0,0179	0,0200	vérifiée
P8	1407,75	1376,18	8294,9791	10,76	12,908	30,6	0,020	0,0254	vérifiée
P7	1741,39	1705,37	11050,3165	10,4	14,424	30,6	0,021	0,0305	vérifiée
P6	2030,97	1988,62	13805,6539	11,364	15,744	30,6	0,025	0,0357	vérifiée
P5	2279,83	2234,27	16560,9913	11,86	16,216	30,6	0,0281	0,0392	vérifiée
P4	2503,03	2456,07	19516,5064	11,48	15,116	30,6	0,0292	0,0392	vérifiée
P3	2700,63	2663,04	22472,0216	11,616	15,304	30,6	0,0315	0,0422	vérifiée
P2	2860,69	2838,26	25427,5368	11,424	15,54	30,6	0,0331	0,0454	vérifiée
P1	2989,25	2983,51	28784,1951	13,728	20,272	40,8	0,0327	0,04841	vérifiée
RDC	3052,44	3060	32507,8491	7,312	11,576	42,5	0,0183	0,0289	vérifiée

**Tableau 4.7 :** Vérification l’effet P-Δ Inter Etages du Modèle final.

Vu les résultats obtenus les conditions  $\theta_x$  et  $\theta_y \leq 0,1$  est satisfaites, d’où les effets du 2 o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

**f. Justification des voiles sous charges verticales :**

Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles :

$$\frac{\sum F_z \text{voile}}{\sum F_z \text{portique} + \sum F_z \text{voile}} \leq 20\%$$

combinaison	Totale (KN)	Voiles (KN)	Pourcentages des voiles (%)
		e =20cm	
<b>G+0,2Q</b>	<b>32507,84</b>	<b>6372,55</b>	<b>19,60</b>

**Tableau 4.8 :** Vérification de la portance des voiles.

Alors les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

## ❖ BLOC B :

## ➤ Résultats de l'analyse sismique :

## 1. Modèle initial :

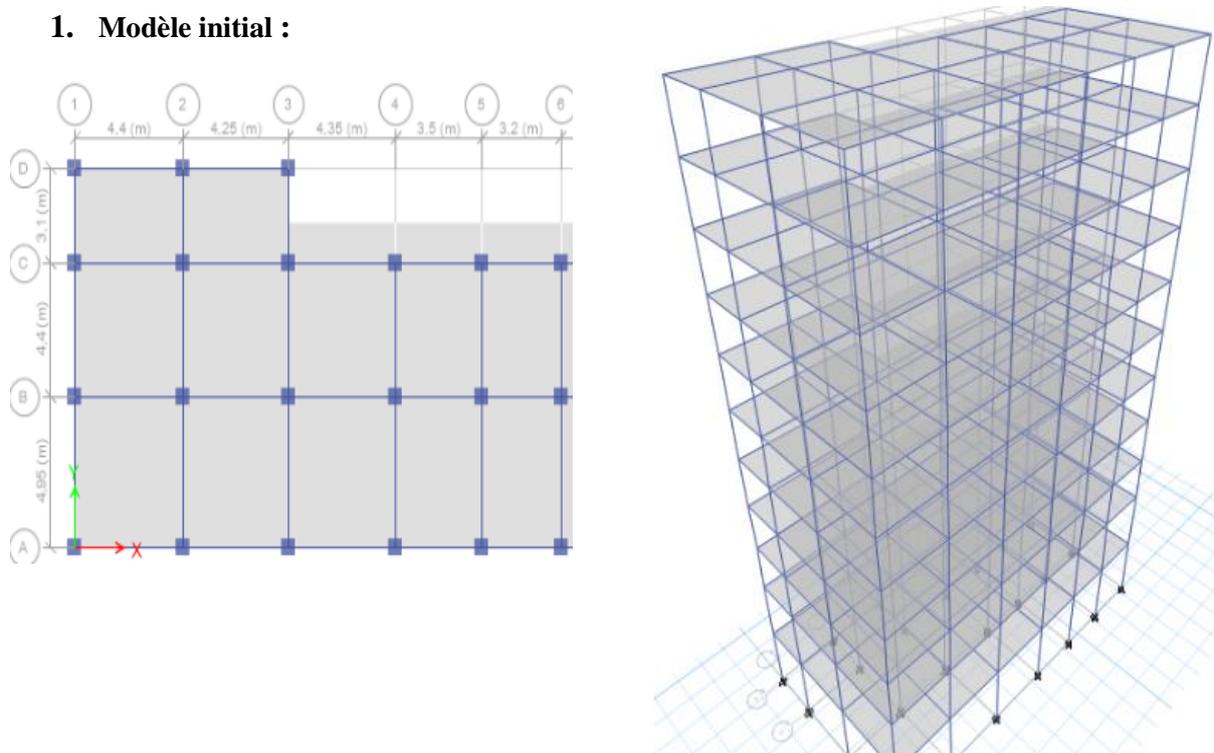


Figure IV 3 : Vue en plan du modèle initial

## a. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :

- Une période fondamentale :  $T = 1,406$  sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10ème mode.

MODE	PERIODE SEC	FACTEURS DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		UX	UY	UZ	$\Sigma$ UX	$\Sigma$ UY	$\Sigma$ UZ
1	1,558	0,0006	0,7885	0	0,0006	0,7885	0
2	1,373	0,6008	0,0016	0	0,6013	0,7901	0
3	1,346	0,2202	0,0131	0	0,8215	0,8032	0
4	0,552	0,0001	0,1156	0	0,8216	0,9188	0
5	0,497	0,0977	0,0001	0	0,9193	0,9189	0
6	0,487	0,0098	0,0024	0	0,9291	0,9213	0
7	0,316	0	0,0326	0	0,9291	0,9539	0
8	0,287	0,0277	0,0001	0	0,9568	0,954	0
9	0,282	0,0022	0,0009	0	0,959	0,9549	0
10	0,215	0	0,0168	0	0,959	0,9717	0

**Tableau 4.9** : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle initial.

- Le 1er mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2ème mode est un mode de translation parallèlement à X-X, et une torsion sur axe Z-Z.
- Le 3ème mode est un mode de torsion

**Constatation :**

Le 2ème Mode est un mode de translation plus une torsion, ce qui est nuisible pour la stabilité de la structure vis à vis du séisme, pour éviter cette instabilité on va augmenter les sections des poteaux et rajouter des voiles dans la structure.

2. Modèle final :

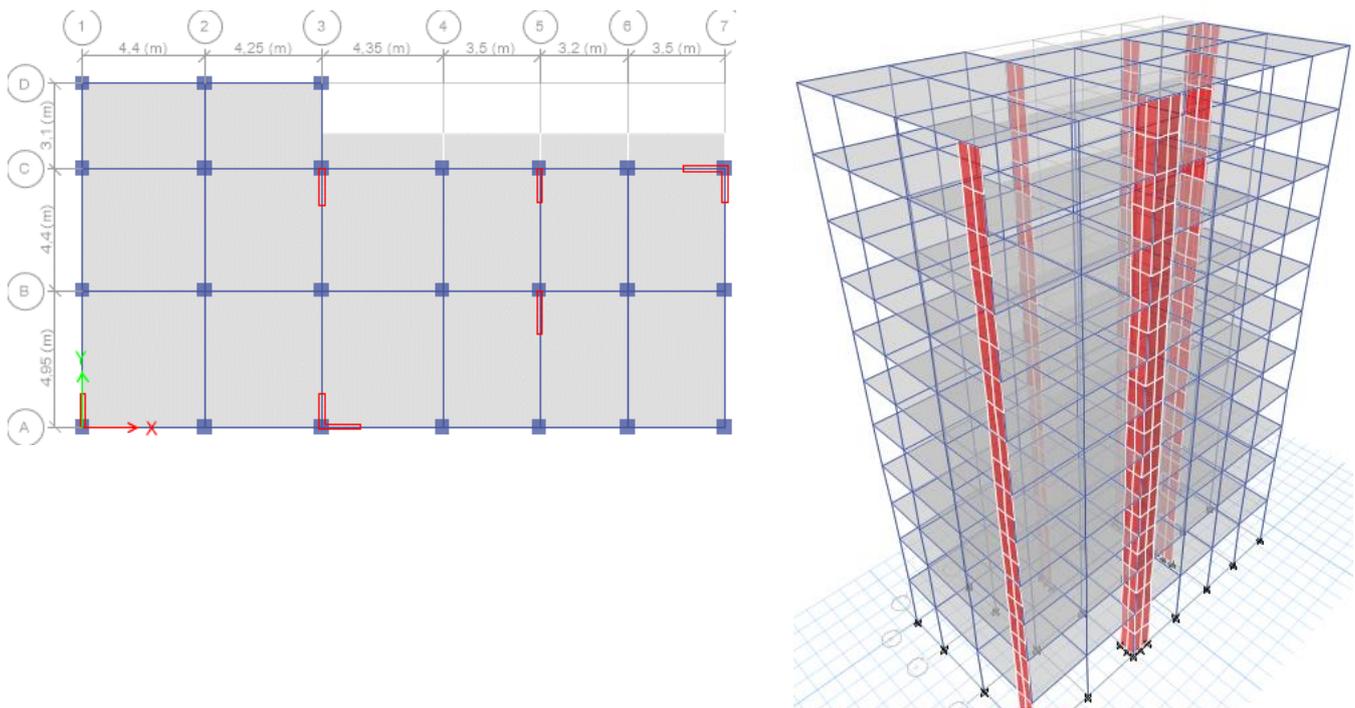


Figure 4.4 : Vue en plan du modèle final

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle final :

Une période fondamentale  $T = 0,986$

MODE	PERIODE SEC	FACTEURS DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		UX	UY	UZ	$\Sigma UX$	$\Sigma UY$	$\Sigma UZ$
1	0,986	0,7714	0,0159	0	0,7714	0,0159	0
2	0,929	0,0189	0,7331	0	0,7903	0,749	0
3	0,867	0,0062	0,0145	0	0,7965	0,7636	0
4	0,336	0,0997	0,0089	0	0,8962	0,7724	0
5	0,318	0,0093	0,1043	0	0,9055	0,8767	0
6	0,297	2,279E-05	0,0149	0	0,9055	0,8917	0
7	0,183	0,0344	0,002	0	0,9399	0,8937	0
8	0,167	0,0015	0,029	0	0,9413	0,9226	0

Tableau 4.10 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle final.

L'analyse modale de la structure a conduit à :

- Une période du 1er Mode  $T1 = 0,986$  s.
- Une période du 2eme Mode  $T2 = 0,929$  s.
- Le premier mode est un mode de translation selon X.
- Le deuxième mode est un mode de translation selon Y.

Le troisième mode est un mode de rotation

**b. Vérification de la période fondamentale de la structure :**

$$T_{exp} = 0,952s$$

$$T_{numérique} \geq T_{exp}$$

$$\text{Sens x-x : } T_x=0,67s \longrightarrow D_x = 1.815$$

$$\text{Sens y-y : } T_y=0,73s \longrightarrow D_y = 1.709$$

**Résultantes des forces sismiques :**

$$V_{st} = \frac{A * D_{x,y} * Q}{R} * W$$

$$W = 36028,99KN \rightarrow \begin{matrix} V^x = 4086,04 KN \\ V^y = 3849,31 KN \end{matrix} \rightarrow \begin{matrix} 0,8V^x = 3268,82 KN \\ 0,8V^y = 3079,44 KN \end{matrix}$$

	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	3303,10	3268,82	vérifiée
Sens Y-Y	3163,31	3079,44	vérifiée

**Tableau 4.11 :** Vérification des efforts tranchant les deux sens

**c. Vérification des déplacements inter étage (Sous E) :**

Niveaux	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
35,87	39,446	36,552	157,784	146,208	7,312	8,864	30,6	vérifiée
32,81	37,618	34,336	150,472	137,344	9,62	11,04	30,6	vérifiée
29,75	35,213	31,576	140,852	126,304	11,96	13,004	30,6	vérifiée
26,69	32,223	28,325	128,892	113,3	13,208	13,508	30,6	vérifiée
23,63	28,921	24,948	115,684	99,792	14,516	13,604	30,6	vérifiée
20,57	25,292	21,547	101,168	86,188	15,028	13,748	30,6	vérifiée
17,51	21,535	18,11	86,14	72,44	16,056	14,34	30,6	vérifiée
14,45	17,521	14,525	70,084	58,1	16,796	14,648	30,6	vérifiée
11,39	13,322	10,863	53,288	43,452	16,732	14,332	30,6	Vérifiée
8,33	9,139	7,28	36,556	29,12	23,128	18,744	40,8	Vérifiée
4,25	3,357	2,594	13,428	10,376	13,428	10,376	42,5	Vérifiée

**Tableau 4.12 :** Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle final.

- ✓ Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « RPA99 version 2003 » .

**d. Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Niveaux	Bc cm2	Nd (kN)	V	Observation
P8	40×40	634,08	0,180	< 0,30
P6	45×45	1063,38	0,210	< 0,30
P3	50×50	1745,48	0,280	< 0,30
P1	55×55	2251,42	0,296	< 0,30
RDC	60×60	2675,16	0,297	< 0,30

**Tableau 4.13 :** Vérification de l'effort normal pour les poteaux carrés

**e. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :**

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

NIV	Vx	Vy	Pk(KN)	Δx (cm)	Δy (cm)	Hk(cm)	θx	θy	Observation
P10	518,28	531,4541	2961,409	7,312	8,864	30,6	0,00233	0,0161	vérifiée
P9	1004,15	1014,832	5988,486	9,62	11,04	30,6	0,00311	0,0212	vérifiée
P8	1416,20	1415,56	9015,562	11,96	13,004	30,6	0,00391	0,0270	vérifiée
P7	1776,32	1757,67	12114,425	13,208	13,508	30,6	0,00436	0,030	vérifiée
P6	2100,57	2060,63	15280,387	14,516	13,604	30,6	0,00483	0,0329	vérifiée
P5	2387,88	2329,83	18526,467	15,028	13,748	30,6	0,00503	0,0357	vérifiée
P4	2648,55	2573,00	21772,545	16,056	14,34	30,6	0,00540	0,0399	vérifiée
P3	2875,49	2782,59	25018,624	16,796	14,648	30,6	0,00567	0,0430	vérifiée
P2	3066,93	2957,06	28353,999	16,732	14,332	30,6	0,00567	0,0449	vérifiée
P1	3224,98	3097,01	31919,184	23,128	18,744	40,8	0,00596	0,0478	vérifiée
RDC	3303,09	3163,30	36028,999	13,428	10,376	42,5	0,00329	0,0278	vérifiée

**Tableau 4.14 :** Vérification l'effet P-Δ Inter Etages du Modèle final.

Vu les résultats obtenus les conditions  $\theta_x$  et  $\theta_y \leq 0,1$  est satisfaites, d'où les effets du 2 o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

**f. Justification des voiles sous charges verticales :**

Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles :

combinaison	Totale (KN)	Voiles (KN)	Pourcentages des voiles (%)
		e =20cm	
G+0,2Q	36028,99	6656,342	18,64

**Tableau 4.15 :** Vérification de la portance des voiles.

Alors les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

**g. Justification de la largeur des joints sismique :**

Comme la structure est composée de deux blocs voisins, ces derniers doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale  $d_{min}$  satisfait la condition suivant :

$$d_{min} = 15_{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \geq 40mm$$

$\delta_1, \delta_2$  : Déplacements maximaux des deux blocs

$$d_{min} = 15_{mm} + (39,44 + 39,24) \geq 40mm$$

$$d_{min} = 10,88 \text{ cm}$$

On prend  $d=20\text{cm}$

**CHAPITRE V :**

**FERRAILLAGE**

**DES ELEMENTS RESISTANTS**

### V.1. Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**. Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- poutres
- poteaux
- voiles

### V.2. Ferrailage des poteaux :

#### V.2.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M "

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\gamma_s$	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1,5	25	14,2	1,15	400	348
<b>Accidentelle</b>	1,15	25	18,48	1	400	400

**Tableau.5.1 : Tableau des Contraintes**

**V.2.2. Combinaison d'action :**

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

**a. Selon CBA 93 :**

**Situation durable :** ELU :  $1,35G+1,5Q$

ELS :  $G+Q$

**b. Selon RPA 99 :**

**Situation accidentelle :**  $G+Q\pm E$

$0,8G\pm E$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N_{max}$ ,  $M_{cor}$ )
- Effort normal minimal et le moment correspondant ( $N_{min}$ ,  $M_{cor}$ )
- Le moment maximum et l'effort correspondant ( $M_{max}$ ,  $N_{cor}$ )

**V.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2003 :**

Pour une zone sismique IIb, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochet ; elles doivent avoir :

- Un diamètre minimal  $\varnothing_1 = 12$  mm
- Une longueur minimale de  $50 \varnothing_1$  en zone de recouvrement
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales
- La détermination de la section doit satisfaire les conditions suivantes :

- En zone de recouvrement  $\implies 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \quad [2]$

- En zone courante  $\implies 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\% \quad [2]$

Avec :

$A_s$  : La section d'acier.

$B$  : La section du poteau.

❖ **BLOC A:****V.2.4. Calcul du Ferrailage Longitudinal :**

Le ferrailage longitudinal des poteaux sera calculé aux états limites ultimes, par le logiciel SOCOTEC par utilisation du règlement B.A.E.L.91 modifié 99.

**1. Situation durable :**

Combinaison : 1,35G+1,5Q

combinaison	étages	10ème /8ème	7ème /5ème	4ème /2er	1er / RDC
	sections	40x40	45x45	55x55	60x60
ELU	Nmax	654,10	1310,50	2017,36	2688,97
	Mcorr	25,57	20,47	25,18	21,12
	A's	0	0	0	0
	As	0	0	0	0
	Nmin	71,31	340,95	628,17	945,57
	Mcorr	38,38	20,16	27,12	24,43
	A's	0	0	0	0
	As	2,08	0	0	0
	Ncorr	115,4	388,71	1141,94	1758,72
	M max	87,38	67,65	76,44	68,55
	A's	0	0	0	0
	As	5,88	0	0	0

**Tableau.5.2 :** Ferrailages des poteaux à L'ELU.

2. Situation accidentelle :  $G+Q\pm E$   
 $0.8G\pm E$

combinaison	étages	10ème /8ème	7ème /5ème	4ème /2er	1er / RDC
	sections	40x40	45x45	55x55	60x60
$G+Q\pm E$ $G\pm 0,8E$	<i>Nmax</i>	508,10	1055,43	1686,42	2339,82
	<i>Mcorr</i>	51,07	72,80	111	270,75
	<i>A's</i>	0	0	0	0
	<i>As</i>	0	0	0	0
	<i>Nmin</i>	25,86	93,09	278,57	528
	<i>Mcorr</i>	85,76	58,98	84,92	161,80
	<i>A's</i>	0	0	0	0
	<i>As</i>	5,88	4,91	7,92	0,7
	<i>Ncorr</i>	379,17	425,21	576,30	1784,15
	<i>M max</i>	130,69	183,2	318,47	358,55
	<i>A's</i>	0	0	0	0
	<i>As</i>	5,23	6,92	9,81	0

Tableau.5.3 : Ferrailages des poteaux ( $G+Q\pm E$ ,  $G\pm 0,8E$ ).

V.2.5. Choix des armatures :

Etages	Sections (cm <sup>2</sup> )	AS cal (cm <sup>2</sup> )	AS min (cm <sup>2</sup> )	AS max	AS max	Choix des armatures	AS adopté (cm <sup>2</sup> )
				(Z.C)(cm <sup>2</sup> )	(Z.R)(cm <sup>2</sup> )		
10ème /8ème	40x40	5,88	14,40	64	96	4T20 +8T16	28.64
7ème /5ème	45x45	6,92	18,23	81	121,5	4T20+12T16	36.56
4ème /2er	55x55	9,81	27,23	121	181,5	4T25 +12T16	43.63
1er / RDC	60x60	0,7	32,4	144	216	4T25 +12T16	43.63

Tableau 5.4 : Choix des Armatures des Poteaux

V.2.6. Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service :

Les contraintes admissibles sont données par :

- Béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

- Acier :

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$

Fissuration très préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \xi = 0,8\xi$

Avec:

$\eta = 1,6$  pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s = 201.6$  MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- a.  $N^{ser}_{max}$  ,  $M^{ser}_{cor}$  :

Etage	Section s (cm2)	Nser (kN)	Mser (kNm)	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{sadd}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc add}$ (MPa)	Vérification
10ème /8ème	40x40	477,27	18,57	SEC	52,7	201.63	3,77	15	Ok
7ème /5ème	45x45	955,03	14,85	SEC	66,8	201.63	4,57	15	Ok
4ème /2er	55x55	1469,91	18,38	SEC	69,3	201.63	4,69	15	Ok
1er / RDC	60x60	1953,16	14,94	SEC	76,1	201.63	5,11	15	Ok

Tableau.5.5 : Vérification des Contraintes des Poteaux

- b.  $N^{ser}_{cor}$  ,  $M^{ser}_{max}$  :

Etage	Sections (cm2)	Nser (kN)	Mser (kNm)	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{sadd}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc add}$ (MPa)	Vérification
10ème /8ème	40x40	84,92	63,71	SPC	67,7	201.63	6,37	15	Ok
7ème /5ème	45x45	284,44	49,20	SPC	47,8	201.63	3,68	15	Ok
4ème /2er	55x55	833,61	55,42	SEC	54,8	201.63	3,87	15	Ok
1er / RDC	60x60	1284,56	48,88	SEC	60,9	201.63	4,20	15	Ok

### V.2.7. Vérification vis-à-vis de l'Effort Tranchant :

#### a. Vérification de la Contrainte de Cisaillement :

Faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u$  : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

$b$  : Largeur de la section du poteau.

$d$  : Hauteur utile de la section du poteau.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon [1] :

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

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$  .....Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon [2] RPA :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$  .....si l'élanement  $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$  .....si l'élanement  $\lambda < 5$

Avec :

$\lambda$  : L'élanement du poteau

$i$  : Rayon de giration.

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

$B$  : Section du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Tu (kN)	τu (MPa)	λ	ρd	τu RPA (MPa)	τu BAEL (MPa)	Vérification
10ème /8ème	40x40	63,08	0,43	18,55	0,075	1,875	2,50	Ok
7ème /5ème	45x45	50,56	0,274	16,49	0,075	1,875	2,50	Ok
4ème /2er	55x55	54,98	0,196	13,49	0,075	1,875	2,50	Ok
1er	60x60	34,39	0,102	16,49	0,075	1,875	2,50	Ok
RDC	60x60	24,02	0,071	17,17	0,075	1,875	2,50	Ok

Tableau 5.6 : Vérification de la contrainte de cisaillement des Poteaux

**V.2.8. Ferraillage Transversal des Poteaux : [1]**

$$S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm})$$

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right)$$

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right)$$

A<sub>t</sub> : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S<sub>t</sub> : Espacement des armatures transversales.

Ø<sub>t</sub> : Diamètre des armatures transversales.

Ø<sub>l</sub> : Diamètre des armatures longitudinales

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h \cdot f_e} \quad [3]$$

Avec :

A<sub>t</sub> : Section d'armatures transversales.

S<sub>t</sub> : Espacement des armatures transversales.

T<sub>u</sub> : Effort tranchant à l'ELU.

f<sub>e</sub> : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h: Hauteur totale de la section brute.

ρ<sub>a</sub> : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

ρ<sub>a</sub>=2,5.....si λ<sub>e</sub>≥5

$\rho_a=3,75$ .....si  $\lambda_g < 5$        $\lambda_g$ : élancement géométrique.

- L'espace des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$  .....Zone nodale (zone IIb).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$ .....Zone courante (zone IIb).

$\phi_l$ : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation} \dots\dots\dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$ : L'élancement géométrique du poteau  $\left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$ : Longueur de flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_c= 400$  MPa).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des armatures transversales des poteaux :

Étage	Section (cm2)	Barres	Øl (mm)	St (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
10ème /8ème	40x40	4T20 +8T16	20 et 16	10	15
7ème /5ème	45x45	4T20+12T16	20 et 16	10	15
4ème /2er	55x55	4T25 +12T16	25 et 16	10	15
1er / RDC	60x60	4T25 +12T16	25 et 16	10	15

**Tableau 5.7** : Espacement Maximums selon R.P.A.99 des poteaux

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Lf (m)	λg (%)	ρa	Tumax (kN)	Zone	St (cm)	Atcal (cm <sup>2</sup> )	Choix	Asadp (cm <sup>2</sup> )
10ème /8ème	40x40	2.142	18,55	2,50	63,08	N	10	0,98	4T10	3,14
						C	15	1,47	4T10	3,14
7ème /5ème	45x45	2.142	16,49	2,50	50,56	N	10	0,702	4T10	3,14
						C	15	1,05	4T10	3,14
4ème /2er	55x55	2.142	13,47	2,50	54,98	N	10	0,62	4T10	3,14
						C	15	0,94	4T10	3,14
1er	60x60	2,856	16,49	2,50	34,39	N	10	0,35	4T10	3,14
						C	15	0,53	4T10	3,14
RDC	60x60	2,975	17,17	2,50	24,02	N	10	0,25	4T10	3,14
						C	15	0,37	4T10	3,14

**Tableau 5.8 : Choix des Armatures Transversales des Poteaux.**

**V.2.9. Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 50\phi_1$  en zone IIb.

Pour :

T25..... $L_r = 125$  cm.

T20..... $L_r = 100$  cm.

T16..... $L_r = 80$  cm.

**V.2.10. Ferraillage des Poteaux du Sous-Sol**

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage est donné par :

$$A_s \geq \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$B_r$  : Section réduite du poteau considéré ( $B_r = (a-2)(b-2)$ ) cm<sup>2</sup>

$\alpha$  : Coefficient dépendant de l'élancement.

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

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

$L_f$  : Longueur de flambement.

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

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau ( $B=a \times b$ ).

$N_u$  : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement  $L_f = 0,7l_0$ .

### a. Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de:  $N_{u(RDC)}=2688,97$  KN

- Poids du plancher .....  $19,68 \times 6,4 = 125,95$  kN
- Poids du poteau .....  $25(3,50 - 0,45) \times (0,3)^2 = 6,86$ kN
- Poids de la poutre porteuse .....  $25(0,45 \times 0,30 \times 1,85 + 0,45 \times 0,30 \times 2,525) = 14,76$ kN
- Poids de la poutre non porteuse.....  $25(0,45 \times 0,3 \times 2,3 + 0,45 \times 0,3 \times 2,2) = 15,187$  kN

---


$$G' = 162,75 \text{ kN}$$

- Surcharge d'exploitation :  $Q_{RDC} = 5 \times 19,68 = 98,4$  KN

$$\Rightarrow N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 367,31 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_u(ss) = N_u(RDC) + N_{u1} = 3056,28 \text{ KN}$$

### b. Calcul du ferrailage :

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 17,32 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{0,7 \times 3,50 \cdot 10^2}{17,32} = 14,15 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,823$
- $Br = (60 - 2)^2 = 3364 \cdot \text{cm}^2$

D'où :

$$A_s = \left( \frac{3056,28 \cdot 10^3}{0,823} - \frac{3364 \cdot 10^2}{0,9} \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400} = -73,42 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s < 0$$

$$A_s^{\min} = 0,9\%B \text{ selon RPA99 version 2003} \longrightarrow A_s = A_s^{\min} = 32,4 \text{ cm}^2$$

Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol sous un effort normal à la base égal à 2982,48 kN a donné une section inférieure à celle exigée par l' RPA99 v03 ( $A_{s\min} = 32,4 \text{ cm}^2$ ) ; notre choix est la même section d'armature des poteaux du RDC

Type du poteau	Section cm <sup>2</sup>	Chois	A <sub>s</sub> adopté cm <sup>2</sup>
<i>poteau de S.SOL</i>	60x60	4T25 +12T16	43.63

Tableau 5.9 : Ferrailage des Poteaux du Sous-Sol.

## ❖ BLOC B :

## V.2.4. Calcul du Ferrailage Longitudinal :

combinaison	étages	10ème /8ème	7ème /6ème	5ème /3er	2er / 1er	RDC
	sections	40x40	45x45	50x50	55x55	60x60
ELU	Nmax	643,08	1063,38	1475,48	2251,42	2675,16
	Mcorr	5,72	5,20	6,51	11,85	10,06
	A's	0	0	0	0	0
	As	0	0	0	0	0
	Nmin	92,20	447,95	731,81	1143,17	1451,98
	Mcorr	30,19	29,79	28,87	33,67	40,78
	A's	0	0	0	0	0
	As	1,06	0	0	0	0
	Ncorr	129,04	626,81	960,76	1764,80	2007,23
	M max	62,71	49,03	53,25	52,26	65,55
	A's	0	0	0	0	0
	As	3,34	0	0	0	0

Tableau.5.10 : Ferrailages des poteaux à L'ELU.

combinaison	étages	10ème /8ème	7ème /6ème	5ème /3er	2er / 1er	RDC
	sections	40x40	45x45	50x50	55x55	60x60
G+Q±E G±0,8E	Nmax	484,57	835,00	1508,24	2085,74	2396,44
	Mcorr	63,31	40,25	57,01	149,28	176,32
	A's	0	0	0	0	0
	As	0	0	0	0	0
	Nmin	17,97	55,82	111,74	334,07	447,24
	Mcorr	30,93	55,36	87,95	119,27	69,10
	A's	0	0	0	0	2,27
	As	2,42	2,70	6,35	10,36	8,91
	Ncorr	58,13	586,80	986,42	430,46	307,47
	M max	111,84	177,27	254,88	355,84	338,22
	A's	0	0	0	0	0
	As	7,48	4,68	3,78	13,65	12,08

Tableau.5.11 : Ferrailages des poteaux (G+Q±E, G±0,8E).

V.2.5. Choix des armatures :

Etages	Sections (cm2)	AS cal (cm2)	AS min (cm2)	AS max	AS max	Choix des armatures	AS adopté (cm2)
				(Z.C)(cm2)	(Z.R)(cm2)		
10ème /8ème	40x40	7,48	14,40	64	96	4T20 +8T16	28.64
7ème /6ème	45x45	4,68	18,23	81	121,5	4T20+12T16	36.56
5ème /3er	50x50	6,35	22,5	100	150	4T20+12T16	36,56
2er / 1er	55x55	13,65	27,23	121	181,5	4T25 +12T16	43.63
RDC	60x60	12,08	32,40	144	216	4T25 +12T16	43.63

Tableau 5.12 : Choix des Armatures des Poteaux

### V.2.6.Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service :

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a.  $N_{\max}^{\text{ser}}$  ,  $M_{\text{cor}}^{\text{ser}}$  :

Etage	Sections (cm <sup>2</sup> )	Nser (kN)	Mser (kNm)	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{\text{sadd}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{bc}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{bc add}}$ (MPa)	Vérification
10ème /8ème	40x40	463,003	4,172	SEC	39,8	201.63	2,71	15	Ok
7ème /6ème	45x45	775,94	3,81	SEC	50,9	201.63	3,42	15	Ok
5ème /3er	50x50	1273,45	4,74	SEC	68,8	201.63	4,61	15	Ok
2er / 1er	55x55	1642,14	8,47	SEC	73,3	201.63	4,92	15	Ok
RDC	60x60	1944,80	7,13	SEC	73,6	201.63	4,92	15	Ok

Tableau.5.13 : Vérification des Contraintes des Poteaux.

b.  $N_{\text{cor}}^{\text{ser}}$  ,  $M_{\max}^{\text{ser}}$  :

Etage	Sections (cm <sup>2</sup> )	Nser (kN)	Mser (kNm)	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{\text{sadd}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{bc}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{bc add}}$ (MPa)	Vérification
10ème /8ème	40x40	94,73	45,68	SPC	51,6	201.63	4,68	15	Ok
7ème /6ème	45x45	444,27	35,51	SPC	48,9	201.63	3,56	15	Ok
5ème /3er	50x50	703,26	38,57	SEC	54,6	201.63	3,87	15	Ok
2er / 1er	55x55	1292,14	37,28	SEC	68,2	201.63	4,69	15	Ok
RDC	60x60	1465,98	46,39	SEC	66,9	201.63	4,59	15	Ok

**V.2.7. Vérification vis-à-vis de l'Effort Tranchant :****Vérification de la Contrainte de Cisaillement :**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Tu (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda$	$\rho_d$	$\tau_u$ RPA (MPa)	$\tau_u$ BAEL (MPa)	Vérification
10ème /8ème	40x40	43,19	0,30	18,55	0,075	1,875	2,50	Ok
7ème /6ème	45x45	37,10	0,201	16,49	0,075	1,875	2,50	Ok
5ème /3er	50x50	40,30	0,175	14,84	0,075	1,875	2,50	Ok
2er	55x55	37,80	0,134	13,49	0,075	1,875	2,50	Ok
1er	55x55	26,05	0,093	17,98	0,075	1,875	2,50	Ok
RDC	60x60	26,75	0,079	17,17	0,075	1,875	2,50	Ok

**Tableau 5.14 :** Vérification de la contrainte de cisaillement des Poteaux.

**V.2.8. Ferrailage Transversal des Poteaux :**

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des armatures transversales des poteaux :

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Øl (mm)	St (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
10ème /8ème	40x40	4T20 +8T16	20 et 16	10	15
7ème /5ème	45x45	4T20+12T16	20 et 16	10	15
5ème /3er	50x50	4T20+12T16	20 et 16	10	15
2ème /1er	55x55	4T25 +12T16	25 et 16	10	15
1er / RDC	60x60	4T25 +12T16	25 et 16	10	15

**Tableau 5.15 :** Ferrailage Transversal des Poteaux

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

c	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>umax</sub> (kN)	Zone	St (cm)	A <sub>tcal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	As <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )
10ème /8ème	40x40	2.142	18,55	2,50	43,19	N	10	0,67	4T10	3,14
						C	15	1,02	4T10	3,14
7ème /6ème	45x45	2.142	16,49	2,50	37,10	N	10	0,515	4T10	3,14
						C	15	0,773	4T10	3,14
5ème /3er	50x50	2.142	14,84	2,50	40,30	N	10	0,50	4T10	3,14
						C	15	0,755	4T10	3,14
2er	55x55	2,142	13,49	2,50	37,80	N	10	0,430	4T10	3,14
						C	15	0,644	4T10	3,14
1er	55x55	2,856	17,98	2,50	26,05	N	10	0,296	4T10	3,14
						C	15	0,440	4T10	3,14
RDC	60x60	2,975	17,17	2,50	26,75	N	10	0,278	4T10	3,14
						C	15	0,412	4T10	3,14

Tableau 5.16 : Choix des Armateurs Transversales des Poteaux

V.2.10. Ferraillage des Poteaux du Sous-Sol

Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de: N<sub>u(RDC)</sub>=2675,16 kN

- Poids du plancher ..... 20,10 × 6,4 = 128.64 kN

- Poids de la poutre porteuse ..... 25(0,45 × 0,30 × 2.2 + 0,45 × 0,30 × 2.475) = 15.77kN

- Poids de la poutre non porteuse 25(0,45 × 0,3 × 2.175 + 0,45 × 0,3 × 2.125)=14.125 kN

-Poids du poteau ..... 25x (3,50-0,45)x(0,3)<sup>2</sup>= 6,86 kN

**G = 165,40 kN**

▪ Surcharge d'exploitation : Q<sub>RDC</sub>= 5x 19,68 = 98,4 kN

⇒ N<sub>u1</sub> = 1,35G+1,5Q = 370,89kN

N<sub>u (ss)</sub>=N<sub>u(RDC)</sub>+N<sub>u1</sub>=3046,05kN

c. Calcul du ferraillage :

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 17,32cm$
- $\lambda = \frac{0,7 \times 3,50 \cdot 10^2}{17,32} = 14,15 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1+0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,823$
- $Br = (60 - 2)^2 = 3364.cm^2$

D'où :

$$A_s = \left( \frac{3046,05 \cdot 10^3}{0,823} - \frac{3364 \cdot 10^2 \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5} \right) \frac{1,15}{400} = -72,69 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s < 0$$

$A_s^{\min} = 0,9\%B$  selon RPA99 version 2003  $\rightarrow A_s = A_s^{\min} = 32,4 \text{ cm}^2$

Type du poteau	Section cm2	Choix	AS adopté cm2
poteau de S.SOL	60x60	4T25 +12T16	43.63

Tableau.5.17 : Ferrailage des Poteaux du Sous-Sol.

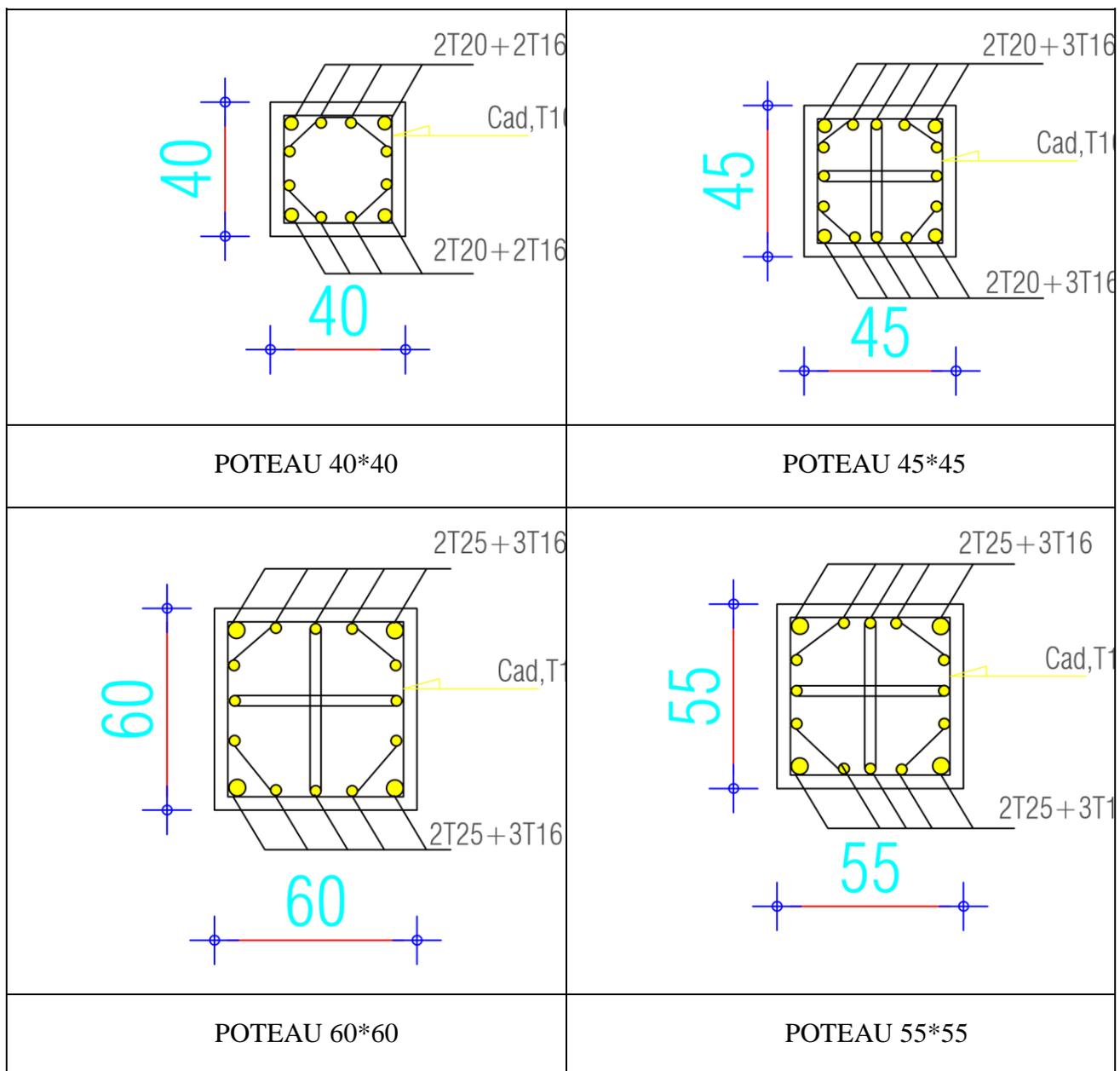


Figure 5.1 : Schéma de ferrailage des poteaux BLOC A

BLOC B

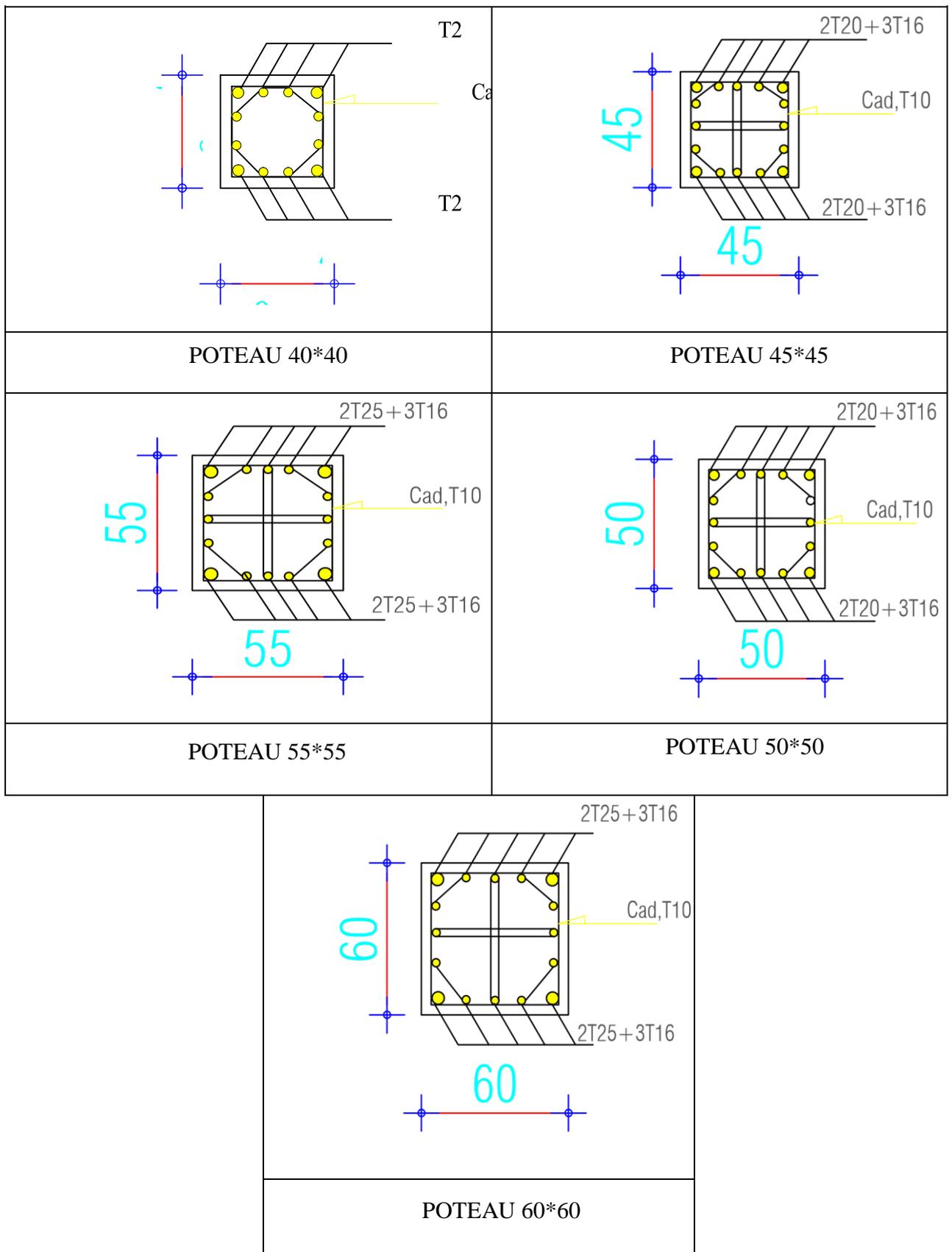


Figure 5.2 : Schéma de ferrailage des poteaux BLOC B

### V.3 Ferrailage des poutres :

#### V.3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe). On fait le calcul pour les situations suivantes :

##### a. Selon CBA 93 :

Situation durable

- E.L.U:  $1.35 G + 1.5 Q$
- E.L.S:  $G + Q$ .

##### b. Selon RPA99 version 2003 :

Situation accidentelle

- $0.8 G \pm E$
- $G + Q \pm E$

#### V.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003 :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\varnothing$  en zone IIb.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$

#### ❖ BLOC A :

##### V.3.3 Calcul de ferrailage :

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (SOCOTEC) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

**1. Poutre porteuse (30x 45) :**

**a. Situation durable 1,35G+1,5Q**

<i>Etage</i>	<i>Section (cm2)</i>	<i>Position</i>	<i>Mmax (kNm)</i>	<i>As (cm2)</i>	<i>As' (cm2)</i>	<i>AS min (cm2)</i>
<i>10ème /8ème</i>	30x45	Travée	58.95	4,33	0	12.15
		Appui	-96.92	0	7.35	12.15
<i>7ème /5er</i>	30x45	Travée	50.66	3.69	0	12.15
		Appui	-89.77	0	6.76	12.15
<i>4ème /2ème</i>	30x45	Travée	44.63	3.24	0	12.15
		Appui	-87.44	0	6.58	12.15
<i>1er / RDC</i>	30x45	Travée	65.44	4.83	0	12.15
		Appui	-122.75	0	9.54	12.15

**Tbleau.5.18 :** Ferraillage des Poutres 30x45 (ELU).

**b. Situation accidentelle G+Q±E, G±0,8E**

<i>Etage</i>	<i>Section (cm2)</i>	<i>Position</i>	<i>Mmax (kNm)</i>	<i>As (cm2)</i>	<i>As' (cm2)</i>	<i>AS min (cm2)</i>
<i>10ème /8ème</i>	30x45	Travée	87.44	5.57	0	12.15
		Appui	-142.52	0	9.36	12.15
<i>7ème /5er</i>	30x45	Travée	143.73	9.45	0	12.15
		Appui	-170.03	0	11.36	12.15
<i>4ème /2ème</i>	30x45	Travée	169.80	11.34	0	12.15
		Appui	-211.75	0	14.54	12.15
<i>1er / RDC</i>	30x45	Travée	188.02	12.71	0	12.15
		Appui	-206.74	0	14.15	12.15

**Tbleau.5.19 :** Ferraillage des Poutres 30x45 (G+Q±E, G±0,8E).

**2. Poutre non porteuse (30x 45) :****a. Situation durable 1,35G+1,5Q**

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	Mmax (kNm)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	AS min (cm <sup>2</sup> )
10ème /8ème	30x45	Travée	36.14	2.6	0	12.15
		Appui	-73.70	0	5.48	12.15
7ème /5er	30x45	Travée	31.80	2.28	0	12.15
		Appui	-67.72	0	5.01	12.15
4ème /2ème	30x45	Travée	28.56	2.05	0	12.15
		Appui	-50.36	0	3.67	12.15
1er / RDC	30x45	Travée	18.57	1.32	0	12.15
		Appui	-35.01	0	2.52	12.15

**Tbleau.5.20** : Ferrailage des Poutres 30x45 (ELU).**b. Situation accidentelle G+Q±E, G±0,8E**

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	Mmax (kNm)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	AS min (cm <sup>2</sup> )
10ème /8ème	30x45	Travée	103.01	6.62	0	12.15
		Appui	-150.97	0	9.97	12.15
7ème /5er	30x45	Travée	121.52	7.89	0	12.15
		Appui	-167.59	0	11.18	12.15
4ème /2ème	30x45	Travée	135.12	8.84	0	12.15
		Appui	-171.82	0	11.49	12.15
1er / RDC	30x45	Travée	126.60	8.24	0	12.15
		Appui	-140.85	0	9.25	12.15

**Tbleau.5.21** : Ferrailage des Poutres 30x45 (G+Q±E, G±0,8E).

a- Choix des armatures

Poutre porteuse (30x 45) :

Etage	Section (cm2)	Position	AS max (Z.C)(cm2)	AS max (Z.R)(cm2)	AS min (cm2)	AS cal (cm2)	Choix des armatures	AS adopté (cm2)
10ème /8ème	30x45	Travée	54	81	12.15	5.57	4T20	12,57
		Appui				9.36	4T20+2T16	16,59
7ème /5er	30x45	Travée	54	81	12.15	9.45	4T20	12,57
		Appui				11.36	4T20+2T16	16,59
4ème /2ème	30x45	Travée	54	81	12.15	11.34	4T20	12,57
		Appui				14.54	4T20+2T16	16,59
1er / RDC	30x45	Travée	54	81	12.15	12.71	4T20	12,57
		Appui				14.15	4T20+2T16	16,59

Tableau. 5.22 : Choix des Armatures pour les Poutres 30x 45.

• Poutre non porteuse (30x 45) :

Etage	Section (cm2)	Position	AS max (Z.C)(cm2)	AS max (Z.R)(cm2)	AS min (cm2)	AS cal (cm2)	Choix des armatures	AS adopté (cm2)
10ème /8ème	30x45	Travée	54	81	12.15	6.62	4T20	12,57
		Appui				9.97	4T20+2T16	16,59
7ème /5er	30x45	Travée	54	81	12.15	7.89	4T20	12,57
		Appui				11.18	4T20+2T16	16,59
4ème /2ème	30x45	Travée	54	81	12.15	8.84	4T20	12,57
		Appui				11.49	4T20+2T16	16,59
1er / RDC	30x45	Travée	54	81	12.15	8.24	4T20	12,57

Tableau. 5.23 : Choix des Armatures pour les Poutres.

**V.3.4 Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa}$$

Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> choisi (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> min(cm <sup>2</sup> )	Vérification
30 x 45	12,57	1,48	Ok
30 x 45	12,57	1,48	Ok

Tableau 5.24 : Vérification de la Condition de Non Fragilité.

**V.3.5 Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service :**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	Mser (kNm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bcadd</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s add</sub> (MPa)	Vérif
10ème-RDC	PP 30x45	Travée	46.35	3.62	15	39.1	201.06	vérifier
		Appui	-87.00	6.28		70.8		vérifier
	PNP 30x45	Travée	26.26	2.05	15	22.2	201.06	vérifier
		Appui	-53.75	3.88		43.7		vérifier

Tableau.5.25 : Vérification des Poutres à l'ELS.

**V.3.6 Vérification Thermique :**

Le règlement **C.B.A.93** exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à **25m**

**Rmq :**

Pour notre cas il n'y a pas un lieu de vérification thermique par ce que la longueur de la poutre continue la plus longue est **18,40m < 25m**

V.3.7 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

1. Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Tu max (kN)	τu (MPa)	τu BAEL add (MPa)	Vérification
10ème - RDC	PP- 30x45	151	1.22	2,5	Ok
	PNP 30x45	52.47	0,42	2,5	Ok

Tableau.5.26 : Vérification de la Contrainte de Cisaillement.

2. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE400 (f<sub>e</sub>=400 MPa).

Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Selon le RPA 99 version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Tu (kN)	τu (MPa)	BAEL91 St(cm)	Øl (mm)	RPA99		St adp		At min (cm <sup>2</sup> )	At BAEL (cm <sup>2</sup> )	Choix
						St (cm) ZN	St (cm) ZC	ZN (cm)	ZC (cm)			
10ème- - RDC	PP 30x45	151	1,22	36.9	20 et 16	10	20	10	15	1.35	2,04	4T10
	PNP 30x45	52.47	0,42	36.9	20 et 16	10	20	10	15	1.35	0,72	4T10

Tableau.5.27 : Calcul des Armatures Transversales.

**V.3.8 Recouvrement des Armatures Longitudinales**

$L_r = 50\varnothing$  (zone IIb) : Longueur de recouvrement

On a :

- $\varnothing=20\text{mm}$  .....  $L_r=100\text{cm}$
- $\varnothing=16\text{mm}$  .....  $L_r=80\text{cm}$

**V.3.9 Vérification de la flèche [1]**

On doit vérifier que :  $f_{\max} \leq \bar{f}$  Avec : 
$$\bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5\text{m} \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5\text{m} \end{cases}$$

**Remarque**

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

Exemple qui illustre les étapes de calcul :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	f (mm)	f add (mm)	observation
RDC-10ème	PP 30x45	1,906	10,5	Vérifier
	PNP 30x45	0,832	9,20	Vérifier

**Tableau.5.28** : Vérification de la Flèche des Poutres.

BLOC A

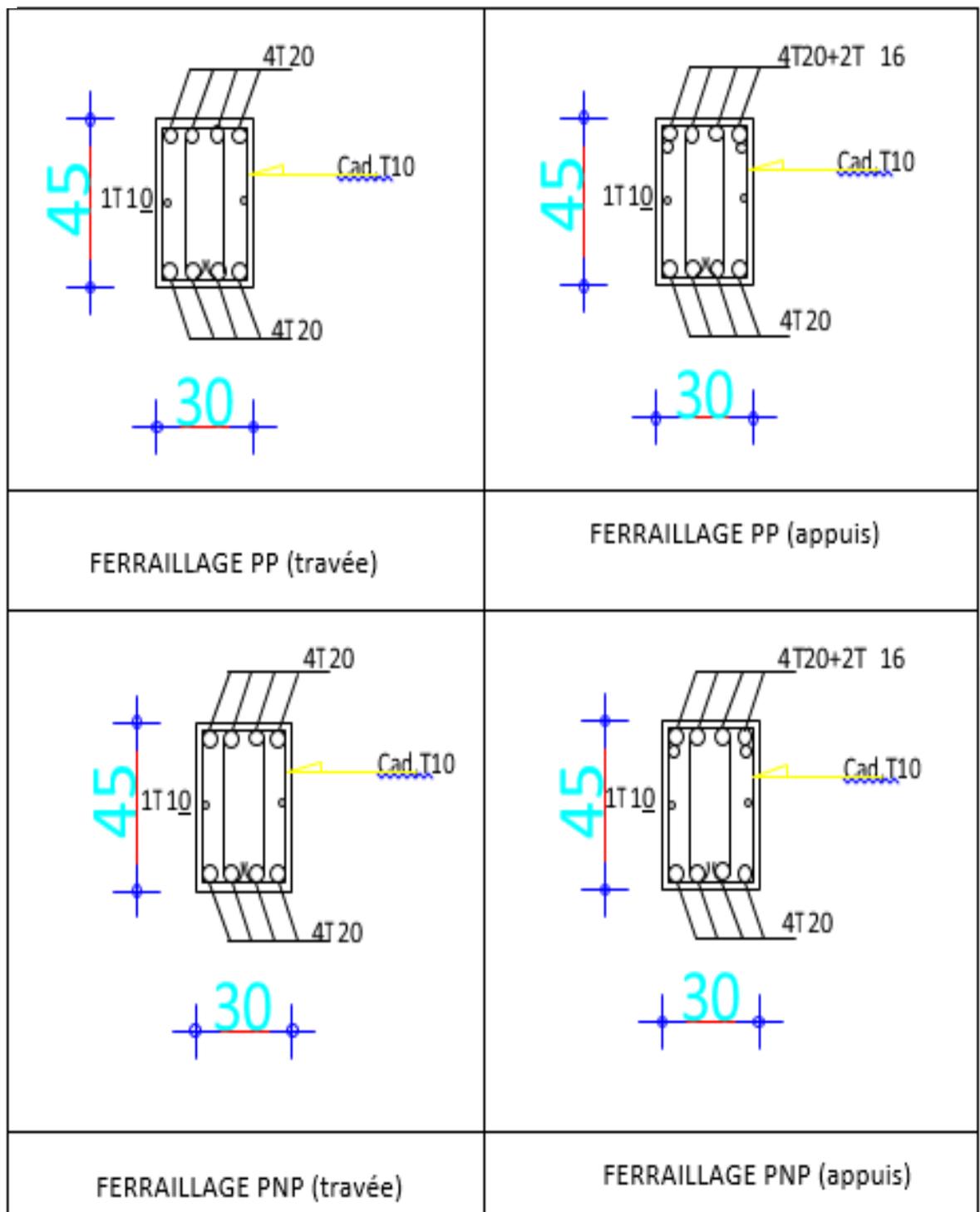


Figure 5.3 : Schéma de Ferraillage des Poutres

## ❖ BLOC B :

## V.3.3 Calcul de ferrailage :

## 1) Poutre porteuse :

a. Situation durable  $1,35G+1,5Q$ 

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	Mmax (kNm)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	AS min (cm <sup>2</sup> )
10ème /7ème	30x45	Travée	51,01	3,72	0	12,15
		Appui	-83,53	0	6,26	12,15
6ème /3er	35x50	Travée	49,44	3,17	0	15,75
		Appui	-90,86	0	5,96	15,75
2ème /RDC	35x50	Travée	46,92	3,00	0	15,75
		Appui	-83,92	0	5,48	15,75

Tableau.5.29 : Ferrailage des Poutres (ELU).

b. Situation accidentelle  $G+Q\pm E, G\pm 0,8E$ 

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	Mmax (kNm)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	AS min (cm <sup>2</sup> )
10ème /7ème	30x45	Travée	106,45	7,95	0	12,15
		Appui	-141,13	0	10,83	12,15
6ème /3er	35x50	Travée	218,006	12,81	0	15,75
		Appui	-236,79	0	14,03	15,75
2ème /RDC	35x50	Travée	216,72	15,67	0	15,75
		Appui	-269,59	0	16,19	15,75

Tbleau.5.30 : Ferrailage des Poutres (ELA).

## 2) Poutre non porteuse :

a. Situation durable  $1,35G+1,5Q$ 

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	Mmax (kNm)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	AS min (cm <sup>2</sup> )
10ème /7ème	30x45	Travée	28,90	2,07	0	12,15
		Appui	-65,59	0	4,82	12,15
6ème /3er	30x45	Travée	23,13	1,65	0	12,15
		Appui	-59,02	0	4,33	12,15
2ème /RDC	30x45	Travée	35,57	2,56	0	12,15
		Appui	-57,24	0	4,19	12,15

Tbleau.5.31 : Ferrailage des Poutres (ELU).

b. Situation accidentelle G+Q±E, G±0,8E

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	Mmax (kNm)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	AS min (cm <sup>2</sup> )
10ème /7ème	30x45	Travée	113,59	7,34	0	12.15
		Appui	-140,33	0	9,21	12.15
6ème /3er	30x45	Travée	182,50	12,29	0	12.15
		Appui	-203,73	0	16,05	12.15
2ème /RDC	30x45	Travée	203,17	13,87	0	12.15
		Appui	-222,65	0	15,40	12.15

Tbleau.5.32 : Ferraillage des Poutres (ELA).

a. Choix des armatures :

1. Poutre porteuse :

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	AS max (Z.C)(cm <sup>2</sup> )	AS max (Z.R)(cm <sup>2</sup> )	AS min (cm <sup>2</sup> )	AS cal (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	AS adopté (cm <sup>2</sup> )
10ème /7ème	30x45	Travée	54	81	12.15	7,95	4T20	12,57
		Appui				10,83	4T20+2T16	16,59
6ème /3er	35x50	Travée	70	105	15,75	12,81	4T20+2T16	16,59
		Appui				14,03	4T20+2T16	16,59
2ème /RDC	35x50	Travée	70	105	15,75	15,67	4T20+2T16	16,59
		Appui				16,19	4T20+2T16	16,59

Tableau. 5.33 : Choix des Armatures pour les Poutre

2. Poutre non porteuse :

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	AS max (Z.C)(cm <sup>2</sup> )	AS max (Z.R)(cm <sup>2</sup> )	AS min (cm <sup>2</sup> )	AS cal (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	AS adopté (cm <sup>2</sup> )
10ème /7ème	30x45	Travée	54	81	12.15	6.62	4T20	12,57
		Appui				9.97	4T20+2T16	16,59
6ème /3er	30x45	Travée	54	81	12.15	7.89	4T20	12,57
		Appui				11.18	4T20+2T16	16,59
2ème /RDC	30x45	Travée	54	81	12.15	8.84	4T20	12,57
		Appui				11.49	4T20+2T16	16,59

Tableau. 5.34 : Choix des Armatures pour les Poutres

**V.3.4. Condition de Non Fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec Avec: } f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa}$$

Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> choisi (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> min(cm <sup>2</sup> )	Vérification
35 x 50	16,58	1.94	Ok
30 x 45	12,57	1,48	Ok

**Tableau.5.35 :** Vérification de la Condition de Non Fragilité.

**V.3.5 Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service :**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Etage	Section (cm2)	Position	Mser (kNm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bcadd</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s add</sub> (MPa)	Vérif
10ème /7ème	PP30x45	Travée	37,26	4,08	15	84,20	201,06	Ok
		Appui	60,53	6,11		49,20		Ok
6ème /RDC	PP35x50	Travée	38.48	2,67	15	54,70	201,06	Ok
		Appui	65,80	3,42		96,30		Ok
10ème- RDC	PNP30x45	Travée	25.20	1,64	15	45,80	201,06	Ok
		Appui	47,27	3.41		38,50		Ok

**Tableau.5.36 :** Vérification des Poutres à l'ELS.

**V.3.6 Vérification Thermique :**

Le règlement **C.B.A.93** exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à **25m**

**Rmq :**

Pour notre cas il n'y a pas un lieu de vérification thermique par ce que la longueur de la poutre continue la plus longue est 23,20 < **25m**.

**V.3.7 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

**1. Vérification de la contrainte de cisaillement**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Tu max (kN)	τu (MPa)	τu BAEL add (MPa)	Vérification
10ème /7ème	PP 30×45	87,47	0,711	2,5	Ok
6ème /RDC	PP 35×50	103,31	0,641	2,5	Ok
10ème-RDC	PNP 30x45	83,73	0,680	2,5	Ok

Tableau.5.37 : Vérification de la Contrainte de Cisaillement.

2. Calcul des armatures transversales :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Tu (kN)	τu (MPa)	BAEL91 St(cm)	Øl (mm)	RPA99		St adp		At min (cm <sup>2</sup> )	At BAEL (cm <sup>2</sup> )	Choix
						St (cm) ZN	St (cm) ZC	ZN (cm)	ZC (cm)			
10ème /7ème	PP 30x45	87,47	0,711	36,9	20 et 16	10	20	10	15	1,35	0,280	4T10
6ème /RDC	PP 35×50	103,31	0,641	40	20 et 16	12,5	25	10	15	1,57	0,481	4T10
10ème-RDC	PNP 30x45	83,73	0,680	36,9	20 et 16	10	20	10	15	1.35	0,180	4T10

Tableau.5.38 : Calcul des Armatures Transversales.

V.3.8 Recouvrement des Armatures Longitudinales

$L_r = 50\varnothing$  (zone IIb) : Longueur de recouvrement

On a :

- $\varnothing=20\text{mm}$  .....  $L_r=100\text{cm}$
- $\varnothing=16\text{mm}$  .....  $L_r=80\text{cm}$

V.3.9 Vérification de la flèche [1]

On doit vérifier que :  $f_{\max} \leq \bar{f}$  Avec : 
$$\bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Remarque

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

Exemple qui illustre les étapes de calcul :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	f (mm)	f add (mm)	observation
10ème /7ème	PP 30*45	0,903	9,90	Vérifier
6ème /RDC	PP 35*50	1,428	9,90	Vérifier
10ème-RDC	PNP 30*45	0,711	8,80	Vérifier

Tableau .5.39 : Vérification de la Flèche des Poutres.

BLOC B

<p>PP(30*45)(Appuis)(7eme/10emeETAGE)</p>	<p>PP (30*45) (travée) (7eme/10eme ETAGE)</p>

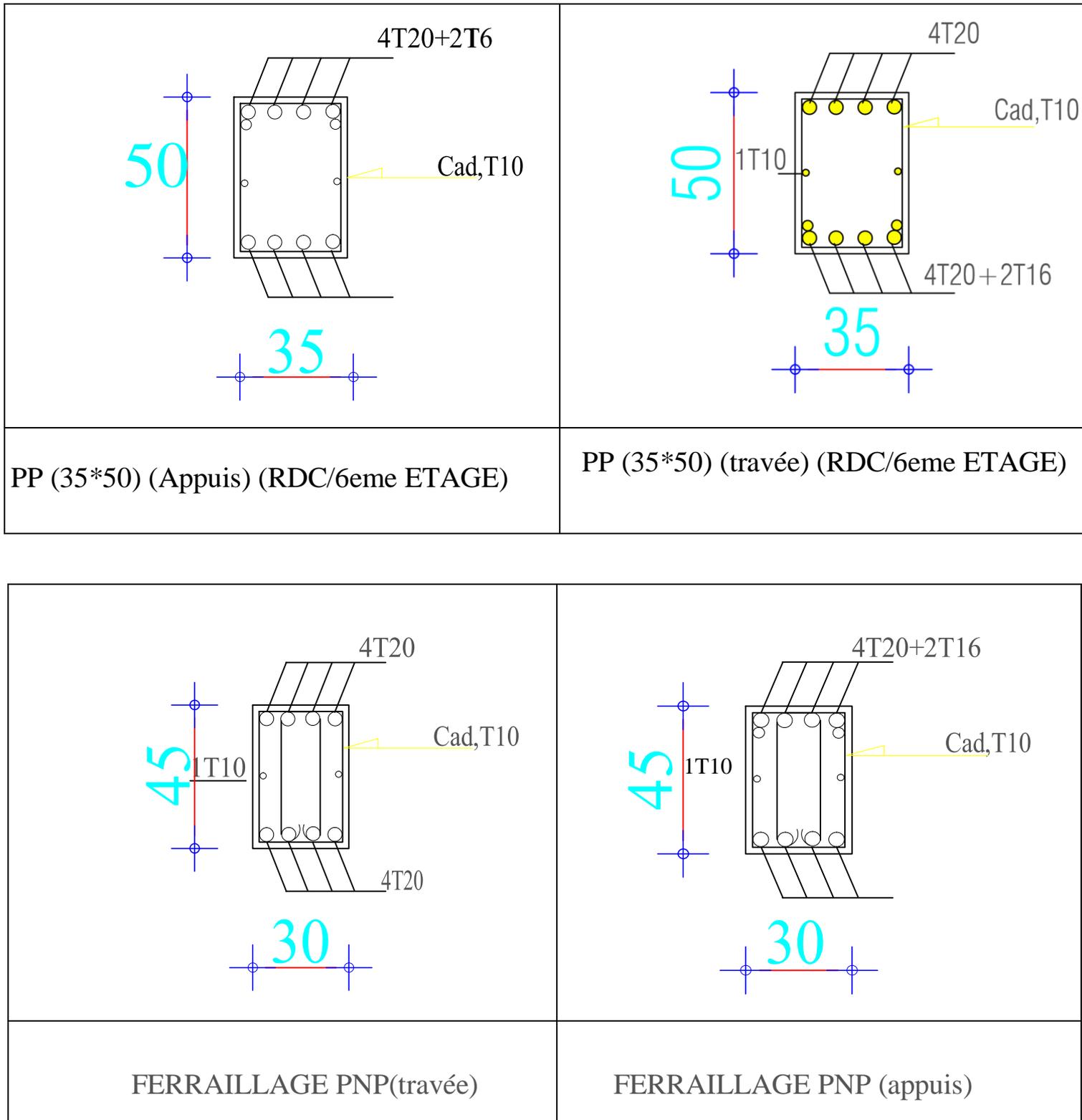
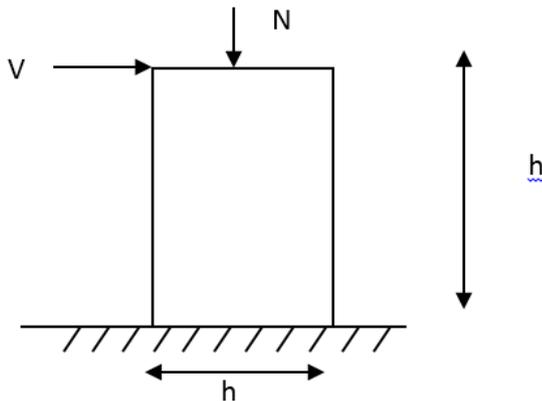


Figure 5.3 : Schéma de Ferraillage des Poutres

## V.4. FERRAILLAGE DES VOILES

### V.4.1 Introduction : <sup>[7]</sup>

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête.



Le voile est donc sollicité par un effort normal  $N$  et un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_{V0}$ ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_V$ )
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage  $\rho_H$
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

**V.4.2. Exemple de calcul (voile V1) :**

Soit le voile de longueur

$$L = 2,20 \text{ m}$$

$$a = 0,20 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 4,25 \text{ m (hauteur d'étage RDC)}$$

**A. Contraintes limites [6]**

Pour une hauteur d'étage de 4,25 d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 4,25 - 0,45 = 3,80 \text{ m}$  (0,45m : hauteur de la poutre)

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement $l_f$	m	$3,80 \times 0,85 = 3,23$	$0,8 \times 3,80 = 3,04$
Elancement $\lambda$		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,20} = 55,90$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,20} = 52,60$
Coefficient $\alpha$		0,48	0,41
Section réduite Br (par ml) Avec $d = 1,9\text{m}$	M2	$(a - 0,02)d = (0,20 - 0,02)1,9 = 0,34$	$(a - 0,02)d = (0,20 - 0,02)1,9 = 0,34$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 1,9\text{m}$	MPa	$\sigma_{bna} = 0,48 \left[ \frac{0,34 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,20} \right]$ $\sigma_{bna} = 19,71 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,41}{1,9 \times 0,20} \left( \frac{0,34 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1,9} \right)$ $\sigma_{ba} = 8,91 \text{ MPa}$

**Tableau.5.40 :** Calcul de  $\sigma_{ba}$  et  $\sigma_{bna}$  pour l'exemple.

**Remarque :**

$$\sigma_{ba} = 8,91 \text{ MPa correspondant à } A_s = 0,1\% \text{ de } B_{et}$$

$$B_{et} = (0,20) (1,1) = 0,22 \text{ m}^2$$

$$A_s = 2,20 \text{ cm}^2 = 0,00022 \text{ m}^2$$

**B. Armatures de traction :**

Le calcul de ferraillage se fait avec logiciel *SOCOTEC* :

Maille (ou élément de voile)	1	2
Dimensions (m <sup>2</sup> ) (a*I') = S <sub>j</sub>	0,22	0,22
Contrainte moyenne par bande σ <sub>j</sub> (MPa)	6,50	4,40
Force de Traction F <sub>t</sub> (MN) =σ <sub>j</sub> S <sub>j</sub>	1,43	0,96
As Section d'acier (cm <sup>2</sup> ) (Par logiciel <i>SOCOTEC</i> ) (Pour deux faces en cm <sup>2</sup> ) (situation accidentelle γ <sub>s</sub> = 1)	35,50	24,02
Aciers minimaux (cm <sup>2</sup> ) 1. Selon BAEL: 0,1%S <sub>béton</sub> 2. Selon RPA99: 0,15 %S <sub>béton</sub>	2,20 3,30	2,20 3,30
Le choix (sur deux faces en cm <sup>2</sup> ) S <sub>i</sub> : espacement (Cm)	2×6T20= 18,84 $\frac{110}{5} = 22$	2×6T16=12,06 $\frac{110}{5}=22$
S ≤ (1.5 a,30cm) S ≤ 30 cm	vérifié	vérifié

Tableau 5.41 : Calcul des armatures verticales de l'exemple.

**C. Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) <sup>[6]</sup>**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4V_u^{cal} \quad ; \quad V_u^{cal} = S_{12} . a . Li$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,10 (200)(1100)}{400} 1,4 = 9,31 . mm^2$$

$$A_{vj} = 9,31 . cm^2$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage.

**Aciers horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u . a . S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{11}$$

$$S_{t \min} = 22 \text{ cm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (0,40) (200) (220)}{(0,8) (400) (0,8)} = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad ; \quad A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la Maille la plus armé} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (35,5) = 23,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{h\min} = (0,15\%)a.l = \frac{0,15}{100} (20)(110) = 3,3 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 23,66 \text{ cm}^2$$

Soit : 2x8T14 = 24,62 cm<sup>2</sup>

$$\text{Avec : } S_t = \frac{110}{8} = 13,75 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm} < S_{t\min} = 30 \text{ cm}$  ... vérifié

- Les résultats de ferrailage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Armatures de traction :**  $e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,10 \text{ m}$  ;  $A_{s\min}(\text{RPA}) = 3 \text{ cm}^2$

Hauteur (m)	Maille	Si (m2)	$\sigma_j$ (MPa)	Ft (MN)	As (cm2)	Le choix	Av adopté (cm2)
RDC - 2ème	1	0.22	6,50	0,143	35,50	2×6T20	37,68
	2	0.22	4,40	0,96	24,02	2×6T16	24,12
3ème - 6ème	1	0.22	2,80	0,616	15,40	2 x 6T14	18,46
	2	0.22	2,40	0,528	13,20	2 x 6T12	13,56
7ème - 10ème	1	0.22	2	0,44	11	2 x 5T12	11,30
	2	0.22	1,51	0,33	8,24	2 x 6T10	9,42

**Tableau 5.42 :** Calcul des armatures du voile (V1xet V2x).

- $e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,00 \text{ m}$  ;  $A_{s\min}(\text{RPA}) = 3 \text{ cm}^2$

Hauteur (m)	Maille	Si (m2)	$\sigma_j$ (MPa)	Ft (MN)	As (cm2)	Le choix	Av adopté (cm2)
RDC - 2ème	1	0.20	5,91	1,18	29,2	2×5T20	31,40
	2	0.20	8,11	0,162	40,10	2×7T20	43,96
3ème - 6ème	1	0.20	3,20	0,64	15,98	2 x 6T14	18,46
	2	0.20	3,60	0,72	18,20	2 x 6T14	18,46
7ème - 10ème	1	0.20	2,13	0,426	10,64	2 x 5T12	11,30
	2	0.20	2,50	0,50	12,50	2 x 6T12	13,56

**Tableau 5.43 :** Calcul des armatures du voile (V3xet V4x).

- $e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 0,60 \text{ m}$  ;  $A_{s \text{ min}}(\text{RPA}) = 3 \text{ cm}^2$

Hauteur (m)	Maille	Si (m2)	$\sigma_j$ (MPa)	Ft (MN)	As (cm2)	Le choix	Av adopté (cm2)
RDC - 2ème	1	0.12	4,93	0,,59	14,76	2×5T14	15,39
	2	0.12	7,85	0,942	19,6	2×5T16	20,10
3 ème - 6 ème	1	0.12	2,35	0,282	7,06	2 x 5T10	7,85
	2	0.12	2,51	0,301	7,52	2 x 5T10	7,85
7ème - 10 ème	1	0.12	1,73	0,207	5,18	2 x 5T10	7,85
	2	0.12	1,89	0,226	5,66	2 x 5T10	7,85

Tableau 5.44 : Calcul des armatures du voile (V1yet V2y).

- $e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 0,60 \text{ m}$  ;  $A_{s \text{ min}}(\text{RPA}) = 3 \text{ cm}^2$

Hauteur (m)	Maille	Si (m2)	$\sigma_j$ (MPa)	Ft (MN)	As (cm2)	Le choix	Av adopté (cm2)
RDC - 2ème	1	0.12	10,19	1,22	30	2×5T20	31,40
	2	0.12	6,65	0,798	19,96	2×5T16	20,10
3 ème - 6 ème	1	0.12	3,51	0,421	10,52	2 x 5T12	11,30
	2	0.12	3,62	0,434	10,83	2 x 5T12	11,30
7ème - 10 ème	1	0.12	1,73	0,207	5,18	2 x 5T10	7,85
	2	0.12	1,83	0,219	5,48	2 x 5T10	7,85

Tableau 5.45 : Calcul des armatures du voile (V3yet V4y).

- Armature de joint de bétonnage (acier de couture) :

$S_{12} = \tau_u$  désigne la contrainte moyenne tangentielle (c.à.d. valeur au milieu de la maille).

Hauteur (m)	zone	$\tau_u$ (Mpa)	Avjcal(cm2)	Le choix	A adopté(cm2)
Vx1	1	1,428	8,36	2 x 4T12	9.05
	2	0,70	4,42	2 x 5T10	7.85
Vx2	1	0,87	5,26	2 x 4T10	6.28
	2	1,008	6,09	2 x 4T10	6.28
Vx3	1	1,68	9,24	2 x 5T12	11,30
	2	0,952	5,23	2 x 4T10	6.28
Vx4	1	0,658	3,26	2 x 4T10	6,28
	2	1,82	10,10	2 x 5T12	11,30
Vy1	1	1,94	6,68	2 x 5T10	7.85
	2	1,41	4.65	2 x 4T10	6.28
Vy2	1	2,03	6,69	2 x 5T10	7,85
	2	1,26	4,15	2 x 4T10	6.28
Vy3	1	2,25	4,72	2 x 5T10	7,85
	2	0,68	2,07	2 x 4T10	6.28
Vy4	1	1,26	4,15	2 x 4T10	6,28
	2	2,11	6,96	2 x 5T10	7.85

Tableau 5.46 : Calcul des aciers de couture des voiles.

• Aciers horizontaux :

Voile	Niveaux	$\tau_u$ (Mpa)	Ah1 (cm <sup>2</sup> )	Ah2 (cm <sup>2</sup> )	Ahmin (cm <sup>2</sup> )	Ah (cm <sup>2</sup> )	choix	Ah adopté (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Vx1 et Vx2	RDC -2ème	1,428	4,18	23,41	3,30	23,41	2 x 6T16	24,12	20
	3ème –6 ème	0,48	1,12	12,28	3,30	12,28	2 x 6T12	13,56	20
	7 ème –10 ème	0,40	1,00	7,53	3,30	7,53	2 x 5T10	7.84	22
Vx3 etVx4	RDC -2ème	1,82	4,26	20,94	3,00	20,94	2 x 7T14	21,54	15
	3ème –6 ème	0,868	2,03	12,30	3,00	12,30	2 x 6T12	13,56	17
	7 ème –10 ème	0,420	1,01	9,04	3,00	9,04	2 x 5T12	11,30	20
Vy1 etVy2	RDC -2ème	2,03	4,79	10,26	1,8	10,26	2 x 5T12	11,30	12
	3ème –6 ème	0,714	5,23	6,28	1,8	5,23	2 x 5T10	7.84	12
	7 ème –10 ème	0,555	5,23	6,28	1,8	5,23	2 x 5T10	7.84	12
Vy3 et Vy4	RDC -2ème	2,25	4,97	20,94	1,8	20,94	2 x 7T14	21,54	10
	3ème –6 ème	0,826	1,93	7,53	1,8	7,53	2 x 5T10	7,84	12
	7 ème –10 ème	0,532	1,24	5,23	1,8	5,23	2 x 5T10	7,84	12

Tableau.5.47 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.

## ❖ BLOC B :

- Les résultats de ferrailage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

Armatures de traction :  $e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 0,6 \text{ m}$

Hauteur (m)	Maille	Si (m2)	$\sigma_j$ (MPa)	Ft (MN)	As (cm2)	Le choix	Av adopté (cm2)
RDC - 2ème	1	0.12	7,82	0,938	23,46	2×6T16	24,12
	2	0.12	6,62	0,794	19,86	2×5T16	20,10
3ème - 6ème	1	0.12	4,22	0,506	12,66	2 x 6T12	13,56
	2	0.12	5,08	0,609	15,22	2 x 5T14	15,39
7ème - 10ème	1	0.12	2,30	0,276	6,90	2 x 6T10	9,42
	2	0.12	3,35	0,402	5,25	2 x 5T12	11,30

Tableau 5.48 : Calcul des armatures du voile (V1 et V2y).

Armatures de traction :  $e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 0,8 \text{ m}$

Hauteur (m)	Maille	Si (m2)	$\sigma_j$ (MPa)	Ft (MN)	As (cm2)	Le choix	Av adopté (cm2)
RDC - 2ème	1	0.16	11,04	1,762	43,86	2×7T20	43,96
	2	0.16	8,14	1,302	32,50	2×6T20	37,68
3ème - 6ème	1	0.16	5,04	0,806	20,16	2 x 6T16	24,12
	2	0.16	3,88	0,620	15,66	2 x 6T14	18,46
7ème - 10ème	1	0.16	1,98	0,316	7,90	2 x 5T12	11,30
	2	0.16	2,01	0,321	8,02	2 x 5T12	11,30

Tableau 5.49 : Calcul des armatures du voile (V3y).

Armatures de traction :  $e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 0,65 \text{ m}$

Hauteur (m)	Maille	Si (m2)	$\sigma_j$ (MPa)	Ft (MN)	As (cm2)	Le choix	Av adopté (cm2)
RDC - 2ème	1	0.13	12,10	1,573	39,32	2×7T20	43,96
	2	0.13	8,43	1,095	27,38	2×5T20	31,40
3 ème - 6 ème	1	0.13	5,32	0,691	17,28	2 x 6T14	18,46
	2	0.13	4,81	0,625	15,62	2 x 6T14	18,46
7ème - 10 ème	1	0.13	2,42	0,314	7,86	2 x 5T12	11,30
	2	0.13	2,51	0,326	8,16	2 x 5T12	11,30

Tableau 5.50 : Calcul des armatures du voile (V4y).

Armatures de traction :  $e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 0,60 \text{ m}$

Hauteur (m)	Maille	Si (m2)	$\sigma_j$ (MPa)	Ft (MN)	As (cm2)	Le choix	Av adopté (cm2)
RDC - 2ème	1	0.12	8,68	1,041	26,02	2×5T20	31,40
	2	0.12	6,01	0,721	18,02	2 x 5T16	20,10
3 ème - 6 ème	1	0.12	3,96	0,475	12,38	2 x 5T14	15,39
	2	0.12	3,81	0,457	11,42	2 x 6T12	13,56
7ème - 10 ème	1	0.12	2,12	0,254	6,34	2 x 5T10	7,85
	2	0.12	1,88	0,225	5,52	2 x 5T10	7,85

Tableau 5.51 : Calcul des armatures du voile (V5y,V6y).

Armatures de traction :  $e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 0,70 \text{ m}$

Hauteur (m)	Maille	Si (m2)	$\sigma_j$ (MPa)	Ft (MN)	As (cm2)	Le choix	Av adopté (cm2)
RDC - 2ème	1	0.12	13,08	1,569	39,22	2×7T20	43,96
	2	0.12	8,38	1,005	25,12	2x6T16	28,13
3 ème - 6 ème	1	0.12	4,05	0,486	12,16	2 x 6T12	13,56
	2	0.12	4,50	0,540	13,50	2 x 6T12	13,56
7ème - 10 ème	1	0.12	1,71	0,205	5,12	2 x 5T10	7,85
	2	0.12	1,45	0,174	2,18	2 x 5T10	7,85

Tableau 5.52 : Calcul des armatures du voile (V1x).

Armatures de traction :  $e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 0,80 \text{ m}$

Hauteur (m)	Maille	Si (m2)	$\sigma_j$ (MPa)	Ft (MN)	As (cm2)	Le choix	Av adopté (cm2)
RDC - 2ème	1	0.16	10,98	1,756	43,7	2x7T20	43,96
	2	0.16	8,25	1,318	32,76	2x6T20	37,68
3ème - 6ème	1	0.16	4,55	0,728	18,2	2 x 6T14	18,46
	2	0.16	4,32	0,691	17,28	2 x 6T14	18,46
7ème - 10ème	1	0.16	2,29	0,366	9,16	2 x 6T10	9,42
	2	0.16	2,08	0,332	8,30	2 x 6T10	9,42

Tableau 5.53 : Calcul des armatures du voile (V2x).

- Armature de joint de bétonnage (acier de couture) :

$S_{12} = \tau_u$  désigne la contrainte moyenne tangentielle (c.à.d. valeur au milieu de la maille).

Hauteur (m)	zone	$\tau_u$ (Mpa)	Avjcal(cm2)	Le choix	A adopté(cm2)
Vy1	1	2,10	6,93	2 x 5T10	7,85
	2	0,812	2,68	2 x 4T10	6,28
Vy2	1	2,24	7,26	2 x 5T10	7,85
	2	0,667	2,24	2 x 4T10	6.28
Vy3	1	0,77	3,38	2 x 5T10	7,85
	2	2,10	9,24	2 x 5T12	11,30
Vy4	1	2,28	7,50	2 x 5T10	7,85
	2	0,81	2,89	2 x 4T10	6,28
Vy5	1	2,01	6,63	2 x 5T10	7.85
	2	0,63	2,07	2 x 4T10	6.28
Vy6	1	0,56	1,84	2 x 4T10	6,28
	2	1,61	5,31	2 x 4T10	6.28
Vx1	1	2,94	4,72	2 x 5T10	7,85
	2	1,456	2,07	2 x 4T10	6.28
Vx2	1	1,26	4,85	2 x 5T10	7,85
	2	2,11	11,29	2 x 5T12	11,30

Tableau 5.54 : Calcul des aciers de couture des voiles.

- Aciers horizontaux :

Voile	Niveaux	$\tau_u$ (Mpa)	Ah1 (cm <sup>2</sup> )	Ah2 (cm <sup>2</sup> )	Ahmin (cm <sup>2</sup> )	Ah (cm <sup>2</sup> )	choix	Ah adopté (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Vy1 et Vy2	RDC -2ème	2,24	5,25	16,08	1,80	16,08	2 x 6T14	18,46	20
	3ème -6 ème	0,784	1,83	10,26	1,80	10,26	2 x 5T12	11,30	20
	7 ème -10 ème	0,70	1,64	7,53	1,80	7,53	2 x 5T10	7,84	22
Vy3	RDC -2ème	2,10	4,92	29,30	2,40	29,30	2 x 5T20	31,40	15
	3ème -6 ème	1,064	2,49	16,08	2,40	16,08	2 x 6T14	18,46	17
	7 ème -10 ème	0,475	1,13	7,53	2,40	7,53	2 x 5T12	11,30	20
Vy4	RDC -2ème	2,28	5,34	29,30	1,95	29,30	2 x 5T20	31,40	12
	3ème -6 ème	1,23	2,88	12,30	1,95	12,30	2 x 6T12	13,56	12
	7 ème -10 ème	0,756	1,77	7,53	1,95	7,53	2 x 5T10	7,84	12
Vy5 et Vy6	RDC -2ème	2,01	4,92	20,93	1,8	20,94	2 x 7T14	21,54	10
	3ème -6 ème	0,98	2,29	10,26	1,8	10,26	2 x 5T12	11,30	12
	7 ème -10 ème	0,448	1,05	5,23	1,8	5,23	2 x 5T10	7,84	12
Vx1	RDC -2ème	2,94	6,89	29,30	2,10	29,30	2 x 5T20	31,40	12
	3ème -6 ème	1,106	2,59	9,04	2,10	9,04	2 x 6T10	9,42	12
	7 ème -10 ème	0,504	1,18	5,23	2,10	5,23	2 x 5T10	7,84	12
Vx2	RDC -2ème	2,11	4,94	29,30	2,40	29,30	2 x 5T20	31,40	10
	3ème -6 ème	0,98	2,29	12,30	2,40	12,30	2 x 6T12	13,56	12
	7 ème -10 ème	0,658	1,54	6,28	2,40	6,28	2 x 5T10	7,84	12

Tableau.5.55 : Calcul des aciers horizontaux des voiles

BLOC A

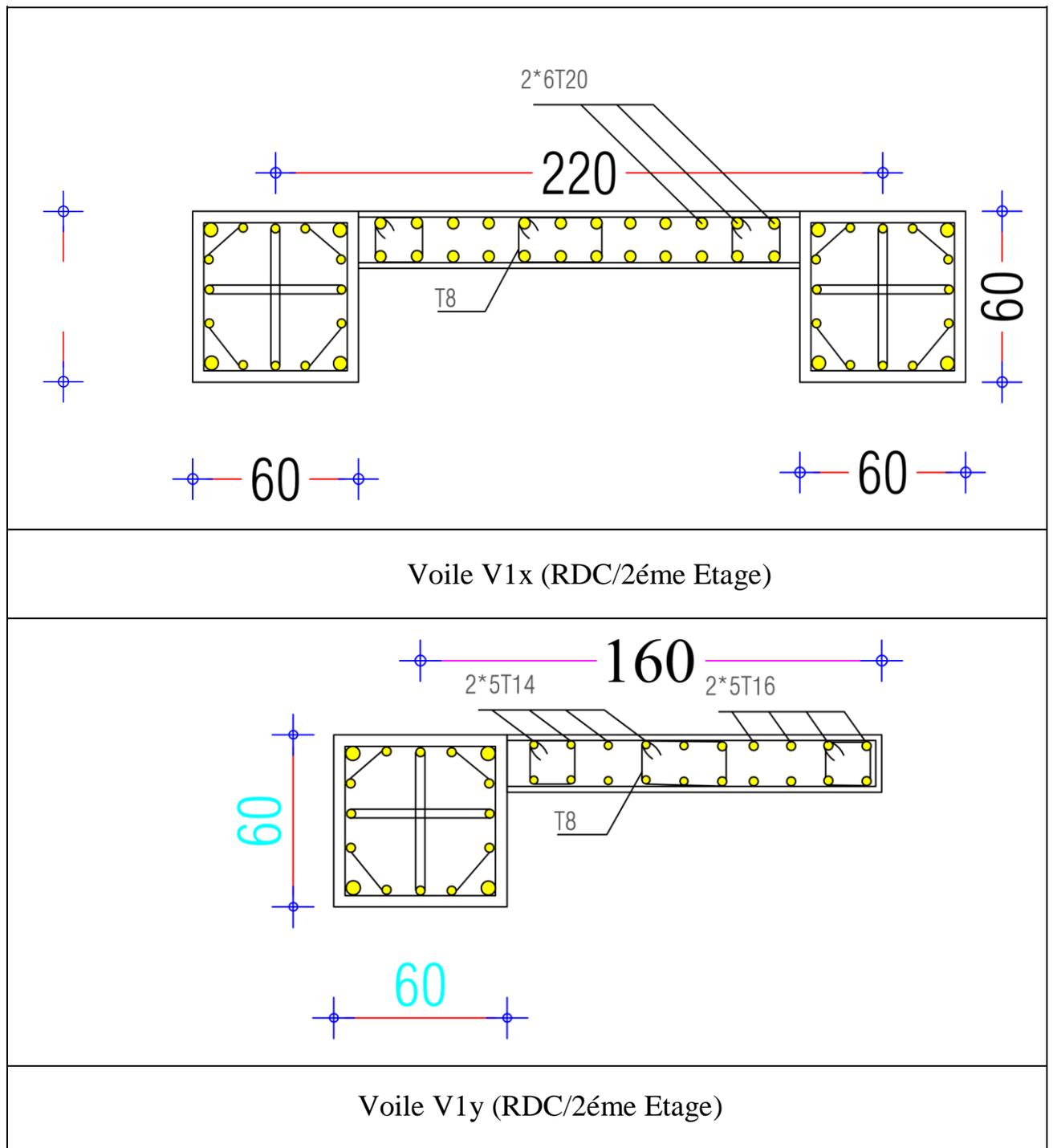


Figure 5.5 : Disposition des Armateurs verticales dans les voiles.

BLOC B

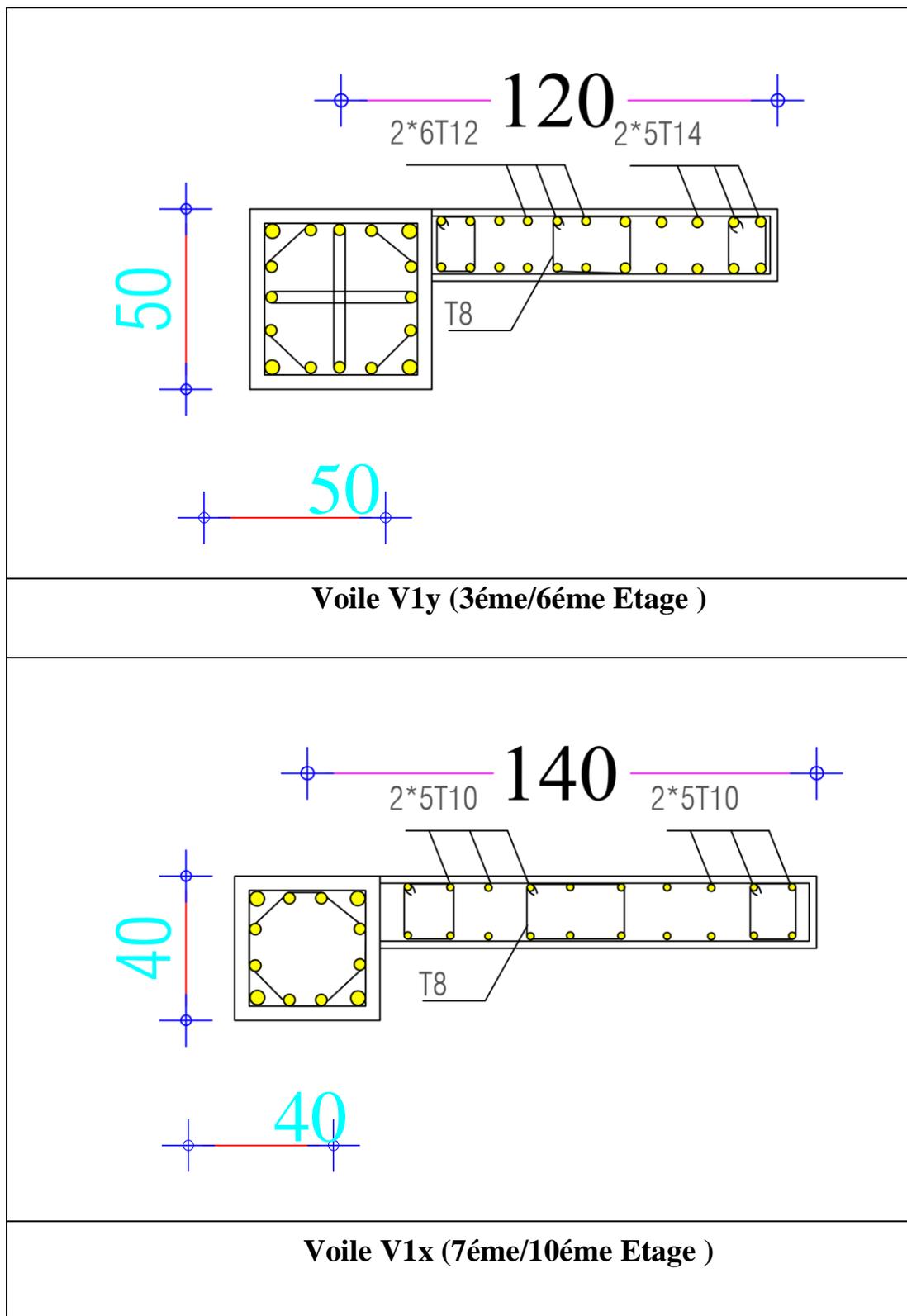


Figure 5.6 : Disposition des Armateurs verticales dans les voiles.

**CHAPITRE VI :**  
**ETUDES DES FONDATIONS**

### VI.1. Introduction :

Les fondations sont la partie essentielle de l'ouvrage qui est en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure au bon sol. Leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Le calcul des fondations se fait en fonction de la charge totale transmise aux fondations ainsi que les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

### VI.2 Types de fondations :

- ✓ Fondation superficielle :
  - ↳ Semelle isolée
  - ↳ Semelle filante sous mur
  - ↳ Semelle filante sous poteaux
  - ↳ Semelle filante croisées
  - ↳ Radier général

### VI.3 Choix du type de fondation

Le choix de la fondation doit satisfaire les -critères suivants :

- ↳ Stabilité de l'ouvrage (rigide)
- ↳ Facilite d'exécution (coffrage)
- ↳ Économie (ferraillage)

### VI.4. Facteurs Intervenant Dans Le Calcul Des Fondations

- Contrainte du sol  $\sigma_{sol}$

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à **2,5 bars**.

- La classification du sol.
- La réponse du sol et la réponse de la structure.
- Les efforts transmis à la base

#### Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 15 à 20 cm d'épaisseur dosé à 150 kg/m<sup>3</sup> de ciment.

### VI.5 Calcul des fondations :

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

$$\text{On doit vérifier la condition suivante : } \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

#### VI .5.1 Semelle Isolée :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport

$$a \text{ sur } b : \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

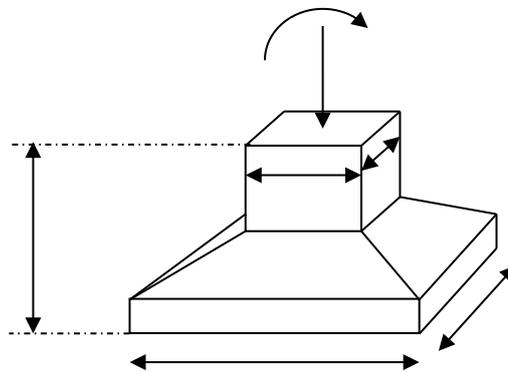


Figure 6.1 : Dimensions de la semelle isolée

Pour les poteaux carrés :  $a=b$  donc  $A=B \Rightarrow S = A^2$

A est déterminé par  $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$  avec

$$A = \sqrt{S} \quad \sigma_{sol} = 2,50 \text{ bars}$$

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semll}} \leq \sigma_{sol}$$

L'effort normal total revenant aux fondations

égale à :

$$N = 1954,53 \text{ kN}$$

$$\text{D'où } S \geq \frac{1954,53}{250} \Rightarrow S = 7,81 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{7,81} = 2,80 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = B = 2,80 \text{ m}$$

- Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que :  $L_{\min} \geq 1,5xB$

Tel que  $L_{\min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a :  $L_{\min} = 2,20 \text{ m} < 1,5xB = 4,20 \text{ m} \dots$  non vérifié

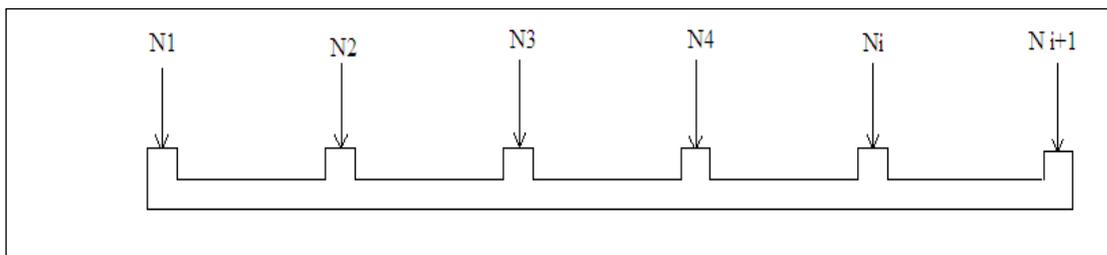
- **Conclusion :**

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

**VI.5.2 Semelles filantes :**

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux, et par conséquent les semelles dans une direction donnée, sont proches les uns des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.



**Figure 6.2 :** Semelle filante.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que :  $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_i$  de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Files	N (kN)	L(m)	B(m)	B choisie(m)	S (m <sup>2</sup> )
1	4058,1962	8,76	1,88	2	16,23
2	6461,347	15,25	1,71	2	25,84
3	6461,347	18,15	1,45	2	25,84
4	8042,9145	14,85	2,20	2,5	32,17
5	5203,3753	11,66	1,80	2	20,18
6	1796,6201	5,05	1,46	2	7,18
A	3921,68	8,65	1,81	2	15,68
B	7951,44	18,40	1,72	2	31,80
C	9053,35	18,40	1,96	2,5	36,17
D	6192,21	15,45	1,60	2	24,76
E	6615,29	9	2,94	3	26,46
F	1812,67	4,60	1,57	2	7,25

**Tableau 6.1** : Sections des semelles filantes.

**Vérification :**

Il faut vérifier que :  $\frac{S_s}{S_b} \geq 50\%$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 36793,5807 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars} \end{cases}$$

On trouve:  $S \geq 147,17 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment  $S_b = 260 \text{ m}^2$

$$\text{Calcul du rapport } \frac{S_{nec}}{S_{bat}} = \frac{147,17}{260} = 0,56 \quad 56\% \geq 50\%$$

• **Conclusion :**

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela, on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

### VI.5.3 Radier général Nervuré :

#### VI.5.3.1 Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux

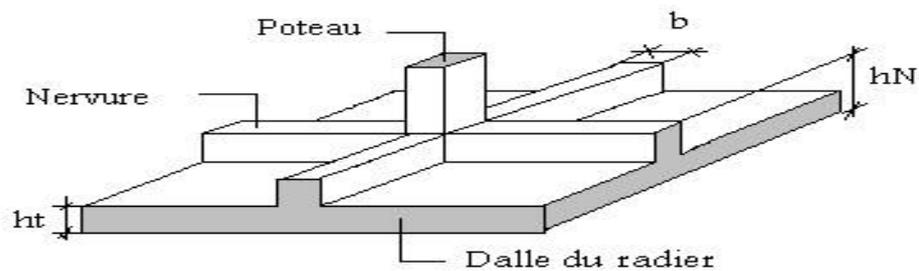


Figure 6.3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

- **Surface Nécessaire :**

Pour déterminer la surface du radier, il faut que:  $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{S_{nec}}{S_{bat}} = \frac{183,96}{260} = 0,70$$

La surface totale du radier est 290 m<sup>2</sup>

#### VI.5.3.2 Pré dimensionnement du radier :

##### 1. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

➤ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

- $L_{max}$ : La longueur maximale entre les axes des poteaux.
- $L_{max} = 5,05m \Rightarrow 20,2.cm \leq h_1 \leq 25,25.cm \rightarrow h_1 = 25cm$
- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que:  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min.}(0,1f_{c28}; \dots 4MPa) = 2MPa$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1ml}{S_{rad}}$$

$N_u = 50474,98 \text{ kN}$  « la somme des efforts normaux pondéré de tous les poteaux situés au radier ».

$$L = 5,05 \text{ m} ; b = 1m$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 24,5cm$$

$$\Rightarrow h \cdot 2 \geq 24,5.cm$$

$$h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 25 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 40 \text{ cm}$

## 2. Dimensionnement Des Nervures :

### a. largeur des nervures

- **Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{505}{10} = 50,5cm \quad \Rightarrow \quad \text{Soit : } b = 55 \text{ cm}$$

### b. La hauteur des nervures :

#### b.1. Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par

l'expression suivante :  $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = 4 \sqrt{\frac{4EI}{bK}}$$

$I$  : Inertie de la section transversale du radier  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

$E$  : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne  $E=20000\text{MPa}$ ).

$b$  : Largeur de radier ( $b= 550 \text{ Cm}$ ).

$K$  : Coefficient de raideur du sol ( $0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$ ).

On pourra par exemple adopter pour  $K$  les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3] \rightarrow$  pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3] \rightarrow$  pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3] \rightarrow$  pour un très bon sol.
- $L_{\max} = 5,05 \text{ m}$

• On aura:  $h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left( \frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}} \Rightarrow h_2 \geq 78,75 \text{ cm}$

Pour notre cas on prend  $K=4 [\text{kg/cm}^3]$

On a :  $h_1 \geq 78,75 \text{ cm} \Rightarrow h_1 = 80 \text{ cm}$

### **b.2. Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_2 < \frac{L_{\max}}{10}$$

On a :  $L_{\max} = 5,05 \text{ m}$

$$\Rightarrow 33,66 \text{ cm} < h_2 < 50,5 \text{ cm}$$

On prend :  $h_2 = 50 \text{ cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

On prend :  $b = 35 \text{ cm}$

### **Conclusion :**

$$h_N \geq \text{Max} (h_1 ; h_2) = 85 \text{ cm}$$

On prend :  $h_N = 100 \text{ cm}$ .

**Résumé :**

- Epaisseur de la dalle du radier :  $h = 40\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure :  $\begin{cases} h_N = 100.\text{cm} \\ b = 50.\text{cm} \end{cases}$

**VI.5.3.3 Caractéristiques géométriques du radier :**

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
$x_G(\text{m})$	$y_G(\text{m})$	$I_{xx}(\text{m}^4)$	$I_{yy}(\text{m}^4)$
8,78	8,37	22741,87	25241,79

**Tableau 6.2:** Caractéristiques géométriques du radier**VI.5.3.4 Vérifications Nécessaires :****VI.5.3.4.1 Vérification de la Stabilité du Radier :**

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport  $\frac{M_s}{M_R}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5  $\left( \frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec

$M_s$ : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

$M_R$ : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$M_0$ : Moment à la base de la structure.

$V_0$ : L'effort tranchant à la base de la structure.

$h$ : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

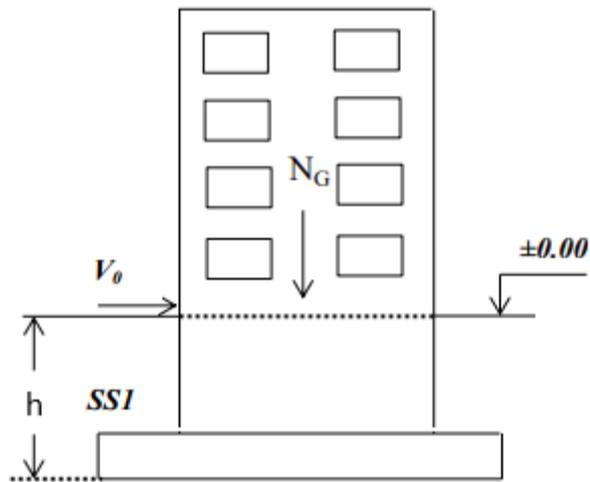


Figure 6.4 : Schéma statique du bâtiment.

Suivant les sens x-x :

$$M_0 = 74490,385 \text{ KN.m} ; V_0 = 3052,45 \text{ kN} ; h = 3,50 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R = 85173,96 \text{ KN.m}$$

$$N = N_G + N_Q$$

$$\text{Avec : } N_G = N_{G1} + N_{G2}$$

$N_{G1}$ : Poids propre de la structure.

$N_{G2}$ : Poids propre du radier.

$N_Q$ : Poids de la surcharge d'exploitation de la structure.

$$\text{On a: } N_{G1} = 31436,41 \text{ kN}$$

$$N_{G2} = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 290 \times 0,85 = 19125 \text{ kN}$$

$$N_Q = 5357,16 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } N = 55918,57 \text{ KN}$$

$$M_s = N \cdot x_G = 49096,43 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 5,70 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Suivant les sens y-y :

$$M_0 = 73747,936 \text{ KN.m} ; V_0 = 3061,13 \text{ kN} ; h = 3,5 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R = 84461,88 \text{ KN.m}$$

$$M_s = N \cdot y_G = 468038,43 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 5,20 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Conclusion :**

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

#### VI.5.3.4.2 Vérification des Contraintes Sous le Radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais insitu et au laboratoire :  $\sigma_{sol} = 2,5$  bars.

Les contraintes du sol sont données par :

##### a. Sollicitation du premier genre :

$$\text{À l'ELS : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{36793,5807}{290} = 126,87 \text{..kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 126,87 \text{..kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{..kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

##### b. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1 ; \sigma_2$ )

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que :

$\sigma_1$ : Ne doit pas dépasser  $1,5\sigma_{sol}$ .

$\sigma_2$ : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}.$$

**ELU :**

$N_u = N_u \text{ (structure)} + 1,35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$

$$N_u = 50474,90 + 1,35 \times 6162,5 = 58794,28 \text{ KN}$$

$$M_{rx} = 424868,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{ry} = 406673,51 \text{ KN.m}$$

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	366,76	38,70	284,74
<b>Sens y-y</b>	337,58	67,88	270,15
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 332,5$

**Tableau 6.3 :** Contraintes sous le radier à l'ELU.

**ELS :**

$$N_{ser} = 42956,08 \text{ kN}$$

$$M_{rx} = 309494,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{ry} = 296654,10 \text{ KN.m}$$

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	250,75	45,50	199,43
<b>Sens y-y</b>	246,49	49,75	197,30
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 332,5$

**Tableau 6.4 :** Contraintes sous le radier à l'ELS.

**Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

### c. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } \sigma_u = \sigma \left( \frac{L}{4} \right) = 284,74 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_{ser} = \sigma \left( \frac{L}{4} \right) = 199,43 \text{ kN/m}^2$$

#### VI.5.3.5 Ferrailage du radier :

##### 1. Ferrailage de la dalle du radier :

###### ➤ Détermination des efforts :

- Si  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

##### Panneau de rive

- Moment en travée:  $\begin{cases} M_{tx}=0,85M_x \\ M_{ty}=0,85M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis:  $\begin{cases} M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x \quad (\text{appui de rive}) \\ M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x \quad (\text{autre appui}) \end{cases}$

##### Panneau intermédiaire

- Moment en travée :  $\begin{cases} M_{tx}=0,75M_x \\ M_{ty}=0,75M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis :  $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$
- Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.
- Moment en travée :  $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appuis :  $M_a=0,5M_0$

$$\text{Avec: } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

➤ Valeur de la pression sous radier

ELU

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 284,74.kN / m$$

ELS

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 199,43.kN / m$$

➤ Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0)

Le rapport des panneaux  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,60}{5,05} = 0,910 \leq 1,0 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	$\mu_x$	$\mu_y$	qu (kN/m)	Mx (kNm)	Mtx (kNm)	My (kNm)	Mty (kNm)	Ma (kNm)
4,6	5,05	0,910	0.0447	0.8036	284,74	269,32	228,83	216,42	183,95	134,66

Tableau 6.5 Calcul des moments à l'ELU.

➤ Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2)

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	$\mu_x$	$\mu_y$	qser (kN/m)	Mx (kNm)	Mtx (kNm)	My (kNm)	Mty (kNm)	Ma (kNm)
4,60	5,05	0.869	0.0518	0.8646	199,43	218,60	185,81	189,00	160,65	109,3

Tableau 6.6 : Calcul des moments à l'ELS.

➤ Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28}=25$  MPa;  $\sigma_{bc}=14,17$ MPa;  $f_e=400$  MPa;  $\sigma_s=348$  MPa;  $b=100$  cm;  $h=40$  cm ; $d=0,9h=36$  cm

• Section minimale :

Sens-y-y : 0,08 %  $b.h= 3,20$  cm<sup>2</sup>.

Sens x-x :  $A_{s\ min}=1.2$  (  $A_{\min}$  suivant y-y)=3,84 cm<sup>2</sup>.

	Sens	Mu(kNm)	Ascal(cm <sup>2</sup> )	Asmin(cm <sup>2</sup> )	Choix	Asadp(cm <sup>2</sup> )
Travée	x-x	228,83	22,57	3,20	8T20	25.13
	y-y	183,95	17,77	3,84	6T20	18.85
Appui	x-x	134,66	12,74	3,84	9T14	13,85
	y-y					

**Tableau 6.7 :** Ferrailages des panneaux du radier

**Espacement :**

$$Esp \leq \text{Min.}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min.}(105\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

**En travée :**

**Sens x-x**

$$S_t = \frac{100}{8} = 12.5\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte  $S_t=15$  cm.

**Sens-y-y**

$$Esp \leq \text{Min}(4h; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(140\text{cm}; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} < 40\text{cm}$$

On prend  $S_t=17$  cm

**Aux Appuis :**

$$S_t = \frac{100}{9} = 11,11\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend  $S_t=12$  cm

**Vérifications nécessaires**

-Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,43 \text{ cm}^2$$

	Sens	Asadp(cm2)	Asmin(cm2)	Vérifications
Travée	x-x	25.13	5.43	oui
	y-y	18.85	5.43	oui
Appui	x-x	13,85	5.43	oui
	y-y			

Tableau 6.8 : Vérifications CNF

-Vérification des contraintes à l'ELS:

	Sens	Mser (kNm)	As (cm2)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	218,60	25.13	8,7	15	276,1	201,6	non
	y-y	189,00	18.85	8,73	15	315,04	201,6	non
App	x-x	109,3	13,85	2,52	15	241	201,6	non
	y-y							

Tableau 6.9 : Vérification des contraintes.

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifié ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

	Sens	Choix	Asadp(cm2)	St
Travée	x-x	7T25	34,34	15
	y-y	6T25	29,44	14
Appui	x-x	9T16	18,08	12
	y-y			

Tableau 6.10 : Vérification des contraintes (correction).

	Sens	Mser (kNm)	As (cm2)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	218,60	34,34	7,25	15	199,60	201,6	oui
	y-y	189,00	29,44	6,84	15	201,00	201,6	oui
App	x-x/y-y	109,3	18,08	5,16	15	189,9	201,6	oui

## 2. Ferrailage des nervures :

### 2.1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire "BAEL91 modifier 99" [1]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,50M_0$$

### 2.2. Calcul des armatures :

$$b=50 \text{ cm ; } h=100 \text{ cm ; } d=90 \text{ cm}$$

- **Sens porteur (x-x) :**  $L=4.6 \text{ m ; } q=284.74 \text{ kN/ml}$

	Mu(kNm)	Ascal(cm2)	Choix	Asadp(cm2)
Travée	640.16	21.78	8T20	25.12
Appuis	376.56	12.26	8T16	16.08

**Tableau 6.11 :** Ferrailage des nervures (sens porteur)

- **Sens non porteur (y-y) :**  $L=5.05 \text{ m ; } q=284,74 \text{ kN/ml}$

	Mu(kNm)	Ascal(cm2)	Choix	Asadp(cm2)
Travée	769,25	26,55	4T20+4T25	32.19
Appuis	452,50	18,27	4T25	19.63

**Tableau 6.12 :** Ferrailage des nervures (sens non porteur)

### 2.3. Vérifications nécessaires :

#### 1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.43 \text{ cm}^2$$

		As <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup>	Vérification
Sens X	Travée	25.12	5.43	Oui
	Appuis	16.08	5.43	Oui
Sens Y	Travée	32.19	5.43	Oui
	Appuis	19.63	5.43	Oui

**Tableau 6.13 :** Vérification de la Condition de non fragilité

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

	Sens	Mser (kNm)	As (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	448.36	25.12	6.98	15	222.1	201.6	Non
	y-y	540.38	32.19	7.74	15	210.8	201.6	Non
Appuis	x-x	263.74	16.08	4.67	15	200.3	201.6	Oui
	y-y	317.87	19.63	4.95	15	198.3	201.6	Oui

**Tableau 6.14 :** Vérification des contraintes à l'ELS

**Remarque :**

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée en travée dans le sens **x-x** et **y-y** donc on augmente la section de l'acier

	Sens	Mser (kNm)	choix	As (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	448.36	4T20+4T25	32.19	6.41	15	175.2	201.6	oui
	y-y	540.38	8T25	39.25	6.65	15	173.7	201.6	oui

**Tableau 6.15 :** Vérification des contraintes à l'ELS (correction).

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :** [2]

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{270.15 \times 5.05}{2} = 682.12 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{682.12 \times 10^3}{500 \times 900} = 1.51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

➤ **Armatures transversales :**

• **BAEL 91 modifié 99** <sup>[1]</sup> :

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} K}{0.8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right) = 0.75 \text{ MPa}$$

• **RPA99 version 2003** <sup>[2]</sup> :

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \tau_u = 1.51 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; b = 50 \text{ cm} ; d = 90 \text{ cm}$$

On trouve :

$$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 4.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de peau :**

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins  $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h=100 \text{ cm}$$

$$A_p = 3 \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_p = 4\text{T}12$

### BLOC A

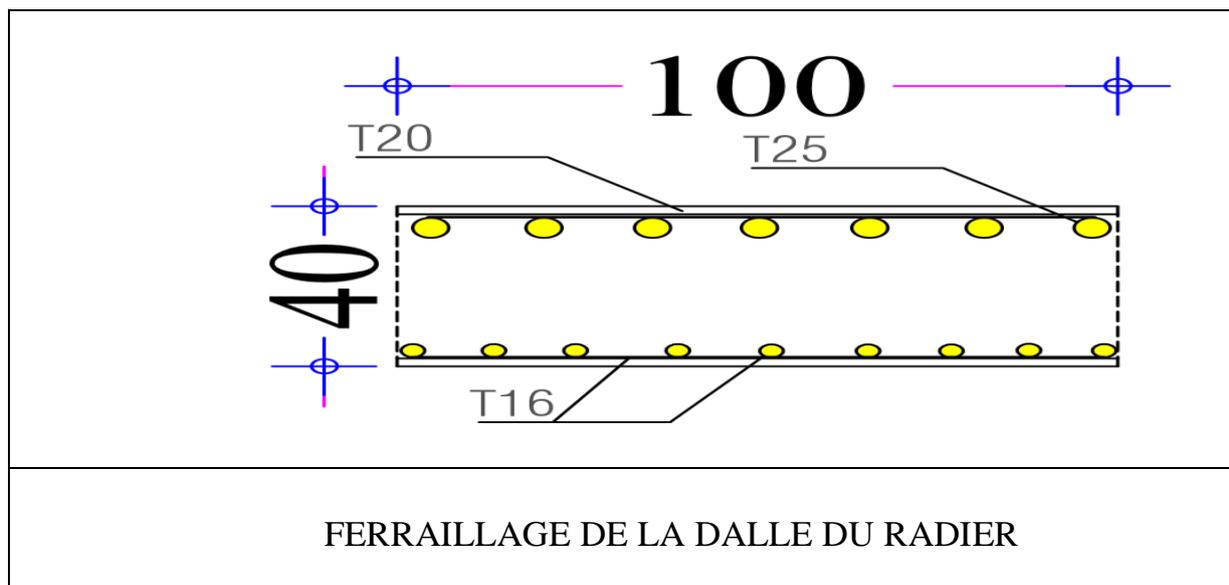


Figure 6.5 : Ferrailage de la dalle du radier

BLOC A

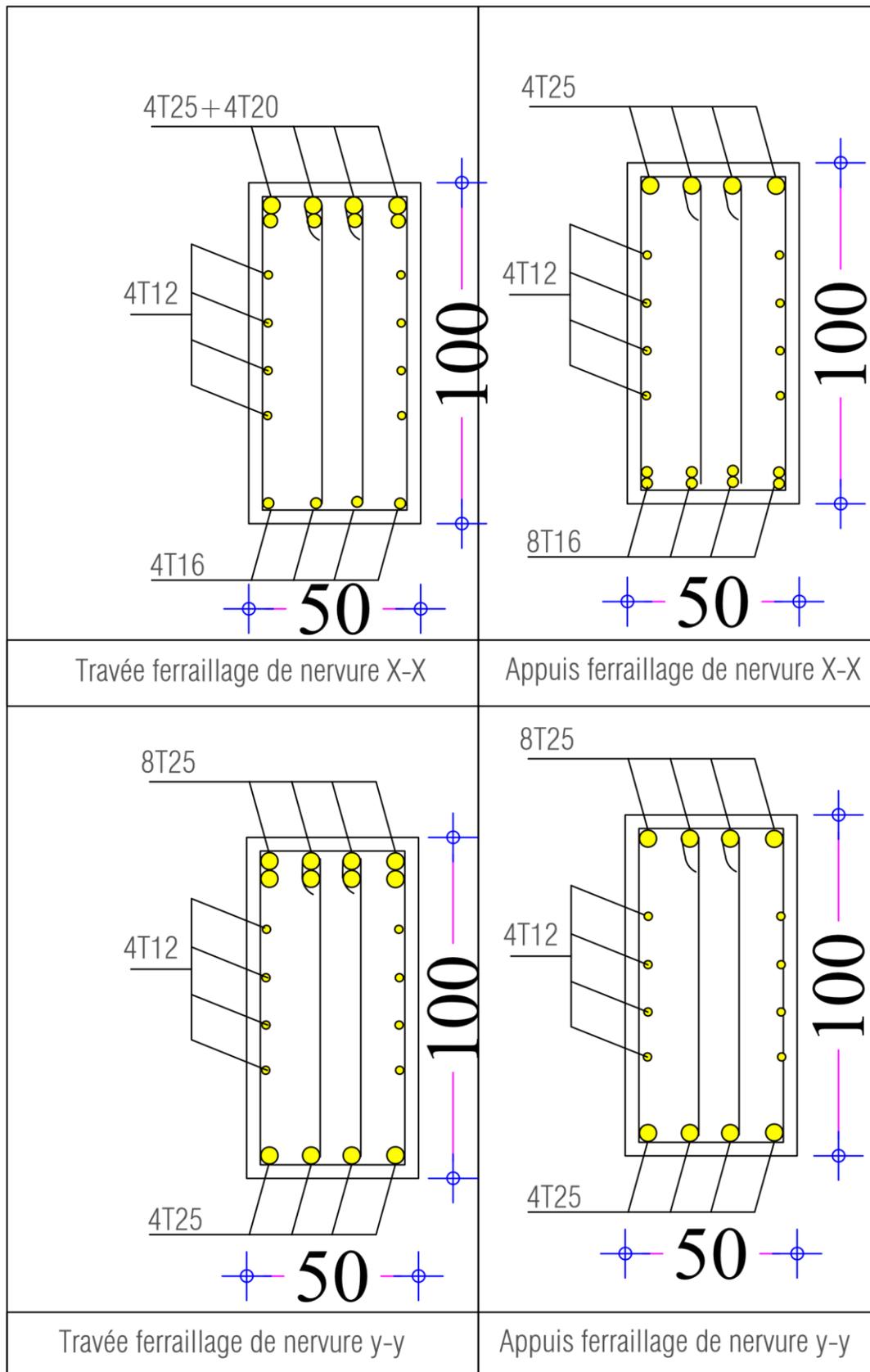


Figure 6.6 : Ferrailage des nervures.

## ❖ BLOC B

Semelle Isolée :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{Semll}} \leq \sigma_{sol}$$

$$N = 2100,74 \text{ kN}$$

$$\text{D'où } S \geq \frac{2100,74}{250} \Rightarrow S = 8,40 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{8,40} = 2,90 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = B = 2,90 \text{ m}$$

- Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

$$\text{Il faut vérifier que : } L_{\min} \geq 1,5xB$$

Tel que  $L_{\min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a :  $L_{\min} = 3,10 \text{ m} < 1,5xB = 4,35 \text{ m}$  ...non vérifie

Semelles filantes :

- Vérification :

$$\text{Il faut vérifier que : } \frac{S_s}{S_b} \geq 50\%$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 40616,2023 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars} \end{cases}$$

On trouve:  $S \geq 162,48 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment  $S_b = 277 \text{ m}^2$

$$\text{Calcul du rapport } \frac{S_{nec}}{S_{bat}} = \frac{162,48}{277} = 0,58 \quad 58\% \geq 50\% \dots\dots\dots \text{non vérifie}$$

Radier général Nervuré

Surface Nécessaire :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{S_{nec}}{S_{bat}} = \frac{162,48}{277} = 0,58$$

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment ( $277 \text{ m}^2$ ). Avec un débord de 0,5m de chaque coté, la surface totale du radier devient  $298 \text{ m}^2$ .

### Pré dimensionnement du radier :

#### 1. Dalle :

##### a. Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$L_{\max} = 4,95\text{m} \Rightarrow 19,80.\text{cm} \leq h_1 \leq 24,75.\text{cm} \rightarrow h_1 = 24\text{cm}$$

##### b. Condition de cisaillement :

$$\text{On doit vérifier que: } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min.}(0,1f_{c28}; \dots 4\text{MPa}) = 2\text{MPa}$$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1\text{ml}}{S_{\text{rad}}}$$

$$N_u = 55654,032\text{kN} \quad L = 4,95\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 25,80\text{cm}$$

$$\Rightarrow h \cdot 2 \geq 26.\text{cm}$$

$$h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 26 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } h = 35 \text{ cm}$$

#### 2. Dimensionnement Des Nervures :

##### a. largeur des nervures

##### • Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{495}{10} = 49,5\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Soit : } b = 55 \text{ cm}$$

##### b. La hauteur des nervures :

##### • Condition de la raideur :

$$\bullet \quad h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left( \frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}} \Rightarrow h_2 \geq 76,92.cm$$

Pour notre cas on prend  $K=4 [kg/cm^3]$

On a :  $h_1 \geq 76,92cm \Rightarrow h_1 = 80$

**3. Condition de la flèche**

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_2 < \frac{L_{\max}}{10}$$

On a :  $L_{\max} = 4,95 \text{ m}$

$$\Rightarrow 33cm < h_2 < 49,5cm$$

On prend :  $h_2 = 45cm$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

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

**Conclusion :**

$$h_N \geq \text{Max} (h_1 ; h_2) = 80 \text{ cm}$$

On prend :  $h_N = 100 \text{ cm}$ .

**Résumé :**

- Epaisseur de la dalle du radier :  $h = 40cm$
- Les dimensions de la nervure :  $\begin{cases} h_N = 100.cm \\ b = 50.cm \end{cases}$

**Caractéristiques géométriques du radier :**

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
$x_G(m)$	$y_G(m)$	$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$
11,58	5,90	27152,04	106972,89

**Tableau 6.16:** Caractéristiques géométriques du radier

**VI.5.2 Vérifications Nécessaires :****VI.5.2.1 Vérification de la Stabilité du Radier :****Suivant les sens x-x :**

$$M_0 = 80181,8543 \text{ KN.m} ; V_0 = 3351,8868 \text{ kN} ; h = 3,5 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R = 91913,43 \text{ KN.m}$$

$$N = N_G + N_Q$$

$$M_s = N \cdot y_G = 550461,30 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 5,30 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Suivant les sens y-y :**

$$M_0 = 78473,368 \text{ KN.m} ; V_0 = 3241,13 \text{ kN} ; h = 3,5 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R = 89817,31 \text{ KN.m}$$

$$M_s = N \cdot y_G = 282413,53 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 3,14 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Vérification des Contraintes Sous le Radier :****a. Sollicitation du premier genre :**

$$\text{À l'ELS : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{40616,2023}{298} = 136,30 \text{ .kN / m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 136,30 \text{ .kN / m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ .kN / m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**b. Sollicitation du second genre :****ELU :**

$$N_u = N_u (\text{structure}) + 1,35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$$

$$N_u = 55654,03 + 1,35 \times 7450 = 65644,03 \text{ KN}$$

$$M_{rx} = 316505,41 \text{ KN.m} / \quad M_{ry} = 628550,79 \text{ KN.m}$$

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (kN/m^2)$
<b>Sens x-x</b>	<b>354,26</b>	<b>58,20</b>	<b>280,20</b>
<b>Sens y-y</b>	<b>254,15</b>	<b>184,94</b>	<b>236,81</b>
<b>Vérification</b>	$\sigma_{1max} < 1,5 \sigma_{sol} = 375$	$\sigma_{2min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 332,5$

Tableau 6.17 : Contraintes sous le radier à l'ELU

**ELS :**

$$N_{ser} = 50673,7 \text{ kN}$$

$$M_{rx} = 230808,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{ry} = 458601,41 \text{ KN.m}$$

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (kN/m^2)$
<b>Sens x-x</b>	260,42	71,60	213,21
<b>Sens y-y</b>	195,33	144,75	182,68
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 332,5$

Tableau 6.18 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

### c. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } \sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 280,20 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_s = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 213,21 \text{ kN/m}^2$$

**VI.5.3 Ferrailage du radier :**

- **Ferrailage de la dalle du radier :**
- **Valeur de la pression sous radier**

**ELU**

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 280,20.kN/m$$

**ELS**

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 213,21.kN/m$$

- **Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0)**

Le rapport des panneaux  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,40}{4,95} = 0,888 \leq 1,0 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	$\mu_x$	$\mu_y$	qu (kN/m)	Mx (kNm)	Mtx (kNm)	My (kNm)	Mty (kNm)	Ma (kNm)
4,4	4,95	0,88	0.0476	0.7438	280,20	258,19	219,46	192,04	163,23	129,09

**Tableau 6.19 :** Calcul des moments à l'ELU.

- **Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2)**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	$\mu_x$	$\mu_y$	qser (kN/m)	Mx (kNm)	Mtx (kNm)	My (kNm)	Mty (kNm)	Ma (kNm)
4,4	4,95	0,88	0.0476	0.7438	213,13	196,40	166,94	160,65	136,55	98,20

**Tableau 6-20 :**Calcul des moments à l'ELS.

- **Calcul du ferrailage :**

$f_{c28}=25$  MPa;  $\sigma_{bc}=14,17$ MPa;  $f_e=400$  MPa;  $\sigma_s=348$  MPa;  $b=100$  cm;  $h=40$  cm ; $d=0,9h=36$  cm

- **Section minimale :**

Sens-y-y :  $0,08$  %  $b.h= 3,20$  cm<sup>2</sup>.

Sens x-x :  $A_{s \min}=1.2$  (  $A_{\min}$  suivant y-y)= $3,84$  cm<sup>2</sup>.

	Sens	Mu(kNm)	Ascal(cm <sup>2</sup> )	Asmin(cm <sup>2</sup> )	Choix	Asadp(cm <sup>2</sup> )
Travée	x-x	219,46	18,76	3,20	7T20	21,98
	y-y	163,23	13,69	3,84	7T16	14,07
Appui	x-x	129,09	10,19	3,84	7T14	10,77
	y-y					

Tableau 6.21 : Ferrailage des panneaux du radier

**Espacement:**

$$Esp \leq \text{Min.}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min.}(120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

**En travée :****Sens x-x**

$$S_t = \frac{100}{7} = 14,28\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte  $S_t=15$  cm.

**Sens-y-y**

$$Esp \leq \text{Min}(4h; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(160\text{cm}; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{7} = 14,28\text{cm} < 40\text{cm}$$

On prend  $S_t=15$  cm

**Aux Appuis :**

$$S_t = \frac{100}{7} = 14,28\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend  $S_t=15$  cm

➤ **Vérifications nécessaires**• **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 5,43 \text{ cm}^2$$

	Sens	Asadp(cm2)	Asmin(cm2)	Vérifications
<b>Travée</b>	x-x	21,98	5.43	oui
	y-y	14,07	5.43	oui
<b>Appui</b>	x-x	10,77	5.43	oui
	y-y			

Tableau 6.22 : Vérifications CNF

• Vérification des contraintes à l'ELS:

	Sens	Mser (kNm)	As (cm2)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
<b>Trav</b>	x-x	166,94	21,98	8,41	15	238,5	201,6	non
	y-y	136,55	14,07	8,07	15	298,3	201,6	non
<b>App</b>	x-x	98,20	10,77	6,43	15	277,1	201,6	non
	y-y							

Tableau 6.23 : Vérification des contraintes.

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

	Sens	Choix	Asadp(cm2)	St
<b>Travée</b>	x-x	6T25	29,44	17
	y-y	7T20	21,98	14
<b>Appui</b>	x-x	8T16	16,08	12
	y-y			

	Sens	Mser (kNm)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
<b>Trav</b>	x-x	166,94	29,44	7,63	15	180,90	201,6	oui
	y-y	136,55	21,98	6,88	15	195,10	201,6	oui
<b>App</b>	x-x	98,20	16,08	5,53	15	188,8	201,6	oui
	y-y							

Tableau 6.24 : Vérification des contraintes (correction)

➤ **Ferraillage des nervures :**

b=50 cm ; h=100cm ; d=90 cm

- **Sens porteur (x-x) :** L=4.4 m ; q= 280,20 kN/ml

	Mu(kNm)	Ascal(cm <sup>2</sup> )	Choix	Asadp(cm <sup>2</sup> )
<i>Travée</i>	576,36	19,48	8T20	25,12
<i>Appuis</i>	339,04	11,18	8T16	16,80

Tableau 6.25 : Ferraillage des nervures (sens porteur)

- **Sens non porteur (y-y) :** L=4,95 m ; q=280,20 kN/ml

	Mu(kNm)	Ascal(cm <sup>2</sup> )	Choix	Asadp(cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	729,30	25.06	8T20	25,12
<b>Appuis</b>	429,10	14.28	6T20	18,84

Tableau 6.26 : Ferraillage des nervures (sens non porteur)

➤ **Vérifications nécessaires :**

**1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.43.cm^2$$

		Asadp(cm2)	$A_s^{min}$	Vérification
Sens X	Travée	25,12	5.43	Oui
	Appuis	16,80	5.43	Oui
Sens Y	Travée	25,12	5.43	Oui
	Appuis	18,84	5.43	Oui

Tableau 6.27 : Vérification de la condition de non fragilité.

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

	Sens	Mser (kNm)	As (cm2)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	438,55	25,12	7,3	15	218,3	201.6	Non
	y-y	547,23	25,12	9,11	15	272,4	201.6	Non
Appuis	x-x	257,97	16,80	4,97	15	188,4	201.6	oui
	y-y	321,9	18,84	5,94	15	210,3	201.6	Non

Tableau 6.28 : Vérification des contraintes à l'ELS

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée donc on augmente la section de l'acier

	Sens	Mser (kNm)	As (cm2)	choix	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	438,55	32,19	4T20+4T25	6,7	15	172,6	201.6	Non
	y-y	547,23	39,25	8T25	7,84	15	178,5	201.6	Non
	y-y	321,9	25,12	8T20	5,36	15	160,2	201.6	Non

Tableau 6.29 : Vérification des contraintes (correction).

➤ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{280,20 \times 4,95}{2} = 693,4 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{693,4 \times 10^3}{500 \times 900} = 1,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

➤ **Armatures transversales :**

• **BAEL 91 modifié 99** <sup>[1]</sup> :

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,75 \text{ MPa}$$

• **RPA99 version 2003** <sup>[2]</sup> :

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 2 \text{ cm}$$

$f_c = 400 \text{ MPa}$  ;  $\tau_u = 1,54 \text{ Mpa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$  ;  $b = 50 \text{ cm}$  ;  $d = 90 \text{ cm}$

On trouve :

$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

$A_t \geq 4,42 \text{ cm}^2$

On prend : 6T12 = 6.79 cm<sup>2</sup>

➤ Armatures de peau :

$$A_p = 3 \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_p = 4T12$

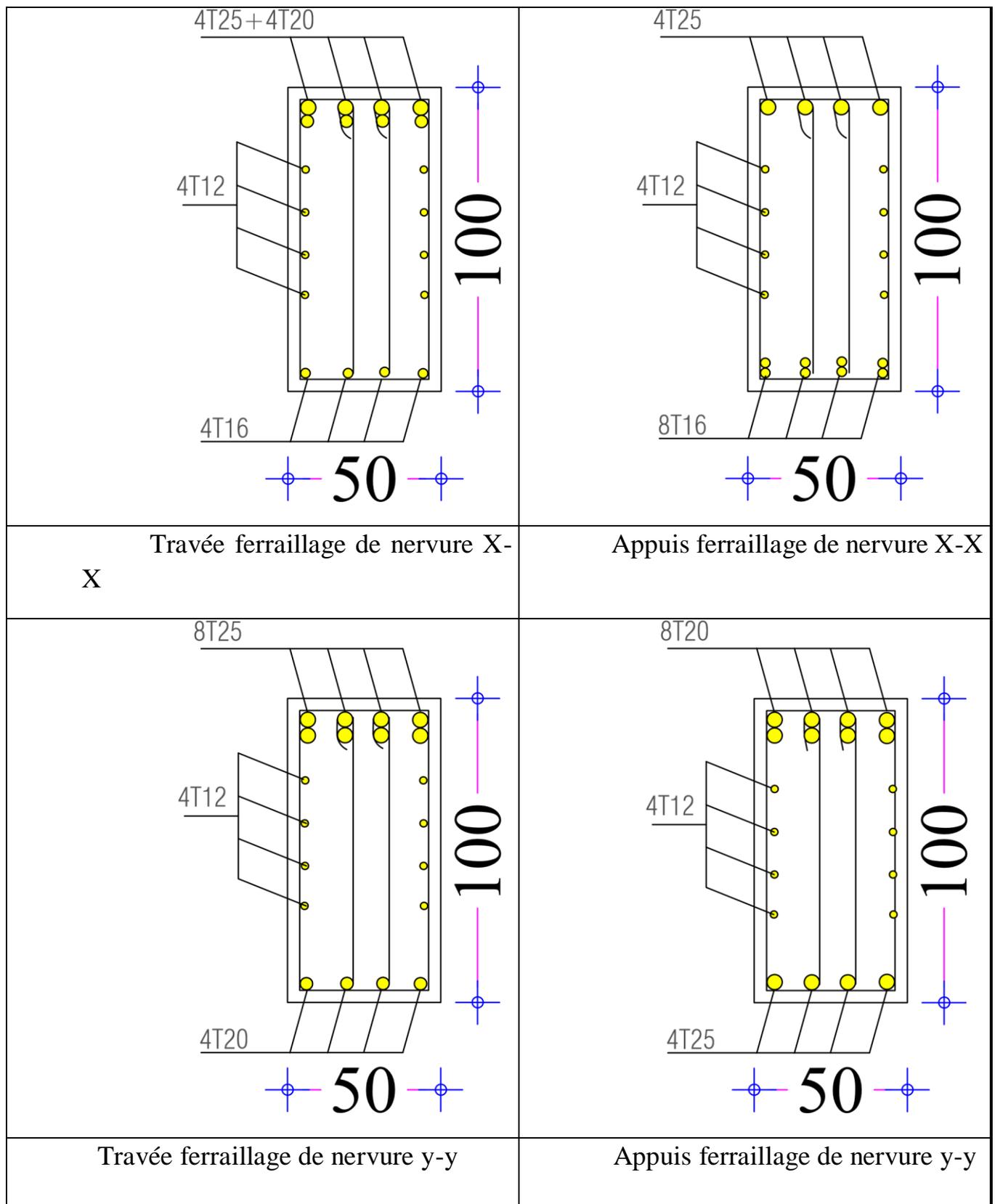


Figure 6.7 : Ferrailage des nervures. BLOC B

## I.6. Voile périphérique :

### VI.6.1 Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ❖ Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

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

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de  $0,1\%B$  dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de  $50\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :  $B=20\text{ cm}$  (Section du voile).

### VI.6.2 Évaluation des Charges :

Le voile est considéré comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis supportant les charges horizontales dues aux poussées des terres.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$H=3,5\text{m}$  ;  $e = 20\text{ cm}$ .

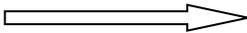


Figure 6.8 : Poussées des terres

La résultante  $P_G$  des poussées unitaires, sur la hauteur «  $L$  » de l'écran, s'applique au tiers inférieur du parement avec l'inclinaison  $\delta$  et l'intensité :

$$P_G = k_a \times \gamma \times \frac{L^2}{2}$$

Dans notre cas :

<ul style="list-style-type: none"> <li>· <math>\beta=0.</math></li> <li>· <math>\lambda=0.</math></li> <li>· <math>\varphi=25^\circ.</math></li> <li>· <math>\delta=2\varphi/3.</math></li> <li>· <math>\gamma=18,5 \text{ KN/m}^3.</math></li> <li>· <math>L=3.5 \text{ m.}</math></li> </ul>	}		$K_a=0,346$
------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---	-----------------------------------------------------------------------------------	-------------

On obtient :

$P=39,20 \text{ KN/m}$        $\longrightarrow$        $P_u=52,92 \text{ KN/ml}$

**VI.6.3 Effort dans la Dalle :**

$\frac{L_x}{L_y} = 0,69 > 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$\mu_x=0,0697 ; \mu_y=0,4118$

$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 45,18 \text{ kNm}$

$M_y = \mu_y M_x = 18,60 \text{ kNm}$

- Moment sur travée

$M_{tx}=0,85M_x=38,40 \text{ kNm}$

$M_{ty}=0,85M_y= 15,81 \text{ kNm}$

- Moment sur appuis

$M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x=22,59 \text{ kNm}$

## VI.6.4 Calcul du Ferrailage

$b=100\text{cm}$  ;  $h=20\text{cm}$  ;  $d=18\text{cm}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	Mu (kNm)	$\mu$	As' (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	Ascal (cm <sup>2</sup> )	Choix	Asadp (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
Travée	z-z	38,40	0,105	0	0,139	16,96	8,18	8T12	2x9,05	12
	y-y	15,81	0,034	0	0,043	17,68	2,56	4T10	2x3,14	30
Appuis	z-z	22,59	0,049	0	0,063	17,54	3,69	6T10	2x4,71	15
	y-y									

Tableau 6.30 : Ferrailage du Voile Périphérique

## VI.6.5 Condition de Non Fragilité :

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm ( $12 \leq h \leq 30$ ) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} = \rho_0 \left[ 3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$  pour les barres FeE400

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0,0008 \left( 3 - \frac{3,5}{5,05} \right) \frac{100 \cdot 20}{2} = 1,85 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0,0008 \cdot 100 \cdot 20 = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**En travée**

$$\begin{cases} A_x = 9,05 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,85 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**Sur appuis**

$$\begin{cases} A_x = 4,71 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,85 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,71 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**VI.6.6 Vérification de l'Effort Tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 MPa$

$$T_x = \frac{p_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 77,62 kN$$

$$T_y = \frac{p_u L_x}{3} = 61,74 kN$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 77,62 kN$$

$$\tau_u = \frac{77,62 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,432 MPa < 1,25 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

**VI.6.7 Vérification à l'ELS :****a. Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,69 > 0,4; \Rightarrow \mu_x = 0,0755 \quad \mu_y = 0,5704$$

$$P_{ser} = 39,20 kN/ml$$

$$M_x = \mu_x P_{ser} L_x^2 = 36,25 kN$$

$$M_y = \mu_y M_x = 20,67$$

- Moment en travée

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 30,81 kNm$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 17,56 kNm$$

- Moment en appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 18,12 kNm$$

**b. Verification des contraintes :**

Il faut vérifier que:  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

	Sens	Mser (kNm)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
<b>Trav</b>	x-x	30,81	9,05	6,65	15	211,8	201.6	Non
	x-x	17,56	3,14	5,7	15	333,4	201.6	Non
<b>App</b>	x-x	18,12	4.71	5	15	232,6	201.6	Non
	y-y							

Tableau 6.31 : Vérification des Contraintes à l'ELS

- Redimensionnement de la section d'armature

	Sens	Choix	Asadp(cm <sup>2</sup> )	St(cm)
<b>Travée</b>	x-x	8T14	12,31	15
	y-y	8T10	6,28	15
<b>Appui</b>	x-x	8T10	6,28	15
	y-y			

Tableau 6.32 : Redimensionnement des Armatures.

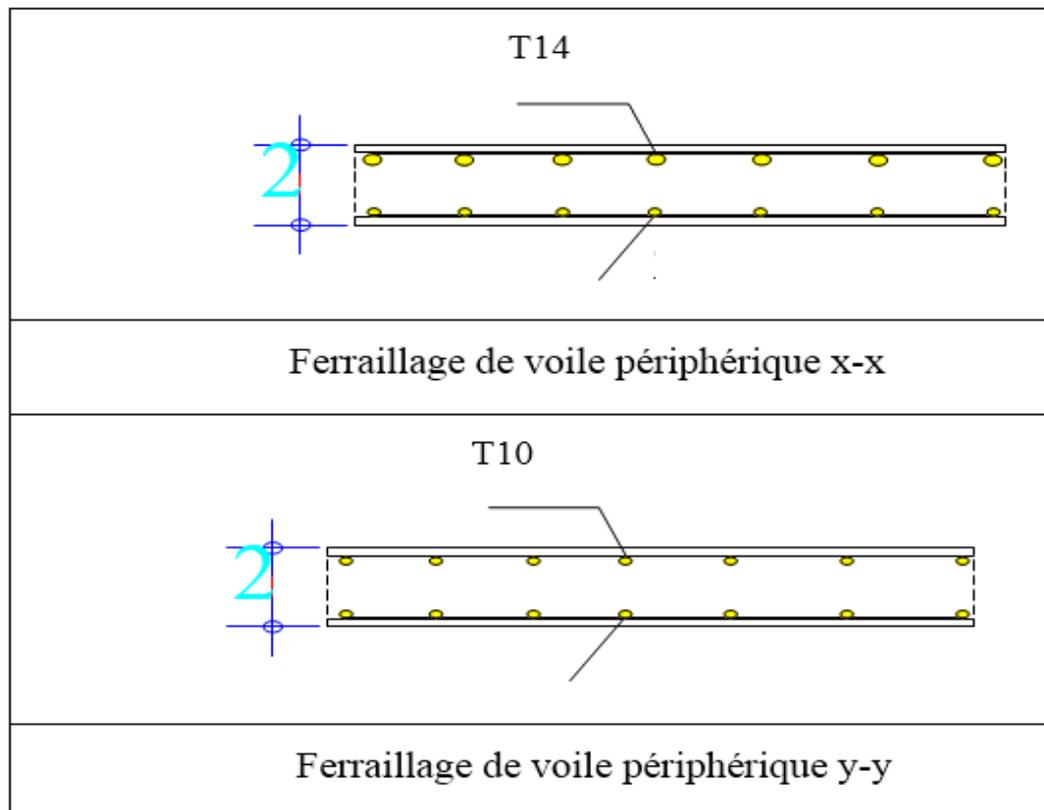


Figure 6.9 : Ferrailage de voile périphérique .

**BLOC B :****VI.6.2 Évaluation des Charges**

$$P = 39.20 \text{ KN/m} \longrightarrow P_u = 52.92 \text{ KN/ml}$$

**VI.6.3 Effort dans la Dalle**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,70 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0684 ; \mu_y = 0,4320$$

$$M_x = \mu_x P_u L_x^2 = 44.34 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 19.15 \text{ kNm}$$

- Moment en travée

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 37.69 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 16.27 \text{ kNm}$$

- Moment sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 22.17 \text{ kNm}$$

**VI.6.3 Calcul du Ferrailage**

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	Mu (kNm)	$\mu$	As' (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	Ascal (cm <sup>2</sup> )	Choix	Asadp (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	x-x	37.69	0,082	0	0,107	17.28	6.28	8T12	2x9,05	12
	y-y	16.27	0,035	0	0,045	17,67	2.64	4T10	2x3.14	30
<b>Appuis</b>	x-x	22.17	0,048	0	0.061	17.55	3.62	6T10	2x4,71	15
	y-y									

**Tableau 6.33 :** Ferrailage du Voile Périphérique

### VI.6.4 Condition de Non Fragilité

$\rho_0=0,0008$  pour les barres FeE400

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x^{\min} = 0,0008 \left( 3 - \frac{3,5}{4,95} \right) \frac{100.20}{2} = 1,83 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

*En travée*

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 9,05 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,83 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

*Sur appuis*

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 4,71 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2,03 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,71 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

### VI.6.5 Vérification de l'Effort Tranchant

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{p_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 76,72 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{p_u L_x}{3} = 61,74 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 76,72 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{76,72 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,42 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

### VI.6.6 Vérification à l'ELS

#### a. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,70 > 0,4; \Rightarrow \mu_x = 0,0743 \quad \mu_y = 0,5817$$

$$P_{ser} = 39,20 \text{ kN/ml}$$

$$M_x = \mu_x p_{ser} L_x^2 = 35,67 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 20,69 \text{ kNm}$$

- Moment en travée

$$M_{tx}=0,85M_x=30.31 \text{ kNm}$$

$$M_{ty}=0,85M_y=17.59 \text{ kNm}$$

- Moment sur appuis

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=17.83 \text{ kNm}$$

**b. Verification des contraintes**

Il faut vérifier que:  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

	Sens	Mser (kNm)	As (cm2)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	30.31	9,05	6.54	15	208.3	201.6	N vér
	y-y	17.59	3.14	5.71	15	333.9	201.6	N vér
App	x-x y-y	17.83	4,71	4.92	15	228.9	201.6	N vér

**Tableau 6.34 :** Vérification des Contraintes à l'ELS

- Redimensionnement de la section d'armature :

	Sens	Choix	Asadp(cm2)	St(cm)
Travée	x-x	8T14	12.31	15
	y-y	8T10	6,28	15
Appui	x-x	8T10	6.28	15
	y-y			

**Tableau 6.35 :** Redimensionnement des Armatures.

	Sens	Mser (kNm)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	30.31	12.31	5.88	15	155.6	201.6	ok
	y-y	17.59	6,28	4.4	15	173.7	201.6	ok
App	x-x	17.83	6.28	4.4	15	173.7	201.6	ok
	y-y							

Tableau 6-36 : Vérification des contraintes (correction).

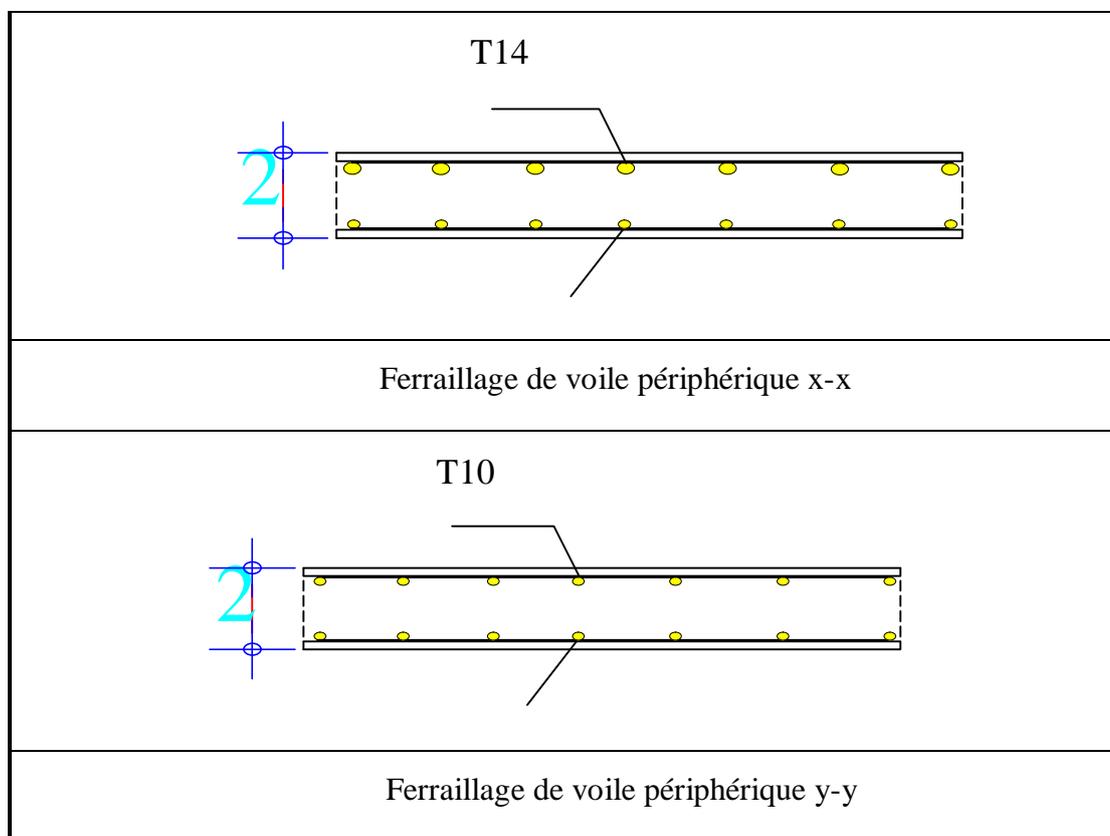


Figure 6.10 : Ferrailage de voile périphérique.

### **CONCLUSION GENERAL**

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment en béton armé qui se compose de deux blocs à usage multiple d'habitation + commerce (R+10 avec un sous-sol)

Contreventé par un système mixte (voiles- portiques)

Durant l'analyse de notre structure modélisée par le logiciel **ETABS ver 16,2** on a constaté que :

- ❖ Le pré dimensionnement et une étape préliminaire son but est de choisir les sections des éléments structuraux du bâtiment qui peuvent changer considérablement après l'étude dynamique
- ❖ L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'étude de la structure, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité de son comportement.
- ❖ La disposition des voiles est l'étape la plus importante dans l'étude dynamique, tout en respectant l'aspect architectural de la structure
- ❖ Nous avons aboutis à une interaction entre voiles et portiques à un pourcentage de moins de 20% de l'effort vertical repris par les voiles, et un pourcentage de plus de 25% de l'effort horizontal repris par les portiques.
- ❖ Le ferrailage des poteaux et des poutres a été fait respectivement en flexion composée, en flexion simple en utilisant le logiciel **SOCOTEC** qui nous a permis de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps.
- ❖ Le ferrailage des voiles a été fait par une méthode simplifiée basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique du logiciel **ETABS ver 16,2** nous a permis de visualiser ces contraintes.
- ❖ Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vue le poids de la structure qu'est très important.

Notre étude nous a beaucoup permis d'enrichir notre bagage scientifique et nos connaissances essentielles acquises durant notre cycle universitaire, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

# Références

- [1] Jean Pierre Mougin - **BAEL91modifié 99**, DTU associés –deuxième Edition Eyrolles 2000.
- [2] Règle parasismique Algérienne **RPA99 version 2003**; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- [3] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A 93**
- [4] Charge permanentes et charge d'exploitation (Document technique réglementaire **DTR B.C.2.2**)
- [5] : D.T " *EUROCODE 2*".
- [6] : DTR B-C 2.42 Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché.
- [7] : *DTU B 23.1-NF* règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché.  
Paris *CSTB, 1976*.
- [8] : VICTOR DAVIDOVICI, "*La Construction en Zone Sismique*".

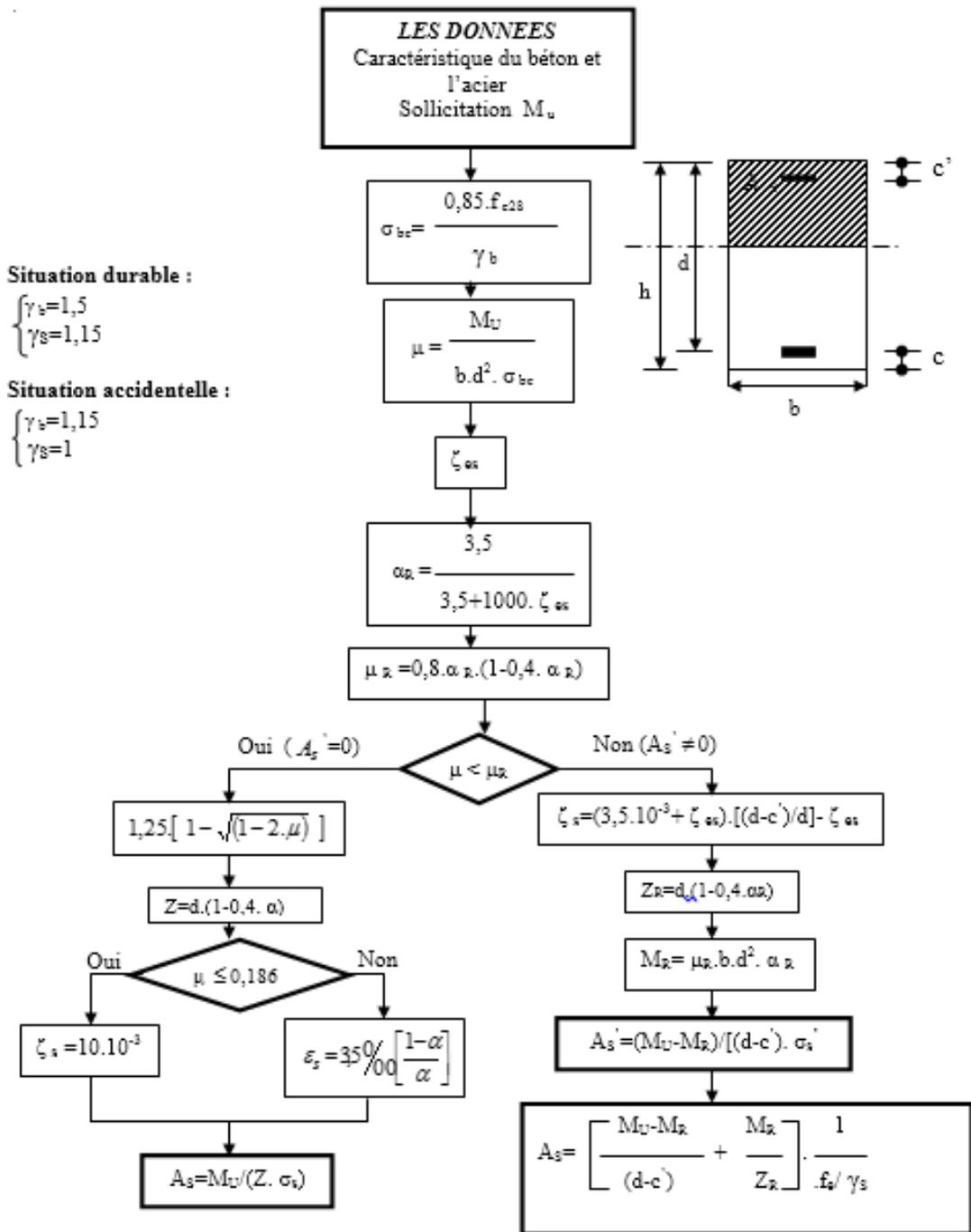
-Expos\_ sur fondations superficielles cours de Mr.ABED

-Mémoire de fin d'étude : Mr.TAHRAOUI et Mr.TEBAG. Etude d'un bâtiment en béton armé à usage multiple de R+8 avec deux sous-sols, contreventé par portiques et voiles, Université de Saad Dahleb Blida. 2016

-Mémoire de fin d'étude : Mr AISSANI Yacine ET Mr BENDARRADJI Mohamed  
Influence du système de contreventement sur le dimensionnement d'une structure de R+6 par la méthode discrétisée et continue. Université de KESDI MERBAH. Ouargla. 2011

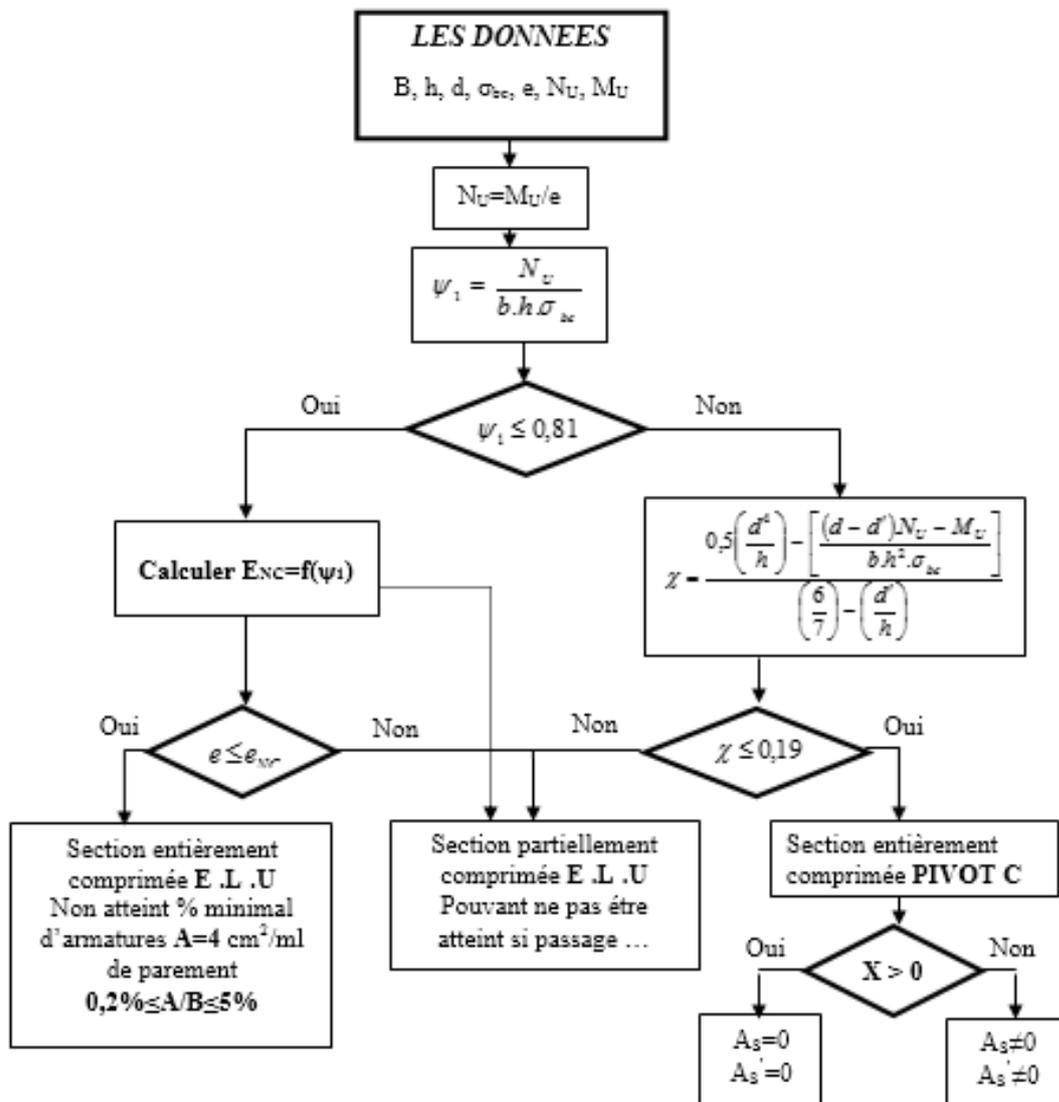
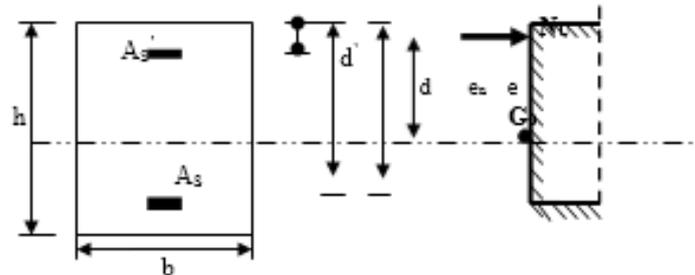
**ORGANIGRAMME -I-**

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



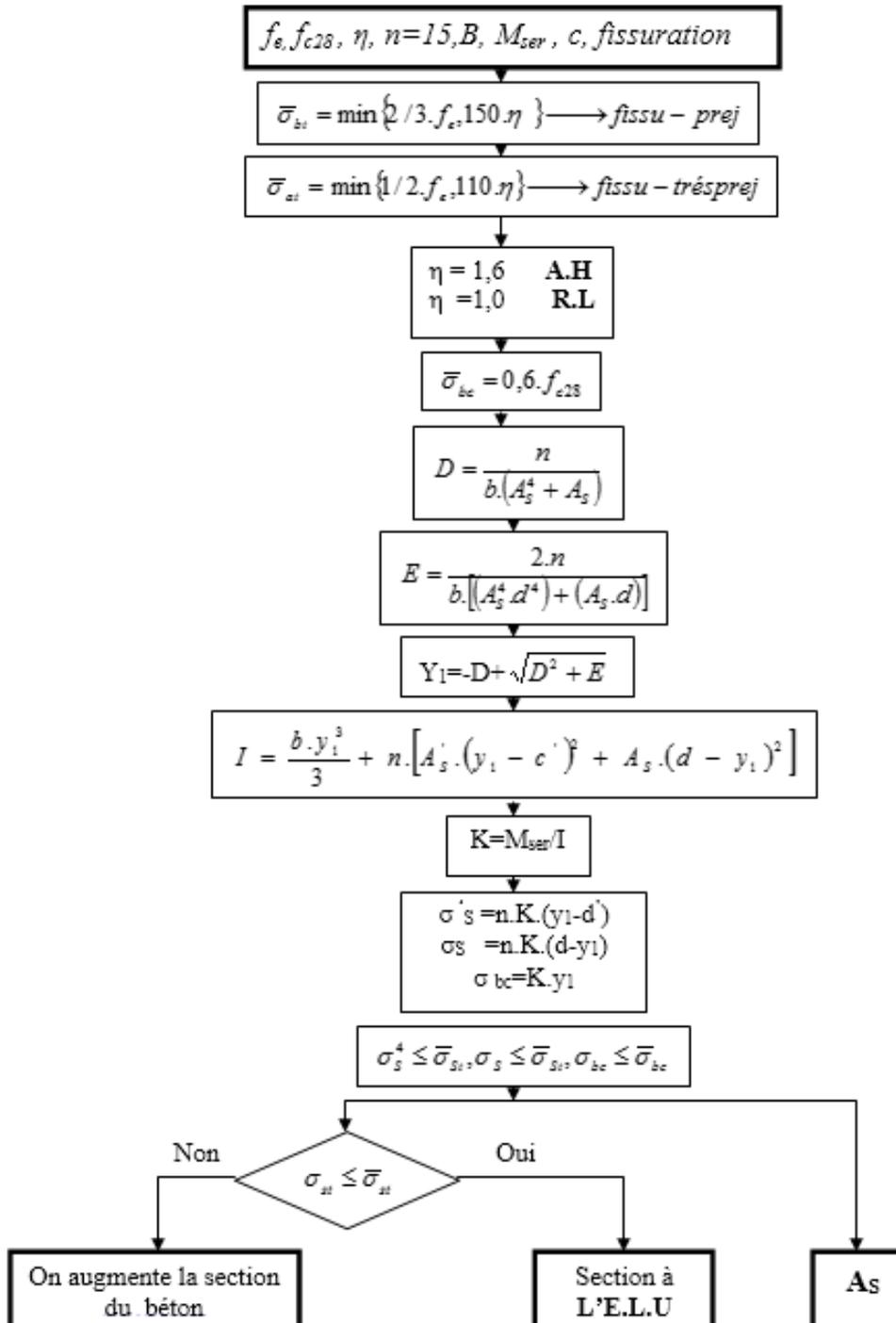
**ORGANIGRAMME -II-**

**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**



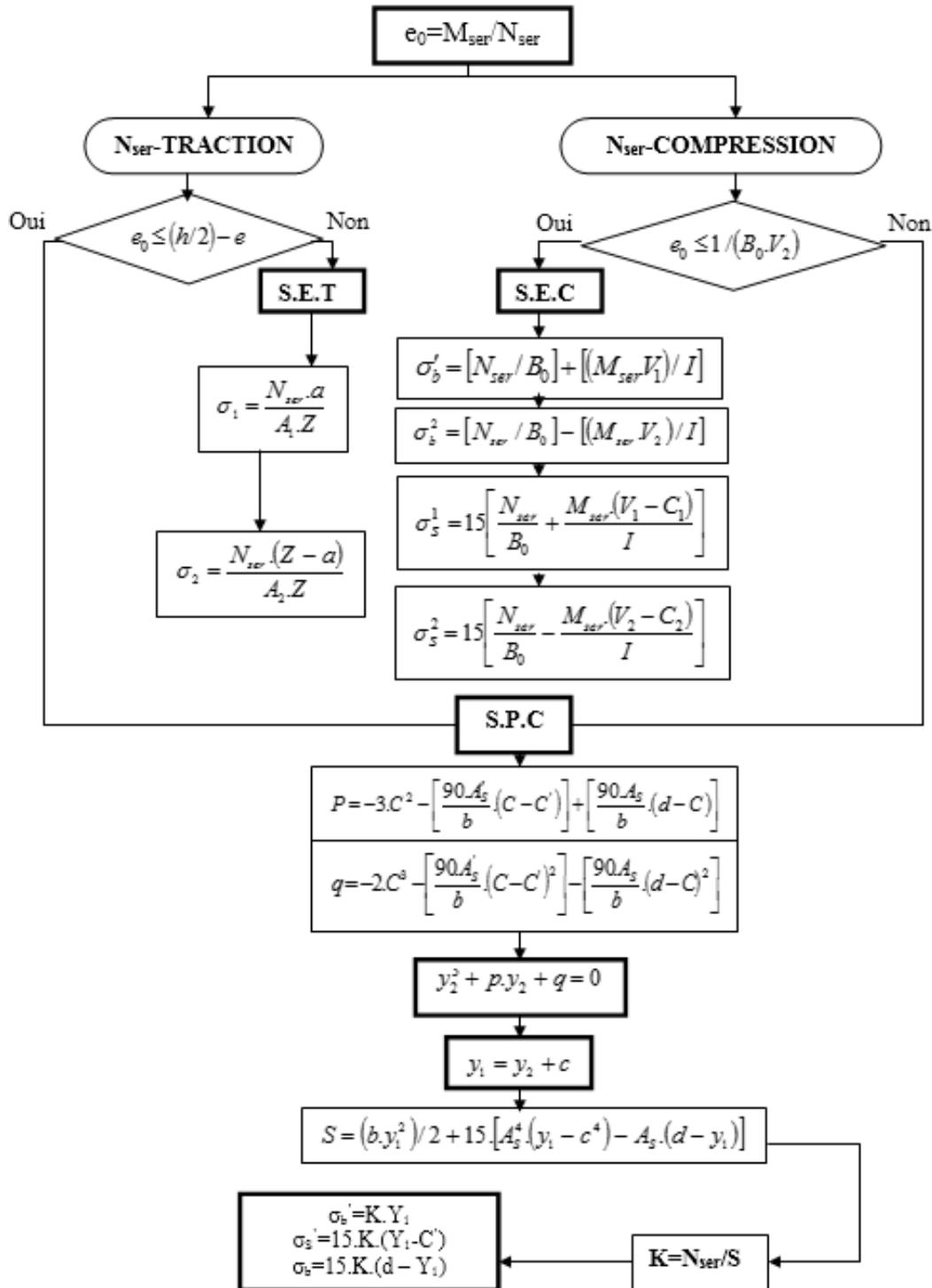
**ORGANIGRAMME -III-**

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S



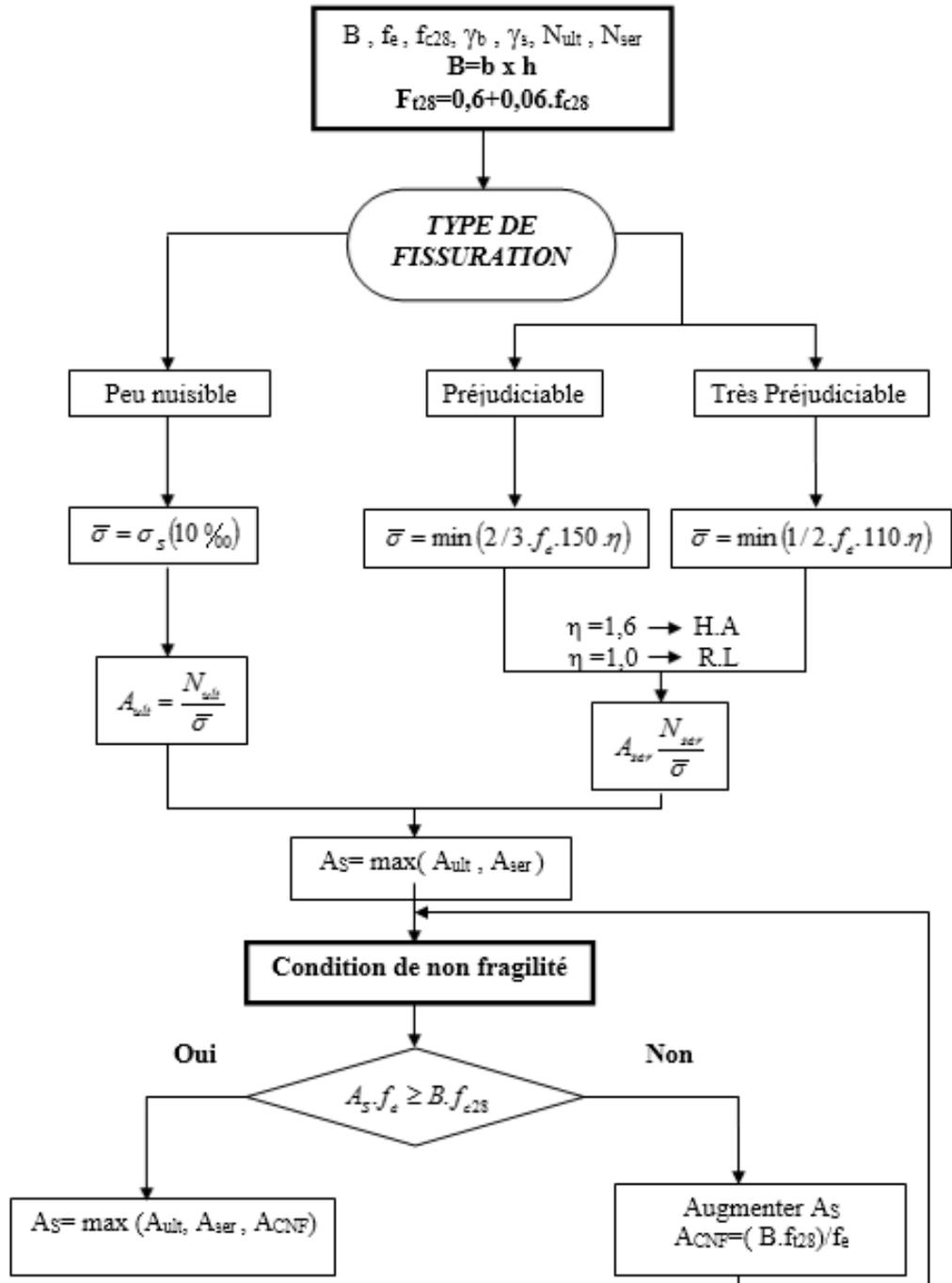
**ORGANIGRAMME-V-**

FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



**ORGANIGRAMME -VI-**

TRACTION SIMPLE



**ORGANIGRAMME -VII-**

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT.

