

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



UNIVERSITE «SAAD DAHLEB» BLIDA

Faculté des Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'Obtention du Master II en génie civil

Option : Structure

THEME

**ETUDE D'UN SIEGE ADMINISTRATIF D'UN SEUL
BLOC CONTREVENTE PAR DES PORTIQUES ET
VOILES EN BA**

Supervisé par :

M^{me} MEGUENNI

Réalisé par :

M^r Benghezal Abderrahmane

M^r Boukhodemi Sidali

Promotion : 2019

الملخص

إن الهدف من هذا المشروع هو تقديم دراسة مقر إداري من الخرسانة المسلحة (البنائية: طابق أرضي+9طوابق+2طوابق تحت الأرض).

تم انجاز المشروع بولاية، المصنفة ذات نشاط زلزالي عالي.

- مقاومة البنائة محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة و عارضات + جدران).
- تم تنفيذ التحليل الديناميكي باستخدام برنامج Sap2000V14.2.2
- تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبنائة صمم وفق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL91 modifie 99)
- تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة و العارضات) تم بواسطة ,SOCOTEC وبالتقنية التقليدية أما الجدران الخرسانة المسلحة تم بالتقنية التقليدية.
- نظام البنائة التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس)

كلمات مفتاحية

الخرسانة المسلحة، تدعيم مختلط، الدراسة الدينامكية، معايير البناء، SAP2000، لبشة(أرضية أساس).

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'un seul bloc d'un siège bâtiment administratif de forme régulière en plan et en élévation en béton armé (Bloc : R+9+2S-Sol).

-Ce projet se situe à la wilaya de BLIDA qui fait partie de la zone de forte sismicité.

- Le pré dimensionnement et le calcul des éléments de la structure ont été effectués en respectant les règlements en vigueur (RPA 99 version 2003, BAEL91 modifie 99).
- La résistance du bloc est assurée par un système de contreventement mixte (portiques+voiles),
- L'analyse dynamique a été effectuée à l'aide du logiciel SAP2000 V14.2.2.
- Le ferrailage des poutres et des poteaux a été fait avec la méthode classique et par l'utilisation du logiciel SOCOTEC.
- Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode ACI, Méthode des contraintes et celle du SAP2000 (Modèle SANDWISCH)
- L'infrastructure qui est de type radier général à cause de l'importance des charges transmis ausol d'assise.

Mots clés

Béton armé, contreventement mixte, analyse dynamique, règles de construction, SAP2000, radier général...

Abstract

The purpose of this work is the study a block of an regularly shaped administrative building seat in plan and elevation in reinforced concrete (Block : R + 9 +2Subsoil :).

This project is located in the wilaya of Blida which is part of the area of high seismicity.

- The pre-dimensioning and calculation of the elements of the structure were carried out in accordance with the current regulations. (RPA 99 version 2003, BAEL91 modifie 99).
- The resistance of the block is ensured by a mixed wind bracing system (gantry + sails),
- The dynamic analysis was carried out using the software SAP2000 V14.2.2.
- The reinforcement of the beams and columns was done with the classical method and the use of SOCOTEC software.
- The reinforcement of the sails was made by the ACI and the model SANDWISCH SAP2000
- The infrastructure which is a main base slab because of the importance of the loads transmitted to the ground floor.

Key words

Reinforces concrete, mixed wind bracing, dynamic analysis, SAP2000, current regulations base slab...

Remercîments



Au terme de ce cycle de formation et à travers ce modeste travail nous tenons à remercier en premier lieu, nôtre Dieu qui nous a donné la force et le courage pour terminer ce projet de fin d'étude, avec lequel nous espérons être couronnées par le diplôme de master 2 en Génie Civil.

Nous tenons à remercier également nos parents, frères, et sœurs respectifs pour leur patience et leurs soutiens indéfectibles.

Aussi, nous adressons en particulier, nos vifs remerciements à notre promotrice M^{me} **K.MEGUENNI** de nous avoir encadré, pour sa disponibilité permanente, son soutien et sa confiance tout au long de ce projet.

Nos remerciements les membres de jury qui nous feront l'honneur d'estimer et juger ce travail.

Nos remerciements vont également à l'ensemble des enseignants de L'Université SAAD-DAHLEB BLIDA et particulièrement à ceux du département de Génie Civil.

Sans oublier en dernier, nos remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet.

Sommaire



Remerciements.

Résumé.

Liste des tableaux.

Liste des figures.

Liste des symboles.

Plans.

Introduction générale.

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage.

I.1 Introduction.....	19
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	20
2.1 Caractéristiques géométrique.....	21
2.2 Système constructif de l'ouvrage.....	21
I.3 Caractéristiques mécanique des matériaux.....	
3.1 Béton.....	22
3.2 Acier.....	27

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

II.1 Introduction.....	30
II.2 Pré dimensionnement des planchers.....	30
II.3 Evaluation des charges.....	32
3.1 Charges permanentes.....	32
3.2 Charges d'exploitation.....	34
II.4 Pré dimensionnement des poutres.....	35
II.5 Pré dimensionnement des poteaux.....	37
5.1 Procédure de pré dimensionnement des poteaux.....	37
II.6 pré dimensionnement des voiles.....	51

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1 Escalier.....	52
III.2 Calcul des dalles.....	67

CHAPITRE IV : Etude dynamique en zone sismique

IV.1 Introduction.....	72
IV.2 Analyse dynamique.....	72
IV.3 Modélisation de la structure.....	73
IV.4 Résultats de la structure auto-stable.....	73
IV.5 Calcul de la période fondamentale.....	74
IV.6 Modélisation de la cage d'escalier	75
IV.7 Résultats de la structure initiale	76

CHAPITRE V : Etude sismique.

V.1 Introduction.....	77
V.2 Equation du mouvement	78
V.3 Vecteur spectre de réponse	80
V.4 Conception du premier modèle	80
4.1 Caractéristiques dynamique.....	81
V.5 Conception du deuxième modèle.....	82
5.1 Caractéristique dynamiques propres	83
5.2 Vérification des déplacements inter étage	84
5.3 Vérification du critère de l'effort normal réduit	85
V.6 Conception du modèle final	86
6.1 Caractéristique dynamiques propres	87
6.2 Détermination de la force (V)	88
6.3 Résultantes des forces sismiques	89
6.4 Vérification des déplacements inter étage	91
6.5 Vérification du critère de l'effort normal réduit	92
6.6 Vérification du facteur de comportement.....	93
6.7 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	94

CHAPITRE VI : Etude thermique

VI.1 Introduction.....	96
VI.2 Effet de la température.....	96
2.1 Coefficient thermique	97
2.2 Contrainte thermique	98
2.3 Convention de signe	99
2.4 La procédure du calcul.....	99
2.5 Calcul du ferrailage	100

CHAPITRE VII : Ferrailage des éléments résistants

VII.1 Introduction.....	103
VII.2 Ferrailage des éléments résistants	103
VII.2.1 Ferrailage des poteaux	103
VII.2.2 Ferrailage des poutres.....	129
VII.2.3 Ferrailage des voiles	147

CHPITRE VIII : Etudes de l'infrastructure

VIII.1 Introduction.....	185
VIII.2 Fonctions assurées par les fondations	185
VII.3 Choix de type de fondations	185
VII.4 Calcul des fondations	186
4.1 Semelles isolées	187
4.2 Semelle filante.....	188.
4.3 Radier général.....	190
4.3.1 Ferrailage des nervures.....	194
4.4 Ferrailage du débord :.....	211
4.5 Etude du voile périphérique	213
4.6 Ferrailage des poteaux de l'infrastructure	218

Conclusion générale

Références

Annexes

Listes des Tableaux



CHAPITRE II : Pré dimensionnement

<u>Tableau II.1</u>	Composition du plancher de la terrasse	32
<u>Tableau II.2</u>	Composition du plancher de la terrasse accessible	32
<u>Tableau II.3</u>	Composition du plancher d'étage courant	33
<u>Tableau II.4</u>	Composition du plancher du sous-sol	33
<u>Tableau II.5</u>	Composition du mur extérieur	34
<u>Tableau II.6</u>	Charge d'exploitation	34
<u>Tableau II.7</u>	Loi de dégression verticale.	40
<u>Tableau II.8</u>	Loi de dégression verticale.	43
<u>Tableau II.9</u>	Choix des dimensions des poteaux	45
<u>Tableau II.10</u>	Choix des dimensions des poteaux circulaires	46
<u>Tableau II.11</u>	Loi de dégression verticale.	47
<u>Tableau II.12</u>	La descente des charges verticales.	48
<u>Tableau II.13</u>	Choix des dimensions des poteaux.	48
<u>Tableau II.14</u>	Choix des dimensions des poteaux circulaires	49
<u>Tableau II.15</u>	Loi de dégression verticale :	50
<u>Tableau II.16</u>	La descente des charges verticales.	51
<u>Tableau II.17</u>	Choix des dimensions des poteaux	51
<u>Tableau II.18</u>	Choix des dimensions des poteaux circulaires	51

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

<u>Tableau III.1</u>	Calcul des sollicitations des escaliers.	56
<u>Tableau III.2</u>	Vérification des contraintes	64
<u>Tableau III.3</u>	Calcul des moments d'inertie	65
<u>Tableau III.4</u>	Vérification de la flèche	68
<u>Tableau III.5</u>	Ferraillage de la dalle pleine.	70
<u>Tableau III.6</u>	Vérification des contraintes.	70

CHAPITRE IV : Etude dynamique

<u>Tableau IV.1</u>	Résultats selon SAP2000	73
<u>Tableau IV.2</u>	Structure sans la modélisation de la cage d'escaliers	75
<u>Tableau IV.3</u>	Structure avec modélisation de la cage d'escaliers	75

CHAPITRE V : Etude sismique

<u>Tableau V.1</u>	Facteur de qualité	79
<u>Tableau V.2</u>	Caractéristique dynamiques de 1 ^{er} modèle	81
<u>Tableau V.3</u>	Caractéristiques dynamiques du deuxième modèle.	83
<u>Tableau V.4</u>	Déplacements inter-étages suivant xx.	84
<u>Tableau V.5</u>	Déplacements inter-étages suivant yy.	85
<u>Tableau V.6</u>	Vérification de l'effort normal réduit.	85
<u>Tableau V.7</u>	Nouvelles sections des poteaux du modèle final.	87
<u>Tableau V.8</u>	Caractéristiques dynamiques du modèle final.	87
<u>Tableau V.9</u>	Déplacements inter-étages suivant xx.	91
<u>Tableau V.10</u>	Déplacements inter-étages suivant yy.	92
<u>Tableau V.11</u>	Vérification de l'effort normal réduit.	92
<u>Tableau V.12</u>	Vérification du facteur de comportement suivant x-x	93
<u>Tableau V.13</u>	Vérification du facteur de comportement suivant y-y	93
<u>Tableau V.14</u>	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant l'axe x-x	94
<u>Tableau V.15</u>	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant l'axe y-y	95

CHAPITRE VII : Ferrailage des éléments résistants

<u>Tableau VII.1</u>	Ferrailage des poutres principales avec 1,35 G + 1,5Q	104
<u>Tableau VII.2</u>	Ferrailage des poutres principales avec 0,8 G + Ex	104
<u>Tableau VII.3</u>	Ferrailage des poutres principales avec 0,8 G + Ey	105
<u>Tableau VII.4</u>	Ferrailage des poutres principale avec G + Q + Ex	105
<u>Tableau VII.5</u>	Ferrailage des poutres principale avec G + Q + Ey	106
<u>Tableau VII.6</u>	Ferrailage final des poutres principales	106
<u>Tableau VII.7</u>	Vérification la contrainte à l'E.L. S	108
<u>Tableau VII.8</u>	Vérification la contrainte de cisaillement dans la zone nodale	109
<u>Tableau VII.9</u>	Ferrailage transversal des poutres principales	110
<u>Tableau VII.10</u>	Vérification de d_{exact} PP	111
<u>Tableau VII.11</u>	Vérification la flèche des poutres principales.	113
<u>Tableau VII.12</u>	Vérification la flèche des poutres principales.	113
<u>Tableau VII.13</u>	Vérification la flèche des poutres principales	114
<u>Tableau VII.14</u>	Ferrailage des poutres secondaires avec 1,35 G + 1,5Q	117
<u>Tableau VII.15</u>	Ferrailage des poutres secondaires avec 0,8 G + Ex	117

<u>Tableau VII.16</u>	Ferraillage des poutres secondaires avec $0,8 G + E_y$	118
<u>Tableau VII.17</u>	Ferraillage des poutres secondaires avec $G + Q + E_x$	118
<u>Tableau VII.18</u>	Ferraillage des poutres secondaires avec $G + Q + E_y$	118
<u>Tableau VII.19</u>	Ferraillage finale des poutres secondaires.	119
<u>Tableau VII.20</u>	Vérification la contrainte à l'E.L.S.	120
<u>Tableau VII.21</u>	Vérification la contrainte de cisaillement dans la zone nodale	121
<u>Tableau VII.22</u>	Ferraillage transversal des poutres secondaires.	123
<u>Tableau VII.23</u>	Vérification de d_{exact} PS	123
<u>Tableau VII.24</u>	Vérification la flèche des poutres secondaires.	124
<u>Tableau VII.25</u>	Vérification la flèche des poutres secondaires.	125
<u>Tableau VII.26</u>	Vérification la flèche des poutres secondaires	125
<u>Tableau VII.27</u>	Caractéristiques du béton et de l'acier	129
<u>Tableau VII.28</u>	Ferraillages des poteaux situation durable ($N^{\max}; M^{\text{corr}}$)	131
<u>Tableau VII.29</u>	Ferraillages des poteaux situation durable ($M^{\max}; N^{\text{corr}}$):	132
<u>Tableau VII.30</u>	Ferraillages des poteaux situation durable ($N^{\max}; M^{\text{corr}}$)	132
<u>Tableau VII.31</u>	Ferraillages des poteaux situation durable ($M^{\max}; N^{\text{corr}}$):	133
<u>Tableau VII.32</u>	Ferraillages des poteaux ($N^{\max}; M^{\text{corr}}$)	133
<u>Tableau VII.33</u>	Ferraillages des poteaux ($M^{\max}; N^{\text{corr}}$)	134
<u>Tableau VII.34</u>	Ferraillages des poteaux ($N^{\max}; M^{\text{corr}}$)	134
<u>Tableau VII.35</u>	Ferraillages des poteaux ($M^{\max}; N^{\text{corr}}$):	135
<u>Tableau VII.36</u>	Ferraillages des poteaux ($N^{\max}; M^{\text{corr}}$)	135
<u>Tableau VII.37</u>	Ferraillages des poteaux ($M^{\max}; N^{\text{corr}}$):	136
<u>Tableau VII.38</u>	Ferraillages des poteaux ($N^{\max}; M^{\text{corr}}$)	136
<u>Tableau VII.39</u>	Ferraillages des poteaux ($M^{\max}; N^{\text{corr}}$):	137
<u>Tableau VII.40</u>	Choix des armatures des poteaux	137
<u>Tableau VII.41</u>	Vérifications des contraintes pour les poteaux ($N_{\text{ser}}^{\max}, M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$)	138
<u>Tableau VII.42</u>	Vérifications des contraintes pour les poteaux ($M^{\max}; N^{\text{corr}}$)	139
<u>Tableau VII.43</u>	Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	140
<u>Tableau VII.44</u>	Espacement maximale selon RPA99	142
<u>Tableau VII.45</u>	Choix des armatures transversales pour les poteaux	143
<u>Tableau VII.46</u>	Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour le voile VL1	145
<u>Tableau VII.47</u>	Calcul des armatures longitudinales du voile VL1	145
<u>Tableau VII.48</u>	Contraintes des voiles VLI (SAP2000).	146
<u>Tableau VII.49</u>	Contraintes des voiles VTI (SAP2000).	147
<u>Tableau VII.50</u>	Contraintes des voiles VTII (SAP2000).	148
<u>Tableau VII.51</u>	Calcul de la section d'acier des VLI.	149
<u>Tableau VII.52</u>	Calcul de la section d'acier des VTI.	149
<u>Tableau VII.53</u>	Calcul de la section d'acier des VTI.	150
<u>Tableau VII.</u>	Ferraillage longitudinal du voile VL1 (L=3m).	150

<u>Tableau VII.40</u>	Ferraillage longitudinal du voile VT1 (L=2.4m).	150
<u>Tableau VII.41</u>	Ferraillage longitudinal du voile VTII (L=5.4m).	151
<u>Tableau VII.42</u>	Valeur des efforts internes des voiles VLI	151
<u>Tableau VII.43</u>	Vérification de l'effort tranchant.	152
<u>Tableau VII.44</u>	Calcul de la section d'acier VLI.	152
<u>Tableau VII.45</u>	Calcul de la section d'acier VTI.	153
<u>Tableau VII.46</u>	Calcul de la section d'acier VTII	153
<u>Tableau VII.47</u>	Comparaison du voile VT1 entre les trois (3) méthodes.	154
<u>Tableau VII.48</u>	Calcul des aciers horizontaux des voiles.	155
<u>Tableau VII.49</u>	Aciers transversaux.	156

CHPITRE VIII : Etudes de l'infrastructure

<u>Tableau VIII.1</u>	Effort normal appliqué au fondations	<u>186</u>
<u>Tableau VIII.2</u>	Récapitulatif des sections de semelles isolées et des efforts normaux	<u>186</u>
<u>Tableau VIII.3</u>	Calcul de la hauteur de la nervure dans le sens longitudinal	<u>186</u>
<u>Tableau VIII.4</u>	Calcul de la hauteur de la nervure dans le sens transversal	<u>187</u>
<u>Tableau VIII.5</u>	Contrainte sous le radier à l'ELU	<u>187</u>
<u>Tableau VIII.6</u>	Contrainte sous le radier à l'ELS	<u>188</u>
<u>Tableau VIII.7</u>	Calcul des moments à l'ELU	<u>188</u>
<u>Tableau VIII.8</u>	Calcul des moments à l'ELS	<u>189</u>
<u>Tableau VIII.9</u>	Ferraillage des panneaux du radier	<u>190</u>
<u>Tableau VIII.10</u>	Vérification des contraintes à l'ELS	<u>191</u>
<u>Tableau VIII.11</u>	Ferraillage des panneaux du radier	<u>191</u>
<u>Tableau VIII.12</u>	Vérification des contraintes à l'ELS	<u>192</u>
<u>Tableau VIII.13</u>	Ferraillage des nervures sens x-x	<u>192</u>
<u>Tableau VIII.14</u>	Ferraillage des nervures sens y-y	<u>193</u>
<u>Tableau VIII.15</u>	Vérification des contraintes à l'ELS	<u>194</u>
<u>Tableau VIII.16</u>	Vérification de d_{exact}	<u>195</u>
<u>Tableau VIII.17</u>	Calcul du ferraillage du débord	<u>196</u>
<u>Tableau VIII.18</u>	Vérifications des contraintes à l'ELS	<u>197</u>
<u>Tableau VIII.19</u>	Calcul des moments en travée et sur appuis	<u>198</u>
<u>Tableau VIII.20</u>	Ferraillage du voile périphérique	<u>199</u>
<u>Tableau VIII.21</u>	Calcul des moments en travée et sur appuis	<u>200</u>
<u>Tableau VIII.22</u>	Calcul des contraintes à l'ELS	<u>201</u>
<u>Tableau VIII.23</u>	Les efforts normaux dans les poteaux.	<u>202</u>
<u>Tableau VIII.24</u>	Ferraillage des poteaux de l'infrastructure	<u>203</u>

IV.1. Introduction :

Les séismes sont des mouvements brusques de l'écorce terrestre atteignant des fois de grandes intensités.

L'intérêt de cette étude est de permettre la réalisation des structures pouvant résister aux effets engendrés par les sollicitations auxquelles elles seront soumises ; c'est pourquoi, elles doivent être conçues conformément aux règles parasismiques en vigueur de façon à fournir un degré de protection acceptable.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **SAP2000** qui est un logiciel de calcul automatique des structures ;

IV.2. Analyse dynamique :

Dans ce chapitre, nous entamerons l'analyse modale pour déterminer les caractéristiques dynamiques propres à savoir les fréquences propres, les modes propres...etc. A partir de ces caractéristiques, on peut se prononcer sur le type de la structure (rigide, souple).

a- Détermination des caractéristiques dynamiques :

L'équation du mouvement d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres non amorties (**VLNA**) se traduit par :

$$[M] \{\ddot{x}(t)\} + [K] \{x(t)\} = \mathbf{0} \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

Avec :

$[M]$: Matrice de masse de la structure.

$[K]$: Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$: Vecteur d'accélération relatif.

$\{x\}$: Vecteur de déplacement relatif.

$\{\ddot{x}\}$ et $\{x\}$ ont pour expressions :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega \cdot t + \theta) \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega \cdot t + \theta) \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

D'où l'équation (3.1) aura pour expression :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega \cdot t + \theta) = \mathbf{0} \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

La solution d'équation (3.4) est donnée par :

$$([K] - \omega^2 [M]) = \mathbf{0} \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

L'expression (3.5) est appelée « Equation caractéristique » ; en développant cette l'équation, on obtient une équation polynomiale de degré (2n) en (ω).

Les n solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes des vibrations possibles, qui permettent d'avoir les fréquences et les périodes propres.

b- Facteur de participation massique :

Le facteur de participation massique modale caractérise le taux en pourcentage de la masse modale de chaque mode de vibration et dans chaque direction ; d'après le **RPA99 V2003**, la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit au moins égale à **90%** de la masse totale de la structure ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Cette recommandation est exigée pour déterminer le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions.

IV.3. Modélisation de la structure :

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Dans le cadre de cette étude nous avons utilisé le **SAP2000**

La modélisation des éléments résistants est effectuée comme suit :

- Chaque poteau et chaque poutre de la structure ont été modélisés par l'élément « frame »
- Les voiles ont été modélisés par l'élément « Shell »
- Les masses des éléments non modélisés sont réparties aux nœuds (chaque nœud reprend la masse qui lui revient de droit ($W_G + \beta W_Q$)).

Avec :

W_G : masse dûe aux charges permanentes.

W_Q : masse dûe aux charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge.

$\beta = 0.2$ cas des bâtiments à usage commercial et habitation.

- Concernant les nœuds, nous avons :
 - $R = 1, 1, 1, 1, 1, 1$ Nœuds d'encastremets.
 - $R = 0, 0, 0, 0, 0, 0$ Autres nœuds. (Libres)

IV.4. Résultats de la structure auto-stable :

Modèle SAP2000 VERSION 14.2.2 :

Mode	Période (sec)	Facteur de participation massique modale					
		UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	1.444133	0.000003955	0.66296	0.000000518	0.000003955	0.66296	0.000000518
2	1.255973	0.64879	0.000005243	6.356E-11	0.64879	0.66296	0.000000518
3	1.164272	0.00965	0.00001955	4.984E-10	0.65844	0.66298	5.185E-07
4	0.530286	0.000007347	0.18063	5.379E-07	0.65845	0.84361	0.000001056
5	0.473496	0.15965	0.00003463	1.104E-09	0.8181	0.84365	0.000001058
6	0.445084	0.02606	0.00004102	3.54E-10	0.84415	0.84369	0.000001058
7	0.332383	0.000002103	0.08857	2.127E-09	0.84415	0.93226	0.00000106
8	0.3104	0.01721	0.00015	2.905E-09	0.86136	0.9324	0.000001063
9	0.292221	0.07511	0.00001626	2.952E-11	0.93647	0.93242	0.000001063

Tableau IV.1 : Résultats selon SAP2000

IV.5. Calcul de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques suivante [2] :

$$T = \text{Min} \left(T = C_T \times h_N^{3/4}, T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau 4.6 selon le **RPA99/version 2003**.

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

Pour notre structure :

$$h_N = 40.73\text{m}$$

$$C_T = 0,05$$

$$D_x = 37.8\text{m}$$

$$D_y = 32.4\text{m}$$

$$T_x = 0.596 \text{ sec}$$

$$T_y = 0.643 \text{ sec}$$

$$T = 0.806 \text{ sec}$$

$$\text{- sens (x-x) : } T_X = \min(0.806 ; 0.596) = 0.596\text{sec}$$

$$\text{- sens (y-y) : } T_Y = \min(0.806 ; 0.643) = 0.643\text{sec}$$

IV.6 MODELISATION DE LA CAGE D'ESCALIER

Une étude comparative a été entamée pour montrer l'impact de la position de la cage d'escaliers dans le comportement dynamique de la structure

Pour cela, lors de la modélisation de la structure, on a considéré deux (2) cas :

- a- Modélisation de la cage d'escalier
- b- Non modélisation de la cage d'escalier (espace repris par la cage d'escalier a été remplacé a chaque niveau par une dalle pleine)

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants

Mode	Période (sec)	Facteur de participation massique modale					
		UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	1.444133	0.000003955	0.66296	0.000000518	0.000003955	0.66296	0.000000518
2	1.255973	0.64879	0.000005243	6.356E-11	0.64879	0.66296	0.000000518
3	1.164272	0.00965	0.00001955	4.984E-10	0.65844	0.66298	5.185E-07
4	0.530286	0.000007347	0.18063	5.379E-07	0.65845	0.84361	0.000001056
5	0.473496	0.15965	0.00003463	1.104E-09	0.8181	0.84365	0.000001058
6	0.445084	0.02606	0.00004102	3.54E-10	0.84415	0.84369	0.000001058
7	0.332383	0.000002103	0.08857	2.127E-09	0.84415	0.93226	0.00000106
8	0.3104	0.01721	0.00015	2.905E-09	0.86136	0.9324	0.000001063
9	0.292221	0.07511	0.00001626	2.952E-11	0.93647	0.93242	0.000001063

Tableau IV.2: Structure sans la modélisation de la cage d'escaliers

Mode	Période (sec)	Facteur de participation massique modale					
		UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	1.426016	0.00058	0.66224	2.425E-08	0.00058	0.66224	2.425E-08
2	1.211584	0.59616	0.00045	5.657E-07	0.59675	0.66269	5.899E-07
3	1.15566	0.06708	0.0003	1.492E-07	0.66383	0.66299	7.392E-07
4	0.523486	0.00022	0.17955	8.118E-09	0.66405	0.84254	7.473E-07
5	0.462052	0.10724	0.0000131	4.016E-08	0.77129	0.84255	7.874E-07
6	0.43713	0.07848	0.00031	6.531E-08	0.84977	0.84287	8.527E-07
7	0.328496	0.00015	0.08782	1.891E-07	0.84992	0.93069	0.000001042
8	0.308705	0.0079	0.00011	4.844E-10	0.85782	0.9308	0.000001042
9	0.282453	0.08023	0.00019	1.114E-07	0.93805	0.93099	0.000001154

Tableau IV.3: Structure avec modélisation de la cage d'escaliers

- Conclusion :

Nous avons remarqué qu'il n'y a pas une différence entre les deux (2) modèles (avec / sans escaliers) en ce qui concerne la période.

IV.7. Résultats de la structure initiale :

L'analyse de la structure initiale à été conduite pour déterminer les caractéristiques dynamiques/

- Le premier mode est un mode de translation suivant une diagonale.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant une diagonale.
- Le troisième mode est un mode de rotation.
- Le facteur de participation massique modale atteint les 90% à partir du 9^{ème} mode suivant l'axe global (x-x), et à partir du 7^{ème} mode suivant l'axe global (y-y).
- La période fondamentale $T_f = 1.44 \text{ s} > 1.3 T_{f(RPA)} = 0.835 \text{ s}$.

Conclusion :

-La structure est souple ; l'ajout des voiles s'avère nécessaire pour vérifier les différents critères du **RPA99**.

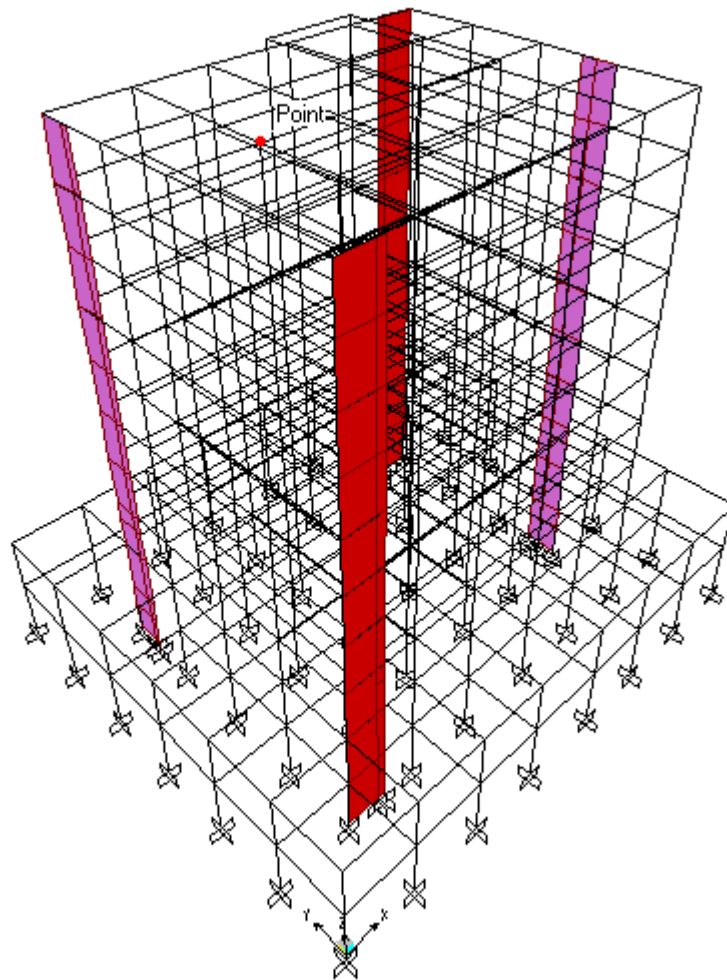


Figure IV.1 : Vue 3D.

V.1. Introduction :

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **SAP2000**.

V. 2. Equation du mouvement :« présentation théorique de l'étude sismique »

Dans cette étape on se base sur l'équation du mouvement d'un système amorti forcé ; la force d'excitation produite par le séisme est représentée par un spectre de réponse.

Le spectre de réponse défini dans le **RPA99** sera appliqué à notre structure suivant les deux (02) directions horizontales.

L'équation du mouvement d'une structure à plusieurs degrés de liberté amortie forcée s'écrit par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{p(t)\} \dots \dots \dots (4.1)$$

Avec :

- $[M]$: Matrice de masse de la structure.
- $[K]$: Matrice de rigidité de la structure.
- $[C]$: Matrice d'amortissement de la structure.
- $\{x(t)\}$: Vecteur déplacement de la structure.
- $\{\dot{x}(t)\}$: Vecteur vitesse de la structure.
- $\{\ddot{x}(t)\}$: Vecteur accélération de la structure.
- $\{p(t)\}$: Vecteur force appliquée a la structure.

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois (3) méthodes :

- Par la méthode statique équivalente
 - Par la méthode d'analyse modale spectrale
 - Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes
- ⇒ Dans notre cas l'étude sismique sera conduite par l'analyse spectrale

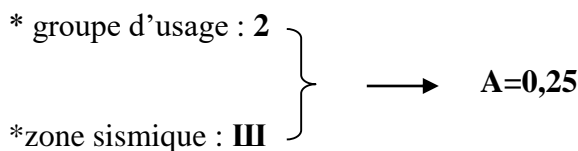
L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse (accélération, vitesse, déplacement). Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure.

V.3. Vecteur spectre de réponse :

Selon le Règlement Parasismique Algérien **RPA 99 –Version 2003**, l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \dots\dots\dots (4.2)$$

A : coefficient d'accélération de zone



Catégorie S₃ → site ferme → T₂ =0,50 sec ; T₁=0,15 sec.

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. **[Tableau 4.3 RPA99/version2003]**

- 4.a. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (R=5).

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** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad [2]$$

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
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0
Régularité en plan	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0
$Q = 1 + \sum P_q$		1.05

Tableau V.1 : Facteur de qualité

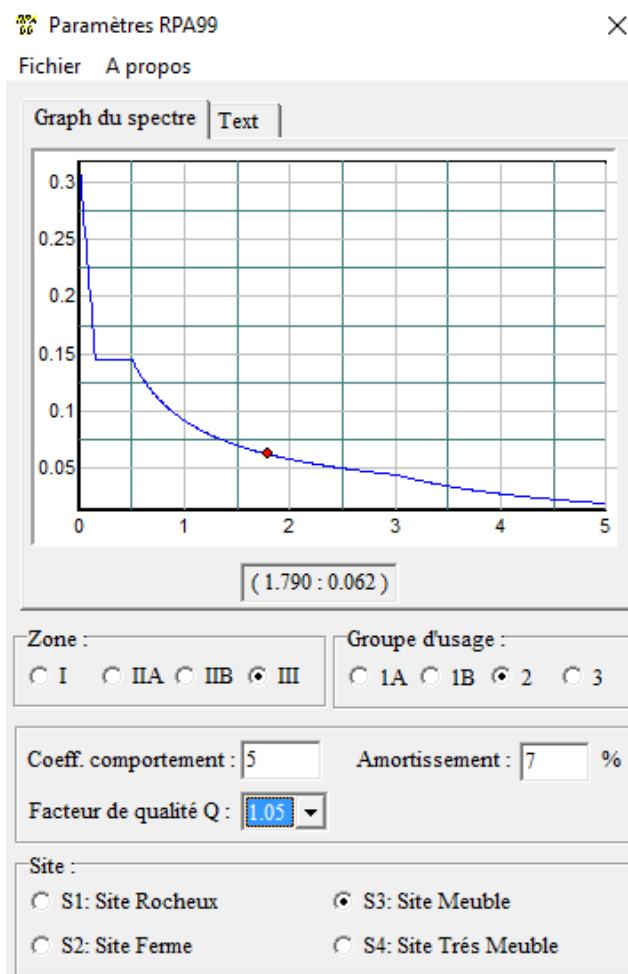


Figure V.1 : Spectre de réponse

V.4 Conception du premier modèle :

Quelques voiles ont été introduits dans la structure initiale comme le montre la figure ci-dessous

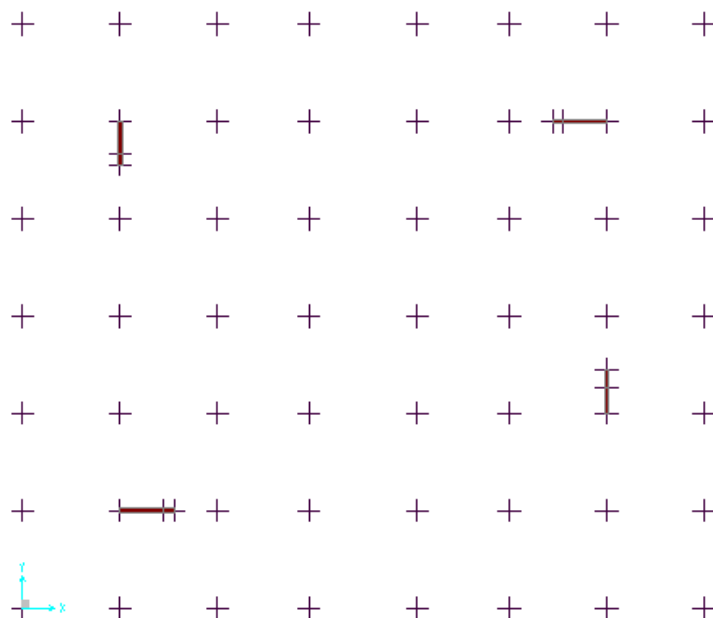


Figure V.2 : Premier modèle

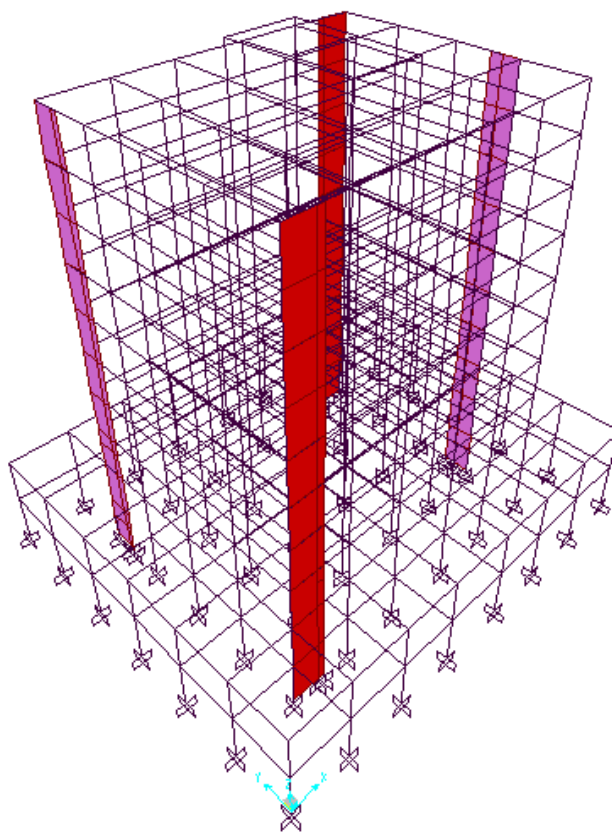


Figure V.3 : Premier modèle vue 3d

V.4.1. Caractéristiques dynamiques :

Les résultats des caractéristiques dynamiques sont regroupés dans le tableau suivant :

Modes	Période (sec)	Facteur de participation massique modale					
		UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	1.282808	0.00024	0.64105	0.000002421	0.00024	0.64105	0.000002421
2	1.079852	0.61888	0.00037	1.846E-08	0.61911	0.64141	0.000002439
3	0.936987	0.00306	0.00073	0.000003956	0.62217	0.64214	0.000006395
4	0.429247	0.00007657	0.18282	0.000001629	0.62225	0.82496	0.000008024
5	0.354987	0.1952	0.00005527	6.621E-07	0.81745	0.82501	0.000008686
6	0.308435	0.00092	0.0002	0.00001293	0.81837	0.82521	0.00002162
7	0.234593	0.000009438	0.09871	0.000002537	0.81838	0.92392	0.00002416
8	0.190312	0.10334	0.000003265	0.000001235	0.92172	0.92393	0.00002539

Tableau V.2 : Caractéristique dynamiques de 1^{er} modèle

- **Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 1,282s. > 1,3 T_{RPA} = 0.835s$
 - La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode. Suivant les deux directions
 - Le premier mode est un mode de translation suivant la direction y
 - Le deuxième mode est un mode de translation suivant la direction x
 - Le troisième mode est un mode de rotation.

○ **Conclusion :**

On doit revoir la conception de notre structure par :

- Une augmentation du nombre de voiles

V.5. Conception du deuxième modèle :

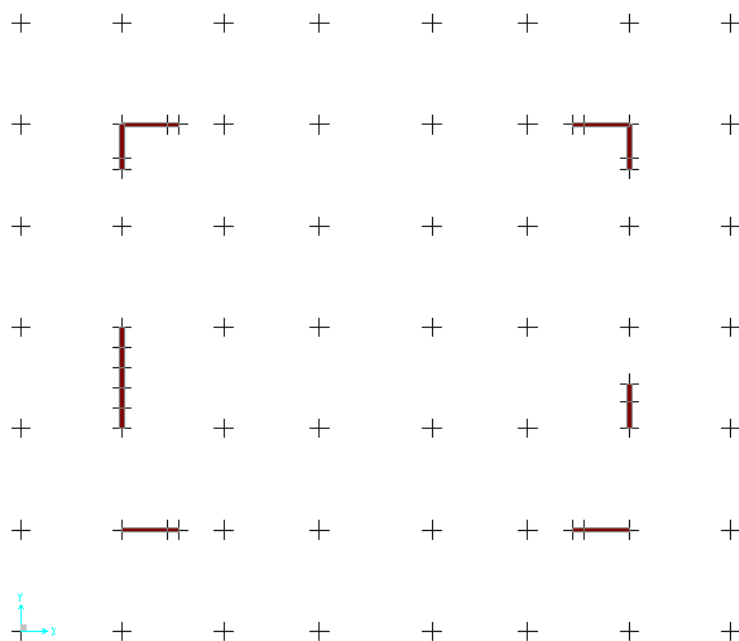


Figure V.4 : Deuxième modèle.

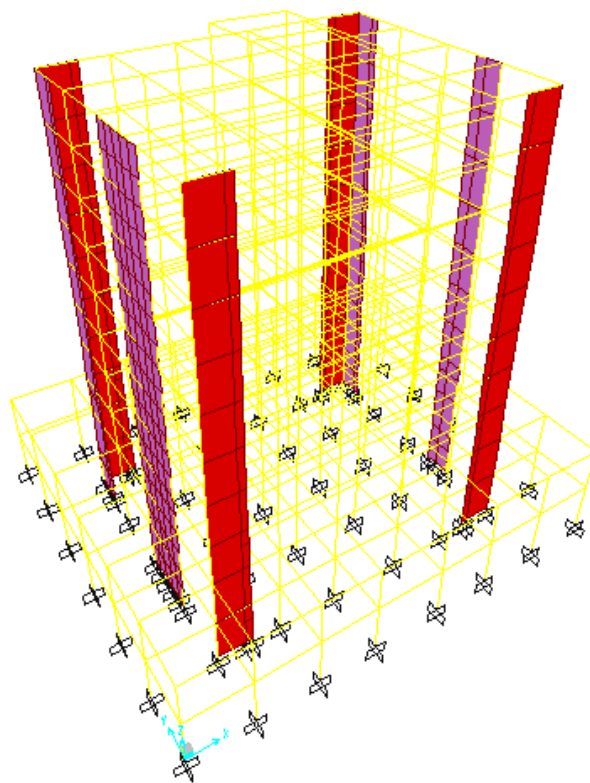


Figure V.5 : Deuxième modèle vue 3d.

V.5.1. Caractéristique dynamiques propres :

Modes	Période (sec)	Facteur de Participation Massique					
		UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1.051052	0.02421	0.55122	0.000002908	0.02421	0.55122	0.000002908
2	0.967284	0.58293	0.02902	8.271E-07	0.60715	0.58024	0.000003735
3	0.69849	0.00868	0.03016	3.025E-10	0.61582	0.61041	0.000003735
4	0.314152	0.05018	0.12778	7.579E-07	0.666	0.73819	0.000004493
5	0.289822	0.15109	0.05549	0.000003398	0.81709	0.79368	0.000007891
6	0.192107	0.00178	0.01733	3.405E-07	0.81887	0.81101	0.000008231
7	0.160105	0.03356	0.06426	0.000003244	0.85243	0.87527	0.00001147
8	0.146802	0.06145	0.03076	0.000009231	0.91388	0.90603	0.00002071

Tableau V.3 : Caractéristiques dynamiques du deuxième modèle.**- Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 1.051052 > 1,3 T_{RPA} = 0,883s$
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode. Suivant les deux directions
- Le premier mode est un mode de translation suivant la direction y
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant la direction x
- Le troisième mode est un mode de rotation.

V.5.2. Vérification des déplacements inter étage :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article **5.10** du **RPA99 modifié en 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01 h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

$$\delta_K^x = R\delta_{eK}^x \text{ et } \delta_K^y = R\delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \text{ et } \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_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, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

Niveaux (m)	U1	δ_{eK}^x	δ_K^x	Δ	$\bar{\Delta}$	
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
38.08	0.0484	48.4	242	21	37.4	Vérifie
34.34	0.0442	44.2	221	23.5	37.4	Vérifie
30.6	0.0395	39.5	197.5	26	37.4	Vérifie
26.86	0.0343	34.3	171.5	27.5	37.4	Vérifie
23.12	0.0288	28.8	144	29	37.4	Vérifie
19.38	0.023	23	115	30	37.4	Vérifie
15.64	0.017	17	85	30	37.4	Vérifie
11.9	0.011	11	55	25	37.4	Vérifie
8.16	0.006	6	30	20	40.8	Vérifie
4.08	0.002	2	10	10	40.8	Vérifie

Tableau V.4 : Déplacements inter-étages suivant xx.

Niveaux	U2	δ_{eK}^y	δ_K^y	Δ	$\bar{\Delta}$	
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
38.08	0.065	65	325	25	37.4	Vérifie
34.34	0.06	60	300	30	37.4	Vérifie
30.6	0.054	54	270	30	37.4	Vérifie
26.86	0.048	48	240	40	37.4	Non
23.12	0.04	40	200	35	37.4	Vérifie
19.38	0.033	33	165	45	37.4	Non
15.64	0.024	24	120	40	37.4	Non
11.9	0.016	16	80	33	37.4	Vérifie
8.16	0.0094	9.4	47	31	40.8	Vérifie
4.08	0.0032	3.2	16	16	40.8	Vérifie

Tableau V.5 : Déplacements inter-étages suivant yy.

- Les déplacements relatifs inter étages ne sont pas inférieurs à la limite imposée par le « *RPA99 version 2003* »

V.5.3 Vérification du critère de l'effort normal réduit :

$$v = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_r : l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (30 MPa).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Poteau	N_d (kN)	B_r (cm ²)	v	Vérification	
				<0,3	NON
55*55	14758.77	5625	1.04	<0,3	NON
D50	8026.58	3318.3	0.96	<0,3	NON

Tableau V.6 : Vérification de l'effort normal réduit.

- Conclusion :

On doit revoir la conception de notre structure par :

- L'ajout d'autres voiles de contreventement est impératif dans notre cas.
- Augmentations des sections des poteaux.

V.6. Conception du modèle final :

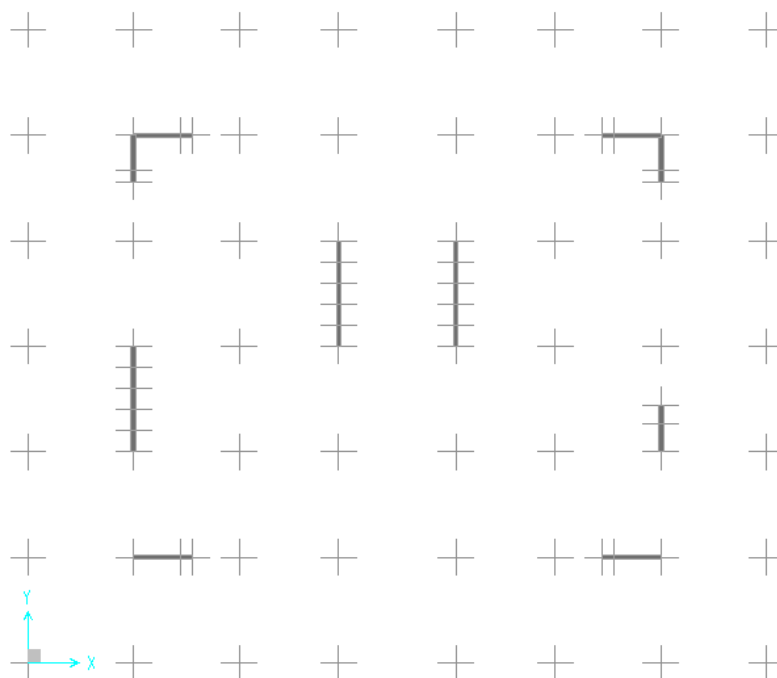


Figure V.6 : Modèle finale

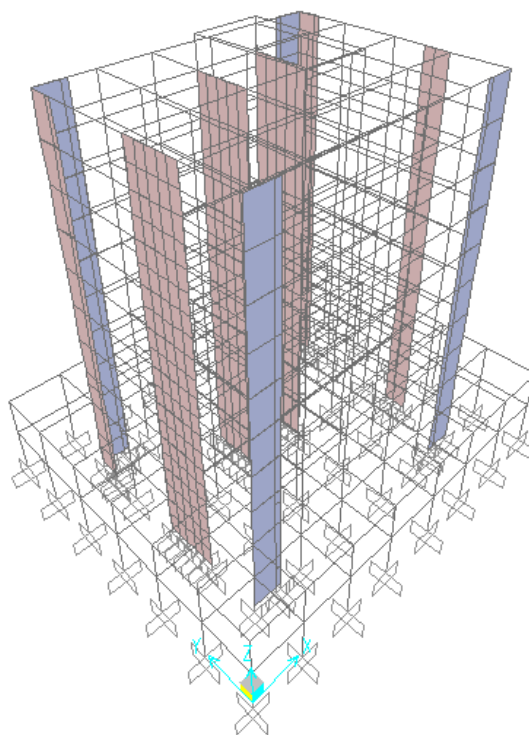


Figure V.7 : Modèle finale vue 3d

-Changement de sections des poteaux :

Section des poteaux	
Avant(cm)	Choix(cm)
D=50	D=65
55×55	75×75
50×50	70×70
45×45	65×65
40×40	60×60
35×35	55×55
30×30	50×50

Tableau V.7 : Nouvelles sections des poteaux du modèle final.**V.6.1. Caractéristique dynamiques propres :**

Modes	Période (sec)	Facteur de Participation Massique					
		UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.871014	0.62504	0.00065	2.66E-08	0.62504	0.00065	2.66E-08
2	0.731319	0.00216	0.49657	0.000003654	0.62721	0.49722	0.00000368
3	0.607316	0.00175	0.09495	4.755E-07	0.62896	0.59218	0.000004156
4	0.264963	0.18568	0.00022	1.658E-07	0.81464	0.5924	0.000004322
5	0.201476	0.0013	0.12145	0.0000165	0.81594	0.71385	0.00002082
6	0.163165	0.00021	0.10165	0.00002035	0.81615	0.8155	0.00004118
7	0.137426	0.09934	0.00029	9.803E-10	0.91549	0.81579	0.00004118
8	0.104561	0.00066	0.04689	0.00023	0.91615	0.86268	0.00027
9	0.090171	0.00046	0.00221	0.15878	0.91661	0.86489	0.15904
10	0.089485	0.01423	0.00006302	0.00857	0.93084	0.86495	0.16762
11	0.08559	0.00004076	0.03214	0.04874	0.93088	0.89709	0.21636
12	0.084409	0.00906	0.00144	0.00354	0.93994	0.89853	0.2199
13	0.081824	0.00004589	0.00247	0.13915	0.93999	0.901	0.35905

Tableau V.8 : Caractéristiques dynamiques du modèle final.

- **Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 0.871014s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 7^{ème} mode suivant le sens x-x
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 13^{ème} mode suivant le sens y-y
- Le premier mode est un mode de translation suivant x-x..
- Le deuxième mode est un mode de translation pure suivant y-y.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

$$T = 0.871014s < 1,3 TRPA = 0,883s$$

V.6.2. Détermination de la force (V) :

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse pour chaque plancher " i " ;

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau " i " ;

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau " i " ;

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureau ou assimilés). (Tableau 4.5) [2]

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_X = \frac{A \times D_X \times Q}{R} W = \frac{0,25 \times 1.962 \times 1,05}{5} W = 0,103 W \\ V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q}{R} W = \frac{0,25 \times 1.863 \times 1,05}{5} W = 0,0978 W \end{array} \right.$$

V.6.3. Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de **SAP 2000** on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_{SAP}^x = 5387.23 \text{ KN} \\ F_2 = V_{SAP}^y = 5097.5 \text{ KN} \end{cases}$$

$$W = 71449.2 \text{ KN} \rightarrow V^x = 8059.09 \text{ KN} \rightarrow 0.8V^x = 6447.27 \text{ KN}$$

$$V^y = 7655.44 \text{ KN} \rightarrow 0.8V^y = 6124.35 \text{ KN}$$

Ce qui donne :

$$V_{SAP}^x = 5387.23 \text{ KN} < 0.8V^x = 6447.27 \text{ KN} \dots \text{non vérifiée}$$

$$V_{SAP}^y = 5097.5 \text{ KN} < 0.8V^y = 6124.35 \text{ KN} \dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{0.8V^x}{V_{SAP}^x} = \frac{6447.27}{5387.23} = 1.19$$

$$\frac{0.8V^y}{V_{SAP}^y} = \frac{6124.35}{5097.5} = 1.20$$

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name:

Notes:

Load Case Type:

Modal Combination:

CQC GMC f1:

SRSS GMC f2:

Absolute Periodic + Rigid Type:

GMC

NRC 10 Percent

Double Sum

Directional Combination:

SRSS

Absolute

Scale Factor:

Modal Load Case:

Use Modes from this Modal Load Case:

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	FUNC1	11.77
Accel	U1	FUNC1	11.77

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:

Modal Damping:

Figure V.8: Spectre de réponse Ex

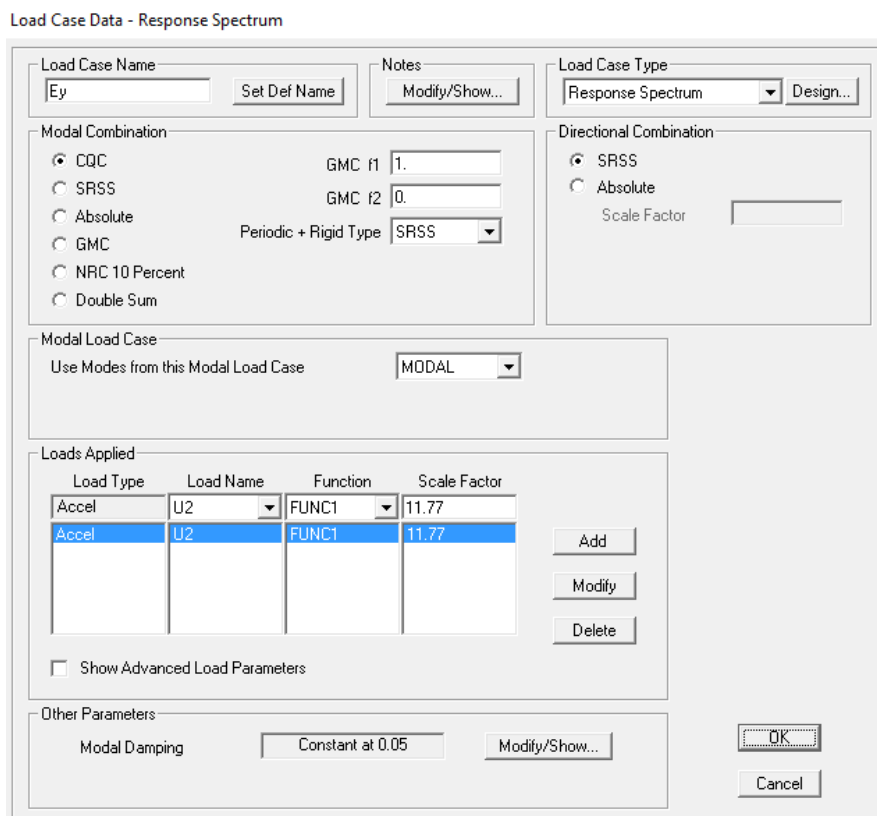


Figure V.9: Spectre de réponse Ey

D'après le fichier des résultats de **SAP 2000** on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_{SAP}^x = 6463.57 \text{ KN} \\ F_2 = V_{SAP}^y = 6132.28 \text{ KN} \end{cases}$$

$$W = 71449.2 \text{ KN} \rightarrow \begin{matrix} V^x = 8059.09 \text{ KN} \\ V^y = 7655.44 \text{ KN} \end{matrix} \rightarrow \begin{matrix} 0.8V^x = 6447.27 \text{ KN} \\ 0.8V^y = 6124.35 \text{ KN} \end{matrix}$$

Ce qui donne :

$$V_{SAP}^x = 6463.57 \text{ KN} > 0.8V^x = 6447.27 \text{ KN} \dots \text{vérifiée}$$

$$V_{SAP}^y = 6132.28 \text{ KN} > 0.8V^y = 6124.35 \text{ KN} \dots \text{vérifiée}$$

V.6.4. Vérification des déplacements inter étage :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article **5.10** du **RPA99 modifié en 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01 h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

$$\delta_K^x = R\delta_{eK}^x \text{ et } \delta_K^y = R\delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \text{ et } \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_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, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

Niveaux (m)	U1 (m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_K^x (mm)	Δ (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	
38.08	0.036128	36.128	180.64	15.64	37.4	Vérifie
34.34	0.033	33	165	17.585	37.4	Vérifie
30.6	0.029483	29.483	147.415	19.565	37.4	Vérifie
26.86	0.02557	25.57	127.85	21.06	37.4	Vérifie
23.12	0.021358	21.358	106.79	22.235	37.4	Vérifie
19.38	0.016911	16.911	84.555	22.535	37.4	Vérifie
15.64	0.012404	12.404	62.02	21.38	37.4	Vérifie
11.9	0.008128	8.128	40.64	19.01	37.4	Vérifie
8.16	0.004326	4.326	21.63	14.42	40.8	Vérifie
4.08	0.001442	1.442	7.21	7.21	40.8	Vérifie

Tableau V.9 : Déplacements inter-étages suivant xx.

Niveaux	U2	δ_{eK}^y	δ_K^y	Δ	$\bar{\Delta}$	
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
38.08	0.026786	26.786	133.93	14.735	37.4	Vérifie
34.34	0.023839	23.839	119.195	15.585	37.4	Vérifie
30.6	0.020722	20.722	103.61	16.175	37.4	Vérifie
26.86	0.017487	17.487	87.435	16.425	37.4	Vérifie
23.12	0.014202	14.202	71.01	16.31	37.4	Vérifie
19.38	0.01094	10.94	54.7	15.57	37.4	Vérifie
15.64	0.007826	7.826	39.13	14.055	37.4	Vérifie
11.9	0.005015	5.015	25.075	11.815	37.4	Vérifie
8.16	0.002652	2.652	13.26	8.91	40.8	Vérifie
4.08	0.00087	0.87	4.35	4.35	40.8	Vérifie

Tableau V.10: Déplacements inter-étages suivant yy.

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le “**RPA99 version 2003**”

V.6.5. Vérification du critère de l'effort normal réduit :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_r : l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (30 MPa).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Poteau	N_d (KN)	B_r (cm ²)	v	Vérification	
				<0,3	Oui
75*75	3100	5625	0.220	<0,3	Oui
D65	174.21	3318.3	0,021	< 0,3	Oui

Tableau V.11 : Vérification de l'effort normal réduit.

V.6.6. Vérification du facteur de comportement :

Dans nos précédents calculs on a pris $R=5$ donc selon le RPA il faut justifier ce choix :

$$\left. \begin{array}{l} N_{\text{Total}} = 116459.7 \text{ KN} \\ N_{\text{Voile}} = 22679.5 \text{ KN} \end{array} \right\} \longrightarrow N_v < 0.2 N_T$$

-Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Suivant x-x :

Niveaux	P_t	P_p	P_p/P_t		
	KN	KN		0.25	vérifiée
34.34	2421.38	1707.49	0.705	0.25	vérifiée
30.6	3032.39	1881.26	0.620	0.25	vérifiée
26.86	3520.98	2372.85	0.673	0.25	vérifiée
23.12	3617.51	2435.64	0.673	0.25	vérifiée
19.38	3856.26	2590.23	0.671	0.25	vérifiée
15.64	4400.95	2595.21	0.589	0.25	vérifiée
11.9	4844.19	2635.21	0.543	0.25	vérifiée
8.16	5797.22	3512.38	0.605	0.25	vérifiée
4.08	6458.28	2957.96	0.458	0.25	Vérifiée

Tableau V.12 : Vérification du facteur de comportement suivant x-x.

Suivant y-y :

Niveaux	P_t	P_p	P_p/P_t		
	KN	KN		0.25	vérifiée
34.34	2228.2	1039.42	0.466	0.25	vérifiée
30.6	2985.62	1088.92	0.364	0.25	vérifiée
26.86	3242.87	1296.48	0.400	0.25	vérifiée
23.12	3579.93	1251.01	0.349	0.25	vérifiée
19.38	2858.97	1188.11	0.415	0.25	vérifiée
15.64	4562.03	1211.15	0.265	0.25	vérifiée
11.9	4910.94	1314.12	0.267	0.25	vérifiée
8.16	5749.85	1791.1	0.311	0.25	vérifiée
4.08	6107.01	1442.76	0.286	0.25	vérifiée

Tableau V.13 : Vérification du facteur de comportement suivant y-y

($R=5$) \rightarrow Système de contreventement mixte

V.6.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

- Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

- $\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$ "RPA99 version 2003"

- Avec :
- p_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

- V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

Sens x-x :

	Pk	Δ	Vk	Hg	θ	Obs	
	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)			
9ème	2325,44	14,69	861,6	3740	0,013	<0,1	Vérifie
8ème	4506,35	15,44	1592	3740	0,014	<0,1	Vérifie
7ème	7001,94	15,27	2151	3740	0,016	<0,1	Vérifie
6ème	10022,8	13,93	2760	3740	0,017	<0,1	Vérifie
5ème	13652,5	13,5	3323	3740	0,018	<0,1	Vérifie
4ème	16747,5	13,16	3805	3740	0,019	<0,1	Vérifie
3ème	20668,6	12,19	4207	3740	0,02	<0,1	Vérifie
2ème	25187,1	10,77	4602	3740	0,019	<0,1	Vérifie
1er	30531,7	8,274	4963	4080	0,017	<0,1	Vérifie
RDC	36140,9	4,47	5124	4080	0,009	<0,1	Vérifie

Tableau V.14 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant l'axe x-x

- Sens y-y :

	Pk	Δ	Vk	Hg	θ	Obs	
	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)			
9ème	2325,44	15,77	617,7	3740	0,019	<0,1	Vérifie
8ème	4506,35	16,77	1111	3740	0,022	<0,1	Vérifie
7ème	7001,94	17,37	1564	3740	0,025	<0,1	Vérifie
6ème	10022,8	17,44	1886	3740	0,03	<0,1	Vérifie
5ème	13652,5	16,88	2403	3740	0,031	<0,1	Vérifie
4ème	16747,5	16,12	2655	3740	0,033	<0,1	Vérifie
3ème	20668,6	14,46	3118	3740	0,031	<0,1	Vérifie
2ème	25187,1	12,21	3354	3740	0,03	<0,1	Vérifie
1er	30531,7	8,782	3830	4080	0,023	<0,1	Vérifie
RDC	36140,9	4,634	4158	4080	0,012	<0,1	Vérifie

•
Tableau V.15 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant l'axe y-y

- Vu les résultats obtenus, les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ sont satisfaisantes, d'où les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

VI.1 Introduction :

Le règlement *BAEL91* exige que pour toute structure ayant des éléments structuraux supérieur à 25m dans les régions sèches et à forte exposition de température doivent être vérifiées par une étude thermique.

Etant donné que la dimension en plan du bâtiment étudié est supérieure à 25 m, $LX = 38,4\text{ m}$ et $LY = 33\text{ m}$ il est impératif de faire une étude thermique, En plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.

VI.2 Effet de la température :

La variation de la température à une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers, une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers.

Etant donné que la température à l'intérieur des bâtiments est uniforme, c'est donc principalement les éléments situés à l'extérieur qui seront les plus concernés par l'étude de l'effet de température.

2.1 Coefficient thermique :

Le coefficient de dilatation du béton est de l'ordre de 7 à $12 \cdot 10^{-6}$; il dépend de :

- La nature des agrégats.
- Rapport eau ciment E/C.
- L'humidité relative et de l'intervalle de température.

Ce coefficient est voisin de celui de l'acier qui est de l'ordre de 10^{-5} . Cette circonstance a permis le développement du béton armé.

Pour les ouvrages hyperstatiques soumis à des variations de températures importantes, il est intéressant de mettre en vue un béton dont le coefficient de dilatation thermique soit le plus faible, ce résultat peut être obtenu en utilisant des adjuvants spéciaux.

2.2 Contrainte thermique :

La dilatation ou le raccourcissement des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles), dus aux variations de la température fait apparaître des contraintes dans ces éléments.

Si on considère une poutre bi encastree, soumise à une augmentation de température de t_0 à t ; les réactions d'encastremets empêchent toute dilatation thermique, des contraintes de traction ou de compression, apparaissent dans la poutre et leurs valeurs s'obtiennent par la condition d'in-variation de la longueur.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le raccourcissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha \times L_0 \times \Delta t$$

Sachant que : $\xi = \frac{\Delta L}{L}$

Donc : $\xi = \alpha \times \Delta t$

La contrainte est évaluée par la loi de HOOK qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E \times \xi$$

$$\text{D'où : } \sigma = E \times \alpha \times \Delta t$$

Avec

- ΔL : Variation de la longueur de l'élément.
- Δt : variation de la température.
- α : coefficient de dilatation thermique.
- L_0 : longueur de la poutre.
- E : module de YOUNG.
- σ : contrainte thermique.

On remarque que la variation de la température Δt a donné naissance à une contrainte σ , sachant que les déplacements (allongement, rétrécissement) seront axiaux, la contrainte sera aussi axiale.

2.3 Convention de signe :

La contrainte thermique produite par une variation de la température se traduit par une contrainte de traction ou de compression et cela en fonction de l'augmentation ou de la diminution de la température :

$$\Delta t > 0 \Rightarrow \sigma > 0 \dots \dots \dots \text{Allongement, Traction}$$

$$\Delta t < 0 \Rightarrow \sigma < 0 \dots \dots \dots \text{Rétrécissement, Compression}$$

2.4 La procédure du calcul :

Afin de quantifier les induits par la température dans les différents éléments de contreventement de la structure en égard des dimensions en plan : $LX = 38,4 \text{ m}$ et $LY = 33 \text{ m}$, un calcul à la température a été conduit sur la base de : $\Delta t = 20^\circ\text{C}$ (Algérie du nord), $\alpha = 10^{-5}$

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extrémité, les plus exposées à la variation de température, en l'occurrence les poutres où on tiendra compte que de la dilatation horizontale.

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel SAP2000 en introduisant le gradient de température comme charge d'accompagnement.

La sollicitation la plus défavorable est celle de l'ELU :

$$\mathbf{1,35 G + 1,5 Q + 0,8 T}$$

2.5 Calcul du ferrailage :

1. Poutre (55*30) :

On doit vérifier que :

$$\frac{N}{A_s} < \sigma_s$$

-Avec : Fe=400MPa

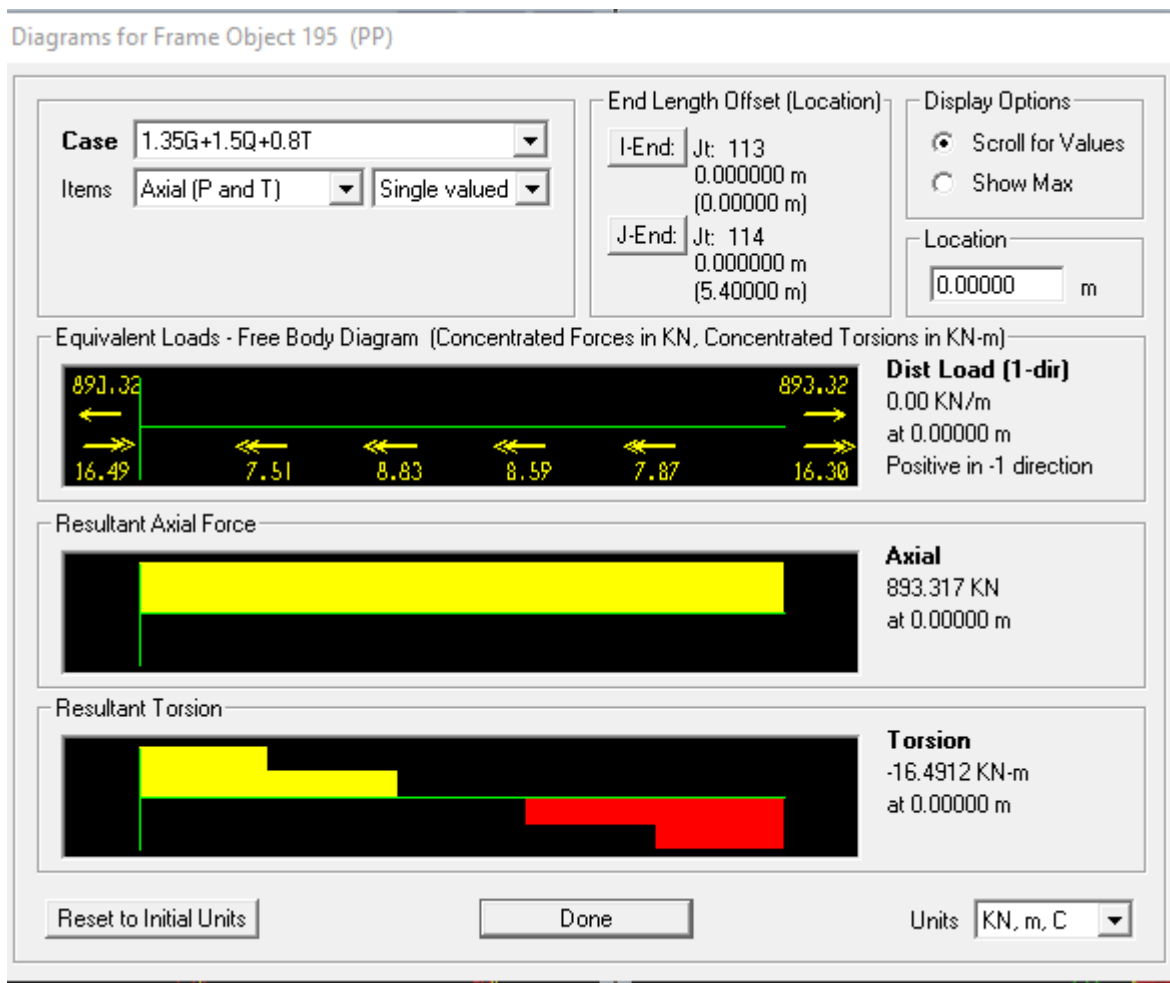


Figure VI.1 : Diagramme effort normal poutres principales extérieures.

N=893.317 KN

$$\frac{N}{A_s} < \sigma_s$$

$$-A_s > \frac{N}{\sigma_s}$$

$$\longrightarrow A_s = \frac{893.317 \times 1000}{\frac{400}{1.15}} = 23.68 \text{ cm}^2$$

-En utilisant SOCOTEC :

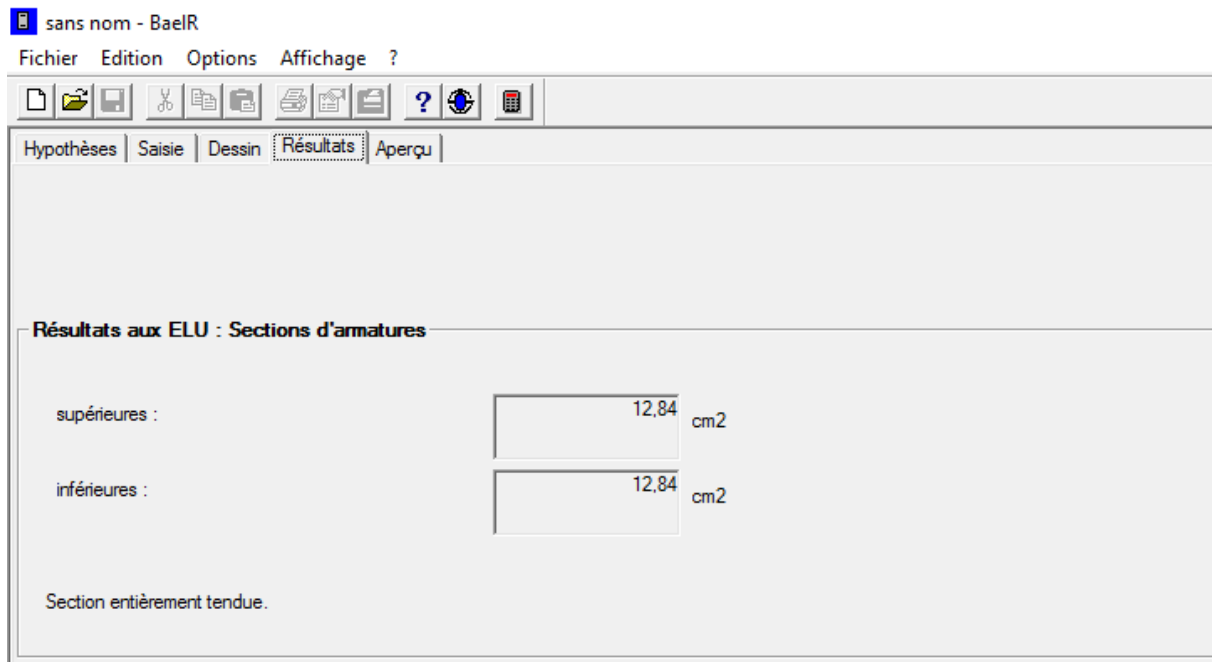


Figure VI.2 : Résultats de ferrailage (SOCOTEC).

-Choix des armatures : $2 \cdot (3T25) = 2(14,72) = 29,44 \text{ cm}^2$

2. Poutre (50*30) :

On doit vérifier que :

$$\frac{N}{A_s} < \sigma_s$$

Avec : $f_e=400\text{MPa}$

Diagrams for Frame Object 437 (PS)



Figure VI.3 : Diagramme effort normal poutres secondaires extérieures.

N=812.06 KN

$$-\frac{N}{A_s} < \sigma_s$$

$$-A_s > \frac{N}{\sigma_s} \quad \longrightarrow \quad A_s = \frac{812.06 \times 1000}{\frac{400}{1.15}} = 21.34 \text{ cm}^2$$

-Choix des armatures : $2 \cdot (3T25) = 2(14.72) = 29.44 \text{ cm}^2$

Conclusion :

Les sections d'armatures données vont être comparé avec celles qui vont être trouvé par la suite dans le prochain chapitre (ferraillage des poutres), afin d'avoir un ferraillage final (cas le plus défavorable).

VII.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 :

1. Poutres
2. Poteaux
3. Voiles

VII .2 Ferrailages des éléments résistants :**1. Ferrailage des poutres :****a) 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.1) Selon CBA 93 :

Situation durable → ELU : $1,35G+1,5Q$
→ ELS : $G+Q$

a.2) Selon RPA 99

Situation accidentelle → $G+Q+E$

b) Recommandations selon RPA99 version 2003 :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

➤ Poutre principale (55*30)cm² :

a. **Calcul du ferrailage :**

- Sous une combinaison de 1,35G + 1,5Q

Niveaux	Section(cm)	Position	M max (KN.m)	As(cm ²)	A's
Terrasse	55*30	En travée	150.12	9.37	0
		En appuis	- 166.43	10.5	0
6 ^{ème} au 9 ^{ème}	55*30	En travée	54.81	3.24	0
		En appuis	- 129.14	7.96	0
3 ^{er} au 5 ^{ème}	55*30	En travée	52.98	3.13	0
		En appuis	- 116.06	7.1	0
1 ^{er} au 2 ^{ème}	55*30	En travée	70.81	4.22	0
		En appuis	- 131.36	8.11	0

Tableau VII.1 : Ferrailage des poutres principales avec 1,35 G + 1,5Q

- Sous une combinaison de 0,8G + Ex

Niveaux	Section(cm)	Position	M max (KN.m)	As(cm ²)	A's
Terrasse	55*30	En travée	97.87	5.92	0
		En appuis	-143.07	8.89	0
6 ^{ème} au 9 ^{ème}	55*30	En travée	95.03	5.74	0
		En appuis	-215.23	14.03	0
3 ^{er} au 5 ^{ème}	55*30	En travée	84.29	5.06	0
		En appuis	-211.88	13.78	0
1 ^{er} au 2 ^{ème}	55*30	En travée	79.82	4.78	0
		En appuis	-201.47	13.01	0

Tableau VII.2 : Ferrailage des poutres principales avec 0,8 G + Ex

- Sous une combinaison de $0,8G + E_y$

Niveaux	Section(cm)	Position	M max (KN.m)	As(cm ²)	A's
Terrasse	55*30	En travée	53.22	3.14	0
		En appuis	-118.04	7.23	0
6 ^{ème} au 9 ^{ème}	55*30	En travée	39.34	2.31	0
		En appuis	-117.62	7.2	0
3 ^{er} au 5 ^{ème}	55*30	En travée	37.33	2.19	0
		En appuis	-112.94	6.89	0
1 ^{er} au 2 ^{ème}	55*30	En travée	38.57	2.26	0
		En appuis	-96.01	5.8	0

Tableau VII.3 : Ferrailage des poutres principales avec $0,8 G + E_y$

- Sous une combinaison de $G + Q + E_x$

Niveaux	Section(cm)	Position	M max (KN.m)	As(cm ²)	A's
Terrasse	55*30	En travée	75.51	4.52	0
		En appuis	-173.98	11.03	0
6 ^{ème} au 9 ^{ème}	55*30	En travée	87.19	5.24	0
		En appuis	-237.11	15.71	0
3 ^{er} au 5 ^{ème}	55*30	En travée	98.72	5.98	0
		En appuis	-237.26	15.72	0
1 ^{er} au 2 ^{ème}	55*30	En travée	89.56	5.39	0
		En appuis	-224.09	14.71	0

Tableau VII.4 : Ferrailage des poutres principale avec $G + Q + E_x$

- Sous une combinaison de $G + Q + E_y$

Niveaux	Section(cm)	Position	M max (KN.m)	As(cm ²)	A's
Terrasse	55*30	En travée	72.2	4.31	0
		En appuis	149.45	9.33	0
6 ^{ème} au 9 ^{ème}	55*30	En travée	48.67	2.87	0
		En appuis	150.85	9.41	0
3 ^{er} au 5 ^{ème}	55*30	En travée	52.04	3.07	0
		En appuis	144.05	8.96	0
1 ^{er} au 2 ^{ème}	55*30	En travée	57.18	3.38	0
		En appuis	130.6	8.06	0

Tableau VII.5 : Ferrailage des poutres principale avec $G + Q + E_y$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Niveaux	Section	Position	M max (KN.m)	As(cm ²)	0,5% *B (cm ²)	As choisie (cm ²)
Terrasse	55*30	En travée	150.1	9,37	8.25	3T16+3T12 (9.42cm²)
		En appuis	-173.98	11,03	8.25	3T20+2T14(12.5cm²)
6 ^{ème} au 9 ^{ème}	55*30	En travée	95.03	5,74	8.25	3T16+3T12(9.42cm²)
		En appuis	-237.11	15,71	8.25	6T20(18.84cm²)
3 ^{er} au 5 ^{ème}	55*30	En travée	98.78	5,98	8.25	3T16+3T12(9.42cm²)
		En appuis	-237.26	15,72	8.25	6T20(18.84cm²)
1 ^{er} au 2 ^{ème}	55*30	En travée	89.56	5,39	8.25	3T16+3T12(9.42 cm²)
		En appuis	-224.09	14,71	8.25	3T20+3T16(15.45cm²)

Tableau VII.6 : Ferrailage final des poutres principales

a. Vérification à l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

Béton [1] :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

Acier [1] :

Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s = 0,8\text{Min} \left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15 MPa \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 202 MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Section (cm)	Niveaux		M_{ser}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Vérification
			(KN.m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
55*30	Terrasse	Travée	65.23	4,84	15	49,8	202	Ok
				0		154,8		Ok
		Appuis	95.32	5,63		58,9		Ok
				0		170,7		Ok
	6 ^{ème} au 9 ^{ème}	Travée	39.03	2,89	15	29,8	202	Ok
				0		92,6		Ok
		Appuis	93.8	5,25		53,5		Ok
				0		173,3		Ok
	3 ^{er} au 5 ^{ème}	Travée	37.56	2,78	15	28,7	202	Ok
				0		89,1		Ok
		Appuis	83.21	4,66		47,5		Ok
				0		153,7		Ok
	1 ^{er} au 2 ^{ème}	Travée	51.02	3,78	15	39	202	Ok
				0		121		Ok
		Appuis	95.54	5,22		54,6		Ok
				0		159		Ok

Tableau VII.7 : Vérification la contrainte à l'E.L. S

a. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0, 10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Les résultats regroupés dans le tableau suivant :

Section (cm)	Niveaux	T_u^{\max} (KN)	b.d (cm²)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
55*30	Terrasse	117.24	1650	0.71	2.5	Ok
	6^{ème} au 9^{ème}	119.22	1650	0.72	2.5	Ok
	3^{er} au 5^{ème}	120.85	1650	0.73	2.5	Ok
	1^{er} au 2^{ème}	50	1650	0.3	2.5	Ok

Tableau VII.8 : Vérification la contrainte de cisaillement dans la zone nodale

- Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance **FeE400** ($f_e=400\text{MPa}$).

. Selon le BAEL 91 modifié 99 : $\rightarrow \begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} ; K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varphi_l\right\}$$

φ_t : Le diamètre minimale des armatures

Niveau	Section (cm)	Zone	τ_u (MPa)	S_t choisi (cm)	$A_{t\text{cal}}$ (cm ²)	A_t	S_t (cm)
Terrasse	55*30	N	0.71	10	1,12	4T8	10
		C	-	15	-	-	15
6 ^{ème} au 9 ^{ème}	55*30	N	0.72	10	1,17	4T8	10
		C	-	15	-	-	15
3 ^{er} au 5 ^{ème}	55*30	N	0.73	10	1,22	4T8	10
		C	-	15	-	-	15
1 ^{er} au 2 ^{ème}	55*30	N	0.3	10	0,81	4T8	10
		C	-	15	-	-	15

Tableau VII.9 : Ferraillage transversal des poutres principales.

b. Vérification de d'exact :

- Exemple de calcul : Poutre principale de la terrasse (55*30) cm².

$d_{\text{exact}} > d = 0.9h$

$d_{\text{exact}} = h - c_{\text{exact}}$

$c_{\text{exact}} = c + \phi t + \frac{\sum A_i y_i}{A_i} = 3 + 0.8 + 1.304 = 5.1\text{cm}$

$d_{\text{exact}} = 55 - 5.1 = 49.9\text{cm} > d = 0.9h = 49.5\text{cm} \dots\dots\dots$ Condition Vérifiée.

-Les résultats de calcul des autres poutres sont regroupées dans le tableau suivant :

Niveaux	Armatures	$c_{\text{exact}}(\text{cm})$	$d_{\text{exact}}(\text{cm})$	d	observation
Terrasse	3T16+3T12	5.1	49.5	49.5	Vérifiée
6^{ème} au 9^{ème}	3T16+3T12	5.1	49.5	49.5	Vérifiée
3^{er} au 5^{ème}	3T16+3T12	5.1	49.5	49.5	Vérifiée
1^{er} au 2^{ème}	3T16+3T12	5.1	49.5	49.5	Vérifiée

Tableau VII.10 : Vérification de d_{exact} PP

- Recouvrement des armatures longitudinales :

$L_r = 50\varnothing$ (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- a. $\varnothing=25\text{mm} \dots\dots\dots L_r=125\text{cm}$
- b. $\varnothing=20\text{mm} \dots\dots\dots L_r=100\text{cm}$
- c. $\varnothing=16\text{mm} \dots\dots\dots L_r=80\text{cm}$
- d. $\varnothing=14\text{mm} \dots\dots\dots L_r=70\text{cm}$
- e. $\varnothing=12\text{mm} \dots\dots\dots L_r=60\text{cm}$

a. Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Tel que :

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

Calcul de la flèche due aux déformations différées

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

Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \left(A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \right)$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

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

Avec :

- $\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$: Coefficient pour la déformation instantanée
- $\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$: Coefficient pour la déformation différée
- $\delta = \frac{A_s}{b_0 \cdot d}$: Pourcentage des armatures
- $\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \delta \cdot \sigma_s + f_{t28}}$
- $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$

Remarque :

– Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

NIV	b (cm)	h (cm)	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Δ (cm)	u	λ _I	Λ _v
Terrasse	30	55	65.2	9.42	0.0063	0.39	3.31	1.32
6 ^{ème} au 9 ^{ème}	30	55	39.1	9.42	0.0063	0.39	3.31	1.32
3 ^{er} au 5 ^{ème}	30	55	37.5	9.42	0.0063	0.39	3.31	1.32
1 ^{er} au 2 ^{ème}	30	55	51.1	9.42	0.0063	0.39	3.31	1.32

Tableau VII.11 : Vérification la flèche des poutres principales.

NIV	I _o (mm ⁴)*10 ⁴	I _o (mm ⁴)*10 ⁴	I _f (mm ⁴)*10 ⁴	I _v (mm ⁴)*10 ⁴	F _i (mm)	F _v (mm)	ΔF _t (mm)	F _{ad} (m m)	
Terrasse	484326	484326	232554	351702	2.95	5.8	2.85	11	ok
6 ^{ème} au 9 ^{ème}	484326	484326	232554	351702	1.77	3.48	1.71	11	ok
3 ^{er} au 5 ^{ème}	484326	484326	232554	351702	1.69	3.33	1.64	11	ok
1 ^{er} au 2 ^{ème}	484326	484326	232554	351702	2.31	4.54	2.23	11	ok

Tableau VII.12 : Vérification la flèche des poutres principales.

<i>Section (cm)</i>	<i>Niveau</i>	f (mm)	f_{adm} (mm)	Observation
55*30	Terrasse	2.85	11	Vérifié
	6^{ème} au 9^{ème}	1.71	11	Vérifié
	3^{er} au 5^{ème}	1.64	11	Vérifié
	1^{er} au 2^{ème}	2.23	11	Vérifié

Tableau VII.13 : Vérification la flèche des poutres principales.

a. **Schémas du ferraillage :**

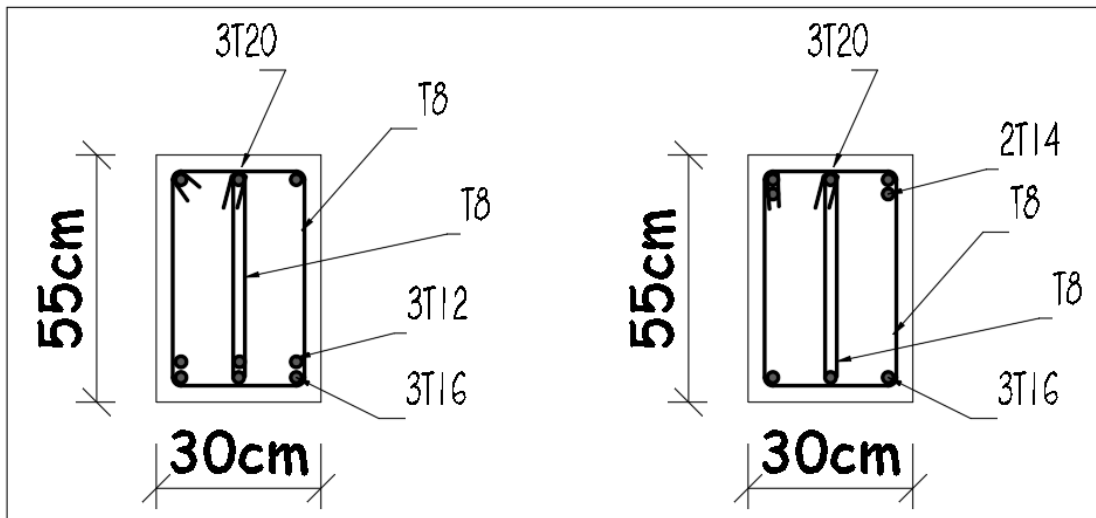


Figure VII.1 : Ferraillage de la poutre principale de la terrasse

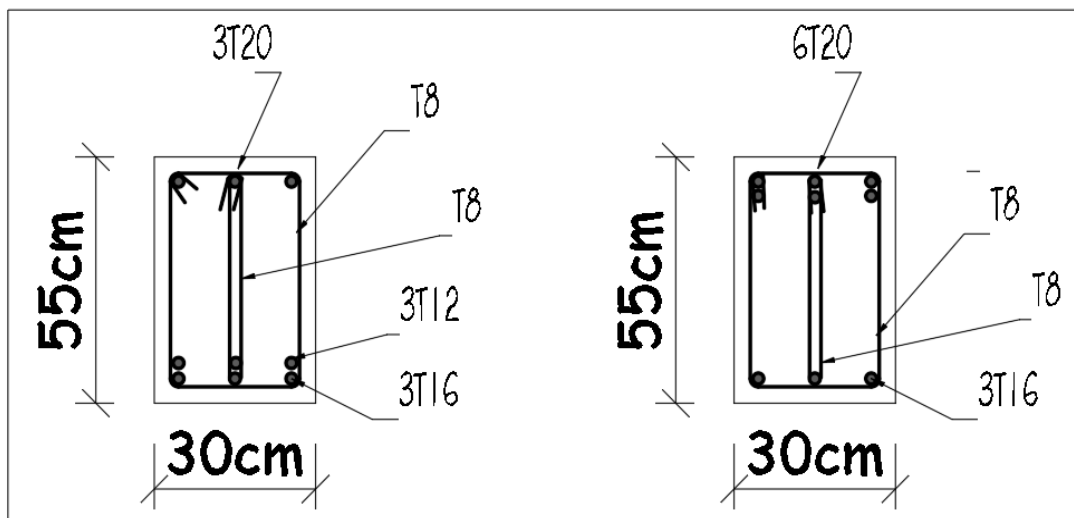


Figure VII.2 : Ferraillage de la poutre principale du 6^{ème} au 9^{ème}

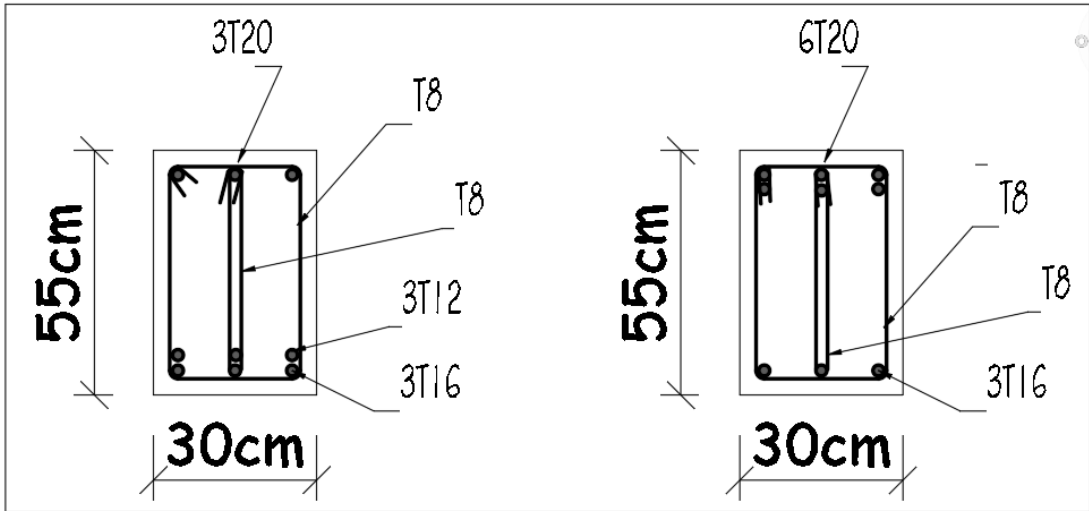


Figure VII.3 : Ferraillage de la poutre principale du 3^{ème} au 5^{ème}

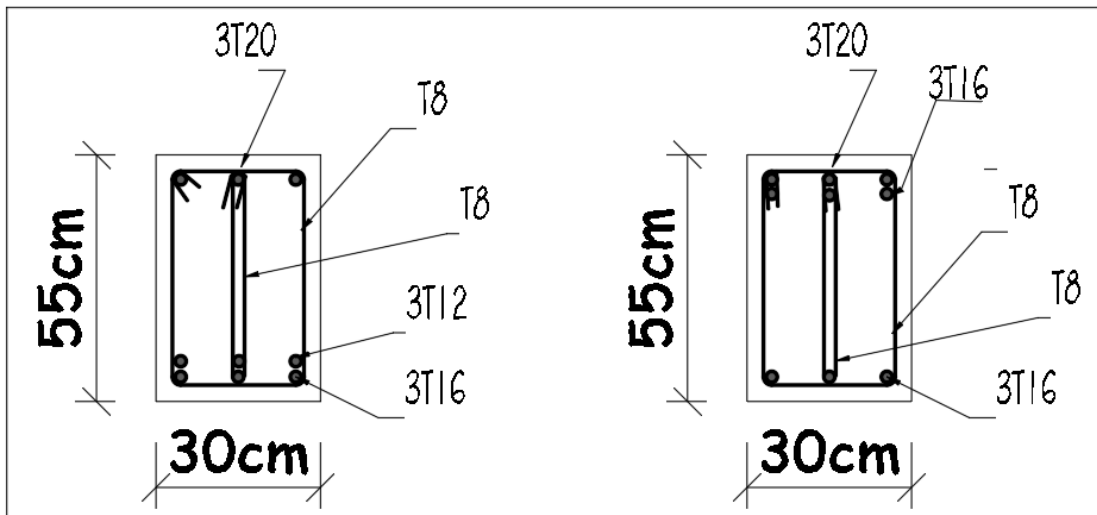


Figure VII.4 : Ferraillage de la poutre principale du 1^{er} au 2^{ème}

➤ Poutre secondaire (50*30)cm² :

a. **Calcul du ferrailage :**

- Sous une combinaison de 1,35G + 1,5Q

Niveaux	Section(cm)	Position	M max (KN.m)
Terrasse	50*30	En travée	61.77
		En appuis	188.88
6 ^{ème} au 9 ^{ème}	50*30	En travée	47.11
		En appuis	105.04
3 ^{er} au 5 ^{ème}	50*30	En travée	44.25
		En appuis	97.74
1 ^{er} au 2 ^{ème}	50*30	En travée	61.19
		En appuis	105.74

Tableau VII.14 : Ferrailage des poutres secondaires avec 1,35 G + 1,5Q

- Sous une combinaison de 0,8G + Ex

Niveaux	Section(cm)	Position	M max (KN.m)
Terrasse	50*30	En travée	32.52
		En appuis	76.29
6 ^{ème} au 9 ^{ème}	50*30	En travée	33.15
		En appuis	75.52
3 ^{er} au 5 ^{ème}	50*30	En travée	25.23
		En appuis	71.57
1 ^{er} au 2 ^{ème}	50*30	En travée	30.85
		En appuis	81.1

Tableau VII.15 : Ferrailage des poutres secondaires avec 0,8 G + Ex

- Sous une combinaison de $0,8G + E_y$

Niveaux	Section(cm)	Position	M max (KN.m)
Terrasse	50*30	En travée	36.05
		En appuis	172.47
6 ^{ème} au 9 ^{ème}	50*30	En travée	56.3
		En appuis	180.2
3 ^{er} au 5 ^{ème}	50*30	En travée	54.55
		En appuis	174.56
1 ^{er} au 2 ^{ème}	50*30	En travée	36.71
		En appuis	137.43

Tableau VII.16 : Ferrailage des poutres secondaires avec $0,8 G + E_y$

- Sous une combinaison de $G + Q + E_x$

Niveaux	Section(cm)	Position	M max (KN.m)
Terrasse	50*30	En travée	47.01
		En appuis	102.03
6 ^{ème} au 9 ^{ème}	50*30	En travée	37.15
		En appuis	102.39
3 ^{er} au 5 ^{ème}	50*30	En travée	34.69
		En appuis	92.58
1 ^{er} au 2 ^{ème}	50*30	En travée	45.04
		En appuis	104.32

Tableau VII.17 : Ferrailage des poutres secondaires avec $G + Q + E_x$

- Sous une combinaison de $G + Q + E_y$

Niveaux	Section(cm)	Position	M max (KN.m)
Terrasse	50*30	En travée	68.68
		En appuis	202.93
6 ^{ème} au 9 ^{ème}	50*30	En travée	71.23
		En appuis	214.17
3 ^{er} au 5 ^{ème}	50*30	En travée	77.43
		En appuis	206.13
1 ^{er} au 2 ^{ème}	50*30	En travée	44.41
		En appuis	162.1

Tableau VII.18 : Ferrailage des poutres secondaires avec $G + Q + E_y$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Niveaux	Section	Position	M max (KN.m)	As(cm ²)	0,5% *B (cm ²)	As choisie (cm ²)
Terrasse	50*30	En travée	68.68	4,58	7.5	3T20(9.42cm²)
		En appuis	202.93	15,1	7.5	3T20+3T16(15.45 cm²)
6 ^{ème} au 9 ^{ème}	50*30	En travée	71.23	4,76	7.5	3T20(9.42cm²)
		En appuis	214.17	16,11	7.5	6T20(18,85 cm²)
3 ^{er} au 5 ^{ème}	50*30	En travée	77.43	5,2	7.5	3T20(9.42cm²)
		En appuis	206.13	15,38	7.5	3T20+3T16(15.45 cm²)
1 ^{er} au 2 ^{ème}	50*30	En travée	61.19	4,06	7.5	3T20(9.42cm²)
		En appuis	162.1	11,62	7.5	3T20+2T16(13.44cm²)

Tableau VII.19 : Ferrailage finale des poutres secondaires.

b. Vérification vis à vis de l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

Béton [1] :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

Acier [1] :

Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3}f_e, \text{max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s = 0,8\text{Min} \left(\frac{2}{3}f_e, \text{max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Section (cm)	Niveaux		M _{ser}	σ _{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ _s	$\bar{\sigma}_s$	Vérification
			(kN.m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
50*30	Terrasse	Travée	44.87	4,32	15	42,1	202	Ok
				0		-138,9		Ok
		Appuis	86.21	5,58		55,3		Ok
				0		-171,4		Ok
	6 ^{ème} au 9 ^{ème}	Travée	33.6256	3,23	15	31,6	202	Ok
				0		-104,1		Ok
		Appuis	75.1515	4,86		48,2		Ok
				0		-149,4		Ok
	3 ^{er} au 5 ^{ème}	Travée	31.5643	3,04	15	29,6	202	Ok
				0		-97,7		Ok
		Appuis	69.8381	4,52		44,8		Ok
				0		-138,9		Ok
	1 ^{er} au 2 ^{ème}	Travée	44.54	4,28	15	41,8	202	Ok
				0		-137,8		Ok
		Appuis	76.3501	6,82		54		Ok
				0		-152,4		Ok

Tableau VII.20 : Vérification la contrainte à l'E.L.S.

c. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0, 10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Les résultats regroupés dans le tableau suivant :

Section (cm)	Niveaux	T_u^{max} (KN)	b.d (cm ²)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
50*30	Terrasse	115.404	1500	0.85	2.5	Ok
	6 ^{ème} au 9 ^{ème}	113.68	1500	0.84	2.5	Ok
	3 ^{er} au 5 ^{ème}	110.59	1500	0.81	2.5	Ok
	1 ^{er} au 2 ^{ème}	102.11	1500	0.75	2.5	Ok

Tableau VII.21 : Vérification la contrainte de cisaillement dans la zone nodale.

- Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance **FeE400** ($f_e=400\text{MPa}$).

. Selon le BAEL 91 modifié 99 : $\rightarrow \begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0, 9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} ; K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0, 4\text{MPa}\right) \end{cases}$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varphi_l\right\}$$

φ_t : Le diamètre minimale des armatures

Niveau	Section (cm)	Zone	τ_u (MPa)	S_t choisi (cm)	$A_{t_{cal}}$ (cm ²)	A_t	S_t (cm)
Terrasse	50*30	N	0.85	10	1.23	4T8	10
		C	-	15	-	-	15
6 ^{ème} au 9 ^{ème}	50*30	N	0.84	10	1.22	4T8	10
		C	-	15	-	-	15
3 ^{er} au 5 ^{ème}	50*30	N	0.81	10	1.20	4T8	10
		C	-	15	-	-	15
1 ^{er} au 2 ^{ème}	50*30	N	0.75	10	1.09	4T8	10
		C	-	15	-	-	15

Tableau VII.22: Ferraillage transversal des poutres secondaires.

a. Vérification de d_{exact} :

Exemple de calcul : Poutres secondaires terrasse (50*30)cm²

$d_{exact} > d = 0.9h$

$d_{exact} = h - c_{exact}$

$c_{exact} = c + \phi t + \frac{\sum A_i y_i}{A_i} = 3 + 0.8 + 1 = 4.8 \text{ cm}$

$d_{exact} = 50 - 4.8 = 45.2 \text{ cm} > d = 0.9h = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$

Les résultats de calcul des autres poutres sont regroupées dans le tableau suivant :

Niveaux	Armatures	c_{exact} (cm)	d_{exact} (cm)	d	observation
Terrasse	3T20	4.8	45.2	45	Vérifiée
6 ^{ème} au 9 ^{ème}	3T20	4.8	45.2	45	Vérifiée
3 ^{er} au 5 ^{ème}	3T20	4.8	45.2	45	Vérifiée
1 ^{er} au 2 ^{ème}	3T20	4.8	45.2	45	Vérifiée

Tableau VII.23 : Vérification de d_{exact} PS

II.1 Introduction :

Après avoir défini les caractéristiques géométriques de notre structure et les caractéristiques des matériaux, nous procédons dans ce chapitre, au pré dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs d'une structure est une étape préliminaire dans un projet de génie civil ; les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous nous référons aux recommandations du RPA99 (version 2003), BAEL 91 et au CBA 93.

Ce pré dimensionnement se base sur le principe de la descente des charges verticales agissant directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

II.2 Pré dimensionnement des planchers :

Un plancher dans le domaine du bâtiment est un ouvrage formant une plateforme horizontale ou une séparation entre les différents étages d'une construction, sa sous-face est appelée plafond.

➤ Plancher en dalle pleine :

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciaux car ils subissent des surcharges d'exploitations importantes

$$(Q \geq 2,5 \text{ KN/m}^2).$$

Ce plancher est constitué par une dalle d'épaisseur constante reposant sur un système de poutre secondaire et principale, les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres. On déduira l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

➤ **Condition de résistance au feu :**

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

On opte pour : $e = 15 \text{ cm}$.

➤ **Isolation phonique :**

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

- On limite donc notre épaisseur à : 15 cm.

➤ **Résistance à la flexion :**

Les conditions qui doivent être vérifiées dépendent du nombre d'appuis sur lesquels repose la dalle, et sont définies comme suit :

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$
- Dalle reposant sur quatre appuis : $\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$

Avec :

e : épaisseur de la dalle pleine ;

L : la portée mesurée entre axe des appuis du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas, la dalle reposant sur quatre appuis a une portée de 600 cm :

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

$$\frac{600}{50} \leq e \leq \frac{600}{40}$$

$$10.8cm \leq e \leq 13.5 cm$$

On opte donc pour une dalle pleine de 15 cm d'épaisseur.

II.3 Évaluation des charges :

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1 Charges permanentes :a) Terrasse inaccessible :

Matière	Épaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	ρ (KN/m ²)
1. Gravier de protection	0,05	17	0,85
2. Forme de pente	0,1	22	2,20
3. Étanchéité multicouches	/	/	0,12
4. Isolation thermique	0,04	4	0,16
5. Dalle pleine	0,15	25	3,75
6. Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
$\Sigma = G$			7,28

Tableau II.1 : Composition du plancher de la terrasseb) Terrasse accessible :

Matière	Épaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	ρ (kN/m ²)
1. Carrelage	0,02	20	0,40
2. Forme de pente	0,1	22	2,20
3. Étanchéité multicouches	/	/	0,12
4. Isolation thermique	0,04	4	0,16
5. Dalle pleine	0,15	25	3,75
6. Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
$\Sigma = G$			6,83

Tableau II.2 : Composition du plancher de la terrasse accessible

c) Étage courant (dalle pleine) :

Matière	Épaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	ρ (KN/m ²)
1. Carrelage	0,02	20	0,40
2. Mortier de pose	0,02	20	0,40
3. Lit de sable	0,03	18	0,54
4. Dalle pleine	0,15	25	3,75
5. Cloisons légères	/	/	1,00
6. Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
$\Sigma = G$			6.29

Tableau II.3 : Composition du plancher d'étage courant

d) Sous-sol (dalle pleine) :

Matière	Épaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	ρ (KN/m ²)
1. Couche chape flottante en asphalte	0,02	/	0,50
2. Mortier de pose	0,02	20	0,40
3. Lit de sable	0,03	18	0,54
4. Dalle pleine	0,15	25	3,75
5. Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
$\Sigma = G$			5.35

Tableau II.4 : Composition du plancher du sous-sol

e) Maçonnerie :

➤ Mur extérieur :

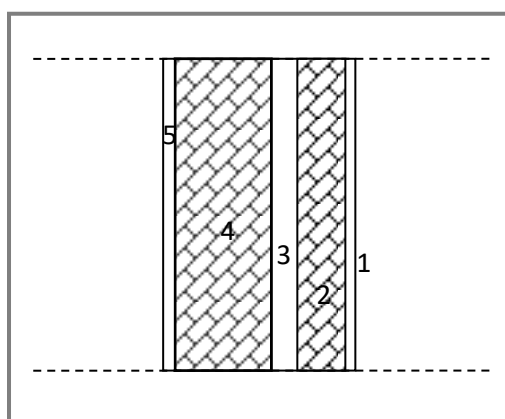


Figure II.1 : Coupe mur extérieur

Matière	Épaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	ρ (KN/m ²)
1. Enduit intérieur au plâtre	0,02	10,00	0,20
2. Briques creuses	0,10	9,00	0,90
3. l'âme d'air	0,05	0,00	0,00
4. Briques creuses	0,15	9,00	1,35
5. Enduit extérieur	0,02	18,00	0,36
$\Sigma = G$			2,81

Tableau II.5 : Composition du mur extérieurf) Charges d'exploitation :

Nature du local	Q (KN/m ²)
1. Acrotère	1
2. Terrasse inaccessible	1
3. Terrasse accessible	1,5
4. Étage courant :	
• Bureaux	2,5
• Magasin, cafétéria	2,5
5. Cuisine	2,5
6. Parking	2,5
7. Halle de réception	2,5
9. Réfectoire	3,5
10. Escaliers	2,5

Tableau II.6 : Charge d'exploitation

II.4 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec armatures d'acier dans le but de rigidifier la section de béton. Les chargements appliqués sur la poutre sont transmis au poteau.

Le pré dimensionnement des poutres se base sur les étapes suivantes :

– Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules données par le **BAEL 91 modifié 99**.

– Vérification des dimensions (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 Version 2003**).

➤ Selon le **BAEL 91 modifié 99** :

- La hauteur de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- La largeur b de la poutre doit être : $0,3 h \leq b \leq 0,7 h$

Avec :

- L : portée de la poutre entre nus des appuis de la plus Grande travée considérée .
- h : hauteur de la poutre .
- b : largeur de la poutre.

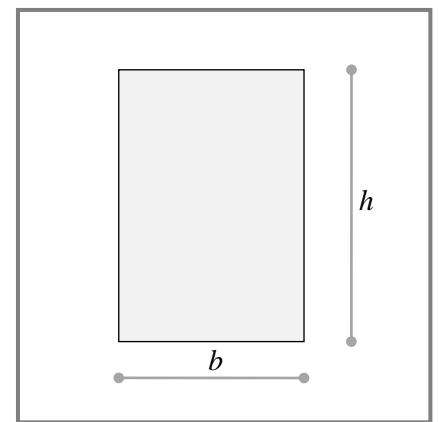


Figure II.2 : La section d'une poutre

➤ Selon les **RPA 99 Version 2003** :

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30 \text{ cm}$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20 \text{ cm}$
- Le rapport hauteur/largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

a) Poutre longitudinale (porteuse) :

- La hauteur h :

$$L = 6 \text{ m}$$

$$\frac{600}{15} \leq h \leq \frac{600}{10}$$

$$40 \text{ cm} \leq h \leq 60 \text{ cm}$$

On prend : $h = 50 \text{ cm}$

- La largeur b :

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h$$

$$15 \leq b \leq 35$$

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

- Vérifications :

- $h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$
- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} = 1,67 < 4$

-Les trois conditions dictées par les **RPA 99 version 2003** sont vérifiées.

-Le choix se porte donc sur une poutre principale de section 30 x 50 cm².

b) Poutre transversale (non porteuse) :

- La hauteur h :

$$L = 5,4 \text{ m}$$

$$\frac{540}{15} \leq h \leq \frac{540}{10}$$

$$36 \text{ cm} \leq h \leq 54 \text{ cm}$$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$

- La largeur b :

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

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$13,5 \leq b \leq 31,5$$

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

- Vérifications :

- $h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$
- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} = 1,5 < 4$

- Les trois conditions dictées par les **RPA 99 version 2003** sont vérifiées.
- Le choix se porte donc sur une poutre secondaire de section 30 x 45 cm².

II.5 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure, c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Étant donné que la structure étudiée est constituée de plusieurs parties de différents niveaux et différentes surfaces, le travail se fera en prenant en considération différents poteaux de chaque partie de la structure.

II.5.1 Procédure de pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limites ultimes (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau doit vérifier les conditions minimales imposées par les **RPA 99 version 2003**.

➤ Selon l'article B.8.4.1. du **BAEL 91 modifié 99**:

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

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

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35 G + 1,5 Q
- α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$)
- λ : élancement d'EULER : $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- L_f : longueur de flambement : $L_f = k * l_0$
- i : rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- I : moment d'inertie de la section : $I = \frac{b * a^3}{12}$
- B : la surface de la section du béton : a x b ;
- γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$... *situation durable*) ;

- γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$... *situation durable*) .
- f_e : limite élastique de l'acier ($f_e = 400\text{MPa}$) .
- f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 30\text{MPa}$) .
- A_s : Section d'acier comprimée .
- B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$a = \frac{l_f}{10}$$

$$b = 2 + \frac{B_r}{(a - 2)}$$

Selon le **BAEL 91 modifié 99** :

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

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda \geq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

On prend comme hypothèse $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$.

- La section réduite du poteau est donnée par l'équation suivante :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

- Le minimum requis par le **RPA 99 version 2003** :
- Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\begin{cases} \min (a, b) \geq 30 \text{ cm} \\ \min (a, b) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{cases}$$

- (a, b) : Dimensions de la section.
- h_e : Hauteur d'étage.
- B : Section de béton du poteau.
- A_s : section d'armatures ($A_s = 1\%B$)

- **Charge d'exploitation et loi de dégression :**

Étant donné qu'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 0,5 Q.

Cette loi est applicable si seulement si la nombre d'étage est supérieur à

5étage $\Rightarrow n > 5$

Avec :

– Q : charge d'exploitation.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$, donnée par le **BAEL 91 modifié 99**.

Avec :

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

1. Poteau centrale

-Poteau étage courant : la surface reprise est de $S= 29.97m^2$

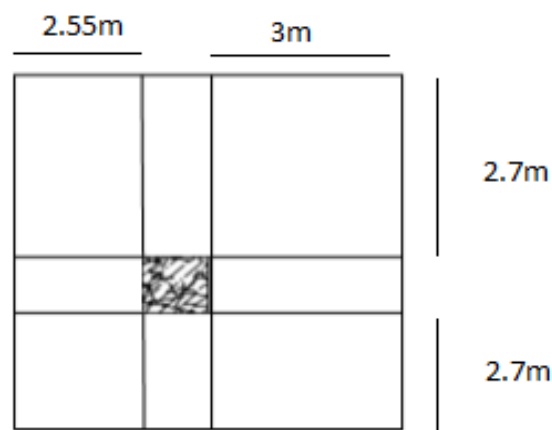


Figure II : poteau centrale plus sollicité D4

-Poteau terrasse : la surface reprise est de $S= 16.2m^2$.

a) Loi de dégression verticale :

<u>Niveau du plancher</u>	<u>Charge d'exploitation</u>	<u>formule</u>	<u>S(m²)</u>	<u>Q(KN)</u>
Terrasse1	<u>1</u>	Q_0	16.2	16.2
Terrasse2	1.5	Q_0+Q_1	29.97	61.155
9	1.5	$Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$	29.97	101.61
8	2.5	$Q_0+0.9(Q_1+Q_2+Q_3)$	29.97	164.55
7	2.5	$Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	29.97	220
6	2.5	$Q_0+0.8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	29.97	267.94
5	2.5	$Q_0+\frac{3+6}{12} \sum^I Q_i$	29.97	308.4
4	2.5	$Q_0+\frac{3+7}{14} \sum^I Q_i$	29.97	348.01
3	2.5	$Q_0+\frac{3+8}{16} \sum^I Q_i$	29.97	387.07
<u>2</u>	2.5	$Q_0+\frac{3+9}{18} \sum^I Q_i$	29.97	425.79
1	3.5	$Q_0+\frac{3+10}{20} \sum^I Q_i$	29.97	483.73
RDC	2.5	$Q_0+\frac{3+11}{22} \sum^I Q_i$	29.97	521.53
S/sol 1	2.5	$Q_0+\frac{3+12}{24} \sum^I Q_i$	29.97	559.4

Tableau II.7 : Loi de dégression verticale.

b) La descente des charges verticales :

Niveaux	Désignation des éléments (KN)	G (KN)	Cumul G (KN)	Q cumulé(KN)	N _u (KN)
Terrasse	Plancher terrasse → 117.93 Poutre principale → 11.25 Poutre secondaire → 18.225 Poteau → 14.7	162.1	162.1	16.2	243.135
9 ^{ème}	Plancher → 182.87 Poutre principale → 20.81 Poutre secondaire → 18.22 Poteau → 22.1	244	406.1	61.155	639.96
8 ^{ème}	Plancher → 168.41 Poutre principale → 20.81 Poutre secondaire → 18.22 Poteau → 20.7	228.14	634.24	101.61	1008.639
7 ^{ème}	Plancher → 168.41 Poutre principale → 20.81 Poutre secondaire → 18.22 Poteau → 20.7	228.14	862.38	164.55	1411.038
6 ^{ème}	Plancher → 168.41 Poutre principale → 20.81 Poutre secondaire → 18.22 Poteau → 20.7	228.14	1090.52	220	1802.202

5 ^{ème}	Plancher → 168.41 Poutre principale → 20.81 Poutre secondaire → 18.22 Poteau → 20.7	228.14	1318.66	267.94	2182.1
4 ^{ème}	Plancher → 168.41 Poutre principale → 20.81 Poutre secondaire → 18.22 Poteau → 20.7	228.14	1546.8	308.4	2550.78
3 ^{ème}	Plancher → 168.41 Poutre principale → 20.81 Poutre secondaire → 18.22 Poteau → 20.7	228.14	1774.94	348.01	2918.18
2 ^{ème}	Plancher → 168.41 Poutre principale → 20.81 Poutre secondaire → 18.22 Poteau → 20.7	228.14	2003.08	387.07	3284.76
1 ^{er}	Plancher → 168.41 Poutre principale → 20.81 Poutre secondaire → 18.22 Poteau → 20.7	228.14	2231.22	425.79	3650.83
RDC	Plancher → 168.41 Poutre principale → 20.81 Poutre secondaire → 18.22 Poteau → 20.7	228.14	2459.36	483.73	4045.73

S-sol	Plancher → 168.41 Poutre principale → 20.81 Poutre secondaire → 18.22 Poteau → 18.2	225.64	2685	521.53	4407.045
S-sol-2	Plancher → 143.24 Poutre principale → 20.81 Poutre secondaire → 18.22 Poteau → 18.2	200.47	2885.47	559.4	4734.48

Tableau II.8 : Loi de dégression verticale.

c) Choix des dimensions des poteaux :

N	G	Q	Nu (KN)	Br (cm ²)	a	b	RPA (cm)	Choix (cm)
Terrasse	162.1	16.2	243.135	135.42	26.5	7.52	30	40
9 ^{ème}	406.1	61.155	639.96	356.45	37.4	12.06	30	40*40
8 ^{ème}	634.24	101.61	1008.639	561.81	37.4	17.87	30	40*40
7 ^{ème}	862.38	164.55	1411.038	785.97	37.4	24.2	30	40*40
6 ^{ème}	1090.52	220	1802.202	1003.82	37.4	30.35	30	45
5 ^{ème}	1318.66	267.94	2182.1	1215.42	37.4	36.33	30	45*45
4 ^{ème}	1546.8	308.4	2550.78	1420.78	37.4	42.13	30	45*45
3 ^{ème}	1774.94	348.01	2918.18	1625.42	37.4	47.91	30	50
2 ^{ème}	2003.08	387.07	3284.76	1829.61	37.4	53.68	30	50
1 ^{er}	2231.22	425.79	3650.83	2033.51	40.8	54.41	30	55
RDC	2459.36	483.73	4045.73	2253.47	40.8	60.07	30	55
S-SOL	2685	521.53	4407.045	2454.72	27.2	99.4	30	60*60
S-SOL-2	2885.47	559.4	4734.48	2637.1	19.04	156.7	30	60*60

Tableau II.8 : Choix des dimensions des poteaux

-**NB** : pour le RDC et le 1er étage nous avons des poteaux circulaires à dimensionner (B6 C6 D6 E6 F6 G6) :

$$\text{Avec: } \quad \text{Max} \left(D \approx \frac{L_f}{9}; \sqrt{\frac{4Br}{\pi}} + 2 \right)$$

$$Br = \frac{\pi}{4} (D-2)^2$$

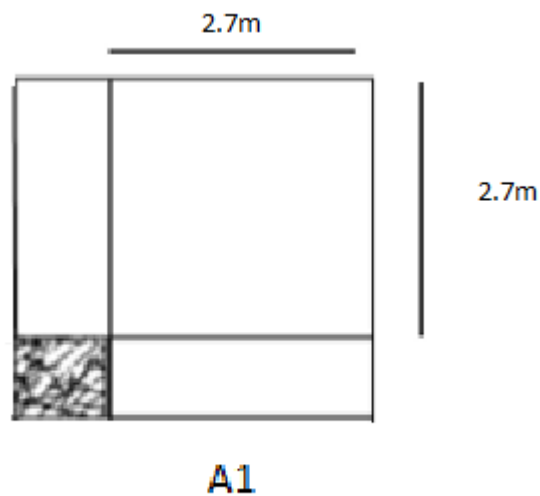
NB : h= (4.08*2) m

N	G	Q	Nu (KN)	Br (cm ²)	D	Choix (cm)
1 ^{er}	2231.22	425.79	3650.83	2033.51	63.4	65
RDC	2459.36	483.73	4045.73	2253.47	63.4	65

Tableau II.9: Choix des dimensions des poteaux circulaires

2. Poteau d'angle :

-Poteau A1 A7 H1 H7 : (étage sous-sol – 2ème) :

**Figure II** :Poteau d'angle le plus sollicité-La surface reprise est de : $(5.4/2*5.4/2) = 7.29m^2$ a. Loi de dégression verticale :

<u>Niveau du plancher</u>	<u>Charge d'exploitation</u>	<u>formule</u>	<u>S(m²)</u>	<u>Q(KN)</u>
1er	2.5	Q_0	7.29m ²	18.225
RDC	3.5	Q_0+Q_1	7.29m ²	43.74
S-sol	2.5	$Q_0+Q_1+Q_2$	7.29m ²	59.77
S-sol-2	2.5	$Q_0+Q_1+Q_2+Q_3$	7.29m ²	74

Tableau II.10 : Loi de dégression verticale.

b. La descente des charges verticales :

Niveaux	Désignation des éléments (KN)	G (KN)	Cumul G (KN)	Q cumulé(KN)	N _u (KN)
<i>1er</i>	Plancher → 36.23 Poutre principale →10.12 Poutre secondaire→9.112 Poteau→5.54	61	61	18.225	109.68
<i>RDC</i>	Plancher →36.23 Poutre principale →10.12 Poutre secondaire→9.112 Poteau →5.54	61	122	43.74	230.31
<i>S-sol</i>	Plancher → 36.23 Poutre principale → 10.12 Poutre secondaire→ 9.112 Poteau → 5.54	61	183	59.77	336.7
<i>S-sol-2</i>	Plancher →30.81 Poutre principale → 10.12 Poutre secondaire→9.112 Poteau →5.04	55.082	238.08	74	432.4

Tableau II.11 : La descente des charges verticales.

N	G	Q	Nu (KN)	Br (cm ²)	a	b	RPA (cm)	Choix (cm)
<i>1er</i>	61	18.225	109.68	61.09	40.8	3.57	30	30
<i>RDC</i>	122	43.74	230.31	128.2	40.8	5.3	30	30
<i>S-sol</i>	183	59.77	336.7	187.5	27.2	9.44	30	30
<i>S-sol-2</i>	238.08	74	432.4	240.8	19.04	16.13	30	30

Tableau II.12 : Choix des dimensions des poteaux.

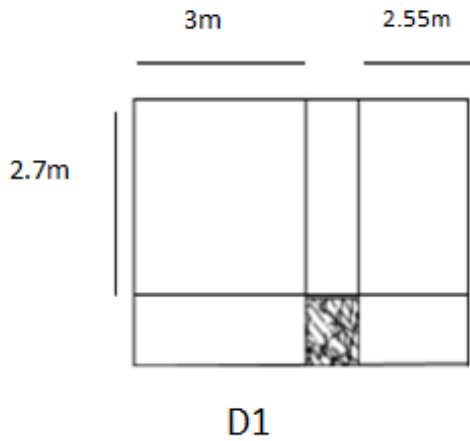
c. Choix des dimensions des poteaux :

N	G	Q	Nu (N)	Br (cm ²)	D	Choix (cm)
RDC	120.1	43.74	227.74	126.85	45.33	50

Tableau II.13 : Choix des dimensions des poteaux circulaires

3. Poteau de rive :

-Poteau de rive le plus sollicité des étages (sous-sol /2^{eme}):



-La surface reprise est de
S=14.98m²

a. Loi de dégression verticale :

<u>Niveau du plancher</u>	<u>Charge d'exploitation</u>	<u>formule</u>	<u>S(m²)</u>	<u>Q(KN)</u>
1er	2.5	Q_0	14.98	37.45
RDC	3.5	Q_0+Q_1	14.98	89.88
S-sol	2.5	$Q_0+Q_1+Q_2$	14.98	122.83
S-sol-2	2.5	$Q_0+Q_1+Q_2+Q_3$	14.98	152.047

Tableau II.14 : Loi de dégression verticale :

b. La descente des charges verticales

Niveau	Désignation des éléments (KN)	G (KN)	Cumul G (KN)	Q cumulé(KN)	N _u (KN)
<i>1er</i>	Plancher → 89.16 Poutre principale →20.81 Poutre secondaire→9.11 Poteau→11.9	130.98	130.98	37.45	232.99
<i>RDC</i>	Plancher →89.16 Poutre principale →20.81 Poutre secondaire→9.11 Poteau →11.9	130.98	261.96	89.88	488.46
<i>S-sol</i>	Plancher → 89.16 Poutre principale → 20.81 Poutre secondaire→9.11 Poteau →11.9	130.98	392.94	122.83	714.71
<i>S-sol-2</i>	Plancher →75.83 Poutre principale →20.81 Poutre secondaire→9.11 Poteau →10.5	116.25	509.19	152.047	915.45

Tableau II.15 : La descente des charges verticales.

c. Choix des dimensions des poteaux :

Niveaux	G	Q	Nu(KN)	Br(cm ²)	a	b	RPA(cm)	Choix
1 ^{er}	261.96	89.88	488.46	272.07	40.8	9.01	30	35
RDC	130.98	37.47	232.99	129.77	40.8	5.33	30	35
s/sol	292.9	122.83	714.71	398.09	27.02	17.79	30	35
s/sol 2	509.19	152.047	915.45	509.9	19.04	31.92	30	35

Tableau II.16 : Choix des dimensions des poteaux :

-Pour les poteaux circulaires 7 (B C D E F G) :

Niveaux	G	Q	Nu(KN)	Br(cm ²)	D	Choix(cm)
1 ^{er}	130.98	37.45	232.99	129.77	45.33	50
2 ^{ème}	261.96	89.98	488.46	272.07	45.33	50

Tableau II.17 : Choix des dimensions des poteaux circulaires**II.6 Pré dimensionnement des voiles :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales. Leur pré dimensionnements se fera conformément à l'article (7.7.1) du l'RPA 99 version 2003.

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

- Cas voiles à une (01) extrémité rigide :

$$a \geq \max \left\{ 15\text{cm}, \frac{h_e}{22} \right\}$$

Pour le R.D.C : $h_e = 374 \text{ cm}$

$$a \geq \max \{ 15\text{cm}, 17 \text{ cm} \}$$

$$a \geq 17 \text{ cm}$$

Pour les autres étages : $h_e = 408$

$$a \geq \max \{ 15\text{cm}, 18.54\text{cm} \}$$

$$a \geq 18.54\text{cm}$$

Conclusion : On adoptera : **a = 19cm**



- Recouvrement des armatures longitudinales :

$L_r = 50\varnothing$ (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- a. $\varnothing=20\text{mm} \dots\dots\dots L_r=100\text{cm}$
- b. $\varnothing=16\text{mm} \dots\dots\dots L_r=80\text{cm}$
- c. $\varnothing=14\text{mm} \dots\dots\dots L_r=70\text{cm}$
- d. $\varnothing=12\text{mm} \dots\dots\dots L_r=60\text{cm}$

a. Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5\text{m} \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5\text{m} \end{cases}$$

Tel que :

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

-Calcul de la flèche due aux déformations différées :

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

-Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}}$$

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \left(A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \right)$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

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

Avec :

- $\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)}$: Coefficient pour la déformation instantanée
- $\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)}$: Coefficient pour la déformation différée
- $\delta = \frac{A_s}{b_0 \cdot d}$: Pourcentage des armatures
- $\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \delta \cdot \sigma_s + f_{t28}}$
- $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$

$$- E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19$$

$$- E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86$$

-Remarque :

- Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

NIV	b (cm)	h (cm)	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Δ (cm)	u	λ _I	λ _v
Terrasse	30	50	86.2	16.5	0.012	0.68	1.75	0.7
6 ^{ème} au 9 ^{ème}	30	50	75.1	16.5	0.012	0.68	1.75	0.7
3er au 5ème	30	50	69.8	16.5	0.012	0.68	1.75	0.7
1er au 2ème	30	50	76.3	12.5	0.009	0.6	2.33	0.93

Tableau VII.24: Vérification la flèche des poutres secondaires.

NIV	I_o (mm ⁴)*10 ⁴	I_o (mm ⁴)*10 ⁴	I_f (mm ⁴)*10 ⁴	I_v (mm ⁴)*10 ⁴	F_i (mm)	F_v (mm)	ΔF_t (mm)	F_{ad} (mm)	
Terrasse	411500	411500	206689.4	306673.4	3.78	7.57	3.79	10.4	ok
6^{ème} au 9^{ème}	411500	411500	206689.4	306673.4	3.29	6.6	3.31	10.4	ok
3^{er} au 5^{ème}	411500	411500	206689.4	306673.4	3.06	6.13	3.07	10.4	ok
1^{er} au 2^{ème}	387500	387500	188761.4	290532.7	3.66	7.07	3.41	10.4	ok

Tableau VII.25: Vérification la flèche des poutres secondaires.

<i>Section (cm)</i>	<i>Niveau</i>	f (mm)	f_{adm} (mm)	Observation
50*30	Terrasse	3.79	10.4	Vérifiée
	6^{ème} au 9^{ème}	3.31	10.4	Vérifiée
	3^{er} au 5^{ème}	3.07	10.4	Vérifiée
	1^{er} au 2^{ème}	3.41	10.4	Vérifiée

Tableau VII.26: Vérification la flèche des poutres secondaires.

b. Schémas du ferraillage:

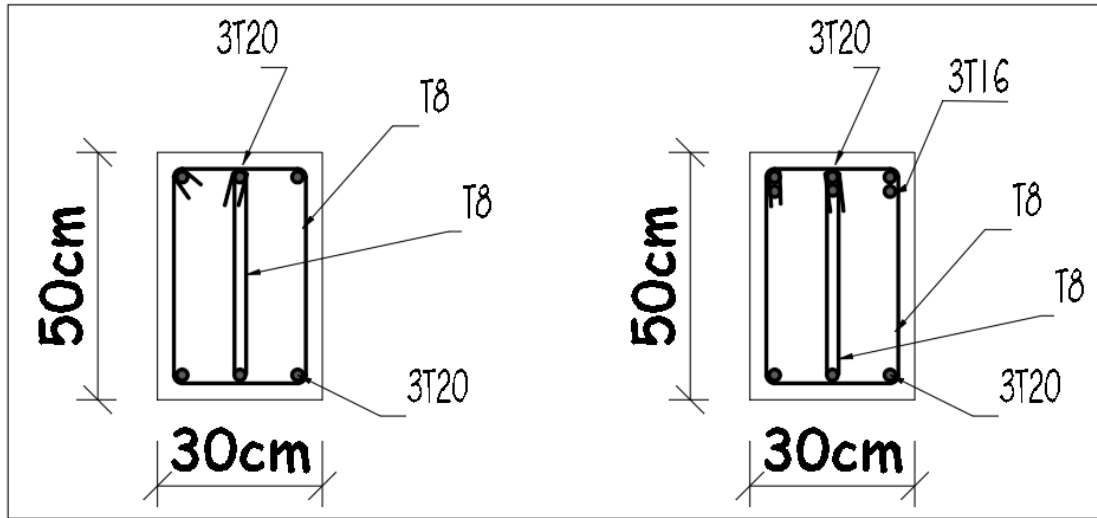


Figure VII.5 : Ferraillage de la poutre secondaire de la terrasse

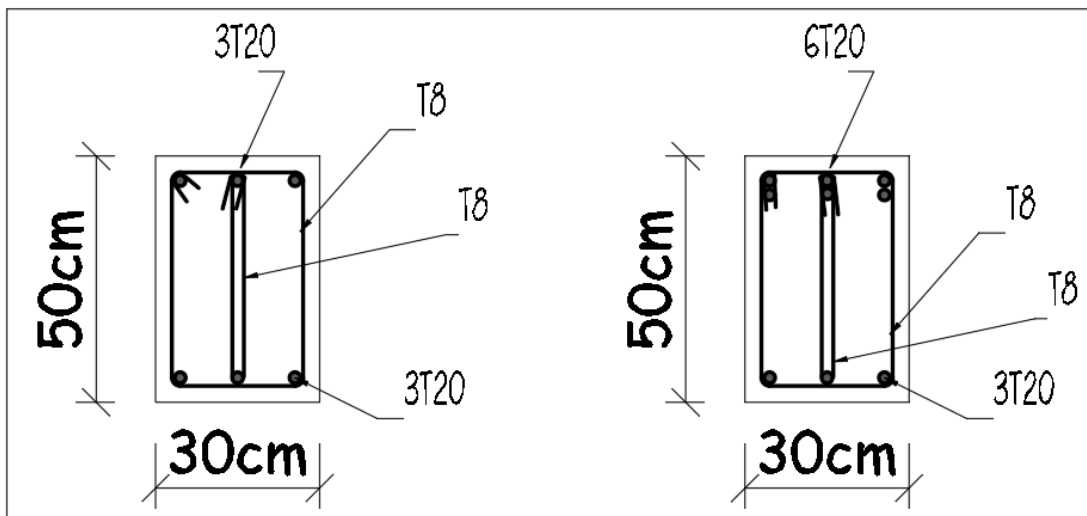


Figure VII.6 : Ferraillage de la poutre secondaire du 6ème au 9ème étage

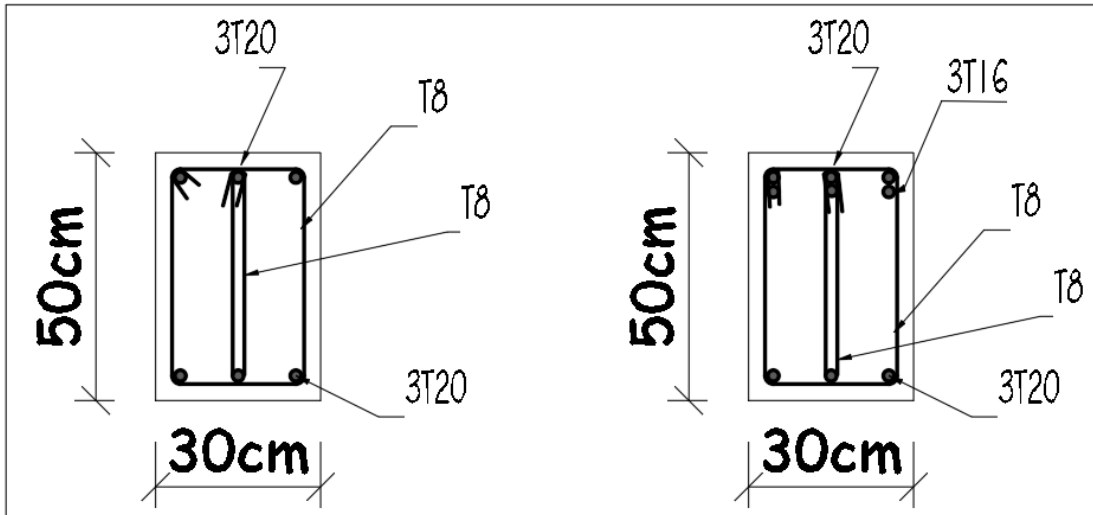


Figure VII.7 : Ferraillage de la poutre secondaire du 3ème au 5ème étage

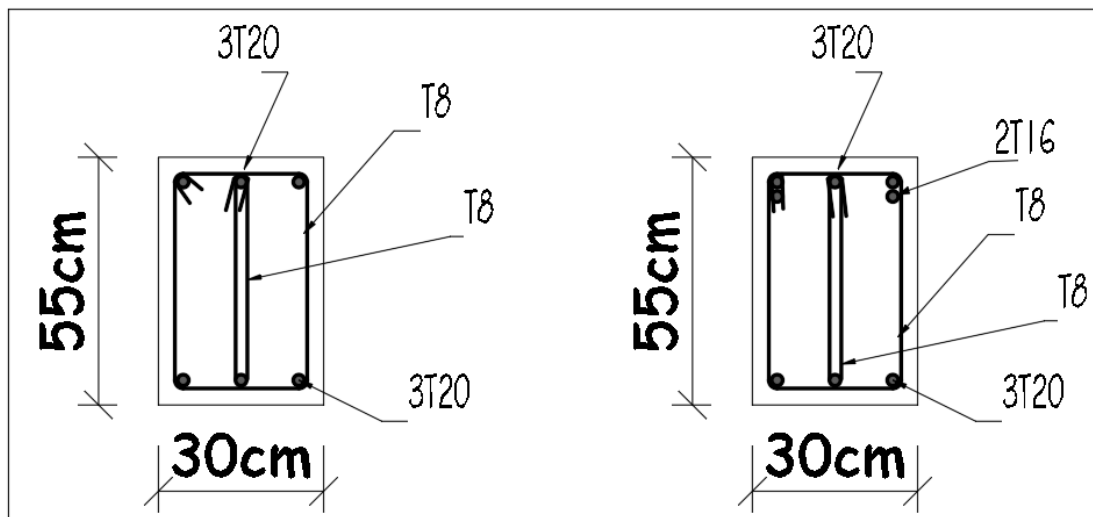


Figure VII.8 : Ferraillage de la poutre secondaire 1er au 2ème

NB : D'après l'étude thermique, les poutres extérieures (périphérique) seront ferrillées de cette manière :

- Poutres principales (55*30) :

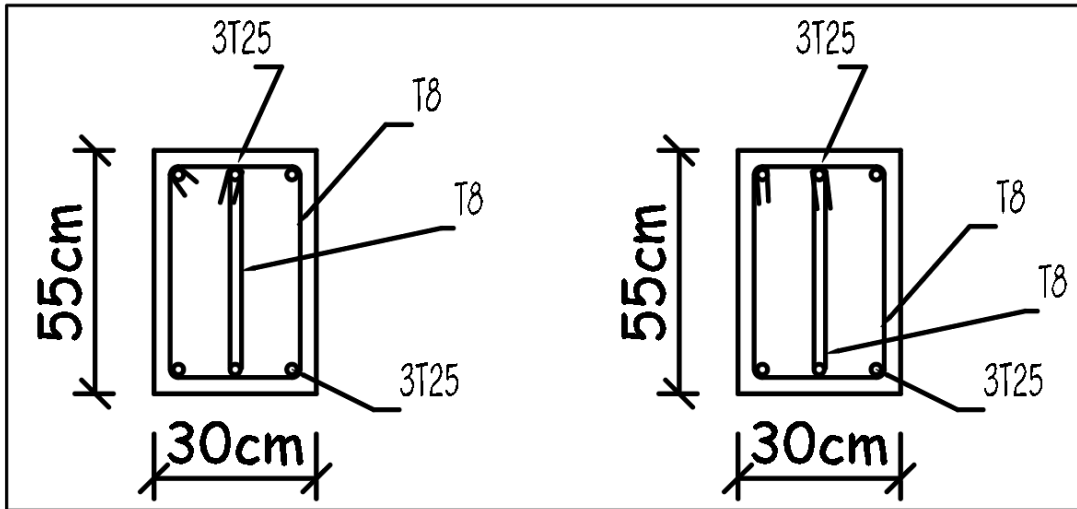


Figure VII.9: Ferrailage des poutres principales extérieures.

-Poutres secondaires (50*30) :

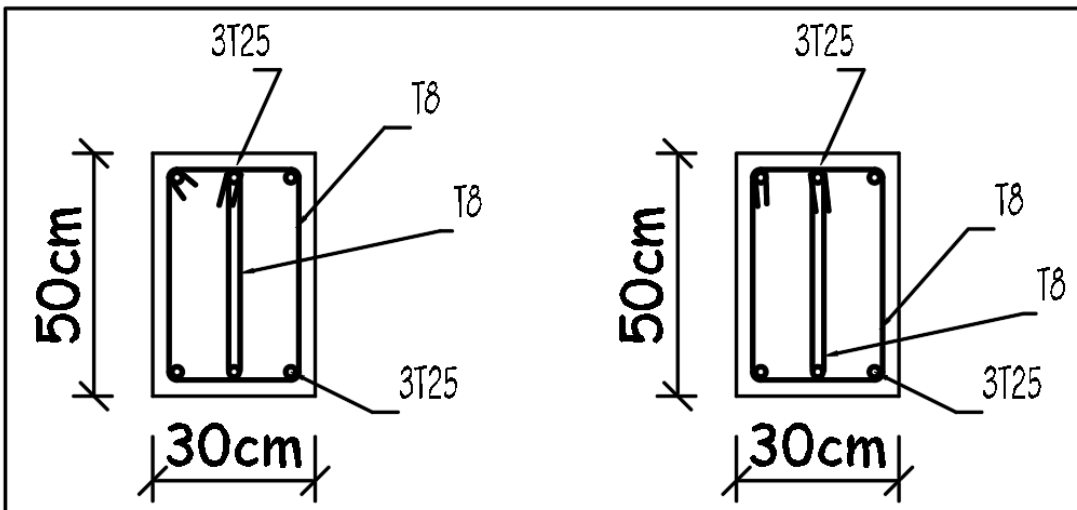


Figure VII.10: Ferrailages des poutres secondaires extérieures.

1. Ferrailage des poteaux :

a. 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		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau VII.27: Caractéristiques du béton et de l'acier

b. Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

b.1) Selon CBA 93 :

Situation durable ELU : $1,35G+1,5Q$

ELS : $G+Q$

b.2) Selon RPA 99 :

Situation accidentelle : $G+Q+E$

$0,8G\pm E$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr})
- 2- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr})
- 3- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr})

- **Recommandation selon RPA99 version 2003 :**

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par:

$$* 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\varnothing$ 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'extérieur des zones nodales.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons

N.B : On utilise Le logiciel de SOCOTEC pour le ferrailage des sections.

c. Les sollicitations

❖ Situation durable :

- Combinaison : $1,35 \times G + 1,5 \times Q$

$(N^{max} ; M^{corr})$:

Section (cm)	N_{min}^{max} [KN]	M^{corr} [KN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²] sup	A'_s [cm ²] inf	$A_{s,min}$ RPA
75*75	-3895.9	8.19	SEC	0	0	50.62
	-104.51	68	SPC	0	1,23	50.62
70*70	-2961.11	23.13	SEC	0	0	44.1
	-1677.61	68.88	SEC	0	0	44.1
65*65	-2221.98	19.22	SEC	0	0	38.02
	-569.32	70.57	SEC	0	0	38.02
60*60	-2221.9	19.22	SEC	0	0	32.4
	-104.9	87.12	SPC	0	2,02	32.4
55*55	-549.92	14.46	SEC	0	0	27.22
	-44.32	49.18	SPC	0	2.18	27.22
D65	-361.84	9.3	SEC	0	0	29.86
	-190.69	103.08	SEC	0	0	29.86

Tableau VII.28 : Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{max} ; M^{corr}$)

$(M^{max} ; N^{corr})$:

Section (cm)	M^{max} [KN.m]	N^{corr} [KN]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s,min}$ RPA
75*75	155.25	-218.74	SPC	0	6,18	50.62
70*70	76.78	- 1585.02	SEC	0	0	44.1
65*65	79.17	-641.8	SEC	0	0	38.02
60*60	166.43	-255.38	SPC	0	5.31	32.4
55*55	158.8	-255.14	SPC	0	5.9	27.22
D65	113.42	-207.47	SPC	6,17	6,17	29.86

Tableau VII.29 : Ferrailages des poteaux situation durable ($M^{max} ; N^{corr}$)

- Combinaison : $G + Q$

 $(N^{max} ; M^{corr})$:

Section (cm)	N_{min}^{max} [KN]	M^{corr} [KN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s,min}$ RPA
75*75	-2809.21	-5.75	SEC	0	0	50.62
	-76.31	50.02	SPC	0	0,9	50.62
70*70	-2137.1	16.67	SEC	0	0	44.1
	-782.52	49.18	SEC	0	0	44.1
65*65	-1605.65	13.74	SEC	0	0	38.02
	-414.05	50.39	SEC	0	0	38.02
60*60	-1605.65	13.94	SEC	0	0	32.4
	-77.12	63.83	SPC	0	2.2	32.4
55*55	-402.14	10.47	SEC	0	0	27.22
	-32.26	35.79	SPC	0	1,58	27.22
D65	-267.7	6.7	SEC	0	0	29.86
	-139.11	75	SPC	3,77	3,77	29.86

Tableau VII.30 : Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{max} ; M^{corr}$)

$(M^{max}; N^{corr})$:

Section (cm)	M^{max} [KN.m]	N^{corr} [KN]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s,min}$ RPA
75*75	112.8	-159.49	SPC	0	2,29	50.62
70*70	52.68	-926.88	SEC	0	0	44.1
65*65	56.55	-506.95	SEC	0	0	38.02
60*60	121.77	-186.93	SPC	0	3,75	32.4
55*55	115.67	-188.21	SPC	0	4,09	27.22
D65	62.49	-151.31	SPC	0	2,02	29.86

Tableau VII.31 : Ferrailages des poteaux situation durable ($M^{max}; N^{corr}$):

❖ Situation accidentelle :

- Sous une combinaison de 0,8G + Ex

 $(N^{max}; M^{corr})$:

Section (cm)	N_{min}^{max} [KN]	M^{corr} [KN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s,min}$ RPA
75*75	-2534.5	-260.95	SEC	0	0	50.62
	621.92	151.52	SPC	2,24	15,64	50.62
70*70	-1911.98	313.81	SEC	0	0	44.1
	559.85	252.86	SPC	0	19.89	44.1
65*65	-1273.64	287.81	SEC	0	0	38.02
	366.99	289.62	SPC	0	19,87	38.02
60*60	-1273.64	287.81	SEC	0	0	32.4
	367	289.62	SPC	0	21,34	32.4
55*55	-308.26	124.6	SPC	0	2,91	27.22
	119.6	56.92	SPC	0	5,18	27.22
D65	-213.8	61.61	SPC	0,11	0,11	29.86
	-45.97	29.52	SPC	1,58	1,58	29.86

Tableau VII.32 : Ferrailages des poteaux ($N^{max}; M^{corr}$)

$(M^{max}; N^{corr})$:

Section (cm)	M^{max} [KN.m]	N^{corr} [KN]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	A_{smin} RPA
75*75	288.49	576	SPC	0	20,76	50.62
70*70	345.98	583.47	SPC	0	24,5	44.1
65*65	310.75	315.93	SPC	0	20,21	38.02
60*60	310.75	315.93	SPC	0	21,82	32.4
55*55	226.18	-120.51	SPC	0	12,23	27.22
D65	127.86	-103.95	SPC	10,87	10,87	29.86

Tableau VII.33 : Ferrailages des poteaux ($M^{max}; N^{corr}$)

- Sous une combinaison de 0,8G + Ey

 $(N^{max}; M^{corr})$:

Section (cm)	N_{min}^{max} [KN]	M^{corr} [KN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	A_{smin} RPA
75*75	-4603.72	-136.06	SEC	0	0	50.62
	2484.64	24.62	SPC	34.62	36,8	50.62
70*70	-1580.71	210.4	SEC	0	0	44.1
	285.11	72.88	SPC	0,6	7,59	44.1
65*65	1186.93	137.85	SPC	9,84	24,25	38.02
	190.26	85.08	SPC	0	7,04	38.02
60*60	-1186.15	137.8	SEC	0	0	32.4
	190.26	85.08	SPC	0	7,45	32.4
55*55	-96.38	57.68	SPC	0	1,91	27.22
	-17.04	34.58	SPC	0	1,74	27.22
D65	-237.87	45.12	SEC	0	0	29.86
	-68.21	61.15	SPC	0	4,28	29.86

Tableau VII.34 : Ferrailages des poteaux ($N^{max}; M^{corr}$)

$(M^{max}; N^{corr})$:

Section (cm)	M^{max} [KN.m]	N^{corr} [KN]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	A_{smin} RPA
75*75	203.42	- 1916.74	SEC	0	0	50.62
70*70	243.75	174.4	SPC	0	13,69	44.1
65*65	245	-690.4	SPC	0	2,62	38.02
60*60	298.05	-145.34	SPC	0	14,66	32.4
55*55	252.43	-147.66	SPC	0	15.2	27.22
D65	110.5	-127.87	SPC	0	8,09	29.86

Tableau VII.35 : Ferrailages des poteaux ($M^{max}; N^{corr}$):

- Sous une combinaison de G + Q + E x

 $(N^{max}; M^{corr})$:

Section (cm)	N_{min}^{max} [KN]	M^{corr} [KN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	A_{smin} RPA
75*75	206.51	136.28	SPC	0	8,79	50.62
	-3075.35	-255.89	SEC	0	0	50.62
70*70	-2254.12	203.79	SEC	0	0	44.1
	337.58	261.42	SPC	0	16,93	44.1
65*65	-1686.12	170.42	SEC	0	0	38.02
	138.64	300	SPC	0	17,08	38.02
60*60	-1686.12	170.42	SEC	0	0	32.4
	138.64	300	SPC	0	18,67	32.4
55*55	-425.14	127.98	SPC	0	1,5	27.22
	108.84	69.62	SPC	0	5,74	27.22
D65	-270.58	66.3	SEC	0	0	29.86
	-0,17	26.98	SPC	0,17	0,17	29.86

Tableau VII.36 : Ferrailages des poteaux ($N^{max}; M^{corr}$)

(M^{max} ; N^{corr}):

Section (cm)	M^{max} [KN.m]	N^{corr} [KN]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
75*75	304.36	149.13	SPC	0	15,08	50.62
70*70	358.07	245.69	SPC	0	20,1	44.1
65*65	323.16	80.55	SPC	0	17,48	38.02
60*60	323.06	55.83	SPC	0	18,91	32.4
55*55	245.98	-151.22	SPC	0	14,51	27.22
D65	128.79	-132.4	SPC	0	10,31	29.86

Tableau VII.37 : Ferrailages des poteaux (M^{max} ; N^{corr})

- Sous une combinaison de G + Q + E y

(N^{max} ; M^{corr}):

Section (cm)	N^{max} N^{min} [KN]	M^{corr} [KN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
75*75	-5253.14	-126.32	SEC	0	0	50.62
	1888.18	35.75	SPC	25,56	28,72	50.62
70*70	-2370.13	139.51	SEC	0	0	44.1
	-17.28	83.87	SPC	0	3,49	44.1
65*65	-1797.07	137.65	SEC	0	0	38.02
	-34.21	73.43	SPC	0	3,04	38.02
60*60	1797.07	135.05	SPC	17,82	33,35	32.4
	-33.73	85.08	SPC	0	4,01	32.4
55*55	-470.9	105.14	SEC	0	0	27.22
	-16.69	139.35	SPC	0	8,06	27.22
D65	-308.15	45.38	SEC	0	0	29.86
	109.55	62.13	SPC	0	9,6	29.86

Tableau VII.38 : Ferrailages des poteaux (N^{max} ; M^{corr})

$(M^{max}; N^{corr})$:

Section (cm)	M^{max} [KN.m]	N^{corr} [KN]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
75*75	-214	- 2351.38	SEC	0	0	50.62
70*70	253.58	-1820.4	SEC	0	0	44.1
65*65	255.85	-858.47	SEC	0	0	38.02
60*60	304.2	-184.22	SPC	0	14,5	32.4
55*55	267.39	-184.36	SPC	0	14,18	27.22
D65	149.02	175.09	SPC	21,37	21,37	29.86

Tableau VII.39 : Ferrailages des poteaux ($M^{max}; N^{corr}$)

Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z.R) (cm ²)	A_s^{max} (Z.C) (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{ado} (cm ²)
75*75	36.8	50.62	337.5	168.75	16T20	50.81
70*70	24.5	44,1	294	147	4T25+8T20	44,76
65*65	17.48	38,03	253.5	126.75	4T25+8T20	44,76
60*60	14.5	32,4	216	108	4T25+8T16	35,72
55*55	14.18	27,23	181.5	90.75	4T20+8T16	28,64
D65	21.37	29.86	199.09	99.54	8T20+4T14	31.27

Tableau VII.40 : Choix des armatures des poteaux

d. Les vérifications :

d.1. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M^{ser}, N^{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

● **Béton :** $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

● **Acier :** → Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

→ Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(240 ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$

→ Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 201.63MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- En utilisant SOCOTEC :

($N^{max} ; M^{corr}$):

Section (cm ²)	N_{ser}^{max} (KN)	M_{ser}^{corr} (KN.m)	A_s (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
75*75	-2809.21	-5.75	51.81	50.9	202	5,83	15	OK
70×70	-2137.1	16.67	44,76	42.9	202	5.27	15	OK
65×65	-1605.65	13.74	44,76	35.5	202	4,68	15	OK
60×60	-1605.65	13.94	35,72	42.6	202	5,48	15	OK
55×55	-402.14	10.47	28,64	12	202	2,82	15	OK
D65	-267.7	6.7	31.27	13.31	240	0,92	15	OK

Tableau VII.41 : Vérifications des contraintes pour les poteaux ($N_{ser}^{max}, M_{ser}^{corr}$)

$(M^{max} ; N^{corr})$:

Section (cm^2)	M^{max} [KN.m]	N^{corr} [KN]	A_s (cm^2)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
75*75	112.8	-159.49	51.81	17.8	202	1,39	15	OK
70×70	52.68	-926.88	44,76	29.7	202	2,06	15	OK
65×65	56.55	-506.95	44,76	23	202	2,46	15	OK
60×60	121.77	-186.93	35,72	52.1	202	4,14	15	OK
55×55	115.67	-188.21	28,64	68.5	202	5,23	15	OK
D65	62.49	-151.31	31.27	64	202	3,45	15	OK

Tableau VII.42 : Vérifications des contraintes pour les poteaux ($M^{max} ; N^{corr}$)

d.2. Vérification De L'effort Tranchant :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

Il 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.

τ_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 le CBA 93 :

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

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4MPa)$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

* Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$si l'élancement $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec: } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :

λ : L'élancement 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 les tableaux suivant :

Sections (cm^2)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{CBA 93}$ (MPa)	Obs
75*75	127.02	0.25	11.07	0,075	1,875	2,50	OK
70×70	185.15	0.41	11,85	0,075	1,875	2,50	OK
65×65	171.88	0.45	12,76	0,075	1,875	2,50	OK
60×60	129.6	0.4	13,82	0,075	1,875	2,50	OK
55×55	116.2	0.42	15,08	0,075	1,875	2,50	OK
D65	59.61	0.15	14.32	0,075	1,875	2,50	OK

Tableau VII.43 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

e. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles du **RPA99 Version 2003**, elles sont données comme suit :

* Selon **CBA 93** :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- A_t : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- \varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.
- \varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales.

* Selon le **RPA99 version 2003** :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- T_u : Effort tranchant à l'ELU.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- h : Hauteur totale de la section brute.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$ Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$ Zone courante (zone III).

ϕ_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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

λ_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 du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400\text{MPa}$ (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
			Zone nodale	Zone courante
75*75	16T20	25et20	10	25
70x70	4T25 8T20	25et20	10	25
65x65	4T25 8T20	25et20	10	25
60x60	4T25 8T16	25et16	10	20
55x55	4T20 8T16	20et16	10	20
D65	8T20+4T14	20et14	10	20

Tableau VII.44 : Espacement maximale selon RPA99

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _{max} ^u (KN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{ado} (cm ²)
75*75	2.85	3.8	3,75	60.134	N	10	0.75	4T8	2,01
					C	25	1.87	4T10	3,14
70×70	2.85	4.07	3,75	39.334	N	10	0.52	4T8	2,01
					C	25	1.31	4T10	3,14
65×65	2.61	4.01	3,75	41.28	N	10	0.59	4T8	2,01
					C	25	1.48	4T10	3,14
60×60	2.61	4.35	3,75	38.871	N	10	0.6	4T8	2,01
					C	25	1.51	4T10	3,14
55×55	2.61	4.74	3,75	77.092	N	10	1.31	4T8	2,01
					C	20	3.01	4T10	3,14
D65	2.85	4.75	3,75	5.767	N	10	0.08	4T8	2,01
					C	20	0.2	4T10	3,14

Tableau VII.45 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\varnothing$ en zone III.

Pour :

- $\varnothing = 25\text{mm}$ $L_r = 125\text{cm}$
- $\varnothing = 20\text{mm}$ $L_r = 100\text{cm}$
- $\varnothing = 16\text{mm}$ $L_r = 80\text{cm}$

a) **Schémas de ferraillage des poteaux :**

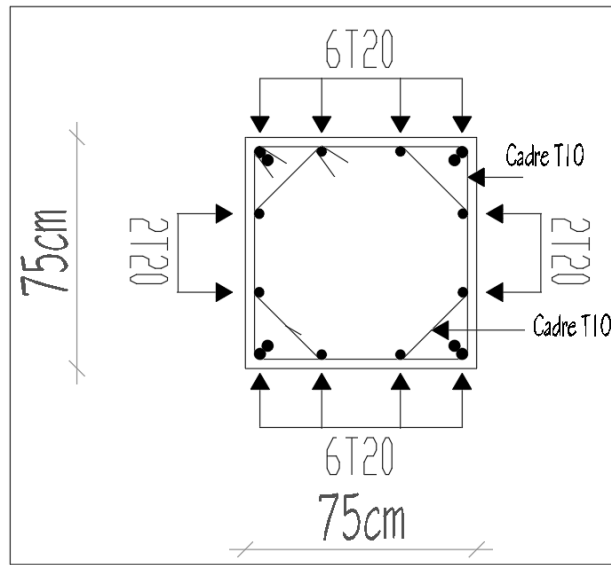


Figure VII.11 : le schéma de ferraillage des poteaux 75*75

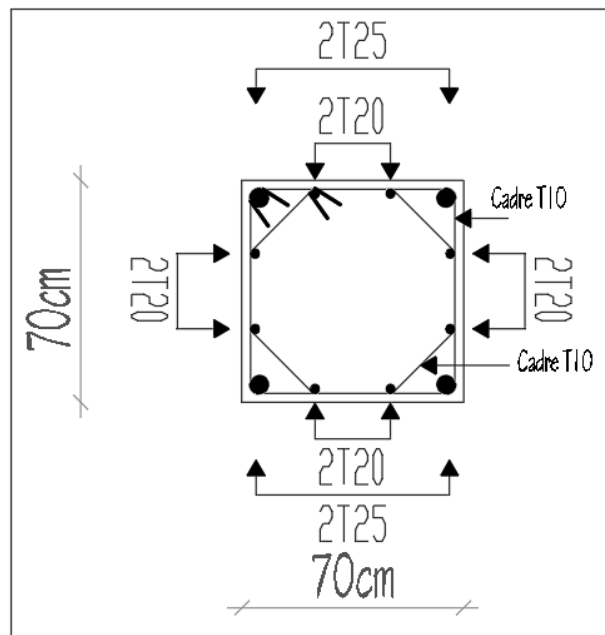


Figure VII.12 : le schéma de ferraillage des poteaux 70*70

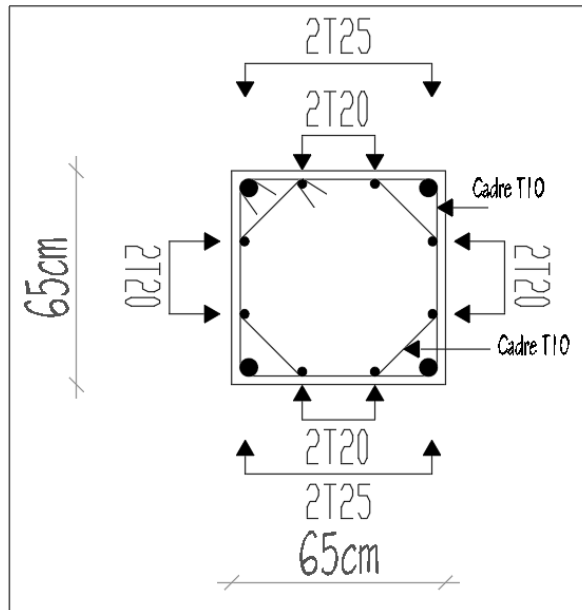


Figure VII.13 : le schéma de ferrailage des poteaux 65*65

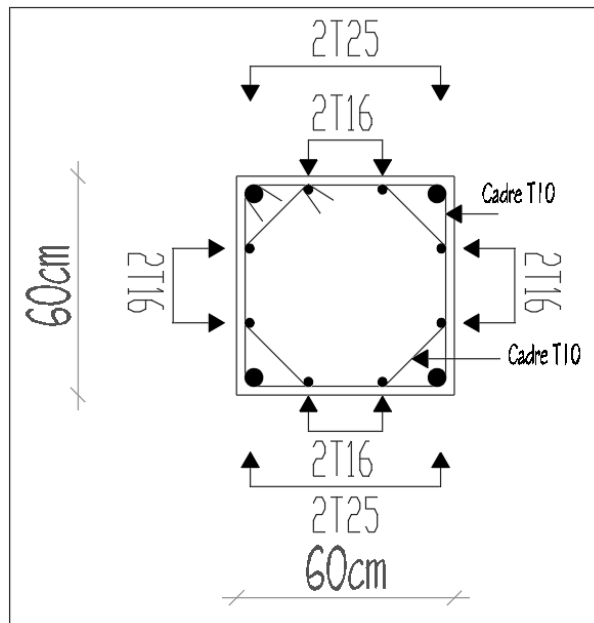


Figure VII.14 : le schéma de ferrailage des poteaux 60*60

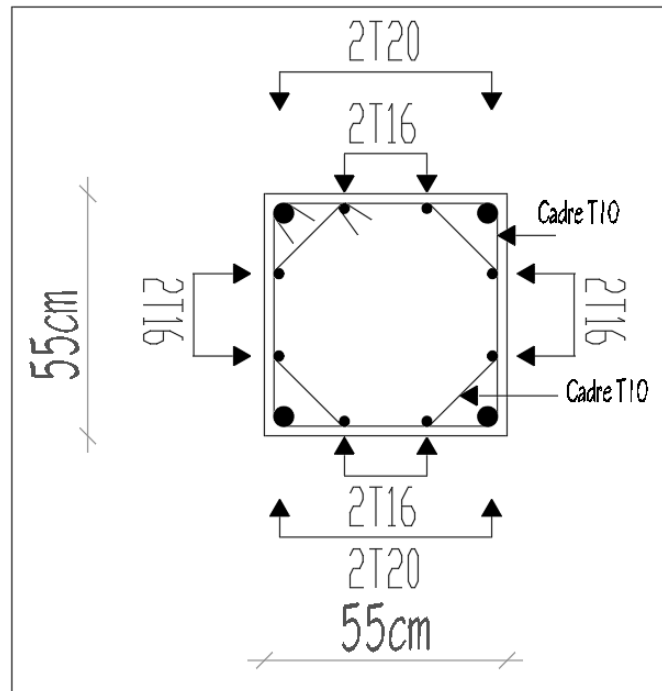


Figure VII.15 : le schéma de ferraillage des poteaux 55*55

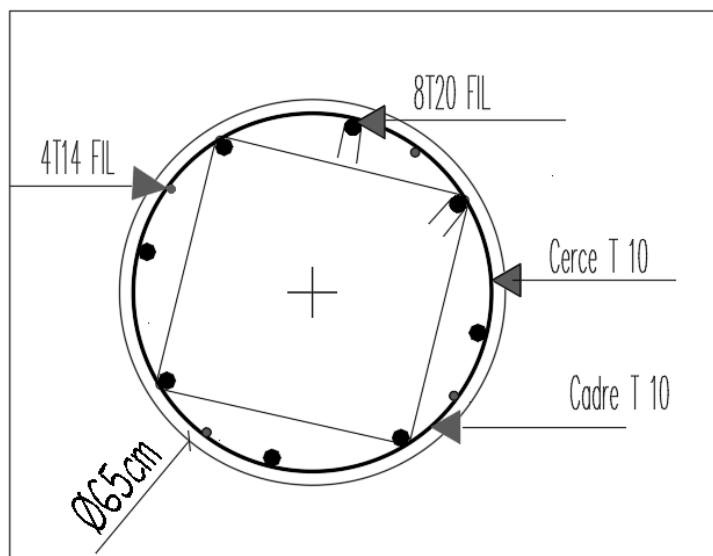


Figure VII.16 : le schéma de ferraillage des poteaux D65cm

III.1 LES ESCALIERS :

a. Introduction :

- Définition générale

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers

- Composition d'un escalier

Il est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M)
- La contre marche : la partie verticale des gradins (CM)
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées.

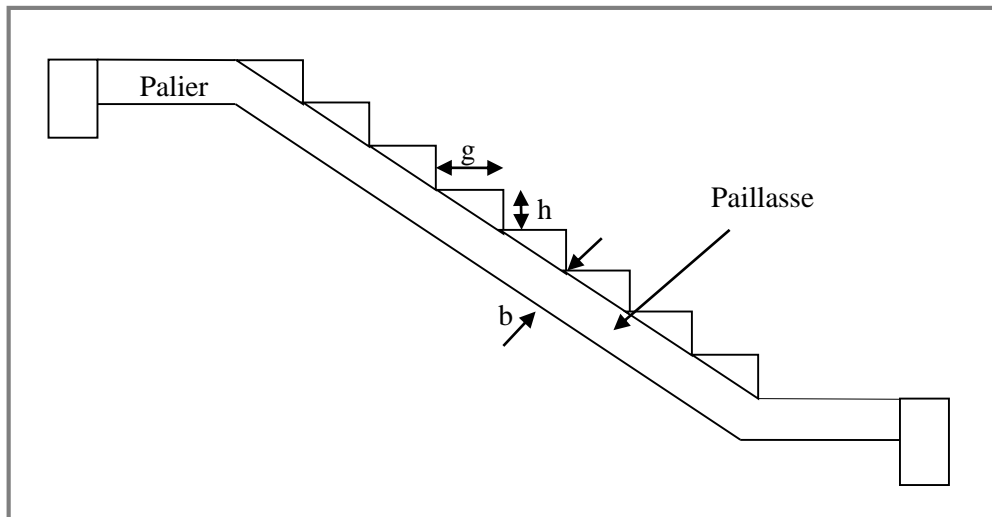


Figure III.1 : Composition d'un escalier

b. Pré dimensionnement de l'escalier :

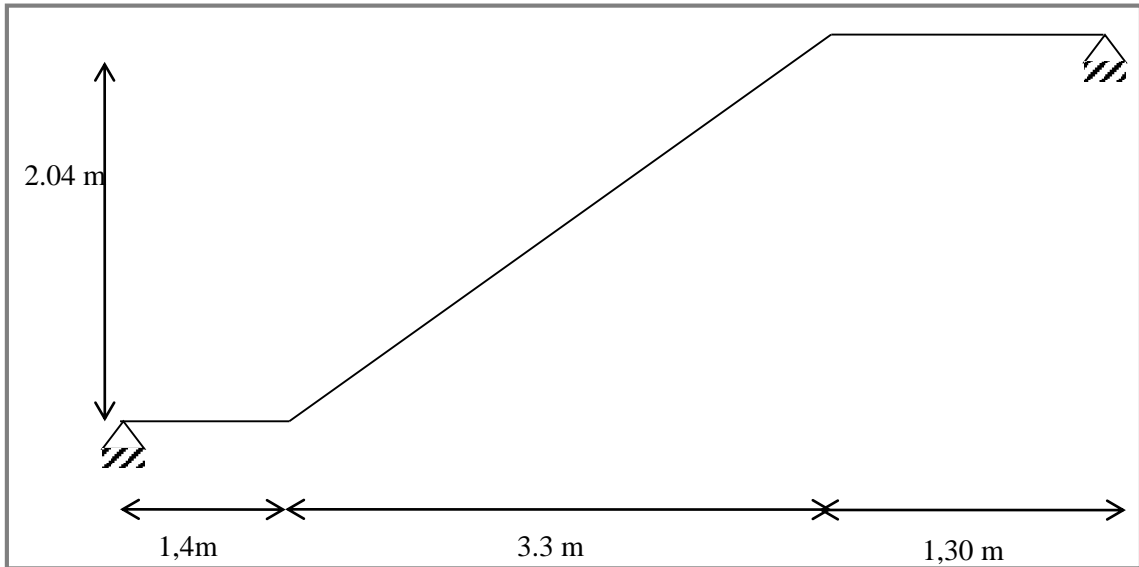


Figure III.2 : Schéma Statique De L'escalier

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 :

$$2h + g = 64 \dots\dots\dots (1)$$

$$h \times n = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n - 1)g = L \dots\dots\dots (3)$$

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
- H=204 cm
- L=330 cm

$$64n^2 - 802n + 408 = 0$$

Solution :

$$n_1 = 0,53 \dots \dots \dots \text{Refusée .}$$

$$n_2 = 12$$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche $n=12$
- le nombre des marches $n-1=11$

Alors :

$$h = H/n = 0,17m .$$

$$g = L/n - 1 = 0,30 m$$

➤ Vérification de l'équation de « BLONDEL »

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow 2h + g = 64$$

➤ Détermination de l'épaisseur :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

Avec :

$$l = \sqrt{3.3^2 + 2.04^2} + 1.4 + 1,30 = 6.58 m$$

Donc :

$$21.9 \leq e \leq 32.9$$

On prend donc l'épaisseur $e=22\text{cm}$

N.B :

Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications seront satisfaites.

c. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{2.04}{3.3} = 0,618 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

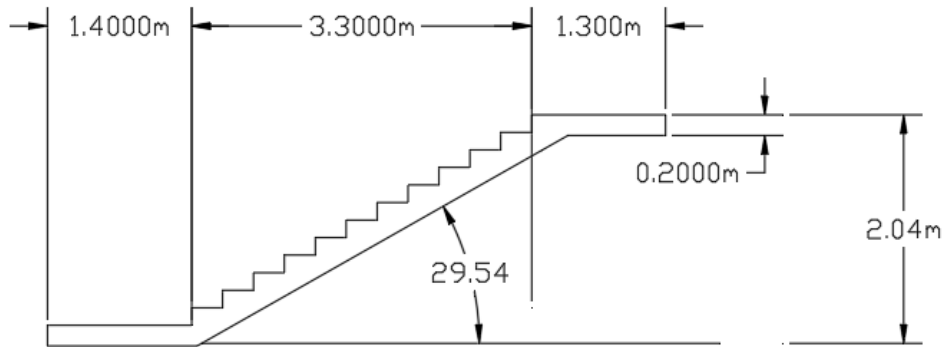


Figure III.3 : calcul de l'angle de l'inclinaison.

d. Evaluation Des Charges :

➤ Palier :

1. Charges permanentes

- Dalle de sol (e=1,3cm) (0,013x25) = 0,32kN/m²
- Mortier de pose (e=2cm) (0,02x20) = 0,40kN/m²
- Lit de sable (e=3cm) (0,03x18) = 0,54kN/m²
- Dalle pleine (e=22 cm) (0,22x25) = 5,5kN/m²
- Enduit en ciment (e=2cm) (0,02x18) = 0,36kN/m²

$$G_1 = 7.12kN/m^2$$

2. Charge d'exploitation Q₁ = 2,50kN/m²

➤ Paillasse :

1. Charges permanentes

- Poids propre de la paillasse = $\frac{25 \times 0,22}{\cos 29,54} = 6,32 \text{ kN/m}^2$
- Dalle de sol (e=1,3cm) (0,013x25) = $0,32 \text{ kN/m}^2$
- Mortier de pose (e=2cm) 0,40 kN/m^2
- Poids propre de la marche = $\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,13 \text{ kN/m}^2$
- Garde corps 1,00 kN/m^2
- Enduit en ciment (e=2cm) 0,36 kN/m^2

$$G_2 = 10,53 \text{ kN/m}^2$$

2. Charge d'exploitation $Q_2 = 2,50 \text{ kN/m}^2$

e. Calcul des sollicitations :

➤ E.L.U :

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_{u2} = 1,35G + 1,5Q$$

➤ E.L.S :

$$q_{ser1} = G + Q$$

$$q_{ser2} = G + Q$$

Combinaison	Le palier (kN/m ²)	La paillasse (kN/m ²)
E.L.U :	13.36	17.96
E.L.S :	9,62	13.03

Tableau III.1 : Calcul des sollicitations des escaliers.

Calcul des moments : L=6 m

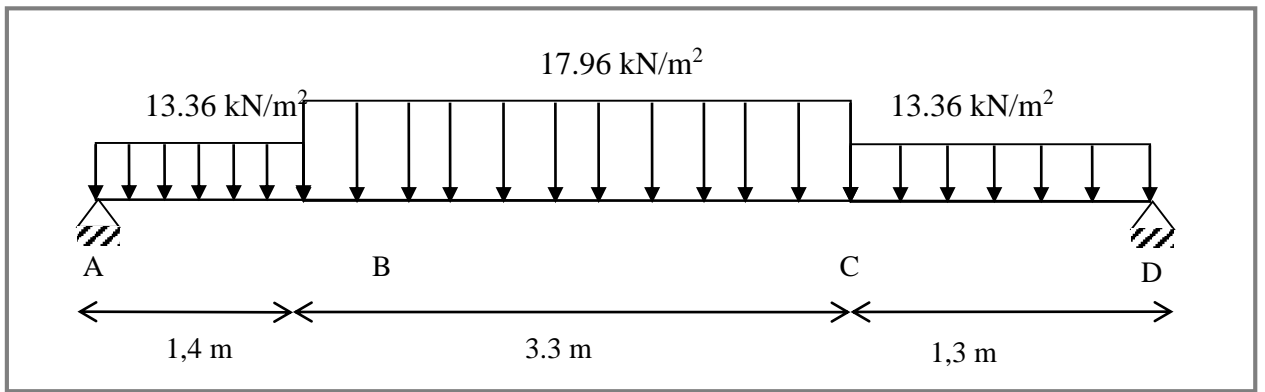


Figure III.4 : Schéma statique

-D'après le calcul des moments a partir du SAP2000

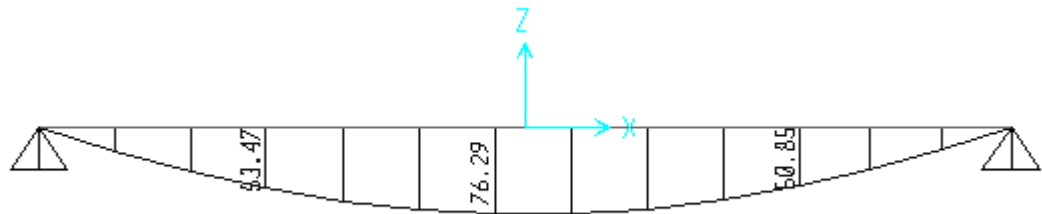


Figure III.5: Diagramme des moments

on a :

Moment isostatique : $M_u = 76.29 \text{ kNm}$

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que: $b=100\text{cm}$; $h=22\text{cm}$

➤ Sur appuis :

$$M_a = 76.29 \times 0,5 = 38.145 \text{ KN}$$

➤ En travée :

$$M_t = 76.29 \times 0,85 = 64.84 \text{ KN.m}$$

f. Ferraillage des escaliers :

Le calcul de ferraillage se fera pour une bande de 1 m de largeur.

- Les armatures longitudinales :

Appuis A et D :

Les données :

- $M_a = 38.145 \text{ KN.m}$
- $b = 100 \text{ cm}$
- $h = 22 \text{ cm}$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $f_{eE40} = 400 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1,5$
- $F_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$
- $d = 0.9 \times h = 0.9 \times 22 = 19.8 \text{ cm}$
- $c' = h - d = 22 - 19.8 = 2.2 \text{ cm}$

- $\mu = \frac{M_u}{b d^2 F_{bc}}$
- $\mu = 0.068 < 0,392$
- $\mu = 0.068$
- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u})$
- $\alpha = 0.088$
- $z = d(1 - 0.4\alpha)$
- $z = 191.03 \text{ mm}$
- $A_s = \frac{M_u}{z \cdot (f_e / \gamma_s)}$
- $A_s = 5.74 \text{ cm}^2$**

Choix : **$A_s = 6HA12 = 6.78 \text{ cm}^2$**

En travée :

$$\triangleright M_t = 64.84 \text{ KN.m}$$

$$\triangleright \mu = \frac{M_t}{bd^2F_{bc}}$$

$$\triangleright \mu = 0,116$$

$$\triangleright \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u})$$

$$\triangleright \alpha = 0.154$$

$$\triangleright z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\triangleright z = 185.8 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \cdot (f_e / \gamma_s)}$$

$$A_s = 10.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix } A_s = 7HA14 = 10.77 \text{ cm}^2$$

- Les armatures de répartition :

- **Appuis A et D :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} [\text{cm}^2] \Leftrightarrow \frac{6.78}{4} \leq A_r \leq \frac{6.78}{2} [\text{cm}^2] \Leftrightarrow 1,69 \leq A_r \leq 3.39 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit } A_r = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} [\text{cm}^2] \Leftrightarrow \frac{10.77}{4} \leq A_r \leq \frac{10.77}{2} [\text{cm}^2] \Leftrightarrow$$

$$2.69 \leq A_r \leq 5.365 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit } A_r = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

g. Vérifications :**1. Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Leftrightarrow$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 19,8 \times \frac{2,1}{400} \Leftrightarrow A_{min} = 2,39 \text{ cm}^2$$

Appuis A et D : $A_s = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,39 \text{ cm}^2$

En travée : $A_s = 10,77 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,39 \text{ cm}^2$

} Condition est vérifiée.

2. Répartition des barres :**➤ Armatures longitudinales :****• Appui A et D :**

$$S_t < \min[3h; 33] [cm] = \min[60; 33] [cm] \Rightarrow S_t < 33 [cm]$$

$$S_t = 20 < 33 [cm] \text{ Condition est vérifiée.}$$

➤ En travée :

$$S_t < \min[3h; 33] [cm] = \min[45; 33] [cm] \Rightarrow S_t < 33 [cm]$$

$$S_t = 16,67 < 33 [cm] \text{ Condition est vérifiée.}$$

➤ Armatures de répartition :

$$S_t < \min[4h; 45] [cm] = \min[60; 45] [cm] \Rightarrow S_t < 45 [cm]$$

$$S_t = 33,33 < 45 [cm] \text{ Condition est vérifiée.}$$

3. Vérification de la condition d'adhérence et entraînement aux appuis :

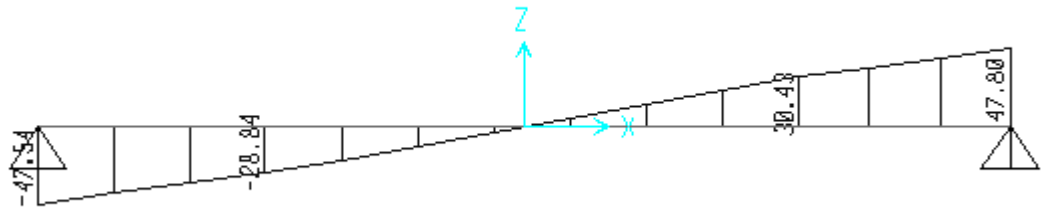


Figure III.6: Diagramme effort tranchant

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d \sum u_i} \leq \tau_{seadm} = \psi_s \times f_{tj}$$

$$\tau_{seadm} = \psi_s \times f_{tj} \Leftrightarrow$$

$$\tau_{seadm} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$T_{max} = 47,8 \text{ KN}$$

$$\sum u_i = \eta \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 1,4 = 26,37 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d \sum u_i} \Leftrightarrow \tau_{se} = \frac{47,8 \times 10^3}{0,9 \times 198 \times 263,7} = 1,03 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,01 < \tau_{seadm} = 3,15 \text{ [MPa]}$$

Condition vérifiée.

4. Vérification des efforts tranchant : (BAEL91.Art A5.52)

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min[0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = \min[2,5; 4] \text{ [MPa]} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \Leftrightarrow \frac{47,8 \times 10^3}{1000 \times 198} = 0,204 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifiée.}$$

-Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

5. Influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis :**(BAEL91.Art A 5.135) :**

➤ Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition suivante :

$$T_{max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

Avec :

$$T_{max} = 47.8 \text{ KN}$$

$$0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_s} \Leftrightarrow 0,4 \times 1000 \times (0,9 \times 198) \times \frac{25}{1,5} = 1188000 \text{ N} = 1188 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } T_{max} = 47.8 \text{ KN} \ll 1188 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

6. L'encrage des barres :

La longueur de scellement doit être :

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \phi$$

$$\tau_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow L_s = \frac{400}{4 \times 2,835} \phi$$

$$\Leftrightarrow L_s = 35,27. \phi$$

Le **BAEL** limite $L_s = 40. \phi$ lorsqu'on utilise $f_e E400$ Donc $L_s = 40\phi$

- L'état limite de service (ELS) :

-Détermination des sollicitations :

$$G_{paillasse} = 10.53 \text{ KN/ml}$$

$$G_{palier} = 7.12 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_{paillasse} = 10.53 + 2,5 = 13.03 \text{ KN/ml}$$

$$q_{palier} = 7.12 + 2,5 = 9.37 \text{ KN/ml}$$

❖ **Remarque :**

A fin de tenir compte les encastrements et les semi encastrement aux extrémités, on apporte une correction pour le moment max au niveau des appuis et en travée.

$$M_{ser} = 55.06 \text{ KN.m}$$

➤ Sur appuis :

$$M_a = 55.06 \times 0.5 = 27.53 \text{ KN.m}$$

➤ En travée :

$$M_t = 55.06 \times 0.85 = 46.8 \text{ KN.m}$$

7. Vérification des contraintes :

• **Position de l'axe neutre**

$$b y^2 / 2 - n A_s (d - y) = 0$$

• **Moment d'inertie**

$$I = b y^3 / 3 + n A_s (d - y)$$

Avec :

$$n=15 ; d=19.8\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A_s = 0$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

-Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

	$M_{ser}(KNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	46.8	10.77	6.54	11466.36	14.7	Vérifiée
Appui	27.53	6.78	5.41	6741.47	11.02	Vérifiée

Tableau III.2 : Vérification des contraintes.

8. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{17}{330} = 0,051 \leq 0,0625 \quad \text{vérifiée} \\ \frac{10,77}{100 \times 19,8} = 0,00543 \leq 0,0083 \quad \text{vérifiée} \\ 0,051 \geq 0,085 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Une des conditions n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L=3.3m < 5m$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\begin{cases} I_{Fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \\ I_{Fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

E_i=34180 MPa ; E_v=11497 MPa

- Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
46.8	10.77	0,0052	202	4,62	1,85	0,61	38747,48	11162,91	20036,02

Tableau III.3 : calcul des moments d'inertie

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,6cm \\ f_v = 0,9cm \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,30cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{220}{500} = 0,44cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,30cm < \bar{f} = 0,44cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les résultats de Calcul de la flèche sont récapitulés dans le tableau qui suit :

f _i (cm)	f _v (cm)	Δf (cm)	\bar{f} (cm)	Observation
0,6	0,9	0,30	0,44	Vérifié

Tableau III.4 : vérification de la flèche

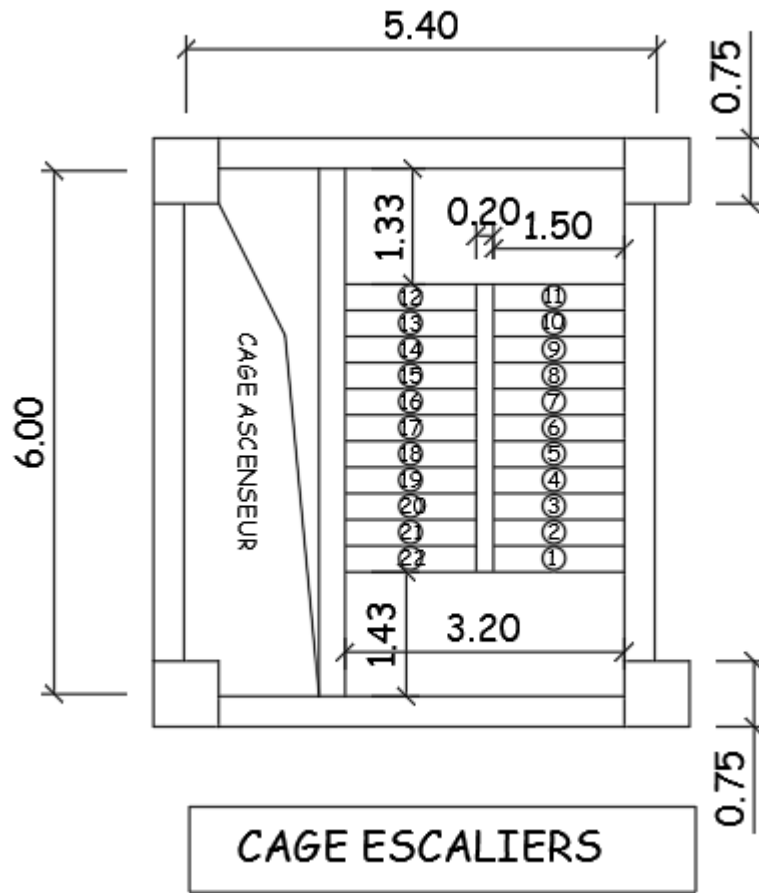


Figure III.7: Cage d'escalier vue d'en haut

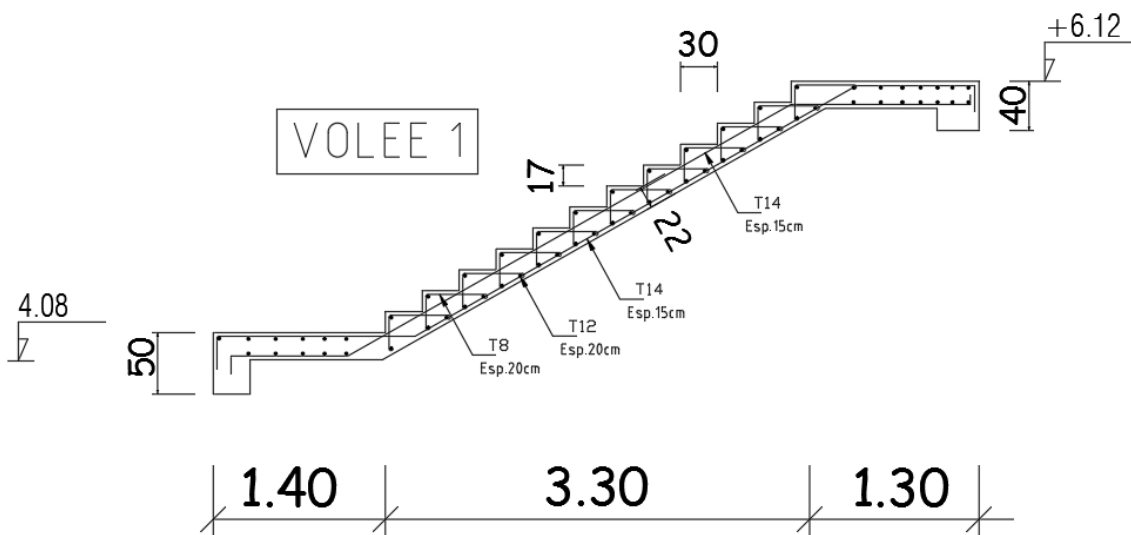


Figure III.8: Cage d'escalier vue d'en face

III.2 Dalle pleine

2.1. Introduction:

$$G = 6,29 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,74 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{ser}} = G + Q = 9,79 \text{ kN/m}^2$$

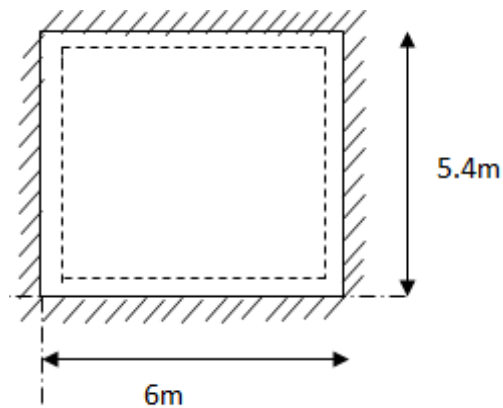


Figure III.9: Dimensions du panneau étudié

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,4}{6} = 0,9 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

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

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

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

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 18.27 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 14.31 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 15.52 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 12.16 \text{ KN.m.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 9.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3 M_x = 4.293 \text{ KN.m}$$

2.2. Ferraillage de la dalle pleine :

$b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=0,9h=13.5\text{cm}$; $f_c=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$
; $\sigma_s=347.8\text{MPa}$; $F_{bc}=14.17\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (KN.m)	u	alfa	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adop} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	15.52	0.071	0.092	130.04	4.04	4T12	4.52	25
	y-y	12.16	0.055	0.416	112.52	3.66	4T12	4.52	25
Appuis	x-x	9,14	0.035	0.333	117.043	2.24	4T12	3.39	25
	y-y	4.92	0.017	0.228	122.68	1.01	4T12	3.39	25

Tableau III.5 : Ferraillage de la dalle pleine.

a. Condition exigée par les RPA99/version 2003:

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposées en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

b. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Sur appui : } A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

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

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{13,74 \times 5,4 \times 6}{2 \times 5,4 + 6} = 19,52 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 24,73 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 24,73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{24,73 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,183 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

d. Vérification à L'ELS :**- Evaluation des sollicitations à l'ELS:**

$$Q_{ser} = 9.79 \text{ KN/m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 15.07 \text{ KNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 12.81 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$M_{tx} = 0,85M_x = 12.8 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 10.88 \text{ KNm}$$

$$M_{ax} = 0,5M_x = 7.53 \text{ KNm}$$

$$M_{ay} = 0,3M_x = 3.84 \text{ KNm}$$

e. Vérification des contraintes (en utilisant socotec).

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	12.8	4.52	6,91	15	182.5	202	OK
	y-y	10.88	4.52	5.87	15	165.32	202	OK
Appuis	x-x	7.53	4.52	4.53	15	129.5	202	OK
	y-y	3.84	4.52	2.29	15	101.15	202	OK

Tableau III.6 : Vérification des contraintes.

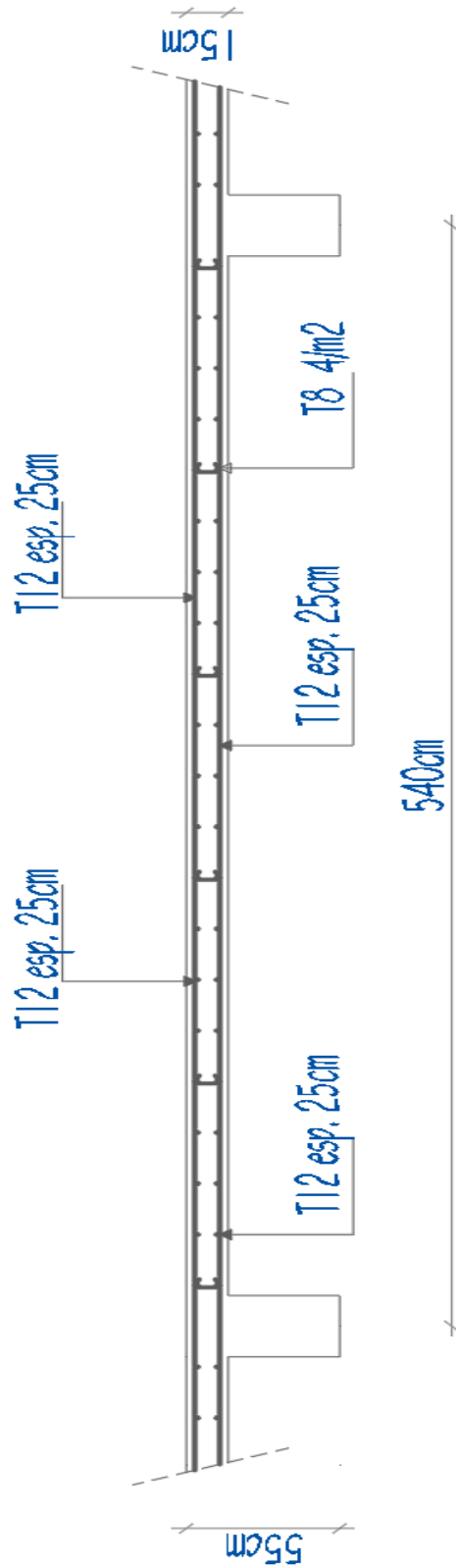


Figure III.10: Ferrailage du plancher

3. Ferrailage des voiles

1. Introduction :

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan. Ces éléments peuvent être en béton armé ou non armé.

-Le rôle des voiles est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux

Dans ce projet, le calcul du ferrailage longitudinal est obtenu par trois méthodes :

- **Méthode des contraintes.**
- « *Modèle Sandwich* » méthode utilisée par le *SAP2000*.
- **La méthode réglementaire du code américaine l'ACI 318-11 .**

2. Ferrailage longitudinal

2.1 Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes

2.1.1 Introduction :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La fig 6.1 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

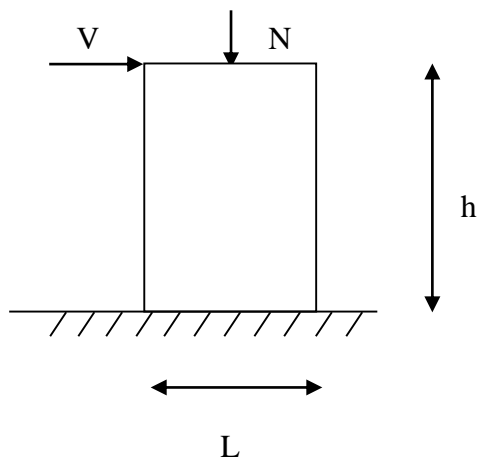


Figure VII.17 : Voile sollicité en flexion composé

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 ρ_v) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v).
 - 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H .
 - 3- D'armatures transversales (epingles) perpendiculaires aux parements 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. A la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

Enfin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

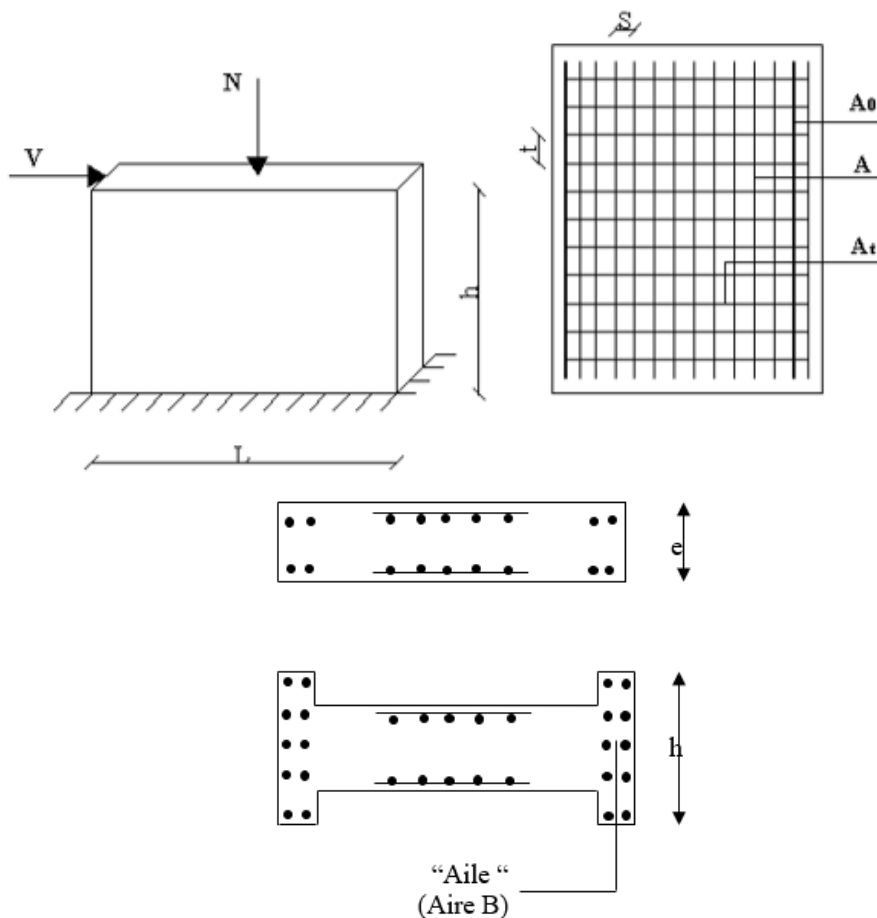


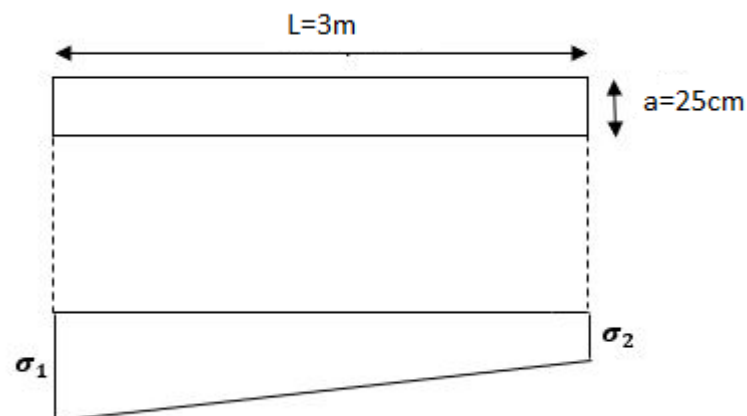
Figure VII.18 Schéma d'un voile plan et disposition du ferrailage

Armatures	Aire	Pourcentage
Verticales concentrées	A_0	$\rho_0=A_0/B$
Verticales réparties	A	$\rho=A/es$
Horizontales réparties	A_t	$\rho_t=A_t/et$

- **Exemple de calcul :**

Ferrailage du voile VL1 :

Niveau : RDC



FigureVII.19 : Diagramme des contraintes VL1

- Soit le voile de longueur

$$L = 3 \text{ m}$$

$$a = 0.25 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 4.08 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

Pour S_{22} et S_{12} on lira les valeurs maximales entre les valeurs TOP et BOT, à la base du voile (VL1) on lire sur le fichier du SAP2000 (au niveau du RDC) les valeurs suivantes :

$$(S_{22}) \text{ gauche} = \sigma_1 = 11.41 \text{ MPa}$$

$$(S_{22}) \text{ droite} = \sigma_2 = 2.68 \text{ MPa}$$

$$S_{12} = \tau = 1.03 \text{ MPa}$$

- Contraintes limites :

La hauteur libre est égale à :

$$h_e = 4.08 - 0,55 = 3.53 \text{ m} \quad (0,55\text{m} : \text{hauteur de la poutre})$$

	Unité	Béton non armé	Béton armé
		L= 3m	L= 3m
Longueur de flambement l_f	m	$1 \times 3.53 = 3.53$	$1 \times 3.53 = 3.53$
Elancement λ	-	$\frac{l_f \times \sqrt{12}}{a} = 48.91$	$\frac{l_f \times \sqrt{12}}{a} = 48.91$
Coefficient α		$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2} = 0.424$	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.611$
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1\text{m}$	m^2	$d(a-0,02)=0.23$	$d(a-0,02)=0.23$
Effort limite ELU	KN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] = 1805.92\text{KN}$	$\left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] = 4520.12\text{KN}$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{ulim}}{a d}$ Avec $d = 1\text{m}$	Mpa	7.22MPa	18.08MPa

Tableau VII.46 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour le voile VL1

Remarque :

$\sigma_{ba} = 18.08 \text{ Mpa}$ correspondant à $A_s = 0,1\% B$

$$B = (a) (3) = 0,25 * 3 = 0,75 \text{ m}^2$$

$$A_s = 7.5 \text{ cm}^2 = 7.5 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

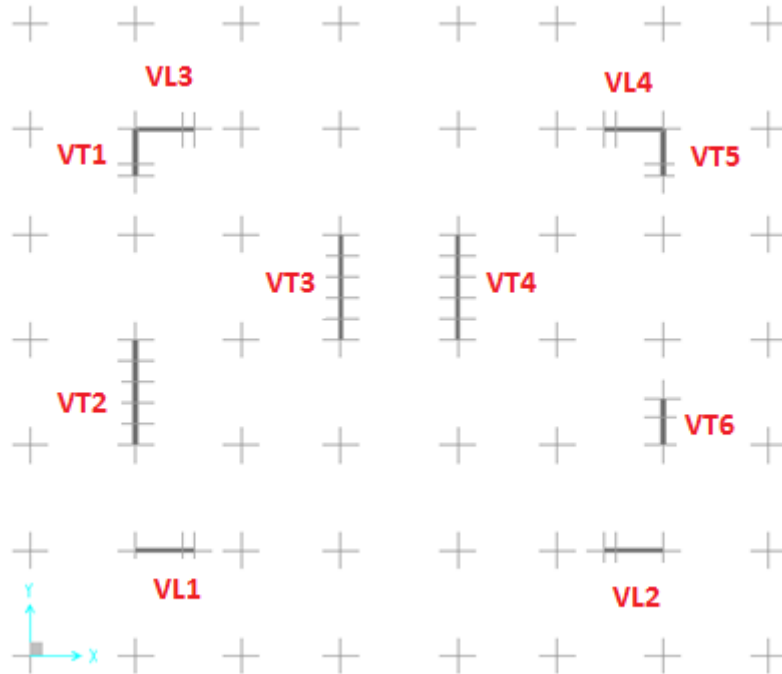
- Longueur de traction :
 $L_t = L = 3\text{m}$ (voile entièrement tendu)
- Armatures de traction :
On prend une seule bande par voile $l_i = 1 \text{ m}$

Maille	1m
Dimensions (m ²) ($a \cdot l_i$) = S_j	0,25
Position du centre par rapport au point de contrainte nulle (m)	2,27
Contrainte moyenne par bande σ_j (Mpa)	2.19
Force de traction F_t (MN) = $\sigma_j \cdot S_j$	0.549
Section d'acier (cm ²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (Situation accidentelle $\gamma_s = 1$)	13.72
Aciers minimaux (cm ²)	
1. Selon BAEL : 0,1% $S_{\text{béton}}$	2.5
2. Selon RPA99 : 0,2 % $S_{\text{béton}}$	5
Acier total (sur deux faces en cm ²)	6T14+4T12
S_i : espacement (mm)	$\frac{100}{9} = 11.11$
$S \leq (1.5 a, 30\text{cm})$ $S \leq 27 \text{ cm}$	Vérifié

Tableau VII.47 : Calcul des armatures longitudinales du voile VL1

2.1.2 Présentation des résultats pour le reste des voiles :

- Les voiles seront répartis en groupe et en zone :



FigureVII.20 : Présentation des résultats pour le reste des voiles

- Groupe : VL1, VL2 ,VL3 ,VL4 \longrightarrow VLI
 VT1, VT5, VT6 \longrightarrow VTI
 VT2, VT3, VT4 \longrightarrow VTII
- Zones : Zone1 \longrightarrow RDC et 1^{er}
 Zone2 \longrightarrow 2^{ème} , 3^{ème} ,4^{ème} et 5^{ème}
 Zone3 \longrightarrow 6^{ème} ,7^{ème} ,8^{ème} et 9^{ème}

N° des voiles	Zone	Maille(m)	(S ₂₂) à gauche (MPa)	(S ₂₂) à droite (MPa)	τ (MPa)
VLI	Zone1	1m	2.62	-0.16	1.6
		1m	-0.16	4.3	1.63
		1m	4.3	10.45	0.86
	Zone2	1m	1.46	-0.715	1.1
		1m	-0.715	1.29	1.1
		1m	1.29	4.57	2.01
	Zone3	1m	0.19	0.021	0.53
		1m	0.021	1.31	1.1
		1m	1.31	3.47	1.8

Tableau VII.48 : Contraintes des voiles VLI (SAP2000).

N° des voiles	Zone	Maille(m)	(S ₂₂) à gauche (MPa)	(S ₂₂) à droite (MPa)	τ (MPa)
VTI	Zone1	0.8m	8.3	3.9	1.1
		0.8m	3.9	0.602	1.12
		0.8m	0.602	-0.059	0.8
	Zone2	0.8m	4.5	1.7	2.5
		0.8m	1.6	-0.263	1.05
		0.8m	-0.263	-0.5	0.86
	Zone3	0.8m	3.5	2.5	2.08
		0.8m	2.5	0.7	0.9
		0.8m	0.7	0.14	0.27

Tableau VII.49 : Contraintes des voiles VTI (SAP2000).

N° des voiles	Zone	Maille(m)	(S ₂₂) à gauche (MPa)	(S ₂₂) à droite (MPa)	τ (MPa)
VTII	Zone1	1.08m	4.43	1.79	1.2
		1.08m	1.79	-0.66	1.4
		1.08m	-0.66	-0.56	1.45
		1.08m	-0.56	1.96	1.39
		1.08m	1.96	4.69	1.32
	Zone2	1.08m	2.86	1.04	1.41
		1.08m	1.04	-0.78	1.36
		1.08m	-0.78	-0.7	1.3
		1.08m	-0.7	1.11	1.26
		1.08m	1.11	3.051	1.15
	Zone3	1.08m	0.15	-0.31	1.37
		1.08m	-0.31	-0.76	0.72
		1.08m	-0.76	-0.75	0.65
		1.08m	-0.75	-0.21	0.82
		1.08m	-0.21	0.24	0.98

Tableau VII.50 : Contraintes des voiles VTII (SAP2000).

Remarque : il ya lieu de remarquer que toutes les contraintes de compression sont largement inférieures à la contrainte limite du béton non armé ($S_{22} \ll \sigma_{bna}$).

N° des voiles	Zone	Maille (m)	Si (m ²)	Lt (m)	σ_j (MPa)	Ft (Mpa)	As (cm ²)	Choix	Choix final
VLI	Zone1	1m	0.23	0.942	1.31	0.309	7.71	6T14 (9.23)	12T20 (37.68)
		1m	0.24	0.964	2.15	0.518	12.9	5T14+5T12 (13.34)	5T16+5T14 (17.74)
		1m	0.25	1	5.225	1.306	32.6	18T16 (36.17)	12T20 (37.68)
	Zone2	1m	0.16	0.671	0.73	0.123	3.06	3T12 (3.39)	5T16+5T14 (17.74)
		1m	0.16	0.643	0.645	0.104	2.59	3T12 (3.39)	7T14 (10.77)
		1m	0.25	1	2.285	0.571	14.2	6T14+6T12 (16.01)	5T16+5T14 (17.74)
	Zone3	1m	0.25	1	0.095	0.024	0.59	3T12 (3.39)	14T14 (21.54)
		1m	0.25	1	0.666	0.166	4.15	4T12 (4.52)	5T14 (7.69)
		1m	0.40	1.606	3.045	0.697	17.4	8T14+6T12 (19.09)	14T14 (21.54)

Tableau VII.51 : Calcul de la section d'acier des VLI.

N° des voiles	Zone	Maille (m)	Si (m ²)	Lt (m)	σ_j (MPa)	Ft (Mpa)	As (cm ²)	Choix	Choix final
VTI	Zone1	0.8m	0.37	1.50	6.95	1.566	39.13	20T16 (40.19)	8T25 (39.25)
		0.8m	0.23	0.94	1.95	0.461	11.53	5T14+5T12 (13.34)	4T20 (12.56)
		0.8m	0.18	0.72	0.301	0.057	1.371	2T12 (2.26)	8T25 (39.25)
	Zone2	0.8m	0.3	1.28	3.25	0.724	18.08	8T14+6T12 (19.09)	6T20 (18.48)
		0.8m	0.17	0.68	0.8	0.138	3.441	4T12 (4.52)	4T16 (8.04)
		0.8m	0	0	0	0	0	0	6T20 (18.48)
	Zone3	0.8m	0.7	2.8	5	1.225	12.62	8T16 (16.08)	8T16 (16.08)
		0.8m	0.25	0.02	1.375	0.348	5.594	4T14 (6.15)	4T14 (6.15)
		0.8m	0.25	1	0.35	0.033	2.188	3T12 (3.39)	8T16 (16.08)

Tableau VII.52 : Calcul de la section d'acier des VTI.

N° des voiles	Zone	Maille (m)	Si (m ²)	Lt (m)	σ_j (MPa)	Ft (Mpa)	As (cm ²)	Choix	Choix final
VTII	Zone1	1.08m	0.453	1.812	4.205	1.04	25.08	12T14+6T2 (25.24)	12T14+6T12 (25.24)
		1.08m	0.197	0.789	0.895	0.177	4.414	5T12 (5.65)	6T12 (6.78)
		1.08m	0	0	0	0	0	0	6T12 (6.78)
		1.08m	0.210	0.84	0.980	0.26	5.145	5T12 (5.65)	6T12 (6.78)
		1.08m	0.464	1.855	4.507	1.088	25.10	12T14+6T2 (25.24)	12T14+6T12 (25.24)
	Zone2	1.08m	0.424	1.697	2.604	0.606	15.16	6T14+6T12 (16.01)	6T14+6T12 (16.01)
		1.08m	0.155	0.617	0.520	0.08	2.006	2T12 (2.26)	6T12 (6.78)
		1.08m	0	0	0	0	0	0	6T12 (6.78)
		1.08m	0.166	0.662	0.555	0.092	2.257	2T12 (2.26)	6T12 (6.78)
		1.08m	0.424	1.698	2.778	0.648	15.18	6T14+6T12 (16.01)	6T14+6T12 (16.01)
	Zone3	1.08m	0.088	0.352	0.075	0.07	0.165	2T12 (2.26)	10T12 (11.3)
		1.08m	0	0	0	0	0	0	8T12 (9.04)
		1.08m	0	0	0	0	0	0	8T12 (9.04)
		1.08m	0	0	0	0	0	0	8T12 (9.04)
		1.08m	0.144	0.576	0.12	0.017	0.432	2T12 (2.26)	10T12 (11.3)

Tableau VII.53 : Calcul de la section d'acier des VTI.

2.2. Méthode dite « *Modèle Sandwich* » :

2.2.1. Exposée de la méthode :

- Le « modèle sandwich » utilisé par le logiciel SAP2000 pour le calcul du ferrailage de l'élément shell est basé sur les deux publications suivantes :
- « Conception optimale des coquilles et des galettes de béton armé » par Troels Brondum-Nielsen, université technique du Danemark, rapport NR.R 1974
- « Conception des dalles en béton pour le cisaillement transversal, » Peter Marti, tourillon structural d'interception commandée en vol, mars-avril 1990.

L'élément shell est divisé en trois couches.

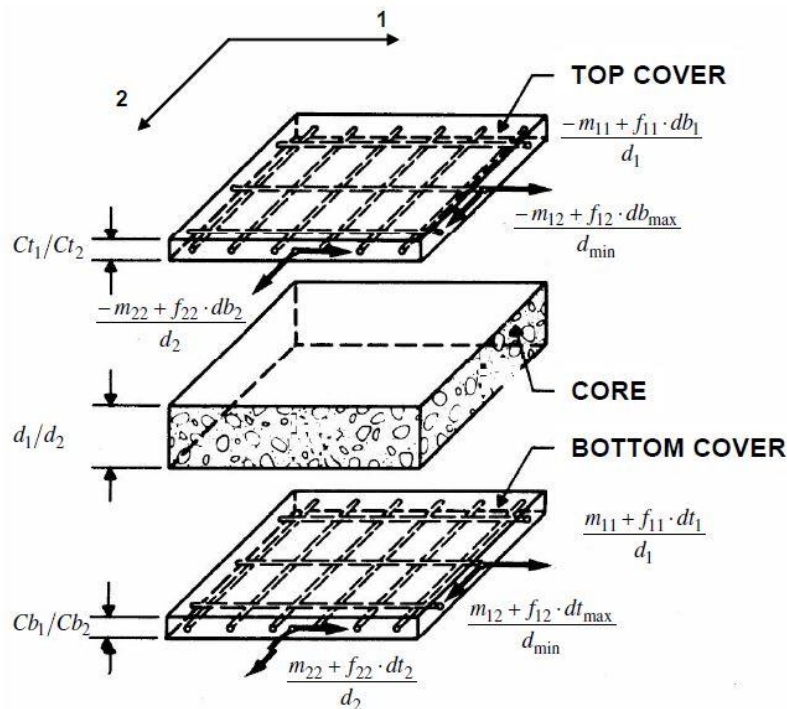


Figure VII.21 : Schéma statique d'un voile « modèle sandwich ».

Dans la théorie des éléments finis, l'élément Shell est soumis aux efforts suivants :

a- Efforts internes : F_{11} , F_{22} , F_{12} , V_{13} , V_{23}

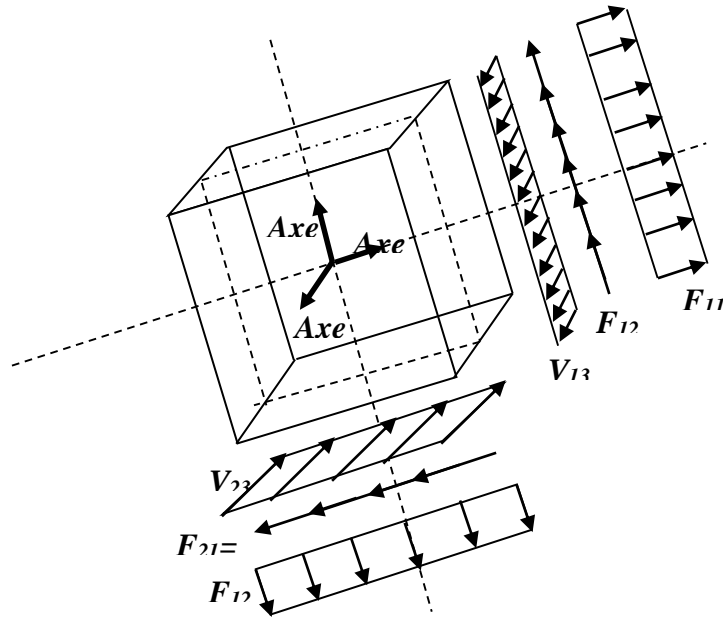


Figure VII.22 : Représentation des efforts internes dans le voile.

b- Moments internes : M_{11} , M_{22} , M_{12}

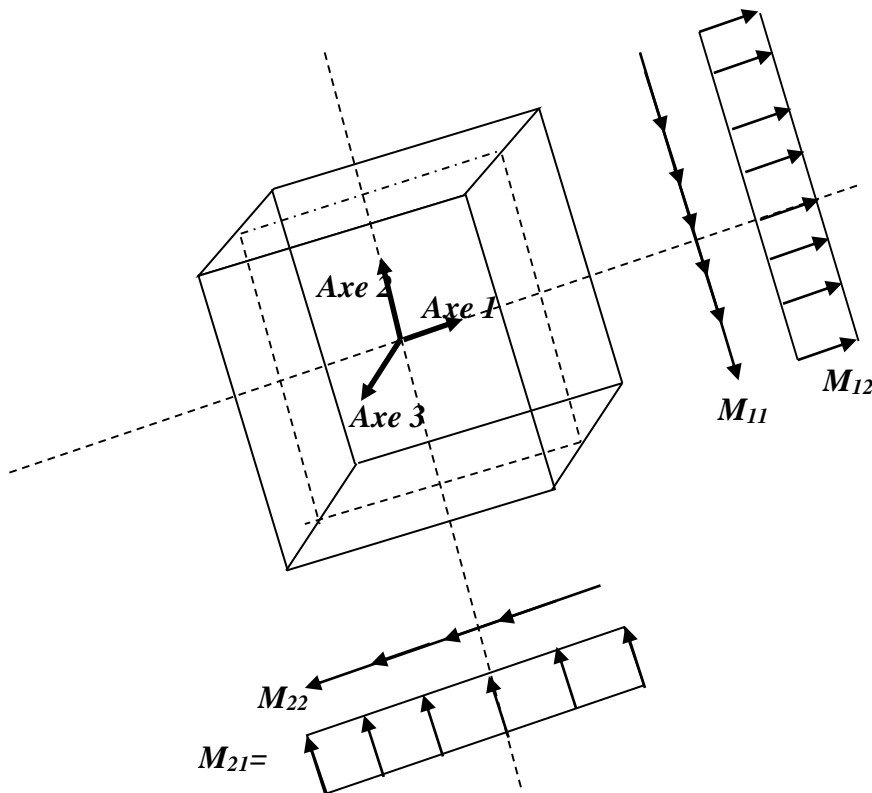


Figure VII.23 : Représentation des moments internes dans le voile.

- Lors de l'analyse et pour le calcul des armatures de l'élément Shell, les couches extérieures (supérieure, inférieure) sont supposées reprendre les moments M_{11} , M_{22} , M_{12} et les forces membranaires F_{11} , F_{22} , F_{12} ; les efforts tranchants de cisaillements V_{12} , V_{23} sont repris par la couche centrale (CORE) qui est supposée non fissurée.

Pour un voile donné :

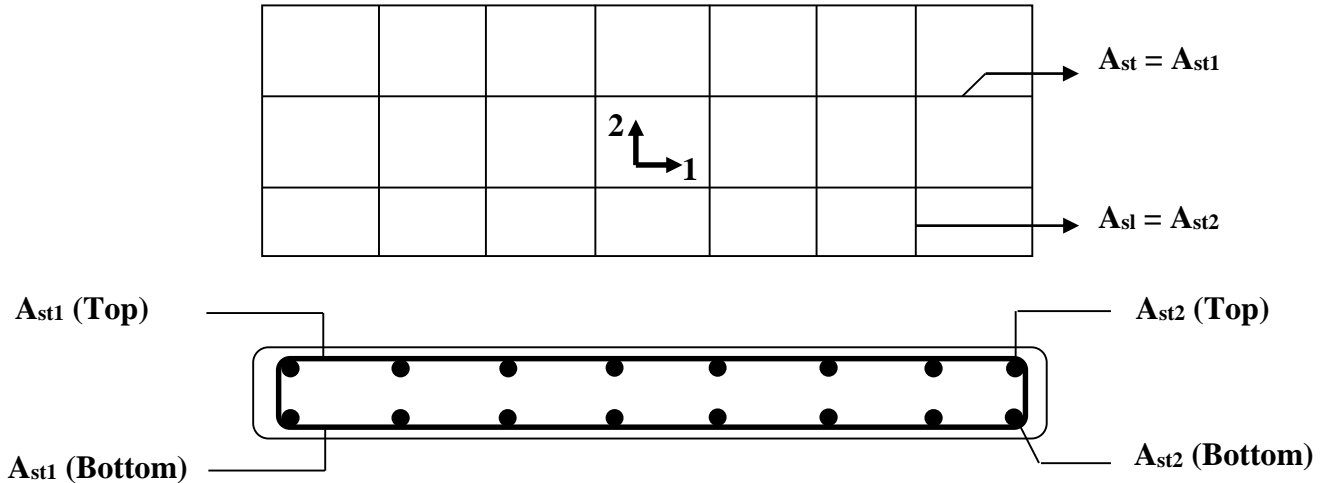


Figure VII.24 : Disposition des armatures du voile « modèle sandwich ».

2.2.2. Préconisation du Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003) :

Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (Jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

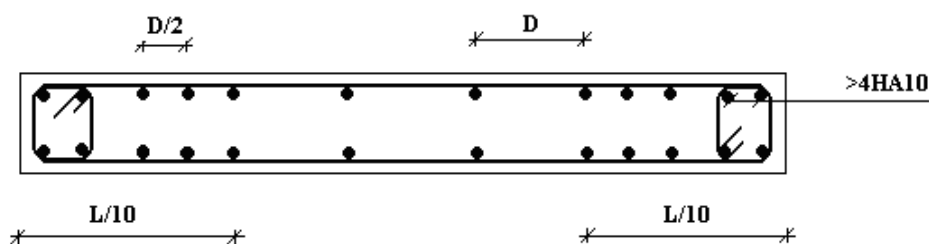


Figure VII.25 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

2.2.3. Armatures longitudinales :

La section des armatures longitudinal (A_{st}) est donnée par :

$$A_{st} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{st2}(SAP2000) \\ A_{smin}^{(RPA)} \end{array} \right\}$$

Tel que :

- A_{st2} : Section d'armature longitudinale donnée par le SAP2000.
- $A_{smin}^{RPA} = 0,2\%B$

B est la section horizontale du béton tendu

-Pour obtenir le ferrailage A_{st2} , chaque voile est divisé en mailles comme l'indique le schéma suivant :

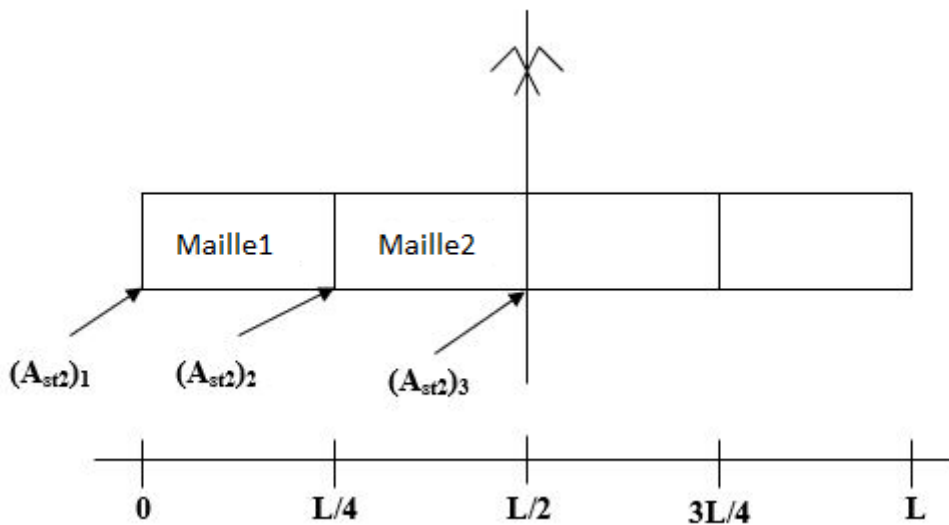


Figure VII.26 : Lecture des armatures longitudinales du voile par le SAP2000.

Remarque :

Les sections d'armatures A_{st2} sont données par le SAP2000 sous forme des sections d'armatures par unité de largeur (mm^2/ml)

Zone	Maille 1m	As ₂ (SAP2000) par face(Top ou Bot)		ASRPA (cm ²)	Choix (cm ²)	
		As ₂ /1ml (cm ²)	As ₂ /Maille (cm ²)		As Par face (cm ²)	As Totale (cm ²)
Zone I	Maille 1	26.33	26.33	5	26.33	52.66
	Maille 2	9.7	9.7	5	9.7	19.4
	Maille 3	26.33	26.33	5	17.73	52.66
Zone II	Maille 1	10.96	10.96	5	10.96	21.92
	Maille 2	4.2	4.2	5	5	10
	Maille 3	10.96	10.96	5	10.96	21.92
Zone III	Maille 1	11.73	11.73	5	11.73	23.46
	Maille 2	3.89	3.89	5	5	10
	Maille 3	11.73	11.73	5	11.73	23.46

Tableau VII.54 : Ferrailage longitudinal du voile VL1 (L=3m).

Niveau	Maille 0.8m	As ₂ (SAP2000) par face(Top ou Bot)		A _{SRPA} (cm ²)	Choix (cm ²)	
		As ₂ /1ml (cm ²)	As ₂ /Maille (cm ²)		As Par face (cm ²)	As Totale (cm ²)
Zone I	Maille 1	25.22	20.176	4	20.176	40.355
	Maille 2	10.81	8.65	4	8.65	17.3
	Maille 3	25.22	20.176	4	20.176	40.355
Zone II	Maille 1	16.38	13.1	4	13.1	26.2
	Maille 2	6	4.8	4	4.8	9.6
	Maille 3	16.38	13.1	4	13.1	26.2
Zone III	Maille 1	9.8	7.84	4	7.84	15.68
	Maille 2	4.2	3.37	4	4	8
	Maille 3	9.8	7.84	4	7.84	15.68

Tableau VII.55 : Ferrailage longitudinal du voile VT1 (L=2.4 m).

Niveau	Maille 1.08m	As ₂ (SAP2000) par face(Top ou Bot)		As _{SRPA} (cm ²)	Choix (cm ²)	
		As ₂ /1ml (cm ²)	As ₂ /Maille (cm ²)		As Par face (cm ²)	As Totale (cm ²)
Zone I	Maille 1	13.92	15.03	5.4	15.03	30.06
	Maille 2	5.3	5.72	5.4	5.72	11.44
	Maille 3	1.005	1.08	5.4	5.4	10.8
	Maille 4	5.3	5.72	5.4	5.72	11.44
	Maille 5	13.92	15.03	5.4	15.03	30.06
Zone II	Maille 1	11.09	11.97	5.4	11.97	23.94
	Maille 2	4.89	5.28	5.4	5.4	10.8
	Maille 3	1.9	2.05	5.4	5.4	10.8
	Maille 4	11.09	5.28	5.4	5.4	10.8
	Maille 5	4.89	11.97	5.4	11.97	23.94
Zone III	Maille 1	2.5	2.7	5.4	5.4	10.8
	Maille 2	0.47	0.5	5.4	5.4	10.8
	Maille 3	0.4	0.43	5.4	5.4	10.8
	Maille 4	2.5	0.5	5.4	5.4	10.8
	Maille 5	0.47	2.7	5.4	5.4	10.8

Tableau VII.56 : Ferrailage longitudinal du voile VT1 (L=5.4m).

2.3. La méthode réglementaire du code ACI-318-11 [8] :

-La méthode du code ACI-318-11 [8] est basée sur des recommandations réglementaires et expérimentales.

-Le voile est considéré comme un élément vertical sollicité en flexion composée.

-Les différentes étapes de calcul et vérifications pour cette méthode seront effectuées selon le code américain (American code institut 318-11 [8]), toute en faisant référence aux recommandations des RPA99/ Version 2003 [1] ainsi que l'EC8 .

-Un voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme.
- Résistance à l'effort normale
- Résistance à l'effort tranchant.
- Résistance en flexion composée.

2.3.1 Prescriptions imposées par RPA99 / Version 2003 [1] :

A. Les armatures verticales : (article 7.7.4.1)

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99/Version 2003 [1] et décrites ci-dessous :

a) L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20%, de section horizontale du béton tendu.

b) Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.

c) à chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($s_t \leq 15\text{cm}$).

d) Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (Jonction par recouvrement).

B. Les armatures horizontales : (article 7.7.4.2)

Comme dans le cas des armatures verticales, les armatures horizontales doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

C. Règles communes : (article 7.7.4.3)

a) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

b) L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

- $S \leq 1,5 a$
- $S \leq 30\text{cm}$

c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

d) Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

2.3.2. Vérification de la stabilité du voile au flambement :

On doit vérifier que : $P_u \leq \Phi P_n$ (ACI 318-11 [8])

Avec :

P_u : Effort normal ultime de compression axial ou excentré de $e \leq a/6$, et du à la combinaison la plus défavorable.

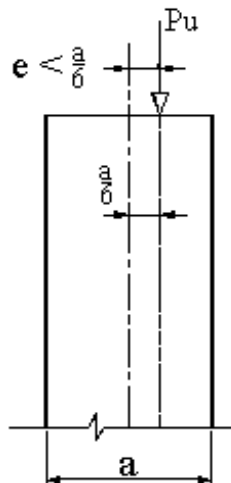


Figure VII.27. Schémas d'un mur en compression.

$$P_n = 0,55 \cdot f_{bc} \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot h_s}{32a} \right)^2 \right]$$

Φ : Facteur de réduction ($\Phi=0,70$)

A_g : Section transversale brute du voile.

h_s : Hauteur libre de chaque niveau

a : L'épaisseur du voile

f_{bc} : Contrainte admissible du béton.

k : Coefficient de flambement :

1-Pour les murs contreventés haut et en bas contre la translation et latérale :

a-retenu contre toute rotation à l'une ou aux deux extrémités (en haut, en bas ou les deux)

$k = 0,8$

b-rotation libre aux deux extrémités ... $k = 1.0$

2-Pour les murs non appuyés contre la translation latérale $k = 2.0$

- Justification :

Le but de cette vérification est de :

- Réduire les conséquences de l'éclatement des enrobages.
- Eviter les incertitudes, particulièrement importante, sur la ductilité disponible en cas d'effort normal élevé.

- Dans notre cas l'épaisseur du voile $a = 0,19\text{m}$, donc on augmente l'épaisseur de celui-ci en prenant compte de tous les vérifications liées à la dynamique de structure et on prend $a = 0,25\text{ m}$.

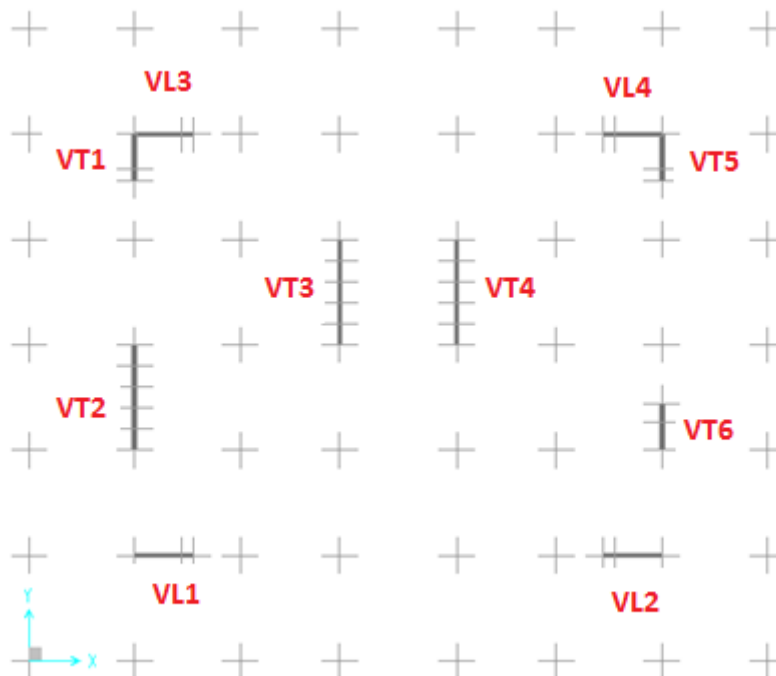


Figure VII.28 : Disposition des voiles.

Remarque :

- Selon l'Euro code 8 [9] (Art. 5.4.3.2.2) et RPA2018 [13] qui prévoit les dimensions minimales suivantes :

- $T_{bz} \geq 200 \text{ mm}$ et $T_{bz} \geq \frac{h_s}{15}$
- h_s étant la hauteur d'étage.

La section déterminante est située au rez-de-chaussée :

Voile	l_w (m)	Combinaison	P_u (KN)	V_u (KN)	M_u (KN.m)
VL1	3	ELU	-2177.24	/	/
		G+Q+E	1489.46	778.29	3187.25
		0,8G+E	1801.6	762.9	3174.82

Tableau VII.57 : Valeur des efforts internes des voiles VLI

On vérifie que $P_u \leq \Phi P_n$

On a : $l_w = 3 \text{ m}$, $h_w = 38.08 \text{ m}$,

$P_u = 2177.24 \text{ KN}$

$A_g = 0,25 \times 3 = 0.75 \text{ m}^2$

$$P_n = 0,55 \cdot f_{bc} \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot h_s}{32a} \right)^2 \right]$$

$a = 25 \text{ cm}$, $h_s = 4.08 - 0,55 = 3.53 \text{ m}$

$$P_n = 0.55 \times 18.47 \times 0.75 \times 10^6 \left[1 - \left(\frac{0.8 - 3.53 \times 10^3}{32 \times 250} \right)^2 \right] \times 10^{-3} = 6136.14 \text{ KN}.$$

$$\Phi P_n = 0,70 \times 6136.14 = 4295.29 \text{ kN} > P_u = 2177.24 \text{ kN}.$$

La stabilité au flambement est assurée.

2.3.3. Vérification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant :

Valeur de effort tranchant	Pourcentage des armatures horizontales et verticales	Vérification
$V_u > 0,166 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}}$ Ou ≥ 25 cm	$\rho_v = \rho_h = \rho_n \geq 0,0025$ En 2 nappes disposées sur chaque face du mur reliées par des épingles Espacement $S \leq \min(3a ; 45\text{cm})$	$V_u < 0,664 \cdot A_{cv}$ Il faut que : $\Phi V_n > V_u$ Avec : $\Phi = 0,75$ $V_n = A_{cv} (\alpha_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n f_y)$ $\alpha_c = 3$ pour : $\frac{h_w}{l_w} \leq 1,5$ $\alpha_c = 2$ pour : $\frac{h_w}{l_w} \geq 2$ il y a lieu d'interpoler les valeurs de α_c , linéairement pour les valeurs de $\frac{h_w}{l_w}$ entre 1,5 et 2
$V_u > 0,083 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}}$ Ou ≥ 25 cm	Armature verticales : - $\rho_v \geq 0,0020$ avec des barres HA16. - $\rho_v \geq 0,0015$ autres barres HA. Armature horizontales : - $\rho_v \geq 0,0020$ avec des barres HA16. - $\rho_v \geq 0,0025$ autres barres HA. $S \leq \min(3a ; 45\text{cm})$	Il faut que : $\Phi V_n > V_u$ $V_n = A_{cv} (\alpha_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n f_y)$

Tableau VII.58 : Vérification de l'effort tranchant.

A_{cv} : Section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme, dans la direction de l'effort tranchant. $A_{cv} = a \cdot 100$

$\Phi = 0,70$: Coefficient de sécurité.

V_u : Effort tranchant obtenu par le calcul de la structure dans la combinaison sismique de calcul.

V_n : Effort tranchant nominal de la section transversale dans la direction de l'effort tranchant.

α_c : Coefficient dépendant de l'élancement du mur.

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur.

ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans l'âme du mur.

ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans l'âme du mur.

h_w : Hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

$$V_u = 778.29 \text{ kN}$$

- a. Vérification si 02 nappes d'armatures dans l'âme sont nécessaires pour la résistance à l'effort tranchant :

$$A_{cv} = a \times l_w \quad A_{cv} : \text{Section brute du béton dans la direction de l'effort}$$

$$A_{cv} = 0,25 \times 3 = 0,75 \text{ m}^2$$

$$0,083 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}} = (0,083 \times 0,75 \times 10^6 \times \sqrt{18,48}) \times 10^{-3} = 267.6 \text{ kN} < V_u = 778.29 \text{ kN}$$

- Donc 02 nappes d'armatures verticales et horizontales sont nécessaires et disposées sur chaque face du mur, les 02 nappes sont écartées par des épingles.

- Toute fois la valeur de l'effort tranchant V_u doit vérifier la condition de résistance :

$$V_u < 0,664 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}}$$

$$0,664 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}} = (0,664 \times 0,75 \times 10^6 \times \sqrt{18,48}) \times 10^{-3} = 2140.82 \text{ kN} > V_u = 778.29 \text{ kN}$$

Donc la condition de résistance est vérifiée.

- b. Pourcentage minimum des armatures horizontales et verticales de voile :

$$\text{Espacement max : } S_{\max} \leq \min(3a ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

La section minimale d'armatures horizontales par ml :

$$A_{s,\min} = 0,0025 \times 100 \times a$$

$$A_{s,\min} = 0,0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2 / ml$$

La section minimale d'armatures verticales par ml :

$$A_{s,\min} = 0,0015 \times 100 \times a$$

$$A_{s,\min} = 0,0015 \times 100 \times 25 = 3.75 \text{ cm}^2 / ml$$

- b. Armatures d'âme nécessaire pour l'effort tranchant :

On opte pour deux nappes d'armatures en HA12 avec un espacement $s = 20 \text{ cm}$

On vérifie que : $\Phi V_n > V_u$

Avec :

$$\Phi = 0,75 \quad \text{Et} \quad V_n = A_{cv} (\alpha_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n f_y)$$

$$A_{cv} = 3 \times 25 = 75 \text{ cm}^2$$

$\alpha_c = 2$ car $(h_w/l_w = 38.08/3 = 12.69 > 2)$

- Pour une distance de 100cm on a : $2 \times 5 \text{ HA12} = 11,3 \text{ cm}^2$

$$\rho_n = \frac{11,3}{100 \times 20} = 0,005$$

$$\Phi V_n = 0,75 \times 7500 \times 10^2 \times (2 \times 0,083 \times \sqrt{18,48} + 0,005 \times 400) \times 10^{-3} = 1526,4 \text{ kN}$$

On a bien $\Phi V_n = 1526,4 \text{ kN} > V_u = 778,26 \text{ kN} \rightarrow$ Condition vérifiée

L'effort tranchant est repris par 02 nappes en HA12 verticales et horizontales espacement $S=20$ cm (treillis en HA12 mailles 20×20 cm x cm), réparties sur chaque face de l'âme du voile reliées par des épingles.

2.3.3.1. Calcul des armatures nécessaires à la flexion composée :

2.3.3.1.1. Limitation de l'effort normal de compression de calcul par la condition de résistance :

Il faut que : $\frac{P_u}{P_0} \leq 0,35$

$$P_0 = 0,85 f_{bc} (A_g - A_s) + A_s f_e$$

$$P_n = 0,85 \times P_0$$

On prend un pourcentage minimum pour calculer A_s soit $\rho = 0,0025$

(la condition du RPA99/Version 2003 [1] $\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{28}}$).

(Eurocode 8 [9] : $\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{bc}}$).

$$M_u = 3187,25 \text{ kN.m}$$

$$P_u = 2177,24 \text{ kN}$$

$$P_0 = 0,85 f_{bc} (A_g - A_s) + A_s f_e$$

$$A_g = 0,75 \text{ m}^2$$

$$A_s = \rho_v \times A_g$$

$$A_s = 0,0025 \times 1,4 \times 10^4 = 18,75 \text{ cm}^2$$

$$P_0 = [0,85 \times 18,48 \times (0,75 \times 10^6 - 1875) + (1875 \times 400)] \times 10^{-3} = 12501,54 \text{ kN}$$

$$\frac{P_u}{P_0} = \frac{2177,24}{12501,54} = 0,174 \leq 0,35 \rightarrow$$
 Condition vérifiée.

Selon RPA : $\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} = \frac{2177.24 \times 10^3}{250 \times 3000 \times 25} = 0,116 < 0,30 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Selon l'Eurocode 8: $\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{bc}} = \frac{2177.24 \times 10^3}{250 \times 3000 \times 18,48} = 0,157 < 0,40 \rightarrow$ Condition vérifiée.

a. Armatures de résistance à la flexion composée :

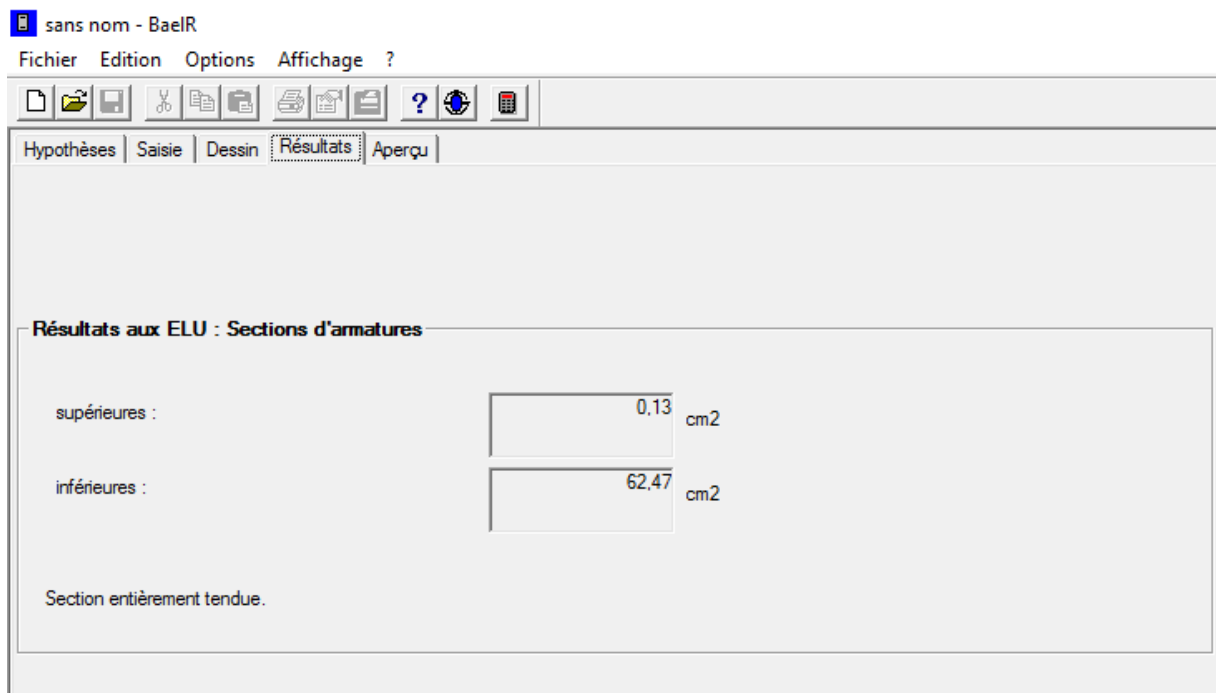
Mu=3187. 25 KN.m

Pu=2177.24 KN

- On calcul la section d'armature nécessaire pour une section rectangulaire.
- Selon le RPA99/Version2003 [1] :

$$A_s = 0,2 \times A_g = 0,2 \times 0,75 \times 100 = 15 \text{ cm}^2$$

- Le calcul de ferrailage se fait avec logiciel SOCOTEC :



La section d'acier correspondante dans le cas d'une section rectangulaire : $A_s = 62.47 \text{ cm}^2$

La section d'Acier correspondante est :

Soit $A_s = 20\text{T}20 = 62.8 \text{ cm}^2$

c- Dimensionnement des éléments de rives ou de bord :

Suivant la 1^{ère} approche simplifiée :

$$\text{Si : } \frac{P_u}{A_g} \geq 0,20 \cdot f_{bc}$$

$$\frac{P_u}{A_g} = \frac{2177,24 \times 10^3}{0,75 \times 10^6} = 2,9 < 0,20 f_{bc} = 0,2 \times 18,48 = 3,696 \text{ MPa}$$

Donc n'est pas nécessaire de faire un élément de bord.

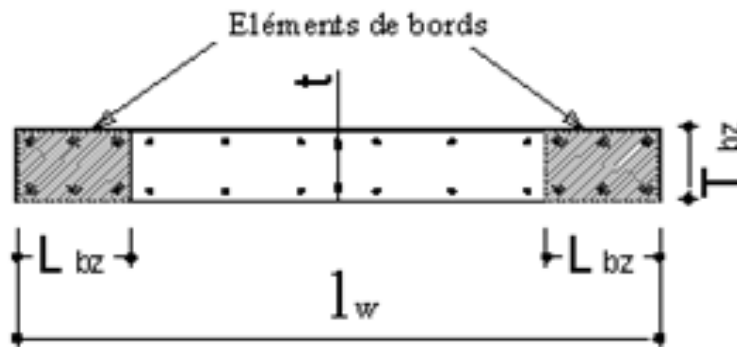


Figure VII.29 : Éléments de bord d'un voile.

2^{ème} approche rigoureuse :

L'élément de rive confiné est nécessaire si : $c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u / h_w)}$ et que $(\delta_u / h_w) \geq 0,007$

- c : la distance de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée de la section du voile ou trumeau.

- h_w : hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

- l_w : longueur du mur en plan.

- δ_u : déplacement ultime du voile au sommet.

- Pour le calcul de δ_u on peut utiliser la formule du RPA99/Version 2003 [1], on considère le déplacement du dernier niveau obtenu par l'analyse dû aux forces sismiques δ_{ek} majoré par le coefficient de comportement de la structure R.

$$\delta_u = R \cdot \delta_{ek}$$

- R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3 RPA99/Version 2003) [1]

- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

-On a :

- $C=0,02m$

- $l_w=3m$

- $\delta_u = R \cdot \delta_{ek} = 5 \times 0,18 = 0,9m$

- $\frac{3000}{600 \times (900 / 38080)} = 211.55 \text{ mm} = 0.21 \text{ m} > c = 0.02 \text{ m}$
- Donc selon la 1^{ère} et la 2^{ème} approche il n'est pas nécessaire de faire un élément de bord.
- Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Voile	l_w (m)	Zone	Combinaison	Pu (KN)	Vu (KN)	Mu (KN.m)	As (cm ²)
VLI	3	Zone 1	ELU	-3740.01	/	/	72.9
			G+Q+E	-2405.54	190.18	3469.5	
			0,8G+E	910.2	740.2	7953.2	
	3	Zone 2	ELU	-2449.5	/	/	53.45
			G+Q+E	-1478.32	200.6	2264.31	
			0,8G+E	400.21	730	5840	
	3	Zone 3	ELU	-1138.18	/	/	10.91
			G+Q+E	-729.56	155.8	912.21	
			0,8G+E	144.01	522	1131.2	

Tableau VII.59 : Calcul de la section d'acier VLI.

Voile	l_w (m)	Zone	Combinaison	Pu (KN)	Vu (KN)	Mu (KN.m)	As (cm ²)
VTI	2.4	Zone 1	ELU	-4010.81	/	/	102
			G+Q+E	-2259.35	469.61	2283.41	
			0,8G+E	162.78	547.93	3851.07	
	2.4	Zone 2	ELU	-2341.06	/	/	68.5
			G+Q+E	-523.95	350.2	1654	
			0,8G+E	52.81	203.73	2348.01	
	2.4	Zone 3	ELU	-1147.56	/	/	42.5
			G+Q+E	-365.2	280.6	1400.2	
			0,8G+E	46.32	180.5	1450.3	

Tableau VII.60 : Calcul de la section d'acier VTI.

Voile	l_w (m)	Zone	Combinaison	P_u (KN)	V_u (KN)	M_u (KN.m)	A_s (cm ²)
VTII	5.4	Zone 1	ELU	-10265.5	/	/	105.6
			G+Q+E	-7348.5	1680	2948	
			0,8G+E	3603.5	1582	3061	
	5.4	Zone 2	ELU	-8880.5	/	/	86.52
			G+Q+E	-6374.2	1539.52	1781.2	
			0,8G+E	2974	1539.6	2780	
	5.4	Zone 3	ELU	-4823.2	/	/	60
			G+Q+E	-3487.22	1082.5	335	
			0,8G+E	1147	1082	1461	

Tableau VII.60 : Calcul de la section d'acier VTII**Remarque :**

Comparaison du ferrailage longitudinal obtenu par les trois (3) méthodes :

Exemple : Voile VT1 $L=2.4m$

Zone	Méthode des contraintes A_s (cm ²)	Modèle sandwich A_s (cm ²)	Méthode ACI A_s (cm ²)
Zone 1	98	91.06	102
Zone2	62	45	68.5
Zone 3	39.36	38.31	42.5

Tableau VII.61 : Comparaison du voile VT1 entre les trois (3) méthodes.

- **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v, \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définie})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25,$$

$\tau_u = S_{12}$ Est donnée par les résultats du logiciel SAP2000,

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v ,

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau),

$$A_h \geq \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}).$$

a. Aciers horizontaux :

Voile	Zone	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{\min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	$A_h^{\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
VL1 L=3m	Zone 1	0.86	21.73	2.35	7.5	21.73	2*(15T10)	23.55	29
	Zone2	1.1	9.46	3	7.5	9.46	2*(14T10)	21.9	28
	Zone 3	0.53	11.6	1.44	7.5	11.6	2*(14T10)	21.9	28
VT1 L=2.4m	Zone 1	0.8	26.08	2.18	6	26.08	2*(17T10)	26.69	29
	Zone2	0.86	12.05	2.35	6	12.05	2*(14T10)	21.9	28
	Zone 3	0.27	20.41	0.73	6	20.41	2*(14T10)	21.9	28
VT2 L=5m	Zone 1	1.2	16.73	3.28	12.5	16.73	2*(15T10)	23.55	29
	Zone2	1.15	10.12	3.14	12.5	12.5	2*(14T10)	21.9	28
	Zone 3	0.65	0.288	1.77	12.5	12.5	2*(14T10)	21.9	28

Tableau VII.62 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.

- **Armatures transversales :**

- Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements)

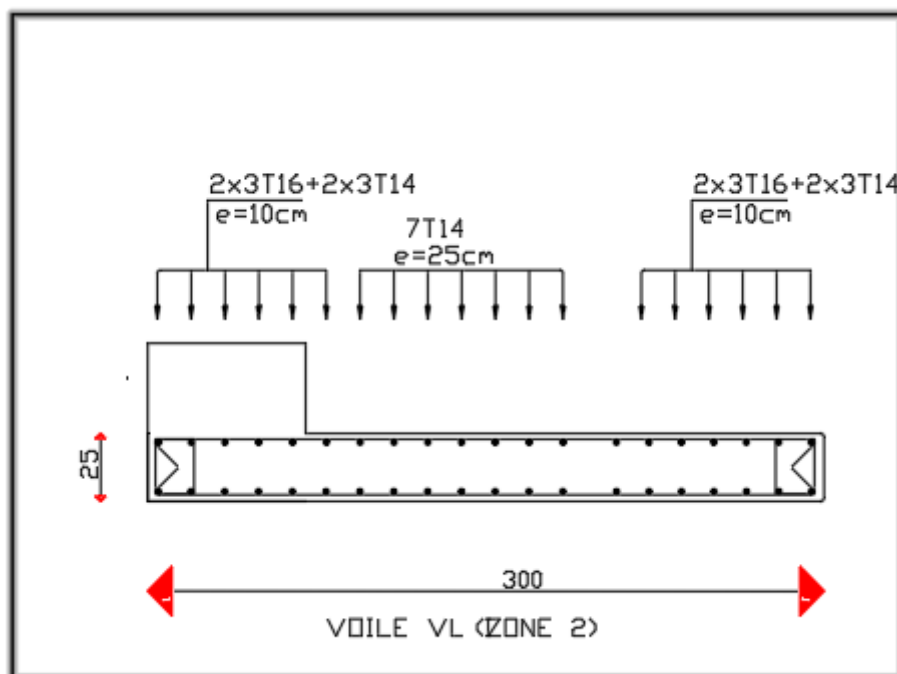
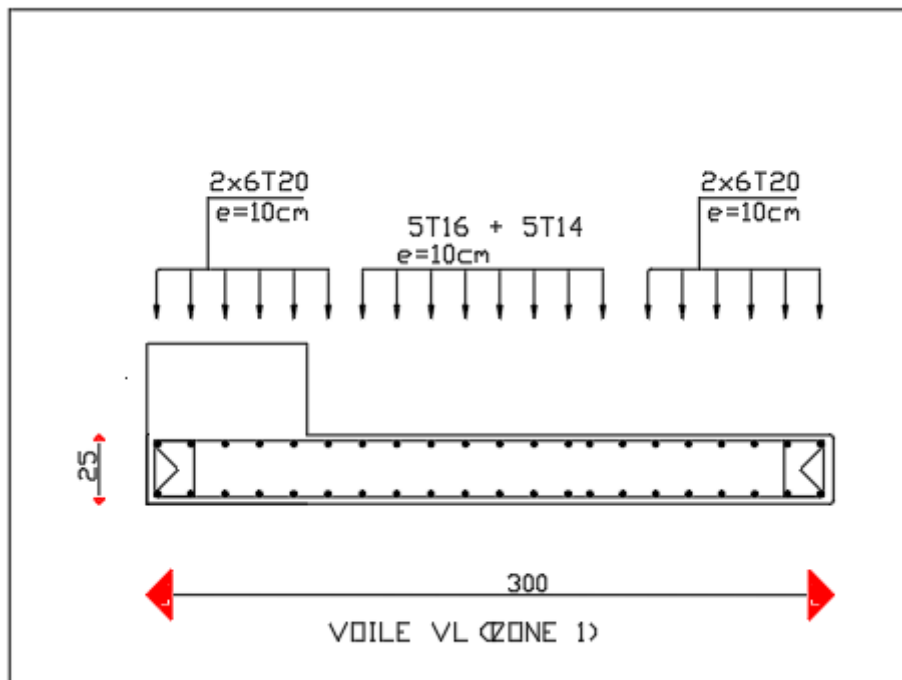
Seuls les aciers verticaux de diamètre \varnothing_l pris en compte dans le calcul de $N_{u\ lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre \varnothing_t)

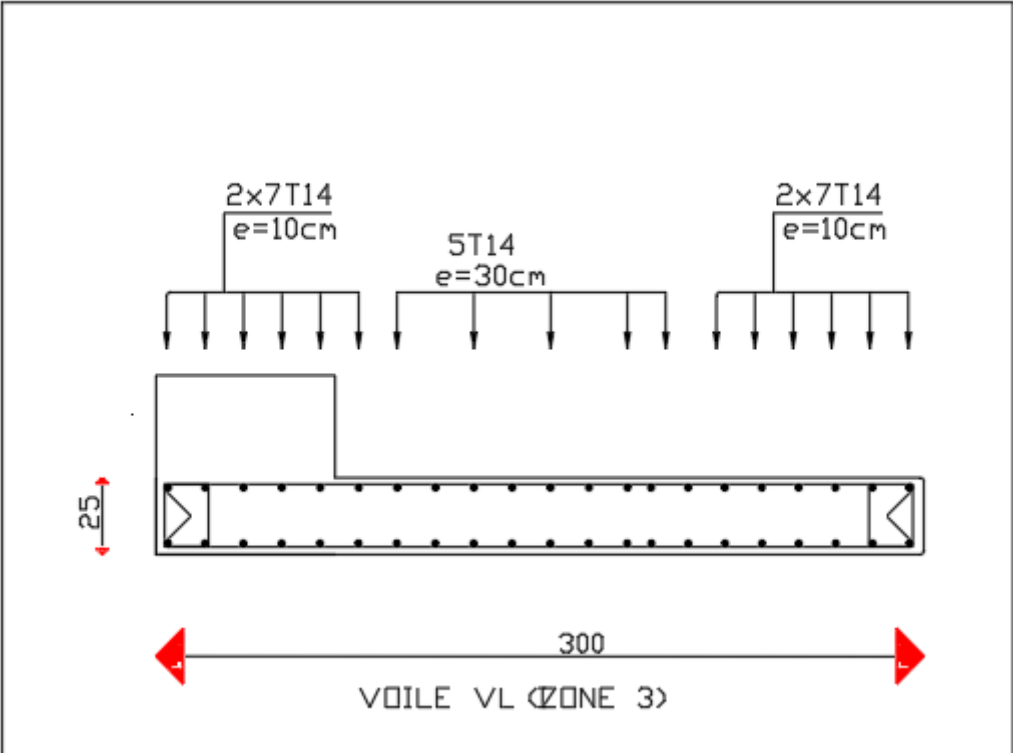
	Nombres d'armatures transversales	Diamètre φ_t
$\varphi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12\text{ mm} < \varphi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6mm
$20\text{mm} < \varphi_l$	Espacement $\leq 15\varphi_l$	8mm

Tableau VII.63: Aciers transversaux.

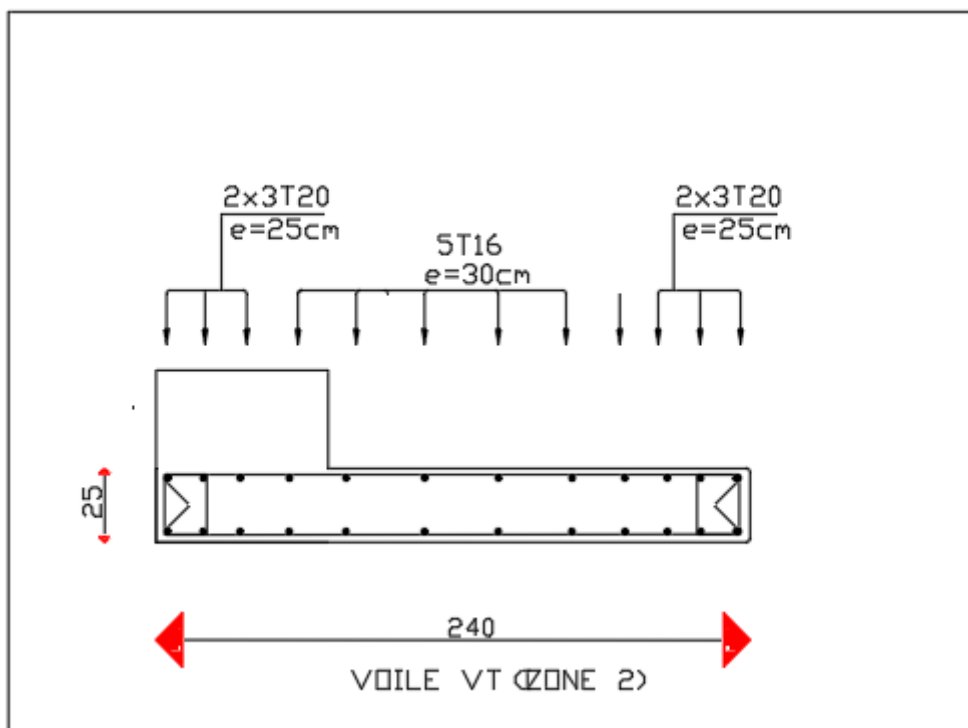
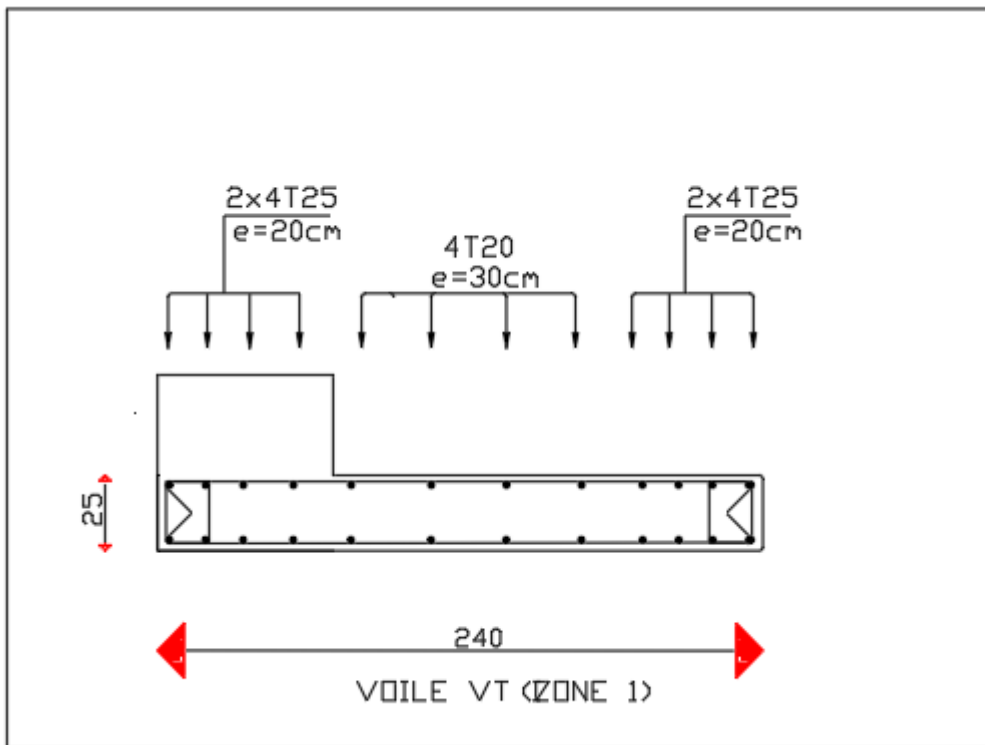
- **Schéma de ferraillage :**

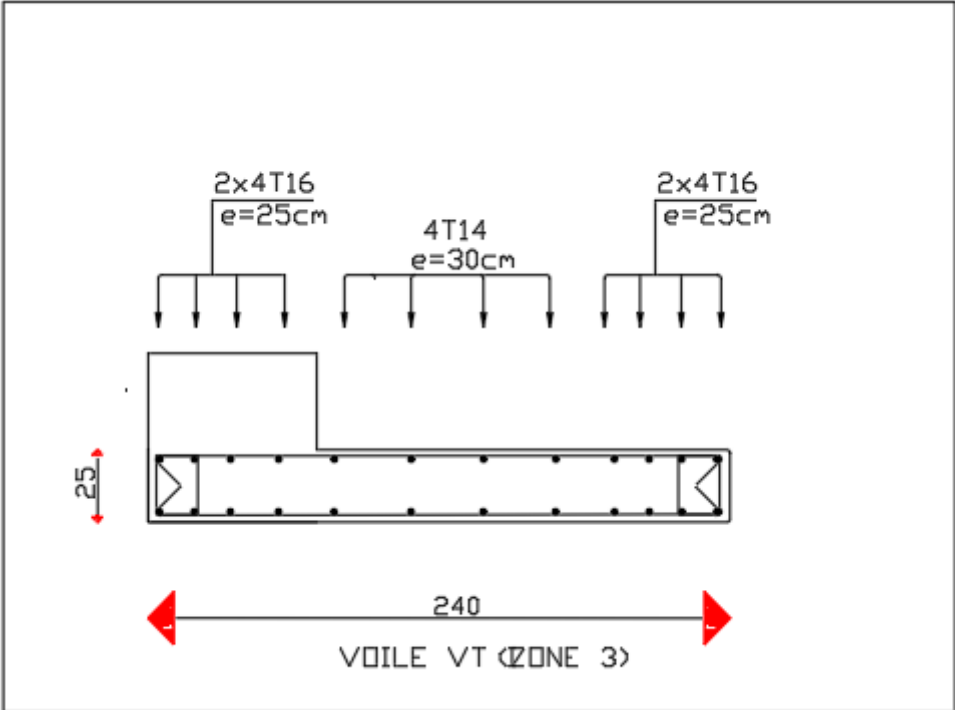
- **VLI : L=3m**



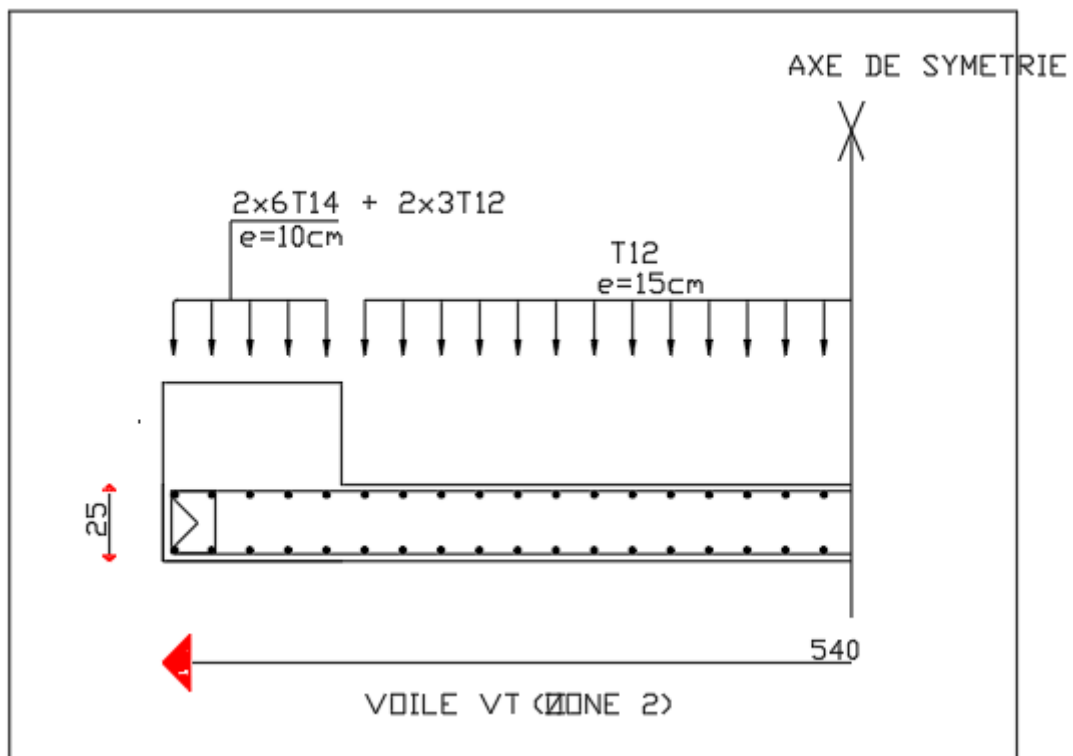
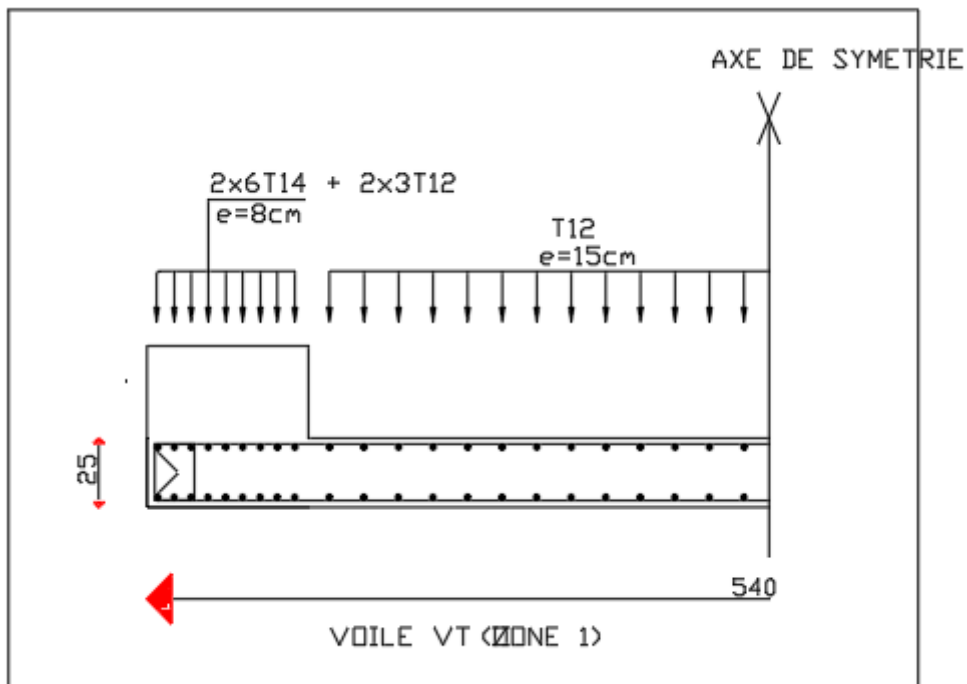


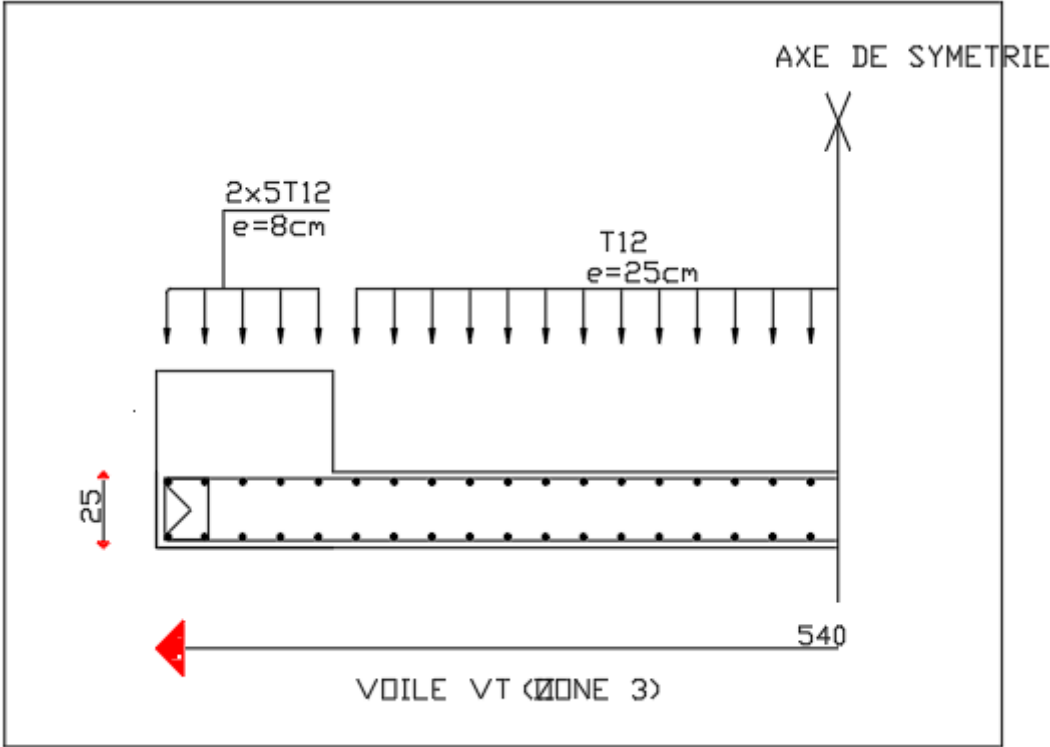
Voile VTI : L=2.4m





- **VTII : L=5.4m**





VIII.1 Introduction :

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation) de celui-ci.

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de sa construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol et les infiltrations dues à la présence éventuelle d'eau dans le terrain.

Suivant la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage à fonder, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur niveau de fondation, leur géométrie et leur fonctionnement.

VIII.2 Fonctions assurées par les fondations :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...).

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient en principe de connaître les valeurs extrême.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent, ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

VIII.3 Choix de type de fondations :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.

VIII.4 Calcul des fondations :

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit des semelles isolées, des semelles filantes ou un radier général :

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Tel que :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

-Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant (SAP2000) :

Eléments	N(KN)
18	2804.374
19	2804.269
20	2561.581
27	2548.074
17	2545.256
24	2501.036
34	2462.942
31	2404.605
26	2189.855
25	2188.919
61	2124.8
32	2066.888
33	2066.036

Tableau VIII.1 : Effort normal appliqué aux fondations

NB : Toutes les valeurs sont négatives vu que c'est des efforts de compression.

VIII.4.1 Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique. C'est-à-dire que le rapport de A sur B est égal au rapport de a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

- $A = \sqrt{S}$
- $\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars}$ (D'après le rapport géotechnique).

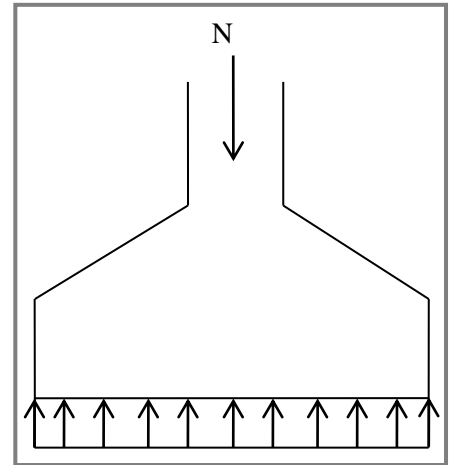


Figure VIII.1 : Semelle isolée sous

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égale à :

$$N_S = N_G + N_Q = 2804.374 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

$$S_{semelle} = \frac{2804.37}{150} = 18.69 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A = B = \sqrt{S} = 4.32 \text{ m}$$

On prend : $A = B = 5 \text{ m}$

➤ Vérification de l'interférence entre deux semelles :

$$L_{min} \geq 1,5 \times B$$

Avec :

- L_{min} : l'entraxe minimum entre deux poteaux. ($L_{min} = 5,10 \text{ m}$).
 - $A = B = 5 \text{ m}$
- $\Rightarrow 1,5 \times B = 7.5 \text{ m} \geq L_{min} = 5,10 \text{ m} \dots \dots \dots$ Non vérifiée

Remarque :

D'après les résultats, il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VIII.4.2 Semelles filantes :

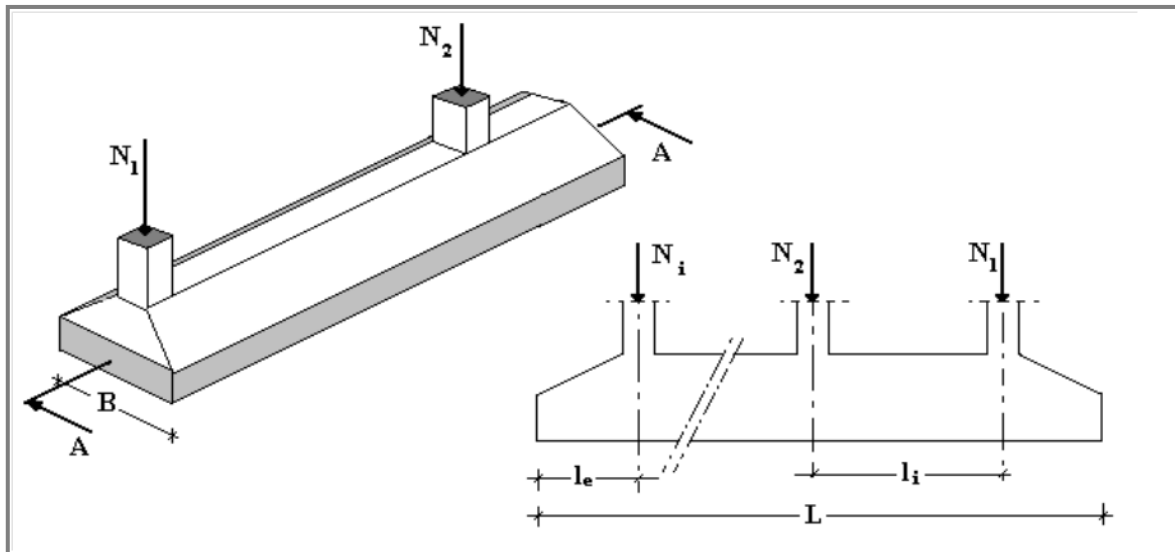


Figure VIII.2 : Semelles filantes sous poteaux

a. Hypothèse de Calcul

- La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.
- Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.
- L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent sur le même axe.

b. Étapes de Calcul

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_{Si}$ de chaque file de poteaux calculé à l'ELS.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{L\sigma_{sol}}$$

$$\Rightarrow S = B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les résultats des efforts des sections des semelles et des efforts sont récapitulés dans le tableau suivant :

Semelles filantes					
Files	N	L(m)	B(m)	B choisie (m)	S (m ²)
1	-2965.569	37.8	0.65378505	0.7	24.713075
2	-13502.896	37.8	2.97682892	3	112.524133
3	-15609.08	37.8	3.4411552	3.45	130.075667
4	<u>-15764.273</u>	<u>37.8</u>	<u>3.47536883</u>	<u>3.5</u>	<u>131.368942</u>
5	-14658.04	37.8	3.2314903	3.25	122.150333
6	-13953.083	37.8	3.0760765	3.1	116.275692
7	-1851.23	37.8	0.40811949	0.45	15.4269167
A	-2299.23	32.4	0.59136574	0.6	19.16025
B	-12148.413	32.4	3.12459182	3.15	101.236775
C	-11022.002	32.4	2.83487706	2.85	91.8500167
D	-15055.744	32.4	3.87236214	3.9	125.464533
E	-15052.222	32.4	3.87145628	3.9	125.435183
F	-11162.358	32.4	2.87097685	2.9	93.01965
G	-13094.833	32.4	3.3680126	3.4	109.123608
H	-2419.649	32.4	0.62233771	0.65	20.1637417

Tableau VIII.2 : Récapitulatif des sections de semelles filantes et des efforts normaux

a. Vérification :

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{1118.88}{1247.4} = 89.6\% > 50\%$$

Remarque :

-D'après les résultats, il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude du radier général.

- Conclusion :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour ancrer 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.

❖ Une meilleure distribution des charges sur le sol.

❖ La réduction des tassements différentiels.

❖ La facilité d'exécution.

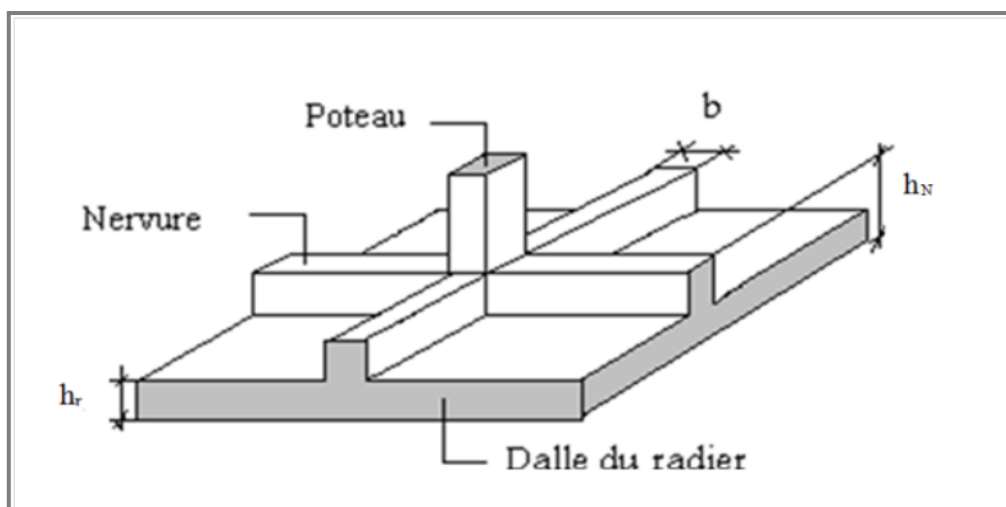
VIII.4.3 Radier général :a) Pré dimensionnement du radier :

Figure VIII.2 : Radier général nervuré

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 sera raidie par des nervures croisées.

Dans notre cas, on a opté pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

➤ **Surface nécessaire :**

Pour déterminer la surface du radier, il faut que :

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Tel que :
$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec :

- $N_{\text{ser}} = 84252.572 \text{ kN}$ (Obtenu à partir du SAP2000).

- $\sigma_{\text{sol}} = 1,5 \text{ bars}$

$$\Rightarrow S_{\text{nec}} \geq 561.68 \text{ m}^2$$

- La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment (1224.72 m^2).

- Le radier sera pourvu d'un débord minimum de **50 cm**.

- Donc la surface totale de radier est : **$1224.72 + 140.4 \times 0,5 = 1294.92 \text{ m}^2$**

- La surface totale du radier devient $S_{\text{rad}} = 1294.92 \text{ m}^2$

➤ **Epaisseur de la dalle :**

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.

$$L_{\max} = 6 \text{ m} \quad ; \quad 24 \text{ cm} \leq h_1 \leq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h_1 = 25 \text{ cm}$$

On prend : $h_{\min} = 40 \text{ cm}$

Condition de cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec :

$$T_u = \frac{q \times L}{2}$$

$$q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}}$$

$$N_u = N_u(\text{superstructure}) + N_u(\text{sous - sol}) = 96889.8 \text{ kN}$$

- Largeur de la semelle $b = \frac{5.4 + 5.4}{1} = 5,40 \text{ m}$

Donc on a :

- $L = 6\text{ m}$
- $b_{\text{sf}} = 5,40\text{ m}$

$$\tau_u = \frac{q \times L}{2 \times b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1\text{ml}}{2 \times S_{\text{rad}} \times b_{\text{sf}} \times d} = \frac{N_u \times L}{2 \times S_{\text{rad}} \times b_{\text{sf}} \times (0,9h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h_2 \geq \frac{N_u \times L \times 1\text{ml}}{2 \times S_{\text{rad}} \times b_{\text{sf}} \times (0,9\bar{\tau}_u)} = 18,48\text{ cm}$$

Le choix final :

$$h \geq \max(h_1; h_2) = 40\text{ cm}$$

b) Dimensionnement des nervures :

a.1 Condition de coffrage (largeur de la nervure) :

$$b \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{600}{10} = 60\text{ cm}$$

Donc on opte **b=60 cm**

a. 2. Hauteur de la nervure :

- **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par le critère de résistance :

$$\frac{L_{\text{max}}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

On a :

$L_{\text{max}} = 6\text{ m}$

$$40\text{ cm} < h_n < 60\text{ cm} \rightarrow h_1 = 50\text{ cm}$$

- **Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I: Inertie de la section transversale du radier ($I = \frac{bh^3}{12}$)

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000\text{MPa}$).

b=1: Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b=1\text{m}$).

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[kg/cm³]** → pour un très mauvais sol.
- **K=4 [kg/cm³]** → pour un sol de densité moyenne.
- **K=12[kg/cm³]** → pour un très bon sol.

$$\text{On aura : } h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{\max}}{\pi}\right)^4}{E}}$$

AN:

$$K=4[\text{kg/cm}^3]$$

$$L_{\max}=6\text{m}$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left(\frac{2 \times 6000}{\pi}\right)^4}{32000}} \Rightarrow h_n \geq 92,7\text{cm} \Rightarrow h_2 = 100\text{cm}$$

- **Condition de poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 U_c h_n f_{c28}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 3895,089 \times 1,1 = 4479,35\text{KN}$)

U_c : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ($U_c = 2[(a+b)+2h]$)

a,b: Dimensions du poteau du RDC (75 x 75)cm².

$$N_u \leq 0,045(4a + 4h)h_n f_{c28}$$

$$\Rightarrow h_n \geq 86.5\text{cm} \Rightarrow h_3 = 90\text{cm}$$

Conclusion :

$$h_n \geq \text{Max}(h_1; h_2; h_3) \geq \text{Max}(50; 100; 90) = 110\text{cm}$$

On prend : $h_n = 1,10\text{ m}$

Le choix :

- Épaisseur de la dalle du radier **$h=40\text{ cm}$**
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_n = 100\text{ cm} \\ b = 75\text{ cm} \end{cases}$

- Sens longitudinal : $\begin{cases} b_n = 5.4\text{ m} \\ L = 6\text{ m} \end{cases}$

h_n	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40
$I(\text{cm}^4)$	13540344.83	17799727.65	22984347.83	29164821.43	36408350.52
$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K_{\text{sol}} \times b_{\text{sf}}}}$	2.99	3.2	3.42	3.63	3.83
$\left(\frac{\pi}{2}\right) \times l_e + a (\text{m})$	4.7	5.03	5.36	5.69	6.02

Tableau VIII.3 : Calcul de la hauteur de la nervure dans le sens longitudinal

- Sens transversal : $\begin{cases} b_n = 6,00\text{ m} \\ L = 5.4\text{ m} \end{cases}$

h_n	1,00	1,10	1,20	1,25
$I(\text{cm}^4)$	14023684.21	18374519.23	23680000	26714207.18
$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K_{sol} \times b_{sf}}}$	2.94	3.15	3.35	3.45
$\left(\frac{\pi}{2}\right) \times l_e + a \text{ (m)}$	4.62	4.94	5.26	5.42

Tableau VIII.4 : Calcul de la hauteur de la nervure dans le sens transversal

Les dimensions du radier : $\begin{cases} h_n = 140 \text{ cm} \\ ep = 40 \text{ cm} \end{cases}$

c) Caractéristiques géométriques du radier :

a. **Position du centre de gravité** :

$$\begin{cases} X_G = 18.9 \text{ m} \\ Y_G = 16.5 \text{ m} \end{cases}$$

b. **Moments d'inertie** :

$$\begin{cases} I_{xx} = 113201.55 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 148527.91 \text{ m}^4 \end{cases}$$

d) Vérifications Nécessaires :

- Vérification de la stabilité du radier :

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M_r}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

- N : Charge verticale permanente : $N = N_1 + N_2$
- N_1 : Poids propre de la structure.
- N_2 : Poids propre du radier : $N_2 = \rho_b \times S_{rad} \times h$
- 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'ancrage de la structure.

On a :

$$N_1 = 107297.166 \text{ kN}$$

$$N_2 = 12949.2 + 9911.25 = 22860.45 \text{ kN}$$

$$N = 82\,519.77 \text{ kN}$$

➤ Sens x :

- $M_{0x} = 137422.9163 \text{ kN.m}$
- $V_{0y} = 6206.15 \text{ kN}$
- $h = 6.84 \text{ m}$
- $B_x = 37.8 \text{ m}$

Donc :

$$M_R = 179872.97 \text{ kN.m}$$

$$e_x = \frac{M_r}{N} = 2.179 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 9.45 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Sens y :

- $M_{0y} = 162214.3 \text{ kN.m}$
- $V_{0y} = 6415.2 \text{ kN}$
- $h = 6.84 \text{ m}$
- $B_y = 33 \text{ m}$

Donc :

$$M_R = 206094.26 \text{ kN.m}$$

$$e_y = \frac{M_r}{N} = 2.49 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 8.25 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des contraintes sous le radier :

D'après les différents essais réalisés in-situ et en laboratoire, nous avons la contrainte de sol $\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars}$.

Les contraintes du sol sont données par :

- Sollicitation du premier genre :

A L'ELS :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{84252.2}{1294.2} = 65.09 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 65.09 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$- \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} Y$$

$$- \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} Y$$

On vérifie que :

- σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{sol}$.
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + 2\sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33 \sigma_{sol}$.

A L'ELU :

$$- N_u = 1,35G + 1,5Q = 116442.3 \text{ kN}$$

- M : Moment de renversement :

$$\text{Mr x-x} : 179872.97 \text{ kN.m}$$

$$\text{Mr y-y} : 206094.26 \text{ kN.m}$$

$$I_{xx} = 113201.55 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 148527.91 \text{ m}^4$$

$$S_{rad} = 1294.92 \text{ m}^2$$

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (KN/m ²)
Sens x-x	116.19	63.7	103.06
Sens y-y	116.14	63.69	103.02
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 225$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 199.5$

Tableau VIII.5 : Contrainte sous le radier à l'ELU

A L'ELS :

- $N_s = G + Q = 84252.2 \text{ KN}$
- M : Moment de renversement.

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (KN/m ²)
Sens x-x	91.28	38.84	78.17
Sens y-y	91.26	38.83	78.152
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 225$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 199.5$

Tableau VIII.6 : Contrainte sous le radier à l'ELS-Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

- Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } q_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 103.06 \text{ KN /m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 78.15 \text{ KN /m}$$

e) **Ferraillage du radier :**e.1. Ferraillage de la dalle du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

On peut donc se rapporter aux méthodes données par le **BAEL 91**.

- Méthode de calcul :

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyées sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

- 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:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Panneau de rive :

- Moment en travée:

$$M_{tx} = 0,85M_x$$

$$M_{ty} = 0,85M_y$$

- Moment sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \quad (\text{appui de rive})$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \quad (\text{autre appui})$$

- Panneau intermédiaire :

- Moment en travée:

$$M_{tx} = 0,75M_x$$

$$M_{ty} = 0,75M_y$$

- Moment sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_0$$

➤ 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: $M_a = 0,5M_0$

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

ELU : $v = 0$

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	qu (KN/m)	M_x (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_a (KN.m)
5.4	6,00	0,9	0,045	0,783	103.06	137.03	116.47	107.35	91.24	68.51

Tableau VIII.7 : Calcul des moments à l'ELU

ELS : $v = 0.2$

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
5,4	6,00	0,9	0.0528	0.8502	78.15	120.32	102.72	102.29	86.94	60.16

Tableau VIII.8 : Calcul des moments à l'ELS

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis, en suivant l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

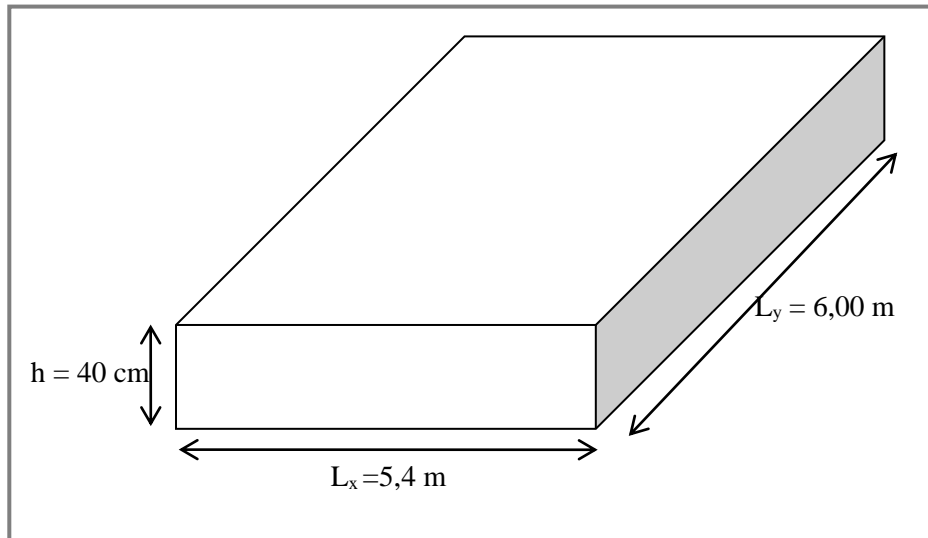


Figure VIII.3: Schéma du radier

Les données :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; FeE400 ;$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 0,9h = 36 \text{ cm}$$

❖ Section minimal :

$$\text{Sens y-y : } 0,08\% bh = 2,88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens x-x : } A_{s \min} = 1,2 (A_{s \min} \text{ suivant y - y}) = 3,456 \text{ cm}^2$$

$$\text{CNF : } A_{s \min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34 \text{ cm}^2$$

	Sens	M_u (KN/m^2)	μ	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm^2)	$A_{s \min}$ (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	x-x	116.47	0.063	0.081	348.33	9.61	4.34	7T14	10.77
	y-y	91.24	0.049	0.062	351.07 2	7.47	4.34	5T14	7.69
Appuis	x-x	68.51	0.037	0.0471	353.21	5.57	4.34	5T14	7.69
	y-y								

Tableau VIII.9 : Ferrailage des panneaux du radier

❖ Espacement :

- En Travée :

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{7} = 14,28\text{cm} < \text{Min}\left(\frac{3h}{33\text{cm}}\right) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérfié} \quad esp=15\text{cm}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}\left(\frac{4h}{45\text{cm}}\right) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérfié} \quad esp=20\text{cm}$$

- En Appuis :

$$\text{Sens x-x et y-y : } esp = \frac{100}{5} = 20\text{ cm} < \text{Min}\left(\frac{3h}{33\text{cm}}\right) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérfié} \quad esp=20\text{cm}$$

❖ Vérification nécessaires :➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max} \left(\frac{240}{110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}} \right) \right) = 240\text{ MPa} \end{cases}$$

- Position de l'axe neutre & Moment d'inertie :

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

$$\text{alors : } \frac{b}{2} y'^2 + nA'_s(y' - c') - nA_s(d - y') = 0 \quad (\text{Cas d'une section rectangulaire})$$

y' : est la solution de l'équation de deuxième degré puis on calcul le moment d'inertie

$$\Delta = b^2 - 4ac \quad \text{avec} \quad \begin{cases} a = \frac{b}{2} \\ b = n \cdot A'_s + n \cdot A_s \\ c = n(c' \cdot A'_s + d \cdot A_s) \end{cases}$$

$$\text{Les racines sont : } y'_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

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

Avec :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

	Sens	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	102.72	10.77	9.28	141979.27	6.71	15	Ok	289.97	240	NON
	y-y	86.94	7.69	8.03	107500.1	6.49	15	Ok	339.3	240	NON
Appuis	x-x	60.16	7.69	8.03	107500.1	4.49	15	Ok	234.7	240	Ok
	y-y										

Tableau VIII.10 : Vérification des contraintes à l'ELS**Remarque :**

Les contraintes aux aciers ne sont pas vérifiées, on doit augmenter la section d'acier.

	Sens	M_u (KN/m ²)	A_s^{cal} (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	116.47	9.61	4.34	7T20	21.98
	y-y	91.24	7.47	4.34	5T20	15.7
Appuis	x-x	68.51	5.57	4.34	5T20	15.7
	y-y					

Tableau VIII.11 : Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	102.72	21.98	12.45	247178.48	5.17	15	Ok	146.8	201.6	Ok
	y-y	86.94	15.7	10.87	191534.41	4.39	15	Ok	171.1	201.6	Ok
Appuis	x-x	60.16	15.7	10.87	191534.41	3.41	15	Ok	118.39	201.6	Ok
	y-y										

Tableau VIII.12 : Vérification des contraintes à l'ELS

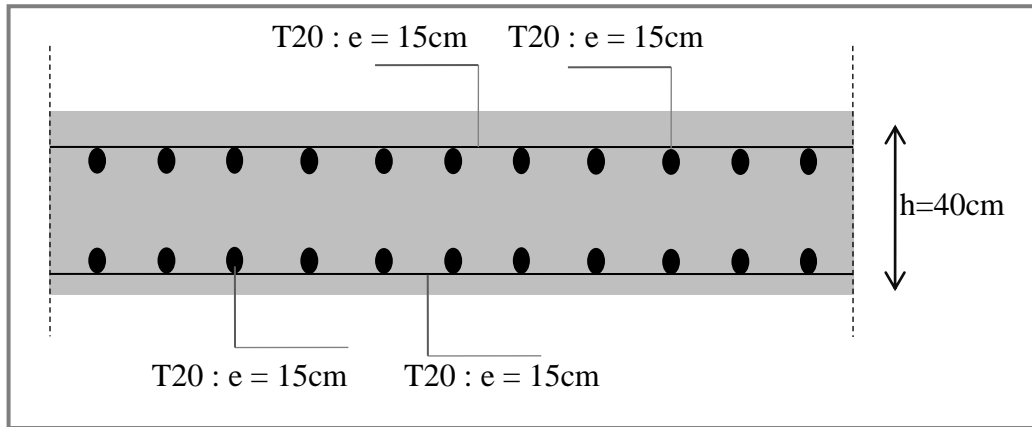


Figure VIII.4 : Ferrailage de la dalle du radier sens x-x

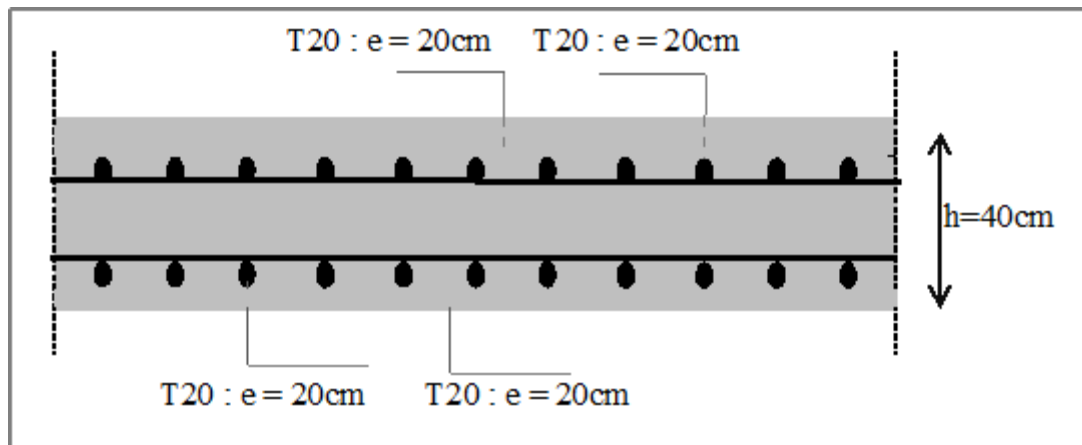


Figure VIII.5 : Ferrailage de la dalle du radier sens y-y

f) **Ferraillage des nervures :**1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire.

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

$$\begin{cases} \text{En travée : } M_t = 0,85M_0 \\ \text{Sur Appuis : } M_a = 0,50 M_0 \end{cases}$$

2. Calcul des armatures :

$$b = 75\text{cm} ; h = 140\text{ cm} ; d = 126\text{ cm}$$

➤ Sens porteur (x-x) :

$$L = 5.4\text{ m} ; q_u = 103.06\text{ KN/m} ; M_0 = 375.65\text{ KN.m}$$

	M_{ser} (KN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	319.3	0.014	0.017	117.43	7.81	6T20	18,85
Appuis	159.65	0.007	0.0087	1255.61	3.65	6T16	12,06

Tableau VIII.13 : Ferraillage des nervures sens x-x

➤ Sens (y-y) :

$$L = 6\text{ m} ; q_u = 103.06\text{KN/m} ; M_0 = 463.77\text{ KN.m}$$

	M_{ser} (KN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	394.2	0.023	0.029	124.5	9.1	5T20	15,71
Appuis	231.88	0.013	0.016	125.1	5.32	5T20	15,71

Tableau VIII.14 : Ferraillage des nervures sens y-y

3. Vérification nécessaires :➤ **Condition de non fragilité :**

$$h = 140 \text{ cm} ; b = 75 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 11,41 \text{ cm}^2 < 12,06 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sen s	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	319.3	18,8	24.01	3402530.4	2.52	15	Ok	143.5	202	Ok
	y-y	394.2	15,7	22.12	2903685.0	3	15	Ok	198.5	202	Ok
Appuis	x-x	159.65	12,0	19.61	2298945.6	1.36	15	Ok	110.8	202	Ok
	y-y	231.88	15,7	22.12	2903685.0	1.76	15	Ok	124.4	202	Ok

Tableau VIII.15 : Vérification des contraintes à l'ELS

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{103,06 \times 6}{2} = 309,18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{309,18 \times 10^3}{750 \times 1260} = 0,32 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

4. Armature transversales :

- Selon les **RPA 99 version 2003 :**

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ Pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,4 \text{ MPa}$$

- Selon le **BAEL 99 :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t\right) = 24 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 70 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone Courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; FeE400 ; b = 75 \text{ cm} ;$$

$$h = 140 \text{ cm} ; d = 0,9h = 126 \text{ cm} ; \tau_u = 0,32 \text{ MPa}$$

On Trouve :

$$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

$$A_t = 3,15 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_t = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

5. Vérification de d_{exact} :

$$d_{\text{exact}} > d = 0.9h$$

$$d_{\text{exact}} = h - c_{\text{exact}}$$

$$c_{\text{exact}} = c + \phi t + \frac{\sum A_i y_i}{A_i}$$

Les résultats de calcul des autres poutres sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens	Armatures	c_{exact} (cm)	d_{exact} (cm)	d	Observation
x-x	6T20	7	133	126	Vérifiée
y-y	5T20	7	133	126	Vérifiée

Tableau VIII.16 : Vérification de d_{exact}

6. Armature de peau :

D'après le **BAEL 99** :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne pour les poutres de grande hauteur, il y'a lieu de prévoir des armatures de peau, dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

$$\text{On a } A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ Pour les armatures de peau : } A_p = 3 \times 2.8 = 8.4 \text{ cm}^2$$

- Choix : 6HA14 = 9.23 cm²

7. Schémas ferrailages nervures :

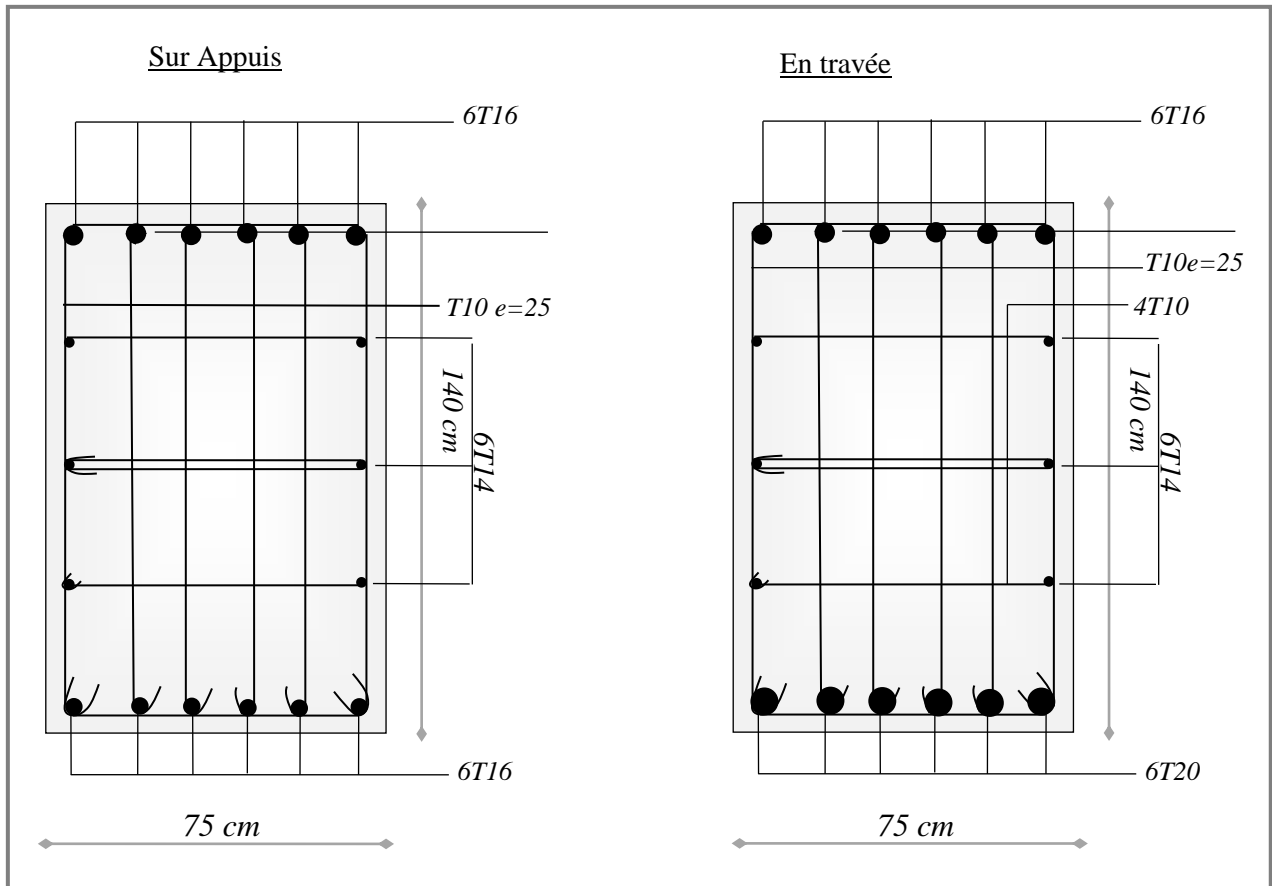


Figure VIII.6 : Ferrailage des nervures sens x-x

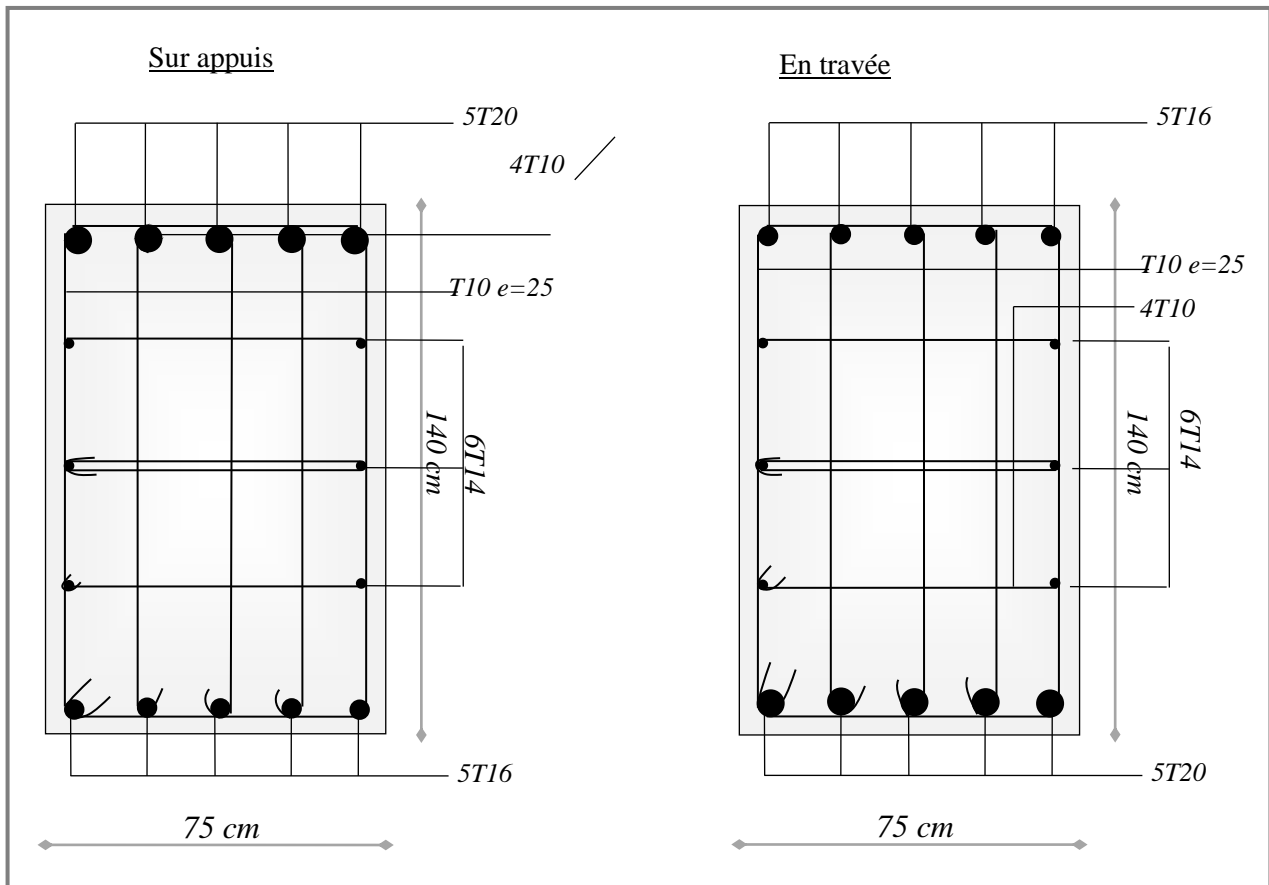


Figure VIII.7 : Ferrailage des nervures sens y-y

VIII.4.4 Ferrailage du débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 0,5 \text{ m}$, le calcul du ferrailage se fait pour une bande de 1 m à l'ELU.

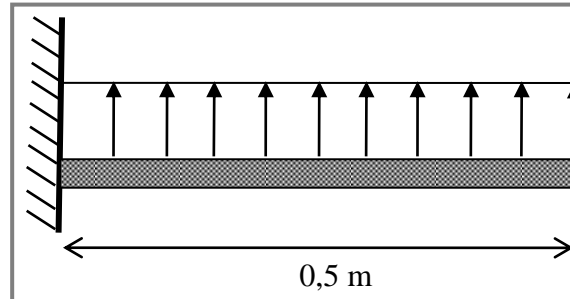


Figure VIII.8 : Schéma statique des débords

1. Calcul du ferrailage :

$$q_u = 103.06 \text{ kN/ml} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} , \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}.$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 12.88 \text{ kN.m} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

M_u (KN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
12.88	0,043	0,055	26,41	4,82	5T12	5,65

Tableau VIII.17: Calcul du ferrailage du débord

$$\text{On prend : } 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2 , S_t = 15 \text{ cm}$$

2. Vérfications nécessaires :➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.34 \text{ cm}^2 < 5,65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,085 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 , S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$q_{ser} = 78.15 \text{ kN/ml}$; $M_{ser} = 9.76 \text{ kN.m}$

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
9.76	5,65	5,93	44691,18	3,759	15	Ok	200,43	201.6	Ok

Tableau VIII.18: Vérifications des contraintes à l'ELS

➤ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les trois conditions citées ci dessous sont toutes vérifiées simultanément :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_x} \end{array} \right\} \text{Or : } \begin{cases} 0,8 > 0,062 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 0,00156 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 0,8 \geq 0,1 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les trois conditions sont satisfaites, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

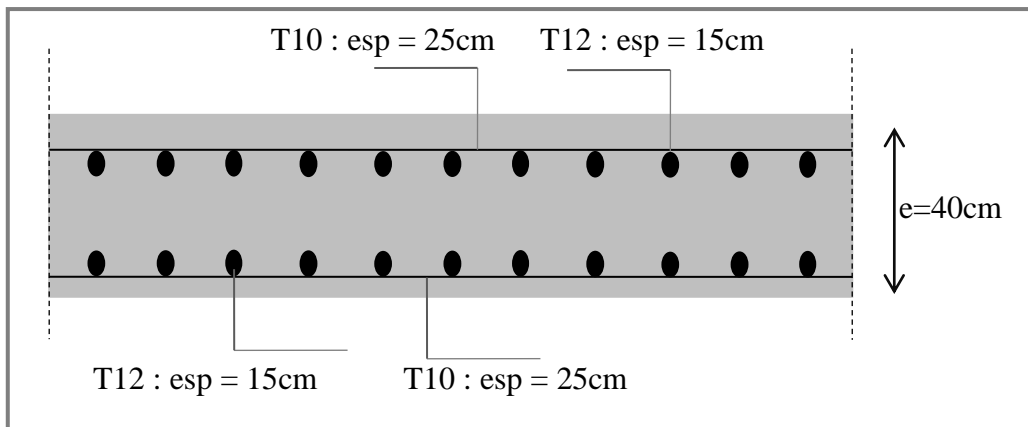


Figure VIII.9 : Ferrailage du débord

VIII.4.5 Etude du voile périphérique :

1. Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de la fondation jusqu'au niveau du plancher du RDC, qui supporte les charges horizontales dues à la poussée des terres.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les plancher du RDC, les 2 sous sol, le vide sanitaire et les fondations.

2. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule :

- 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 :
 1. Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$.
 2. Les armatures sont constituées de deux nappes.
 3. 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 : Section du voile.

3. Evaluation des charges :

On considère le voile comme étant une dalle pleine reposant sur 4 appuis, supportant les charges horizontales dues à la poussée des terres.

On considère le panneau le plus défavorable : $L_x = 2.74\text{ m}$; $L_y = 6,00\text{ m}$; $e = 25\text{ cm}$

Les charges et surcharges prises uniformément réparties sur une bande de 1m à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon **BAEL91 modifié 99 [2]**, la charge des poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H$$

Avec :

- Q : contrainte à la base sur une bande de 1m .
- A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.
- γ : poids spécifique des terres ($\gamma h = 15.6 \text{ kN/m}^3$).
- H : hauteur du voile ($H = 2.74\text{m}$).

Nous avons d'après le rapport définitif de l'étude de sol :

$$\text{De } 3.4 \text{ à } 4\text{m} : \varphi = 23.4^\circ$$

$$\varphi = 23.4^\circ \Rightarrow Af(\varphi) = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,43$$

$$\text{Donc : } Q = A \cdot \gamma \cdot H = 58.9 \text{ KN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 79.52 \text{ KN/ml}$$

4. Calcul des efforts dans la dalle :

$$1 > \frac{L_x}{L_y} = 0,45 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,1036 ; \mu_y = 0,2500 ; \begin{cases} M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 61.84 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 15.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

M_x (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_a (KN.m)
61.84	52.56	15.46	13.14	30.9

Tableau VIII.19 : Calcul des moments en travée et sur appuis

5. Calcul du ferrailage :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 25 \text{ cm} ; d = 22.5 \text{ cm}$$

	Sens	M_u (KN/m ²)	μ	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	52.56	0.073	0.094	216.54	6.97	7T14	10,78	15
	y-y	13.14	0.018	0.022	223.02	1.69	5T12	5,65	20
Appuis	x-x	30.9	0.043	0.054	220.14	4.03	6T10	4,71	15
	y-y								

Tableau VIII.20 : Ferrailage du voile périphérique

6. Vérfications nécessaires :➤ **Condition de non fragilité :**

Les dalles travaillent dans les deux sens :

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} ; A_x^{min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{min} ; A_y^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0008$ Pour les barres FeE400

$$A_x^{min} = 0,0008 \left[3 - \frac{2,74}{6,00} \right] \frac{100 \times 25}{2} = 2,54 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = 0,0008 \times 100 \times 25 = 2 \text{ cm}^2$$

- En travée :

$$\begin{cases} A_x = 10,78 > A_x^{min} = 2,54 \text{ cm}^2 \\ A_y = 5,65 > A_y^{min} = 2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- En travée :

$$\begin{cases} A_x = 4,71 > A_x^{min} = 2,54 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,71 > A_y^{min} = 2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Vérfication de l'effort tranchant :**

On doit vérfier que $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 113,87 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 72,62 \text{ kN}$$

$$T_u^{max} = \max(T_x ; T_y) = 113,87 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{113,87 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,506 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

➤ **Vérifications à l'ELS :**

a) **Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$1 > \frac{L_x}{L_y} = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1063 \\ \mu_y = 0,3234 \end{cases}$$

$$Q_{ser} = 58.9 \text{ kN/ml}$$

M_x (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_a (KN.m)
47	39.95	15.2	12.92	23.5

Tableau VIII.21 : Calcul des moments en travée et sur appuis

b) **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	39.95	10,78	6,957	15	Ok
	y-y	12.92	5,65	2,325	15	Ok
Appuis	x-x	23.5	4,71	5,927	15	Ok
	y-y					

Tableau VIII.22 : Calcul des contraintes à l'ELS

c) **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche si les trois conditions citées ci dessous sont toutes vérifiées simultanément :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L_x} &\geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} &\geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} &\leq \frac{2}{f_e} \end{aligned} \right\} \text{Or : } \begin{cases} 0,091 > 0,0425 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 0,091 \geq 0,028 \text{ à } 0,037 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 10.78 \times 10^{-3} \geq \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

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

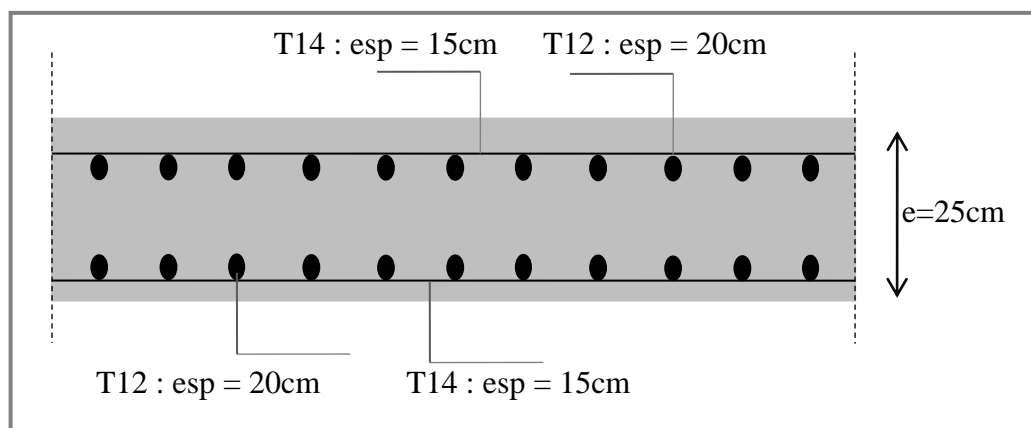


Figure VIII.10 : Ferrailage du voile périphérique.

VIII.4.6 Ferrailage des poteaux de l'infrastructure :

- Ferrailage longitudinal : [1]

a) Calcul du ferrailage longitudinal :

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armatures longitudinales sera donnée par :

$$A_s \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{\gamma_b \cdot 0,9} \right] \frac{\gamma_s}{F_e}$$

Avec :

N_u : effort normal de compression simple pondéré

On adopte pour les poteaux de l'infrastructure la même section des poteaux du R.D.C

b) Calcul de l'effort normal pondéré :

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

POTEAU	Niveaux	Nu supportée (KN)
75*75	1 ^{er} s/sol	3145.42
75*75	2eme s/sol	3431.3

Tableau VIII.23 : Les efforts normaux dans les poteaux.

c) Choix du ferrailage :

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Poteau	Niveaux	Nu (KN)	A_s (cm ²)	A_{Srpa}^{min} (cm ²)	choix	$A_s^{choisie}$ (cm ²)
75*75	1^{er} s/sol	3145.42	0	50.62	8T25+4T20	51.85
75*75	2eme s/sol	3431.3	0	50.62	8T25+4T20	51.85

Tableau VIII.24 : Ferrailage des poteaux de l'infrastructure

Remarque :

Les poteaux des sous-sols seront ferrailés de la même manière que les poteaux de R.d.c

Conclusion générale



Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bloc d'un siège administratif :

- Bloc : R+9+2S-Sol.


Ce travail nous a permis de voir en détails l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ses éléments, conformément aux règlements en vigueur **CBA 93, RPA 99 version 2003** et **BAEL 91 modifié99**.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail sont résumées dans les points suivants :

- Le pré dimensionnement est une étape préliminaire ; son but est de choisir les sections des éléments structuraux du bâtiment qui peuvent changer considérablement après l'étude dynamique.
- L'étude dynamique s'impose afin de définir le comportement de la structure lors d'un séisme.
- En déterminant le chargement sismique (spectre de réponse), il est nécessaire de choisir un coefficient de comportement R adéquat qui est un paramètre reflétant la ductilité de la structure et qui est en fonction du système de contreventement. Dans notre cas, nous avons opté pour un coefficient de comportement égal à 5 (Système de contreventement mixte)
- La compréhension des facteurs qui influent sur le comportement dynamique d'une structure en vibration libre non amortie, nécessite l'analyse de plusieurs configurations et de modèles de système de contreventement pour avoir une bonne distribution des voiles. Ces derniers réduisent l'effet de torsion et minimisent le déplacement inter-étages, tout en respectant les lois en vigueur tel que **R.P.A 99 V 2003**.
- La disposition des voiles est un facteur important, car son rôle est déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.
- Pour avoir plus de sécurité et minimiser l'effet de la torsion, on a disposé les voiles de telle sorte que les deux premiers modes soient de translation et le troisième de torsion, tout en aillant un choix de disposition réduit au vu de l'aspect architectural.
- Après vérification de l'effort normal réduit, nous avons dû augmenter la section des poteaux, cette condition nous a menés à des sections de poteaux importantes de l'ordre de $(75 \times 75)\text{cm}^2$ pour le RDC.

- Le ferrailage des poutres et des poteaux a été fait par la méthode classique en ce qui concerne les poutres, et par l'utilisation du logiciel SOCOTEC en ce qui concerne les poteaux, tout en vérifiant les critères imposés par **RPA 99 et BAEL 99**.
- Le ferrailage des voiles a été fait par trois méthodes différentes afin de comparer les résultats (la méthode des contraintes , ACI et celle du SAP 2000).
- En ce qui concerne l'infrastructure du bâtiment, un radier nervuré s'est imposé dans notre cas, son pré dimensionnement a été fait de manière à assurer une répartition uniforme des contraintes.

Références



- DTU Règles BAEL 91 révisées 99 règle de calcul DTU P 18-702. février 2000.
- "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003".
- Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2 2.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de l'Habitat.
- **R.TALEB**, "Règles Parasismiques Algériennes RPA99-Version 2003 pour les Structures de Bâtiments en Béton Armé : Interprétations et Propositions", JOURNAL OF MATERIALS AND ENGINEERING STRUCTURES 4 (2017) 139-154.



Méthodes de calcul de voiles

La méthode réglementaire du code ACI-318-11 [8] :

La méthode du code ACI-318-11 [8] est basée sur des recommandations réglementaires et expérimentales.

Le voile est considéré comme un élément vertical sollicité en flexion composée.

Les différentes étapes de calcul et vérifications pour cette méthode seront effectuées selon le code américain (American code institut 318-11 [8]), toute en faisant référence aux recommandations des RPA99/ Version 2003 [1] ainsi que l'EC8 [9].

Un voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme.
- Résistance à l'effort normale
- Résistance à l'effort tranchant.
- Résistance en flexion composée.

1.1.1 Prescriptions imposées par RPA99 / Version 2003 [1] :

A. Les armatures verticales: (article 7.7.4.1)

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99/Version 2003 [1] et décrites ci-dessous :

a) L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20%, de section horizontale du béton tendu.

b) Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.

c) à chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($st \leq 15\text{cm}$).

d) Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

B. Les armatures horizontales : (article 7.7.4.2)

Comme dans le cas des armatures verticales, les armatures horizontales doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

C. Règles communes : (article 7.7.4.3)

a) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

b) L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

- $S \leq 1,5 a$
- $S \leq 30\text{cm}$

c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

d) Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

1.1.2 La méthode réglementaire du code américaine l'ACI 318-11 [8] :

1.1.2.1 Vérification de la stabilité du voile au flambement :

On doit vérifier que : $P_u \leq \Phi P_n$ (ACI 318-11 [8])

Avec :

P_u : Effort normal ultime de compression axial ou excentré de $e \leq a/6$, et du à la combinaison la plus défavorable.

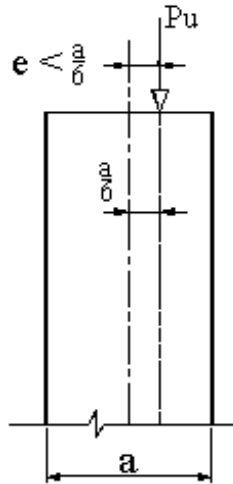


Figure **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.** 1- Etat d'un mur en compression.

$$P_n = 0,55 \cdot f_{bc} \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot h_s}{32a} \right)^2 \right]$$

Φ : Facteur de réduction ($\Phi=0,70$)

A_g : Section transversale brute du voile.

h_s : Hauteur libre de chaque niveau

a : L'épaisseur du voile

f_{bc} : Contrainte admissible du béton.

k : Coefficient de flambement :

1-Pour les murs contreventés haut et en bas contre la translation et latérale :

a-retenu contre toute rotation à l'une ou aux deux extrémités (en haut, en bas ou les deux)

$k = 0,8$

b-rotation libre aux deux extrémités ... $k = 1.0$

2-Pour les murs non appuyés contre la translation latérale $k = 2.0$

- **Justification :**

Le but de cette vérification est de :

- Réduire les conséquences de l'éclatement des enrobages.
- Eviter les incertitudes, particulièrement importante, sur la ductilité disponible en cas d'effort normal élevé.

1.1.2.2 Vérification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant :

Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..1-

Vérification de l'effort tranchant.

Valeur de l'effort tranchant	Pourcentage des armatures horizontales et verticales	Vérification
$V_u > 0,166 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}}$ Ou ≥ 25 cm	$\rho_v = \rho_h = \rho_n \geq 0,0025$ En 2 nappes disposées sur chaque face du mur reliées par des épingles Espacement $S \leq \min(3a ; 45\text{cm})$	$V_u < 0,664 \cdot A_{cv}$ Il faut que : $\Phi V_n > V_u$ Avec : $\Phi = 0,75$ $V_n = A_{cv} (\alpha_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n f_y)$ $\alpha_c = 3$ pour : $\frac{h_w}{l_w} \leq 1,5$ $\alpha_c = 2$ pour : $\frac{h_w}{l_w} \geq 2$ il y a lieu d'interpoler les valeurs de α_c , linéairement pour les valeurs de $\frac{h_w}{l_w}$ entre 1,5 et 2
$V_u > 0,083 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}}$ Ou ≥ 25 cm	Armature verticales : - $\rho_v \geq 0,0020$ avec des barres HA16. - $\rho_v \geq 0,0015$ autres barres HA. Armature horizontales : - $\rho_v \geq 0,0020$ avec des barres HA16. - $\rho_v \geq 0,0025$ autres barres HA. $S \leq \min(3a ; 45\text{cm})$	Il faut que : $\Phi V_n > V_u$ $V_n = A_{cv} (\alpha_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n f_y)$

A_{cv} : Section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme, dans la direction de l'effort tranchant. $A_{cv} = a \cdot 100$

$\Phi = 0,70$: Coefficient de sécurité.

V_u : Effort tranchant obtenu par le calcul de la structure dans la combinaison sismique de calcul.

V_n : Effort tranchant nominal de la section transversale dans la direction de l'effort tranchant.

α_c : Coefficient dépendant de l'élanement du mur.

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur.

ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans l'âme du mur.

ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans l'âme du mur.

h_w : Hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

l_w : Longueur du mur en plan.

1.1.2.3 Calcul des armatures nécessaires à la flexion composée :

1.1.2.3.1 Limitation de l'effort normal de compression de calcul par la condition de résistance :

Il faut que : $\frac{P_u}{P_0} \leq 0.35$

$$P_0 = 0.85 f_{bc} (A_g - A_s) + A_s f_e$$

$$P_n = 0.85 x P_0$$

On prend un pourcentage minimum pour calculer A_s soit $\rho = 0.0025$

(la condition du RPA99/Version 2003 [1] $\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{bc}}$).

(Eurocode 8 [9] : $\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{bc}}$).

1.1.2.3.2 Armatures de résistance à la flexion composée :

Connaissant le moment fléchissant, et l'effort normal ultime à la base du voile, on calcule la section d'armatures nécessaire pour une section en T sollicitée en flexion composée.

Les armatures choisies seront placées par symétrie dans les deux extrémités du voile étant donné que le moment M_u est réversible.

1.1.2.4 Dimensionnement des éléments de rive ou de bord :

1.1.2.4.1 Suivant la 1^{ère} approche simplifiée :

Si : $\frac{P_u}{A_g} \geq 0.20 \cdot f_{bc}$

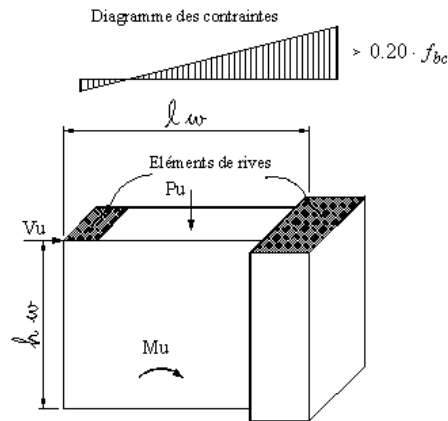


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..2- Etat de contrainte dans un mur.

Dimension des éléments de bords (Boundary Zones):

$$L_{bz} = 0,25 \cdot l_w \text{ Pour } \frac{P_u}{P_0} = 0,35$$

$$L_{bz} = 0,15 \cdot l_w \text{ Pour } \frac{P_u}{P_0} = 0,15$$

Pour des valeurs de $\frac{P_u}{P_0}$ comprises entre 0,15 et 0,35 il ya lieu d'interpoler linéairement.

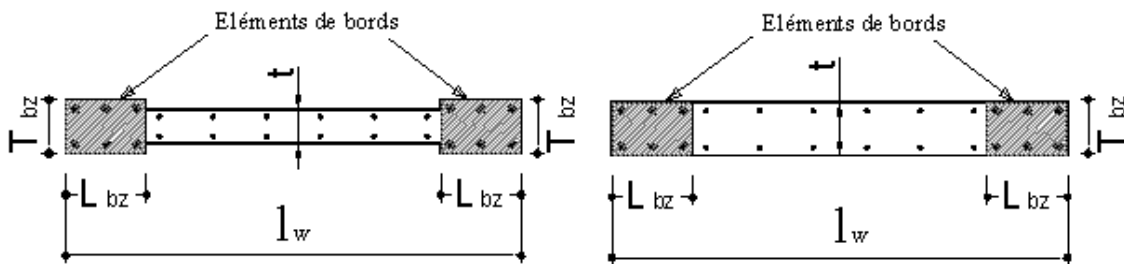


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..3- Éléments de bord d'un voile.

Il n'ya pas de condition selon le code ACI 318-05 [8] pour une épaisseur minimale T_{bz} des éléments de rive de mur, mais on peut se référer a l'Eurocode 8 [9] (Art. 5.4.3.2.2)

qui prévoit les dimensions minimales suivante :

$$- T_{bz} \geq 200 \text{ mm et } T_{bz} \geq \frac{h_s}{15}, h_s \text{ étant la hauteur d'étage.}$$

Entre les éléments de bord : $t \geq 150 \text{ mm}$.

Selon les RPA99/Version 2003 [1] (art. 7.7.4.1 Fig.7.13) $L_{bz} = 0,10 \cdot l_w$

L'épaisseur minimale de l'âme : $t = 15 \text{ cm}$.

De plus, selon les RPA99/Version 2003 [1], l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

1.1.2.4.2 2^{ème} approche rigoureuse :

L'élément de rive confiné est nécessaire si : $c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u / h_w)}$ et que $(\delta_u / h_w) \geq 0,007$

Dans ce cas : $L_{bz} = \max \begin{cases} c - 0.1 \cdot l_w \\ c / 2 \end{cases}$

T_{bz} Respecte les conditions minimales précédentes.

Avec :

c : la distance de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée de la section du voile ou trumeau.

h_w : hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

l_w : longueur du mur en plan.

δ_u : déplacement ultime du voile au sommet.

Pour le calcul de δ_u on peut utiliser la formule du RPA99/Version 2003 [1], on considère le déplacement du dernier niveau obtenu par l'analyse dû aux forces sismiques δ_{ek} majoré par le coefficient de comportement de la structure R .

$$\delta_u = R \cdot \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3 RPA99/Version 2003) [1]

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

1.1.2.5 Disposition constructives et pourcentage minimum dans les éléments de rives :

Le % des armatures longitudinales dans les éléments de rive doit être $\geq 0,5\%$.

$\rho_v \geq 0.005$ C'est à dire : $A_{sv} \geq 0.005 \cdot L_{bz} \cdot T_{bz}$ avec un minimum $A_{sv} = 4T16$.

La distance maximale entre barres longitudinales consécutives maintenues par des armatures de confinement :

Sens xx : $h_x = 30$ cm

Sens yy : $\min (h_y = T_{bz}/4 ; 10 + [(35-h_x)/3])$ cm.

Selon le RPA99/Version 2003 le pourcentage min. est 0,20 % avec un espacement max de 15 cm entre 2 barres longitudinales.

Selon l'Eurocode8 [9] le pourcentage min. est 0,50 % avec un espacement max de 20 cm entre 2 barres longitudinales.

1.1.2.6 Armatures transversales dans la zone de confinement :

Les armatures de confinement doivent être présentes sur toute la hauteur h_{cr} de la zone critique. En plan, la zone à confiner s'étend horizontalement sur une longueur L_{bz} .

La section d'armatures transversales est donnée par la formule suivante :

$$A_{sh}^t \geq 0.09 \cdot s_t \cdot h_c \cdot \frac{f_{bc}}{f_e} \quad \text{Avec : } h_c = T_{bz} - 2(\text{enrobage})$$

A_{sh}^t : Section d'armatures transversales totale.

f_{bc} : Contrainte admissible du béton

f_e : Contrainte élastique des armatures transversales.

s_t : Espacement verticale des cadres. Avec :

$$s_t = \min \begin{cases} 0,25 \cdot b & b : \text{largeur du poteau} \\ 6d_b & d_b : \text{diamètre min. des } A_{sv} \\ s_x \end{cases}$$

$$10cm \leq s_x = 10 + \left(\frac{36 - h_x}{3} \right) \leq 15cm$$

h_x : étant l'espacement dans le sens xx entre les barres longitudinales dans la zone confinée.

Selon l'EC8 les armatures de confinement doivent avoir un espacement vertical s qui respecte la condition suivante : $s = \min \{ bo/2; 175; 8dbL \}$ [s en mm]

Avec :

bo est la dimension minimale du noyau de béton par rapport à l'axe des armatures de confinement.

dbL est le diamètre minimal des barres longitudinales (ou verticales).

Le diamètre minimum des armatures de confinements est : $\phi_{st} \geq 0,35 \cdot d_{bl,max}$

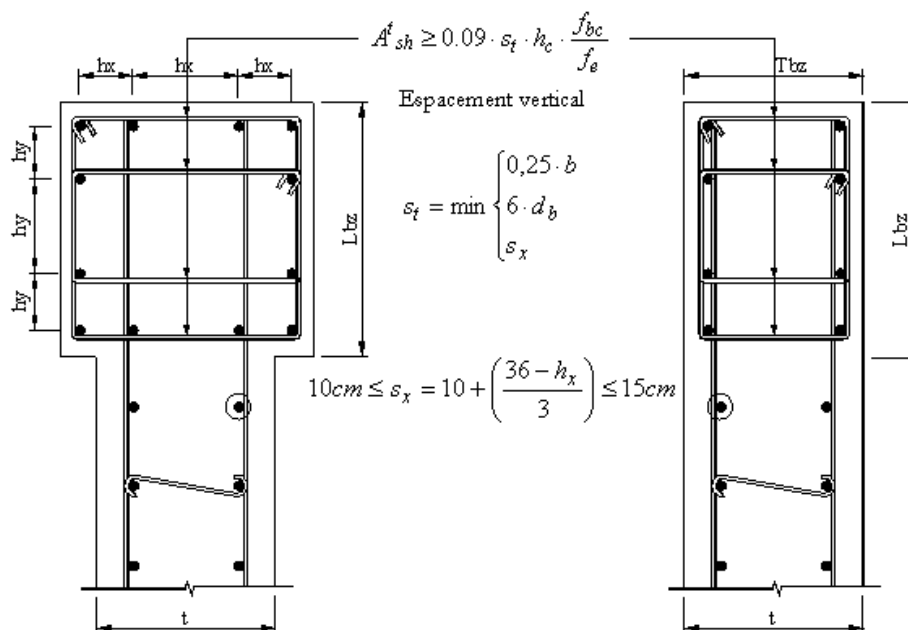


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..1- Détail de confinement des éléments de bords sur toute la hauteur critique.

1.1.2.7 Hauteur de la zone critique :

$$h_{cr} = \max.[l_w, (M_u / 4V_u)]$$

Selon l'Eurocode8 : $h_{cr} = \max.[l_w, (h_w / 6)]$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ 2h_s \end{cases}$$

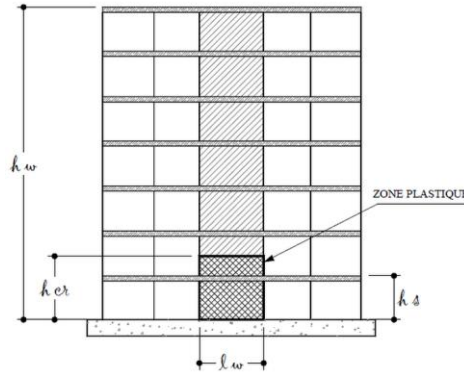


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..2- Hauteur de la zone critique.

La méthode proposée pour les RPA2018 [13] :

Les trumeaux et les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. L'effort normal de compression de calcul est limité par la prescription de l'article 7.4.3.1.

Pour les voiles élancés (h_w/l_w est supérieur à 2.0), le diagramme de moment fléchissant de calcul en fonction de la hauteur est donné par une enveloppe linéaire du diagramme de moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement d'une distance égale à la hauteur h_{cr} de la zone critique du mur (voir figure 10.6).

Pour les voiles courts (h_w/l_w n'est pas supérieur à 2.0), il n'est pas nécessaire de modifier les moments fléchissant résultants du calcul de structure.

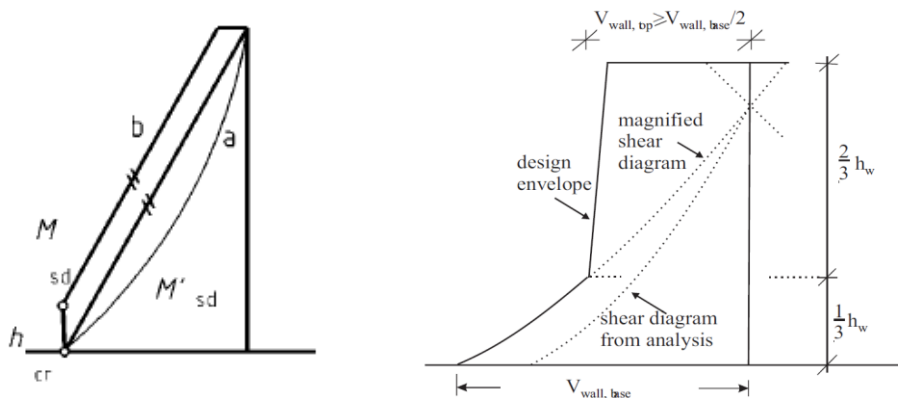


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..6- Enveloppe de calcul pour les moments fléchissants dans des voiles élancés.

La hauteur h_{cr} de la zone critique au-dessus de la base du mur est estimée comme suit (voir figure 10.7) :

$$h_{cr} = \max(l_w, h_w/6)$$

$$\text{Mais } h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_e \text{ pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2h_e \text{ pour } n \geq 7 \text{ niveaux} \end{cases}$$

Avec : h_e hauteur libre de chaque niveau, et où la base est définie comme étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de murs périphériques adéquats.

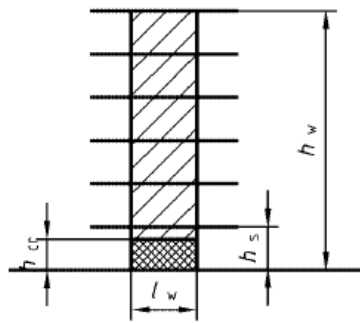


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..7- Zone critique à la base du voile.

Exigences de ductilité pour la zone critique :

Le béton situé aux extrémités des voiles (éléments de rive) est confiné sur une longueur l_c mesurés à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une déformation critique du béton prise égale à 0,2% (voir figure). Cet élément de rive peut comprendre des membrures perpendiculaires au mur. La longueur de l'élément de rive doit respecter :

$$l_c \geq \max(0.15l_w, 1.5b_w)$$

Avec : l_c longueur de la zone comprimée, b_w largeur de l'âme du voile.

L'épaisseur de l'élément de rive confiné doit respecter la condition suivante :

$$b_c \geq \max(20\text{cm}, h_e/15)$$

Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive doit rester au moins égale à 0,5% de la surface de la zone confinée.

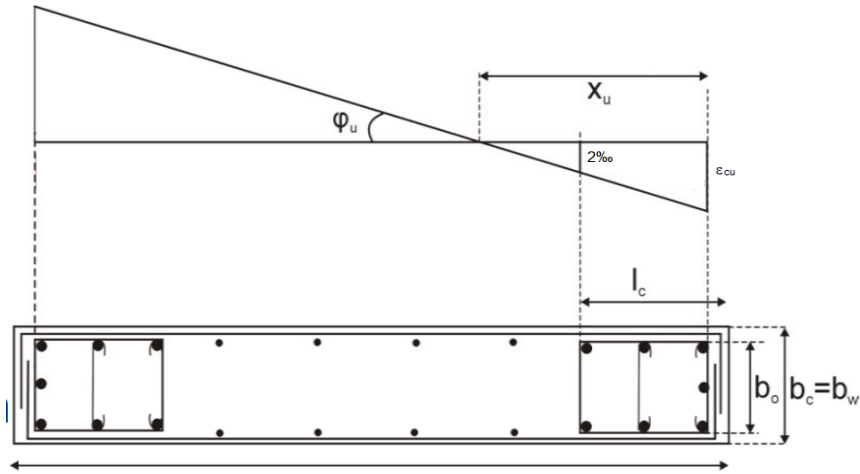


Figure **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**7- Eléments de rive pour les voiles.

Les barres verticales des éléments de rive devraient être confinées avec des cadres et/ou des épingles horizontales dont l'espacement vertical ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

$$s_t \leq \min(b_o / 2, 20\text{cm}, 8d_{bl})$$

Avec d_{bl} diamètre minimal des armatures longitudinales dans les éléments de rive.

Les armatures de confinement dans les éléments de rive, mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, qui doivent être présentes sur la hauteur h_{cr} doivent satisfaire :

$$A_t \geq 0,09 \cdot s_t \cdot b_c \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0,3 \cdot s_t \cdot b_c \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} \right) \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Avec A_g/A_c représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée.

Au-dessus de la zone critique, et en respectant la disposition de contreventement en voiles dans deux directions orthogonales, le calcul des voiles et des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (cf. DTR-B.C.-2.41 "CBA 93") [6].

Aciers verticaux :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Le ferrailage horizontal nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant doit satisfaire la formule suivante :

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z f_e}$$

Avec : \bar{V} = effort tranchant de calcul.

$$z=0,9d$$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans l'âme du voile est de 0,2%. De plus, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$s \leq \min (1,5b_w, 25\text{cm})$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles/m².

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser $b_w/10$.

Règles communes :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Etude des fondations

11.1 Semelle isolée sous poteaux :

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a

sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour le poteau carré $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = (A)^2 = (B)^2$

D'où $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$; $\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars}$

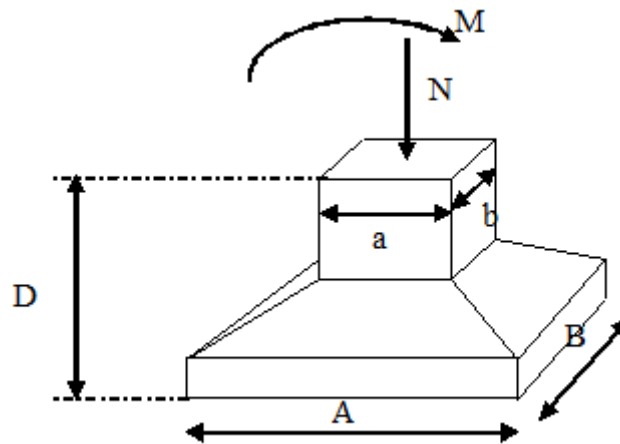


Figure **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..1-**
Dimensions de la semelle isolée.

Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,5 \times B$

Tel que : L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

B : Largeur maximum de la semelle.

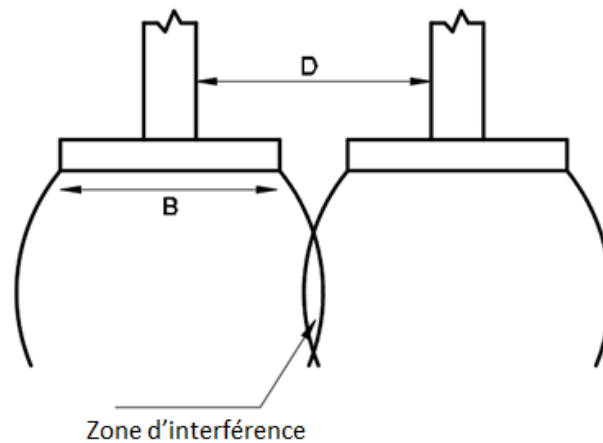


Figure 11.2- Chevauchement des semelles.

11.2 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.

11.2.1 La largeur « B » :

D'après le règlement BAEL91 modifiée 99[5] la largeur B de la semelle est comme suit :

$$B \geq \frac{N_T}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

- B : largeur de la semelle.
- L : longueur de la semelle.
- N_T : effort normal total = $\sum N_i$ de chaque file de poteaux.

- S : surface de la semelle $S = \frac{N_T}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$

11.2.2 Vérification de la semelle filante :

Il faut vérifier que : $\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} \leq 50\%$

Si la surface totale de la semelle dépasse les 50% de la surface d'emprise du bâtiment.

Ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on opte pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

