



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique
جامعة الشهيد حمه لخضر الوادي
Université Echahid Hamma Lakhda d'El Oued



Département d'Hydraulique & Génie civil
قسم الري والهندسة المدنية

Mémoire présenté en vue de l'obtention
Du diplôme de

Master

Option : Matériaux en Génie Civil

**Etude d'un bâtiment R+6 à usage d'habitation
contreventé par voiles-portique en béton armé**

Dirigé par
Mr. KAAB Mohamed Zohair

Présenté par :
**GUENFOUD AHMED
CHAMI SOUHAIL
LABBI ABDERRAHMANE
ASSAMI HAMZA**

Promotion : Juin 2022





Remercîment

Au terme de ce modeste travail, je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir accordé d'accomplir ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.

Je suis également très reconnaissante à mon encadrant MR : kaab Mohammed, de m'avoir suivi et orienter durant l'élaboration de ce mémoire. Mes remerciements à ma famille et tous les amis (es).

Mes remerciements s'adressent aussi au corps enseignants et à tous le personnels du département de génie civil, et aux membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Dédicace

J'ai toujours pensé faire ou offrir quelque chose à mes parents en signe de reconnaissance pour tout ce qu'ils ont consenti d'efforts rien que pour me voir réussir, et voilà l'occasion est venue.

A ceux qui m'ont donné la vie, symbole de beauté, de fierté, de sagesse et de patience.

A ceux qui sont la source de mon inspiration et de mon courage, à qui je dois de l'amour et de la reconnaissance.

A la mémoire ma chère mère.

A la mémoire de mon cher père.

A mes chers frères.

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis et proches qui m'ont soutenu.

A toute la promotion GC. 2022.

Je dédie ce modeste travail.

Ahmed guenfoud

مختص

هذا المشروع هو دراسة لمبنى ذو طابع سكني R+6 والذي تم انشاؤه في ولاية قالمة

والتي تم تصنيفها حسب معايير الزلازل المتبعة في الجزائر (RPA99/ اصدار 2003) في المنطقة IIa ذات طابع زلزالي متوسط

وتم تقسيم هذه الدراسة الى اربعة مراحل :

* المرحلة الاولى :

وصف المشروع بشكل عام , مع عرض للجانب المعماري لهذا المشروع ووضع الابعاد الاولى لمختلف مكونات الهيكل و توزيع الاحمال

* المرحلة الثانية :

والتي تتعلق بالعناصر الثانوية مثل (السلالم والبلكونة والبلاطات...الخ)

* المرحلة الثالثة :

والتي تتعلق بالدراسة الديناميكية للهيكل باستعمال برنامج Autodesk Robot Structural Analysais Professional 2010 وتحديد مختلف التأثيرات بسبب الاحمال (الاحمال الدائمة والمؤقتة وتأثير الزلازل)

* المرحلة الاخيرة :

تحديد قيمة ونوعية التسليح للعناصر المشكلة لهيكل البناية(الأساس، الأعمدة، الكمرات)

هذا مع مراعاة توصيات كل من BAEL91 و RPA 99/2003.

كلمات مفتاحية :

مبنى , الخرسانة المسلحة , دراسة ديناميكية , تسليح

RESUME

Ce projet portera sur l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation R+6. Situé dans la Wilaya Guelma qui est classé selon le Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003 (RPA 99 / version 2003) en zone IIa de moyenne sismicité ; le contreventement est assuré par des portiques et renforcés par des voiles comme l'exige le RPA 99 /version 2003.

Cette étude sera divisée en quatre étapes consécutives :

- ✦ **La première partie :** c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.
- ✦ **La deuxième partie:** a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier, poutrelles, Balcon, dalles pleines et l'acrotère).
- ✦ **L'étude dynamique de la structure :** a été entamée dans la troisième partie par Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 et afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).
- ✦ **La dernière partie :** comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91 révisée 99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés :

Bâtiment, béton armé, étude dynamique, ferrailage

ABSTRACT

This project will focus on the study of a building for residential use R+6. Located in the Wilaya Guelma which is classified according to the Algerian Seismic Regulation 99 version 2003 (RPA 99 / version 2003) in zone IIa of average seismicity; the bracing is provided by gantries and reinforced by sails as required by RPA 99 / 2003 version.

This study will be divided into four consecutive stages:

- ✦ **The first part:** it is the general description of the project with a presentation of the architectural aspect of the elements of the building, then the pre-dimensioning of the structure and finally the descent of the loads.
- ✦ **The second part:** was devoted to the secondary elements (the staircase, beams, balcony, solid slabs and the acroterion).
- ✦ **The dynamic study of the structure:** was started in the third part by Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 and in order to determine the various stresses due to the loads (permanent loads, operating and seismic load).
- ✦ **The last part:** includes the reinforcement of the various resistant elements of the structure (foundation, posts, beams)

This, taking into account the recommendations of the BAEL91 revised 99 and the Algerian seismic regulations RPA 99/2003.

Key words:

Building, Reinforced concrete, dynamic analysis, reinforcement

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

<i>Introduction</i>	01
<i>Caractéristiques du bâtiment</i>	12
<i>Les éléments de l'ouvrage</i>	14
<i>Caractéristiques mécaniques des matériaux</i>	05

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

<i>Introduction</i>	12
<i>Calcul des planchers</i>	12
<i>Dalle pleine</i>	14
<i>Les poutres</i>	15
<i>Pré-dimensionnement du voile</i>	17
<i>Calcul des planchers</i>	12
<i>Dalle pleine</i>	14
<i>Pré dimensionnement du poteau</i>	18
<i>Maçonnerie</i>	24

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

<i>Introduction</i>	26
<i>Acrotère</i>	26
<i>Étude de l'escalier</i>	31
<i>Poutre palière</i>	43
<i>Calcul de la salle machine</i>	50
<i>Les balcons</i>	58
<i>Calcul des planchers</i>	63

Chapitre IV : Etude sismique et modélisation

<i>Introduction</i>	83
<i>Objective de l'étude sismique</i>	83
<i>Classification de site</i>	85
<i>Détermination des paramètres du spectre de réponse</i>	85
<i>Modélisation de la structure</i>	92
<i>Application de la méthode d'analyse modale spectrale</i>	95
<i>Nombre des modes à considérer</i>	96
<i>Calcul de la force sismique statique</i>	98
<i>Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente</i>	99
<i>Vérification de l'excentricité RPA99/version 2003</i>	99
<i>Vérification de la participation massique</i>	100
<i>Justification vis-à-vis des déformations</i>	101
<i>Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ</i>	101

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

<i>Ferrailage des poteaux</i>	103
<i>Ferrailage des poutres</i>	113
<i>Ferrailage des voiles</i>	124

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

<i>Introduction</i>	138
<i>Étude géotechnique du sol</i>	138
<i>Choix du type de fondation</i>	138
<i>Dimensionnement des fondations</i>	138
<i>Etude du radier nervuré</i>	142
<i>Vérifications des contraintes</i>	145
<i>Ferrailage du radier</i>	149

CONCLUSION GENERAL

BIBLIOGRAPHIES

LISTES DES FIGURES

Chapitre I :

<i>Figure I.1 : schéma du plancher à corps creux.....</i>	<i>03</i>
<i>Figure I.2 : Diagramme des Contraintes Déformations du béton a ELU.....</i>	<i>06</i>
<i>Figure I.3 : Diagramme des Contraintes Déformations du béton à ELS.....</i>	<i>07</i>
<i>Figure I.4 : Diagramme des contraintes déformation de l'acier</i>	<i>10</i>

Chapitre II :

<i>Figure II.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.....</i>	<i>13</i>
<i>Figure II.2 : coupes de voile.....</i>	<i>17</i>
<i>Figure II.3: poteau centrale le plus sollicité</i>	<i>19</i>
<i>Figure II.4 : Coupe transversale d'un mur extérieur</i>	<i>24</i>
<i>Figure II.5: Coupe transversale d'un mur intérieur</i>	<i>24</i>

Chapitre III :

<i>Figure III.1: Coupe verticale de l'acrotère.....</i>	<i>26</i>
<i>Figure III.2: Ferrailage de l'acrotère.....</i>	<i>30</i>
<i>Figure III.3: Coupe transversale d'un escalier.....</i>	<i>31</i>
<i>Figure III.4 : Schéma statique d'escalier de RDC</i>	<i>32</i>
<i>Figure III.5 : Schéma de chargement à l'ELU.....</i>	<i>34</i>
<i>Figure III.6 : Schéma de chargement à l'ELS.....</i>	<i>38</i>
<i>Figure III.7 : Ferrailage d'escalier.....</i>	<i>42</i>
<i>Figure III.8 : Diagramme de M et T à l'ELU.....</i>	<i>44</i>
<i>Figure III.9 : Diagramme de M et T à l'ELS.....</i>	<i>48</i>
<i>Figure III.10 : Ferrailage de la poutre palière</i>	<i>49</i>
<i>Figure III.11 : Schéma statique de la salle machine</i>	<i>51</i>
<i>Figure III.12 : Ferrailage de la dalle machine</i>	<i>58</i>
<i>Figure III.13 ferrailage du balcon</i>	<i>62</i>
<i>Figure III.14 : Section transversal de la poutrelle.....</i>	<i>64</i>
<i>Figure III.15 Schéma de la table de compression</i>	<i>66</i>
<i>Figure III.3.16 : Diagramme des moments</i>	<i>68</i>
<i>Figure III.17 Diagramme des moments.....</i>	<i>69</i>

<i>Figure III.3.18 Schéma statique de la poutrelle</i>	70
<i>Figure III.19 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU</i>	72
<i>Figure III.20 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU</i>	74
<i>Figure III.21 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS</i>	79
<i>Figure III.22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS</i>	79
<i>Figure III.23 : Ferrailage de plancher</i>	82

Chapitre IV:

<i>Figure IV.1 Modèle numérique en 3D</i>	93
<i>Figure IV.2 : Spectre de réponse</i>	96
<i>Figure IV.3: 1er mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de Robot 2010)</i>	97
<i>Figure IV.4: 2ememode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de Robot 2010)</i>	97
<i>Figure IV.5: 3éme mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : X-Y (résultat de Robot 2010)</i>	98

Chapitre V :

<i>Figure V .1 : Diagramme des moments de flexion sous la combinaison ELU</i>	114
<i>Figure V .2 : Diagramme des moments de flexion sous la combinaison ELS</i>	144
<i>Figure V.3 : Diagramme des moments de flexion sous la combinaison ACC</i>	115
<i>Figure V .4 : disposition des armatures des voiles</i>	126
<i>Figure V .5 : Signe des contraintes</i>	127

Chapitre VI :

<i>FigureVI.1: Radier nervuré</i>	143
<i>Figure VI.2: τ_u min et max dans le sens x-x</i>	146
<i>Figure VI.3: τ_u min et max dans le sens y-y</i>	146
<i>Figure VI.4: Le diagramme de σ A l'ELU</i>	147
<i>Figure VI.5: Le diagramme de σ A l'ELS</i>	147
<i>Figure VI.6: Périmètre utile des voiles et des poteaux</i>	148
<i>Figure VI.7: Section de Ferrailage réelle sur le logiciel robot en appui</i>	151
<i>Figure VI.8: Section de Ferrailage réelle sur le logiciel robot en travée</i>	152
<i>Figure VI.9 : Diagramme des moments de flexion sous la combinaison ELU</i>	153
<i>Figure VI.10 : Diagramme des moments de flexion sous la combinaison ELS</i>	154
<i>Figure VI.11 : Diagramme des moments de flexion sous la combinaison ACC</i>	154

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II :

Tableau II-1 : charges revenant au plancher terrasse inaccessible.....	13
Tableau II-2: charges revenant au plancher corps creux étage courant	14
Tableau II.3 : charges revenant à la dalle pleine.....	15
Tableau II.4 : Vérification aux exigences de RPA.....	17
Tableau II.5 : Coefficients de dégression des surcharges.....	20
Tableau II.6 : récapitulatif de la descente de charge sur le poteau.....	21
Tableau II.7 : vérification des sections des poteaux selon le RPA99 version 2003	22
Tableau II.8: Vérification de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement.....	23
Tableau II.09 : pré -dimensionnement des sections des poteaux selon le RPA99 révisé 2003	23
Tableau II.10 : Charges revenant aux murs extérieurs.....	24
Tableau II.11 : Charges revenant aux murs intérieurs	25

Chapitre III :

Tableau III.1 : Charges revenant au balcon	58
--	----

Chapitre IV:

Tableau IV.1 : Coefficient d'accélération de zone A.....	86
Tableau IV.2: Valeurs de T_1 et T_2	86
Tableau IV.3: Valeurs de ξ (%).	87
Tableau IV.4: Valeurs du coefficient C_T	88
Tableau IV.5 : Pénalité en fonction de critère de qualité.....	92
Tableau IV.6: participation massique modale.	94
Tableau IV.7 : Condition sur T	94
Tableau IV.8: vérification de l'excentricité théorique et accidentelle	100
Tableau IV.9: vérification de la participation massique.....	100
Tableau IV.10 : vérification de la Déplacements relatifs.....	101
Tableau IV.11: Vérification de l'effet $P-\Delta$	102

Chapitre V:

<i>Tableau V.1 : Les résultats des efforts correspondant au poteau plus sollicité</i>	107
<i>Tableau V.2 : Les résultats des efforts correspondant au poteau plus sollicité</i>	107
<i>Tableau V.3 : Les résultats des efforts correspondant au poteau plus sollicité</i>	108
<i>Tableau V.4 : Les résultats des efforts correspondant au poteau plus sollicité</i>	108
<i>Tableau V.5 : ferraillements du poteau (40*50).</i>	109
<i>Tableau V.6 : ferraillements du poteau (40*30).</i>	109
<i>Tableau V.7 : ferraillements du poteau raidisseur (40*50).</i>	109
<i>Tableau V.8 : ferraillements du poteau raidisseur (40*30)</i>	109
<i>Tableau V.9 Vérification selon BAEL</i>	110
<i>Tableau V.10 Vérification des contraintes à l'ELS</i>	111
<i>Tableau V.11 : le moment max dans l'appui et la travée</i>	115
<i>Tableau V.12 : Ferraillement des poutres principales</i>	115
<i>Tableau V.13 : le moment max dans l'appui et la travée</i>	116
<i>Tableau V.14 : Ferraillement des poutres secondaire</i>	116
<i>Tableau V.15 : le moment max dans l'appui et la travée</i>	117
<i>Tableau V.16 : Ferraillement des poutres secondaire.</i>	117
<i>Tableau V.17 : Vérification du ferraillement des poutres principales en appuis à l'ELS.</i>	122
<i>Tableau V.18 : Vérification du ferraillement des poutres principales en travée à l'ELS.</i>	122
<i>Tableau V.19 : Vérification du ferraillement des poutres Poutres secondaire (40× 30)</i> <i>Au-dessus du voile</i>	122
<i>Tableau V.20 : Vérification du ferraillement des poutres secondaire (40× 30) : au-dessus du voile en travée à l'ELS</i>	122
<i>Tableau V.21 : Vérification du ferraillement des poutres secondaire en appuis à l'ELS</i>	122
<i>Tableau V.22 : Vérification du ferraillement des poutres secondaire en travée à l'ELS</i>	123
<i>Tableau V.23 : calculer de différentes valeurs de propriété du voile L=1.5</i>	131
<i>Tableau V.24 : calculer de différentes valeurs de propriété du voile L=2</i>	131
<i>Tableau V.25 : calculer de différentes valeurs de propriété du voile L=1.8</i>	131
<i>Tableau V.26 : calculer de différentes valeurs de propriété du voile L=2.6</i>	132
<i>Tableau V.27: calculer de différentes valeurs de propriété du voile L=1.5.</i>	132
<i>Tableau V.28 : ferraillement du voile L=1.5</i>	133
<i>Tableau V.29: ferraillement du voile L=2</i>	133
<i>Tableau V.30 : ferraillement du voile L=1.8</i>	134

<i>Tableau V.31 : ferrailage du voile L=2.6.....</i>	<i>134</i>
<i>Tableau V.32 : ferrailage du voile L=2.....</i>	<i>135</i>
<i>Tableau V.33 : Vérification des contraintes du voile L=1.5</i>	<i>135</i>
<i>Tableau V.34 : Vérification des contraintes du voile L=2</i>	<i>136</i>
<i>Tableau V.35 : Vérification des contraintes du voile L=1.8</i>	<i>136</i>
<i>Tableau V.36 : Vérification des contraintes du voile L=2.6</i>	<i>136</i>
<i>Tableau V.37 : Vérification des contraintes du voile L=2</i>	<i>137</i>

Chapitre VI :

<i>Tableau VI.1 : Surfaces des semelles filantes sous voiles Sens longitudinal.</i>	<i>140</i>
<i>Tableau VI.2 : Surfaces des semelles filantes sous voiles Sens transversal.</i>	<i>140</i>
<i>Tableau VI.3 : valeur de N_i ; M_i ; e_i sous poteaux.....</i>	<i>141</i>
<i>Tableau VI.4 : moments M_{YY} (KN.m).....</i>	<i>149</i>
<i>Tableau VI.5 : moments M_{YY} (KN.m).....</i>	<i>149</i>
<i>Tableau VI.6 : Ferrailage de la dalle du radier.....</i>	<i>150</i>
<i>Tableau VI.7 : le moment max dans l'appui et la travée.....</i>	<i>155</i>
<i>Tableau VI.8 : Armatures longitudinales des nervures.....</i>	<i>155</i>
<i>Tableau VI.9: Vérification du ferrailage des nervures en appuis à l'ELS.....</i>	<i>157</i>
<i>Tableau VI.9: Vérification du ferrailage des nervures en en travée à l'ELS.....</i>	<i>157</i>

Notations

- ☞ A : Coefficient d'accélération de zone
- ☞ η : Facteur de correction d'amortissement
- ☞ ξ : Pourcentage d'amortissement critique
- ☞ A_s : Aire d'une section d'acier.
- ☞ A_t : Section d'armatures transversales.
- ☞ B : Aire d'une section de béton.
- ☞ Φ : Diamètre des armatures
- ☞ Q : Charge d'exploitation.
- ☞ K_t : Facteur de terrain.
- ☞ γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- ☞ γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- ☞ σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- ☞ σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- ☞ $\overline{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- ☞ $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- ☞ τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- ☞ τ : Contrainte tangentielle.
- ☞ β : Coefficient de pondération.
- ☞ $\overline{\sigma}_s$: Contrainte du sol.
- ☞ σ_{moy} : Contrainte moyenne.
- ☞ G : Charge permanente.
- ☞ ε : Déformation relative.
- ☞ T_0 : Effort tranchant a la base.

- ☞ $E.L.U$: Etat limite ultime.
- ☞ $E.L.S$: Etat limite service.
- ☞ N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- ☞ N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- ☞ T_u : Effort tranchant ultime.
- ☞ T : Effort tranchant, Période.
- ☞ S_t : Espacement.
- ☞ λ : Elancement.
- ☞ e : Epaisseur
- ☞ F : Force concentrée.
- ☞ f : Flèche.
- ☞ \overline{f} : Flèche admissible.
- ☞ L : Longueur ou portée.
- ☞ L_f : Longueur de flambement.
- ☞ W : Poids total de la structure.
- ☞ d : Hauteur utile.
- ☞ F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- ☞ M_u : Moment à l'état limite ultime.
- ☞ M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- ☞ M_t : Moment en travée.
- ☞ M_a : Moment sur appuis.
- ☞ M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis, Moment à la base.
- ☞ I : Moment d'inertie.
- ☞ M : Moment, Masse.
- ☞ E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

- ☞ E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- ☞ E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- ☞ f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.
- ☞ f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.
- ☞ F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours.
- ☞ K : Coefficient de raideur de sol.
- ☞ Y : Position de l'axe neutre.
- ☞ I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
- ☞ g : accélération de la pesanteur.
- ☞ R : coefficient de comportement de la structure
- ☞ E : effort de séisme
- ☞ B_r : Section réduite
- ☞ F_p : la force sismique
- ☞ i : rayon de giration.
- ☞ Ψ_s : coefficient de scellement



Introduction générale



INTRODUCTION GENERALE

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines. Ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Le domaine d'application du génie civil est très vaste, il englobe les travaux publics et le bâtiment.

Le système structurel est l'un de structures en génie civil, l'étude de ce dernier est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent, Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement structure, quels que soient les types des bâtiments en béton armé.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au domaine de Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles, etc.) aux différentes sollicitations (compression, flexion, etc.) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions.

Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 révisée 99, RPA 99 / version 2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments de la structure.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en six chapitres à savoir :

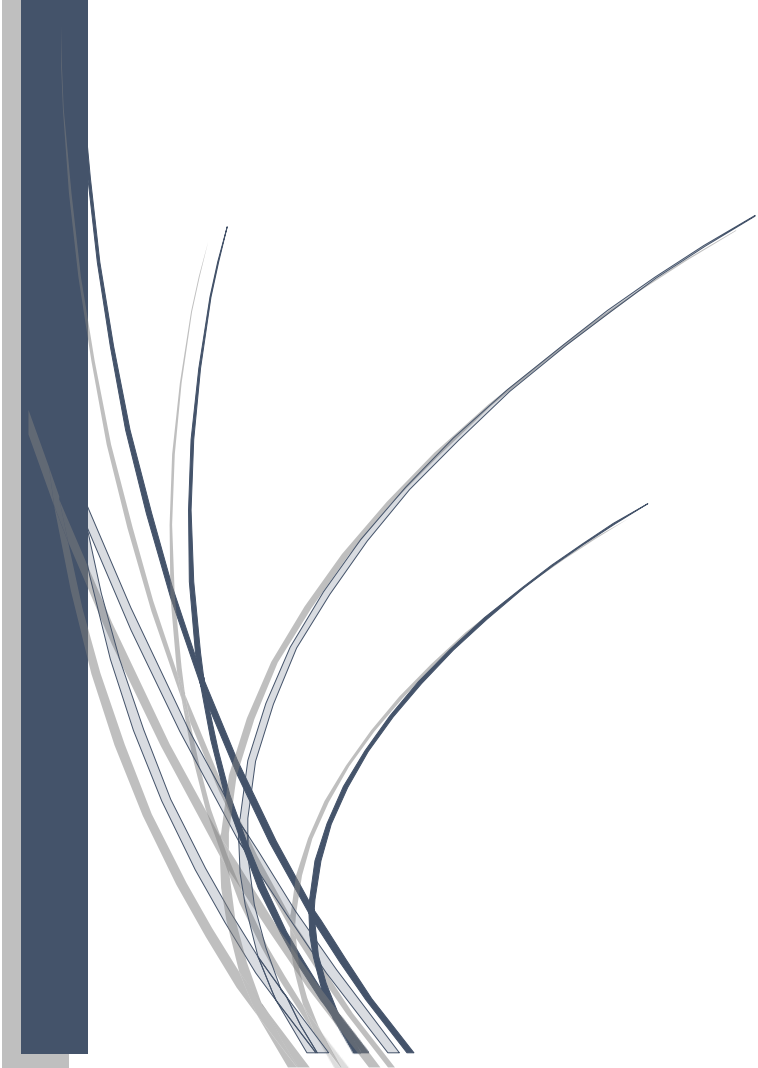
- ❖ Le Premier chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ❖ Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles), et non structuraux (comme les planchers).
- ❖ Le troisième chapitre est consacré au calcul des éléments secondaire (l'acrotère, les poutrelles, les escaliers) fait l'objet.

- ❖ Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT.
- ❖ Le cinquième chapitre calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ROBOT.
- ❖ Sixième chapitre le calcul et dimensionnement de l'infrastructure pour détermination le type de fondations.

A decorative vertical bar on the left side of the page, consisting of a dark blue bar and a lighter blue arrow pointing to the right. The text 'Chapitre I' is centered within the arrow.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

A decorative graphic at the bottom left of the page, consisting of several overlapping, curved lines in shades of blue and grey, resembling a stylized plant or abstract shape.

I. PRESENTATION DE PROJET

I.1 Introduction :

Notre étude consiste au calcul d'un bâtiment comportant un RDC + 06 niveaux à usage d'habitation qui sera réalisé dans la wilaya de Guelma, ce bâtiment est situé dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa selon les RPA99/Version2003).il est implanté dans un site a risque moyen.

I.2 Caractéristiques du bâtiment :

Le bâtiment est à usage d'habitation, composé d'un Rez-de-chaussée plus 06 étages. Chaque étage comporte trois appartements de F3.

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont :

- Longueur en plan-----18.50 m
- Largeur en plan-----19.20 m
- Hauteur étage courant-----3.06 m.
- Hauteur étage RDC-----4.08 m.
- Hauteur totale-----22.44 m.

I.3 Les éléments de l'ouvrage :

1.3.1. L'ossature du bâtiment :

L'ossature c'est la partie structurelle et porteuse d'un édifice ou d'une bâtisse, ce sont les éléments de l'ouvrage qui assurent sa stabilité.

La partie située au-dessus du sol est la superstructure, la partie enterrée dans le sol est L'infrastructure. L'immeuble qui fait objet de notre étude est à ossature mixte, le contreventement est assuré parades voiles et des portiques.

a. Les Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ce sont des murs Capables de stabiliser le bâtiment vis-à-vis des forces horizontales, comme ils reprennent une Partie des forces verticales.

b. Les Portiques :

Un portique est un élément constructif constitué de barres (poteaux et de poutres) reliés par des nœuds rigides, capable de reprendre les forces horizontales et les forces verticales.

1.3.2. Les planchers :

Un plancher est un élément porteur horizontal constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation.

Il assure deux fonctions principales qui sont :

a. La Fonction de résistance mécanique :

Les planchers sont calculés pour supporter les charges et surcharges et les transmettre Aux éléments porteurs sur les lesquels ils reposent (poutres, murs).

b. La fonction d'isolation acoustique et thermique :

Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette Fonction peut être assurée par un faux plafond ou un revêtement de sol. Sans oublier qu'ils possèdent également un rôle technique, ils permettent de dissimuler les équipements techniques, tel que les canalisations d'eau, de gaz, et les câbles électriques.

Il existe plusieurs types de planchers, on se limitera dans ce chapitre à évoquer les deux types utilisés dans la réalisation de l'ouvrage, à savoir :

1. Planchers en corps creux :

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments d'habitation consiste à utiliser des hourdis creux et des poutrelles sur lesquels repose une dalle de compression en béton armé.

Les planchers en corps creux sont constitués de :

- Nervures: appelés également poutrelles, elles assurent la fonction de portance, avec une distance entre axes variant de 0.56 m à 0.65 m. on choisit souvent 0.65 m car c'est la plus commercialisée.
- Un remplissage en corps creux: Les corps creux sont utilisés comme coffrage perdues comme isolant phonique.
- Une dalle de compression en béton: De 4cm à 5cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but:
 - Limiter les risques de fissuration par retrait.
 - Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
 - Réaliser un effet répartiteur entre les poutrelles voisines des charges localiséesNotamment celles correspondant aux cloisons.

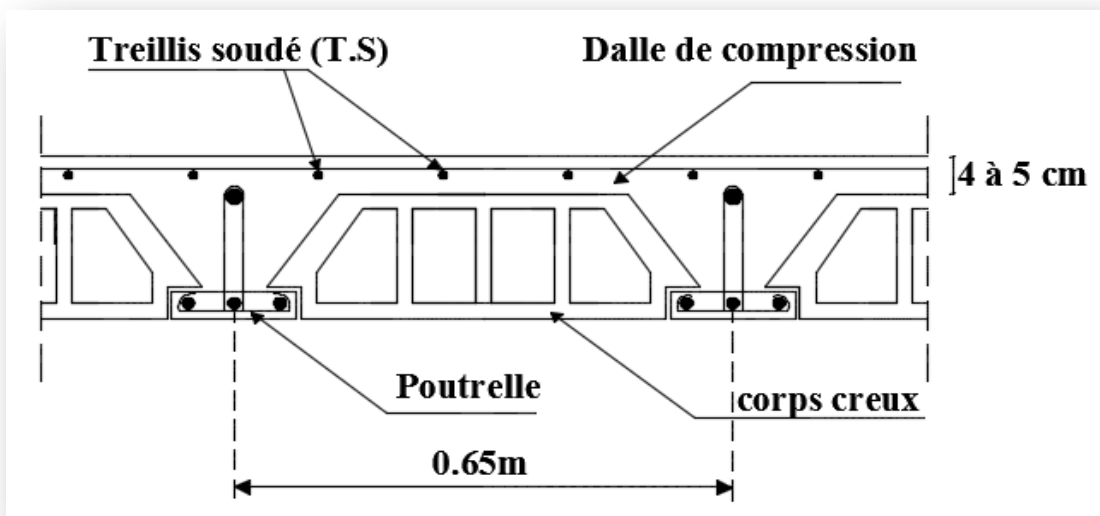


Figure I.1 : schéma du plancher à corps creux

2. Dalles pleines en béton armé :

La dalle pleine, appelée aussi « dalle massive » est une plaque dont l'épaisseur est petite par rapport à ses autres dimensions, elle possède, notamment pour de petites portées, désavantages remarquables qui en justifient souvent l'emploi, même si elle ne présente pas toujours la solution la plus économique, en effet le volume du béton et des aciers est plus conséquent que pour les corps creux, et nécessite un coffrage sur toute sa surface.

Pour notre structure, des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des Balcons et des portes à faux et la dalle de la salle machine.

1.3.3 Maçonnerie :

Les remplissages en maçonnerie sont de deux types :

- Les murs extérieurs : sont en double cloisons de 25cm d'épaisseur, en briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm (10cm+5cm+10cm).
- Les murs intérieurs : sont en simple cloison (brique creuse de 10cm)

1.3.4 Revêtements :

Ils seront réalisés en :

- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs de façade.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

1.3.5 Escaliers:

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant la Circulation verticale, l'utilisateur peut ainsi franchir, à pied, une différence de niveau.

Les escaliers de la structure étudiée sont des escaliers à marches droites à deux volées. Les marches sont rectangulaires et toutes identiques entre elles.

1.3.6 Cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseurs qui sera réalisée en voiles, coulée sur place.

1.3.7 Acrotère :

Il sera réalisé en béton armé, sa hauteur est de 70 cm.

1.3.8 Les fondations :

La fondation est l'élément situé à la base de la structure, il assure la transmission des Charges et des surcharges de la superstructure au sol de fondation.

Le choix des fondations dépend de :

- L'importance de l'ouvrage
- La nature du sol d'implantation

1.3.9 Coffrage :

Le coffrage est une structure provisoire, il constitue l'outil essentiel en matière de Réalisation d'ouvrages en béton. On opte pour un coffrage métallique pour les voiles afin de réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution. Quant aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

Les coffrages métalliques permettent de rationaliser la mise en œuvre du béton et Contribuent à l'amélioration de la productivité du chantier. Leurs possibilités de réemploi sont appréciables pour des éléments à caractère répétitif. Du fait de sa texture et de ses possibilités d'assemblage, le coffrage en bois présente de nombreux avantages pour les bétons apparents structurés et pour les ouvrages de formes complexes et non répétitifs.

I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, dont le béton et l'acier. Sont les plus essentiels du point de vue résistance.

A- Le béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment, de granulats et d'eau. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

La composition du béton sera élaborée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 kg/m³.

A-1-Résistance caractéristique à la compression :

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

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \text{ pour } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1f_{c28} \text{ si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

Pour le présent projet, on adoptera $f_{c28} = 25$ Mpa

A.2-Résistance caractéristique du béton à la traction : ART/A2.1,12.BAEL91

La résistance caractéristique à la traction, notée f_{tj} , est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25$ MPa

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

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

A.3-Contrainte limite du béton :**A.3.1-Les états-limites :**

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions des sécurités et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

a) Etat limite ultime (ELU) :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement).
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture).
- Etat limite de stabilité de forme (non-flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du Béton. Elle est donnée par la formule suivante (Art. A.4.3.41, BAEL 91):

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ MPa}$$

γ : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,15$ si la situation est accidentelle.

$\gamma_b = 1,5$ si la situation est courante.

θ : Coefficient d'application

$\theta = 1$, lorsque $t > 24$ heures;

$\theta = 0,9$, lorsque $1h < t < 24$ heures;

$\theta = 0,85$, lorsque $t < 1$ heure

t : la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérées

$c_j = 28$ jours en situation courante :

$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

Nous adoptons le diagramme parabole rectangle défini ci-dessous :

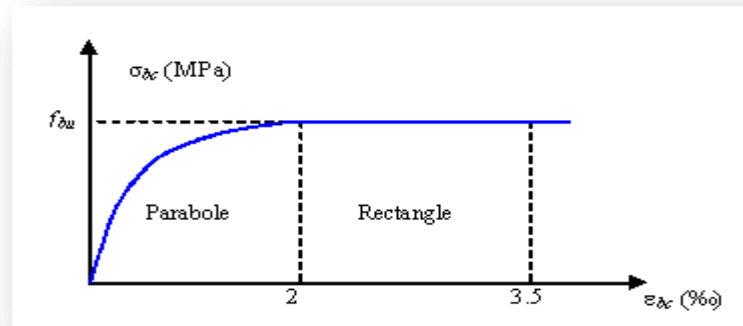


Figure I.2 : Diagramme des Contraintes Déformations du béton à ELU

b) -État limite de service (ELS):

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation Et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites. On distingue :

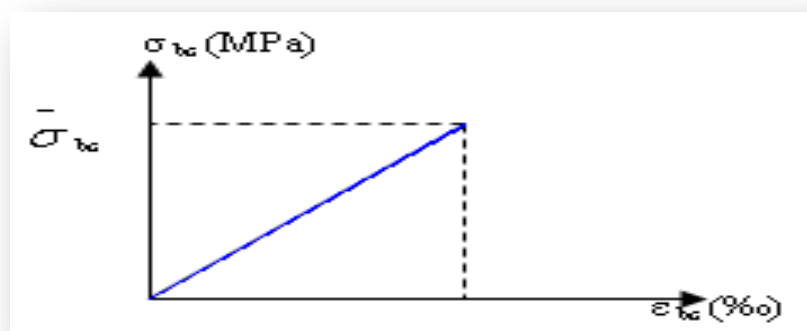
- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est limitée par (Art. A.4.5.2, BAEL91) :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{cj}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte – déformation est illustrée sur la figure



FigI.3 : Diagramme des Contraintes Déformations du béton à ELS.

C) - Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée selon [Art 5.1, 21/BAEL91 modifié 99] par la formule:

$$\tau_u = V_u / b.d$$

Avec :

V_u : Effort tranchant dans la section étudiée.

b : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile de la poutre

$\tau_u = \min [0, 13.f_{c28}; 5 \text{ MPa}]$ pour une fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min [0, 10.f_{c28}; 4 \text{ MPa}]$ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciables.

d) Modules d'élasticité

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

d-1) Module de déformation longitudinale instantanée du béton:

(Article : A.2.1.21/BAEL 91)

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il en résulte un module égal à :

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

Pour: $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ [MPa]}$

d-2) Module de déformation longitudinale différée du béton : (art A-2.1.22 BAEL 91).

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton on prend un module égal :

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_v = 10819 \text{ MPa}$

d-3) Module d'élasticité transversale :

Il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant, il est donné par la relation suivante :

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

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson (article: A.2.1, 3 / BAEL 91). C'est le rapport entre déformations transversales et longitudinales

$$v = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$$

$\Delta d/d$: La déformation relative transversale

$\Delta l/l$: La déformation relative longitudinale

$$v = \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

e) *Masse volumique du béton armé :*

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- ✓ 2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé. CPA 325
- ✓ 2500 daN/m³ s'il est armé.

f) *Coefficient de poisson : (Art A.2. 1. 3. BAEL91)*

Ce coefficient étant le rapport des déformations relatives transversales et des déformations relatives longitudinales noté "v". Conformément au règlement [BAEL91]

$$v = \frac{\Delta t/t}{\Delta l/l}$$

Il est pris égal à :

L'ELU : $v=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations.

L'ELS : $v=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations.

B-1 'acier :

Les aciers sont utilisés pour reprendre les efforts de traction auxquels le béton Résiste mal. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface. Dans le Présent projet, En général les aciers utilisés sont de trois types :

- ☞ Acier à haute adhérence FeE400 $f_e = 400$ MPa.
- ☞ Acier rond lisse FeE235 $f_e = 235$ MPa.
- ☞ Treillis soudé TL520 ($\varnothing \leq 6mm$) $f_e = 500$ MPa

a) *Module de déformation longitudinale :* [Art A.2.2, 1 /BAEL91 modifié 99]

Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier : $E_s = 200000$ [MPa]

b) *Contraintes limites de l'acier*

❖ *contrainte limite à L'ELU (Art.3.2/BAEL.91):*

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

f_e : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que:

$\gamma_s = 1,15$ En situation courante.

$\gamma_s = 1$ En situation accidentelle.

❖ *Contrainte limite de service [Art A.4.3.5 / BAEL91 modifié 99] :*

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la Fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

✓ *Fissurations peu nuisibles*

Cas des armatures intérieures où aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) : $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

✓ *Fissuration préjudiciable*

Cas des éléments exposés aux agressions chimiques, atmosphériques :

$$\sigma = \min \{ 2/3 f_e; \max \{ 0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \} \}$$

✓ *Fissuration très préjudiciable*

$$\sigma = 0,8 \min \{ 2/3 f_e; \max \{ 0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \} \}$$

η = coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6$ pour les HA de diamètre > 6mm.

$\eta = 1.3$ pour les HA de diamètre < 6mm.

$\eta = 1.0$ pour les RL.

a) Diagramme des contraintes déformations de l'acier :

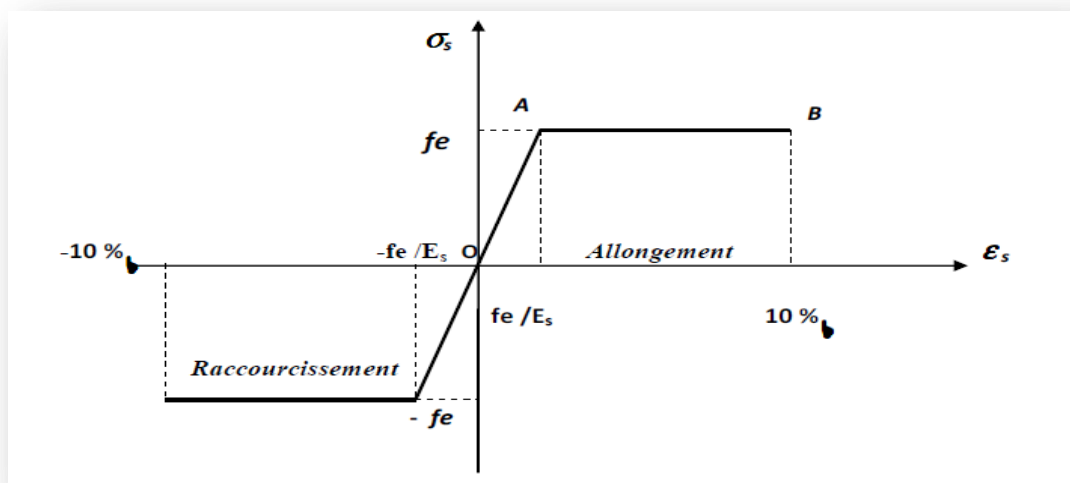


Figure I.4 : Diagramme des contraintes déformation de l'acier

b) Protection des armatures (Art A7.1 BAEL) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des Intempéries et autres agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des Armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- ✓ $C \geq 5\text{cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- ✓ $C \geq 3\text{ cm}$: pour les parois soumises à des actions agressives ou à des Intempéries, condensations à la destination des ouvrages au contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- ✓ $C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux Condensations.

A decorative vertical bar on the left side of the page, composed of a dark blue bar and a lighter blue arrow pointing to the right. The text 'Chapitre II' is centered within the arrow.

Chapitre II

Pré- dimensionnement des éléments

A decorative graphic at the bottom left of the page consisting of several overlapping, curved lines in shades of blue and grey, resembling a stylized plant or abstract shape.

II-1) Introduction :

Après avoir défini les caractéristiques de notre ouvrage, et celle des matériaux utilisés, Nous passons au pré dimensionnement les éléments porteurs à savoir les planchers, les poteaux, les poutres, et les voiles.

Pour cela, on se réfère aux règles de pré dimensionnement fixée par le BAEL 91 modifié 99, CBA 93, RPA99 version 2003.

II-2) Calcul des planchers :

Ils seront constitués de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée par un Treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens de la plus petite portée, Afin de limiter la flèche, l'épaisseur du plancher est déterminée par la relation suivante :

$$h_t = e_p + e_c$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher.

e_p : Epaisseur du corps creux.

e_c : Epaisseur de la dalle de compression.

Elle est déduite de la plus grande des deux valeurs données par les expressions Suivantes :

[ART/ B.6.8.424, BAEL 91]

$$h_t = \frac{L_{max}}{22.5}$$

Tel que : $L_{max} = L - b$

Avec

L_{max} : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles

L : Distance entre axes des poteaux. $L = 4,5 \text{ m} = 450 \text{ cm}$.

b : Largeur du poteau. On a : $b = 45 \text{ cm}$.

Dans notre cas : $L_{max} = 450 - 45 = 405 \text{ cm}$

En remplaçant L_{max} dans la formule on trouve :

$$h_t \geq \frac{405}{22.5} = 18.4$$

On adoptera : $h_t = 20 \text{ cm}$, soit un plancher de (16+4) qui sera valable pour tous les étages :

- 16 cm pour la hauteur du corps creux.
- 4 cm pour la hauteur de la dalle de compression

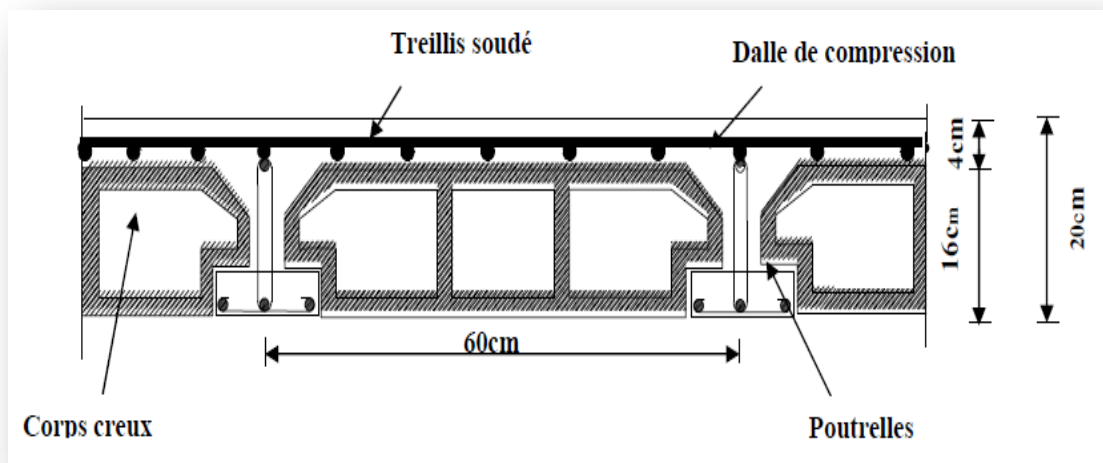


Figure II.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

II.2.1) Evaluation des charges:

D'après les charges et surcharges DTR BC 2-2 le poids volumique plancher de corps Creux (16+4) est donnée par : $G = 2.90 \text{ kN/m}^2$ et $Q=1 \text{ kN/m}^2$

❖ Plancher terrasse inaccessible:

N°	Composants de plancher	ρ	e	La charge
1	Dalle en corps creux	14.5	0.2	2.9
2	Protection en gravillon roulé	15	0.05	0.75
3	Etanchéité multicouche	1	0.1	0.10
4	Béton de pente	22	0.12	2.64
5	Isolation thermique au liège	4	0.04	0.16
6	Enduit en plâtre	12	0.02	0.24
total		G (KN/m ²)		6.79
		Q (KN/m ²)		1.00

Tableau II.1 : charges revenant au plancher terrasse inaccessible

❖ Plancher étage courant :

D'après les charges et surcharges DTR BC 2-2 le poids volumique plancher de corps creux (16+4) est donnée par :

$$G = 2,90 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

N ^o	Composons de plancher	ρ	e	La charge
1	Dalle en corps creux	14.5	0.2	2.9
2	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.75
3	Mortier de pose	20	0.02	0.10
4	Lit de sable	18	0.12	2.64
5	Cloisons légères	10	0.1	0.16
6	Enduit en plâtre	12	0.02	0.24
total :		G (KN/m ²)		5.34
		Q (KN/m ²)		1.5

Tableau II.2: charges revenant au plancher corps creux étage courant

II-3) Dalle pleine :

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

a) Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq L_0 / 10$$

L_0 : portée libre

e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1,20\text{m}$$

$$e \geq 1,20/10 = 0,12\text{m} = 12 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de 12cm. (e=12 cm)

b) Résistance au feu :

Pour deux heures de coupe-feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale À 10 cm.

c) Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse:

$$L = 13,3 \log (10M) \text{ si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \text{ si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m²

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = M/\rho = 350/2500 = 0.14\text{m}$$

Nous prenons : $h_0 = 15\text{cm}$

Conclusion :

On prend l'épaisseur de la dalle pleine $e_p = 15 \text{ cm}$

II-3-1) Evaluation des charges :

D'après les charges et surcharges DTR BC 2-2 la surcharge d'exploitation est $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$.

N°	Composons de plancher	ρ	e	La charge
1	Dalle pleine	25	0.15	3.75
2	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
3	Mortier de pose	20	0.02	0.4
4	Enduit en plâtre	12	0.02	0.24
total		G (KN/m²)		4.83
		Q (KN/m²)		3.5

Tableau II.3 : charges revenant à la dalle pleine

II-4) Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 modifié 99 et les vérifications selon RPA99/V2003

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0.3ht \leq b \leq 0.7ht \end{array} \right. \longrightarrow \text{(BAEL91 modifié 99, Art 4.14)}$$

Avec :

L_{max} : Longueur libre entre nus d'appuis.

ht : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

Par ailleurs l'article 7.5.1 du RPA exige des conditions telles que:

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right.$$

II-4-1) Poutres principales :

Les poutres principales sont des poutres porteuses, disposées perpendiculairement aux Poutrelles.

- Détermination de la hauteur de la poutre :

On a:

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

Dans notre cas :

$$L_{max} = 450 \text{ cm.}$$

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10}$$

$$30 \leq h \leq 45 \text{ On prend : } h = 40 \text{ cm.}$$

- Détermination de la largeur de la poutre :

Nous avons : $h = 40 \text{ cm}$

En remplaçant h dans la formule suivante : $0.4h \leq b \leq 0.7h$, on aura :

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \longrightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm; On prend: } b = 40 \text{ cm}$$

II-4-2) Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les efforts aux éléments porteurs.

- Détermination de la hauteur de la poutre :

$$\text{On a: } \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Dans notre cas :

$$L_{max} = 3.75 \text{ m.}$$

En remplaçant L_{max} dans la formule ; on trouve :

$$25 \text{ cm} \leq h \leq 37.5 \text{ cm ; On prend : } h = 40 \text{ cm.}$$

- Détermination de la largeur de la poutre :

Nous avons : $h = 40 \text{ cm}$

En remplaçant h , on aura :

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \longrightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm; On prend: } b = 30 \text{ cm.}$$

II-4-3) Vérification des conditions exigées par le RPA :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	30cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	40 cm	40cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1	1.33	Vérifiée

Tableau II.4 : Vérification aux exigences de RPA

Enfin, on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales (40x40) cm².

Poutres secondaires (30x40) cm².

II-5) Pré-dimensionnement du voile (ART 7.7.1 RPA99 -2003) :

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1.

Les éléments satisfaisant la condition $L_{\min} \geq 4e$, sont considérés comme voiles.

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et de La rigidité aux extrémités d'après le RPA L'épaisseur minimale est de 15 cm.

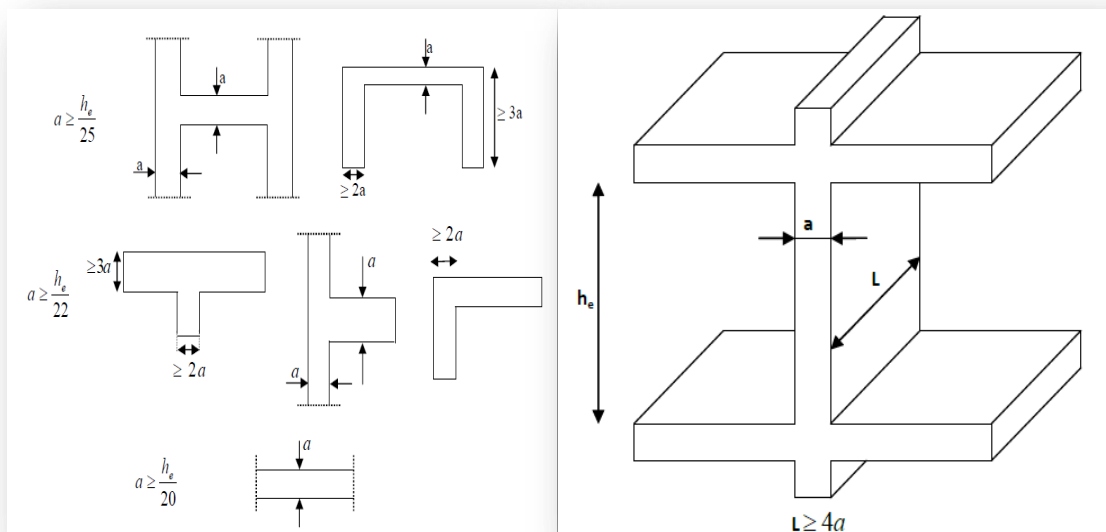


Figure II.2 : coupes de voile.

- **Pour le RDC** : $h = 4.08\text{cm}$

$h_e = h$ - épaisseur de la dalle

$$h_e = 408 - 20 = 388\text{cm}$$

$$e \geq h_e/20 = 388/20 = 19.4$$

- **Pour les autres étages** : $h = 3.06\text{ cm}$

$h_e = h$ - épaisseur de la dalle

$$h_e = 306 - 20 = 286\text{ cm}$$

$$e \geq h_e/20 = 286/20 = 14,3$$

On adopte une épaisseur : $e = 25\text{cm}$ pour toute la construction

II-5-1) Vérification :

On doit vérifier que $L_{\min} \geq 4e$ avec L_{\min} : portée min des voiles

$$L_{\min} = 150\text{cm} \Rightarrow L_{\min} > 4 \times 25 = 100\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

II-6) Pré dimensionnement du poteau :

Le pré-dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section du béton du poteau le plus sollicité. Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec : } N = G + Q$$

N : Effort de compression repris par les poteaux.

S : Section transversale du poteau.

G : Charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton en compression.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}.$$

Selon le (RPA 99, A 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = 25\text{ cm}$. En zone I et IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 30\text{ cm}$. En zone III et IIb
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$.

Remarque :

On prend : h=30cm, b=40cm pour les 03dernier étage

h=50cm, b=40cm pour les 04prmier étage

Calcul des surfaces revenant au poteau le plus sollicité :

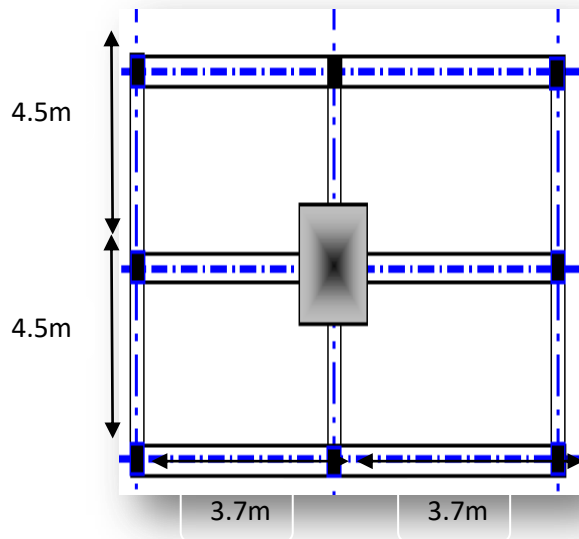


Figure II.3: poteau centrale le plus sollicité

$$S = 4.5 \times 3.7 = 16.65 \text{m}^2$$

II-6-1) Calcul des charges et surcharges revenant au poteau central :

✓ Niveau terrasse :

Plancher :6.79x 16.65 = 113.054kn.

Poutre principal :4.5 (0.4x0.4) x25 = 18 kn.

Poutre secondaire: 3.7 (0.3 x0.4) x25=11.1kn

Surcharges :1 x 16.65 = 16.65 kn.

$$N_G = 142.15 \text{ kn}$$

$$N_Q = 16.65 \text{ kn}$$

✓ Niveau étage courant : 3^{eme} à 6^{eme}

Plancher :5.34 x 16.65 = 88.911 kn.

Poutre principal :4.5 (0.4x0.4) x25 = 18 kn.

Poutre secondaire: 3.7 (0.30 x0.40) x25=8.093kn

Poids des poteaux : 25x (0.4x0.30) x 3.06=9.06kn

Surcharges:1.50 x 16.65 = 24.975kn

$$N_G = 149.04 \text{ kn}$$

$$N_Q = 24.975 \text{ kn}$$

✓ Niveau étage courant : RDC à 2^{ème}

Plancher :5.34 x 16.65 = 88.911 kn.

Poutre principal :4.5 (0.4x0.4) x25 = 18 kn.

Poutre secondaire:..... 3.7 (0.30 x0.40) x25=8.093kn

Poids des poteaux : 25x (0.4x0.50) x 3.06=15.3kn

Surcharges:.....1.50 x 16.65 = 24.975kn

NG =155.28 kn NQ = 24.975 kn

- Loi de dégression de charge :

D’après le DTR CB 2 .2, pour un nombre d’étages qui composent la tour étudiée $n \geq 5$, en doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d’exploitation différentes.

$S_0 = Q_0$

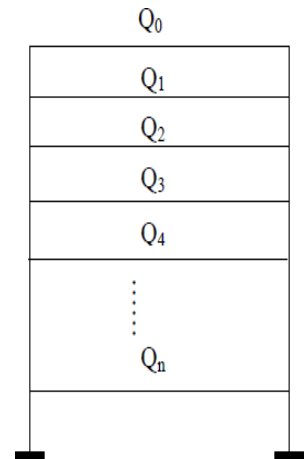
$S_1 = Q_0 + Q_1$

$S_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1+Q_2)$

$S_3 = Q_0 + 0,9(Q_1+Q_2+ Q_3)$

$S_4 = Q_0 + 0,85(Q_1+Q_2+ Q_3+ Q_4)$

$S_n = Q_0 + [(3+n)/2n]. (Q_1+Q_2+ Q_3+ Q_4+..... Q_n)$



Pour $n \geq 5$.

Coefficients de dégression des surcharges :

Niveaux	1	2	3	4	5	6	RDC
coefficient	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.7

Tableau II.5 : Coefficients de dégression des surcharges

Les résultats de la descente des charges du poteau central dans tous les niveaux sont donnés dans le tableau suivant :

	G(kn)	G Cumulée (kn)	Q (kn)	Coefficients de dégression	Q Cumulée (kn)	Ns(kn) Ns=G _c + Qq	$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section adopte (b*h)
6	142.15	142.15	16.65	1	16.65	158.8	105.87	(40×30)
5	149.04	291.19	24.975	0.95	40.37	331.56	221.04	(40×30)
4	149.04	440.23	24.975	0.9	61.6	501.83	334.55	(40×30)
3	155.28	595.51	24.975	0.85	80.27	675.78	450.52	(40×50)
2	155.28	750.79	24.975	0.8	96.57	847.36	564.91	(40×50)
1	155.28	906.07	24.975	0.75	110.30	1016.37	677.58	(40×50)
RDC	155.28	1061.35	24.975	0.7	121.545	1182.895	788.50	(40×50)

Tableau II.6 : récapitulatif de la descente de charge sur le poteau

❖ Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1 ; h_1) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots 1 \\ \text{Min } (b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots 2 \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \dots\dots\dots 3 \end{array} \right.$$

Poteaux (bxh)	Conditions exigées par RPA99 ver 2003	Valeurs calculées	observation
(40x50)	Min (b ₁ , h ₁) ≥ 25cm	Min (b ₁ , h ₁) = 40cm	Condition vérifiée
	Min (b ₁ , h ₁) ≥ h _e / 20	306 / 20 = 15.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b ₁ /h ₁ ≤ 4	b ₁ / h ₁ = 0.8	Condition vérifiée
(40x30)	Min (b ₁ , h ₁) ≥ 25cm	Min (b ₁ , h ₁) = 30cm	Condition vérifiée
	Min (b ₁ , h ₁) ≥ h _e / 20	306 / 20 = 15.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b ₁ / h ₁ ≤ 4	b ₁ / h ₁ = 1.33	Condition vérifiée

Tableau II.7 : vérification des sections des poteaux selon le RPA99 version 2003

❖ Vérification des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d’instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l’influence défavorable des sollicitations. Soit :

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ L’élancement des poteaux, il faut vérifier que : $\lambda \leq 50$

$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ Rayon de giration

Avec :

l : Elancement du poteau

L_f : Langueur de flambement (L_f = 0.7 l₀)

i : Rayon de giration (I/s)^{1/2}

B: Section transversale du Poteau (B=h× b)

l₀ : Langueur libre du poteau

I: Moment d’inertie (I=bh³/12)

Poteaux	Caractéristiques Géométriques		Longueur de flambement	Moment d'inertie	Rayon de giration	L'élançement du poteau	obc
	L ₀ (cm)	S (cm ²)	L _f =0.7L ₀ (cm)	I = bh ³ /12 (cm ⁴)	$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$	$\lambda = \frac{l_f}{i}$	
40*50	306	2000	214.2	416666.6	14.43	14.84	ok
40*30	306	1200	214.2	90000	8.66	24.73	ok

Tableau II.8: Vérification de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement

❖ Vérification spécifiques selon le RPA 99 / version 2003 : Sollicitations normale Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.3.1)

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A 93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'emblée dues à séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d: effort normal de calcul s'exerçant sur la section de béton.

B_c: section brute du poteau.

f_{c 28}: résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

niveau	Effort normal de calcul(N _d)	section	Effort Normal réduit (V ≤ 0.3)	Vérification de la condition
6	216.8775	(40×30)	0.072293	Condition vérifiée
5	430.569	(40×30)	0.143523	Condition vérifiée
4	631.773	(40×30)	0.210591	Condition vérifiée
3	841.401	(40×50)	0.16828	Condition vérifiée
2	1051.029	(40×50)	0.210206	Condition vérifiée
1	1260.657	(40×50)	0.252131	Condition vérifiée
RDC	1470.285	(40×50)	0.294057	Condition vérifiée

Tableau II.09 : pré -dimensionnement des sections des poteaux selon le RPA99 révisé 2003

D'où les sections des poteaux adoptées sont :

RDC, Niveau 1, 2, 3 : \longrightarrow (40x50) cm²

Niveau4, 5,6 : \longrightarrow (40x30) cm²

II-7) Maçonnerie :

❖ Murs extérieurs :

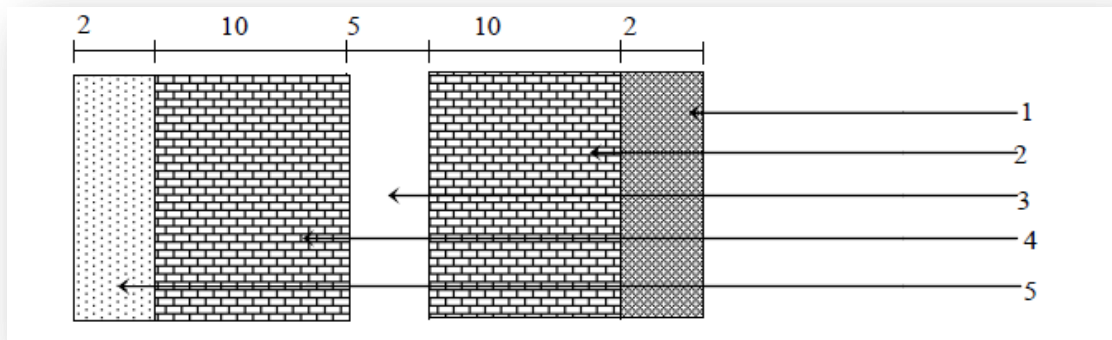


Figure II-4 : Coupe transversale d'un mur extérieur.

N ⁰	composition	Epaisseur (cm)	r (kN/m ³)	G (kN /m ²)
1	Enduit de plâtre	2	10	0.2
2	Brique creuse	10	9	0.9
3	Lame d'air	5	0	0
4	Brique creuse	15	9	1.35
5	Enduit du ciment	2	18	0.36
total				=2.81kN/m ²

Tableau II.10 : Charges revenant aux murs extérieurs

❖ Murs intérieure :

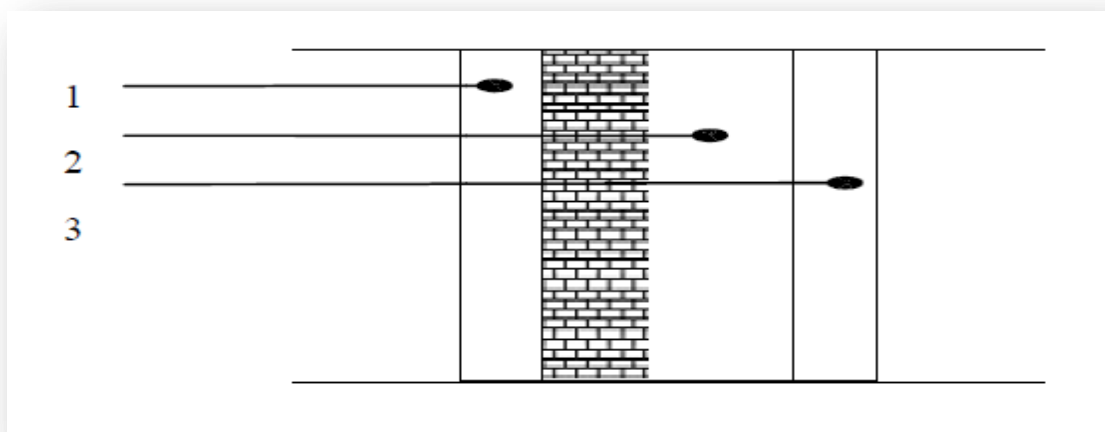


Figure II.5: Coupe transversale d'un mur intérieur

N ⁰	composition	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN /m ²)
1	Enduit de plâtre	4	10	0.40
2	Brique creuse	10	9	0.90
3	Enduit de plâtre	4	10	0.40
total				=1.30KN/m2

Tableau II.11 : Charges revenant aux murs intérieurs

A decorative vertical bar on the left side of the page, consisting of a dark blue bar and a lighter blue arrow pointing to the right. The text "Chapitre III" is written in black on the arrow.

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

A decorative graphic at the bottom left of the page, consisting of several overlapping, curved, wavy lines in shades of blue and grey, resembling a stylized plant or abstract shape.

III-1) Introduction :

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

- ✓ Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- ✓ Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

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

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement [BAEL91] en respectant le Règlement parasismique Algérien [RPA99].

III-2) Acrotère :

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

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

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

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, son classe fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS. Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

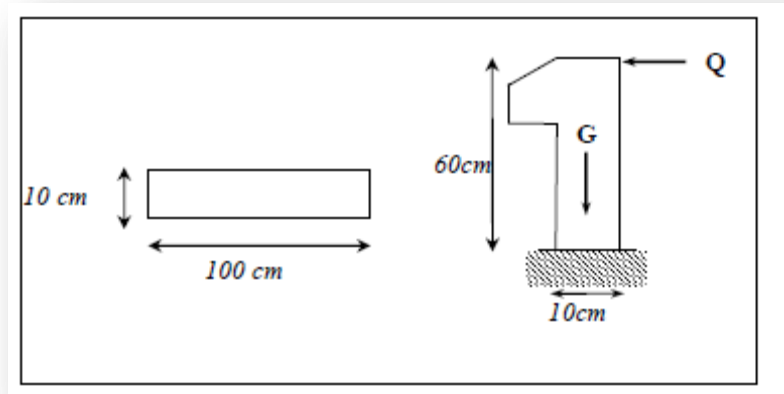


Figure III.1: Coupe verticale de l'acrotère

III-2-1) Détermination des sollicitations :

Poids propre de l'acrotère :

$$G = 25 \times [(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,03)/2] = 1,679 \text{ KN/ml}$$

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

Effort normal dus au poids propre G : $N = G \times 1 = 1,679 \text{ KN}$

Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1,00 \text{ KN}$

Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M = Q \times H \times 1 = 0,60 \text{ KN.m}$

III-2-2) Combinaison des charges :

☞ *AL'ELU* :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,679 = 2,267 \text{ KN (dû à } G)$$

$$M_u = 1,5 \times M = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m (dû à } q)$$

☞ *AL'ELS* :

$$N_s = 1,679 \text{ kN}$$

$$M_s = M = 0,60 \text{ KN.m}$$

III-2-3) Ferrailage de l'acrotère:

On considère une section (bxh) cm² soumise à la flexion composée

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : largeur de la section : 100cm

$c=c'$: enrobage : 02cm

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

M_r : moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.



a) Calcul des armatures à L'ELU :

Le travail consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée :

Renversement «M».

✓ Position de centre de pression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,267} = 39,70 \text{ cm}$$

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

$e_u > \frac{h}{2} - c$ \longrightarrow Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion sous l'effet du moment fictif M_f , puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

b) Calcul en flexion simple:

f_{c28} (MPa)	$d=h-c$ (cm)	$\sigma_{bc}=(f_{bu})(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$	$c=c'$ (cm)
25	8	14.2	348	400	2

✓ Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g \quad \text{avec } g = e_u + \frac{h}{2} - c$$

g : distance entre le centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures tendues.

$$M_f = 2,267 \times (0.397 + 0.1/2 - 0.02) = 0,968 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.968 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0.0106$$

$\mu_b < \mu_e$ la section EST simplement armée donc $A's = 0$

✓ Armatures fictive (flexion simple):

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0106}}{0.8} = 0.0133$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.0133 = 0.995.$$

$$\text{Donc: } A_f = \frac{968}{0.0133 \times 8 \times 348} = 0.349 \text{ cm}^2$$

c) Armatures réelles (flexion composée) :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.349 - \frac{2.267 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.283 \text{ cm}^2$$

III-2-3) Vérification à l'ELU:

a) Condition de non fragilité : (BAEL99 Art A.4. 2.1):

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2 > A_s = 0.282 \text{ cm}^2$$

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4HA8 = 2.01 cm²

Calcul de l'espacement :

$$S_t = \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(30; 33) \rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.5025 \text{ On adopte } A_r = 3\text{HA}6 = 1.51 \text{ cm}^2$$

b) Vérification au cisaillement : (Art III .2.BAEL 99):

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

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4\right) [\text{MPa}] \text{ avec } \gamma = 1.5$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \text{ Avec } \tau_u : \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5}{8 \times 10} = 0.018 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}$ \longrightarrow la condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement

c) Vérification de l'adhérence dans les barres :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \text{ avec: } \tau_u = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$U_i = 4 \times \pi \times 8 = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{1500}{0.9 \times 80 \times 100.48} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} (\psi_s = 1.5 \text{ pour les HA})$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

D) Schema de Ferrailage:

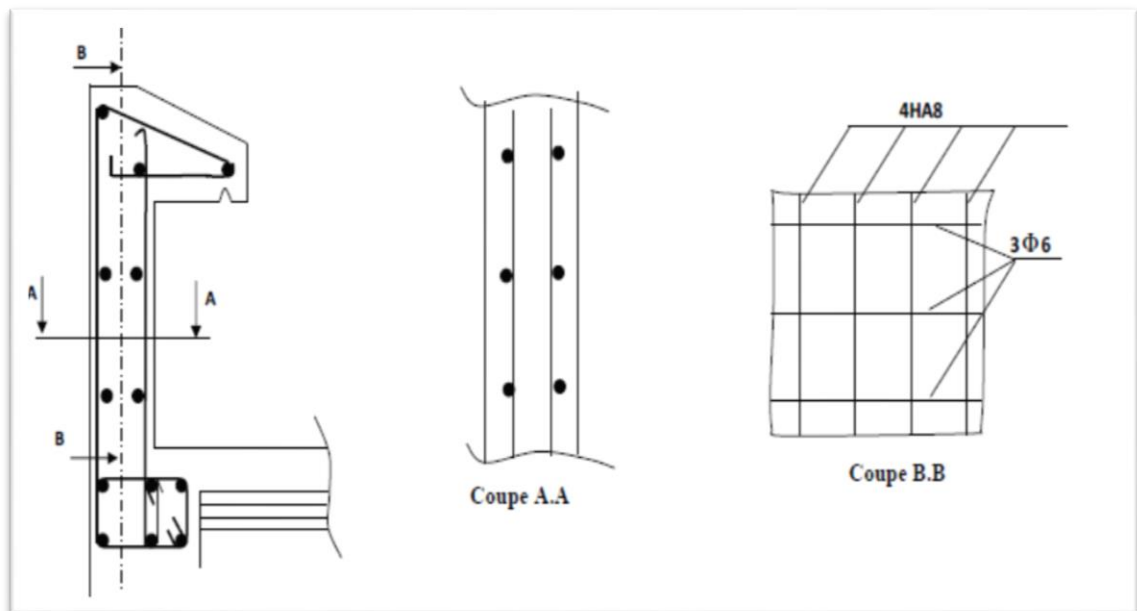


Figure III.2: Ferrailage de l'acrotère.

III-3) Étude de l'escalier :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession régulière des plans horizontaux qui permettent l'axée aux différents niveaux. Il peut être en béton armé ou en bois. Notre ouvrage est composé d'une seule cage d'escalier de type droit à deux volées avec palier intermédiaire

III-3-1) Terminologies:

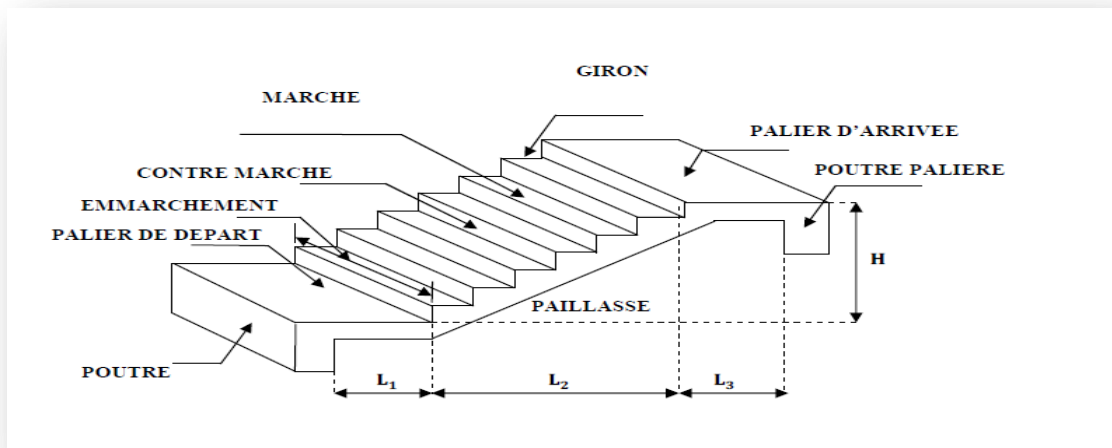


Figure III.3: Coupe transversale d'un escalier

- g : giron (largeur des marches)
- h : Hauteur des marches
- E : Emmarchement
- H : hauteur de la volée
- e_p : épaisseur de la paillasse ET du palier
- L_1 : longueur du palier de départ
- L_2 : longueur projeté de la volée.
- L_3 : longueur du palier d'arrivée.

III-3-2) Pré dimensionnement de l'escalier à l'étage courant:

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan.

a) *Marches et contremarches :*

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ [cm]}$$

Où : h : la hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18$ [cm].

g : le giron $28 \leq g \leq 32$ [cm].

On adopte : $h=17$ cm.

b) *Le nombre de contremarches (n) est donné par :*

$$n = H/h.$$

Pour l'étage courant $H = 1.53$ m.

Alors : $n = 1.53/0.17 = 9$ contres marches.

On aura : 8 marches.

c) *Calcul du giron :*

Le giron « g » est donné par la formule suivante : $g = L_2/n-1$.

On à : $L_2=240$ m

$g = 240/8 = 30$ on prend $g = 30$ cm.

☞ **Vérification de la relation de BLONDEL**

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm}$$

On remarque bien que $59 \leq 64 \leq 66$ cm → Condition vérifiée.

d) *Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :*

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{l_0}{30} \leq e_p \leq \frac{l_0}{20}$$

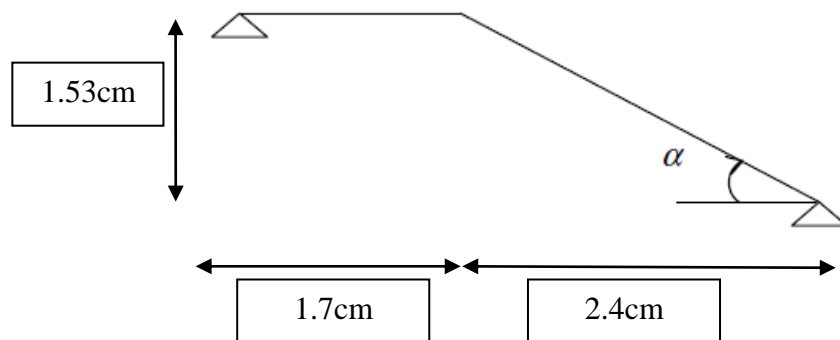


Figure III.4 : Schéma statique d'escalier de RDC

Avec :

L_0 : longueur réelle de la paillasse projetée et du palier (entre appuis) : $L_0 = L' + L_2$

L : longueur de la paillasse

L_1 : longueur de la paillasse projetée.

L_2 : longueur du palier

$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.56 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

$$\text{Cos}(\alpha) = \frac{L_2}{L'} \Rightarrow L' = \frac{2.4}{\cos(29.54)} = 2.76\text{m}$$

$$L_0 = 276 + 170 = 446\text{cm}$$

$$\frac{446}{30} \leq e_p \leq \frac{446}{20} \Rightarrow 14.86 \leq e_p \leq 22.3$$

Soit $e_p = 20\text{cm}$

III-3-3) Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'embranchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

❖ Charges permanentes :

A) La volée :

- Poids des marches ($\rho = 25\text{KN/m}^3$) $25 \times 1 \times 0.20 / 2 = 2.5 \text{ KN/m}$.
- Poids de la paillasse ($\rho = 25\text{KN/m}^3$) $(1/\cos 29.54) \times 0.20 \times 25 = 5.75 \text{ KN/m}$.
- Lit de sable ($\rho = 18\text{KN/m}^3$; $e=0, 02$) $18 \times 1 \times 0.02 = 0, 36 \text{ KN/m}$.
- Mortier de pose ($\rho = 22\text{KN/m}^3$; $e=0, 02$) $22 \times 1 \times 0.02 = 0, 44\text{KN/m}$.
- Carreaux Grés Céram (1cm; $\rho = 20\text{KN/m}^3$) $20 \times 0.01 = 0,20\text{KN/m}$.
- Poids du garde-corps $= 0.20 \text{ KN/m}$.
- Enduit de plâtre (2cm; $\rho = 10\text{KN/m}^3$) $10 \times 0.02 = 0.20\text{KN/m}$.

$$\text{Poids total}(G) = 9.65\text{KN/m}$$

B) Le palier :

- Poids propre du palier $0,2 \times 1 \times 25 = 5 \text{ KN/m}$
- Poids total du revêtement $0.36 + 0.44 + 0.2 + 0.2 = 1.2\text{KN/m}$

$$\text{Poids total}(G) = 6.2 \text{ KN/m}$$

❖ *Surcharge exploitation :*

La surcharge d'exploitation des escaliers est :

• $Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$

$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

III4-3-) Calcul à l'ELU:

a) *Combinaison des charges et surcharges :*

- *Etat limite ultime : ELU*

$q_{u \text{ paillasse}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 9.65 + 1,5 \times 2,5 = 16.78 \text{ KN/ml}$

$q_{u \text{ palier}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6.2 + 1,5 \times 2,5 = 12.12 \text{ KN/ml}$

✓ Efforts internes:

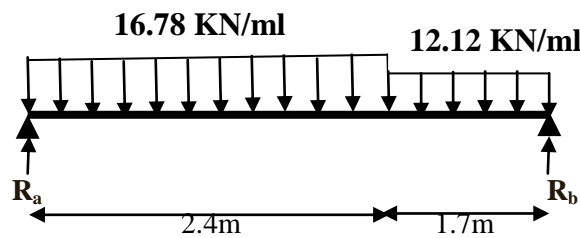


Figure III.5 : Schéma de chargement à l'ELU.

b) *Calcul des réactions d'appuis :*

$$\left\{ \begin{array}{l} \Sigma R = 0 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} R_A = 32.75 \text{ KN} \\ R_B = 28.12 \text{ KN} \end{array} \right.$$

c) *Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :*



☞ 1^{er} tronçon : $0m \leq x \leq 2.4m$:

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow T_y = -16.78(x) + 32.75$$

$$AN: \begin{cases} x=0 \Rightarrow T_y = 32.75 \text{ KN} \\ x=2.4m \Rightarrow T_y = -7.52 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M / I = 0 \Rightarrow M_z = 16.78\left(\frac{x^2}{2}\right) - 32.75(x)$$

$$x = 0 \Rightarrow M_z = 0$$

$$x = 2.4m \Rightarrow M_z = -30.27 \text{ KN.m}$$

☞ 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.7m$:

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow T_y = 12.12(x) - 28.12$$

$$x = 0 \text{ m} \Rightarrow T_{y2} = -28.12 \text{ KN}$$

$$x = 1.70 \text{ m} \Rightarrow T_{y2} = -7.52 \text{ KN}$$

$$\sum M / I = 0 \Rightarrow M_z = 12.12\left(\frac{x^2}{2}\right) - 28.12(x)$$

$$x = 0 \Rightarrow M_z = 0$$

$$x = 1.7 \text{ m} \Rightarrow M_z = -30.29 \text{ KN.m}$$

Calcul de M_{\max} :

$$T = 0 \Rightarrow -16.78(x) + 32.75 = 0 \Rightarrow x = 1.95 \text{ cm}$$

Donc :

$$M_{\max} = M(1.95) = -31.96 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Pour tenir compte de l'encastrement partiel, on multiplie le moment en travée et aux appuis par des coefficients réducteurs :

- Aux appuis : $M_a = -0,3 M_{\max}$

- En travée : $M_t = 0,85 M_{\max}$

$$M_a = 0,3 M_0 = -0,3 M_{\max} \Rightarrow M_a = -0,3 (31.96) = -9.59 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_t = 0,85 M_{\max} \Rightarrow M_t = 0,85 (31.96) = 27.17 \text{ KN.m}$$

d) Calcul des armatures:

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.

d₁) Armatures principales:

✓ Aux appuis:

$$d = 18\text{cm}; b = 100\text{cm}; c = 2[\text{cm}]$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.15} = 14.2\text{MPa}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9.59 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.02$$

$$\mu_a = 0.02 < \mu_1 = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.026$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.989$$

⇒ La section est simplement armée.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{uap} = 0$

$$A_a = \frac{M_{app}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9.59 \times 10^3}{0.989 \times 18 \times 348} = 1.548\text{cm}^2$$

On opte pour 4HA10 = 3,14cm² avec un espacement de 20cm

✓ En travée:

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26.68 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.058$$

$$\mu_t = 0.058 < \mu_1 = 0.392$$

$$\alpha = 0.074 / \beta = 0.97$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{27.17 \times 10^3}{0.97 \times 18 \times 348} = 4.472\text{cm}^2$$

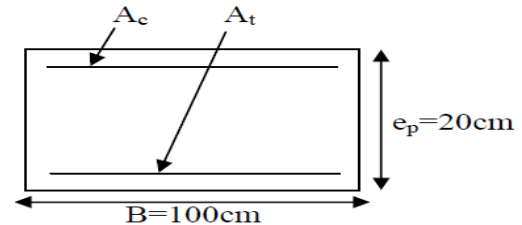
On opte pour : 4HA12 = 4.52 [cm²].

C₂) Armatures de répartition :

✓ Sur appuis :

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785\text{cm}^2$$

On opte pour: 4HA8/ml = 2,01cm²



✓ **En travée:**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA8/ml=2,01 [cm²].

d) Vérifications à l'ELU :

- Condition de non fragilité : (BAEL 91/ Art A.4.2.1):

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_{ap} = 2.76 \text{ [cm}^2\text{]} > 1.81 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travées : } A_r = 4.52 \text{ [cm}^2\text{]} > 1.81 \text{ cm}^2$$

} Condition vérifiée

- Vérification à l'effort tranchant : (BAEL 91/ Art A.5.22)

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \cdot d} \leq \tau'_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) \text{ (BAEL 91/ Art.A.5.2.1, 211)}$$

$$\tau_u = \frac{32.75 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 0.182 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \{3.33 ; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$$

} $\tau < \tau'_u$ Condition vérifiée

- Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres : (Art A6.1.3, BAEL91).

Il faut vérifier que: $\tau_{se} \leq \tau'_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum u_i}$$

Avec: $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = 4 \times 3.14 \times 12 = 150,72 \text{ [mm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{32.75 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 150.72} = 1.341 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.341 \text{ MPa} \leq \tau'_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

} Condition vérifiée

- Influence de l'effort tranchant aux appuis :

1. Influence sur le béton : (BAEL 91/ Art 5.1.313)

$$T_u \leq 0.4 \times b \times a \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Avec : } a = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$T_u = 32.75 \leq 0.4 \times 100 \times 16.2 \times \frac{25}{1.5}$$

$$T_u = 32.75 \leq 1080 \text{ kn} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2. Influence sur les armatures inférieures : (BAEL 91/ Art 5.1.313)

$$A_a \geq (T_u + \frac{M_{app}}{0.9 \times d}) \times \frac{1.15}{f_e} \Rightarrow A_a \geq (32.75 \times 10^3 - \frac{9.59 \times 10^6}{0.9 \times 180}) \times \frac{1.15}{400} = -76.03 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4,52 [\text{cm}^2] > -0.76 [\text{cm}^2] \quad \text{Condition vérifiée}$$

3. Ancrage des barres aux appuis :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau'_{se}} \text{ Avec: } \tau'_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.})$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$$

III-4-4) Vérification à l'ELS:

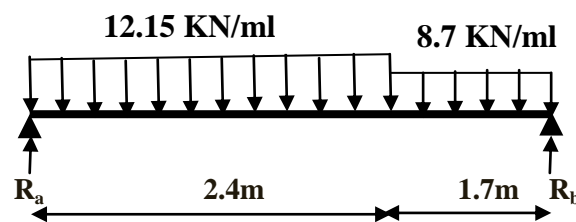
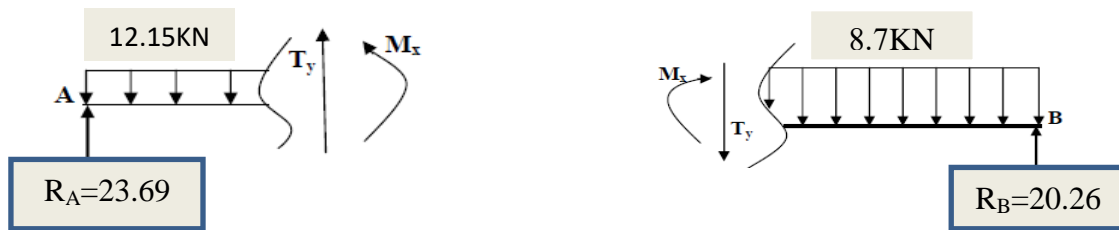


Figure III.6 : Schéma de chargement à l'ELS.

a) Calcul des réactions d'appuis:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum R=0 \\ \sum M=0 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} R_A=23.69 \text{ KN} \\ R_B=20.26 \text{ KN} \end{array} \right.$$

b) Efforts tranchants et moments fléchissant :



c) Moments fléchissant et efforts tranchants :

☞ 1er tronçon : $0 \leq x \leq 2.4$ m :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T_Y = 23.69 - 12.15X$$

$$x = 0 \Rightarrow T_Y = 23.69 \text{ KN}$$

$$x = 2.4 \text{ m} \Rightarrow T_Y = -5.47 \text{ KN}$$

$$\sum M / I = 0 \Rightarrow M_z = 12.15 \frac{x^2}{2} - 23.69 x$$

$$x = 0 \Rightarrow M_z = 0$$

$$x = 2.4 \text{ m} \Rightarrow M_z = -21.86 \text{ KN.m}$$

☞ 2ème tronçon : $0 \leq x \leq 1.7$ m

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T_Y = 8.7x - 20.26$$

$$x = 0 \Rightarrow T_Y = 20.26 \text{ KN}$$

$$x = 1.7 \text{ m} \Rightarrow T_Y = -5.47 \text{ KN}$$

$$\sum M / I = 0 \Rightarrow M_z = 8.7 \frac{x^2}{2} - 20.26x$$

$$x = 0 \Rightarrow M_z = 0$$

$$x = 1.7 \text{ m} \Rightarrow M_z = -21.87 \text{ KN.m}$$

Calcul de M_{\max} :

$$T = 0 \Rightarrow 23.69 - 12.15X = 0 \Rightarrow x = 1.95 \text{ m}$$

Donc:

$$M_{\max} = M(1.95) = -23.10 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appuis} \longrightarrow M_a = 6.93 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée} \longrightarrow M_t = 19.64 \text{ KN.}$$

d) Vérifications :

- Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91/Art A.4.5.3)

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est couvert et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

- Etat limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$$

h : Hauteur de la poutre

L : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

$$\frac{H}{L} \leq \frac{M_t}{10.M_0}$$

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

AN:

$$\frac{H}{L} = \frac{20}{410} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.06 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche:

$$f_v = \frac{M_s.l^2}{10.E_v I f_v} \leq f' \quad (\text{BAEL 91/ Art B.6.5.2})$$

Avec : M_s : Moment maximal en travée (à l'ELS)

f_v : Flèche due aux déformations de longue durée.

E_v : Module de déformation longitudinal déformée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

I_v : Inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec ($n=15$) par rapport à l'axe passant par le CDG.

f' : Flèche admissible pour L est au plus égale à 5[m].

$$f' = \frac{L}{500} = \frac{410}{500} = 0.82$$

Calcul du moment d'inertie I_0 :

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

Avec : S_{xx} : Moment statique.

B_0 : Section homogène.

$$B_0 = b \cdot h + n A_{ur} = 100 \times 20 + 15 \times 4.52 = 2067.8 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Moment statique de la section homogénéisé :

$$S = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$S = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 18 = 21220.4 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S}{B_0} = 10.26 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.26 = 9.74 \text{ [cm]}$$

Moment d'inertie de la section homogénéisé :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (10.26^3 + 9.74^3) + 15 \times 4.52 \times (9.74 - 2)^2$$

$$I_0 = 70863.60 \text{ cm}^4$$

$$\text{AN: } f_v = \frac{19.64 \times 420^2 \times 10^6}{10 \times 10818.86 \times 70863.60 \times 10^4} = 0.05 \text{ cm}$$

Donc : $f_v < f' = 0.82 \text{ [cm]} \Rightarrow$ Condition vérifier

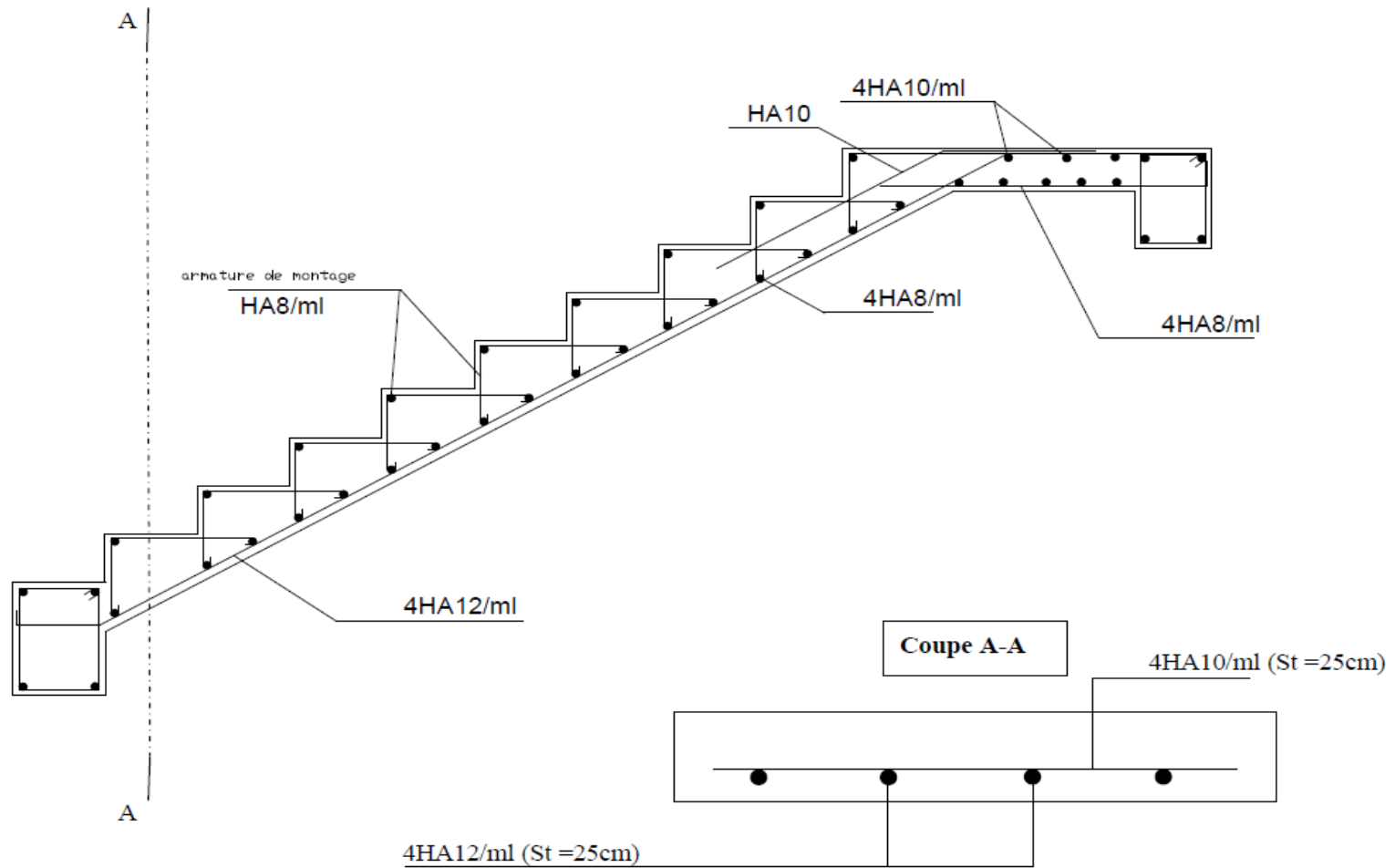


Figure III.7 : Ferrailage d'escalier

III-5) Poutre palière pour les étages courants et RDC :*III-5-1) Introduction :*

La poutre palière est un élément porteur horizontal et linéaire supportant la paillasse d'un escalier.

Elle est considérée partiellement encastree à ses deux extrémités.

III-5-2) Pré dimensionnement :

- Hauteur de la poutre :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{320}{15} \leq h_t \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21.33cm \leq h_t \leq 32cm$$

On opte pour $h_t = 30cm$.

- La largeur :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 12cm \leq b \leq 21cm$$

Selon le RPA 2003, $b \geq 20cm$ et $\frac{h}{b} \leq 4$

Donc la poutre aura pour dimension $b \times h = 25 \times 30cm^2$

III-5-3) Charges et surcharges :

- Poids propre de la poutre : $0,25 \times 0,3 \times 25 = 1.88$ [KN/ml]
- Poids propre du mur : $2,5 \times 1.5 = 3.75$ [KN/ml]
- $G = 7.05$ [KN/ml]
- Réaction du palier à l'ELU : $R_A = 32.75$ [KN/ml]
- Réaction du palier à l'ELS : $R_A = 23.69$ [KN/ml].

*III-5-4) Calcule à L'ELU :**a) Combinaison de charges :*

$$q_u = 1,35G + R_A = (1,35 \times 7.05) + 32.75 = 42.27 \text{ [KN/ml]}$$

b) Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{42.27 \times 3.2^2}{8} = 54.11 \text{ KN.m}$$

c) Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{42.27 \times 3.2}{2} = 67.63 \text{ KN}$$

En tenant compte du semi encastrement :

Moment en appuis \longrightarrow $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 42,27 = -12,68$ [KN.m]

Moment en travée \longrightarrow $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 42,27 = 35,93$ [KN.m]

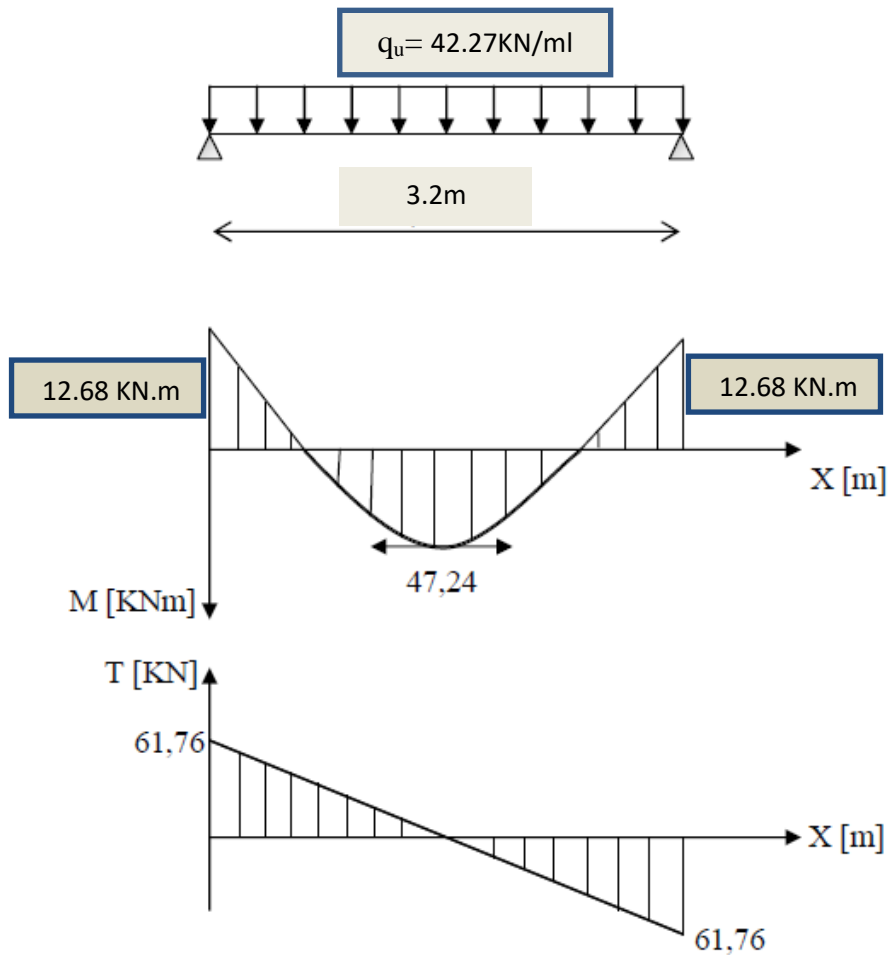


Figure III.8 : Diagramme de M et T à l'ELU

d) Calcul des armatures:

- En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{35,93 \times 10^5}{25 \times 28 \times 14,2 \times 10^2} = 0,36 < \mu_l \Rightarrow \text{(Section simplement armée. S.S.A)}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,76$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \sigma_{st}} = \frac{35.93 \times 10^5}{0.76 \times 28 \times 348 \times 10^2} = 4.85 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{12.68 \times 10^5}{25 \times 28^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.046 < \mu_t \Rightarrow \text{(Section simplement armée. S.S.A)}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.977$$

$$A_a = \frac{12.68 \times 10^5}{0.977 \times 28 \times 348 \times 10^2} = 1.332 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

e) Vérification à l'ELU :

e1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t > A_{\min} \\ A_a > A_{\min} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

e2) Condition de l'effort tranchant : (BAEL 99, modifié 2003, Art 5.1.2) :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{67.63 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.966 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

e3) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

- Influence sur le béton :

$$T_u = 67.63 \text{ kN} < (0.4b) \times (0.9d) \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = (0.4 \times 25) \times (0.9 \times 28) \times \frac{25}{1.5} = 420 \text{ kN} \Rightarrow$$

Condition vérifiée.

- Influence sur les armatures :

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400 \times 10^2} \times \left(67.36 \times 10^3 - \frac{12.68 \times 10^5}{0.9 \times 28} \right) = 0.49 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

Condition vérifiée

e4) Contraintes d'adhérence : (BAEL 91, modifié 99 ; Art .A.6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 12 = 11.3 \text{ [cm]}$$

$$\text{AN: } \tau_{se} = \frac{67.63 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 11.3} = 2.375 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.375 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

e5) Ancrage des barres aux appuis : (BAEL 91, modifié 99 ; Art .A.6.1.27)

La longueur de scellement droit doit être :

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

$$\text{Avec : } \tau_s = 0.6 \Psi^2 f_{c28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ [MPa]}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1.2}{4 \times 2.83} = 42.40 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normal, d'après le BAEL91 ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est :

$$0.4 L_s = 0.4 \times 42.40 = 16.96 \text{ cm Soit un crochet de 20cm.}$$

E6) Diamètre des armatures transversales : (BAEL 91, modifié 99 ; Art .A.7.2.2)

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) = \left(1.2; \frac{30}{35}; \frac{25}{10}\right) = (1.2; 0.857; 2.5) = 0.857 \text{ cm}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

E7) Calcul des espacements des armatures :

- Selon le BAEL:

$$S_{t1} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq \min(25.2; 40 \text{ cm}) \text{ soit } \longrightarrow S_{t1} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min\left(\frac{A_t f_e}{0.4b}\right) = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 25} = 80.4 \text{ cm} \longrightarrow S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}) = 20 \text{ [cm]}$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales exigé par le RPA est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale:

$$S_t = \left(\min \frac{h}{4}; 12\emptyset; 30\text{cm} \right) = \min(7.5; 9.6; 30) = 7\text{cm} \longrightarrow S_t=7 [\text{cm}]$$

- Dans la zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm} \longrightarrow S_t=15 [\text{cm}]$$

E_s) Vérification des armatures transversales : Selon le RPA :

$$A_{t \min} = 0,003 S_t b$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525 [\text{cm}^2] < 2,01 [\text{cm}^2] \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1.125 [\text{cm}^2] < 2,01 [\text{cm}^2] \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

f) Calcul à l'ELS :

$$q_s = 30.74 [\text{KN/ml}]$$

f₁) Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s l^8}{8} = \frac{30.74 \times 3.20^2}{8} = 39.35 \text{KN/ml}$$

f₂) Effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{30.74 \times 3.2}{2} = 49.18 \text{KN}$$

En tenant compte du semi encastrement :

$$M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 39.35 = -11.805 [\text{KN.m}]$$

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 39.35 = 33.448 [\text{KN.m}]$$

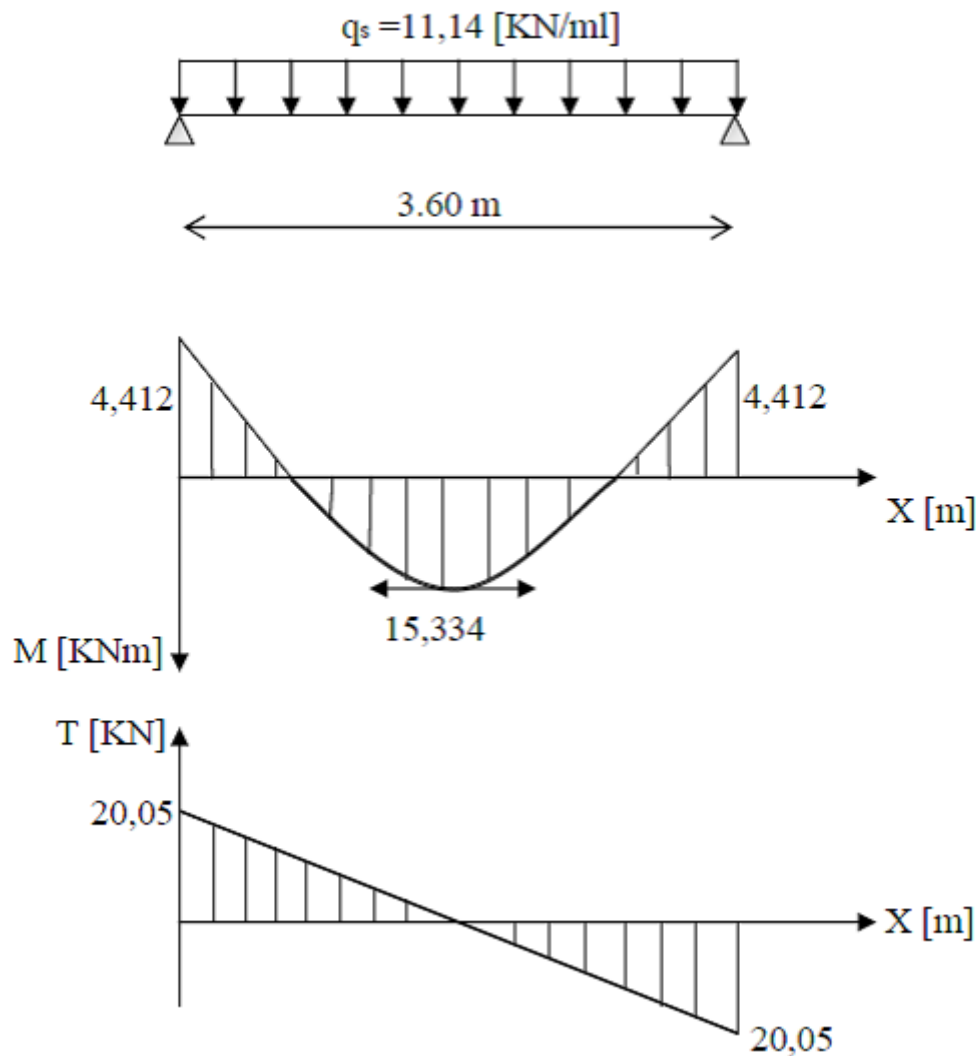


Figure III.9 : Diagramme de M et T à l'ELS

f_3) Etat limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

- $1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $2/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$
- $3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$$\frac{30}{320} = 0.094 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{30}{320} = 0.094 \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{33.448}{39.35} = 0.058 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{4.62}{25 \times 28} = 0.007 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

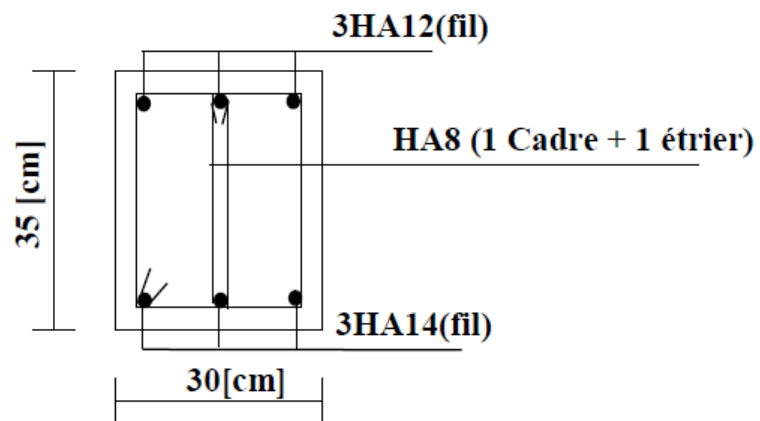
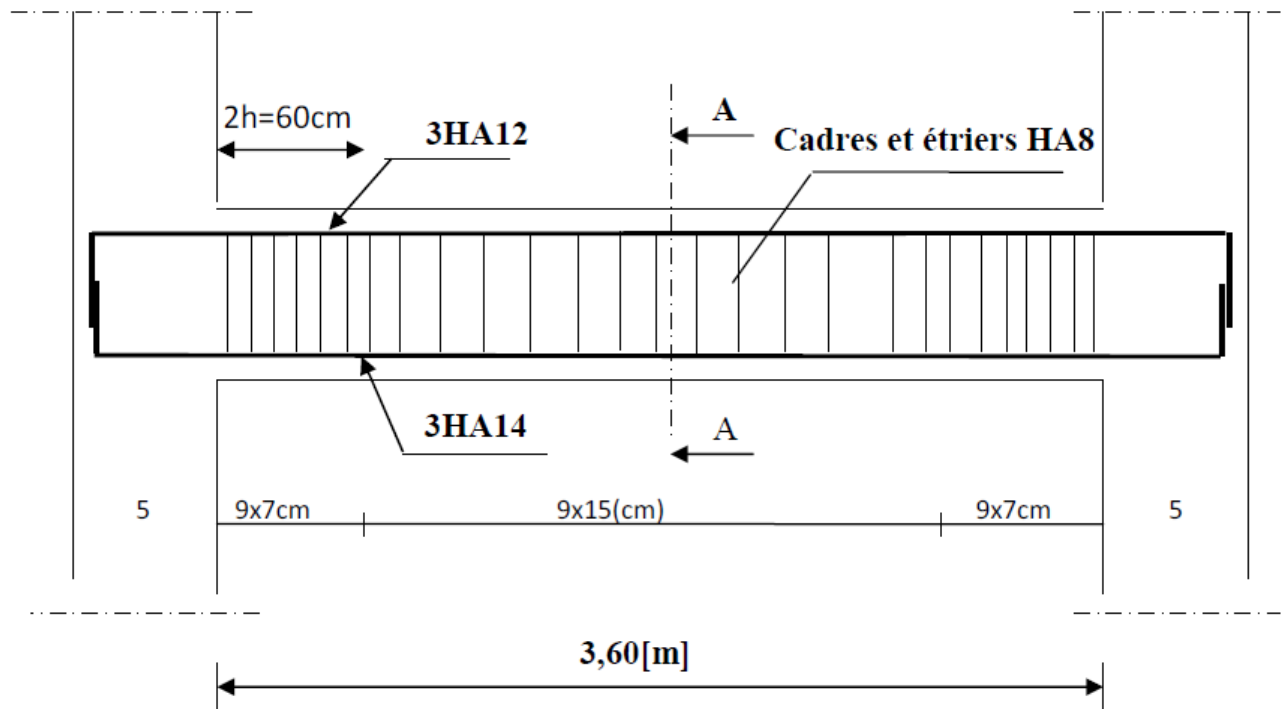


Figure III.10 : Ferrailage de la poutre palière

III-6) Calcul de la salle machine :**III-6-1) Définition:**

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de Glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 t ; on doit bien-sûr lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au-dessus de la gaine.

Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires.

Caractéristiques de l'ascenseur :

Le bloc comporte deux cage d'ascenseur identique, donc, on étudiera une seule cage de vitesse d'entraînement ($V = 1\text{ m/s}$) -

- La surface de cabinet est : $S = 1.70 \times 2.05 = 3.48\text{ m}^2$
- La charge totale transmise par le système de levage et par la cabine est : $P = 90\text{KN}$.

$L_x = 1.50\text{ m}$. $L_y = 1.65\text{m}$; $S = 2.475\text{ m}^2$

- Hypothèse:

-La dalle est coulée sur place liée par des amorces.

-La machine est centrée au milieu.

-La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

III-6-2) Pré dimensionnement : La dalle est continue:

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule: $h = \frac{l_{max}}{30} = \frac{165}{30} = 5.5\text{cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$;

On adopte une hauteur $h_t = 15\text{cm}$.

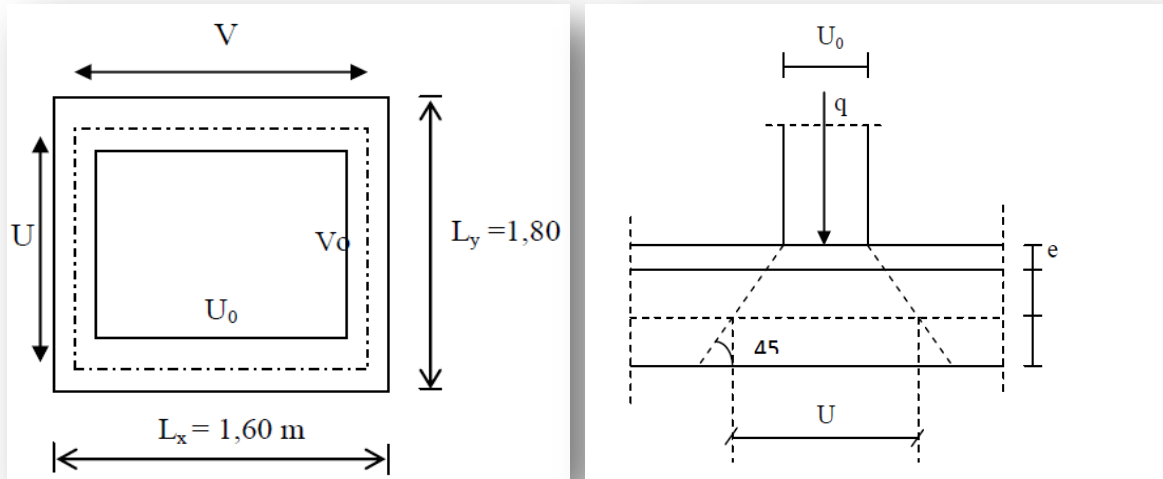


Figure III.11 : Schéma statique de la salle machine.

a) Calcul de U et V:

$$\begin{cases} U = U_0 + 2K_{e0} + h_0 \\ V = V_0 + 2K_{e0} + h_0 \end{cases}$$

Avec: $K=2$ pour le béton (le revêtement est en béton).

$e_0 = 5\text{cm}$ étant l'épaisseur de revêtement.

$h_0 = 15\text{cm}$ épaisseur de la dalle.

$U_0 = V_0 = 80\text{cm}$ Cotes de rectangle sur lequel la charge P s'applique.

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

b) Calcul des sollicitations :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{1.65} = 0.909$$

$0.4 \leq \rho_x = 0.909 \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

c) Moments dus au poids propre de la dalle :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \longrightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$M_y = \mu_y \cdot M_x \longrightarrow$ Moment suivant la grande portée.

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson ν .

q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

- Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$

$$\rho = 0.91 \rightarrow \mu_x = 0.0448 \text{ et } \mu_y = 0.798$$

Poids de la dalle : $G = (25 \times 0.15 \times + 22 \times 0.05) \times 1 \text{ ml} = 4.85 \text{ KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.0475 \text{ KN/ml}$$

$$M_{u/x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0.0448 \times 8.0475 \times 1.5^2 = 0.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{u/y} = \mu_y \cdot M_x = 0.81 \times 0.798 = 0.65 \text{ KN.m}$$

- Etat limite de service (ELS) : $\nu = 0.2$

$$\rho = 0.91 \rightarrow \mu_x = 0.0519 \text{ et } \mu_y = 0.861$$

$$q_s = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser/x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0.0519 \times 5.85 \times 1.5^2 = 0.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser/y} = \mu_y \cdot M_x = 0.861 \times 0.68 = 0.59 \text{ KN.m}$$

- Moments dus à la charge localisée :

A l'ELU:

$$M = q \cdot (M_1 + \nu M_2)$$

$$M = q \cdot (\nu M_1 + M_2)$$

M_1 et M_2 coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{L_y}$

U et V côtés du rectangle sur lesquels la charge P s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$\left. \begin{array}{l} U/l_x = 105/150 = 0.7 \\ V/l_y = 105/165 = 0.64 \end{array} \right\} \longrightarrow M_1 = 0.075 \text{ et } M_2 = 0.059$$

III-4-3) Calcule à L'ELU :

$$M_{u/x2} = q M_1$$

$$M_{u/y2} = q M_2$$

Avec:

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 9000 + 1,5 \times 0 = 121.50 \text{ KN/ml}$$

$$M_{u/x2} = 121.5 \times 0,075 = 9.11 \text{ KN/m}$$

$$M_{u/y2} = 12,15 \times 0,059 = 7.17 \text{ KN/m}$$

III-4-4) Calcule à l'ELS:

$$M_{ser/x} = q M_1$$

$$M_{ser/y} = q M_2$$

$$q_s = G + Q = 90 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = q (M_1 + M_2 v) = 90 \times (0.075 + 0.059 \times 0.2) = 7.81 \text{ KN.m}$$

$$M_y = q (v M_1 + M_2) = 90 \times (0.2 \times 0.075 + 0.059) = 6.66 \text{ KN.m}$$

❖ Superposition des moments agissant au centre du panneau:

☞ A L'ELU:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.92 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.82 \text{ KN.m}$$

☞ A L'ELS:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.49 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.25 \text{ KN.m.}$$

III-6-3) calculé le Ferrailage:

a) Sens X-X :

- Aux appuis :

$$M_a = 0,3 \times 9.92 = 2.98 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{2.98 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2.98 \times 10^3}{0.99 \times 13 \times 348} = 0.67 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

- En travée :

$$M_t = 0,85 \times 9.92 = 8.43 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{8.43 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.035 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_t = \frac{8.43 \times 10^3}{0.982 \times 13 \times 348} = 1.90 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

b) Sens Y-Y:

- Aux appuis :

$$M_a = 0,3 \times 7.82 = 2.34 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{2.34 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0098 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2.34 \times 10^3}{0.99 \times 13 \times 348} = 0.52 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

- En travée:

$$M_t = 0,85 \times 7,82 = 6,64 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,64 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,027 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6,64 \times 10^3}{0,986 \times 13 \times 348} = 1,48 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

III-6-4) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

- ✓ Armatures principales

$$A \geq A_{\min} = \rho_0 \times S = \frac{\rho_0 \times (3 - \frac{l_x}{l_y}) \times b \times h}{2} = \frac{0,0008 \times (3 - \frac{1,5}{1,65}) \times 100 \times 15}{2} = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 \geq 1,32 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 1,32 \text{ cm}^2$$

Alors la condition est vérifiée.

b) Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :
(charges concentrées)

Direction la plus sollicitée : min (3h, 33 cm).

Direction perpendiculaire : min (4h, 45 cm).

Sens x-x

Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm})$.

Armatures inférieures : $St = 25 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm})$.

Sens y-y :

Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $St = 15 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$.

c) Condition de non poinçonnement :

$N_u \leq 0.04\mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée). Avec:

μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$$

N_u : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

$$N_u = 121.5 \leq 0.04 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^2}{1.5} = 472.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

d) Contrainte tangentielle :

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au niveau de U: } \Rightarrow T_{max} = \frac{N_u}{2 \times U + V} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de V: } \Rightarrow T_{max} = \frac{N_u}{3 \times U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN} \text{ On doit vérifier que:}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{38.57}{1 \times 0.13} = \frac{296 \text{ KN}}{\text{m}^2} = 29 \text{ MPa} \leq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa}$$

III-6-5) Vérification à l'E.L.S:

a) Contrainte de compression dans le béton :

Aux appuis :

$$M_a = 2.547 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \Rightarrow k = 0.016 \text{ et } \beta_1 = 0.936.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{2.547 \times 10^6}{0.936 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 104.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \cdot \sigma_s = 0.016 \times 104.14 = 1.66 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$M_t = 7.22 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \Rightarrow k = 0.021 \text{ et } \beta_1 = 0.92.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{7.22 \times 10^6}{0.92 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 192.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \cdot \sigma_s = 0.021 \times 192.25 = 4.04 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

b) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable, Aucune vérification n'est nécessaire.

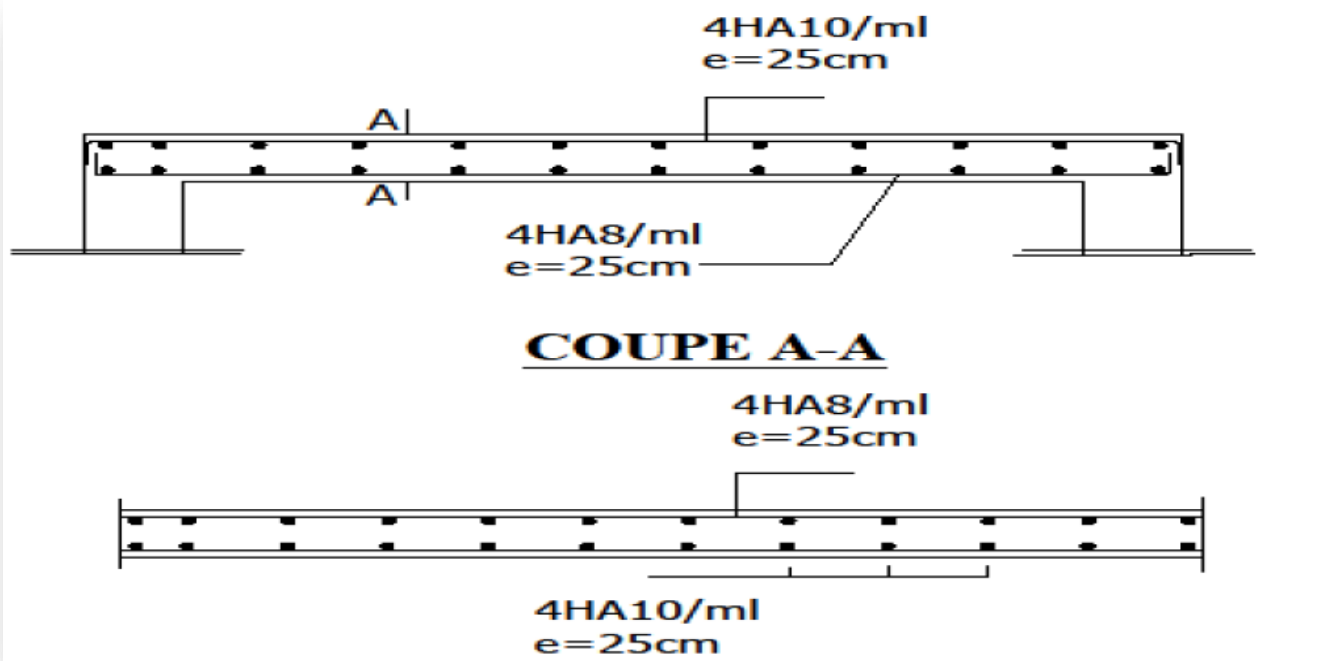


Figure III.12 : Ferrailage de la dalle machine

III-7) Les balcons:

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde-corps de hauteur $h=1$ [m] en brique creuse de 10[cm] d'épaisseur

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par $e = \frac{l}{10} = \frac{110}{10} = 11\text{cm}$ Soit $e = 15\text{ cm}$

III-7-1) Détermination des charges et surcharges:

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

a) Charges permanentes:

	Designation épaisseur	Designation épaisseur	Designation épaisseur
1	Revêtement carrelage	2	0.44
2	Couche de sable	2	0.36
3	Mortier de pose	3	0.66
4	Plancher en dalle pleine	15	3.75
5	Enduit-en mortier	2	0.2
		G_{total}	5.41

Tableau III.1 : Charges revenant au balcon

b) charge concentrée :

Poids propre du garde-corps.....G=1.46 [KN].

Charge due à la main couranteQ=1[KN]

c- surcharge d'exploitation:.....Q=3,5 [KN/ml].

III-7-2) Calcul à l'état limite ultime :

Le balcon travaille en flexion simple.

a) Combinaison de charges:

- Dalle: $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,41 + 1,5 \times 3,5 = 12,553$ [KN/m].
- Garde-corps: $q_{u1} = 1,35G_1 = 1,35 \times 1,46 = 1,971$ [KN/m].
- due à la main courante $q_{u2} = 1,5 \times 1 = 1,5$ [KN].

b) Calcul le moment sollicitant :

$$M_u = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} + q_{u2} \cdot l + q_{u3} \cdot h = \frac{12,533 \times 1,10^2}{2} + 1,971 \times 1,10 + 1,5 \times 1$$

$$M_u = 11,25 \text{ KN.m}$$

c) Ferrailage :

✓ Armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11,25 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,046 < 0,392 \implies \text{section simplement armée.}$$

$$\mu = 0,046 \implies \beta = 0,976$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11,25 \times 10^3}{0,976 \times 13 \times 348} = 2,54 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA12 = 6,78 [cm²] avec un espacement $S_t = 15$ [cm].

✓ Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,695 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3,14 [cm²] avec : $S_t = 25$ [cm]

III-7-3) Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A=6.78 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min}=1.57 \text{ [cm}^2\text{]} \implies$ condition vérifiée.

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} < \bar{\tau}_u$$

$V = q_u \times l + q_{ul} = 12.55 \times 1.10 + 1.971 = 15.78 \text{ [KN]}.$

$$\tau_u = \frac{15.78 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.121 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies$ condition vérifiée.

c) Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot f = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08 \text{ [mm]}.$

$$\tau_{se} = \frac{15.78 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 226.08} = 0.596 \text{ MP}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies$ condition vérifiée.

d) Longueur de scellement :

La longueur de scellement est donnée par la loi:

$$L_s = \frac{\Phi \cdot f_e}{4\tau'_s}$$

$$\tau'_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$$

III-7-4) Calcul à l'ELS :

a) Combinaison de charge:

$$Dale: q_{s1} = G + Q = 5.41 + 3,5 = 8.91 \text{ [KN]}$$

$$\text{Garde-corps : } G_{s2} = 1,46 \text{ [KN]}$$

$$q_{s3} = q \implies q_{s3} = 1 \text{ [KN]}$$

Calcul des moments :

$$M_s = \frac{q_{s1} \cdot l^2}{2} + G_{s2} \cdot l + G_{s3} \cdot l = \frac{8.91 \times 1.10^2}{2} + 1.46 \times 1.10 + 1 \times 1.10 = 8.10 \text{ KN}$$

b) Vérification à l'ELS:

☞ Dans le béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 13} = 0.522 \implies k = 0.032 \text{ et } \beta_1 = 0.892$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{8.10 \times 10^6}{0.892 \times 130 \times 6.78 \times 10^2} = 103.02 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0.032 \times 103.2 = 3.296 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.296 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

☞ Vérification de la flèche :

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{140} = 0.142 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \rightarrow \frac{20}{140} = 0.142 > \frac{8.10}{10 \times 8.10} = 0.1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.78}{100 \times 13} = 0.0052 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

h : la hauteur total du plancher.

L : la portée libre du balcon.

M_t : moment fléchissant max de service en travée.

M_o : moment isostatique de service.

b : la largeur de la section étudiée.

f_e : limite élastique des armatures tendue

Remarque:

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

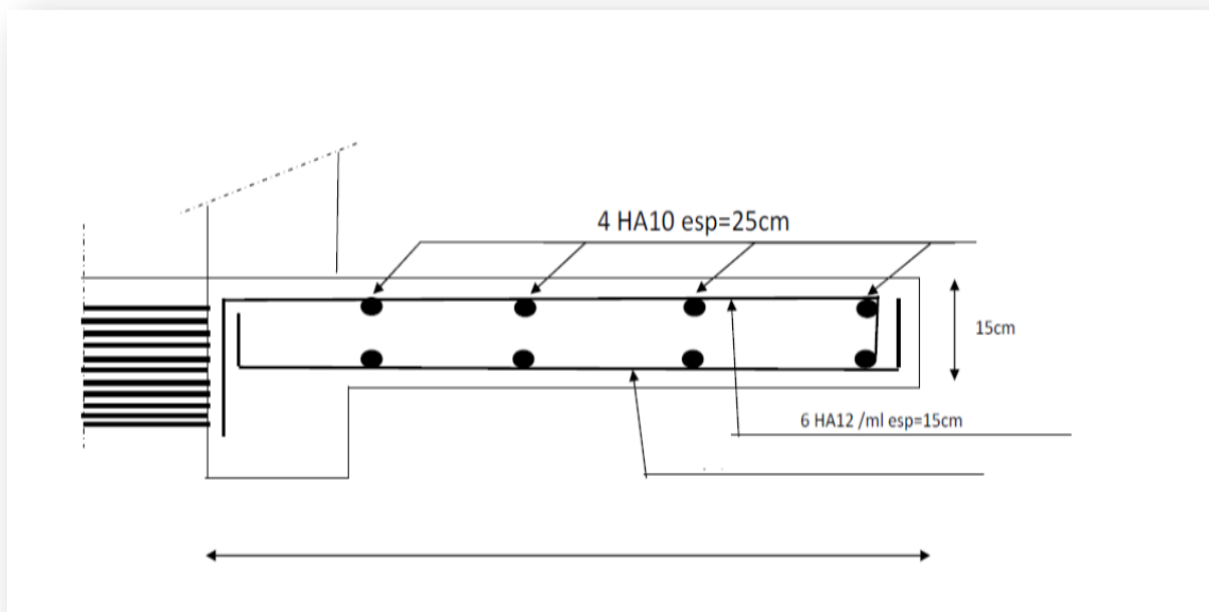


Figure III.13 ferrailage du balcon

III-8) Calcul des planchers :**III-8-1) Introduction :**

Notre projet est constitué de planchers en corps creux, d'épaisseur (16+4) cm. Les corps creux sont associés à des poutrelles préfabriquées espacées de 65 cm.

III-8-2) La dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales:

20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles)

33cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles)

Soit L' : l'entraxe des poutrelles ($L'=65\text{cm}$).

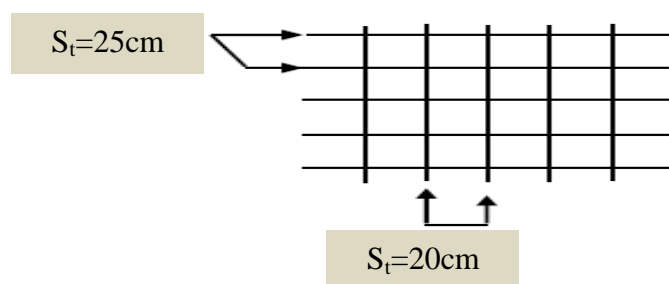
III-8-3) Calculer Le ferrailage :

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot l}{f_e} \text{ si } l \leq 80\text{cm}$$

$$\text{Dans notre cas } l = 65 \text{ [cm]} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5$$

Soit : $A_{\perp} = 5\text{HA}4 = 0.63 \text{ [cm}^2/\text{ml]}$ avec un espacement $S_t = 20\text{[cm]}$.



Soit : $A_{\perp} = 5\text{HA}4 = 0.63 \text{ [cm}^2/\text{ml]}$ avec un espacement $S_t = 20\text{[cm]}$.

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{4} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\parallel} = 4T4 = 0.5 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$ avec un espacement $St = 25\text{[cm]}$.

III-8-4) Les poutrelles :

Le calcul se fera pour l'étage le plus défavorable puisque les travées sont les mêmes pour tout l'ouvrage, c'est le cas du RDC.

Ces poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie ; le calcul se fera en deux étapes :

Etape 1 : Avant coulage de la dalle de compression :

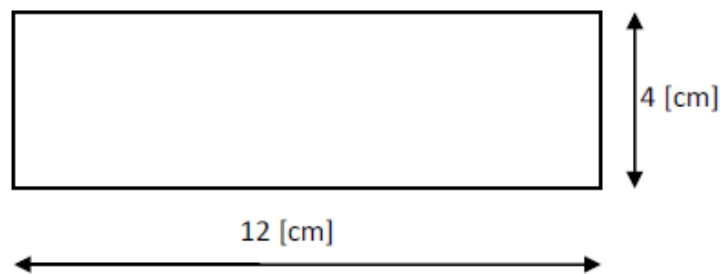


Figure III.14 : Section transversal de la poutrelle

a) Charges et surcharges :

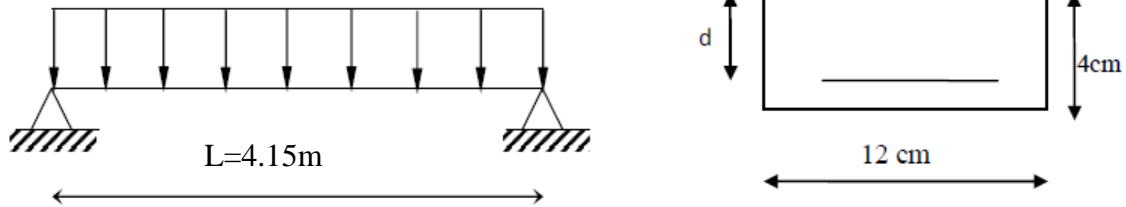
La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 KN/m^2 ainsi que celui de l'ouvrier :

- ☞ Poids propre : $G1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- ☞ Poids du corps creux : $G2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- ☞ Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

b) Le ferrailage à l'ELU :

b₁) Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2,5 \text{ [KN/ml].}$$



L : c'est la distance entre nu d'appuis.

d : hauteur utile.

b₂) Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.15^2}{8} = 5.38 \text{ KN.m}$$

b₃) Effort tranchant max:

$$T_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2.5 \times 4.15}{2} = 5.18 \text{ KN}$$

b₄) Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.38 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 7.89 > \mu_l = 0.392$$

$\mu > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ section doublement armée.

Remarque :

La hauteur de la poutrelle ($h=4$ [cm]) étant insuffisante pour disposer 02 nappes d'armatures, il faudra alors lui prévoir des étais qui serviront comme appuis intermédiaires.

Etape 2: Apres coulage du béton de la dalle de compression:

Dans ce cas, la poutrelle sera calculée comme une poutre en continue de section en T

Partiellement encastree à ses 02 extrémités, elle supporte son poids propre et de la dalle de compression ainsi que les sur charges revenant au plancher.

III-8-5) Calcul de la table de compression : (Art A .4.1, 4 /BAEL91 modifié 99)

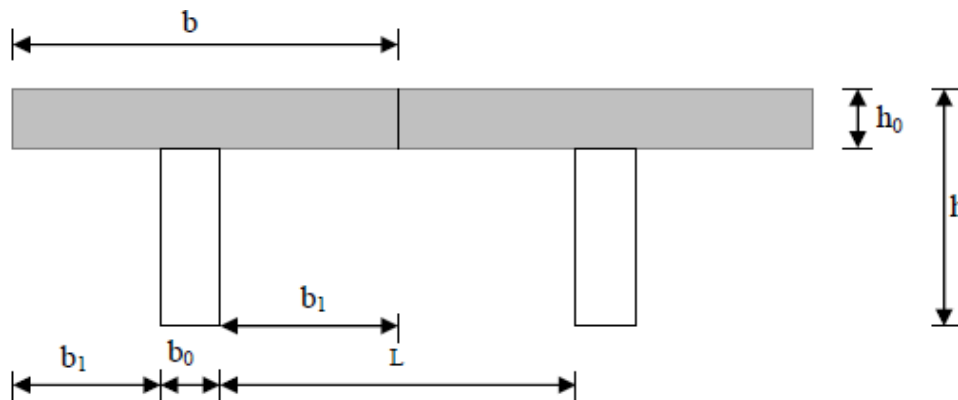


Figure III.15 Schéma de la table de compression

Avec:

L : distance entre faces voisines de deux nervures.

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm).

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

La largeur d'hourdis à prendre en compte de charge côté d'une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après:

$$\diamond b_1 \leq \frac{l-b_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$\diamond b_1 \leq \frac{l_1}{10} = \frac{375}{10} = 37.5 \text{ cm}$$

$$\diamond b_1 \leq \frac{2}{3} \cdot \frac{l_1}{2} = \frac{2}{3} \cdot \frac{375}{2} = 125 \text{ cm}$$

Avec:

l : Distance entre axes des poutrelles

l_1 : Portée de la travée ($l_1=375$ cm)

$$b_1 = \min(26.5, 37.5, 125) = 26.5 \text{ [cm]}$$

$$\Rightarrow b = 2 \cdot b_1 + b_0 = (2 \times 26.5) + 12 = 65 \text{ [cm]}$$

a) Choix de la méthode de calcul :

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que:

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des (03) moments.

a₁) Vérification de la méthode forfaitaire : (art B .6.2.210 BAEL 91 modifié 99) :

$$\diamond Q \leq \min (2G, 5 \text{ [KN.m]})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 2G = 2 \times 5,38 = 10,76 \text{ [KN/m}^2\text{]} \\ Q = 5 \text{ [KN/m}^2\text{]} \end{array} \right.$$

$Q = 5 \text{ [KN/m}^2\text{]} \Rightarrow$ condition vérifiée

$$\diamond 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_1}{l_2} = \frac{3.75}{3.75} = 1 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{l_2}{l_3} = \frac{3.75}{3.50} = 1.07 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{l_3}{l_4} = \frac{3.50}{3.75} = 0.93 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{l_4}{l_5} = \frac{3.75}{3.75} = 1 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

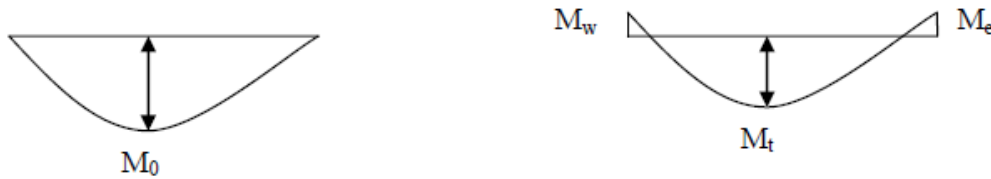
- ❖ Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- ❖ la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements.

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

a₂) Principe de la méthode :

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en Travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 , dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée

a₃) Exposé de la méthode :

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et

D'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ varie de 0 à 2/3 pour un plancher à

Surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour $Q=0 \rightarrow \alpha=0$ et pour $Q=2G \rightarrow \alpha=2/3$

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

Avec : l : longueur de la travée entre nus d'appuis

q : charge uniformément répartie

M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite
Respectivement

M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée

Considérée.

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

$$M_t \geq \frac{M_e + M_w}{2} + \max[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0]$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée de rive}$$

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

- ✓ $0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées
- ✓ $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- ✓ $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- ✓ $0.3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés

Dans notre cas nous avons une poutre sur 06 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :

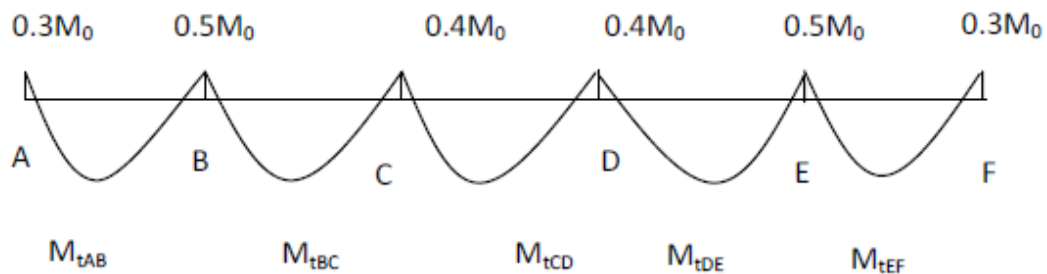


Figure III.17 Diagramme des moments

b) Application :

Pour le plancher de RDC:

☞ Poids propre du plancher : $G=5.46 \times 0.65=3.549 \text{KN/m}$

☞ Surcharge d'exploitation : $Q=1.5 \times 0.65= 0.975 \text{KN/m}$

Combinaisons de charge:

À l'ELU : $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,25 \text{ KN/ml}$

À l'ELS : $Q_s = G + Q = 4,52 \text{ KN/ml}$

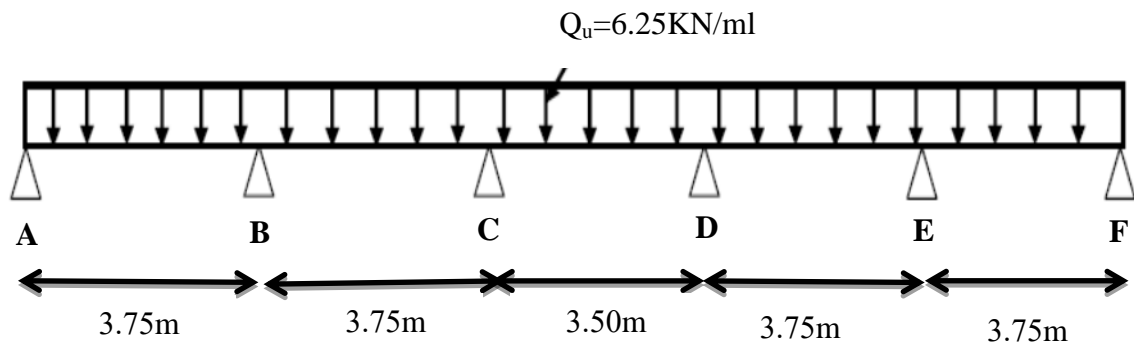


Figure III.3.18 Schéma statique de la poutrelle

Calcul du rapport de charge (α) et des fonctions $f(\alpha)$:

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{0.975}{0.975 + 3.549} = 0.215$$

On aura après calcul : $\alpha = 0.215$

$$1 + 0.3\alpha = 1.063$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.531$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.632$$

b₂) Calcul à l'ELU :

❖ Calcul des moments isostatiques :

Pour les travées (AB), (BC), (DE) et(EF):

$$M_0 = \frac{6.25 \times 3.75^2}{8} = 10.98 \text{KN.m}$$

Pour les travées (CD) :

$$M_0 = \frac{6.25 \times 3.5^2}{8} = 9.57 \text{KN.m}$$

Moments sur appuis :

$$M_A = M_F = 0.3 \times 10.98 = 3.294 \text{kN.m}$$

$$M_B = M_E = 0.5 \times 10.98 = 5.490 \text{kN.m}$$

$$M_C = M_D = 0.4 \times 9.57 = 3.828 \text{kN.m}$$

Moments en travées :

$$\text{Travée AB: } \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.064 \times 10.98 - \frac{5.490 + 3.294}{2} = 7.29 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0.632 \times 10.98 = 6.94 \text{KN.M} \end{array} \right\}$$

Soit $M_{tAB} = 7.29 \text{kN.m}$

$$\text{Travée BC: } \left\{ \begin{array}{l} M_t = 1.064 \times 10.98 - \frac{3.828 + 5.49}{2} = 7.02 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0.532 \times 10.98 = 5.84 \text{KN.m} \end{array} \right\}$$

Soit $M_{tBC} = 7.02 \text{kN.m}$

$$\text{Travée CD: } \left\{ \begin{array}{l} M_t = 1.064 \times 9.57 - \frac{3.828 + 3.828}{2} = 6.35 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0.532 \times 9.57 = 5.09 \text{KN.m} \end{array} \right\}$$

Soit $M_{tCD} = 6.35 \text{kN.m}$

$$\text{Travée DE: } \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.064 \times 10.98 - \frac{5.49+3.828}{2} = 7.02 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0.532 \times 10.98 = 5.84 \text{KN.m} \end{array} \right\}$$

Soit $M_{iDE}=7.02\text{kN.m}$

$$\text{Travée EF: } \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.064 \times 10.98 - \frac{3.294+5.49}{2} = 7.29 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0.632 \times 10.98 = 6.94 \text{KN.m} \end{array} \right\}$$

Soit $M_{iEF}=7.29\text{kN.m}$

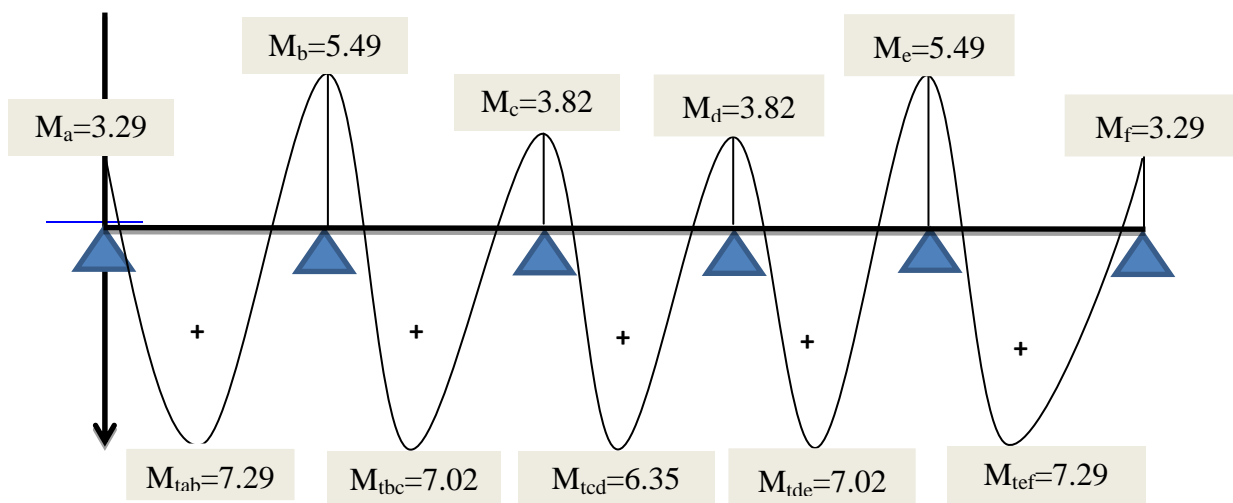


Figure III.19 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

❖ Calcul des efforts tranchant :

$$T_w = \frac{q_u \cdot l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{2}$$

$$T_e = -\frac{q_u \cdot l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{2}$$

Avec : T_w , T_e sont respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

l : longueur de la travée considérée.

$q(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique.

M_i et M_{i+1} sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébrique.

$$\text{Travée AB : } \left\{ \begin{array}{l} T_a = \frac{6.25 \times 3.75}{2} + \frac{-5.49 - (-3.294)}{2} = 10.62 \text{KN} \\ T_b = -\frac{6.25 \times 3.75}{2} + \frac{-5.49 - (-3.294)}{2} = -12.82 \text{KN} \end{array} \right. \}$$

$$\text{Travée BC : } \left\{ \begin{array}{l} T_b = \frac{6.25 \times 3.75}{2} + \frac{-3.82 - (-5.49)}{2} = 12.55 \text{KN} \\ T_c = -\frac{6.25 \times 3.75}{2} + \frac{-3.82 - (-5.49)}{2} = -10.88 \text{KN} \end{array} \right. \}$$

$$\text{Travée CD : } \left\{ \begin{array}{l} T_c = \frac{6.25 \times 3.5}{2} + \frac{-3.82 - (-3.82)}{2} = 10.94 \text{KN} \\ T_d = -\frac{6.25 \times 3.5}{2} + \frac{-3.82 - (-3.82)}{2} = -10.94 \end{array} \right. \}$$

$$\text{Travée DE : } \left\{ \begin{array}{l} T_d = \frac{6.25 \times 3.75}{2} + \frac{-3.82 - (-5.49)}{2} = 12.55 \text{KN} \\ T_e = -\frac{6.25 \times 3.75}{2} + \frac{-3.82 - (-5.49)}{2} = -10.88 \text{KN} \end{array} \right. \}$$

$$\text{Travée EF : } \left\{ \begin{array}{l} T_e = \frac{6.25 \times 3.75}{2} + \frac{-3.294 - (-5.49)}{2} = 12.82 \text{KN} \\ T_f = -\frac{6.25 \times 3.75}{2} + \frac{-3.294 - (-5.49)}{2} = -10.62 \text{KN} \end{array} \right. \}$$

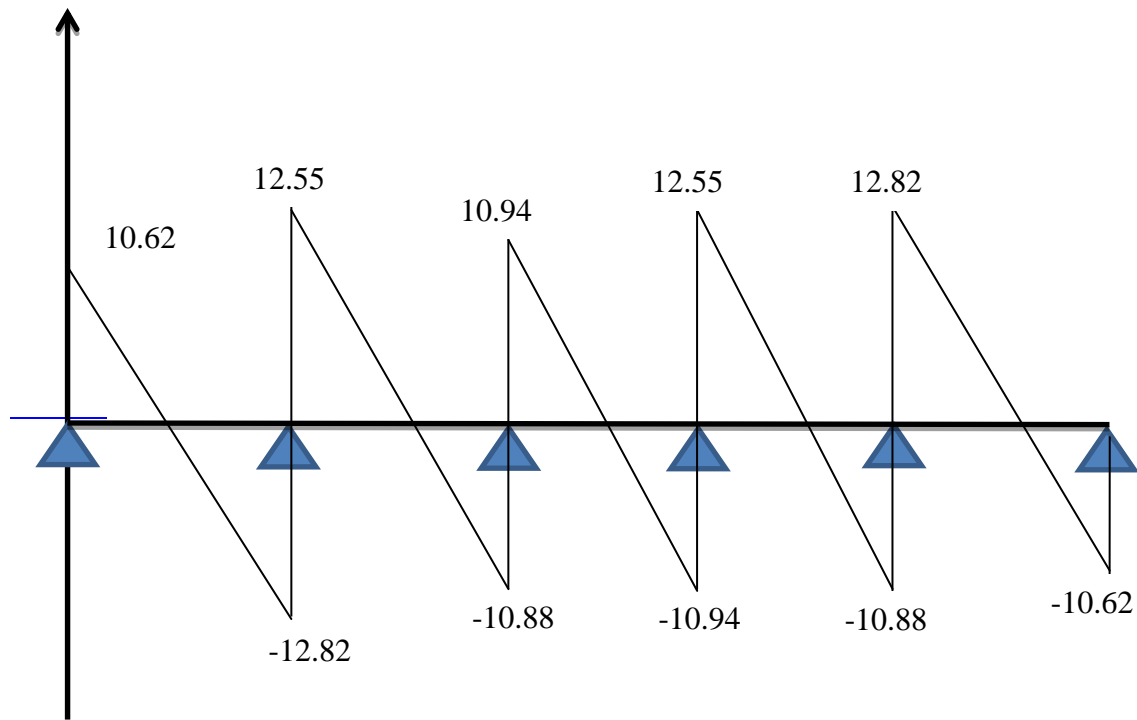


Figure III.20 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

b₃) Ferrailage à l'ELU :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée.

$$M_t^{\max} = 7.29 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -5.49 \text{ KN.m}$$

Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

$b = 65 \text{ cm}$ largeur de la table de compression

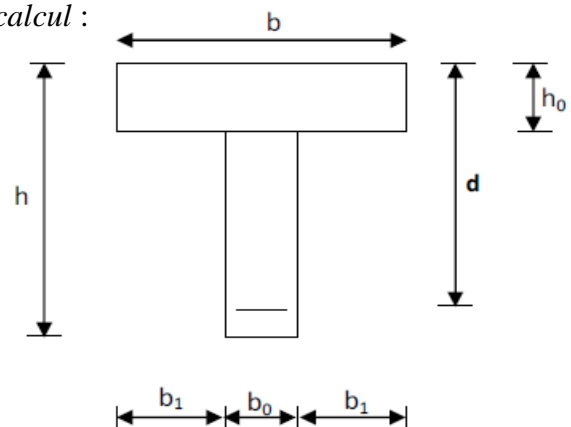
$h = 20 \text{ cm}$ hauteur total de plancher

$b_0 = 12 \text{ cm}$ largeur de la nervure

$h_0 = 4 \text{ cm}$ épaisseur de la table de compression

$c = 2 \text{ cm}$ enrobage des armatures inférieures

$d = 18 \text{ cm}$ distance du centre de gravité des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée.



☞ **Armature en travée :**

Le moment équilibré par la table de compression

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

$$M_t = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59.072 \text{ kN.m} > M_t^{\max} = 7.29 \text{ kN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.29 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.024 < 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,024 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.29 \times 10^3}{0.987 \times 18 \times 348} = 1.17 \text{ cm}^2$$

On adopte: 3HA10 = 2,35cm²

☞ **Armatures aux appuis :**

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire (b₀ x h)

$$M_a^{\max} = 5.49 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.49 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.018 < 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,018 \rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.49 \times 10^3}{0.99 \times 18 \times 348} = 0.88 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA10 = 1,57 cm²

☞ **Calcul des armatures transversales :**

$$\varphi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_{max}\right) \quad (\text{Art 7.2.21/BAEL91})$$

$$\varphi \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 5.71mm$$

$$\varphi < 5,71cm$$

On prend $\varphi = 6mm$

$$\text{On adopt: } 2 \varphi 6 \rightarrow A_t = 0.56cm^2$$

☞ **Espacement des armatures transversales:**

$$S_t \leq \min(0.9d, 40cm) = \min(16.2, 40) = 16.2cm$$

On prend: $S_t = 15cm$

b_4) Vérification à l'ELU:

☞ **Condition de non fragilité : (Art.A.5.1.22.BAEL91) :**

$$A_{min} = 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.12 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26cm^2$$

- En travée:

$$A_t = 2.35cm^2 > A_{min} = 0.26cm^2 \rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

- Aux appuis :

$$A_a = 1.57cm^2 > A_{min} = 0.26cm^2 \rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

☞ **Vérification de la contrainte tangentielle (Art.A.5.1,1/ BAEL91)..... [2]**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u = 12.82KN$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33MPa$$

$$\tau_u = \frac{12.82 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.59MPa$$

$$\tau_u = 0.59MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa \rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

☞ **Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.1,3/BAEL91):**

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Avec : $\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d \sum U_i}$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.82 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.84 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.84 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

☞ **Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.1,313/BAEL91)**

On doit vérifier que:

$$T_u^{max} \leq 0.267 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec } a = 0,9d$$

$$T_u^{max} \leq 0.267 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times 25 = 129.76 \text{ KN}$$

- Appuis de rive:

$$T_{max} = 10.62 \text{ kN} < 129,6 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaires:

$$T_{max} = 12.82 \text{ kN} < 129,6 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

☞ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (Art.A5.1.1,312/BAEL91)**

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{max} - \frac{M_u^{max}}{0.9d} \right)$

- Appuis de rive :

$$A_a \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \left(10.62 - \frac{5.49}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.66 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,57 \geq -1,02 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaires :

$$A_a \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \left(-12.82 - \frac{5.49}{0.9 \times 0.18} \right) = -1.34 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1.57 \geq -1.34$Condition vérifiée.

☞ **Calcul des scellements droit (BAEL91/ Art. A6.1.23):**

$$l_s = \frac{\varphi}{4} \cdot \frac{f_e}{\tau_{se}} \text{ Avec : } \tau_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où: } l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4L_s$

$$L_a = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 20 \text{ cm.}$$

c) *Calcul à l'ELS :*

Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$, ce qui est le cas pour les poutrelles.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.52}{6.25} = 0.723$$

Les résultats sont résumés dans les diagrammes suivants :

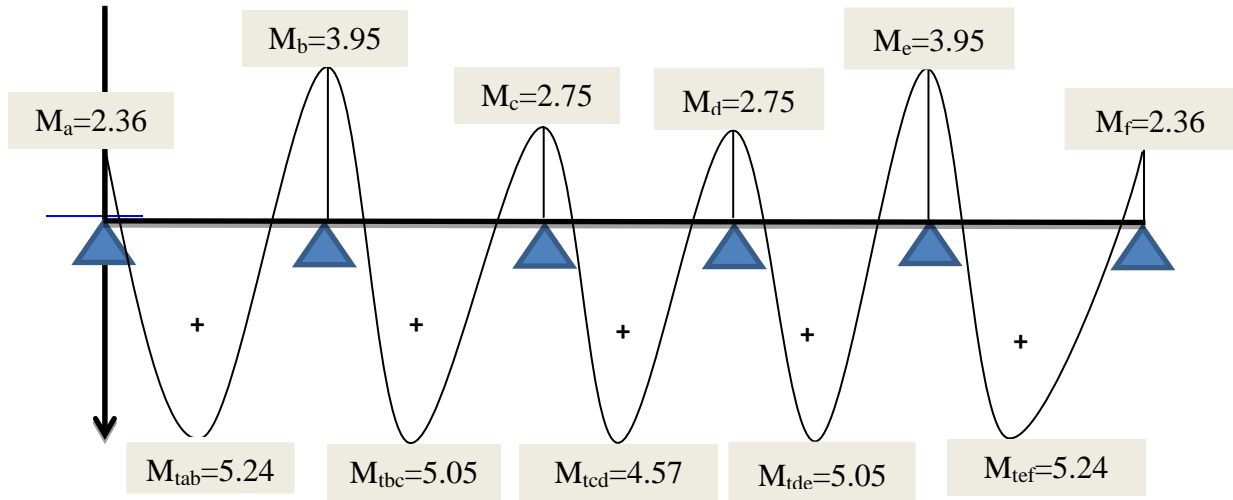


Figure III.21 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

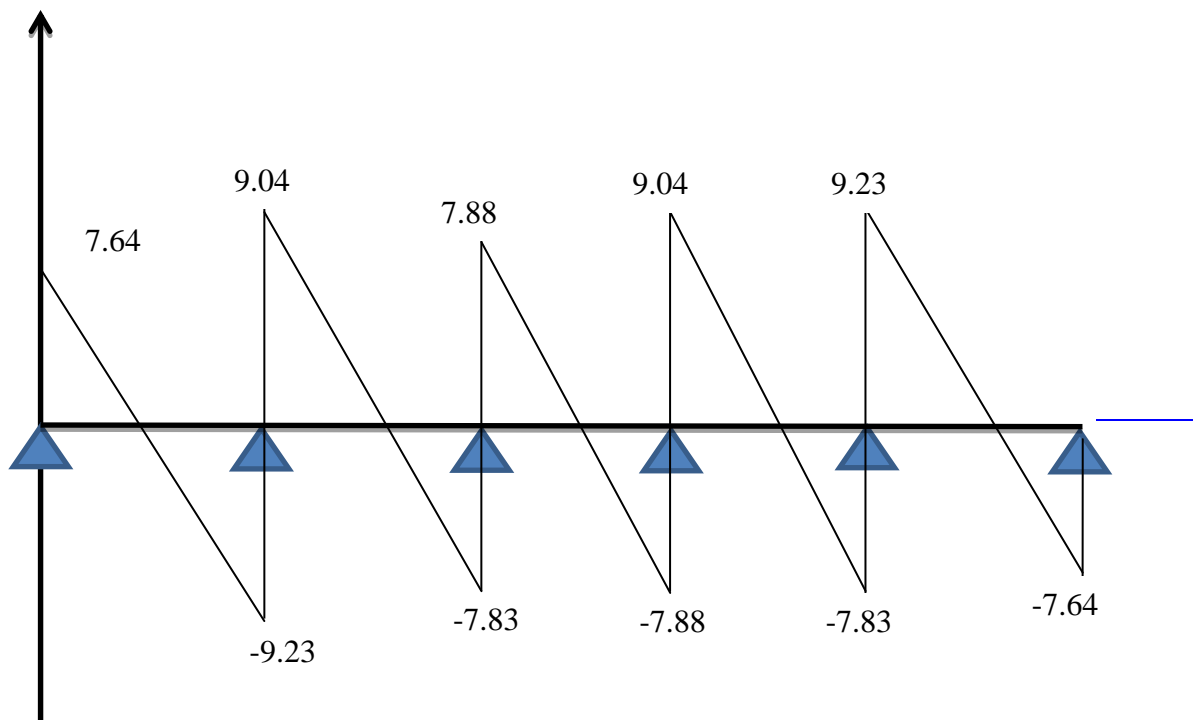


Figure III.22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Les moments max:

$$M_t^{\max} = 5.24 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 3.95 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant max:

$$T^{\max} = 9.23 \text{ KN}$$

C₁) Vérification des contraintes de compression dans le béton:

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

1. En travée :

La section à l'ELU est $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.088 \rightarrow \beta_1 = 0.857 \rightarrow k = 0.05$$

- La contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{5.24 \times 10^6}{0.857 \times 180 \times 235} = 144.54 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

- Contrainte de compression dans le béton

La fissuration est peu nuisible donc elle doit satisfaire la condition suivante:

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_{st} = 0.05 \times 140.32 = 7.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2. Aux appuis :

La section à l'ELU est $A_{sa} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$.

La table étant tendue, la section à calculer est rectangulaire (b0.h)

$$\rho = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726 \rightarrow \beta_1 = 0.876 \rightarrow k = 0.039$$

- La contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{3.95 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 157} = 159.56 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Contrainte de compression dans le béton:

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_{st} = 0.039 \times 140.32 = 5.47 \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

C₂) Vérification de l'état limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration étant peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

$$\sigma_s < \overline{\sigma_{st}} = 400 \text{MPa.}$$

- En travée: $\sigma_{st} = 144.54 \text{MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 400 \text{MPa}$
- Aux appuis: $\sigma_{sa} = 144.54 \text{MPa} < \overline{\sigma_{sa}} = 400 \text{MPa}$

C₃) Etat limite de déformation : (BAEL91. A B.6.8, 424:) :

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se

Dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0}$
- $\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3.5}{f_e}$

Avec:

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M_t : moment maximum de flexion.

b₀ : largeur de nervure

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{375} = 0.053 \geq 0.044 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = \frac{20}{375} = 0.053 \geq \frac{5.24}{6.89 \times 15} = 0.05 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$
- $\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.0073 \leq \frac{3.5}{400} = 0.0087 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Toutes les conditions sont vérifiées Donc on n'a pas besoin de calculer la flèche

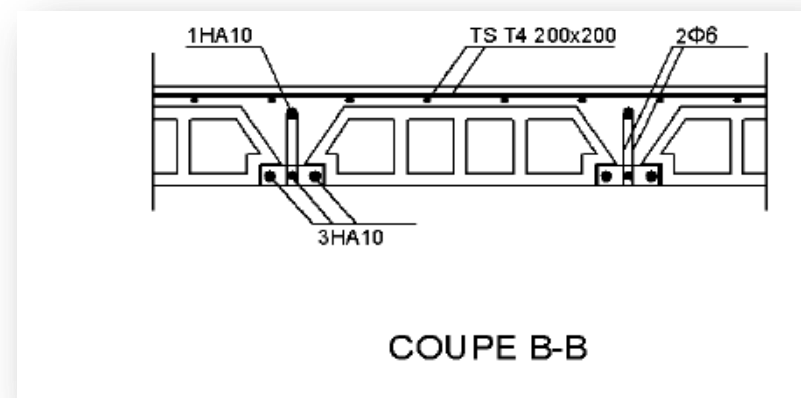
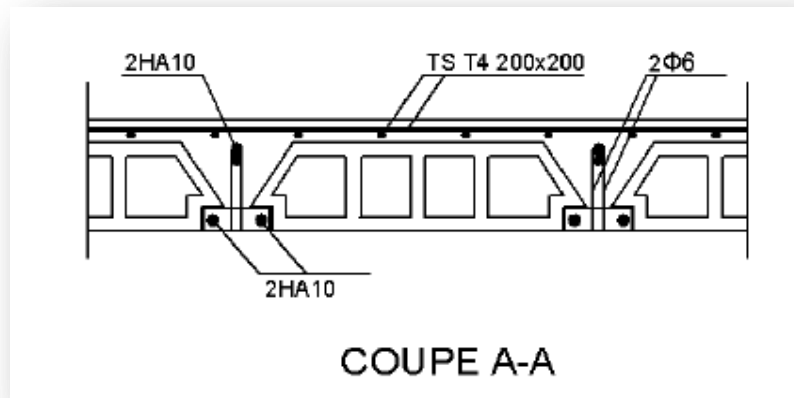
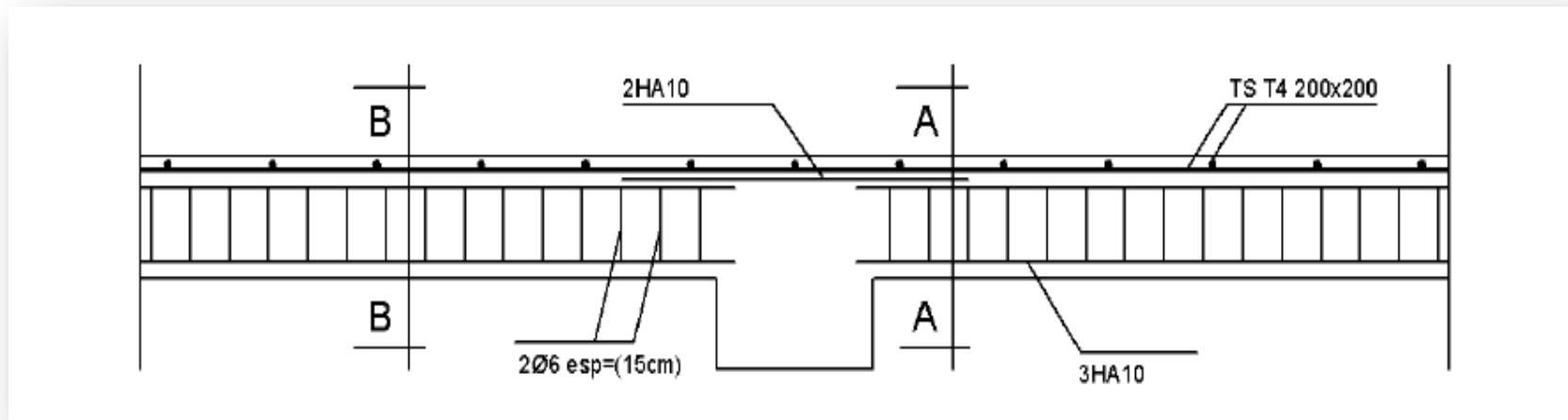
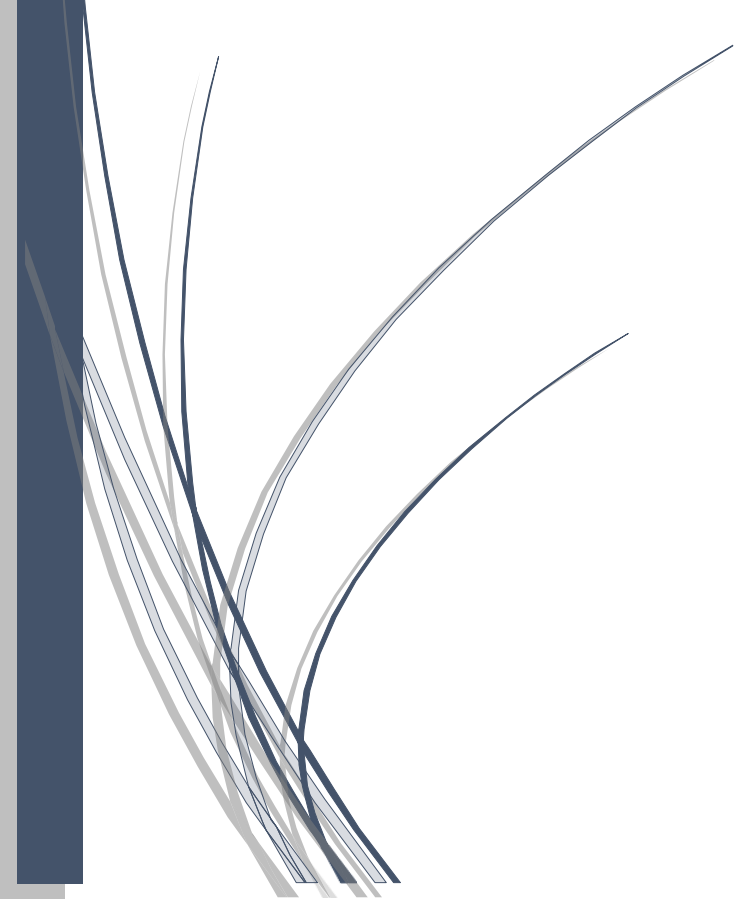


Figure III.23 : Ferrailage de plancher

A decorative vertical bar on the left side of the page, consisting of a dark blue bar and a lighter blue arrow pointing to the right. The text 'Chapitre IV' is centered within the arrow.

Chapitre IV

Etude sismique et modélisation

A decorative graphic at the bottom left of the page, consisting of several overlapping, curved lines in shades of blue and grey, resembling a stylized wave or a seismic signal.

IV-1) Introduction :

Le dimensionnement ou la vérification des structures au séisme a généralement pour but d'assurer la protection des vies humaines et de limiter l'étendu des dommages aux ouvrages et aux biens. La réponse d'une structure aux sollicitations dynamiques engendrées par un séisme est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs, tels que l'intensité et la durée des secousses.

Ainsi pour un chargement dynamique, on a recouru à une étude dynamique de la structure, qui nous permet d'évaluer les résultats les plus défavorables de la réponse et que nous devons prendre en considération dans le calcul de l'ouvrage.

IV-2) Objectif de l'étude sismique:

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des usages, l'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- ☞ respect de la réglementation parasismique.
- ☞ conception architecturale parasismique.
- ☞ mise en œuvre soignée

Choix de la méthode de calcul

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée, le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- ❖ La méthode statique équivalente:

Le principe consiste à remplacer l'action dynamique d'origine sismique par une charge statique dite équivalente, censée provoquer les mêmes effets.

❖ La méthode dynamique par accélérogrammes:

Connaissant un accélérogramme type, dépendant de l'historique sismique de la région où sera implanté l'ouvrage, du niveau de sécurité désirée, la réponse dynamique de la structure soumise à cet accélérogramme est déterminée en fonction de l'intensité et de la fréquence du phénomène sismique.

Dans cette approche, l'effet de l'interaction, sol-structure est pris en compte. Cette analyse nécessite évidemment le recours aux ordinateurs et aux spécialisés développés à cet effet.

❖ La méthode d'analyse modale spectrale :

- ✓ Principe Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- ✓ Domaine d'application :

- ✓ La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode Statique équivalente n'est pas appliquée.

Spectre de réponse de calcul

Selon le RPA 99 / version 2003 (art 4.3.3) l'action sismique est représentée par la formule spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} \left\{ \begin{array}{ll} 1.25A(1 + \frac{T}{T_1}(2.5Q\frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R}(\frac{T_2}{T})^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3S \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R}(\frac{T_2}{3})^{2/3}(\frac{3}{T})^{5/3} & T \geq 0.3S \end{array} \right.$$

Avec:

S_a : Accélération spectrale associée au mode de vibration de période T du bâtiment.

g : La gravité

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Coefficient de correction d'amortissement.

Q : Facteur de qualité.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : Coefficient de comportement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}} \geq 0.7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par [2] le tableau 4.2 (RPA99/version 2003). (La méthode statique équivalente est non applicable car selon l'article 4.1.2.b du RPA99/2003 (Zone IIa, et groupe d'usage 2, $h = 22.4\text{m} < 23\text{m}$), mais la structure est irrégulière en plan pour l'analyse sismique.

On utilise la méthode d'analyse modale spectrale.

IV-3) Classification de site :

Selon le RPA 99 / version 2003 les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, on est présence d'un sol meuble (Catégorie S3).

IV-4) Détermination des paramètres du spectre de réponse :

✓ *Coefficient d'accélération de zone A:*

Zone IIa, groupe 2, D'après la classification sismique de wilaya Guelma : RPA 99/2003.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient : $A = 0,15$ (tableau 4.1 de RPA 99 version 2003).

Groupe	Zone			
	I	II _a	II _b	III
1A	0.12	0.25	0.30	0.35
1B	0.10	0.20	0.25	0.30
2	0.08	0.15	0.20	0.25
3	0.05	0.10	0.14	0.15

Tableau IV.1 : Coefficient d'accélération de zone A

✓ Facteur d'amplification dynamique moyen D :

La valeur de la période fondamentale de la structure est estimée par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Formule 4.2 : [RPA 99/V2003]}$$

Avec :

T_1 et T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7) de RPA99/ version 2003, dans notre cas on a un site meuble (S3) donc:

$$\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{cases}$$

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T2 (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

Tableau IV.2: Valeurs de T1 et T2

✓ Facteur de correction d'amortissement "η" :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad \text{Formule 4.3 : [RPA 99/V2003]}$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. ξ est donnée par le tableau (4.2) du RPA99 :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV.3: Valeurs de ξ (%).

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense, Donc $\xi = 7\%$.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.882 \geq 0.7 \quad \text{Vérifier. Formule 4.6 : [RPA 99/V2003]}$$

Estimation de la période fondamentale de la structure (T):

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique : $T = C_T \cdot h_N^{3/4}$ Formule 4.6 : [RPA 99/V2003]

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

$$h_N = 22.44 \text{ m.}$$

C_T : est un coefficient qui est en fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003.

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.05

Tableau IV.4: Valeurs du coefficient C_T .

On a portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie :

D'où: $C_T = 0.05$

$$\left\{ \begin{array}{l} T = C_T \cdot h_N^{3/4} = 0.05 \times (22.44)^{3/4} = 0.516s \\ T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \text{ Formule 4.7 : [RPA 99/V2003]} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens transversale : } D_y = 19.2m \rightarrow T_y = 0,48 \text{ s.} \\ \text{Sens longitudinale : } D_x = 18.5 \text{ m} \rightarrow T_x = 0,47 \text{ s.} \end{array} \right.$$

$$\text{On a: } T = \min \left(0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} ; C_T \cdot h_N^{3/4} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens transversale : } T_y = \min (0.48, 0.516) = 0.48s \\ \text{Sens longitudinale : } T_x = \min (0.47, 0.516) = 0.47s \end{array} \right.$$

Ainsi le facteur d'amplification dynamique sera calculé en fonction des résultats obtenus par le logiciel.

✓ Coefficient de comportement R

La valeur de R est donnée par [2] le tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans [2] l' article 3.4 du RPA 99 / version 2003.

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : R= 3.5

✓ Facteur de qualité Q:

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 du contrôle de la construction
- La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non. "

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

▪ Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA 99 / version 2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois (3) travées dont le rapport des portées est < 1,5.

- sens longitudinal :

Tout le portique contient plus trois (03) travées sauf un portique critère observé

$$p_q = 0.05$$

- sens transversal :

Tout le portique contient plus trois (03) travées critère observé $p_q = 0$

▪ Redondance en plan:

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

- Sens longitudinal: (06 files)

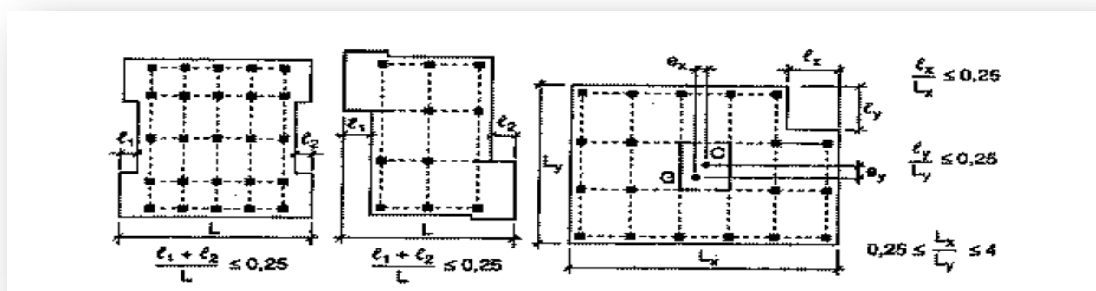
$$L_{max}/L_{min} = \frac{4.5}{1.2} = 3.75 < 1.5 \text{ Critère observé } p_q = 0.05$$

- Sens transversal: (06 files)

$$L_{max}/L_{min} = \frac{3.75}{3.2} = 1.17 < 1.5 \text{ Critère observé } p_q = 0$$

▪ Régularité en plan

- ✓ La construction présente une configuration sensiblement non symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales. → Condition non vérifiée
- ✓ L'excentricité ne dépasse pas **les 15 %** de la dimension de la construction mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- ✓ La structure a une forme compacte, et le rapport :
Longueur / largeur = 18.5 / 19.20 = 0.96 < 4 Condition vérifiée
- ✓ la somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.



$$\frac{l_1 + l_2}{L} = \frac{2.5 + 2.5}{18.5} = 0.27 > 0.25 \text{ Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{l_1 + l_2}{L} = \frac{1.2 + 1.2}{19.2} = 0.125 < 0.25 \text{ Condition vérifiée.}$$

- ✓ La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Donc le critère est non observé $p_q = 0.05$

- Régularité en élévation:
 - ✓ Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
 - ✓ La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
 - ✓ la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.
 - ✓ la plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Donc : La structure est classée irrégulièrement en élévation $p_q = 0$

- Contrôle de la qualité des matériaux:

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc : $p_q = 0,05$

- Contrôle de la qualité de l'exécution:

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux

On considère que ce critère est non observé : $p_q = 0.10$

critère q	P _q	
	Sons X	Sons Y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0
redondance en plan	0.05	0
régularité en plan	0.05	0.05
régularité en élévation	0	0
contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
la somme	0.2	0.1

Tableau IV.5 : Pénalité en fonction de critère de qualité

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \Sigma P_q$

$$Q = \max \{Q_x, Q_y\} = \max \{0.2, 0.1\} = 0.2$$

$$Q_x = Q_y = 1 + 0.20 = 1.20$$

IV-5) Modélisation de la structure:

IV-5-1) Modélisation des éléments structuraux:

- ❖ Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments «Poutre-Poteau ».
 - Les poutres entre deux nœuds de même niveau « i ».
 - Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux « i et i+1 ».
- ❖ Les voiles sont représentés par des éléments coques « voile » à quatre nœuds.
- ❖ Chaque plancher a été modélisé par un diaphragme rigide. Ces planchers sont supposés indéformables dans leurs plans.

IV-5-2) Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (Maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernant.

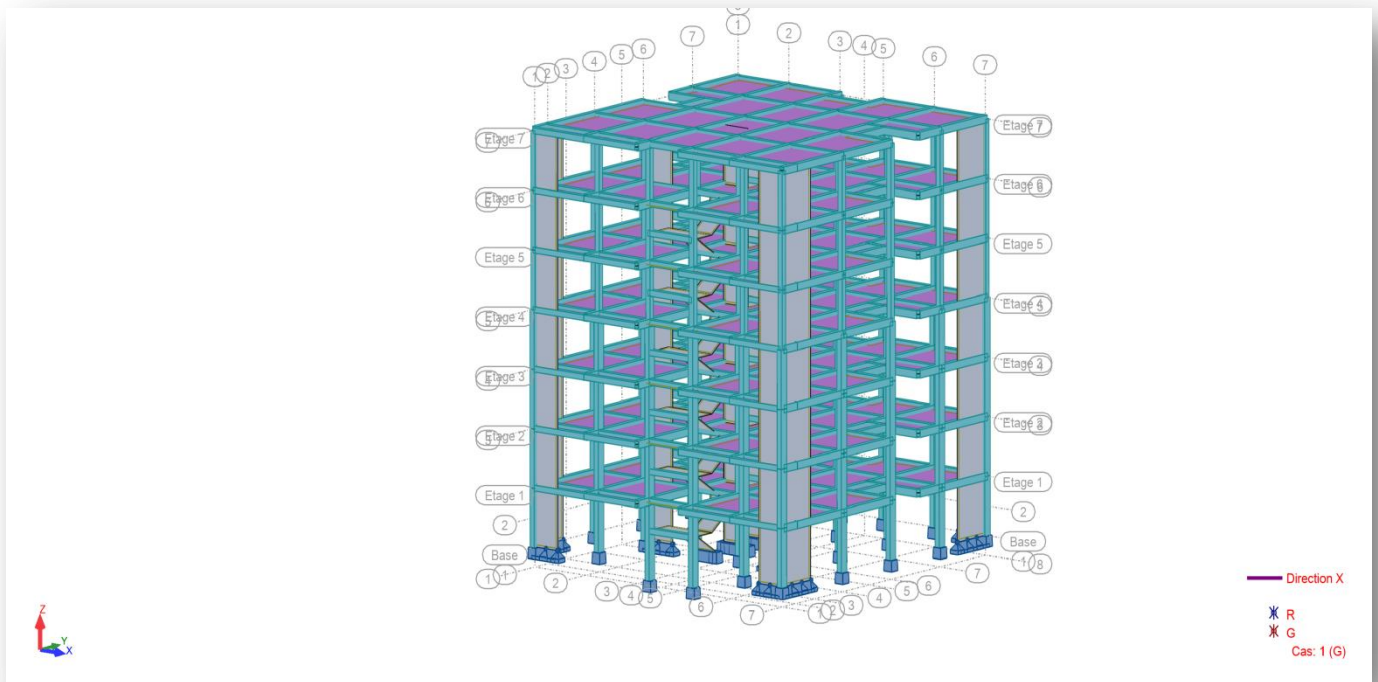


Figure IV.1 Modèle numérique en 3D.

Le tableau ci-dessous présente les périodes et les facteurs de participation massique de chaque mode :

- Cas: 3 (Modale) Modes actifs: 1..30; CQC

Cas/Mode	Période [sec]	Masse Modale	Masse Modale
3/ 1	0.58	68.99	0.01
3/ 2	0.49	0.01	67.50
3/ 3	0.39	0.08	0.30
3/ 4	0.15	16.67	0.01
3/ 5	0.12	0.01	18.65
3/ 6	0.09	0.09	0.06
3/ 7	0.08	0.00	0.00
3/ 8	0.08	0.00	0.00
3/ 9	0.07	0.00	0.00
3/ 10	0.07	0.01	0.00
3/ 11	0.07	6.34	0.01
3/ 12	0.06	0.00	0.00

Tableau IV.6: participation massique modale

Selon le RPA99/ version 2003 (Art4.2.4.b) : la valeur de T calculée ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques.

On a: $T_{analytique} = 0.61$ « calculé par le logiciel robot structural analysais 2010»

La période ($T_{empirique}$) calculée par la formule Précédent :

Sens transversale : $T_y = \min (0.48, 0.516) = 0.48s$

Sens longitudinale : $T_x = \min (0.47, 0.516) = 0.47s$

Condition sur T	Période choisit
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{empi} < T_{analytique} < 1.3T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$1.3T_{empirique} < T_{analytique}$	$T = 1.3T_{empirique}$

Tableau IV.7 : Condition sur T

Dans notre cas :

$$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens transversale : } 0.48 \leq 0.49 \leq 0.62 \\ \text{Sens longitudinale : } 0.47 \leq 0.58 \leq 0.61 \end{array} \right.$$

$$\longrightarrow T = T_{\text{empirique}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens transversale : } 0 \leq T < T_2 \longrightarrow 0 \leq 0.49 \leq 0.50\text{s} \\ \text{Sens longitudinale : } T_2 \leq T < 3\text{s} \longrightarrow 0 \leq 0.58 \leq 0.50\text{s} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens transversale : } D = 2.5\eta = 2.5 \times 0.882 = 2.205 \\ \text{Sens longitudinale : } D = 2.5\eta = 2.5 \times 0.882 = 2.205 \end{array} \right.$$

IV-6) Application de la méthode d'analyse modale spectrale :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3) L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

$$\frac{S_a}{g} \left\{ \begin{array}{l} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5Q \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \end{array} \right.$$

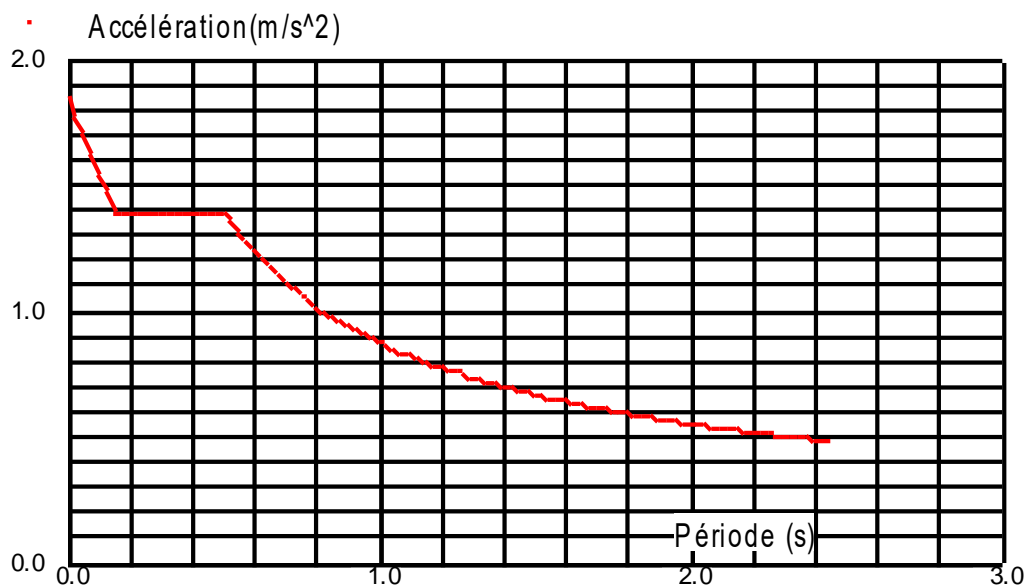


Figure IV.2 : Spectre de réponse.

IV-7) Nombre des modes à considérer :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ✓ La Somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ 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. Le minimum de modes à retenir est de **trois (3)** dans chaque direction considérée.

✓ Présentation des différents modes:

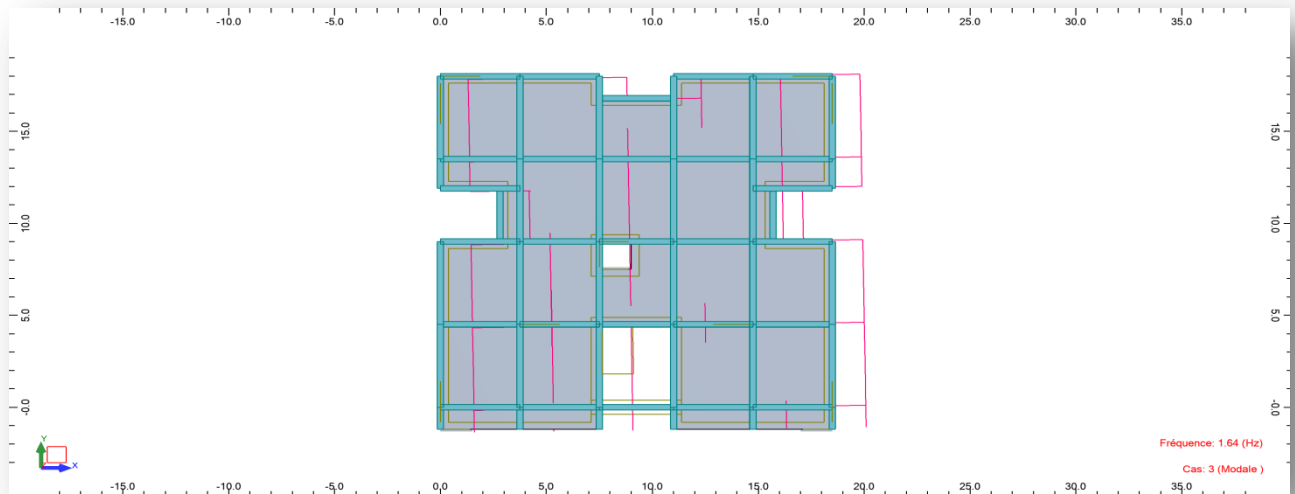


Figure IV.3: 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de Robot 2010)

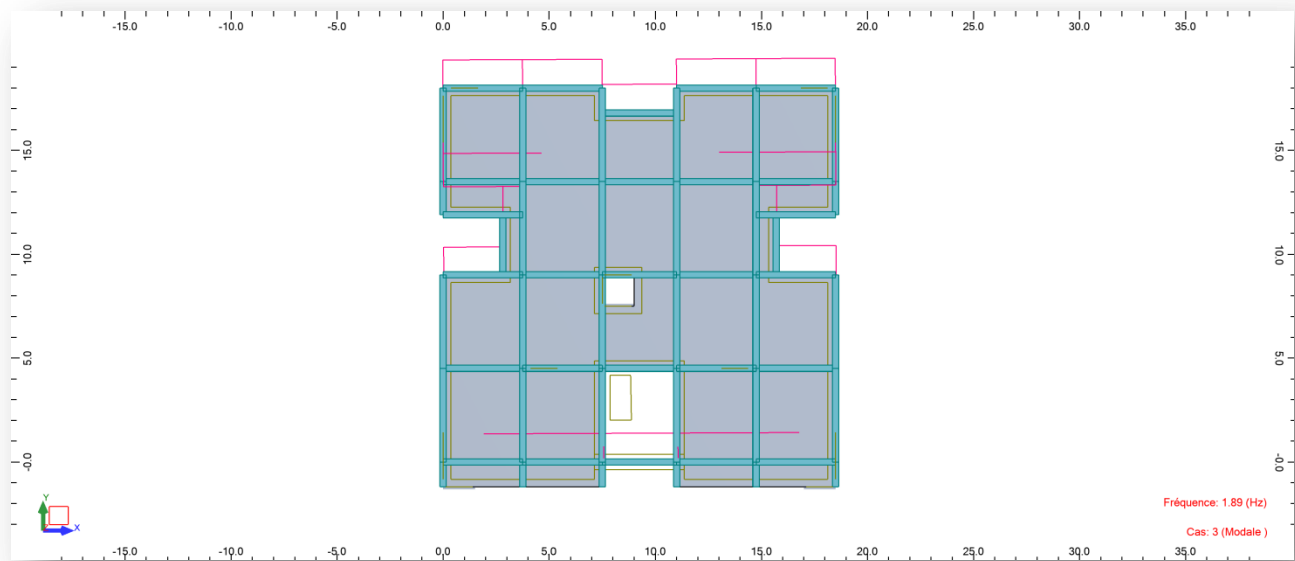


Figure IV.4: 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de Robot 2010).

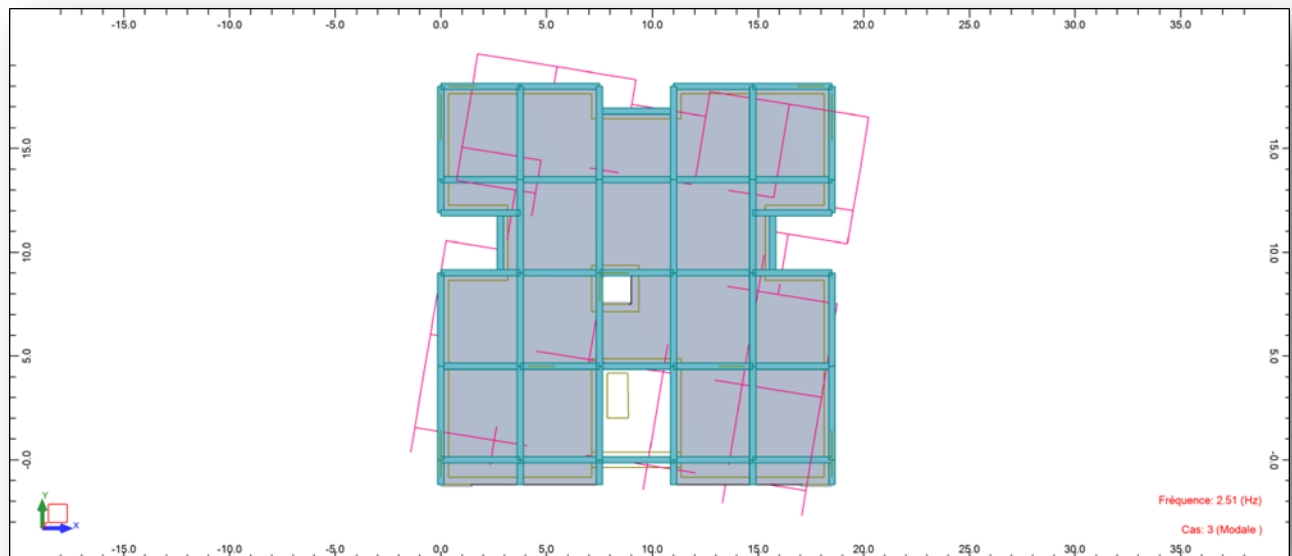


Figure IV.5: 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : X-Y (résultat de Robot 2010).

IV-8) Calcul de la force sismique statique :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/2003 par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Avec :

A = 0,15 coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

R = 3.5 coefficient de comportement de la structure.

W = 22931.49 (poids total de la structure).

D : (facteur d'amplification dynamique). Il dépend de :

- La catégorie du site.
- Le facteur de correction d'amortissement « η ».
- La période fondamentale de la structure « T »

$$V_{x \text{ statique}} = \frac{0.15 \times 2.205 \times 1.2}{3.5} \times 24438.31 = 2771.30 \text{KN}$$

$$V_{y \text{ statique}} = \frac{0.15 \times 2.205 \times 1.2}{3.5} \times 24438.31 = 2771.30 \text{KN}$$

IV-9) Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :

Selon RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_{x\ robot} = 2289.48 \text{ KN} > 0.8V_{x\ statique} = 2217.04 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$V_{y\ robot} = 2289.48 \text{ KN} > 0.8V_{y\ statique} = 2217.04 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

IV-10) Vérification de l'excentricité RPA99/version 2003(Article 4.2.7):

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

Excentricité accidentelle :

$$e_x = 0.05 L_x = 0.05 \times 18.50 = 0.925 \text{ m}$$

$$e_y = 0.05 L_y = 0.05 \times 19.20 = 0.96 \text{ m}$$

Excentricité théorique :

$$e_x = X_{CM} - X_{CR}$$

$$e_y = Y_{CM} - Y_{CR}$$

$$e_x = |9.17 - 9.20| = 0.03 < e_x = 0.05 L_x \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$e_y = |8.15 - 8.25| = 0.10 < e_y = 0.05 L_y \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Cas/Etage	Nom	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]
1/ 1	Etage 1	9.04 9.19 3.19	8.94 9.34 3.19	0.09	0.15
1/ 2	Etage 2	9.04 9.12 6.24	8.94 9.34 6.24	0.10	0.22
1/ 3	Etage 3	9.04 9.12 9.30	8.94 9.34 9.30	0.10	0.22
1/ 4	Etage 4	9.04 9.12 12.36	8.94 9.34 12.36	0.10	0.22
1/ 5	Etage 5	9.03 9.03 15.49	8.94 9.34 15.49	0.09	0.31
1/ 6	Etage 6	9.03 9.03 18.55	8.94 9.34 18.55	0.09	0.31
1/ 7	Etage 7	9.03 9.26 21.64	8.94 9.50 21.64	0.09	0.24

Tableau IV.8: vérification de l'excentricité théorique et accidentelle

IV-11) Vérification de la participation massique :

C'est le pourcentage de participation des voiles dans la dissipation de l'énergie dégagée par le séisme.

Il doit être supérieur à 90% dans les deux sens (XX et YY).

La valeur de la participation massique a atteint les 90% dans le mode 30.....condition vérifiée

Les résultats sont donnés par le tableau ci-dessous :

1^{er} mode : translation suivant x

2^{ème} mode : translation suivant y

3^{ème} mode : rotation autour de z

Cas/Mode	Période [sec]	Masses	Masses	Tot.mas.UX	Tot.mas.UY	Masses	Masses
3/ 13	0.06	92.22	86.54	2443830.79	2443830.79	92.21	86.54
3/ 14	0.06	92.27	86.54	2443830.79	2443830.79	92.27	86.54
3/ 15	0.06	92.29	86.54	2443830.79	2443830.79	92.28	86.54
3/ 16	0.06	92.29	86.54	2443830.79	2443830.79	92.29	86.54
3/ 17	0.06	92.30	86.54	2443830.79	2443830.79	92.29	86.54
3/ 18	0.06	92.30	86.58	2443830.79	2443830.79	92.29	86.58
3/ 19	0.06	92.30	86.66	2443830.79	2443830.79	92.29	86.66
3/ 20	0.06	92.30	86.70	2443830.79	2443830.79	92.29	86.71
3/ 21	0.06	92.30	87.18	2443830.79	2443830.79	92.30	87.19
3/ 22	0.05	92.30	88.28	2443830.79	2443830.79	92.30	88.26
3/ 23	0.05	92.31	92.83	2443830.79	2443830.79	92.31	92.84
3/ 24	0.05	92.33	92.83	2443830.79	2443830.79	92.33	92.84
3/ 25	0.05	92.33	92.84	2443830.79	2443830.79	92.33	92.84
3/ 26	0.05	92.33	92.84	2443830.79	2443830.79	92.33	92.84
3/ 27	0.05	92.33	92.86	2443830.79	2443830.79	92.33	92.86
3/ 28	0.05	92.33	92.86	2443830.79	2443830.79	92.33	92.86

Tableau IV.9: vérification de la participation massique

IV-12) Justification vis-à-vis des déformations :Déplacements relatifs:

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Résultat du robot :

Cas/Etage	dr UX [cm]	Cas/Etage	dr UY [cm]
4/ 1	0.325	5/ 1	0.251
4/ 2	0.710	5/ 2	0.530
4/ 3	0.932	5/ 3	0.706
4/ 4	1.041	5/ 4	0.807
4/ 5	1.081	5/ 5	0.880
4/ 6	1.065	5/ 6	0.889
4/ 7	1.027	5/ 7	0.869

Tableau IV.10 : vérification de la Déplacements relatifs

D'après les résultats du robot en remarque que le déplacement selon X-X et selon Y-Y ne dépasser pas 1% de la hauteur.....condition vérifiée

IV-13) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Art 5.9/RPA99) :

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments

Si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot H_K} \leq 0.1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau «k».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

H_k : Hauteur d'étage « k »

Sens xx :

NIV	P_K	Δ_K	$P_K \cdot \Delta_K$	V_K	H_K	$V_K \cdot H_K$	θ	condition
RDC	23592.63	0.461	10876.20243	2159.03	4080	8808842.4	0.001234691	OK
1	19722.18	0.672	13253.30496	2079.25	3060	6362505	0.002083033	OK
2	16379.52	0.823	13480.34496	1929.53	3060	5904361.8	0.002283116	OK
3	13036.87	0.899	11720.14613	1718.98	3060	5260078.8	0.002228131	OK
4	9749.01	0.947	9232.31247	1442.61	3060	4414386.6	0.002091415	OK
5	6541.47	0.926	6057.40122	1099.62	3060	3364837.2	0.001800206	OK
6	3340.01	0.887	2962.58887	654.3	3060	2002158	0.001479698	OK

Sens YY :

NIV	P_K	Δ_K	$P_K \cdot \Delta_K$	V_K	H_K	$V_K \cdot H_K$	θ	condition
RDC	23592.63	0.375	8847.23625	2367.87	4080	9660909.6	0.000915777	OK
1	19722.18	0.548	10807.75464	2278.49	3060	6972179.4	0.001550126	OK
2	16379.52	0.685	11219.9712	2115.89	3060	6474623.4	0.001732915	OK
3	13036.87	0.763	9947.13181	1886.42	3060	5772445.2	0.001723209	OK
4	9749.01	0.803	7828.45503	1586.61	3060	4855026.6	0.001612443	OK
5	6541.47	0.804	5259.34188	1212.62	3060	3710617.2	0.001417377	OK
6	3340.01	0.789	2635.26789	719.7	3060	2202282	0.001196608	OK

Tableau IV.11: Vérification de l'effet P- Δ

A decorative vertical bar on the left side of the page, consisting of a dark blue bar and a lighter blue arrow pointing to the right. The text "Chapitre V" is centered within the arrow.

Chapitre V

Ferrailage des éléments principaux

A decorative graphic at the bottom left of the page, consisting of several overlapping, curved lines in shades of blue and grey, resembling a stylized plant or abstract pattern.

V-1) Ferrailage des poteaux :**V-1-1) Introduction :**

Voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales) ossature auto stable contreventée par voile)

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Auto desk Robot Structural Analysais Professional 2010), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

- ✓ Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.
- ✓ Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- ✓ Les voiles seront dimensionnés en flexion composée.

V-1-2) Etude du ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible.

A) Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Combinaisons fondamentales BAEL 91 révisée 99:

ELU : $1.35Q+1.5G$

ELS : $G+Q$

Combinaisons accidentelles RPA 99 / version 2003 :

ACC : $G+Q\pm E$

B) Calcul des armatures longitudinales :

❖ *D'après l'RPA 99 / version 2003 (article 7.4.2)*

- ☞ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- ☞ Leur pourcentage minimale sera de 0,8 % (zone II)

Poteaux (40×50) : $A_{\min} = 0,008 \times 50 \times 40 = 16 \text{ cm}^2$

Poteaux (40×30) : $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 30 = 9.6 \text{ cm}^2$

- ☞ Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

Poteaux (40×50) : $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 50 = 120 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

$$A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 50 = 80 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courant).}$$

Poteaux (40×30) : $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

$$A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courant).}$$

- ☞ Le diamètre minimum est de 12 mm.
- ☞ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II)
- ☞ La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).

Le ferrailage sera calculer l'aide de Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 et on le compare avec le minimum du RPA 99 / version 2003(Amin).

❖ Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art A.8.1, 21):

$$A_u (\text{min}) = \max (0,2\%B ; 4\%P)$$

$$A_u (\text{max}) = 5\%B$$

Avec :

$$B_1 : \text{section de béton} = 40 \times 50 = 2000 \text{ cm}^2$$

$$B_2 : \text{section de béton} = 40 \times 30 = 1200 \text{ cm}^2$$

$$P_1 : \text{périmètre de la section en mètre} = (40+50) \times 2 = 180 \text{ cm.}$$

$$P_2 : \text{périmètre de la section en mètre} = (40+30) \times 2 = 140 \text{ cm.}$$

Poteau (40×50) :

$$A_u (\text{min}) = \max (4 ; 7.2) \text{ cm}^2$$

$$A_u (\text{max}) = 5\%B = 100 \text{ cm}^2.$$

Poteau (40×30) :

$$A_u (\text{min}) = \max (2.4 ; 5.6) \text{ cm}^2$$

$$A_u (\text{max}) = 5\%B = 60 \text{ cm}^2.$$

C) Calcul des armatures transversales :

❖ Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec:

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales ($f_e = 400 \text{ MPa}$).

$\rho_a = 2.5$ Si l'élançement géométrique $\lambda g \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ Si l'élançement géométrique $\lambda g < 5$.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_l\right) \dots\dots\dots \text{BAEL 91 révisée 99.}$$

Avec:

Φ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

t : espacement des armatures transversales.

$t \leq \text{Min} (10\Phi_l ; 15 \text{ cm})$ en zone nodal (zone II).....RPA99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)

$t \leq 15\Phi_l$ en zone courante.....RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)

- Φ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.
- t : espacement des armatures transversales.
- $t \leq \text{Min} (10\Phi_l ; 15 \text{ cm})$ en zone nodal (zone II).....RPA99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)
- $t \leq 15\Phi_l$ en zone courante.....RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)
- Φ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

AN:

❖ Selon le BAEL 91 révisée 99 :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{50}{35}, \frac{40}{10}, 1.4\right) = \min(1.42, 4, 1.6) \Rightarrow \Phi_t \leq 1.42 \text{ cm}$$

On adopte $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

❖ Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

$$t \leq \text{Min}(10\Phi_1 ; 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal} \rightarrow t \leq \text{Min}(10 \times 1.4 ; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm.}$$

$$t \leq 15\Phi_1 \text{ en zone courante} \rightarrow t \leq 14 \times 1.6 = 22.4 \text{ cm.}$$

On adopte un espacement pour ce poteau de :

$t = 10 \text{ cm}$ dans la zone nodale.

$t = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante.

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de

$10\Phi_t$ minimum (voir Figure).

$$10\Phi_t = 10 \times 0.8 = 8 \text{ cm} ; \text{ alors on adopte longueur de } 10 \text{ cm}$$

D) Recouvrement :

La largeur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 / version 2003 (page 61) est de :

40Φ en zone II.

$$\Phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}; \text{ alors on adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

Longueur de la zone nodale :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\right) \text{ cm} \dots \dots \dots \text{RPA 99 / version 2003}$$

$h' = 60 \text{ cm.}$

Pour les poteaux qui restent on va calculer avec logiciel de calcul des sections de ferrailage des éléments en béton expert 2010 dans les combinaisons suivantes :

Selon le BAEL91 révisée 99 :

☞ ELU : $1.35Q+1.5G$

☞ ELS : $G+Q$

Selon le RPA 99 / version 2003 :

☞ ACC : $G+ Q \pm E$

On fait le ferrailage des poteaux étage par étage. Dans le calcul de chaque étage on prend la valeur max de l'effort N appliqué et les valeurs de M_y et M_z

Tableau : Les résultats des efforts correspondant au poteau plus sollicité (40*50) à ELU, ELS et ACC.

combinaison	N(kn)	M_y	M_z
ELU	1363.32	0.01	3.71
ELS	993.29	0.02	2.75
ACC	1199.12	37.10	0.68
	-380.19	-0.60	-53.30
	-526.35	3.68	38.59

Tableau V.1 : Les résultats des efforts correspondant au poteau plus sollicité

Tableau : Les résultats des efforts correspondant au poteau plus sollicité (40*30) à ELU, ELS et ACC :

combinaison	N(kn)	M_y	M_z
ELU	581.28	-3.57	-3.15
ELS	424.01	-2.57	-2.33
ACC	61.19	-78.81	-2.29
	29.69	5.84	-68.30
	-129.17	10.05	48.53

Tableau V.2 : Les résultats des efforts correspondant au poteau plus sollicité

Tableau : Les résultats des efforts correspondant aux les raidisseurs (40*50) à ELU, ELS et ACC :

combinaison	N(kn)	M_y	M_z
ELU	646.68	-8.62	-2.48
ELS	471.51	-6.30	-1.80
ACC	890.30	33.71	-11.07
	888.96	0.33	54.35
	-640.97	-29.31	0.41

Tableau V.3 : Les résultats des efforts correspondant au poteau plus sollicité

Tableau : Les résultats des efforts correspondant aux les raidisseurs (40*30) à ELU, ELS et ACC :

combinaison	N(kn)	M_y	M_z
ELU	202.44	-0.50	-3.75
ELS	147.57	-0.39	-2.73
ACC	135.33	24.88	-3.72
	75.87	-1.22	-30.98
	-48.79	-0.68	12.30

Tableau V.4 : Les résultats des efforts correspondant au poteau plus sollicité

Les résultats des ferraillages du poteau (40*50) sont résumés dans le tableau suivant :

section	combinaison	A_{minRPA} Cm ²	$A_{minBAEL}$ Cm ²	$A_{calculé}$ Cm ²	Ferraillage longitudinal	
					Section (cm ²)	choix
40*50	ELU	16	7.2	18.8	20.36	4HA16 + 8HA14
	ELS					
	ACC					

Tableau V.5 : ferraillages du poteau (40*50)

Les résultats des ferraillages du poteau (40*30) sont résumés dans le tableau suivant :

section	combinaison	A_{minRPA} Cm ²	$A_{minBAEL}$ Cm ²	$A_{calculé}$ Cm ²	Ferraillage longitudinal	
					Section (cm ²)	choix
40*30	ELU	9.6	5.6	15.2	16.08	6HA20
	ELS					
	ACC					

Tableau V.6 : ferraillages du poteau (40*30)

Les résultats des ferraillages du raidisseur (40*50) sont résumés dans le tableau suivant :

section	combinaison	A_{minRPA} Cm ²	$A_{minBAEL}$ Cm ²	$A_{calculé}$ Cm ²	Ferraillage longitudinal	
					Section (cm ²)	choix
40*50	ELU	16	7.2	19.6	20.36	4HA16 + 8HA14
	ELS					
	ACC					

Tableau V.7 : ferraillages du poteau raidisseur (40*50)

Les résultats des ferraillages du raidisseur (40*30) sont résumés dans le tableau suivant :

section	combinaison	A_{minRPA} Cm ²	$A_{minBAEL}$ Cm ²	$A_{calculé}$ Cm ²	Ferraillage longitudinal	
					Section (cm ²)	choix
40*30	ELU	9.6	5.6	5.2	10.18	4HA14 + 2HA16
	ELS					
	ACC					

Tableau V.8 : ferraillages du poteau raidisseur (40*30)

Vérification à l'E.L. U :Vérification vis-à-vis à l'effort tranchant :

D'après le BAEL :

Exemple de calcul :

Poteau (40*50) cm² : (Fissuration préjudiciable)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) = 2.5 \text{MPa}$$

Soit l'effort tranchant maximum est : $T_{\max} = 1180 \text{N}$.

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = 0.0059 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

b*h	T _{max}	τ _u	τ̄ _u	OB
40*50	1180	0.059	2.5	CV
40*30	2530	0.023	2.5	CV
40*50	3610	0.02	2.5	CV
40*30	2758	0.34	2.5	CV

Tableau V.9 Vérification selon BAEL

Calcul des armatures transversales :Choix du diamètre :

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_1^{\max} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{cm}$$

Soit Φ_t = 8mm

Φ₁ : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales ont : A_t = 4HA8 = 2.01cm² qui représentent deux cadre (ce ferrailage est adopté pour tous les poteaux).

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10Φ_t min = 8cm.

Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003):

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10 \varnothing, 15 \text{ cm}) < (16 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

On adopte $S_t = 10 \text{ cm}$.

En zone courante :

$$S_t \leq 15 \varnothing^{\min} < 24 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

Vérification de la quantité d'armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit:

- Si $\lambda_g \geq 5$: $A_{\min} = 0,3\% \times S_t \times b$.
- Si $\lambda_g \leq 3$: $A_{\min} = 0,8\% \times S_t \times b$.
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

En zone nodale ($S_t = 10 \text{ cm}$) :

$$A_{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

En zone courante ($S_t = 15 \text{ cm}$) :

$$A_{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification à L'ELS:Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes

Max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 348 \text{ MPA}$

Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPA}$

Remarque :

Les contraintes seront tirées de logiciel robot expert

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

b*h	N_s	M_y^s	M_z^s	A	σ_{bc}	$\sigma_{bc \text{ adm}}$	σ_{st}	$\sigma_{st \text{ adm}}$	OB
40*50	993.29	0.02	2.75	18.8	4.6	15	67.7	400	CV
40*30	424.01	-2.57	-2.33	15.2	3.5	15	50.6	400	CV
40*50	471.51	-6.30	-1.80	19.6	2.5	15	36	400	CV
40*30	147.57	-0.39	-2.73	5.6	1.5	15	21.4	400	CV

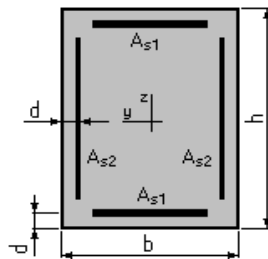
Tableau V.10 Vérification des contraintes à l'ELS

Exemple de calcul de logiciel ROBOT EXPERT pour le poteau 40x50 :

Expertise de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$$b = 40.0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 50.0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 4.0 \quad (\text{cm})$$

3. Armatures:Section théorique $A_{s1} = 4.7$ (cm²)Section minimum $A_{s \min} = 3.6$ (cm²)théorique $\rho = 0.94$ (%)minimum $\rho_{\min} = 0.18$ (%)Section théorique $A_{s2} = 4.7$ (cm²)Section maximum $A_{s \max} = 100.0$ (cm²)maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)4. Efforts appliqués:

Cas N°	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	993.29	0.02	2.75

5. Résultats:

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 993.29 (kN) M_y = 0.02 (kN*m) M_z = 2.75 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.29

Position de l'axe neutre: y = 514.6 (cm)

Contrainte du béton:

comprimée: $\sigma_{bc} = 4.6$ (MPa)

Contrainte limite du béton:

comprimée: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 67.7$ (MPa)Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \lim} = 400.0$ (MPa)

V-2) Ferrailage des poutres :**V-2-1) Introduction :**

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 / version 2003 pour la vérification.

V-2-2) Les combinaisons d'action sont les suivantes :

La combinaison fondamentale BAEL 91 révisée 99 :

- ❖ $1,35G+1,5Q$ à l'ELU.
- ❖ $G+Q$ à l'ELS

Les combinaisons accidentelles RPA 99 / version 2003 :

Pour les poutres dans l'axe X:

- ❖ $G + Q \pm E_x$
- ❖ $0.8G \pm E_x$

Pour les poutres dans l'axe Y :

- ❖ $G + Q \pm E_y$
- ❖ $0.8G \pm E_y$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de chaque portique de chaque étage et on vérifie avec la combinaison ELS.

V-2-3) L'étude des Poutres :L'étude des Poutres principale (40×40) :

Les cas défavorable extrait à l'aide du logiciel robot

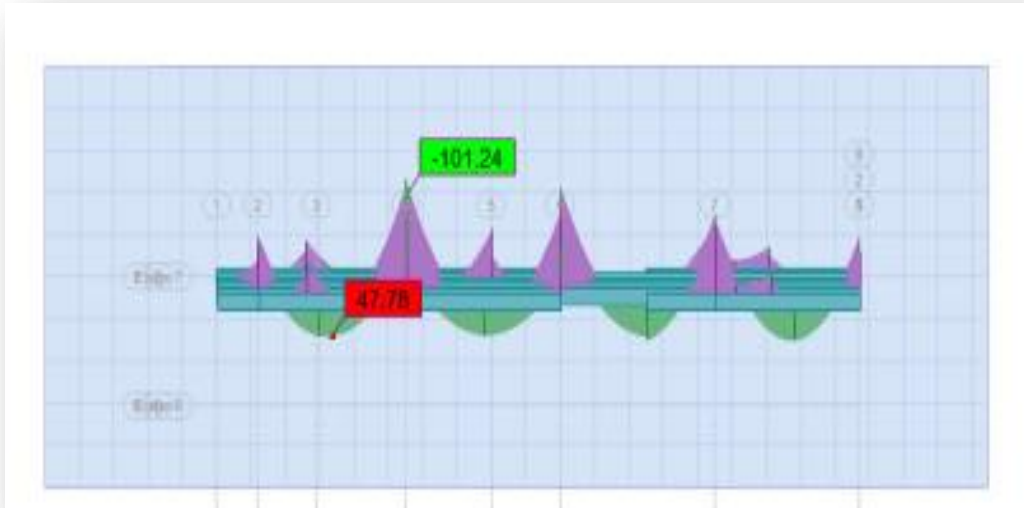


Figure V.1 : Diagramme des moments de flexion sous la combinaison ELU

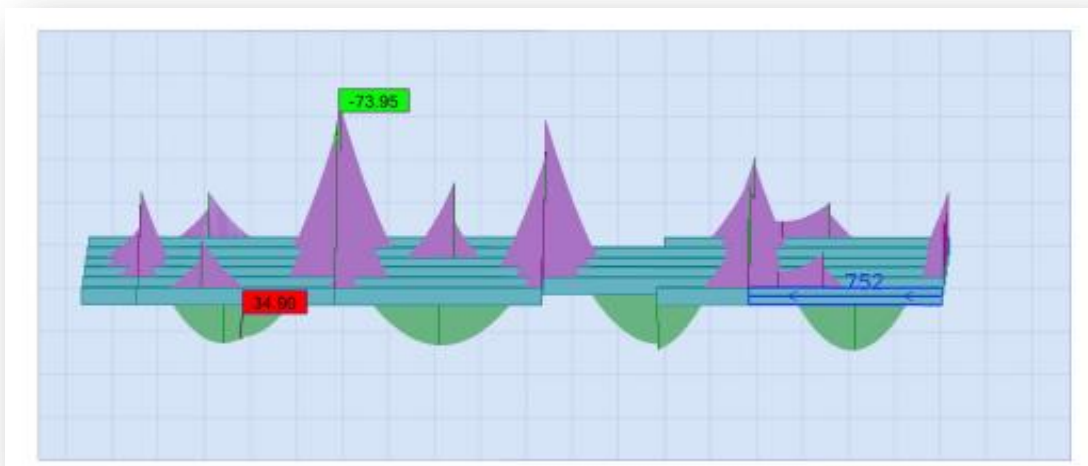


Figure V.2 : Diagramme des moments de flexion sous la combinaison ELS.

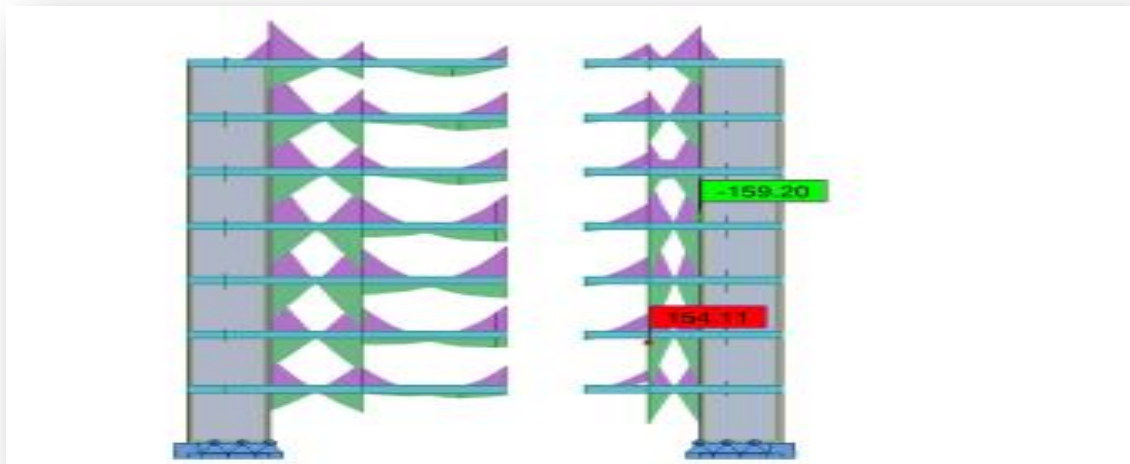


Figure V.3 : Diagramme des moments de flexion sous la combinaison ACC

Tableau le moment max dans l'appui et la travée :

En appui			En travée		
ELU	ELS	ACC	ELU	ELS	ACC
$M^{\max} =$ -101.24	$M^{\max} =$ -73.95	$M^{\max} = -159.2$ $M^{\max} = 154.11$	$M^{\max} =$ 47.78	$M^{\max} =$ 34.90	$M^{\max} = -79.6$ $M^{\max} = 77.05$

Tableau V.11 : le moment max dans l'appui et la travée

Ferrailage des poutres principales :

On a calculé les ferrailages avec le robot expert 2010

	Armature calculée		Choix des armatures			
	Armature tendue A_{S1} (cm ²)	Armature comprimée A_{S2} (cm ²)	A_{S1}	A_{adop} (cm ²)	A_{S2}	A_{adop} (cm ²)
En appui	10.9	11.3	6HA16	12.06	6HA16	12.06
En travée	5.3	5.5	3HA16	6.03	3HA16	6.03

Tableau V.12 : Ferrailage des poutres principales

L'étude des Poutres secondaire (30× 40) : au-dessus du voile

Les cas défavorable extrait à l'aide du logiciel robot

Tableau le moment max dans l'appui et la travée :

En appui			En travée		
ELU	ELS	ACC	ELU	ELS	ACC
$M^{\max} = -58.65$	$M^{\max} = -42.64$	$M^{\max} = -122.27$ $M^{\max} = 120.66$	$M^{\max} = 56.55$	$M^{\max} = 41.09$	$M^{\max} = -61.14$ $M^{\max} = 60.33$

Tableau V.13 : le moment max dans l'appui et la travée

Ferraillage des poutres secondaire :

	Armature calculée		Choix des armatures			
	Armature tendue A_{S1} (cm ²)	Armature comprimée A_{S2} (cm ²)	A_{S1}	A_{adop} (cm ²)	A_{S2}	A_{adop} (cm ²)
En appui	11.9	12.01	6HA16	12.06	6HA16	12.06
En travée	6.1	5.9	3HA16	6.03	3HA16	6.03

Tableau V.14 : Ferraillage des poutres secondaire

L'étude des Poutres secondaire (30× 40) :

Les cas défavorable extrait à l'aide du logiciel robot

Tableau le moment max dans l'appui et la travée :

En appui			En travée		
ELU	ELS	ACC	ELU	ELS	ACC
$M^{\max} = -24.33$	$M^{\max} = -17.77$	$M^{\max} = -50.34$	$M^{\max} = 14.06$	$M^{\max} = 34.96$	$M^{\max} = 46.78$

Tableau V.15 : le moment max dans l'appui et la travée

Ferraillage des poutres secondaire :

	Armature calculée		Choix des armatures			
	Armature tendue A_{S1} (cm ²)	Armature comprimée A_{S2} (cm ²)	A_{S1}	A_{adop} (cm ²)	A_{S2}	A_{adop} (cm ²)
En appui	0	4.8	3HA12	3.39	5HA12	5.65
En travée	4.4	0	5HA12	5.65	3HA12	3.39

Tableau V.16 : Ferraillage des poutres secondaire

Les recommandations du RPA 2003:

a) Armatures longitudinales :

- ☞ Les armatures longitudinales doivent être des aciers haute adhérence.
- ☞ Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est:

$$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h) \text{ en toute section.}$$

Poutres principales (40×40) cm² : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 8.00 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires (40×30) cm² : $A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$.

☞ Pourcentage total maximum :

$$A_{\max} = 4 \% (b \times h) \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6 \% (b \times h) \text{ en zone de recouvrement}$$

Poutres principales:

$$A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

Poutres secondaires (40×30) cm²:

$$A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante)}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

☞ La longueur minimale de recouvrement est 50Φ

b) Armatures transversales :

☞ La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

☞ L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi\right) \text{ En zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

Avec :

Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales

V-2-4) Vérifications à L'ELU :

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales de (40×40) cm²:

$$A_{min} = 0.23 \times 40 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.83 < 12.06 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

-Poutres secondaires (40×30) cm² :

$$A_{min} = 0.23 \times 40 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 1.35 < 9.04 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

✓ Justification de l'effort tranchant :(BAEL91.art A.5.1) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente τ_u , pris Conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \quad \text{Avec : } T_u^{max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

- Poutres principales (40×40) cm²: $\tau_u = \frac{70.58 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.38} = 0.46 \text{MPa}$

- Poutres secondaire (40×30) au-dessus du voile: $\tau_u = \frac{51.05 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.28} = 0.46 \text{MPa}$

- Poutres secondaires (40×30) cm²: $\tau_u = \frac{13.53 \times 10^{-3}}{0.40 \times 0.28} = 0.18 \text{MPa}$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = \min \left(0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{MPa}$$

- Poutres principales : $\tau_u = 0.46 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa}$ condition vérifiée.

- Poutres secondaires : (30×40) : $\tau_u = 0.46 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa}$ condition vérifiée.

- Poutres secondaires (30×40) : $\tau_u = 0.18 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa}$ condition vérifiée.

✓ Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

(BAEL91.art A.5.1.321)

Lorsqu'au droit d'un appui: $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $(T_u - \frac{M_u}{0.9d}) \frac{1}{\sigma_{st}}$

$$D'où : A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Poutres principales: } 70.58 - \frac{159.2}{0.9 \times 0.38} = -394.91 < 0 \\ - \text{Poutres secondaires (30} \times 40 \text{): } 51.05 - \frac{122.27}{0.9 \times 0.28} = -434.14 < 0 \\ - \text{Poutres secondaires (30} \times 40 \text{): } 13.53 - \frac{50.34}{0.9 \times 0.28} = -186.2 < 0 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Les armatures sup-} \\ \text{plémentaires ne} \\ \text{sont pas nécessaires.} \end{array}$$

✓ Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL91.art A.5.1.32})$$

$$- \text{Poutres principales (40} \times 40 \text{): } T_u = 70.58 \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.38 \times 0.4 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 912 \text{KN}$$

$$- \text{Poutres secondaires (40} \times 30 \text{): } T_u = 51.05 \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.28 \times 0.4 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 1680 \text{KN}$$

✓ Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis: (Art. A.6.1.2.1, BAEL 91)

☞ *Vérification de la contrainte d'adhérence acier – béton :*

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

Avec : $\psi = 1.5$ Pour les aciers HA.

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} \leq \tau'_{se} \quad \text{Avec : } \sum U : \text{périmètre utile des aciers.}$$

$$\sum U = n \cdot \pi \cdot \emptyset$$

$$- \text{Poutres principales : } \tau_{se} = \frac{70.58 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 282.6} = 1.08 \text{MPa} < \tau'_{se}$$

$$- \text{Poutres secondaires (40} \times 30 \text{): } \tau_{se} = \frac{51.05 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 282.6} = 0.96 \text{MPa} < \tau'_{se}$$

$$- \text{Poutres secondaires (40} \times 30 \text{): } \tau_{se} = \frac{13.53 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.04} = 1.48 \text{MPa} < \tau'_{se}$$

Conclusion : la contrainte d'adhérence est vérifiée.

V-2-5) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \min(1.14; 1.2; 3) \leq 1.2$$

Où ϕ_1 est le plus petit diamètre utilisé dans le ferrailage. Soit $\phi_t = 8\text{mm}$

✓ Calcul des espacements :

Zone nodale : $s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\text{cm}\right)$

- Poutres principales (40×40) : $S_t = 10\text{cm}$

- Poutres secondaires (30×40) : $S_t = 7.5\text{cm}$

- Poutres secondaires (30×40) : $S_t = 7.5\text{cm}$; soit $S_t = 7\text{cm}$

Zone courante : $s_t \leq \frac{h}{2}$

-Poutres principales de (40×40) : $S_t = 20\text{cm}$

- Poutres secondaires (30×40) : $S_t = 15\text{cm}$

✓ Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

V-2-6) Vérification à l'ELS :

❖ Etat limite d'ouverture des fissures:

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

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

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s \leq \sigma'_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A}$ (A : armatures adoptées à l'ELU)

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

❖ **Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS :**☞ Vérification du ferrailage des poutres principales en appuis à l'ELS :

section	M_s	A_s	ρ	β	K	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
40*40	73.95	22.2	1.46	0.84	0.062	96.05	5.95	15	CV

Tableau V.17 : Vérification du ferrailage des poutres principales en appuis à l'ELS

☞ Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS :

section	M_s	A_s	ρ	β	K	σ_{bc}	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
40*40	34.9	10.8	0.71	0.878	0.038	86.73	3.29	15	CV

Tableau V.18 : Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS

☞ Vérification du ferrailage des poutres secondaire (30× 40) : au-dessus du voile en appuis à l'ELS :

section	M_s	A_s	ρ	β	K	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
30*40	42.64	23.91	1.57	0.836	0.065	75.48	4.9	15	CV

Tableau V.19 : Vérification du ferrailage des poutres Poutres secondaire (40× 30)

Au-dessus du voile

☞ Vérification du ferrailage des poutres secondaire (30× 40) : au-dessus du voile en travée à l'ELS :

section	M_s	A_s	ρ	β	K	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
30*40	41.09	12	1.07	0.857	0.050	56.65	2.83	15	CV

Tableau V.20 : Vérification du ferrailage des poutres secondaire (40× 30) : au-dessus du voile en travée à l'ELS

☞ Vérification du ferrailage des poutres secondaire en appuis à l'ELS :

section	M_s	A_s	ρ	β	K	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
30*40	17.77	4.8	0.428	0.9	0.029	78.00	0.22	15	CV

Tableau V.21 : Vérification du ferrailage des poutres secondaire en appuis à l'ELS

☞ Vérification du ferrailage des poutres secondaire en travée à l'ELS :

section	M_s	A_s	ρ	β	K	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
30*40	34.96	4.4	0.39	0.905	0.027	150.26	0.41	15	CV

Tableau V.22 : Vérification du ferrailage des poutres secondaire en travée à l'ELS

❖ **Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

❖ **Etat limite de fissuration (la flèche) :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions sont satisfaites.

☞ Sens principale :

$$1/ \frac{h}{L_{max}} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{450} = 0.089 > 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0.089 \geq \frac{79.06}{10 \times 93.01} = 0.085 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{12.06}{40 \times 28} = 0.0105 \leq 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$M_0 = M_t / 0.85 \dots \dots \dots M_0 = 79.06 / 0.85 = 93.01 \text{ KN.m}$$

M_t : moment max en travée

M_0 : moment isostatique.

☞ Sens secondaire :

$$1/ \frac{h}{L_{max}} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{375} = 0.08 > 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} = \frac{30}{375} \geq \frac{23.34}{10 \times 27.45} \Rightarrow 0.08 \geq 0.085 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} = \frac{6.78}{25 \times 33} \leq 0.0105 \Rightarrow 0.0082 \leq 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire dans les deux sens.

V-3) ferraillage des voiles :**V-3-1) Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces Horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

Conception :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (Torsion) Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (Flexibilité du plancher) L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (Il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- ✓ Structures auto stables.
- ✓ Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

Rôle de contreventement

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ✓ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ✓ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V-3-2) Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée à l'aide de la méthode des contraintes,

❖ *Combinaisons d'action :*

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

✓ **ELU** : $1,35G + 1,5Q$.

✓ **ELS** : $G + Q$.

✓ **ACC** : $G + Q \pm E$.
 $0.8G \pm E$.

❖ *Prescriptions imposées le RPA99 :*

Aciers verticaux :

Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie Supérieure.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $(L/10)$ de largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

Le pourcentage minimum des armatures longitudinales des voiles dans chaque

Direction est prise comme suit :

- En zone courante 0.1 %.
- Globalement dans la section du voile 0.15 %.

L'espacement minimum des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la

Plus petite des deux valeurs suivantes : $\left\{ \begin{array}{l} s \leq 1.5a \\ s \leq 30\text{cm} \end{array} \right.$

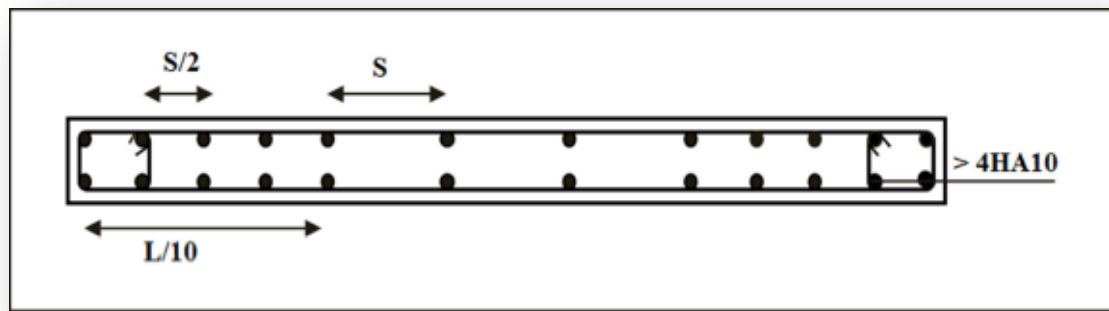


Figure V.4 : disposition des armatures des voiles

Aciers horizontaux :

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 Munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

Aciers transversaux :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur des deux valeurs suivantes :

$$s \leq 1.5e \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{(Article 7.7.4.3)} \\ s \leq 30\text{cm} \end{array} \right.$$

e : épaisseur du voile

a) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au Mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers L'extérieur.

b) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones D'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

c) Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des Efforts sont possibles.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles

V-3-3) Méthode de calcul :

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes. Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{s} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{s} - \frac{M.V}{I}$$

- Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{s} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{s} - \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué

s : Section transversale du voile.

V, V' : bras de levier, sachant que : $V = V' = \frac{L}{2}$

I : l'inertie de voile.

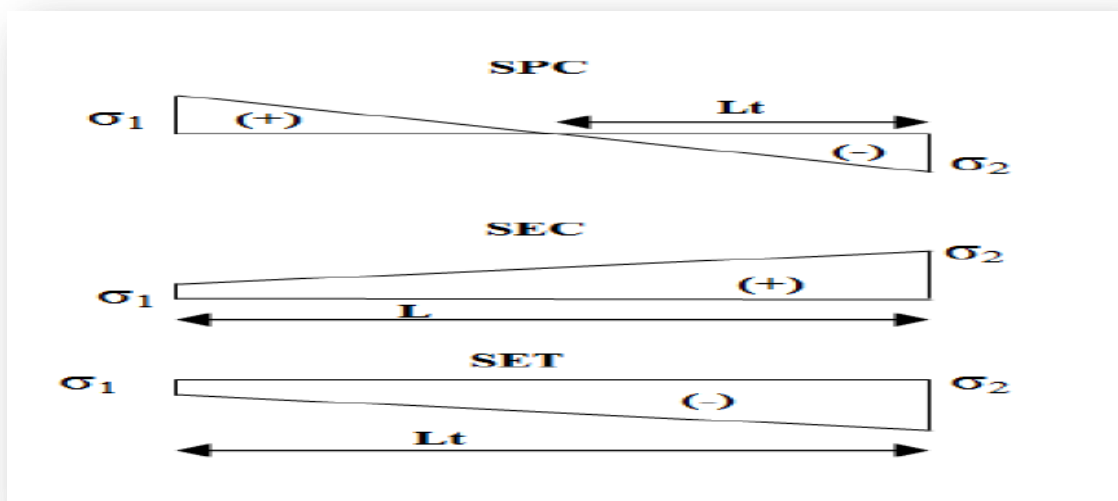


Figure V.5 : Signe des contraintes

On distingue 3 cas :

- ✦ 1er cas : $(\sigma_1 ; \sigma_2) > 0 \longrightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue). La zone courante est armée par le minimum exigé par RPA 99 ($A_{min}=0,20\% .a.L$).
- ✦ 2eme cas : $(\sigma_1 ; \sigma_2) < 0 \longrightarrow$ la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée). on
Calcule le volume des contraintes de traction F_t d'où la section des armatures verticales $A_v=F_t/f_e$. On compare A_v avec la section minimale.
Si : $A_v \leq A_{min} = 0,20\% \times a \times L$ on ferraille avec la section minimale
Si : $A_v > A_{min} = 0,20\% \times a \times L$ on ferraille avec A_v
- ✦ 3eme cas : $(\sigma_1 ; \sigma_2)$ \longrightarrow sont de signe différent La section du voile est partiellement comprimée. On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue

Calcul de L_c et L_t :

- ✓ Section entièrement tendue (SET) : $L_t = L$
- ✓ Section partiellement comprimée (SPC) : $L_t = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right)$
- ✓ Section entièrement comprimée (SEC) : $L_c = L$

Calcul de l'effort normal ultime :

- ✓ Section entièrement tendue (SET) :
$$N_i = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_t \times e$$
- ✓ Section partiellement comprimée (SPC) :
$$N_i = \frac{\sigma + \sigma_1}{2} d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} d \times e$$
- ✓ Section entièrement comprimée (SEC) :

$$N_i = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c \times e$$

Calcul des armatures verticales :

- ✓ Section entièrement tendue (SET) :

$$A_V = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{f_e}$$

- ✓ Section partiellement comprimée (SPC) :

$$A_V = \frac{N_i}{f_e}$$

- ✓ Section entièrement comprimée (SEC) :

$$A_V = \frac{N_{ul} - B \times f_{c28}}{f_e}$$

Armatures minimales de RPA99 :

D'après le **RPA 2003 (Art 7.7.4.1)**:

$A_{\min RPA} = 0,20\% \text{ b} \times L_t$ pour (SET et SPC).

$A_{\min RPA} = 0,20\% \text{ b} \times L_c$ pour (SEC).

b : épaisseur du voile.

L_t ; L_c : longueur de la section tendue ou comprimée.

Le pourcentage minimal :

$A_{\min RPA} = 0,20\% \text{ b} \times L_t$

☞ **Dans la section du voile courante :**

$A_{\min} = 0,15\% \times \text{b} \times L$

☞ **Dans la zone courante:**

$A_{\min} = 0,10\% \times \text{b} \times L_{\text{Courante}}$

- Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de L'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 V_{\text{Cal}} / b_0 d$

Avec :

V : l'effort tranchant à la base du voile.

d: hauteur utile ($d = 0.9 h$).

b : épaisseur de voile.

h: hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\overline{\tau}_u = 0.2 \times f_{c28}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

Selon le BAEL : $\tau_u = V / bd$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right)$$

Vérification à l'ELS :

Pour cet état, on considère $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0.6 f_{c28} = 15MPa$$

Avec:

N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton

A: section d'armature adoptée

Vérification de la contrainte de cisaillement d'après le RPA99 :

$$\tau_b = \frac{V}{b_0.d} \leq \tau'_b = 0.2 f_{c28} \Rightarrow V = 1.4 V_{U \text{ calcul}}$$

Avec :

b_0 : épaisseur de voile

d : hauteur utile = $0.9.h$

h : hauteur totale de la section brute

Vérification de la contrainte de cisaillement d'après le BAEL 91 :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right)$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Avec } \tau_u: \text{ Contrainte de cisaillement.}$$

VI-3-4) Résultats trouvés : Les résultats de calcul pour les voiles les plus sollicités sont regroupés dans les Tableaux ci-après :

☞ les voiles à longueur de 1.5 m selon le sens X-X :

voile	L(m)	N(KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Nature	Lt(m)	Lc(m)	A _{vcal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)
1	1.5	1545.11	489.99	953.17	-112.85	SPC	0.89	0.61	16.91	4.47

Tableau V.23 : calculer de différentes valeurs de propriété du voile L=1.5

☞ les voiles à longueur de 2 m selon le sens X-X :

voile	L(m)	N(KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Nature	Lt(m)	Lc(m)	A _{vcal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)
1	2	1284.92	894.16	809.14	-285.02	SPC	0.986	1.0114	15.83	4.93

Tableau V.24 : calculer de différentes valeurs de propriété du voile L=2

☞ les voiles à longueur de 1.8 m selon le sens X-X :

voile	L(m)	N(KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Nature	Lt(m)	Lc(m)	A _{vcal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)
1	1.8	1520.36	748.57	909.92	-220.90	SPC	0.97	0.83	17.43	4.83

Tableau V.25 : calculer de différentes valeurs de propriété du voile L=1.8

☞ les voiles à longueur de 2.60 m selon le sens Y-Y :

voile	L(m)	N(KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Nature	Lt(m)	Lc(m)	A _{vcal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)
1	2.60	2425.42	1555.05	943.46	-182.48	SPC	1.45	1.15	27.18	7.26

Tableau V.26 : calculer de différentes valeurs de propriété du voile L=2.6

☞ les voiles à longueur de 2 m selon le sens Y-Y :

voile	L(m)	N(KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Nature	Lt(m)	Lc(m)	A _{vcal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)
1	2	963.89	656.30	598.1	-204.94	SPC	0.99	1.01	11.78	4.96

Tableau V.27: calculer de différentes valeurs de propriété du voile L=1.5

❖ Ferraillage des voiles:

☞ les voiles à longueur de 1.5 m selon le sens X-X :

voile	choix des barres (armatures verticales)/nappe						choix des barres (armatures horizontales)/nappe				
	L (m)	A _v Cal (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)/nap	sectoin	St	A _H (cm ²)	A _{min} (cm ²)	S _t (cm)	Choix des barres	A _H adop (cm ²)/nappe
RDC à 6 ^{emz}	1.5	16.91	4.47	18.10	9HA16	15	4.52	5.62	30	10HA12	11.31

Tableau V.28 : ferraillage du voile L=1.5

☞ les voiles à longueur de 2 m selon le sens X-X :

voile	choix des barres (armatures verticales)/nappe						choix des barres (armatures horizontales)/nappe				
	L (m)	A _v Cal (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)/nap	section	S _t	A _H (cm ²)	A _{min} (cm ²)	S _t (cm)	Choix des barres	A _H adop (cm ²)/nappe
RDC à 6 ^{emz}	2	15.83	4.93	18.47	12HA14	15	4.62	7.5	30	10HA12	11.31

Tableau V.29: ferraillage du voile L=2

☞ les voiles à longueur de 1.8 m selon le sens X-X :

voile	choix des barres (armatures verticales)/nappe						choix des barres (armatures horizontales)/nappe				
	L (m)	A_v Cal (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)/nappe	section	S_t	AH (cm ²)	A_{min} (cm ²)	S_t (cm)	Choix des barres	$A_{H\ adop}$ (cm ²)/nappe
RDC à 6 ^{emz}	1.8	17.43	4.83	20.11	10HA16	15	5.03	6.75	30	10HA12	11.30

Tableau V.30 : ferraillage du voile L=1.8

☞ les voiles à longueur de 2.6 m selon le sens Y-Y :

voile	choix des barres (armatures verticales)/nappe						choix des barres (armatures horizontales)/nappe				
	L (m)	A_v Cal (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)/nappe	section	S_t	AH (cm ²)	A_{min} (cm ²)	S_t (cm)	Choix des barres	$A_{H\ adop}$ (cm ²)/nappe
RDC à 6 ^{emz}	2.6	27.18	7.26	32.17	16HA16	15	8.04	9.75	30	10HA12	11.30

Tableau V.31 : ferraillage du voile L=2.6

☞ les voiles à longueur de 2 m selon le sens Y-Y :

voile	choix des barres (armatures verticales)/nappe						choix des barres (armatures horizontales)/nappe				
	L (m)	A_v Cal (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)/nap	section	S_t	AH (cm ²)	A_{min} (cm ²)	S_t (cm)	Choix des barres	$A_{H\ adop}$ (cm ²)/nappe
RDC à 6 ^{emz}	2	11.78	4.96	13.57	12HA12	15	3.39	7.5	30	10HA12	11.30

Tableau V.32 : ferraillage du voile L=2

❖ Vérification des contraintes:

☞ les voiles à longueur de 1.5 m selon le sens X-X :

voile	Vérification de contraintes de cisaillement							vérification à l'ELS			
	Vu(KN)	RPA.V2003			BAEL			N_s (KN)	σ (Mpa)	σ_{adm}	$\sigma < \sigma_{adm}$
		τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	$\tau < \tau_{adm}$	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	$\tau < \tau_{adm}$				
1	73.32	0.16	5	c.v	0.16	3.33	c.v	467.38	1.16	15	c.v

Tableau V.33 : Vérification des contraintes du voile L=1.5

☞ les voiles à longueur de 2 m selon le sens X-X :

voile	Vérification de contraintes de cisaillement							vérification à l'ELS			
	RPA.V2003				BAEL						
	Vu(KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	$\tau < \tau_{adm}$	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	$\tau < \tau_{adm}$	N_s (KN)	σ (Mpa)	σ_{adm}	$\sigma < \sigma_{adm}$
1	210.30	0.45	5	c.v	0.45	3.33	c.v	1094.83	2.07	15	c.v

Tableau V.34 : Vérification des contraintes du voile L=2

☞ les voiles à longueur de 1.8 m selon le sens X-X ::

voile	Vérification de contraintes de cisaillement							vérification à l'ELS			
	RPA.V2003				BAEL						
	Vu(KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	$\tau < \tau_{adm}$	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	$\tau < \tau_{adm}$	N_s (KN)	σ (Mpa)	σ_{adm}	$\sigma < \sigma_{adm}$
1	2.84	0.0016	5	c.v	0.0016	3.33	c.v	590.37	1.23	15	c.v

Tableau V.35 : Vérification des contraintes du voile L=1.8

☞ les voiles à longueur de 2.60 m selon le sens Y-Y:

voile	Vérification de contraintes de cisaillement							vérification à l'ELS			
	RPA.V2003				BAEL						
	Vu(KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	$\tau < \tau_{adm}$	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	$\tau < \tau_{adm}$	N_s (KN)	σ (Mpa)	σ_{adm}	$\sigma < \sigma_{adm}$
1	119.85	0.26	5	c.v	0.26	3.33	c.v	595.14	8.52	15	c.v

Tableau V.36 : Vérification des contraintes du voile L=2.6

☞ les voiles à longueur de 2m selon le sens Y-Y:

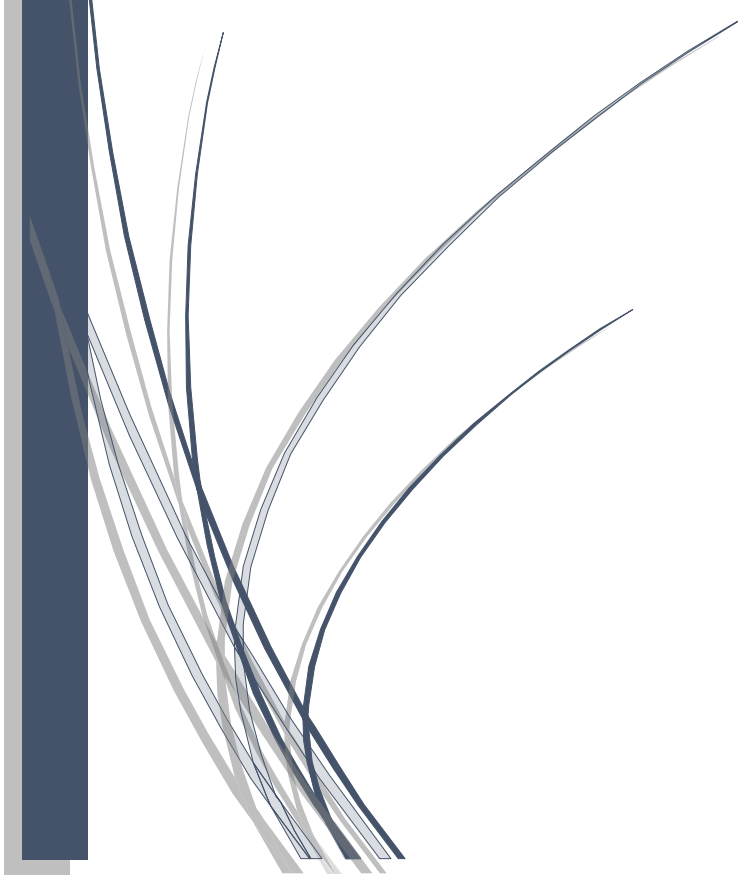
		Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL						
voile	Vu(KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	$\tau < \tau_{adm}$	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	$\tau < \tau_{adm}$	N_s (KN)	σ (Mpa)	σ_{adm}	$\sigma < \sigma_{adm}$
1	29.76	0.064	5	c.v	0.064	3.33	c.v	728.98	1.4	15	c.v

Tableau V.37 : Vérification des contraintes du voile L=2

A decorative vertical bar on the left side of the page, composed of a dark blue bar and a lighter blue arrow pointing to the right. The text 'Chapitre VI' is centered within the arrow.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure



VI-1) Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts au sol apportés par la structure. Ces efforts consistent en :

- ✓ Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- ✓ Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- ✓ Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

VI-2) Étude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI-3) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- ✓ La stabilité de l'ouvrage.
- ✓ La facilité de l'exécution.
- ✓ L'économie
- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ L'importance de la superstructure.

VI-4) Dimensionnement des fondations:**VI-4-1) Semelle isolé :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer l'effort normal (ELS), à la base des poteaux qui sont en contact avec le sol.

$$A \cdot B = \frac{N_S}{\sigma'_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Avec :

- σ_{sol} : capacité portante du sol ;
- B : largeur de la fondation.

On a:

$$N_s = 993.29 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0.2 \text{ MPa}$$

$$B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{993.29}{200}} = 4.97 \text{ m}$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

Semelles continues sous voiles et sous poteaux :

1) Semelles continues sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B.L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}.L}$$

Avec : $N = G + Q$.

B : Largeur de la semelle continue sous voile (i).

L: Longueur du voile.

G et Q : Charge et surcharge à la base du voile

1-1) Surfaces des semelles filantes sous voiles :✓ **Sens longitudinal :**

Voiles	N _s (KN)	L(m)	B(m)	S (m ²)
VL ₁	477.49	1.5	2.39	3.585
VL ₂	467.38	1.5	2.34	3.51
VL ₃	1094.83	2	5.47	10.94
VL ₄	1126.66	2	5.63	11.26
VL ₅	738.98	1.8	3.7	6.66
VL ₆	590.87	1.8	2.95	5.31
VL ₇	418.69	1.5	2.09	3.135
VL ₈	400.76	1.5	2	3
somme				47.4

Tableau VI.1 : Surfaces des semelles filantes sous voiles Sens longitudinal

✓ **Sens transversal :**

Voiles	N _s (KN)	L(m)	B(m)	S (m ²)
VT ₁	584.39	2.6	2.92	7.592
VT ₂	707.4	2.6	3.54	9.204
VT ₃	728.98	2	3.64	7.28
VT ₄	595.14	2.6	2.98	7.748
VT ₅	727	2.6	3.64	9.464
somme				41.9

Tableau VI.2 : Surfaces des semelles filantes sous voiles Sens transversal

Surface totale des semelles filantes sous voile :

$$S_t = 47.4 + 41.29 = 88.69 \text{ m}^2$$

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes

Sur le sol

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que

Leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges

Agissantes sur la semelle

Etapas de calcul :

1-Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

2-Détermination de coordonnée de la résultante : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

3 - Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

☞ Si $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

☞ Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

Semelles filantes sous poteaux :

poteau	N _i	M _i	e _i	N _i × e _i
1	806.16	-2.82	7.58	6110.6928
2	879.38	3.17	3.33	2928.3354
3	258.78	4.04	-1.17	-302.7726
4	903.48	0.16	-5.67	-5122.7316
5	461.83	0.58	-10.17	-4696.8111
somme	3309.63	5.13	/	-1083.2871

Tableau VI.3 : valeur de N_i ; M_i ; e_i sous poteaux

La charge totale transmise par les poteaux est: $\sum N_T = 3309.63 \text{KN}$

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = 0.32 \text{m}$$

a) Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0.32 \leq \frac{L}{6} = \frac{19.2}{6} = 3.2 \text{m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{N_T}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{3309.63}{19.2} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.32}{19.2}\right) = 155.14 \text{KN/m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{N_T}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{3309.63}{19.2} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.32}{19.2}\right) = 189.61 \text{KN/m}^2$$

$$q_{\text{moy}} = \frac{N_T}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{3309.63}{19.2} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.32}{19.2}\right) = 180.99 \text{KN/m}^2$$

b) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{\text{moy}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{180.99}{200} = 0.9 \text{m}$$

On prend : B = 1m

On aura donc, S = B × L = 1 × 19.2 = 19.2m²

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : S_T = S_n + S_v

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_T = 19.2 \times 6 + 88.69 = 203.69 \text{m}^2$$

Surface total du bâtiment :

$$S_{\text{batiment}} = 19.2 \times 18.5 = 355.2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface du bâtiment est :

$$\frac{S_S}{S_B} = \frac{158.49}{355.2} = 0.57$$

Conclusion :

La surface totale des semelles filantes dépasse 50% de la surface du sol d'assise

($S_t > 50 \% S_{\text{bat}}$), alors on opte pour un radier nervuré.

VI-5) Etude du radier nervuré :

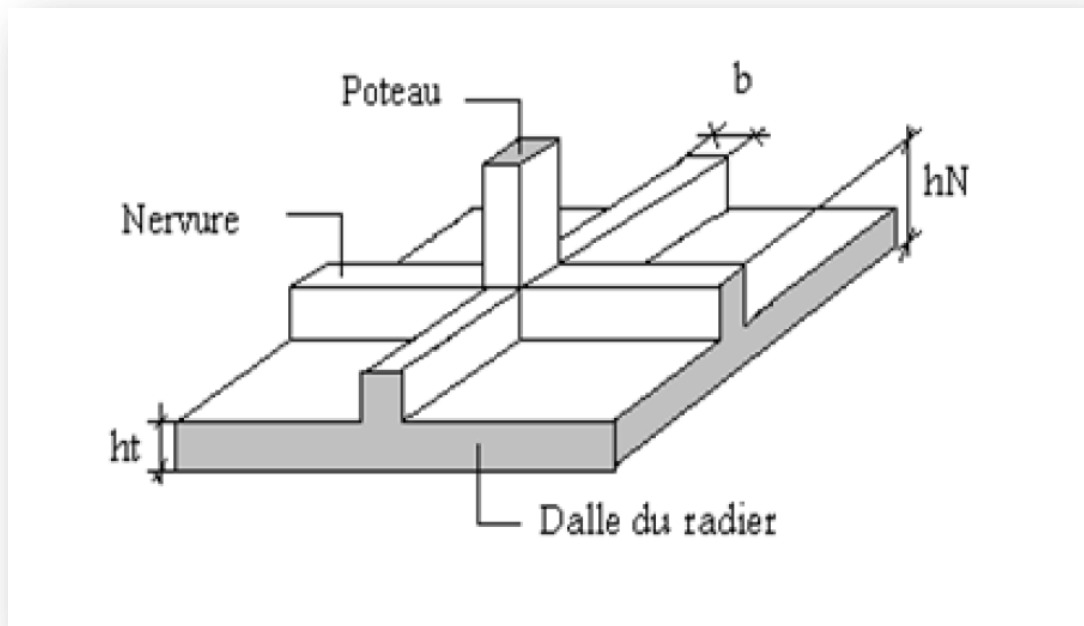
Dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Les caractéristiques du radier sont :

- ☞ Rigide en son plan horizontal.
- ☞ Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation

(Répartition linéaire).

- ☞ Facilité de coffrage.
- ☞ Rapidité d'exécution.
- ☞ Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.



FigureVI.1: Radier nervuré

VI-5-1) Pré dimensionnement du radier :

-Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} = 25\text{cm}$).

-Selon la condition forfaitaire :

❖ **Sous voiles :** l'épaisseur du radier est sujette à deux conditions :

✓ *Condition de vérification de la longueur élastique*

$$L_e = \frac{2 \times L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \quad \text{Avec : } \frac{b \cdot h^3}{12}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique.

E : Module de déformation longitudinale déferée 32000MPa

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen ;

$K = 40 \text{ MPa}$

I : inertie d'une bande d'un de radier.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{max}^4}{E \times \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 4.5^4}{32000 \times 3.14^4}} = 0.63m$$

✓ Selon la Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow 56.25 \leq h \leq 90cm$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique : On adopte pour : $h_r = 80cm$

❖ **Sous poteaux :**

✓ Dalle : La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{450}{20} = 22.5cm \Rightarrow h_d \geq 22.5cm$$

Soit : $h_d = 30cm$

✓ Nervures (poutres) : Elles doivent vérifier :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{450}{10} = 45cm \text{ Soit : } h_n = 50cm$$

$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 20 \leq b \leq 35$; on prend $b_n = 40cm$.

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_r = 80cm$ Hauteur du radier

$h_n = 50cm$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 30cm$ Hauteur de la dalle.

$b_n = 40cm$ Largeur de la nervure

❖ **La surface minimale du radier :**

La surface du radier est déjà déterminée :

$$S_{\text{radier}} = 203.69 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 355.2 \text{ m}^2$$

Remarque:

La surface totale de l'immeuble est supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous allons augmenter la surface du radier et prévoir un débordement minimum D.

❖ **Le calcul de D (débordement) :**

$$D \geq \max (h/2, 30\text{cm}) = \max (75/2; 30\text{cm}) = 37.5\text{cm}$$

On prend $D = 80 \text{ cm}$

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

L_x : Longueur en plan (18.5m)

L_y : Largeur en plan (19.2 m).

$$S' = 355.2 + 0.8 \times 2 \times (19.2 + 18.5) = 415.52$$

VI-6) Différents vérifications :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{\tau_u^{\max}}{b.d} \leq \tau' = \min \left(\frac{0.15.f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) = 2.5\text{MPa}$$

Après une modélisation du radier avec le logiciel « robot structurel » on a obtenu les résultats suivants :

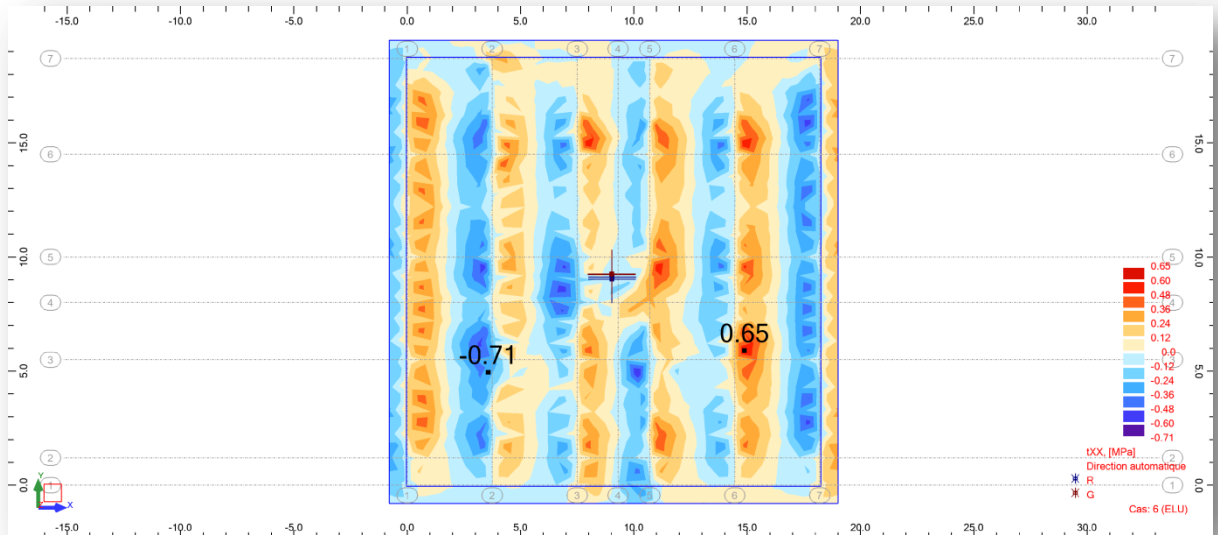


Figure VI.2: τ_u min et max dans le sens x-x

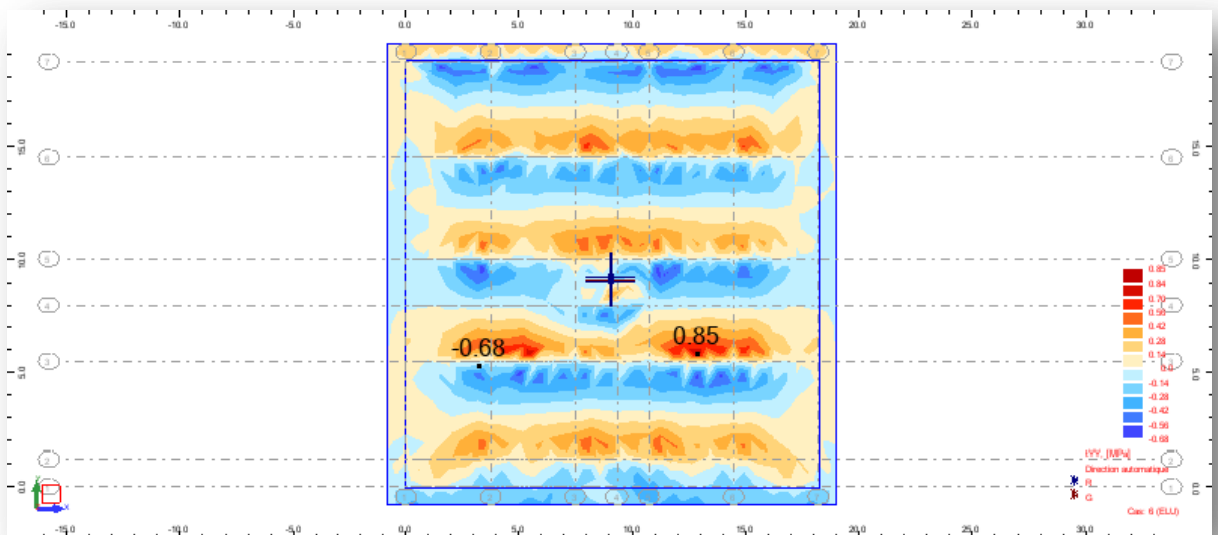


Figure VI.3: τ_u min et max dans le sens y-y

D'après le résultat du robot:

☞ Sens x-x :

$$\tau_u = 0.93 \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

☞ Sens y-y :

$$\tau_u = 1.22 \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :

Nous devons vérifier que :

$$\text{☞ A l'ELU : } \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$\text{☞ A l'ELS : } \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

A l'aide de logiciel 'robot' on obtient le diagramme suivant :

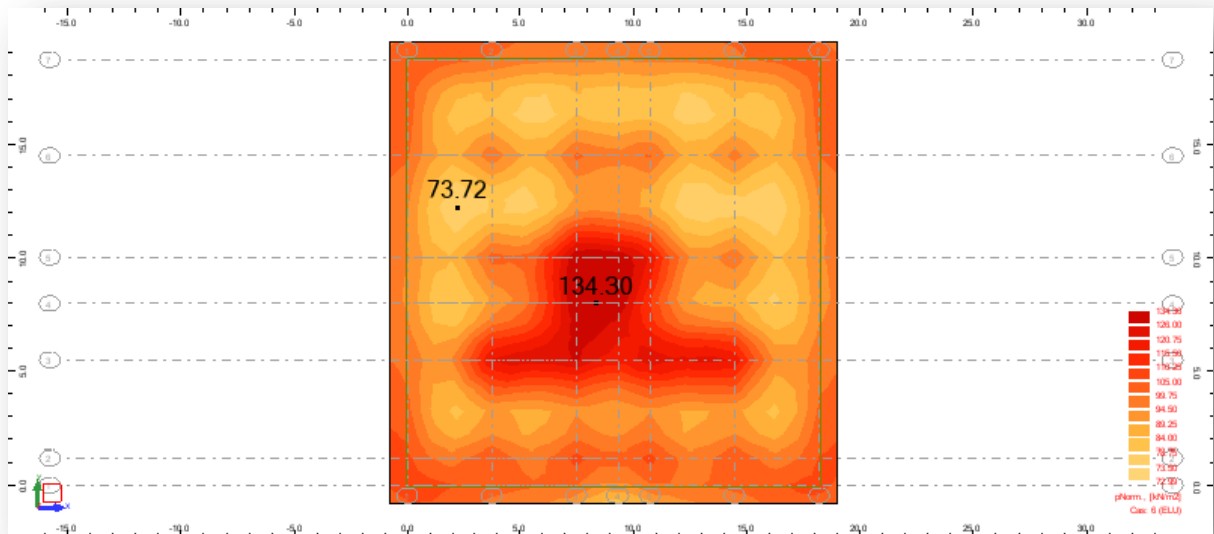


Figure VI.4: Le diagramme de σ A l'ELU

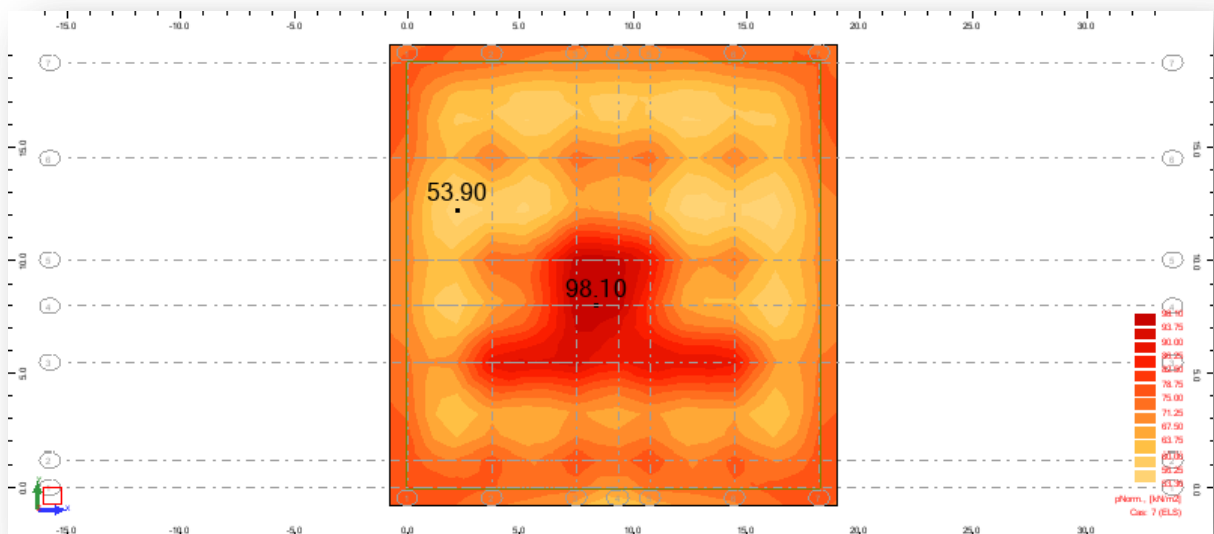


Figure VI.5: Le diagramme de σ A l'ELS

D'après le résultat du robot:

☞ AI'ELU:

$$\sigma_{\max} = 142.35 \text{KN/m}^2 \leq 1.33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

☞ AI'ELS:

$$\sigma_{\max} = 104.02 \text{KN/m}^2 \leq \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification au non poinçonnement BAEL91 [Art.A.5.2.42] :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante :
(Article A.5.2.42) BAEL 91

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

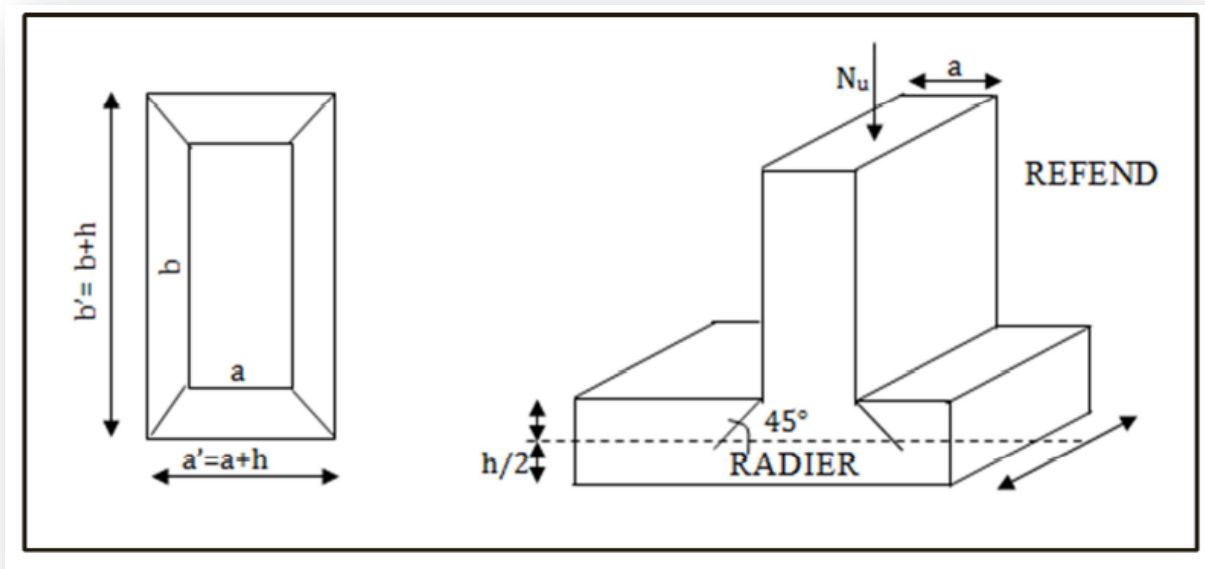


Figure VI.6: Périmètre utile des voiles et des poteaux

☞ Vérification pour les poteaux :

$$\mu_c = 2(a + h) + 2(b + h_r)$$

$$\mu_c = 2(0.4 + 0.8) + 2(0.5 + 0.80) = 5.00m$$

$$N_u = 1440.93 \leq \frac{0.045 \times 5 \times 25000}{1.5} = 3750KN \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

☞ Vérification pour les voiles :

$$\mu_c = 2(0.25 + 1 + 2 \times 0.8) = 5.7m$$

$$N_u = 1008.48 \leq \frac{0.045 \times 5.7 \times 25000}{1.5} = 4275KN \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

VI-7) Ferrailage du radier :1) Ferrailage de la dalle du radier

On calcule le ferrailage du radier à l'aide robot expert

☞ Tableau récapitulatif des moments M_{XX} (KN.m) :

niveau	ELU		ELS		ACC	
	appui	travée	appui	travée	appui	travée
radier	-108.44	52.31	-39.03	38.06	-45.56	49.70

Tableau VI.4 : moments M_{YY} (KN.m)

☞ Tableau récapitulatif des moments M_{YY} (KN.m) :

niveau	ELU		ELS		ACC	
	appui	travée	appui	travée	appui	travée
radier	-147.81	64.65	-107.83	47.24	-66.25	58.45

Tableau VI.5 : moments M_{YY} (KN.m)

☞ Section d'armature :

	Section calculée	Section adopté	choix	St (cm)
En appui	24.8	24.85	7HA16 + 7HA14 (armature de renforcement)	15
En travée	10.4	10.78	7HA14	15

Tableau VI.6 : Ferrailage de la dalle du radier

Remarque :

Lorsque le moment en appui et élevée la section de ferrailage est augmenté pour cela nous avons besoin Des armatures de renforcement en cette zone (appui).

Vérifications de Condition de non fragilité :

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_s \geq \max(1.5; 2.72) \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

❖ **Vérification à l'ELS :** (par robot expert)

Expertise de Section en Flexion Simple

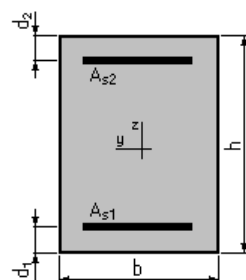
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 25.0 (MPa)

Acier: fe = 400.0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)

h = 30.0 (cm)
 d₁ = 5.0 (cm)
 d₂ = 5.0 (cm)

3. Armatures:

Section théorique	A _{s1} = 10.8 (cm ²)	Section théorique	A _{s2} = 0.0 (cm ²)
Section minimum	A _{s min} = 3.5 (cm ²)		
théorique	ρ = 0.43 (%)		
minimum	ρ _{min} = 0.14 (%)		

4. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite de Service	47.24	0.00

5. Résultats:

Cas ELS	M_{max} = 47.24 (kN*m)	M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.03	
Position de l'axe neutre:	y = 7.5 (cm)	
Contrainte maxi du béton:	σ _b = 5.6 (MPa)	
Contrainte limite:	0,6 f _{cj} = 15.0 (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ _s = 194.8 (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:	σ _{s lim} = 201.6 (MPa)	

❖ **Section de Ferrailage réelle sur le logiciel robot :**

☞ En appui :

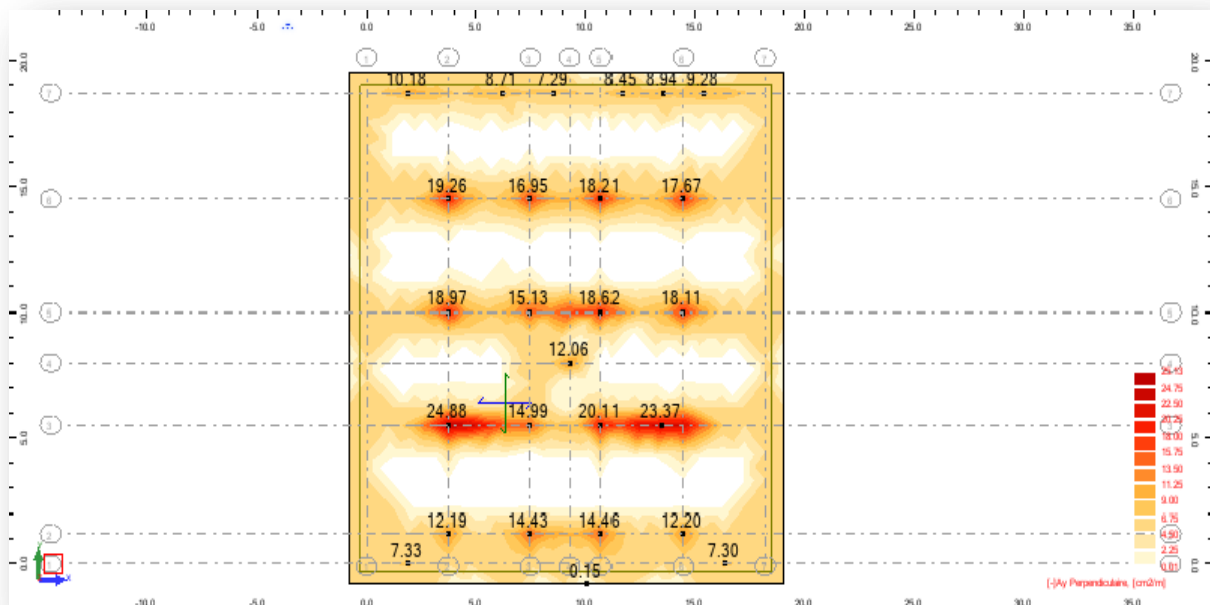


Figure VI.7: Section de Ferrailage réelle sur le logiciel robot en appui

☞ En travée :

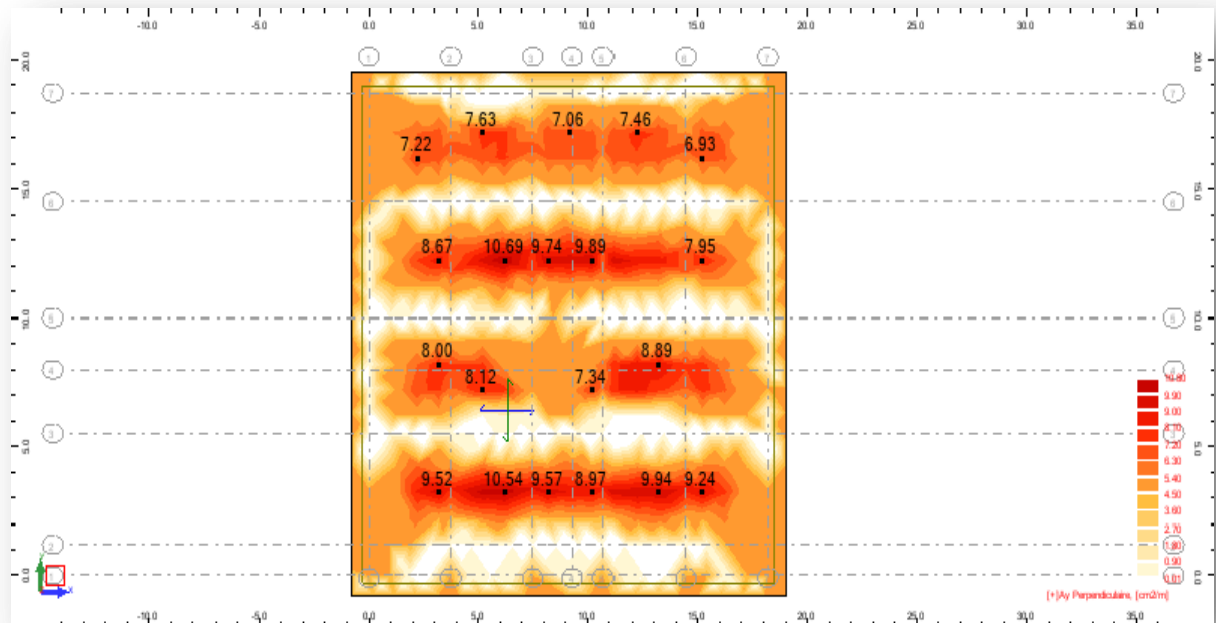


Figure VI.8: Section de Ferrailage réelle sur le logiciel robot en travée

2) ferrailage de la nervure:

Charges et surcharges :

On suppose que la fondation est suffisamment rigide pour assurer que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

Les dimensions de ces poutres sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 40\text{cm} \\ h = 50\text{cm} \end{array} \right.$$

Les moments fléchissant :

D'après le robot, on trouve les moments fléchissant qui a présenté dans les diagrammes

Suivants :

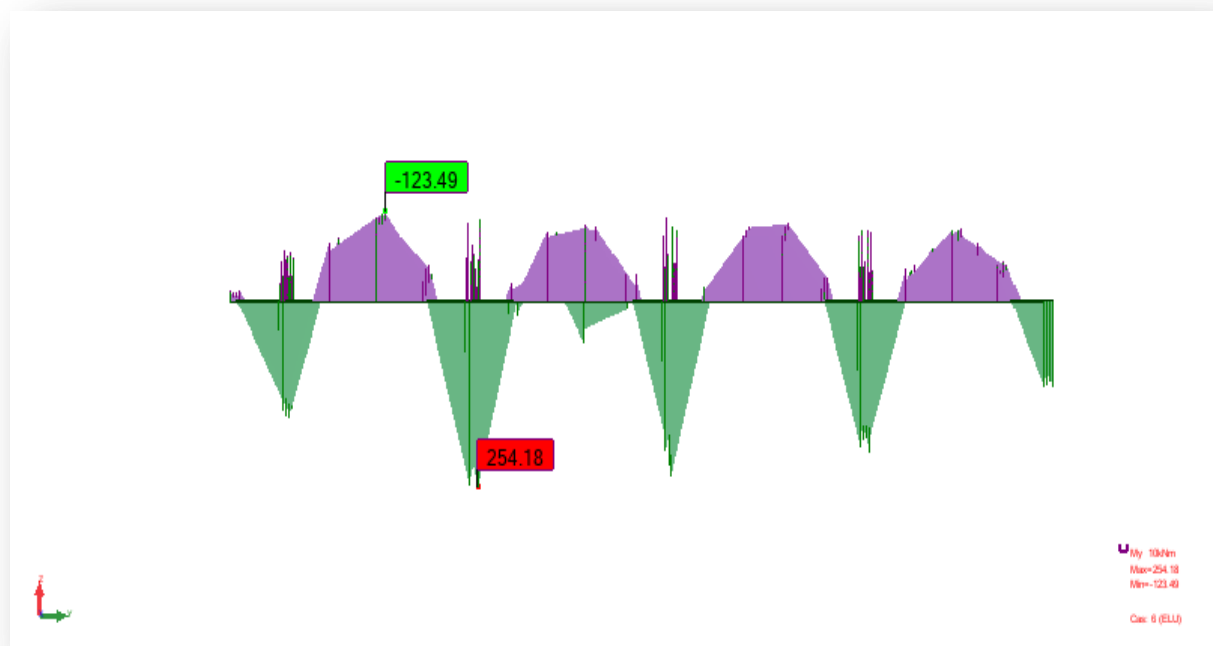


Figure VI.9 : Diagramme des moments de flexion sous la combinaison ELU.

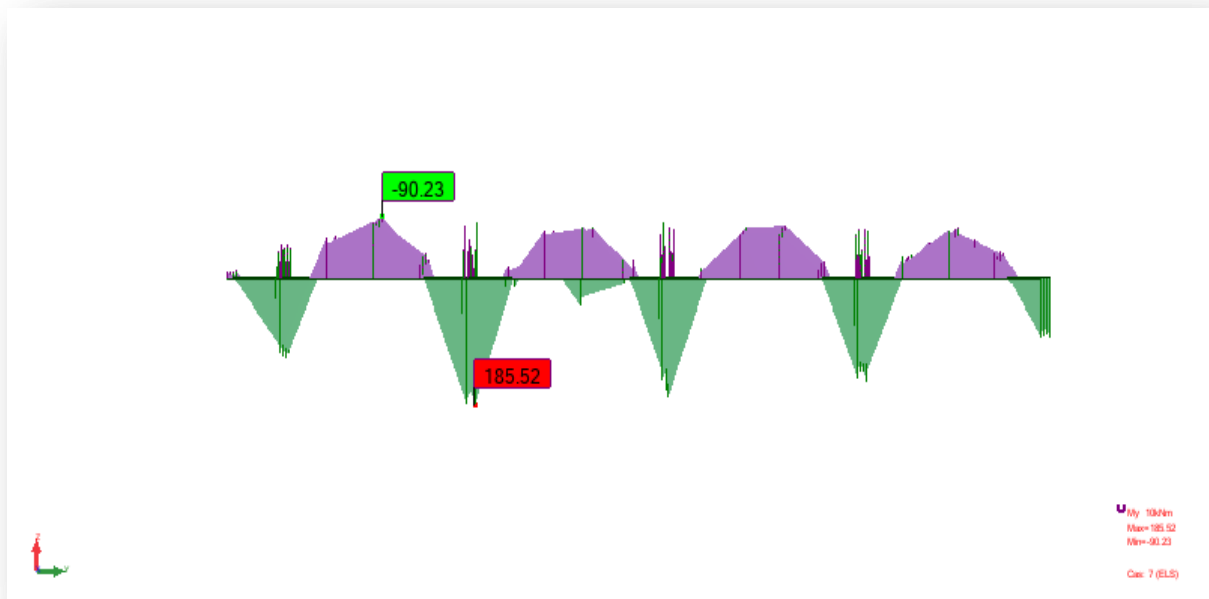


Figure VI.10 : Diagramme des moments de flexion sous la combinaison ELS.

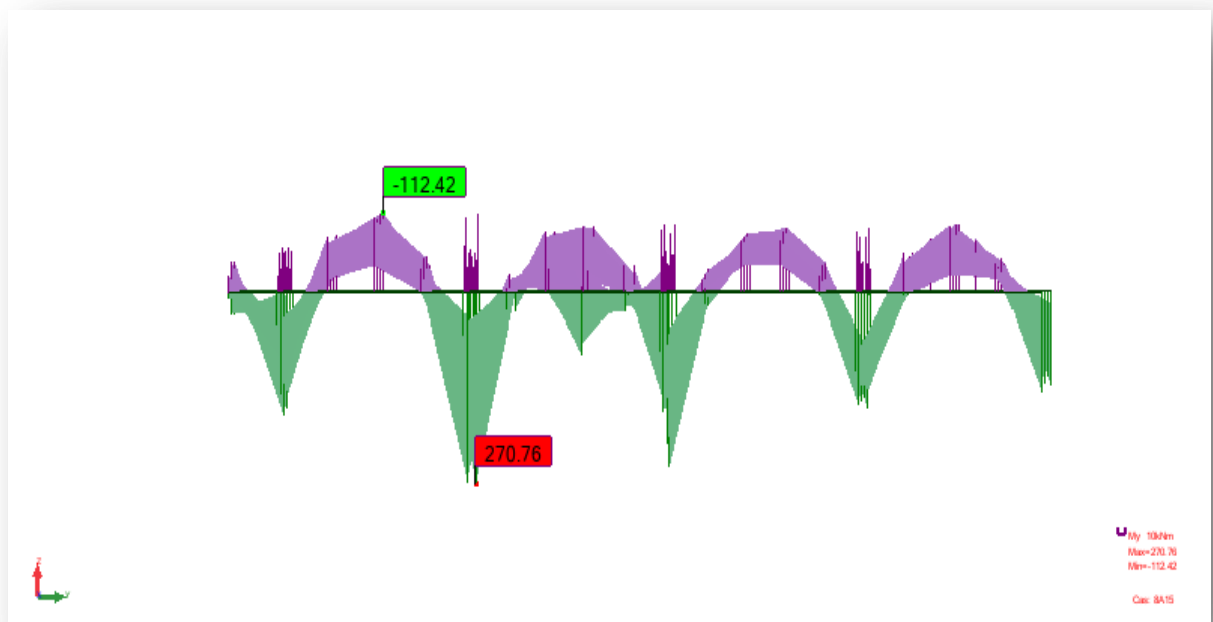


Figure VI.11 : Diagramme des moments de flexion sous la combinaison ACC.

Tableau le moment max dans l'appui et la travée :

En appui			En travée		
ELU	ELS	ACC	ELU	ELS	ACC
$M^{\max} =$	$M^{\max} =$	$M^{\max} =$	$M^{\max} =$	$M^{\max} =$	$M^{\max} =$
254.18	185.52	270.76	-123.49	-90.23	-112.42

Tableau VI.7 : le moment max dans l'appui et la travée

2-1) Ferrailage des nervures :

✓ Armatures longitudinales :

On a calculé les ferrailages avec le robot expert 2010

	Armature calculée		Choix des armatures			
	Armature tendue A_{S1} (cm ²)	Armature comprimée A_{S2} (cm ²)	A_{S1}	A_{adop} (cm ²)	A_{S2}	A_{adop} (cm ²)
En appui	24.2	/	6HA20+3HA16	24.88	/	/
En travée	/	11.3	/	/	6HA216	12.06

Tableau VI.8 : Armatures longitudinales des nervures

✓ Calcul des Armatures transversales :

☞ Espacement des armatures :

$$\varphi_t = \frac{\varphi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33mm$$

Soit φ_t 8mm

Avec:

Φ_1 : le diamètre minimal des armatures longitudinal de la nervure

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi\right) = \min\left(\frac{70}{4}; 12 \times 1.6\right) = \min(17.5; 19.2) = 17.5 \text{ cm}$$

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 12 \text{ cm}$ en zone courante

☞ Armatures transversales minimales :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 12 \times 40 = 1.62 \text{ cm}$$

Soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}$ (2 cadres).

❖ Vérifications à L'ELU :

☞ Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Aux appuis :

$$A_s = 24.88 \geq A_{\min} = 0.23 \times 40 \times 50 \times \frac{2.1}{400} = 2.415 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

- en travée :

$$A_s = 12.06 \geq A_{\min} = 0.23 \times 40 \times 50 \times \frac{2.1}{400} = 2.415 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

☞ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec : T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$T_u^{\max} = 607.01 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{607.01 \times 10^{-3}}{0.40 \times 0.45} = 2.99 \text{ MPa} \leq \tau'_u = 3.33 \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

☞ Etat limite de compression de béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s \leq \sigma'_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A}$ (A : armatures adoptées à l'ELU)

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

☞ Vérification du ferrailage des nervures en appuis à l'ELS :

section	M_s	A_s	ρ	β	K	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
40*50	185.52	24.88	1.38	0.844	0.059	193.66	10.65	15	CV

Tableau VI.9: Vérification du ferrailage des nervures en appuis à l'ELS

☞ Vérification du ferrailage des nervures en travée à l'ELS :

section	M_s	A_s	ρ	β	K	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
40*50	90.23	12.06	0.628	0.884	0.036	164.46	5.92	15	CV

Tableau VI.10: Vérification du ferrailage des nervures en travée à l'ELS

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation de master. En effet, il nous a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude.

Cette expérience nous a aidée à mieux approfondir dans notre domaine ,connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements en vigueur.

Lors de notre travail, la première des choses que nous avons prise en considération c'est le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone de moyenne sismicité. De ce fait, après un pré dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement. Suite à l'application du règlement parasismique algérien, nous avons adopté un système de contreventement par voiles porteurs en béton armé pour la reprise des charges horizontales dues au séisme car c'est le cas le plus défavorable. L'emplacement des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique, la Chose qui est difficile à réaliser notamment dans le cas de notre ouvrage.

L'utilisation du logiciel de calcul et d'analyses des structures par éléments finis « robot structurel » nous a permis de se familiariser avec l'outil informatique comme elle nous a facilité le calcul des efforts internes. Le calcul du ferrailage des éléments a été fait selon le règlement BAEL en adoptant les cas les plus défavorables. Le type de fondation que nous avons choisi est un radier nervuré connu par sa combinaison entre l'aspect technique et économique qui est notre but recherché.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés apporte de l'aide aux prochaines promotions.

BIBLIOGRAPHIQUES

❖ Règlements

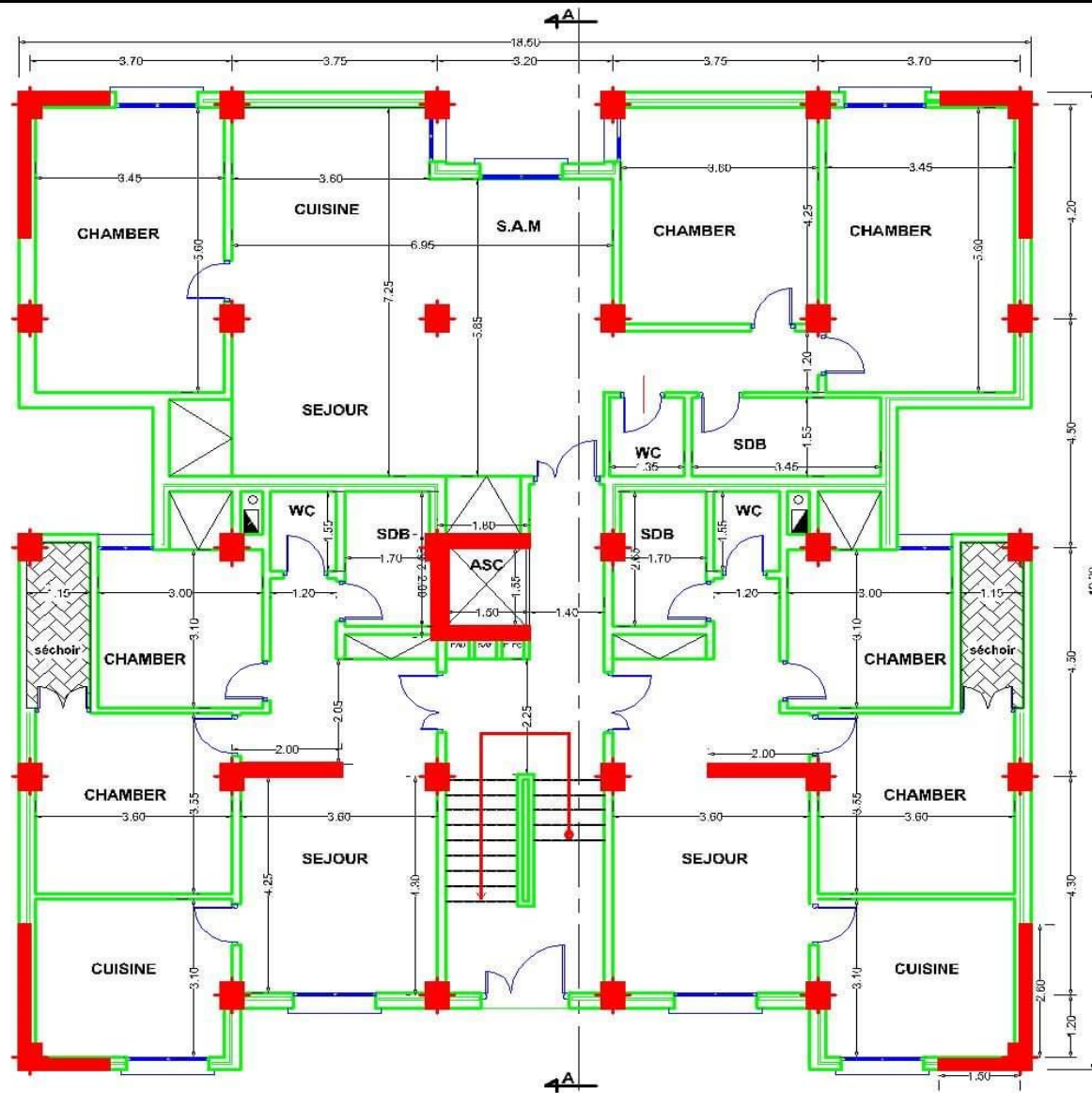
- ☞ **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- ☞ **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- ☞ **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- ☞ **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

❖ Cours

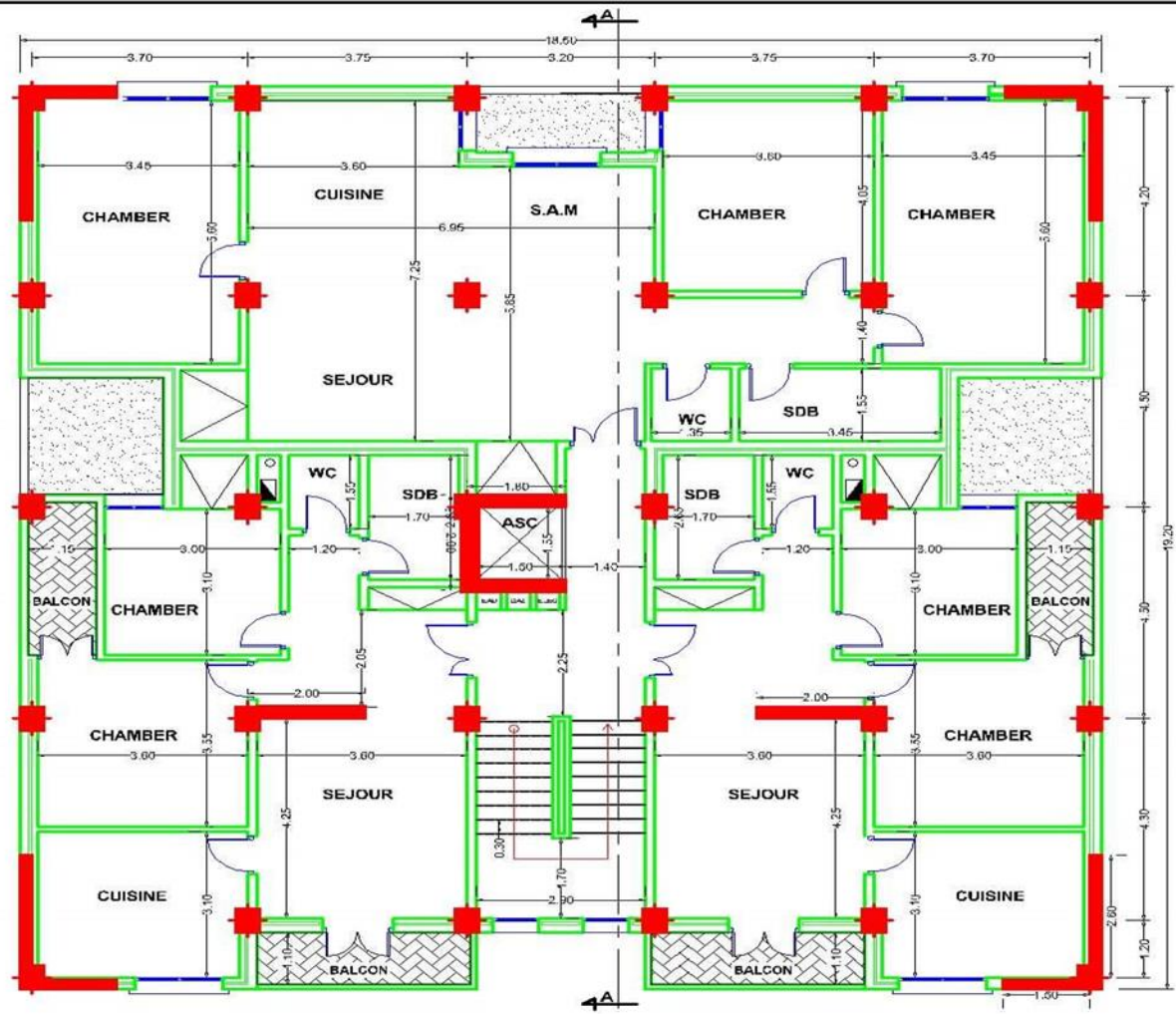
- ☞ Béton armé (3^{eme}, 4^{eme} année)
- ☞ Dynamique des structures (4^{eme} année)
- ☞ Cours de bâtiment (4^{eme} année)
- ☞ Résistance des matériaux (2^{em}e et 3^{eme} année)

❖ Logiciels

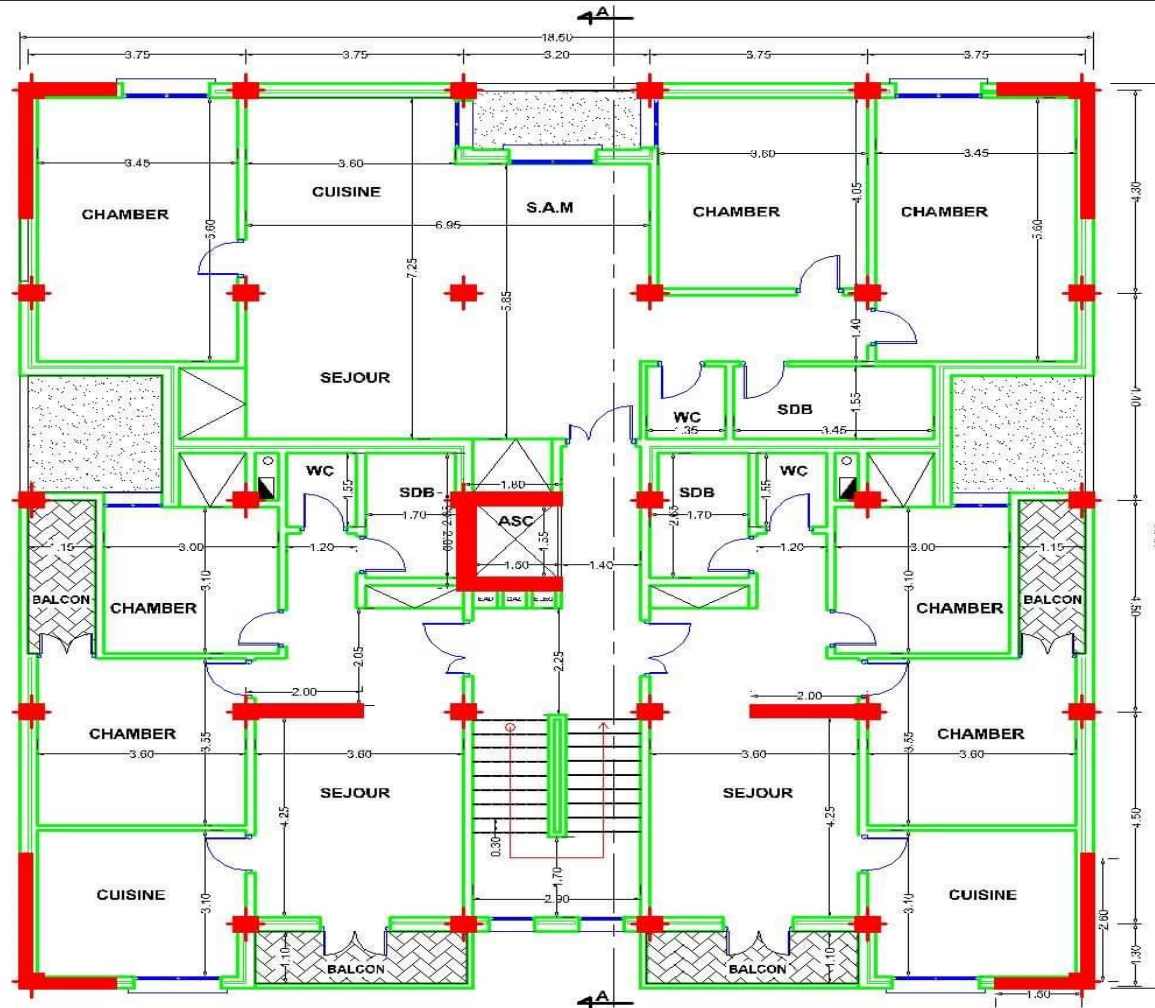
- ☞ *ROBOT STRUCTUREL..... Analyse des structures*
- ☞ *AUTOCAD..... Dessin*
- ☞ *EXCEL 2016..... Calcul*
- ☞ *WORD 2010..... Traitement du texte*
- ☞ *ROBOT EXPERT.....calcul du ferrailage*



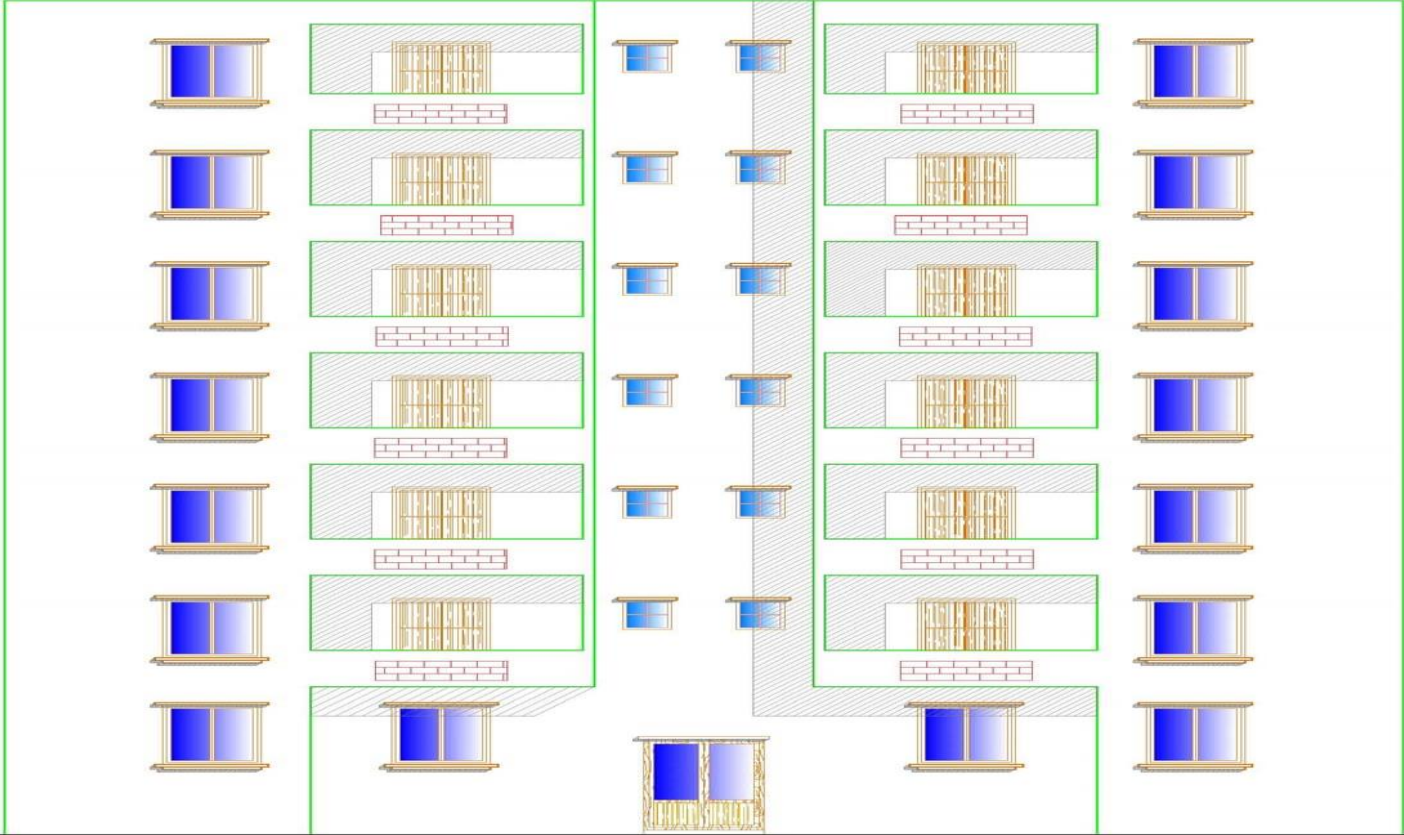
PLAN DISTRIBUTION DE RDC



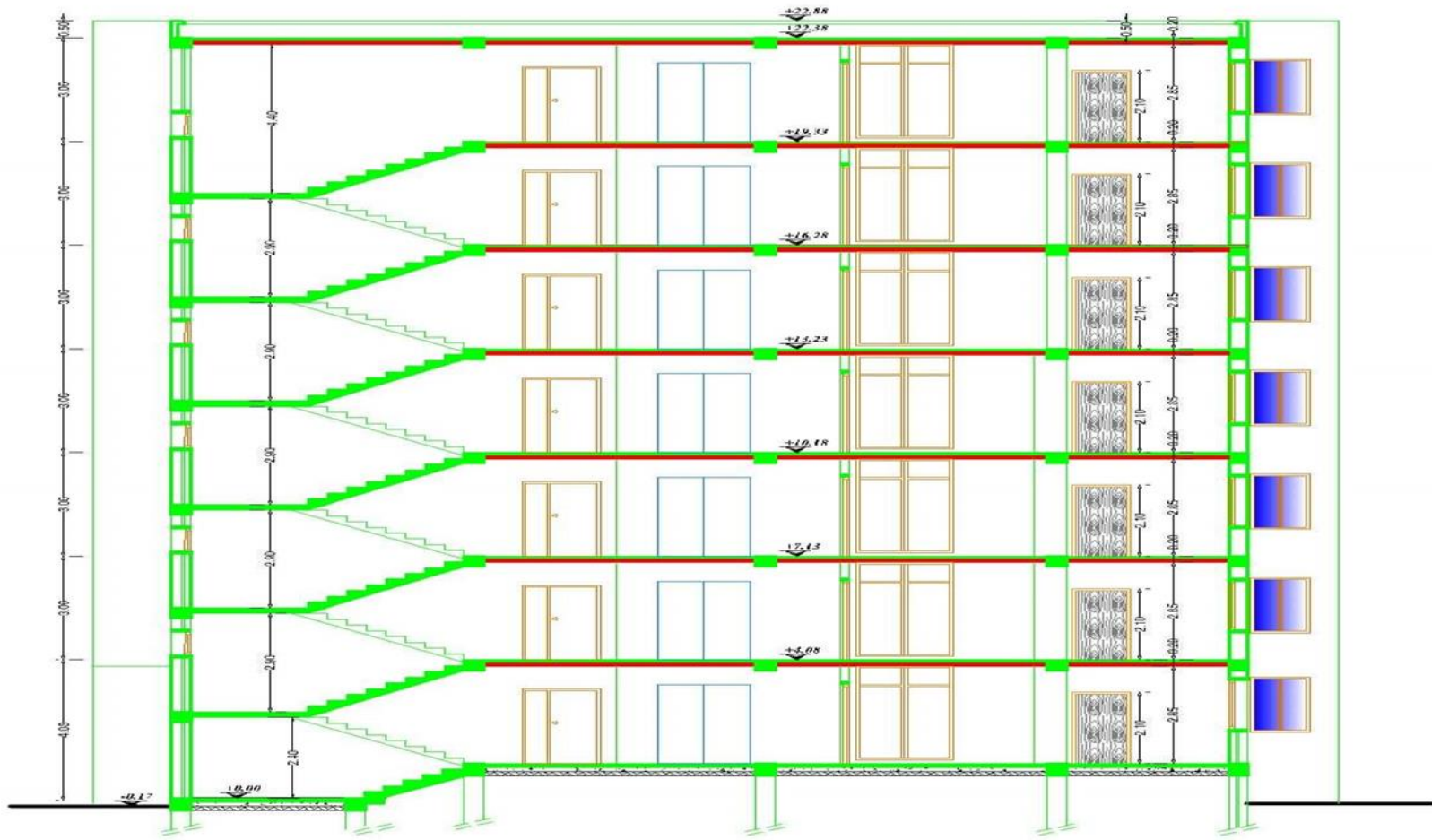
PLAN DISTRIBUTION DE
1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme} ETAGE



**PLAN DISTRIBUTION DE
4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} ETAGE**

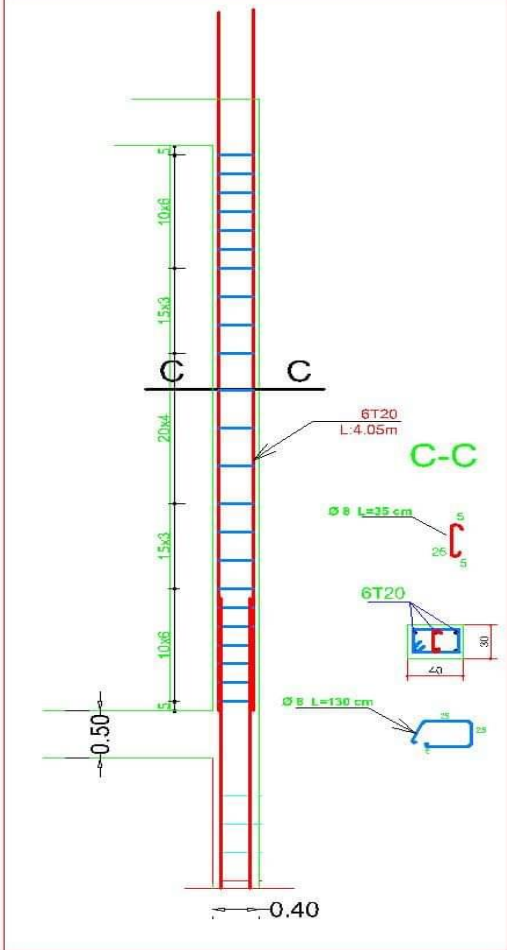


FAÇADE PRINCIPAL

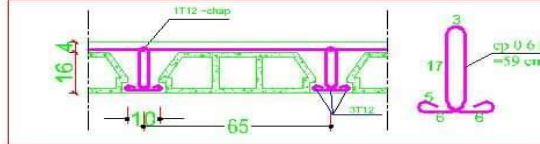


COUPE A-A

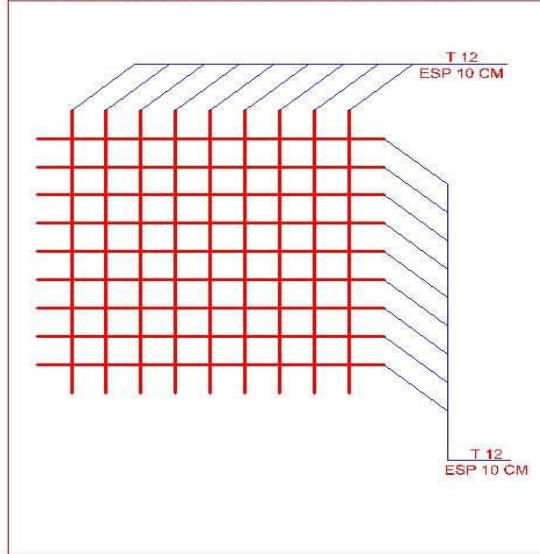
DETAIL POTEAU 40x30



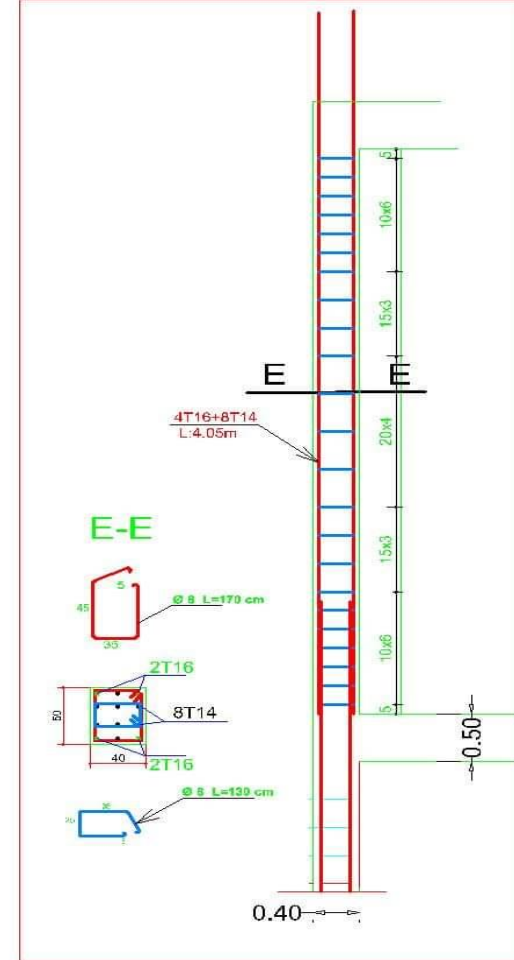
DETAIL DALLE 16+4+ nervure



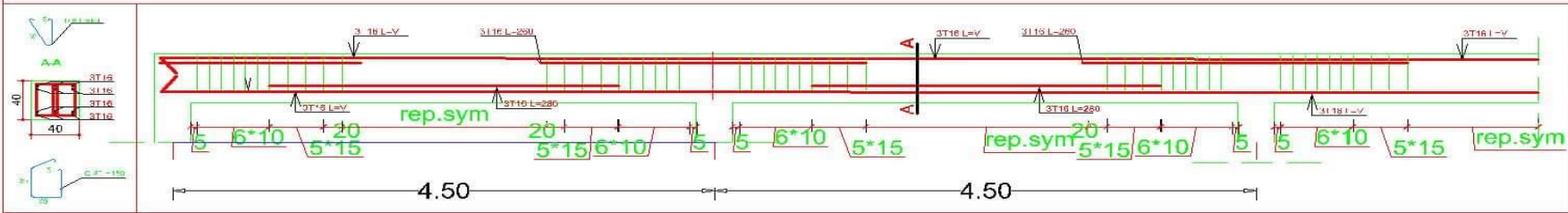
FÉRRAILLAGE DE VOILE



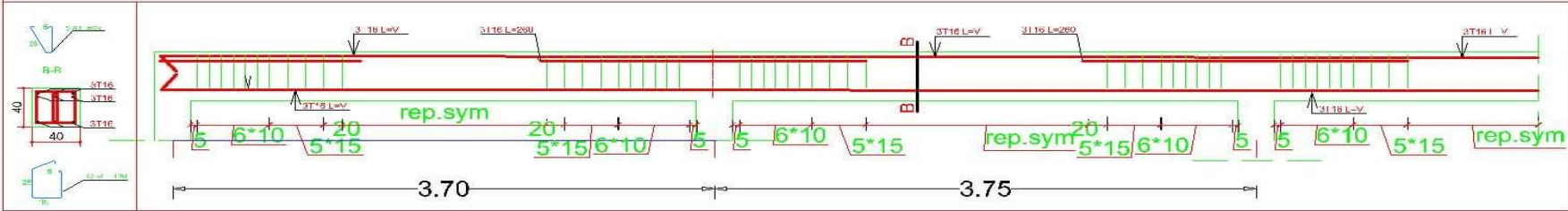
DETAIL POTEAU 40x50



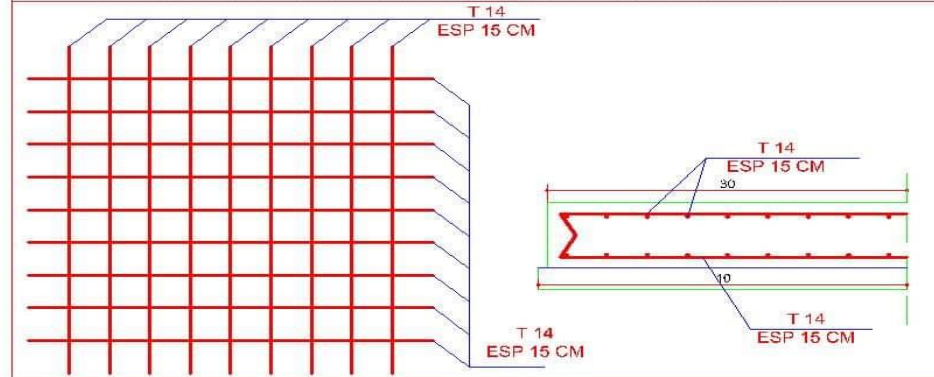
FÉRRAILLAGE POUTRE PRINCIPAL 40*40

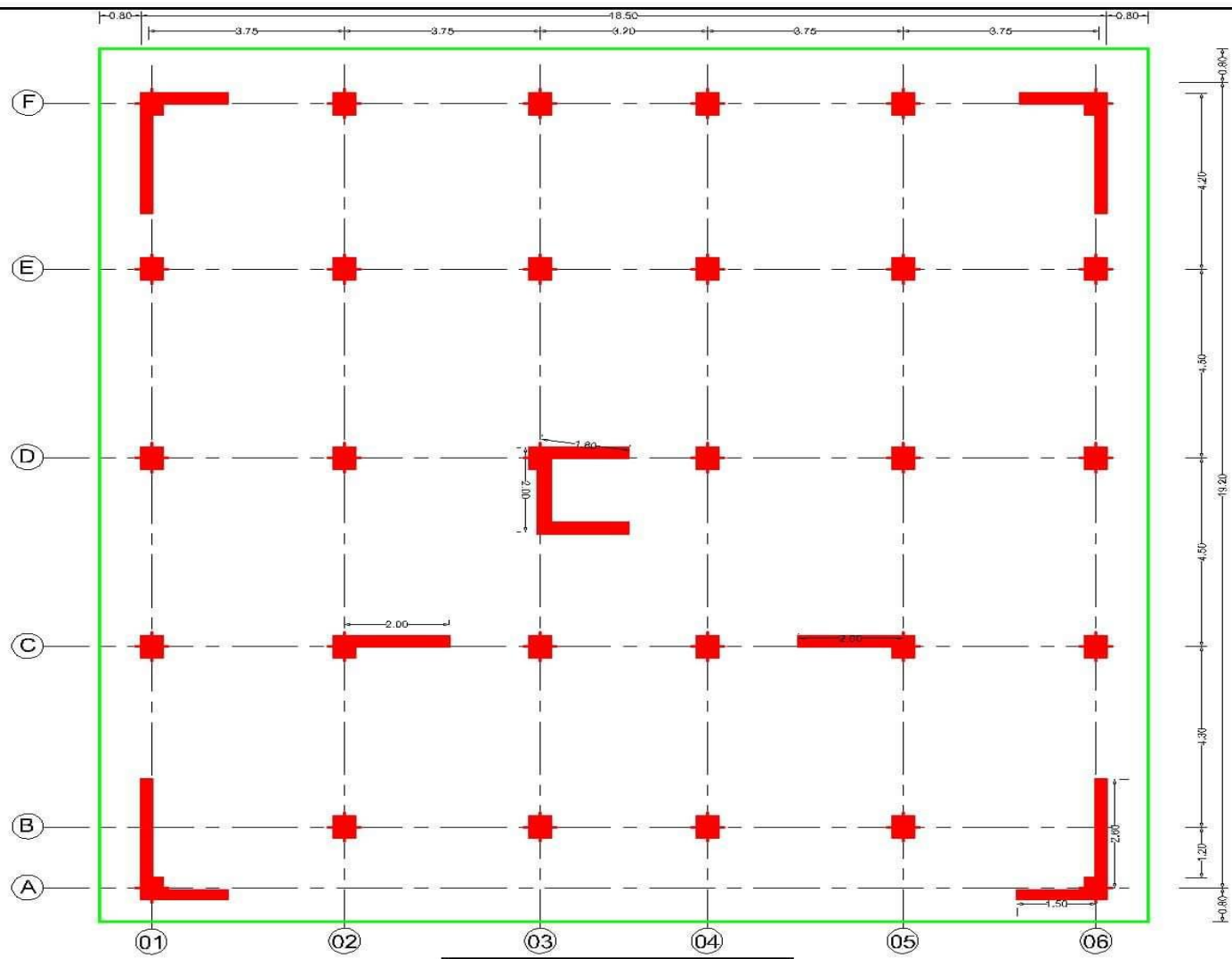


FÉRRAILLAGE POUTRE PRINCIPAL 30*40

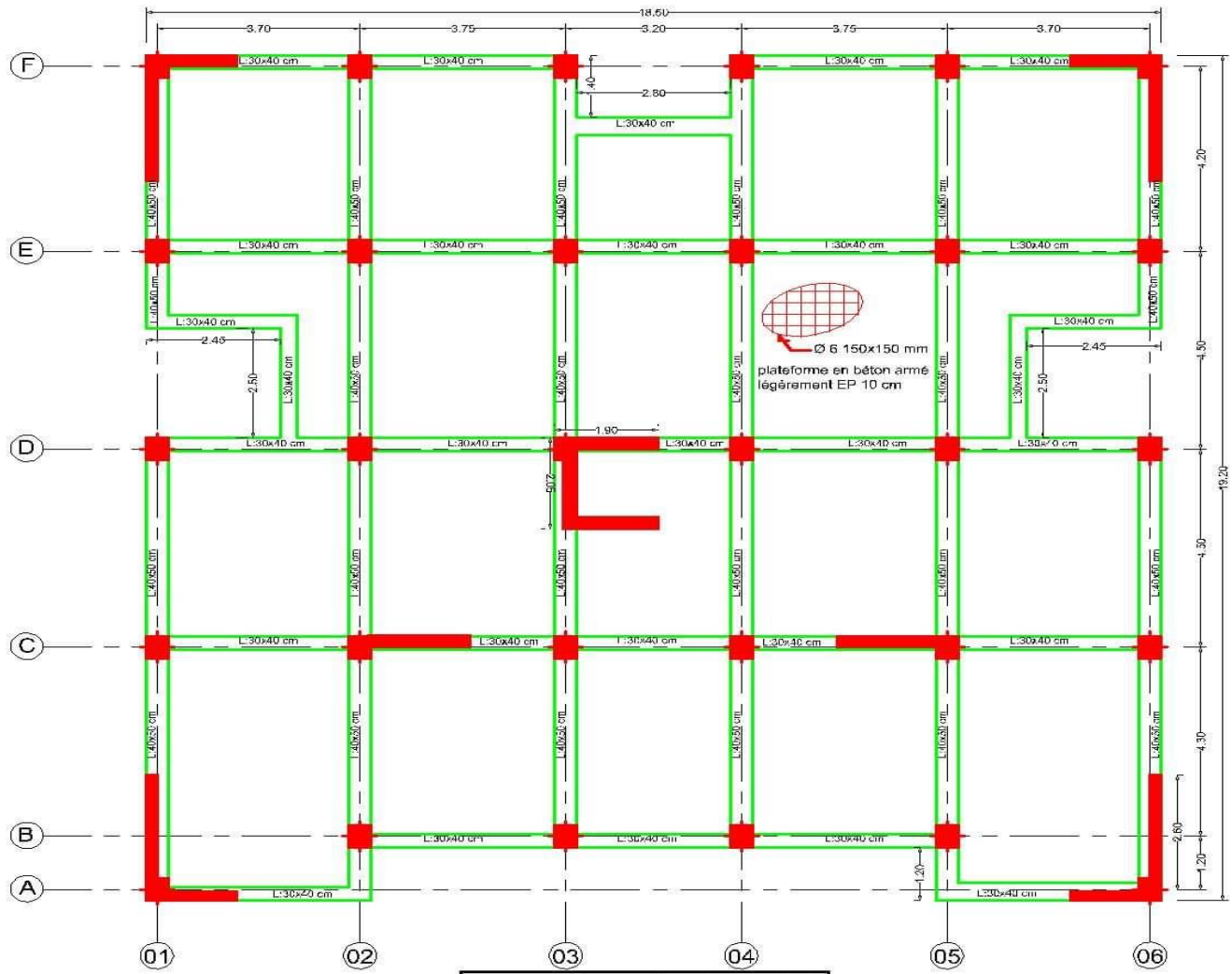


FÉRRAILLAGE DE LA DALLE RADIER

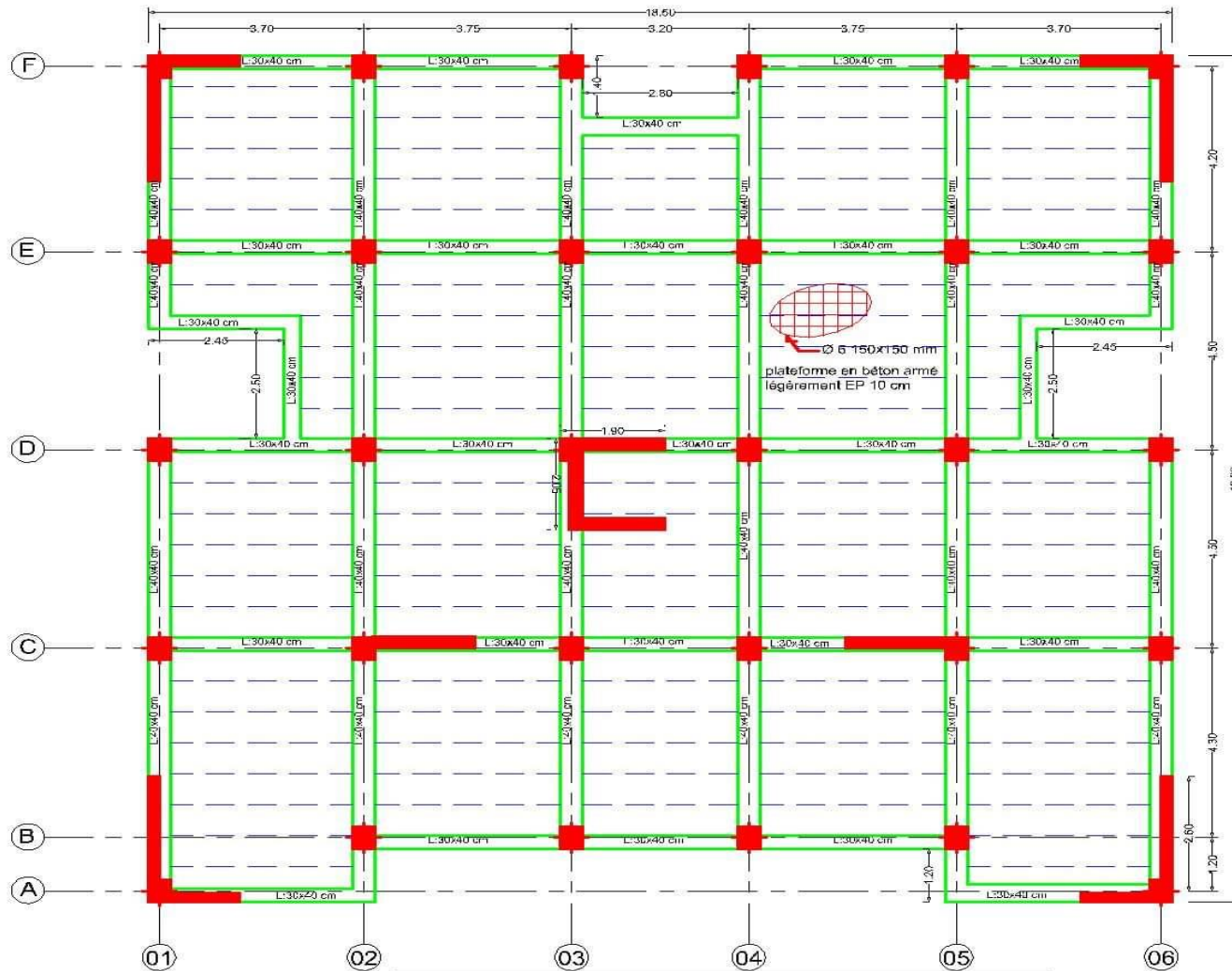




PLAN De COFFRAGE SEMELLE



PLAN De COFFRAGE FONDATIONS



PLAN De COFFRAGE PLANCHER NIV +4.08,+7.13,+10.18,+13.23

