

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
جامعة سعيدة – د. مولاي الطاهر  
UNIVERSITÉ DE SAÏDA - Dr MOULAY TAHAR



Faculté de technologie

Département de génie civil et de l'hydraulique

## PROJET DE FIN DE CYCLE

Présenté pour l'obtention du diplôme de master en génie civil

Spécialité : Structures

---

### Conception et Étude d'une Structure R+10 avec sous-sol en BA à usage multiple

---

Présenté par :

FEDLAOUI MOHAMED TOUFIK

MEDDOUDI MOHAMED EL AMINE

Soutenu le 23 / 06 / 2024, devant le jury composé de :

M. SELLAH H	.....	Président
M. BENNOUN M	.....	Encadreur
M. RABHI M.	.....	Examineur

Année universitaire 2023/2024

## Remerciement

Après des années d'efforts soutenus et de travail acharné, je suis fier de présenter aujourd'hui mon mémoire de fin d'études. Cependant, cette réalisation n'aurait pas été possible sans le soutien et la contribution de nombreuses personnes à qui je tiens à exprimer ma profonde gratitude.

Tout d'abord, je remercie chaleureusement mes chers amis FEDLAOUI MOHAMED TOUFIK et MOKHTARI RADHOUANE. Votre présence à mes côtés a rendu ces années studieuses plus légères et agréables. Nos fous rires et nos moments de complicité resteront à jamais gravés dans ma mémoire. J'exprime également ma reconnaissance infinie à ma famille, qui m'a toujours soutenu et encouragé dans mes choix. Leur amour inconditionnel et leur confiance en moi m'ont permis de devenir la personne que je suis aujourd'hui. A mon merveilleux père décédé l'année dernière et qui là où il est, continue de veiller sur moi.

Je tiens à remercier sincèrement tous ceux qui, de près ou de loin, m'ont aidé à atteindre cet objectif. Que ce soit par leurs conseils avisés, leur soutien moral ou leur aide concrète, chacun d'entre vous a contribué à cette réussite. Ma gratitude va également à toutes les personnes qui, bien que n'exprimant pas ouvertement leur fierté, m'ont soutenu par leurs prières silencieuses. Cette reconnaissance muette me touche profondément.

Enfin, je souhaite adresser un remerciement spécial à cette personne qui a croisé mon chemin et qui m'a tant appris. Grâce à elle, j'ai pu découvrir de nouvelles perspectives et acquérir des connaissances précieuses. Je suis infiniment reconnaissant pour cette rencontre enrichissante.

Ce mémoire est le fruit de nombreux efforts et sacrifices, mais il représente également le soutien indéfectible de tous ceux qui ont cru en moi. Merci du fond du cœur pour votre présence à mes côtés tout au long de ce parcours.

## ملخص

هذا المشروع يهدف أساسا إلى دراسة مفصلة لعمارة مكونة من طابق تحت ارضي زائد طابق ارضي وعشرة طوابق فوق الأرض للاستخدام المتعدد يتم تعزيزه بنظام مختلط يقع المبنى في ولاية سعيدة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية I وفقا للمعايير المقاومة لزلزال الجرائرية 99 المعدلة القواعد التصميم وحساب الهياكل المسلحة بالخرسانة (93) CBA في عام 2003. تم تصميم الأبعاد وتسليح العناصر وفق وتطبيق لائحة BAEL 91 المنقحة 99. تم إجراء هذه الدراسة باستخدام برامج أوتوديسك روبرت للتحليل الإنشائي 2021 و أوتوكاد. هدفه الرئيسي هو إجراء دراسة دقيقة تهدف إلى تصميم هيكل قوي ومتين ومناسب بشكل مثالي لبيئته. من خلال التركيز على ترتيب مثالي للجدران المسلحة، سأعمل على تعزيز استقرار الهيكل واحترام القيود الاقتصادية الموجودة

**كلمات المفتاحية:** مبنى، CBA93 ، BAEL99/91 ، RPA2003/99 ، أوتوديسك روبرت للتحليل الإنشائي 2021 و أوتوكاد .

## Abstract

This project entails the comprehensive analysis of a multi-purpose building (R+10+basements) designed for multiple use, utilizing a combined system of shear walls and frames for lateral bracing.

The structure is situated in SAIDA, within a region of low seismic activity categorized as Zone I. The study adheres to the Algerian Seismic Design Regulations of 1999, with subsequent modifications in 2003. The sizing and reinforcement of structural elements were meticulously executed in accordance with the design and calculation principles outlined in the Concrete Design Code (CBA93) and following the specifications of BAEL91 revised 99.

To accomplish this study, industry-leading software tools, Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2021 and AUTOCAD, were employed, harnessing their advanced capabilities and robust features.

My primary objective is to conduct a meticulous examination aimed at conceiving a structure characterized by unwavering strength, resilience, and seamless integration with its surroundings. By prioritizing an optimal arrangement of shear walls, I will ensure the reinforcement of structural stability while duly considering the prevailing economic constraints.

**Keywords:** Building, CBA 93, BAEL 91/99, RPA 99/2003, AUTODESK, AUTOCAD.

## Résumé

Ce projet consiste principalement à l'étude d'un bâtiment (R+10+ sous-sols) à usage multiple contreventé par un système mixte (voile-portique).

La structure est implantée à SAIDA, zone de faible sismicité zone I conformément au Règlement Parasismique Algérienne 99 modifiées en 2003. Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) et en application du règlement BAEL91 révisée 99.

Cette étude a été faite en utilisant les deux logiciels Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2021 et AUTOCAD.

Mon principal objectif est de mener une étude rigoureuse visant à concevoir une structure robuste, résistante et idéalement adaptée à son environnement. En me concentrant sur une disposition optimale des voiles, je veillerai à renforcer la stabilité de l'ouvrage tout en respectant les contraintes économiques préexistantes.

**Mots clés :** béton arme, CBA 93, BAEL 91/99, RPA 99/2003, logiciel AUTODESK, logiciel AUTOCAD

# Sommaire

<b>CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage</b>	14
<b>I.1 Introduction :</b>	15
<b>I.2 Présentation de l'ouvrage :</b>	15
<b>I.3 Caractéristique géométrique :</b>	15
<b>I.4 Caractéristique du site :</b>	15
<b>I.5 Caractéristique structurales :</b>	15
<b>I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux :</b>	16
<b>I.6.1 Le béton :</b>	16
<b>I.6.2 Acier :</b>	18
<b>I.7 Sollicitation et Combinaison de calcul :</b>	19
<b>I.8 Règlements et normes utilisés :</b>	20
<b>CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments</b>	21
<b>II.1 Introduction :</b>	22
<b>II.2 Pré-dimensionnement Les planchers :</b>	22
<b>II.2.1 Planchers à corps creux :</b>	22
<b>II.2.2 Planches à dalles pleines :</b>	22
<b>II.3 Pré-dimensionnement Les poutres :</b>	23
<b>II.3.1 Les poutres principales :</b>	23
<b>II.3.2 Les poutres secondaires :</b>	23
<b>II.4.1 Les charges permanentes :</b>	24
<b>II.4.2 Les charges d'exploitation :</b>	25
<b>II.5 Pré dimensionnement des poteaux :</b>	25
<b>II.5.1 Descente des charges :</b>	25
<b>II.5.2 Le pré-dimensionnement :</b>	27
<b>II.5.3 Exemple de calcul :</b>	27
<b>II.5.4 Vérification des conditions du RPA 2003 :</b>	31
<b>II.6 Pré-dimensionnement des voiles :</b>	32
<b>II.6.1 Voiles du contreventement :</b>	32
<b>II.6.2 Voiles périphériques du sous-sol :</b>	33
<b>CHAPITRE III : Etude des planchers</b>	34
<b>III.1 Introduction :</b>	35
<b>III.2 Etude plancher à corps creux :</b>	35
<b>III.2.1 Etude des poutrelles :</b>	35

III.2.2 Ferrailage de la dalle de compression :	53
III.2.3 Schéma de ferrailage :	54
III.3 Plancher en dalle pleine :	55
III.3.1 Méthode de calcul :	55
III.3.2 Exemple de calcul:	55
CHAPITRE IV : Etude des éléments secondaires	61
IV.1 Introduction :	62
IV.2 Etude de l'acrotère :	62
IV.2.1 Evaluation des charges :	62
IV.2.2 Combinaisons des charges :	63
IV.2.3 Calcul de l'excentricité :	63
IV.2.4 Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue :	64
IV.2.5 Calcul de ferrailage :	64
IV.2.6 Vérification d'effort tranchant :	65
IV.2.7 Vérification de séisme :	65
IV.2.8 Schéma de ferrailage :	65
IV.3 Etude de LOGGIAS :	66
IV.3.1 Méthode de calcul :	66
IV.3.2 Vérification des contraintes de cisaillement :	68
IV.3.3 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :	68
IV.3.4 Vérification à L'ELS :	70
IV.3.5 Schéma de ferrailage :	71
IV.4 Etude d'escalier:	72
IV.4.1 Pré dimensions des escaliers:	72
IV.4.2 Descente des charges :	73
IV.4.3 Exemple de calcul :	73
IV.4.4 Etude de poutre palière :	80
IV.4.5 Schéma de ferrailage :	86
IV.4 Etude L'ascenseur :	88
IV.4.1 Les dimensions d'ascenseur :	89
IV.4.2 Descente de charges :	89
IV.4.3 Combinaisons fondamentales :	91
IV.4.4 Vérification de poinçonnement :	92
IV.4.5 Evaluation du moment dus aux charges concentrées :	92
IV.4.6 Evaluation du moment de Dalle machine :	95
IV.4.7 Vérification des contraintes de cisaillement :	97

IV.4.8 Calcul du ferrailage de la dalle machine (dalle pleine) :	98
IV.4.9 Vérification à L'ELS :	99
IV.4.10 Schéma de ferrailage :	101
<b>CHAPITRE V : Etude sismique</b>	102
V.1 Introduction :	103
V.2 Objectifs de l'étude dynamique:	103
V.3 Classification de l'ouvrage :	103
V.4 Classification des ouvrages selon leur configuration :	103
V.5 Méthode de calcul :	104
V.5.1 La méthode d'analyse modale spectrale :	104
V.6 Modélisation de la structure:	107
V.6.1 Disposition des voiles de contreventement :	107
V.6.2 Vérification des modes :	112
V.6.3 Vérification la somme des masses modales :	113
V.6.4 Spectre de réponse de calcul :	113
V.6.5 Centre de gravité et centre de rigidité :	114
V.7 Vérification de l'effort tranchant à la base :	115
V.7.1 La méthode statique équivalente :	116
V.7.2 Vérification de la résultante des forces sismiques :	120
V.8 Vérification de l'effort normal réduit:	121
V.9 Vérification des déplacements:	121
V.10 Vérification au renversement :	122
V.11 Vérification de l'effet P-Delta :	123
V.11 Conclusion :	125
<b>CHAPITRE VI : Etude des éléments structuraux (porteurs)</b>	126
VI.1 Introduction :	127
VI.2 Etude des Poteaux :	127
VI.2.1 Combinaison des charges :	127
VI.2.2 Les cas de sollicitations :	127
VI.2.3 Recommandations du RPA99/V2003 :	127
VI.2.4 Sollicitations de calcul sur poteaux :	129
VI.2.5 Vérification des contraintes de cisaillement :	129
VI.2.6 Calcul du ferrailage:	130
VI.2.7 Vérification à L'ELS :	137
VI.2.8 Schéma de ferrailage :	138
VI.3.1 Combinaison des charges :	139

VI.3.2 Recommandations du RPA99/V2003 :	139
VI.3.3 Sollicitations de calcul sur les poutres :	141
VI.3.4 Vérification des contraintes de cisaillement :	141
VI.3.5 Calcul du ferrailage:	141
VI.3.6 Vérification à L'ELS :	145
VI.3.7 Schéma de ferrailage :	148
VI.4 Etude des voiles :	149
VI.4.1 Définition :	149
VI.4.2 Les combinaisons de calcul :	149
VI.4.3 vérification de la résistance :	149
VI.4.4 Calcul du ferrailage:	150
VI.4.5 Vérification Contraintes limites de cisaillement :	155
VI.4.6 Schéma de ferrailage :	156
CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure	158
VII.1 Introduction:	159
VII.2 Combinaison de calcul :	159
VII.3 Choix du type de fondation :	159
VII.3.1 Vérification de la semelle isolée :	159
VII.3.2 Vérification des semelles filantes :	159
VII.3.3 Vérification du radier général :	160
VII.4 Radier général :	161
VII.4.1 Vérification de la contrainte dans le sol :	161
VII.4.2 Vérification au poinçonnement :	163
VII.4.3 Vérification des contraintes de cisaillement :	163
VII.4.4 Ferrailage du radier:	164
VII.4.5 Schéma de ferrailage :	170
VII.5 Etude du Voile périphérique :	172
VII.5.1 Évaluation des charges et surcharges :	172
VII.5.2 Ferrailage du voile périphérique :	173
VII.5.3 Schéma de ferrailage :	176
Conclusion Générale	177
Annexes et bibliographie	179
Bibliographie	180
Annexe:	181
Les plan architecture et les plan génie civil	182

## Liste des figures

<b>Figure I-1 :</b> Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU .....	17
<b>Figure I-2 :</b> Diagramme des contraintes du béton à l'ELS .....	17
<b>Figure I-3 :</b> Diagramme contrainte déformation de l'acier .....	19
<b>Figure II-1:</b> Loi de dégression .....	26
<b>Figure II-2:</b> schéma de Poteau Central .....	27
<b>Figure II-3:</b> schéma de Poteau rive.....	29
<b>Figure II-4:</b> schéma de Poteau d'angle.....	30
<b>Figure II-5:</b> coupe de voile.....	32
<b>Figure III-1:</b> Plancher à corps creux.....	35
<b>Figure III-2:</b> coupe transversal d'une poutrelle .....	35
<b>Figure III-3:</b> diagramme des moments type 3 (Terrasse inaccessible à ELU) .....	41
<b>Figure III-4:</b> diagramme des moments type 3 (Etagé courant à ELU) .....	42
<b>Figure III-5:</b> diagramme des moments type 3 (Terrasse inaccessible à ELS).....	42
<b>Figure III-6:</b> diagramme des moments type 3 (Etagé courant à ELS).....	42
<b>Figure III-7:</b> diagramme des efforts tranchants type 3 (Terrasse inaccessible à ELU) .....	43
<b>Figure III-8:</b> diagramme des efforts tranchants type 3 (Etagé courant à ELU) .....	43
<b>Figure III-9:</b> schéma de ferrailage des poutrelles.....	54
<b>Figure III-10:</b> schéma statique des différents types des panneaux .....	55
<b>Figure III-11:</b> schéma de ferrailage de dalle pleine .....	60
<b>Figure IV-1:</b> Coupe verticale sur l'acrotère .....	62
<b>Figure IV-2:</b> schéma de ferrailage de l'acrotère.....	65
<b>Figure IV-3:</b> schéma panneau de rive.....	66
<b>Figure IV-4:</b> schéma de ferrailage de loggias .....	71
<b>Figure IV-5:</b> Schéma statique d'escalier a ELU .....	74
<b>Figure IV-6:</b> Diagramme de moment fléchissant (ELU) .....	75
<b>Figure IV-7:</b> Diagramme de l'effort tranchant (ELU) .....	75
<b>Figure IV-8:</b> Schéma statique d'escalier à ELS.....	75
<b>Figure IV-9:</b> Diagramme de moment fléchissant (ELS).....	77
<b>Figure IV-10:</b> Diagramme de l'effort tranchant (ELS).....	77
<b>Figure IV-11:</b> Schéma statique de poutre palière a ELU .....	81
<b>Figure IV-12:</b> Diagramme de moment fléchissant (ELU) .....	81
<b>Figure IV-13:</b> Diagramme de l'effort tranchant (ELU) .....	82
<b>Figure IV-14:</b> schéma de ferrailage de poutre palière .....	86
<b>Figure IV-15:</b> schéma de ferrailage des escaliers .....	87
<b>Figure IV-16:</b> schéma d'ascenseur .....	88
<b>Figure IV-17:</b> Les dimensions d'ascenseur .....	89
<b>Figure IV-18:</b> le coefficient de sécurité des câbles.....	90
<b>Figure IV-19:</b> Schéma de la surface d'impact.....	92
<b>Figure IV-20:</b> Schéma Chargement de panneau .....	94
<b>Figure IV-21:</b> schéma de ferrailage de la dalle machine (dalle pleine) .....	101
<b>Figure V-1:</b> limites des décrochements en plan.....	104
<b>Figure V-2:</b> les décrochements en élévation.....	104
<b>Figure V-3:</b> Paramètres de l'analyse modale .....	107
<b>Figure V-4:</b> Vue en plan Première disposition des voiles .....	108
<b>Figure V-5:</b> Vue en plan Deuxième disposition des voiles .....	109
<b>Figure V-6:</b> Vue en plan Troisième disposition des voiles.....	110
<b>Figure V-7 :</b> Modélisation 3D de la structure .....	111



<b>Figure V-8 :</b> Représentation du mode 1 Direction Y ( $T_{analytique\ y} = 0,87\text{ s}$ ) .....	112
<b>Figure V-9:</b> Représentation du mode 2 Direction X ( $T_{analytique\ x} = 0,79\text{ s}$ ) .....	112
<b>Figure V-10 :</b> Représentation du mode 3 de torsion ( $T_{analytique} = 0,72\text{ s}$ ) .....	113
<b>Figure V-11 :</b> Représentation Spectre de réponse selon X .....	113
<b>Figure V-12 :</b> Représentation Spectre de réponse selon Y.....	114
<b>Figure V-13 :</b> Centre de gravité(G) et centre de rigidité(R).....	114
<b>Figure V-14:</b> définitions l'excentricité additionnelle.....	115
<b>Figure V-15:</b> Distribution des charges verticales sur les poteaux et voiles.....	117
<b>Figure V-16:</b> Corrections le coefficient de comportement .....	117
<b>Figure V-17:</b> addition de coefficient des charges.....	119
<b>Figure V-18:</b> Le Poids total de la structure.....	119
<b>Figure V-19:</b> Corrections le rapport $\frac{0,8V}{E}$ suivant directions X.....	120
<b>Figure V-20:</b> Corrections le rapport $\frac{0,8V}{E}$ suivant directions Y.....	120
<b>Figure VI-1:</b> zone nodale .....	128
<b>Figure VI-2 :</b> Schémas de ferrailage des poteaux.....	138
<b>Figure VI-3 :</b> Dispositions constructives des portiques .....	140
<b>Figure VI-4 :</b> schéma de ferrailage des poutres Principales .....	148
<b>Figure VI-5 :</b> schéma de ferrailage des poutres secondaires .....	148
<b>Figure VI-6 :</b> Section partiellement tendue(comprimée).....	151
<b>Figure VI-7 :</b> schéma de ferrailage de voile 01.....	156
<b>Figure VI-8 :</b> schéma de ferrailage de voile 02.....	156
<b>Figure VI-9 :</b> schéma de ferrailage de voile 03.....	157
<b>Figure VI-10 :</b> schéma de ferrailage de voile 04.....	157
<b>Figure VII-1:</b> distribution des contraintes à l'ELS .....	161
<b>Figure VII-2:</b> distribution des contraintes à l'ELU.....	162
<b>Figure VII-3:</b> distribution des contraintes à l'ACC .....	162
<b>Figure VII-4:</b> distribution des contraintes de cisaillement suivant X-X .....	163
<b>Figure VII-5:</b> distribution des contraintes de cisaillement suivant Y-Y .....	164
<b>Figure VII-6 :</b> schéma de ferrailage de dalle radier .....	170
<b>Figure VII-7 :</b> schéma de ferrailage de la nervure sur le sens X-X.....	171
<b>Figure VII-8 :</b> schéma de ferrailage de la nervure sur le sens Y-Y .....	171
<b>Figure VII-9 :</b> Diagramme des contraintes à l'ELU.....	172
<b>Figure VII-10 :</b> Diagramme des contraintes à l'ELS .....	173
<b>Figure VII-11 :</b> schéma ferrailage de voile périphérique .....	176

## Liste des tableaux

<b>Tableau I.1 :</b> La contrainte limite ultime de cisaillement.....	18
<b>Tableau II.1 :</b> dimensionnement du plancher dalle pleine .....	22
<b>Tableau II.2 :</b> charges permanente du plancher terrasse inaccessible .....	24
<b>Tableau II.3 :</b> charges permanente du plancher d'étage courant.....	24
<b>Tableau II.4 :</b> charges permanente du Plancher en dalle pleine.....	24
<b>Tableau II.5 :</b> charges permanente des murs extérieurs (double cloison) .....	25
<b>Tableau II.6 :</b> charges permanente des murs intérieurs (simple cloison) .....	25
<b>Tableau II.7 :</b> charges d'exploitation.....	25
<b>Tableau II.8 :</b> dégression des surcharges .....	26
<b>Tableau II.9 :</b> Pré dimensionnement des poteaux centraux. ....	29
<b>Tableau II.10 :</b> Pré dimensionnement des poteaux de rive .....	30
<b>Tableau II.11 :</b> Pré dimensionnement des poteaux d'angle .....	31
<b>Tableau III.1 :</b> Evaluation des charges revenantes aux poutrelles.....	36
<b>Tableau III.2 :</b> Vérification de rapport des portées .....	38
<b>Tableau III.3 :</b> Les résultats de calcul Terrasse inaccessible à ELU (méthode de forfaitaire) .....	39
<b>Tableau III.4 :</b> Les résultats de calcul Etage courant à ELU (méthode de forfaitaire).....	40
<b>Tableau III.5 :</b> Les résultats de calcul Terrasse inaccessible à ELS (méthode de forfaitaire) .....	40
<b>Tableau III.6 :</b> Les résultats de calcul Etage courant à ELS (méthode de forfaitaire) .....	41
<b>Tableau III.7 :</b> Les résultats de calcul Terrasse inaccessible à ELU (méthode de Caquot) .....	44
<b>Tableau III.8 :</b> Les résultats de calcul Etage courant à ELU (méthode de Caquot) .....	44
<b>Tableau III.9 :</b> Les résultats de calcul Terrasse inaccessible à ELS (méthode de Caquot).....	45
<b>Tableau III.10 :</b> Les résultats de calcul Etage courant à ELS (méthode de Caquot) .....	45
<b>Tableau III.11 :</b> Les sollicitations maximales du plancher terrasse .....	45
<b>Tableau III.12 :</b> Les sollicitations maximales du plancher d'étage courant .....	45
<b>Tableau III.13 :</b> Caractéristiques des matériaux.....	46
<b>Tableau III.14 :</b> résultat de la flèche.....	53
<b>Tableau III.15 :</b> Calcul de $M_{0x}$ et $M_{0y}$ .....	56
<b>Tableau III.16 :</b> Calcul des moments fléchissant en travées et en appuis et l'effort tranchant .....	56
<b>Tableau III.17 :</b> Calcul du ferrailage de la dalle pleine sur les deux sens .....	58
<b>Tableau IV.1 :</b> Calcul de $M_{0x}$ et $M_{0y}$ .....	67
<b>Tableau IV.2 :</b> Calcul des moments fléchissant en travées et en appuis et l'effort tranchant .....	67
<b>Tableau IV.3 :</b> Calcul du ferrailage de la dalle pleine sur les deux sens .....	69
<b>Tableau IV.4 :</b> Evaluation des charges de la Paillasse .....	73
<b>Tableau IV.5 :</b> Evaluation des charges du palier .....	73
<b>Tableau IV.6 :</b> Combinaison des charges Paillasse et palier .....	73
<b>Tableau IV.7 :</b> Moment fléchissant et l'effort tranchant a ELU et ELS.....	77
<b>Tableau IV.8 :</b> Ferrailage des escaliers .....	79
<b>Tableau IV.9 :</b> moment fléchissant et l'effort tranchant a ELU et ELS.....	82
<b>Tableau IV.10 :</b> caractéristiques des câbles .....	91
<b>Tableau IV.11 :</b> les coefficients $M_1$ et $M_2$ par l'abaque de PIGEAUD .....	93
<b>Tableau IV.12 :</b> Tableau récapitulatif des résultats .....	95
<b>Tableau IV.13 :</b> Tableau des Moments max en travée et en appuis.....	96
<b>Tableau IV.14 :</b> Calcul du ferrailage de la dalle pleine sur les deux sens .....	99
<b>Tableau V.1:</b> La valeur de facteur de qualité(Q) .....	106
<b>Tableau V.2:</b> Les résultats dynamique de la Première disposition .....	108

<b>Tableau V.3:</b> Les résultats dynamique de la Deuxième disposition.....	109
<b>Tableau V.4:</b> Les résultats dynamique de la Troisième disposition .....	110
<b>Tableau V.5:</b> Les résultats des excentricités théoriques et additionnelle .....	115
<b>Tableau V.6:</b> Les résultats des charges verticales sur les poteaux et voiles .....	116
<b>Tableau V.7:</b> vérification de la résultante des forces sismiques.....	120
<b>Tableau V.8:</b> Vérification finale de la résultante des forces sismiques .....	121
<b>Tableau V.9:</b> Vérification de l'effort normal réduit du poteau .....	121
<b>Tableau V.10:</b> Vérification des déplacements inter étages dans les deux sens (x, y).....	122
<b>Tableau V.11:</b> Vérification au renversement selon X .....	123
<b>Tableau V.12:</b> Vérification au renversement selon Y.....	123
<b>Tableau V.13:</b> Vérification à l'effet P- $\Delta$ sens X.....	124
<b>Tableau V.14:</b> Vérification à l'effet P- $\Delta$ sens Y.....	124
<b>Tableau VI.1:</b> Résultat des cas de sollicitations .....	129
<b>Tableau VI.2:</b> Vérification des contraintes de cisaillement suivant BAEL91/99 .....	129
<b>Tableau VI.3:</b> Vérification des contraintes de cisaillement suivant RPA99/V2003 .....	130
<b>Tableau VI.4:</b> Les résultats des ferrillages longitudinaux retenus pour les poteaux .....	136
<b>Tableau VI.5:</b> Les résultats des ferrillages transversaux retenus pour les poteaux.....	137
<b>Tableau VI.6:</b> Vérification de la contrainte de compression de béton .....	138
<b>Tableau VI.7:</b> sollicitation de calcul des poutres.....	141
<b>Tableau VI.8:</b> Les résultats de calcul des sections .....	143
<b>Tableau VI.9:</b> Les résultats des ferrillages longitudinaux des poutres.....	143
<b>Tableau VI.10:</b> Les résultats des Contraintes aux extrémités.....	150
<b>Tableau VI.11:</b> Vérification Contrainte limite ultime .....	150
<b>Tableau VI.12:</b> Les résultats des Contraintes aux extrémités (voile 01) .....	151
<b>Tableau VI.13:</b> Les résultats des Contraintes aux extrémités (voile 02) .....	153
<b>Tableau VII.1 :</b> Tableaux des moments fléchissant en travées et en appuis sens X-X.....	164
<b>Tableau VII.2 :</b> Tableaux des moments fléchissant en travées et en appuis sens Y-Y .....	164
<b>Tableau VII.3 :</b> Calcul du ferrailage de la dalle pleine sur le sens X-X.....	166
<b>Tableau VII.4 :</b> Calcul du ferrailage de la dalle pleine sur le sens Y-Y .....	166
<b>Tableau VII.5 :</b> Choix des barres de la dalle pleine .....	166
<b>Tableau VII.6 :</b> Les sollicitations des nervures .....	167
<b>Tableau VII.7 :</b> Calcul du ferrailage de la nervure sur le sens X-X.....	168
<b>Tableau VII.8 :</b> Calcul du ferrailage de la nervure sur le sens Y-Y .....	168
<b>Tableau VII.9 :</b> Choix des barres de la nervure .....	169
<b>Tableau VII.10 :</b> Calcul de $M_{0x}$ et $M_{0y}$ à l'ELU et l'ELS .....	174
<b>Tableau VII.11 :</b> Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant a l'ELS.....	174
<b>Tableau VII.12 :</b> Calcul des armatures dans les deux sens (vertical et horizontal) .....	176
<b>Tableau VII.13 :</b> Choix des barres de voile périphérique .....	176

## Notations et symbole

$A$  : Coefficient d'accélération de zone  
 $A_{st}$  : Section d'armature longitudinale  
 $A_{min}$  : Section d'armature minimale déterminée par les règlements  
 $A_r$  : Section d'armature de répartition  
 $A_t$  : Section d'armature de travée ou transversale  
 $A'$  : section d'armature comprimée  
 $B_r$  : section réduite du béton  
 $C_p$  : facteur de force horizontale  
 $C_s$  : coefficient de sécurité  
 $C_r$  : charge de rupture  
 $C_m$  : charge de rupture minimale nécessaire  
 $D$  : coefficient d'amplification dynamique  
 $E$  : module de déformation longitudinale  
 $E_{ij}$  : module de déformation longitudinale instantanée  
 $E_{iv}$  : module de déformation longitudinale différée  
 $G$  : action permanente  
 $H$  : hauteur  
 $HA$  : armature à haute adhérence  
 $I$  : moment d'inertie  
 $J$  : action permanente avant mise en place des cloisons  
 $L$  : longueur  
 $L_n$  : entre axe des nervures  
 $M$  : moment fléchissant  
 $M_a$  : moment fléchissant en appui  
 $M_c$  : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console  
 $M_e$  : masse du câble ; moment au centre de la section  
 $M_f$  : moment fléchissant totale  
 $M_g$  : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil  
 $M_j$  : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons  
 $M_{ser}$  : moment fléchissant d'état limite de service  
 $M_t$  : moment fléchissant de travée  
 $M_u$  : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance  
 $M_0$  : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée  
 $N$  : effort normal  
 $N_{ser}$  : effort normal d'état limite de service  
 $N_u$  : effort normal d'état limite ultime de résistance  
 $P$  : poids propre ; périmètre  
 $Q$  : action variable quelconque ; facteur de qualité  
 $R$  : rayon ; coefficient de comportement de la structure  
 $S$  : surface

$S_{radier}$  : surface du radier  
 $T$  : effort tranchant  
 $T_x$  : période fondamentale dans le sens x-x  
 $T_y$  : période fondamentale dans le sens y-y  
 $U_c$  : Périmètre du contour  
 $V$  : action sismique ; effort horizontal  
 $W$  : poids total de la structure  
 $a$  : longueur ; distance ; dimension  
 $b$  : largeur  
 $c$  : enrobage  
 $d$  : hauteur utile  
 $e$  : excentricité ; espacement  
 $e_a$  : excentricité additionnelle  
 $f$  : flèche  
 $f_{cj}$  : contrainte caractéristique du béton à la compression  
 $f_e$  : Limite élastique d'acier  
 $f_{ij}$  : contrainte caractéristique du béton à la traction  
 $h_e$  : hauteur libre  
 $L_f$  : Longueur de flambement  
 $L_0$  : longueur libre  
 $q_{ser}$  : Charge linéaire d'état limite de service  
 $q_u$  : charge linéaire d'état limite ultime de résistance  
 $S_t$  : espacement  
 $\beta$  : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération  
 $\eta$  : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement  
 $\mu$  : Moment réduit  
 $\nu$  : Coefficient de poisson  
 $\sigma$  : Contrainte de béton ou d'acier  
 $\tau$  : Contrainte tangentielle ou de cisaillement  
 $\varnothing$  : Diamètre d'armature transversale ou treillis

# **CHAPITRE I :**

## **Présentation de l'ouvrage**

## I.1 Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances et des compétences de base, lesquelles l'ingénieur doit prendre en considération afin de justifier ses choix de conception et d'étude, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et description de notre cas d'étude.

## I.2 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé en (R+10+sous-sol) à usage multiple qui sera implantée à ville de Saida, classée en zone de faible sismicité (zone I), et de groupe d'usage 2 d'après les Règles Parasismiques Algériennes « RPA99 /version 2003 ».

Le projet entre dans le cadre d'une construction qui comprend :

- Le RDC et Les étages courants à usage d'habitation.
- Le sous-sol comme cave.

## I.3 Caractéristique géométrique :

Le bâtiment à pour dimensions les cotes suivantes :

- Longueur totale de bâtiment : .....25,00 m
- Largeur totale de bâtiment : .....21,60 m
- Hauteur totale de bâtiment : .....37,66 m
- Hauteur de sous-sol : .....3,40 m
- Hauteur de RDC : .....3,06 m
- Hauteur d'étage courant : .....3,06 m

## I.4 Caractéristique du site :

D'après les résultats du rapport géotechnique, on peut Souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- Une contrainte du sol de 2 bar obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de 4 m.
- Le sol est classé en catégorie S2 (sol très dense) selon sa nature géotechnique.

## I.5 Caractéristique structurales :

Le choix de la structure portante et de contreventement se fera après vérification des recommandations de la réglementation en vigueur (la RPA).

C'est une structure en béton armé avec un système de contreventement mixte (poteaux poutres) et voiles.

### I.5.1 Planchers:

Les planchers sont réalisés en deux types :

- Type 1 : Corps creux et une dalle de compression, pour RDC et étages courants.
- Type 2 : Dalle pleine, pour les planchers niveaux sous-sol.

### I.5.2 Maçonnerie :

Les maçonneries seront réalisées comme suite :

- Les murs extérieurs : en doubles cloisons en briques creuses de (15cm et 10cm) Séparées par un vide d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs sont faits en simple cloison de 10 cm d'épaisseur.

### I.5.3 Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les cloisons extérieures et les murs.

- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable.

#### I.5.4 Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher en corps creux et par le vide d'air des murs Extérieurs.

L'isolation thermique est assurée par les couches de liège ou polystyrène pour le plancher Terrasse ainsi que par les vides d'air des cloisons double parois en brique creuses.

#### I.5.5 Les Escaliers :

Un escalier est une construction permettant de relier différents niveaux d'un bâtiment. Il est Constitué d'une succession de marches horizontales et de paliers de repos, permettant à l'utilisateur de monter ou descendre en toute sécurité. Dans le cadre de notre ouvrage, les escaliers seront équipés de deux volées et d'un seul Palier.

#### I.5.6 Cage d'ascenseur :

L'ascenseur est un dispositif mécanique de transport vertical conçu pour faciliter la mobilité entre différents niveaux d'un bâtiment. Il est généralement composé d'une cabine fermée qui se déplace le long de rails verticaux, et est propulsée par une machinerie motorisée.

#### I.5.7 Acrotère :

Un acrotère est une structure surélevée en maçonnerie ou en béton, généralement située à La bordure d'un toit-terrasse d'une hauteur de 60 cm, qui sert à retenir les matériaux de couverture et à empêcher l'eau De pluie de déborder.

#### I.5.8 Terrasse :

Dans notre bâtiment, la terrasse est inaccessible, c'est-à-dire qu'elle n'est pas destinée à être utilisée pour des activités ou des déplacements fréquents. En plus de servir de couverture elle est destinée principalement recevoir les équipements de ventilation ou de climatisation.

#### I.5.9 Balcon :

Les balcons sont des éléments non porteurs qui se composent d'une dalle pleine en béton armé.

### I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

#### I.6.1 Le béton :

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrage. Il est constitué par le mélange de ciment, d'eau et de granulat (sable, gravier) à proportions étudiées amélioré dans certains cas par des adjuvant.

##### ➤ Résistance de béton à la compression :

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j < 28$  sa résistance à la compression sera calculée comme suite selon l'article 4.1.1 BAEL91 :

$$\begin{aligned} \text{▪ } f_{cj} &= \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa} \\ \text{▪ } f_{cj} &= \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40\text{Mpa} \end{aligned}$$

Pour notre projet d'étude on adoptera un béton de classe : C25/30 talque  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$



➤ **Résistance de béton a la traction :**

La résistance caractéristique à la traction de béton a  $j$  jours est définie selon l'article 4.1.1 BAEL91 par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ Pour } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa}$$

Cela donne pour notre cas étude :  $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

➤ **Les contraintes limites :**

• **Contraintes limites ultime à la compression :**

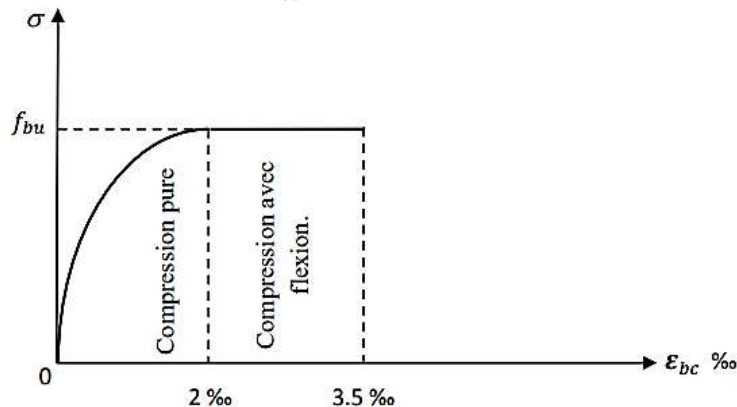
Pour le calcul à l'ELU on adoptera le diagramme parabole-rectangle suivant :  $f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$

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

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$  en situation durable ou transitoire.  $\rightarrow f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$

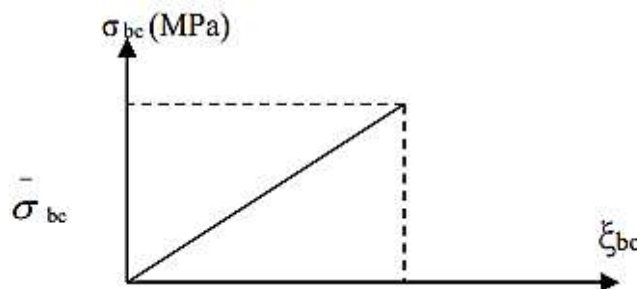
$\gamma_b = 1,15$  en situation accidentelle.  $\rightarrow f_{bu} = 18,48 \text{ Mpa}$



**Figure I-1 :** Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

• **Contrainte limite de service à la compression :**

Le diagramme des contraintes à l'ELS donné par la loi :  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$ .



**Figure I-2 :** Diagramme des contraintes du béton à l'ELS

Dans notre étude on prend  $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

- **Contrainte ultime de cisaillement :**

D'après l'article 13.3.2 BAEL91 La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \tau_{adm}$$

**Tableau I.1 :** La contrainte limite ultime de cisaillement

	<b>Cadre de 90°(droit)</b>	<b>Cadre de 45°</b>
<b>Fissuration peu préjudiciable</b>	$\bar{\tau} = \min(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5Mpa)$	$\bar{\tau} = \min(0,27 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 7Mpa)$
<b>Fissuration préjudiciable Où très préjudiciable</b>	$\bar{\tau} = \min(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4Mpa)$	$\bar{\tau} = \min(0,27 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 7Mpa)$

➤ **Module de déformation longitudinale de béton :**

On distingue deux modules de déformation longitudinale :

- **Le module de déformation instantané :**

Le module de déformation instantané pour les charges de durée d'application inférieure à 24 heures est :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad f_{c28} = 25Mpa \rightarrow E_{t28} = 32164,20Mpa$$

- **Le module de déformation différé:**

Le module de déformation différé pour les charges de longue durée d'application est :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad f_{c28} = 25Mpa \rightarrow E_{v28} = 10818,90Mpa$$

➤ **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

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

### I.6.2 Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, son rôle est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être reprise par le béton.

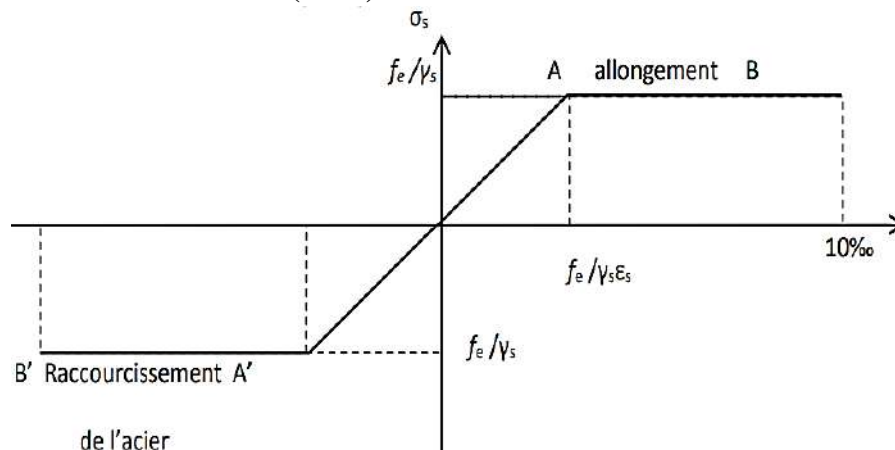
➤ **Type d'acier :**

**Armature Longitudinales :**

- Barres à haute adhérence HA → FeE400
- Treillis soudé TS → FeE500

**Armature Transversales :**

- Haute adhérence HA → FeE400
- Rond Lisse RL → FeE235

➤ **Contrainte limite ultime (ELU) :****Figure I-3 :** Diagramme contrainte déformation de l'acier

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \text{Aciers naturels}$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dépend de type de situation.

$$\gamma_s = 1,15 \text{ en situation courante}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ en situation accidentelle}$$

➤ **Contrainte limite de service (ELS) :**

- Fissuration peu préjudiciable : dans ce cas aucune vérification
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$
- Fissuration très préjudiciable  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{f_e}{2}; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

$\eta$  : Coefficient de fissuration

**I.7 Sollicitation et Combinaison de calcul :**

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la Structure par les efforts et actions auxquelles elle soumise, elles sont exprimées sous forme des forces (des efforts normaux ou tranchants), et de moments (de flexion, de torsion).

- **Etat limite ultime** : D'après le BAEL91/99  
ELU :  $1,35G + 1,5Q$
- **Etat limite de service** : D'après le BAEL91/99  
ELS :  $G + Q$
- **Situation accidentelle** : D'après le RPA99 V2003  
 $G + Q \pm E$   
 $0,8G \pm E$   
 $G + Q \pm 1,2E$   
G : charge permanente    Q : charge d'exploitation    E : effort de séisme

**I.8 Règlements et normes utilisés :**

Les règlements utilisés sont :

- Règlement Parasismique Algérienne (RPA99 /V 2003).
- Code du Béton Armé (CBA93).
- Règles du Béton Armé aux Etats Limites (BAEL91/99).
- Document Technique Règlementaire (DTR BC.2.2).

# **CHAPITRE II :**

## **Pré-dimensionnement des éléments**

## II.1 Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments constituant le bâtiment conformément aux règlements de dimensionnement des éléments en béton en vigueur (BAEL 91/99, CBA...etc.) ainsi qu'au règlements parasismique régionaux à savoir le RPA 99/V2003 pour notre cas d'étude.

## II.2 Pré-dimensionnement Les planchers :

Les planchers sont des plans horizontaux séparent deux niveaux d'un bâtiment, ils assurent la transmission des charges verticales aux éléments structuraux.

### II.2.1 Planchers à corps creux :

Composés de corps creux, avec une dalle de compression armée par un treillis soudé. L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche:

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$$

$L_{max}$  : longueur maximale entre extrémité d'appuis selon la disposition des poutrelles

$h_t$  : hauteur totale du plancher

$$\frac{400}{25} \leq h_t \leq \frac{400}{20} \quad L_{max} = 4,00 \text{ m} \quad 16 \leq h_t \leq 20$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de  $h_t = 20 \text{ cm}$

Avec :

$h_1 = 16 \text{ cm}$  : hauteur de corps creux

$h_0 = 4 \text{ cm}$  : hauteur de dalle de compression

### II.2.2 Planches à dalles pleines :

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciales car ils peuvent résister à des surcharges d'exploitations importantes ( $Q \geq 2,5 \text{ KN/m}^2$ ).

L'épaisseur des dalles pleine est déterminée à partir du critère suivant :

#### ➤ Condition de résistance à la flexion :

- Dalle reposant sur 3 à 4 appuis :  $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40}$  pour les dalles continues avec  $0,4 \leq \alpha \leq 1$
- Dalle reposant sur 2 appuis :  $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_y}{30}$  pour les dalles continues avec  $\alpha \leq 0,4$

Avec :  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

$e$  : L'épaisseur des dalles pleine

$L_x$  : La plus petite portée du panneau de dalle

$L_y$  : La plus grande portée du panneau de dalle

**Tableau II.1** : dimensionnement du plancher dalle pleine

$L_x(\text{cm})$	$L_y(\text{cm})$	$\alpha$	$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40}$	Le choix (cm)
400	500	0,8	$8 \leq e \leq 12,5$	12

➤ **Condition de résistance à la coupe-feu :**

$e \geq 7 \text{ cm}$  : Pour une heure de coupe-feu

$e \geq 11 \text{ cm}$  : pour deux heures de coupe-feu

Donc on prend :  $e = 12 \text{ cm}$

➤ **Condition d'isolation acoustique :**

$e \geq 16 \text{ cm}$  (L'isolation contre le bruit d'impacte  $2500e \geq 400 \text{ kg/m}^2$ )

$e \geq 14 \text{ cm}$  (L'isolation contre le bruit aérien  $2500e \geq 350 \text{ kg/m}^2$ )

Finalement on adopte une épaisseur égale  $e = 16 \text{ cm}$  pour les plancher dalle pleine

**II.3 Pré-dimensionnement Les poutres :**

Sont des éléments horizontaux en béton armée rectangulaire destiné à reprendre les efforts et les transmettre aux poteaux.

**II.3.1 Les poutres principales :**

Elles sont perpendiculaires aux poutrelles selon BAEL91/99 le pré dimensionnement se fait on Utilisant la condition suivante :  $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

$L_{\max}$  : longueur maximale entre extrémité

$$L_{\max} = 500 \text{ cm}$$

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33,33 \leq h \leq 50 \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 0,4 \times 40 \leq b \leq 0,8 \times 40 \Rightarrow 16 \leq b \leq 32 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

- Vérification des conditions par le RPA99 version 2003 :

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

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

$$\frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

**II.3.2 Les poutres secondaires :**

Elles sont parallèles aux poutrelles selon BAEL91/99 le pré dimensionnement se fait on utilisant la condition suivante :  $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

$L_{\max}$  : longueur maximale entre extrémité

$$L_{\max} = 400 \text{ cm}$$

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26,66 \leq h \leq 40 \Rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,8 \times 35 \Rightarrow 14 \leq b \leq 28 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

- Vérification des conditions par le RPA99 version 2003 :

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

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

$$\frac{h}{b} = 1,16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

**II.4 Evaluation des charges et des surcharges :****II.4.1 Les charges permanentes :**➤ **Plancher terrasse inaccessible :****Tableau II.2 :** charges permanente du plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique ( $KN / m^3$ )	Poids ( $KN / m^2$ )
1	Gravillon de protection roulé	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente en béton léger	0,10	20	2
4	Isolation thermique en liège	0,04	4	0,16
5	Plancher à corps creux	(0,16+0,04)	...	2,85
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanent G				6,18

➤ **Plancher étage courant :****Tableau II.3 :** charges permanente du plancher d'étage courant

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique ( $KN / m^3$ )	Poids ( $KN / m^2$ )
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de ciment	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Cloisons	0,10	9	0,90
5	Plancher à corps creux	(0,16+0,04)	...	2,85
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanent G				5,11

➤ **Plancher en dalle pleine :****Tableau II.4 :** charges permanente du Plancher en dalle pleine

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique ( $KN / m^3$ )	Poids ( $KN / m^2$ )
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de ciment	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,60
4	Cloisons	0,10	9	0,90
5	Plancher en dalle pleine	0,16	25	4
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanent G				6,26



## ➤ Cloison double paroi (extérieur) :

Tableau II.5 : charges permanente des murs extérieurs (double cloison)

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN / m <sup>3</sup> )	Poids (KN / m <sup>2</sup> )
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,15	9	1,35
3	Lame d'air	0,05	---	---
4	Briques creuses	0,10	9	0,90
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanent G				2,81

## ➤ Cloison simple paroi (intérieur) :

Tableau II.6 : charges permanente des murs intérieurs (simple cloison)

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN / m <sup>3</sup> )	Poids (KN / m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
4	Briques creuses	0,10	9	0,90
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanent G				1,30

## II.4.2 Les charges d'exploitation :

Tableau II.7 : charges d'exploitation

Etage	Usage	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	Terrasse inaccessible	1
RDC et Les étages courant	Habitation	1,50
S-SOL	cave	2,50

## II.5 Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre des charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

## II.5.1 Descente des charges :

L'application de la loi de dégression : Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q (DTR B.C-2.2).

Ce qui donne :  $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ .

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").
- $Q_0$ : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- $Q_1, \dots, Q_n$  : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

A l'aide de Lois de dégression l'évaluation des charges d'exploitation sera effectuée.

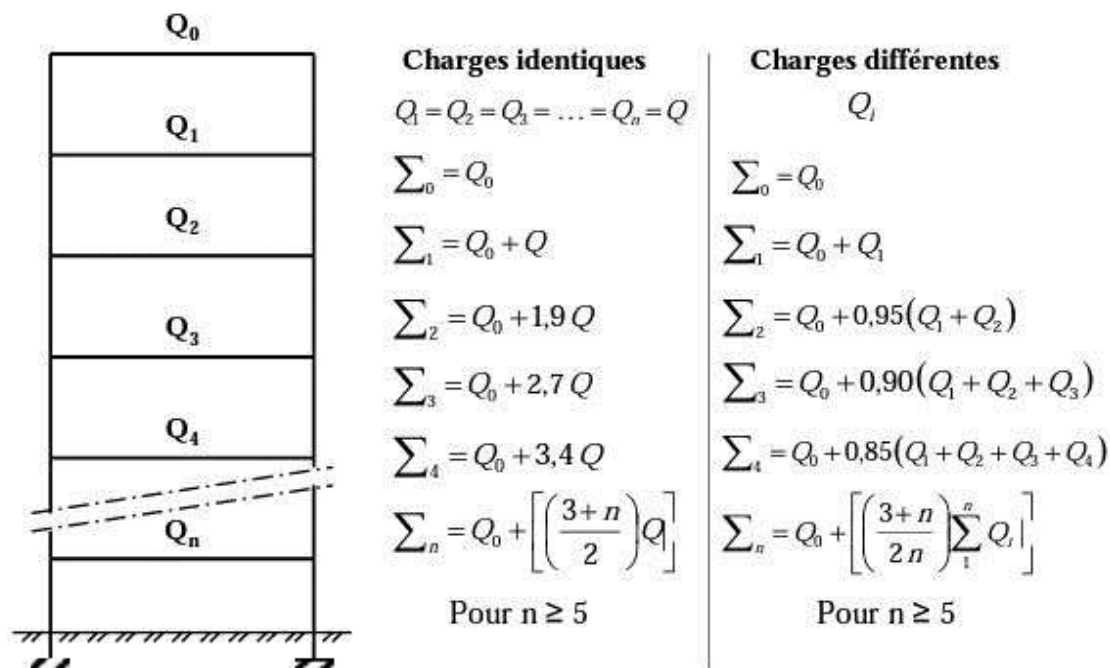


Figure II-1: Loi de dégression

Tableau II.8 : dégression des surcharges

Niv de plancher	Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )	$\Sigma$ des surcharges	$\Sigma$ surcharges q (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	1	$\sum = Q_0$	1,00
09	1,5	$\sum = Q_0 + Q_1$	2,50
08	1,5	$\sum = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
07	1,5	$\sum = Q_0 + 0,90(Q_1 + \dots + Q_3)$	5,05
06	1,5	$\sum = Q_0 + 0,85(Q_1 + \dots + Q_4)$	6,10
05	1,5	$\sum = Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5)$	7,00
04	1,5	$\sum = Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6)$	7,75
03	1,5	$\sum = Q_0 + 0,71(Q_1 + \dots + Q_7)$	8,45
02	1,5	$\sum = Q_0 + 0,69(Q_1 + \dots + Q_8)$	9,28
01	1,5	$\sum = Q_0 + 0,67(Q_1 + \dots + Q_9)$	10,04
RDC	1,5	$\sum = Q_0 + 0,65(Q_1 + \dots + Q_{10})$	10,75
S-SOL	1,5	$\sum = Q_0 + 0,63(Q_1 + \dots + Q_{11})$	11,39

### II.5.2 Le pré-dimensionnement :

S'effectue selon le cas le plus défavorable c'est le cas de la plus grande surface afférente, généralement le poteau du centre.

Critère de résistance d'après le BAEL 91.

$$B_r \geq k\beta N_u / \left( \frac{f_{bu}}{0,9} + \frac{0,85 \sigma_{st} A}{B_r} \right)$$

D'après les règles de BAEL 91 on prend  $A/B_r = 1\%$ .

$B_r$  : section réduite de béton  $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02)$ .

$\theta$  : facteur de durée d'application des charges  $\theta = 1$  (lorsque la durée est  $\geq 24$  h).

$K$  : facteur correcteur pour la durée d'application des charges, les surcharges étant appliquées généralement après 90 jours donc  $K=1$

$$\beta = 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \text{ avec } \lambda = 35 \text{ on trouve } \beta = 1,2$$

$\beta$  : Coefficient qui dépend de l'élancement du poteau.

$f_{bu}$  : Contrainte limite ultime de béton égale à 14,17MPa.

$\sigma_{st}$  : Contrainte limite ultime d'acier égale à 347,83MPa.

$$\text{Donc : } B_r \geq \frac{1 \times 1,2 N_u}{1 \times \frac{14,17}{0,9} + 0,85 \times 0,01 \times 347,83} \Rightarrow B_r \geq 0,064 N_u \quad \text{avec : } N_u \text{ en (kN)}$$

A partir de  $B_r$ , seront fixées les sections des poteaux telle que :

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

$N_u$  : l'effort normal ultime.

$G$  : charge permanente.

$Q$  : charge d'exploitation.

### II.5.3 Exemple de calcul :

Pré dimensionnement d'un poteau des plus sollicité :

#### ➤ Poteau Central :

- Les longueurs afférentes :

$$L_{aff\ pp} = \frac{5}{2} + \frac{4,40}{2} = 4,70 \text{ m}$$

$$L_{aff\ ps} = \frac{3,70}{2} + \frac{3,45}{2} = 3,575 \text{ m}$$

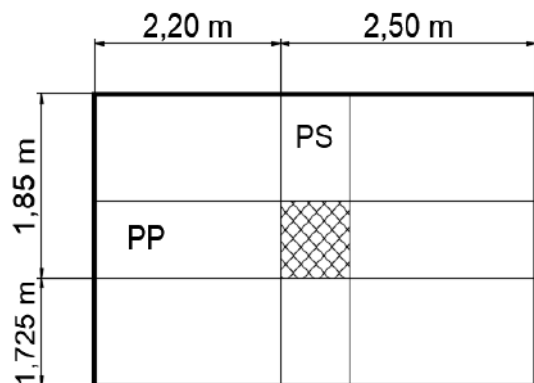


Figure II-2: schéma de Poteau Central

- **La Surface afférente :**

$$\left(\frac{5}{2} + \frac{4,40}{2}\right) \times \left(\frac{3,70}{2} + \frac{3,45}{2}\right) = 16,80 \text{ m}$$

- **Poteau du 10 étage :**

Poids du plancher :  $6,18 \times 16,80 = 103,82 \text{ kN}$

Poids de la poutre principale :  $0,3 \times 0,4 \times 25 \times 4,70 = 14,10 \text{ kN}$

Poids de la poutre secondaire :  $0,3 \times 0,35 \times 25 \times 3,575 = 9,38 \text{ kN}$

$$G_{10} = 127,30 \text{ kN}$$

$$N_{u,10} = 1,35G_{10} + 1,5(Q_{10} \times S_{aff}) \Rightarrow N_{u,10} = 1,35 \times 127,30 + 1,5 \times (1 \times 16,80)$$

$$N_{u,10} = 197,06 \text{ kN}$$

$$B_{r,10} \geq 0,064N_{u,10} \Rightarrow B_r \geq 0,64 \times 197,06 = 126,12 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 2)(b - 2) \geq 126,12 \text{ cm}^2$$

Avec :  $a=b$       Donc :  $a = \sqrt{126,12} + 2 \Rightarrow a=13,23 \text{ cm}$

Donc on prend une section de  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ .

- **Poteau du 09 étage :**

$G_{10}$  127,30 kN

Poids du plancher :  $5,11 \times 16,80 = 85,89 \text{ kN}$

Poids de la poutre principale :  $0,30 \times 0,40 \times 25 \times 4,70 = 14,10 \text{ kN}$

Poids de la poutre secondaire :  $0,30 \times 0,35 \times 25 \times 3,575 = 9,38 \text{ kN}$

Poids de poteau :  $0,30 \times 0,30 \times 25 \times 3,06 = 6,89 \text{ kN}$

$$G_{09} = 243,56 \text{ kN}$$

$$N_{u,09} = 1,35G_{09} + 1,5(Q_{09} \times S_{aff}) \Rightarrow N_{u,09} = 1,35 \times 243,56 + 1,5 \times (2,5 \times 16,80)$$

$$N_{u,09} = 391,81 \text{ kN}$$

$$B_{r,09} \geq 0,064N_{u,09} \Rightarrow B_r \geq 0,64 \times 391,81 = 250,76 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 2)(b - 2) \geq 250,76 \text{ cm}^2$$

Avec :  $a=b$       Donc :  $a = \sqrt{250,76} + 2 \Rightarrow a=17,86 \text{ cm}$

Donc on prend une section de  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ .

Tableau II.9 : Pré dimensionnement des poteaux centraux.

Niveau	$G_{cum}(\text{KN})$	$Q_{cum}(\text{KN})$	$N_u(\text{KN})$	$B_r(\text{cm}^2)$	A(cm)	Section( $\text{cm}^2$ )
10 étage	127,30	16,80	197,06	126,12	13,23	35 × 35
9 étage	246,00	42	395,10	252,86	17,90	35 × 35
8 étage	364,70	64,68	589,36	377,19	21,42	35 × 35
7 étage	483,40	84,84	779,85	499,10	24,34	40 × 40
6 étage	604,97	102,48	970,42	621,07	26,92	40 × 40
5 étage	726,53	117,60	115,22	740,62	29,21	40 × 40
4 étage	848,10	130,20	1340,24	857,75	31,29	45 × 45
3 étage	972,92	141,96	1526,38	976,89	33,26	45 × 45
2 étage	109,74	155,90	1715,80	109,11	35,14	45 × 45
1 étage	1222,56	168,67	1903,46	1218,21	36,90	50 × 50
RDC	1351,01	180,60	2094,77	1340,65	38,61	50 × 50
S Sol	1479,47	191,35	2284,30	1461,95	40,24	50 × 50

## ➤ Poteau de rive :

- Les longueurs afférentes :

$$L_{\text{aff pp}} = \frac{5}{2} + \frac{4,40}{2} = 4,70 \text{ m}$$

$$L_{\text{aff ps}} = \frac{3,45}{2} = 1,725 \text{ m}$$

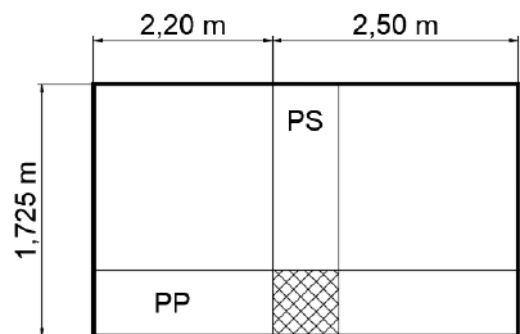


Figure II-3: schéma de Poteau rive

- La Surface afférente :

$$\left(\frac{3,45}{2}\right) \times \left(\frac{4,40}{2} + \frac{5}{2}\right) = 8,1075 \text{ m}^2$$

Tableau II.10 : Pré dimensionnement des poteaux de rive

Niveau	$G_{cum}(\text{KN})$	$Q_{cum}(\text{KN})$	$N_u(\text{KN})$	$B_r(\text{cm}^2)$	A(cm)	Section( $\text{cm}^2$ )
10 étage	68,73	8,11	104,95	67,17	10,20	30 × 30
9 étage	135,67	20,27	213,56	136,68	13,69	30 × 30
8 étage	202,62	31,21	320,36	205,03	16,32	30 × 30
7 étage	269,56	40,94	425,32	272,20	18,50	30 × 30
6 étage	336,51	49,46	528,47	338,22	20,39	35 × 35
5 étage	403,45	56,57	629,51	402,89	22,07	35 × 35
4 étage	470,40	58,78	723,20	462,85	23,51	35 × 35
3 étage	537,34	68,51	828,17	530,03	25,02	35 × 35
2 étage	604,28	75,24	928,64	594,33	26,38	40 × 40
1 étage	671,23	8,40	1028,26	658,09	27,65	40 × 40
RDC	738,17	87,16	1127,27	721,46	28,86	40 × 40
S Sol	814,44	92,34	1238,01	792,32	30,15	40 × 40

## ➤ Poteau d'angle :

- Les longueurs afférentes :

$$L_{\text{aff pp}} = \frac{4,40}{2} = 2,20 \text{ m}$$

$$L_{\text{aff ps}} = \frac{3,70}{2} = 1,85 \text{ m}$$

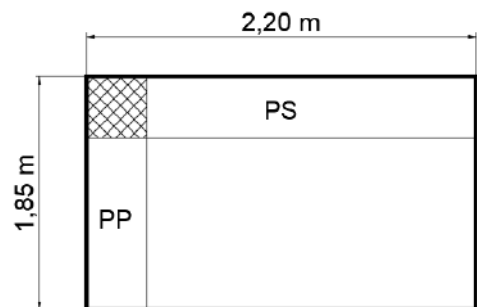


Figure II-4: schéma de Poteau d'angle

- La Surface afférente :

$$\left(\frac{3,70}{2}\right) \times \left(\frac{4,40}{2}\right) = 4,07 \text{ m}^2$$

Tableau II.11 : Pré dimensionnement des poteaux d'angle

Niveau	$G_{cum}(KN)$	$Q_{cum}(KN)$	$N_u(KN)$	$B_r(cm^2)$	A(cm)	Section( $cm^2$ )
10 étage	36,61	4,07	55,53	35,54	7,96	30×30
9 étage	75,75	10,18	117,54	75,22	10,67	30×30
8 étage	114,90	15,67	178,61	114,31	12,69	30×30
7 étage	154,04	20,55	238,78	152,82	14,36	30×30
6 étage	193,18	24,83	298,04	190,75	15,81	30×30
5 étage	232,32	28,49	356,37	228,08	17,10	30×30
4 étage	271,47	31,54	413,79	264,83	18,27	30×30
3 étage	310,61	34,39	470,91	301,38	19,36	30×30
2 étage	349,75	37,77	528,82	338,44	20,40	30×30
1 étage	388,89	40,86	586,30	375,23	21,37	30×30
RDC	428,04	43,75	643,47	411,82	22,29	30×30
S Sol	471,86	46,36	706,55	452,19	23,26	30×30

## II.5.4 Vérification des conditions du RPA 2003 :

Suivant l'Art 7.4.1 RPA99/v2003 les dimensions de la section des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (Zone I) :

$$\begin{cases} \min(b_1; h_1) \geq 25cm \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases} \quad \text{Avec : } h_e \text{ la hauteur libre d'étage.}$$

Pour le poteau plus sollicité (Poteau Central)

On va prendre le cas du poteau  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$  c'est la section minimale dans notre cas.

$$\begin{cases} \min(35; 35) = 35 \geq 25cm \dots\dots\dots CV \\ \min(35; 35) = 35 \geq \frac{306 - 40}{20} = 13,30 \text{ cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4 \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

## II.6 Pré-dimensionnement des voiles :

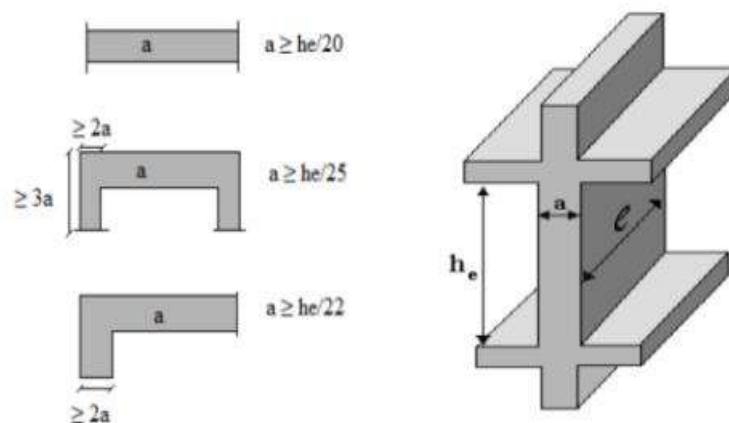
### II.6.1 Voiles du contreventement :

Le pré-dimensionnement des murs en béton armé doit être justifié par l'article 7.7 de RPA99 version 2003.

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

D'après le RPA99 version 2003 article 7.7.1 les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition:

- ✓  $L \geq 4a$ .
- ✓ L'épaisseur minimale est de 15 cm
- ✓ l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure



**Figure II-5:** coupe de voile

Dans notre cas :

Pour le RDC et les étages courants :

$$h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$

$$a \geq \max \left\{ \frac{266}{20}; 15 \text{ cm} \right\} = \max \{ 13,3 \text{ cm}; 15 \text{ cm} \} \Rightarrow a = 20 \text{ cm}$$



**II.6.2 Voiles périphériques du sous-sol :**

Les ossatures aux niveaux de base formées de poteau court doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations (semelles, radier...) et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- ✓  $a_p \geq 15cm$
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ De plus l'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$

$$h_e = 340 - 40 = 300cm$$

$$a_p \geq \max\left\{\frac{300}{20}; 15cm\right\} = \max\{15cm; 15cm\} \Rightarrow a_p = 20cm$$

# **CHAPITRE III :**

## **Etude des planchers**

### III.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments structuraux porteurs qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

Dans notre projet, nous avons choisi d'utiliser des dalles à corps creux pour les étages et des dalles pleines pour le sous-sol

### III.2 Etude plancher à corps creux :

#### III.2.1 Etude des poutrelles :

Plancher à corps creux est constitué d'hourdis et d'une dalle pleine de compression, il est généralement utilisé dans les bâtiments courants

##### III.2.1.1 Détermination des dimensions des poutrelles :

$$h_t = 20 \text{ cm} \begin{cases} h = 16 \text{ cm} & \text{Épaisseur de corps creux.} \\ h_0 = 4 \text{ cm} & \text{Épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

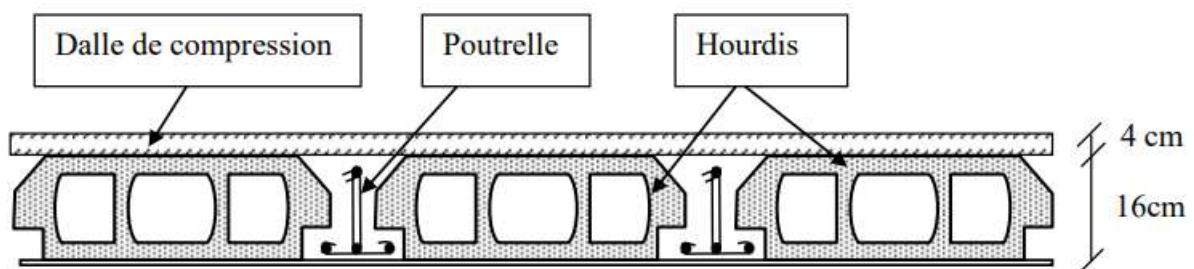


Figure III-1: Plancher à corps creux

- Détermination de  $b_0$ :

$$0,4h_t \leq b_0 \leq 0,8h_t \rightarrow 0,4 \times 20 \leq b_0 \leq 0,8 \times 20 \rightarrow 8 \text{ cm} \leq b_0 \leq 16 \text{ cm} \rightarrow b_0 = 12 \text{ cm}$$

- Détermination de  $b_1$  :

La distance entre axes des nervures  $L_n = 60 \text{ cm}$  [DTR B.C.2.2 Annexe C.3]

La distance maximale entre nus d'appuis de la travée considérée  $L = 4,00 \text{ m}$

$$b_1 = \min \begin{cases} \frac{L_n - b_0}{2} \\ \frac{L}{10} \end{cases} \quad b_1 = \min \begin{cases} \frac{60 - 12}{2} = 24 \text{ cm} \\ \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow b_1 = 24 \text{ cm}$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm}$$

- Détermination de  $b$  :

$$b = 2b_1 + b_0 \quad b = 2 \times 24 + 12 \quad b = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Plancher}(16 + 4) \begin{cases} h_t = 20 \text{ cm} \\ h_0 = 04 \text{ cm} \\ h_1 = 16 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ b_1 = 24 \text{ cm} \\ d = 0,9h_t = 18 \text{ cm} \end{cases}$$

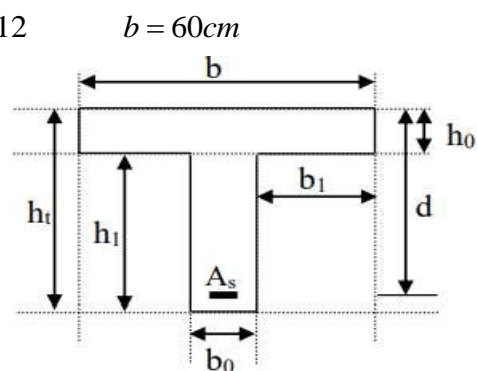


Figure III-2: coupe transversal d'une poutrelle

**III.2.1.2 Evaluation des charges revenantes aux poutrelles :**ELU :  $q_u = (1,35G + 1,5Q)b$ ELS :  $q_{ser} = (G + Q)b$ **Tableau III.1** : Evaluation des charges revenantes aux poutrelles.

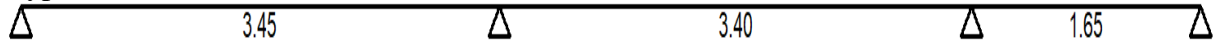
Type de plancher	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	b (m)	$q_u$ (KN/m)	$q_{ser}$ (KN/m)
Terrasse	6,18	1	0,60	5,91	4,31
RDC -10ème étage	5,11	1,5	0,60	5,49	3,97

**III.2.1.3 Les types des poutrelles :**

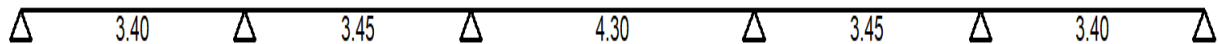
Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :

**III.2.1.4 Méthode de calcul :**

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement CBA 93 propose deux méthodes définies, par des conditions complémentaires :

➤ **Méthode de forfaitaire :**

Pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée (CBA 93 B.6.2.2.1)

Cette méthode est applicable si les (4) conditions suivantes sont remplies :

- ✓ La charge d'exploitation  $Q \leq \max(2G, 5\text{KN/m}^2)$
- ✓ Les moments d'inerties sont identiques pour toutes les travées
- ✓ Fissuration peu préjudiciable
- ✓ Le rapport des portées :  $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$

• **Principe de calcul :**

Il exprime les maximaux en travée et en appui en fonction des moments fléchissant isostatiques " $M_0$ " de la travée indépendante.

Les moment fléchissant isostatiques  $M_0^{travée} = \frac{q \times L^2}{8}$

Le rapport  $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$

**Les moments en appuis :**

$0,2M_0$  : pour les appuis de rive.

$0,6M_0$  : pour les appuis intermédiaires dans cas de poutre 2 travées.

$0,5M_0$  : pour les appuis voisins des appuis de rive.

$0,4M_0$  : pour les appuis intermédiaires.

**Les moments en travée :**

pour tous les cas  $M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1+0,3\alpha)M_0 \\ 1,05M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_w - M_e}{2}$

Vérification :

Pour cas d'une travée intermédiaire  $M_t \geq \frac{(1+0,3\alpha)M_0}{2}$

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

**L'effort tranchant :**

Pour le travée considérée  $\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q \times L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2} \end{cases}$

**➤ Méthode de Caquot :**

Pour les planchers à charge d'exploitation relativement Élevée. (CBA 93 B.6.2.2.2)

La méthode de Caquot s'applique essentiellement aux poutres-plancher des constructions industrielles, lorsqu'une les conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

- Evaluation des Charges :**

Dans cas des Charges uniformément répartie :

Pour les moments sur appuis nous appliquerons :  $q_{u\_reduit} = \left( 1,35 \times \frac{2}{3} G + 1,5Q \right) b$

Pour les autres calculs nous utiliserons la charge ultime :  $q_u = (1,35G + 1,5Q)b$

- Les moments en appuis :**

$$M_i = - \left[ \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} \right]$$

$M_i$  = Moment sur appui.

$l' = l$  Pour les travées de rive.

$l' = 0,8l$  Pour les travées intermédiaires.

$q_w$  et  $q_e$  charges uniformes sur les travées de gauche et de droite.

$l_w'$  et  $l_e'$  portées fictives des travées de gauche et de droite.

- L'effort tranchant :**

$$T_w = \frac{M_e - M_w}{l} + \frac{q.l}{2}$$

$$T_e = T_w - q.l$$

- Les moments en travées:**

$$M_t = \frac{1}{2} \times \frac{T_w^2}{q} + M_w$$

## III.2.1.5 Exemple de Calcul :

## ➤ Application de la méthode forfaitaire :

## • Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- ✓ La charge d'exploitation  $Q \leq \max (2G, 5\text{KN/m}^2)$ 
  - Plancher terrasse :  $G=6,18 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q=1,00 \text{ KN/m}^2$   
 $1,00 \text{ KN/m}^2 < 2 \times 6,18 = 12,36 \text{ KN/m}^2$  ..... C.V
  - Plancher étage courant :  $G=5,11 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q=1,50 \text{ KN/m}^2$   
 $1,50 \text{ KN/m}^2 < 2 \times 5,11 = 10,22 \text{ KN/m}^2$  ..... C.V
- ✓ Poutre à inertie transversale constante ( $I=\text{constante}$ ) ..... C.V
- ✓ Fissuration peu préjudiciable ..... C.V
- ✓ Le rapport des portées :  $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$

$$\text{-type 01 : } 0,8 \leq \frac{3,45}{3,40} = 1,01 \leq 1,25 ; 0,8 \leq \frac{3,40}{3,45} = 0,98 \leq 1,25$$

Tableau III.2 : Vérification de rapport des portées

Condition d'application	Type 1	Type 2	Type 3
$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$	CV	CNV	CV

**Remarque :**

Le rapport des portées n'étant pas vérifié pour le types (2), On passe à la méthode de Caquot.  
 Pour les type (1 et 3) appliquer la Méthode forfaitaire.

## • Les sollicitations :

Pour une poutrelle de type 1 (Terrasse inaccessible)

$$M_0^{AB} = \frac{5,91 \times 3,45^2}{8} = 8,79 \text{ KN.m}$$

Les moment fléchissant isostatiques

$$M_0^{BC} = \frac{5,91 \times 3,40^2}{8} = 8,54 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le rapport } \alpha = \frac{1}{6,18+1} = 0,14$$

## • Les moments en appuis :

$$M_A = 0,2 \times 8,79 = 1,76 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \times 8,79 = 5,28 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0,2 \times 8,54 = 1,71 \text{ KN.m}$$

- Les moments en travée :

$$\text{Tous les cas } M_{AB} \geq \text{Max} \left\{ \frac{(1 + 0,3 \times 0,14) \times 8,79}{1,05 \times 8,79} \right\} - \frac{1,76 + 5,28}{2} \Rightarrow M_{AB} \geq 5,72 \text{ KN.m}$$

$$\text{Vérification pour travée de rive } M_{AB} \geq \left( \frac{1,2 + 0,3 \times 0,14}{2} \right) \times 8,79 \Rightarrow M_{AB} \geq 5,46 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment Maximal } M_{AB \text{ Max}} = \text{Max}(5,72 ; 5,46) \Rightarrow M_{AB \text{ Max}} = 5,72 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant :

$$\begin{aligned} \text{Travée AB} \begin{cases} T_w = \frac{1,76 - 5,28}{3,45} + \frac{5,91 \times 3,45}{2} & \Rightarrow T_w = 9,18 \text{ KN} \\ T_e = \frac{1,76 - 5,28}{3,45} - \frac{5,91 \times 3,45}{2} & \Rightarrow T_e = -11,21 \text{ KN} \end{cases} \\ \text{Travée BC} \begin{cases} T_w = \frac{5,28 - 1,71}{3,40} + \frac{5,91 \times 3,40}{2} & \Rightarrow T_w = 11,10 \text{ KN} \\ T_e = \frac{5,28 - 1,71}{3,40} - \frac{5,91 \times 3,40}{2} & \Rightarrow T_e = -9,01 \text{ KN} \end{cases} \end{aligned}$$

- Tableaux récapitulatifs des résultats :

**Tableau III.3 :** Les résultats de calcul Terrasse inaccessible à ELU (méthode de forfaitaire)

Types	1			3					
Appuis	A	B	C	A	B	C	D	E	F
$M_a \text{ (KN.m)}$	1,76	5,28	1,71	1,71	4,39	5,46	5,46	4,39	1,71
Travées	AB	BC		AB	BC	CD	DE	EF	
$L(m)$	3,45	3,40		3,40	3,45	4,3	3,45	3,40	
$M_0 \text{ (KN.m)}$	8,79	8,54		8,54	8,79	13,66	8,79	8,54	
<b>Tous le cas</b> $M_t \text{ (KN.m)}$	5,72	5,48		5,98	4,37	8,88	4,37	5,98	
<b>Vérification</b> $M_t \text{ (KN.m)}$	5,46	5,30		5,30	4,58	7,11	4,58	5,30	
$M_{t \text{ Max}} \text{ (KN.m)}$	5,72	5,48		5,98	4,58	8,88	4,58	5,98	
$T_w \text{ (KN)}$	9,18	11,10		9,29	9,85	12,71	10,54	10,80	
$T_e \text{ (KN)}$	-11,21	-9,01		-10,80	-10,54	-12,71	-9,85	-9,29	

**Tableau III.4 :** Les résultats de calcul Etage courant à ELU (méthode de forfaitaire)

Types	1			3					
Appuis	A	B	C	A	B	C	D	E	F
$M_a (KN.m)$	1,63	4,90	1,59	1,59	4,08	5,08	5,08	4,08	1,59
Travées	AB		BC	AB		BC	CD	DE	EF
$L(m)$	3,45		3,40	3,40		3,45	4,30	3,45	3,40
$M_0 (KN.m)$	8,17		7,93	7,93		8,17	12,69	8,17	7,93
<b>Tous le cas</b> $M_t (KN.m)$	5,46		5,23	5,64		4,14	8,48	4,14	5,64
<b>Vérification</b> $M_t (KN.m)$	5,18		5,03	5,03		4,36	6,78	4,36	5,03
$M_{t \text{ Max}} (KN.m)$	5,46		5,23	5,64		4,36	8,48	4,36	5,64
$T_w (KN)$	8,52		10,31	8,60		9,18	11,80	9,76	10,07
$T_e (KN)$	-10,42		-8,36	-10,07		-9,76	-11,80	-9,18	-8,60

**Tableau III.5 :** Les résultats de calcul Terrasse inaccessible à ELS (méthode de forfaitaire)

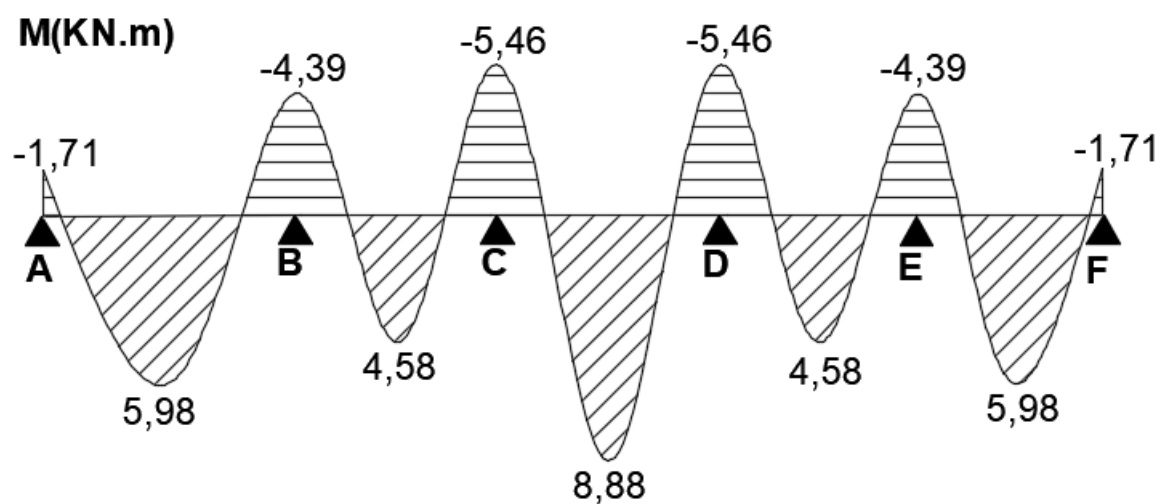
Types	1			3					
Appuis	A	B	C	A	B	C	D	E	F
$M_a (KN.m)$	1,28	3,85	1,25	1,25	3,20	3,98	3,98	3,20	1,25
Travées	AB		BC	AB		BC	CD	DE	EF
$L(m)$	3,45		3,40	3,40		3,45	4,30	3,45	3,40
$M_0 (KN.m)$	6,41		6,23	6,23		6,41	9,96	6,41	6,23
<b>Tous le cas</b> $M_t (KN.m)$	4,17		3,99	4,36		3,18	6,48	3,18	4,36
<b>Vérification</b> $M_t (KN.m)$	3,98		3,87	3,87		3,34	5,19	3,34	3,87
$M_{t \text{ Max}} (KN.m)$	4,17		3,99	4,36		3,34	6,48	3,34	3,36
$T_w (KN)$	6,69		8,09	6,78		7,18	9,27	7,69	7,88
$T_e (KN)$	-8,18		-6,56	-7,88		-7,69	-9,27	-7,18	-6,78



**Tableau III.6 :** Les résultats de calcul Etage courant à ELS (méthode de forfaitaire)

Types	1			3					
Appuis	A	B	C	A	B	C	D	E	F
$M_a (KN.m)$	1,18	3,54	1,15	1,15	2,95	3,67	3,67	2,95	1,15
Travées	AB		BC		CD		DE		EF
$L(m)$	3,45		3,40		4,30		3,45		3,40
$M_0 (KN.m)$	5,91		5,74		9,18		5,91		5,74
Tous le cas $M_t (KN.m)$	3,95		3,78		6,13		3,00		4,08
Vérification $M_t (KN.m)$	3,75		3,64		4,90		3,16		3,64
$M_{t \text{ Max}} (KN.m)$	3,95		3,78		6,13		3,16		4,08
$T_w (KN)$	6,16		7,45		8,54		7,06		7,28
$T_e (KN)$	-7,53		-6,04		-8,54		-6,64		-6,22

- Diagramme des moments et l'effort tranchant :

**Figure III-3:** diagramme des moments type 3 (Terrasse inaccessible à ELU)

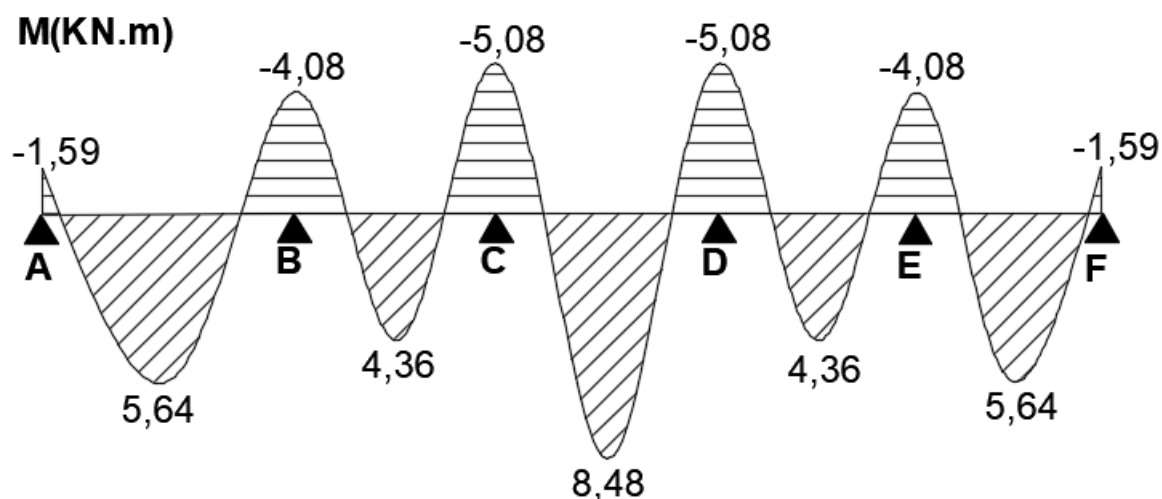


Figure III-4: diagramme des moments type 3 (Etage courant à ELU)

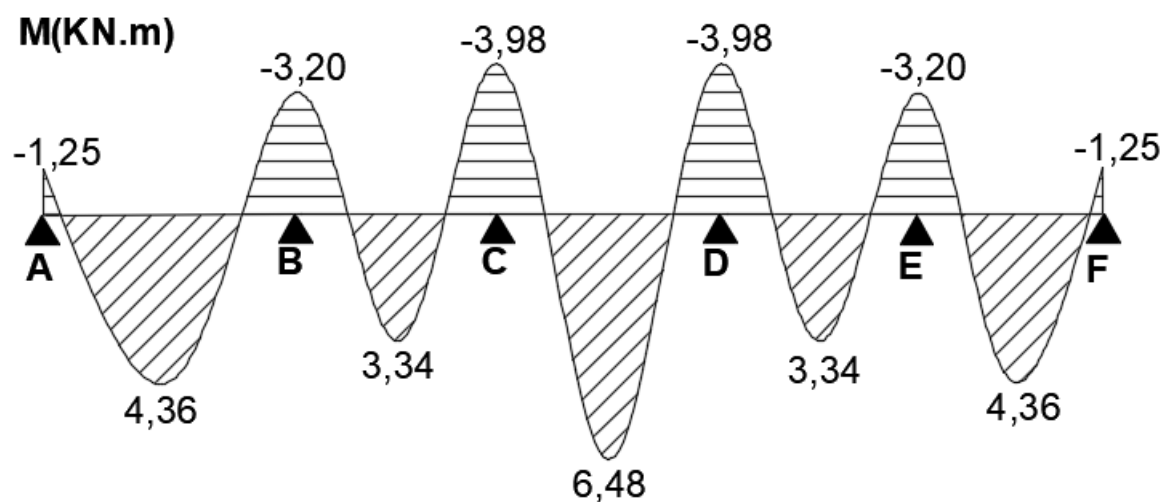


Figure III-5: diagramme des moments type 3 (Terrasse inaccessible à ELS)

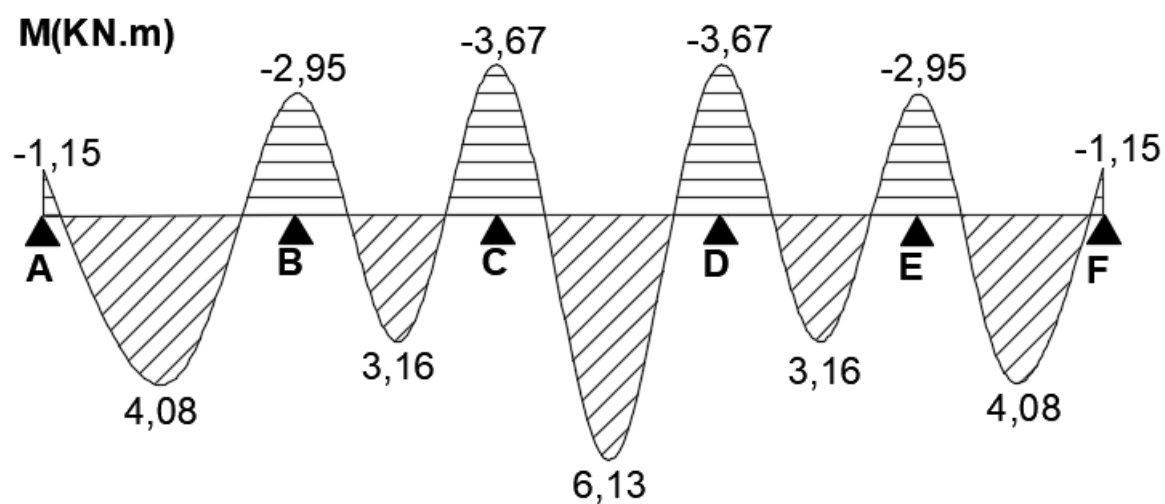


Figure III-6: diagramme des moments type 3 (Etage courant à ELS)

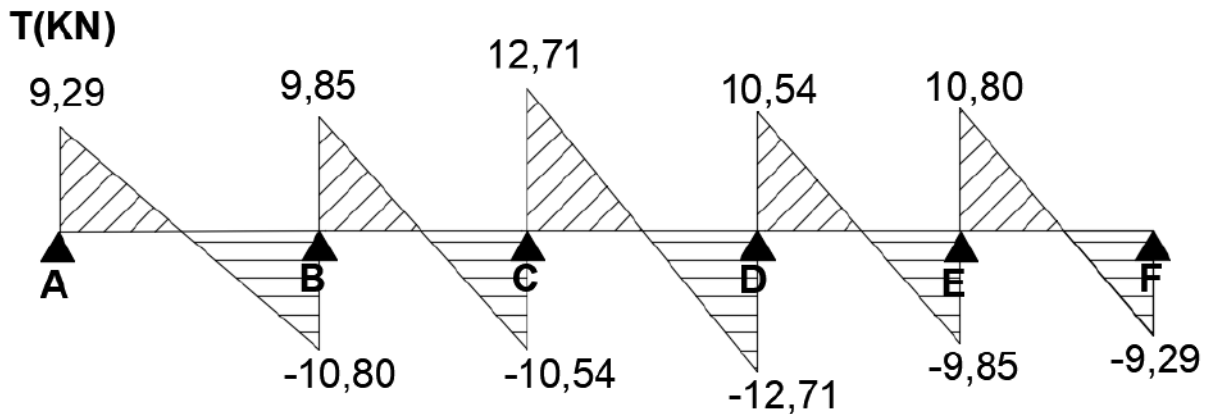


Figure III-7: diagramme des efforts tranchants type 3 (Terrasse inaccessible à ELU)

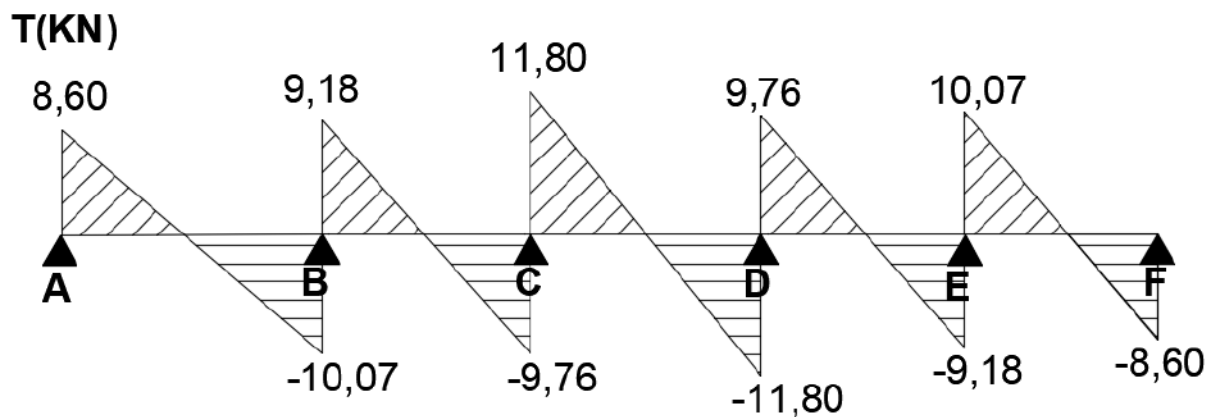


Figure III-8: diagramme des efforts tranchants type 3 (Etage courant à ELU)

➤ Application de la méthode de Caquot :

Les sollicitations pour une poutrelle de type 2 (Terrasse inaccessible)

• Les moments en appuis :

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3,45 \text{ m}$$

$$L'_{BC} = 0,8L_{BC} = 0,8(3,40) = 2,72 \text{ m}$$

$$L'_{CD} = L_{CD} = 1,65 \text{ m}$$

A' ELU :

$$q_{u\_reduit} = \left( 1,35 \times \frac{2}{3} \times 6,18 + 1,5 \times 1 \right) \times 0,6 \quad q_{u\_reduit} = 4,24 \text{ KN/m}$$

$$q_w = q_e = q_{u\_reduit}$$

$$M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = - \left[ \frac{4,24 \times 3,45^3 + 4,24 \times 2,72^3}{8,5 \times (3,45 + 2,72)} \right] \Rightarrow M_B = -4,95 \text{ KN.m}$$

$$M_C = - \left[ \frac{4,24 \times 2,72^3 + 4,24 \times 1,65^3}{8,5 \times (2,72 + 1,65)} \right] \Rightarrow M_C = -2,82 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$\begin{aligned} \text{Travée AB} \begin{cases} T_w = \frac{-4,95 + 0}{3,45} + \frac{5,91 \times 3,45}{2} \Rightarrow T_w = 8,76 \text{ KN} \\ T_e = 8,76 - 5,91 \times 3,45 \Rightarrow T_e = -11,63 \text{ KN} \end{cases} \\ \text{Travée BC} \begin{cases} T_w = \frac{-2,82 + 4,95}{3,40} + \frac{5,91 \times 3,40}{2} \Rightarrow T_w = 10,67 \text{ KN} \\ T_e = 10,67 - 5,91 \times 3,40 \Rightarrow T_e = -9,42 \text{ KN} \end{cases} \\ \text{Travée CD} \begin{cases} T_w = \frac{0 + 2,82}{1,65} + \frac{5,91 \times 1,65}{2} \Rightarrow T_w = 6,58 \text{ KN} \\ T_e = 6,58 - 5,91 \times 1,65 \Rightarrow T_e = -3,17 \text{ KN} \end{cases} \end{aligned}$$

- **Les moments en travées:**

$$\begin{aligned} M_{AB} &= 0 + \frac{1}{2} \times \frac{(8,76)^2}{5,91} \Rightarrow M_{AB} = 6,49 \text{ KN.m} \\ M_{BC} &= -4,95 + \frac{1}{2} \times \frac{(10,67)^2}{5,91} \Rightarrow M_{BC} = 4,68 \text{ KN.m} \\ M_{CD} &= -2,82 + \frac{1}{2} \times \frac{(6,58)^2}{5,91} \Rightarrow M_{CD} = 0,84 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- **Tableaux récapitulatifs des résultats :**

**Tableau III.7 :** Les résultats de calcul Terrasse inaccessible à ELU (méthode de Caquot)

	ELU					
	Terrasse inaccessible					
	Appui	$M_a \text{ (KN.m)}$	Travées	$T_w \text{ (KN)}$	$T_e \text{ (KN)}$	$M_t \text{ (KN.m)}$
Type 2	A	0	AB	8,76	-11,63	6,49
	B	-4,95				
	C	-2,82	BC	10,67	-9,42	4,68
	D	0				

**Tableau III.8 :** Les résultats de calcul Etage courant à ELU (méthode de Caquot)

	ELU					
	Etage courant					
	Appui	$M_a \text{ (KN.m)}$	Travées	$T_w \text{ (KN)}$	$T_e \text{ (KN)}$	$M_t \text{ (KN.m)}$
Type 2	A	0	AB	8,08	-10,86	5,96
	B	-4,80				
	C	-1,93	BC	10,18	-8,49	4,64
	D	0				

**Tableau III.9 :** Les résultats de calcul Terrasse inaccessible à ELS (méthode de Caquot)

	ELS					
	Terrasse inaccessible					
	Appui	$M_a (KN.m)$	Travées	$T_w (KN)$	$T_e (KN)$	$M_t (KN.m)$
Type 2	A	0	AB	6,40	-8,47	4,75
	B	-3,58				
	C	-2,04	BC	7,78	-6,88	3,44
	D	0	CD	4,79	-2,32	0,62

**Tableau III.10 :** Les résultats de calcul Etage courant à ELS (méthode de Caquot)

	ELS					
	Etage courant					
	Appui	$M_a (KN.m)$	Travées	$T_w (KN)$	$T_e (KN)$	$M_t (KN.m)$
Type 2	A	0	AB	5,85	-7,85	4,31
	B	-3,44				
	C	-1,95	BC	7,19	-6,51	6,51
	D	0	CD	4,46	-9,24	2,50

➤ Les sollicitations maximales :

**Tableau III.11 :** Les sollicitations maximales du plancher terrasse

Sollicitations	ELU	ELS
$M_t (KN.m)$	8,88	6,48
$M_a (KN.m)$	5,46	3,98
$T (KN)$	12,71	9,27

**Tableau III.12 :** Les sollicitations maximales du plancher d'étage courant

Sollicitations	ELU	ELS
$M_t (KN.m)$	8,48	6,13
$M_a (KN.m)$	5,08	3,67
$T (KN)$	11,80	8,54

**III.2.1.6 Vérification d'effort tranchant :**

Pour des fissurations peu préjudiciables

$$\tau = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

$$\tau = \frac{12,71 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5MPa\right)$$

$$\tau = 0,59MPa \leq \bar{\tau} = 3,33MPa \dots\dots\dots CV$$

**III.2.1.7 Calcul de ferrailage des poutrelles :****Tableau III.13 : Caractéristiques des matériaux**

$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_{c28}(MPa)$	$f_{t28}(MPa)$	$f_{bu}(MPa)$	$f_e(MPa)$	$\sigma_{st}(MPa)$
1,5	1,15	25	2,1	14,17	400	347,83

**Calcul de moment de la table :**

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

$$M_{tu} = 0,6 \times 0,04 \times 14,17(0,18 - \frac{0,04}{2}) \times 10^3$$

$$M_{tu} = 54,41 \text{ KN.m}$$

**➤ Calcul des armatures Longitudinales :****• En Travée :**

$$M_t = 8,88 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 8,88 \text{ KN.m} \leq M_{tu} = 54,41 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression on calcule la section comme section rectangulaire  $(60 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu}.b.d^2} = \frac{8,88 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,6 \times 0,18^2} = 0,0322$$

$$\mu_{bu} = 0,0322 < \mu_l = 0,392 \text{ (FeE400)}$$

$$\text{Il n'y a pas d'armatures comprimées } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0409$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,177 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0,0322 < \mu_{AB} = 0,186$$

pivot A

$$\xi_{st} = 10\%$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s.Z} \Rightarrow A_{st} = \frac{8,88 \times 10^{-3}}{347,83 \times 0,177} \times 10^4 \Rightarrow A_{st} = 1,44 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 60 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A_{st}; A_{\min}) = 1,44 \text{ cm}^2$$

**Choix des barres :** 03HA12 ( $A = 3,39 \text{ cm}^2$ )

- **En appuis :**

$$M_a = 5,46 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 5,46 \text{ KN.m} \leq M_{tu} = 54,41 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression on calcule la section comme section rectangulaire  $(12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu}.b.d^2} = \frac{5,46 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,12 \times 0,18^2} = 0,0991$$

$$\mu_{bu} = 0,0991 < \mu_l = 0,392 \text{ (FeE400)}$$

Il n'y a pas d'armatures comprimées  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,131$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,171 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0,0991 < \mu_{AB} = 0,186$$

pivot A

$$\xi_{st} = 10\%$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s.Z} \Rightarrow A_{st} = \frac{5,46 \times 10^{-3}}{347,83 \times 0,171} \times 10^4 \Rightarrow A_{st} = 0,92 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23.b_0.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A_{st}; A_{\min}) = 0,92 \text{ cm}^2$$

**Choix des barres :** 01HA12 ( $A = 1,13 \text{ cm}^2$ )

➤ **Calcul des armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales**

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \varnothing_l\right) \Rightarrow \varnothing_t \leq \min(5,71 \text{ mm}; 12 \text{ mm}; 12 \text{ mm})$$

$$\varnothing_t = 6 \text{ mm}$$

$$\text{on prend } 2\varnothing 6 \rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement maximal**

Selon BAEI 91/99 :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(16,20 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

### III.2.1.8 Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte de compression de béton :**

- **En Travée :**

Vérification comme section en T

La distance y :

$$b_0 \cdot y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_{st} + A_{sc})]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(d \cdot A_{st} + d' \cdot A_{sc})] = 0$$

$$12y^2 + [2(60 - 12) \times 4 + 30(3,39 + 0)]y - [(60 - 12) \times 4^2 + 30(18 \times 3,39 + 2 \times 0)] = 0$$

$$y = 4,78 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0 \cdot y^3}{3} + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left( y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15[A_{st}(d - y)^2 + A_{sc}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{12 \times 4,78^3}{3} + \frac{(60 - 12) \times 4^3}{12} + (60 - 12) \times 4 \left( 4,78 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15[3,39(18 - 4,78)^2 + 0(4,78 - 2)^2]$$

$$I = 11063,69 \text{ cm}^4$$

La contrainte :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{6,48 \times 10^{-3}}{11063,69 \times 10^{-8}} \times 4,78 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 2,80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **En appuis :**

Vérification comme section rectangulaire

La distance y :

$$b \cdot y^2 + [30(A_{st} + A_{sc})]y - [30(d \cdot A_{st} + d' \cdot A_{sc})] = 0$$

$$12y^2 + [30(1,13 + 0)]y - [30(18 \times 1,13 + 2 \times 0)] = 0$$

$$y = 5,85 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_{st}(d - y)^2 + A_{sc}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{12 \times 5,85^3}{3} + 15[1,13(18 - 5,85)^2 + 0(5,85 - 2)^2]$$

$$I = 3303,01 \text{ cm}^4$$



La contrainte :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{3,98 \times 10^{-3}}{3303,01 \times 10^{-8}} \times 5,85 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 7,05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte de traction de l'aciers :**

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, donc aucune limitation des contraintes

➤ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche se fait à ELS pour Terrasse inaccessible, il faut donc que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{430} = 0,0465 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{travee}^{ser}}{10 M_0^{ser}} \Rightarrow \frac{20}{430} = 0,0465 \geq \frac{8,88}{10 \times 13,66} = 0,065 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{A_{travee}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0157 \leq \frac{4,20}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

Les trois conditions n'est pas vérifiée donc Le calcul de la flèche est nécessaire. On doit vérifier que :  $\Delta f_t \leq f_{adm}$

• **La part de la flèche totale est :**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$f_{gi}, f_{gv}$  : Les flèches instantanée et différée dues à l'ensemble des charges permanentes.

$f_{ji}$  : La flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la Mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : La flèche instantanée dus à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation Supportée par l'élément considéré.

• **La flèche admissible est :**

Cas des élément support reposant sur deux appuis

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \quad \text{pour } L \leq 5\text{m}$$

$$f_{adm} = 0,5\text{cm} + \frac{L}{500} \quad \text{pour } L > 5\text{m}$$

- **Charge apprendre en compte :**

- ✓ Charge permanente appliquée au moment de la mise en œuvre des cloisons (j) :

$$j = (\text{plancher de corps creux}(16+4)+\text{cloison})b$$

$$j = (2,85 + 0) \times 0,6 \Rightarrow j = 1,71 \text{ KN/m}$$

- ✓ L'ensemble des charges permanentes (g) :

$$g = (G_{\text{Total}})b$$

$$g = (6,18) \times 0,6 \Rightarrow g = 3,71 \text{ KN/m}$$

- ✓ L'ensemble des charges permanentes et d'exploitations (p) :

$$p = (G + Q)b$$

$$p = (6,18 + 1) \times 0,6 \Rightarrow p = 4,31 \text{ KN/m}$$

- **Moment de service maximal dans la travée :**

$$M_j = 0,85 \frac{j.L^2}{8} \Rightarrow M_j = 0,85 \times \frac{1,71 \times 4,3^2}{8} \Rightarrow M_j = 3,36 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,85 \frac{g.L^2}{8} \Rightarrow M_g = 0,85 \times \frac{3,71 \times 4,3^2}{8} \Rightarrow M_g = 7,29 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,85 \frac{p.L^2}{8} \Rightarrow M_p = 0,85 \times \frac{4,31 \times 4,3^2}{8} \Rightarrow M_p = 8,47 \text{ KN.m}$$

- **Le rapport entre les coefficients d'élasticité de l'acier et du béton :**

$$n = \frac{E_s}{E_b} \Rightarrow n = 15$$

- **Centre de gravité :**

$$y_1 = \frac{\left[ (b.h_0)(h - \frac{h_0}{2}) \right] + \left[ b_0(h - h_0)(\frac{h - h_0}{2}) \right] + [(n.A_s)(h - d)]}{(b.h_0) + b_0(h - h_0) + (n.A_s)}$$

$$y_1 = \frac{\left[ (60 \times 4)(20 - \frac{4}{2}) \right] + \left[ 12(20 - 4)(\frac{20 - 4}{2}) \right] + [(15 \times 3,39)(20 - 18)]}{(60 \times 4) + 12(20 - 4) + (15 \times 3,39)}$$

$$y_1 = 12,34 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 20 - 12,34$$

$$y_2 = 7,66 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section totale rendue homogène :**

$$I_0 = \frac{b.y_2^3}{3} + \frac{b_0.y_1^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_2 - h_0)^3}{3} + (n.A_s)(d - y_2)^2$$

$$I_0 = \frac{60 \times 7,66^3}{3} + \frac{12 \times 12,34^3}{3} - \frac{(60 - 12)(7,66 - 4)^3}{3} + (15 \times 3,39)(18 - 7,66)^2$$

$$I_0 = 21157,64 \text{ cm}^4$$

- La distance entre l'armature tendue et l'axe neutre :

$$y = d - y_2 \Rightarrow y = 18 - 7,66 \Rightarrow y = 10,34 \text{ cm}$$

- Les contraintes dans l'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j \cdot n}{I_0} \cdot y \Rightarrow \sigma_{sj} = \frac{3,36 \times 10^{-3} \times 15}{21157,64 \times 10^{-8}} \times 10,34 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{sj} = 24,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g \cdot n}{I_0} \cdot y \Rightarrow \sigma_{sg} = \frac{7,29 \times 10^{-3} \times 15}{21157,64 \times 10^{-8}} \times 10,34 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{sg} = 53,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p \cdot n}{I_0} \cdot y \Rightarrow \sigma_{sp} = \frac{8,47 \times 10^{-3} \times 15}{21157,64 \times 10^{-8}} \times 10,34 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{sp} = 62,09 \text{ MPa}$$

- Pourcentage des armatures :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{3,39}{12 \times 18} \Rightarrow \rho = 0,016$$

- Calcul de Coefficient  $\lambda_i; \mu_j; \mu_g; \mu_p$  :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,016(2 + 3 \frac{12}{60})} \Rightarrow \lambda_i = 2,524$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{(4\rho \cdot \sigma_{sj}) + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,016 \times 24,63) + 2,1} \Rightarrow \mu_j = 0,0004$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{(4\rho \cdot \sigma_{sg}) + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,016 \times 53,44) + 2,1} \Rightarrow \mu_g = 0,334$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{(4\rho \cdot \sigma_{sp}) + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,016 \times 62,09) + 2,1} \Rightarrow \mu_p = 0,395$$

- Calcul des moments d'inertie effectif :

$$I_{ji} = \frac{1,1 I_0}{1 + (\lambda_i \cdot \mu_j)} \Rightarrow I_{ji} = \frac{1,1 \times 21157,64}{1 + (2,524 \times 0,0004)} \Rightarrow I_{ji} = 23249,93 \text{ cm}^4$$

$$I_{gi} = \frac{1,1 I_0}{1 + (\lambda_i \cdot \mu_g)} \Rightarrow I_{gi} = \frac{1,1 \times 21157,64}{1 + (2,524 \times 0,334)} \Rightarrow I_{gi} = 12627,89 \text{ cm}^4$$

$$I_{gv} = \frac{1,1 I_0}{1 + 0,4(\lambda_i \cdot \mu_g)} \Rightarrow I_{gv} = \frac{1,1 \times 21157,64}{1 + 0,4(2,524 \times 0,334)} \Rightarrow I_{gv} = 17404,50 \text{ cm}^4$$

$$I_{pi} = \frac{1,1 I_0}{1 + (\lambda_i \cdot \mu_p)} \Rightarrow I_{pi} = \frac{1,1 \times 21157,64}{1 + (2,524 \times 0,395)} \Rightarrow I_{pi} = 11654,30 \text{ cm}^4$$

- Module de modèle déformation longitudinale :

$$E_i = 32164,20 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 10818,90 \text{ Mpa}$$

- **Calcul des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_j \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{ji}} \Rightarrow f_{ji} = \frac{3,36 \times 10^{-3} \times 4,3^2}{10 \times 32164,2 \times 23249,93 \times 10^{-8}} \times 10^2 \Rightarrow f_{ji} = 0,083 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{gi}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{7,29 \times 10^{-3} \times 4,3^2}{10 \times 32164,2 \times 12627,89 \times 10^{-8}} \times 10^2 \Rightarrow f_{gi} = 0,332 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot L^2}{10E_v \cdot I_{gv}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{7,29 \times 10^{-3} \times 4,3^2}{10 \times 10818,9 \times 17404,5 \times 10^{-8}} \times 10^2 \Rightarrow f_{gv} = 0,716 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{pi}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{8,47 \times 10^{-3} \times 4,3^2}{10 \times 32164,2 \times 11654,3 \times 10^{-8}} \times 10^2 \Rightarrow f_{pi} = 0,418 \text{ cm}$$

- **La part de la flèche totale :**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f_t = 0,716 - 0,083 + 0,418 - 0,332$$

$$\Delta f_t = 0,719 \text{ cm}$$

- **La flèche admissible :**

$$L = 4,3m < 5m$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow f_{adm} = \frac{430}{500} \Rightarrow f_{adm} = 0,86 \text{ cm}$$

- **Vérification :**

$$\Delta f_t = 0,719 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0,86 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

Tableau III.14 : résultat de la flèche

Etage		Etage courant	Terrasse
$L_{Max}(m)$	L	4,30	4,30
Charges (KN.m)	j	2,25	1,71
	g	3,07	3,71
	P	3,97	4,31
moment fléchissant (KN.m)	$M_j$	4,42	3,36
	$M_g$	6,03	7,29
	$M_p$	7,80	8,47
Contrainte De l'acier (MPa)	$\sigma_{sj}$	32,40	24,63
	$\sigma_{sg}$	44,20	53,44
	$\sigma_{sp}$	57,18	62,09
Coefficient	$\mu_j$	0,119	0,0004
	$\mu_g$	0,254	0,334
	$\mu_p$	0,362	0,395
moments d'inertie effectif (cm <sup>4</sup> )	$I_{ji}$	17897,72	23249,93
	$I_{gi}$	14181,62	12627,89
	$I_{gv}$	18523,31	17404,50
	$I_{pi}$	12161,55	11654,30
La flèche (Cm)	$f_{ji}$	0,142	0,083
	$f_{gi}$	0,244	0,332
	$f_{gv}$	0,556	0,716
	$f_{pi}$	0,369	0,418
La flèche totale $\Delta f_t(cm)$		0,539	0,719
La flèche admissible $f_{adm}(cm)$		0,860	0,860
Vérification $\Delta f_t \leq f_{adm}$		CV	CV

### III.2.2 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4cm, elle est armée d'un quadrillage Débarres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20cm (5.par ml), pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33cm (3.par ml), pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour les armatures verticales aux nervures :

$$\text{si } l_n \leq 50 \text{ cm alors } \begin{cases} A_{\perp} = \frac{200}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases}$$

$$\text{si } 50 \leq l_n \leq 80 \text{ cm alors } \begin{cases} A_{\perp} = \frac{4l_n}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases}$$

Avec :

$l_n$  : écartement entre axes des nervures en (cm)

$f_e$  : limite d'élasticité en Mpa

$A_{\perp}$  : armatures perpendiculaires aux nervures en ( $\text{cm}^2 / \text{ml}$ )

$A_{//}$  : armatures parallèles aux nervures en ( $\text{cm}^2 / \text{ml}$ )

➤ **Armatures perpendiculaires aux nervures :**

Dans notre plancher, on a :

$$l_n = 60 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm} \leq l_n = 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \dots\dots \text{CV}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

Donc :

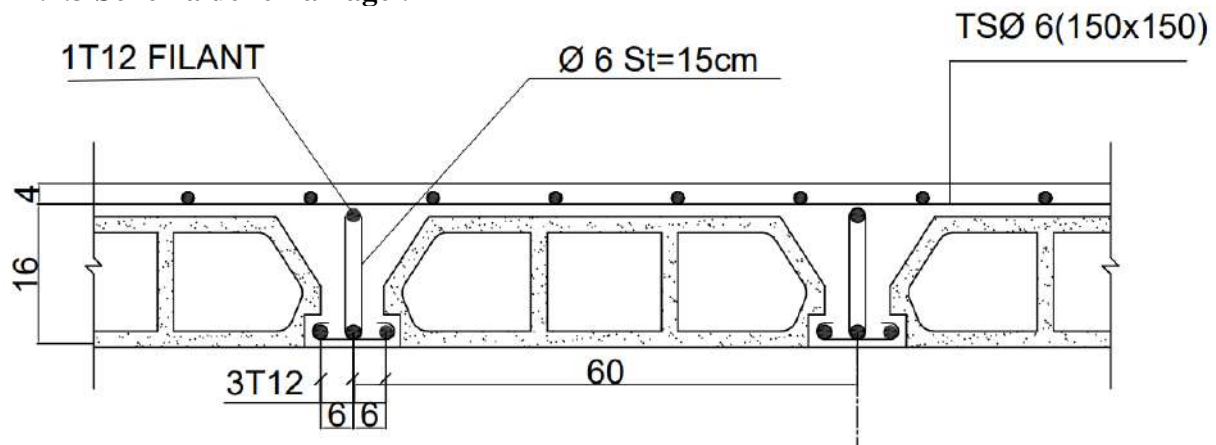
$$A_{\perp} = \frac{4l_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{400} \rightarrow A_{\perp} = 0,60 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ avec } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} \geq \frac{0,60}{2} \Rightarrow A_{//} = 0,3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Choix :** on adopte un TSØ6 de maille ( $150 \times 150$ )  $\text{mm}^2$ .

**III.2.3 Schéma de ferrailage :**



**Figure III-9:** schéma de ferrailage des poutrelles

### III.3 Plancher en dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée  $L_y$ , petite portée  $L_x$ , épaisseur  $e$ ) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyées sur le contour).

#### III.3.1 Méthode de calcul :

Pour plancher de S-sol

- La méthode de calcul dépend du rapport  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

Pour  $\alpha < 0,4$  ; la dalle porte dans un seul sens

Pour  $0,4 \leq \alpha \leq 1$  ; la dalle porte dans deux sens

- Schéma statique des différents types des panneaux :

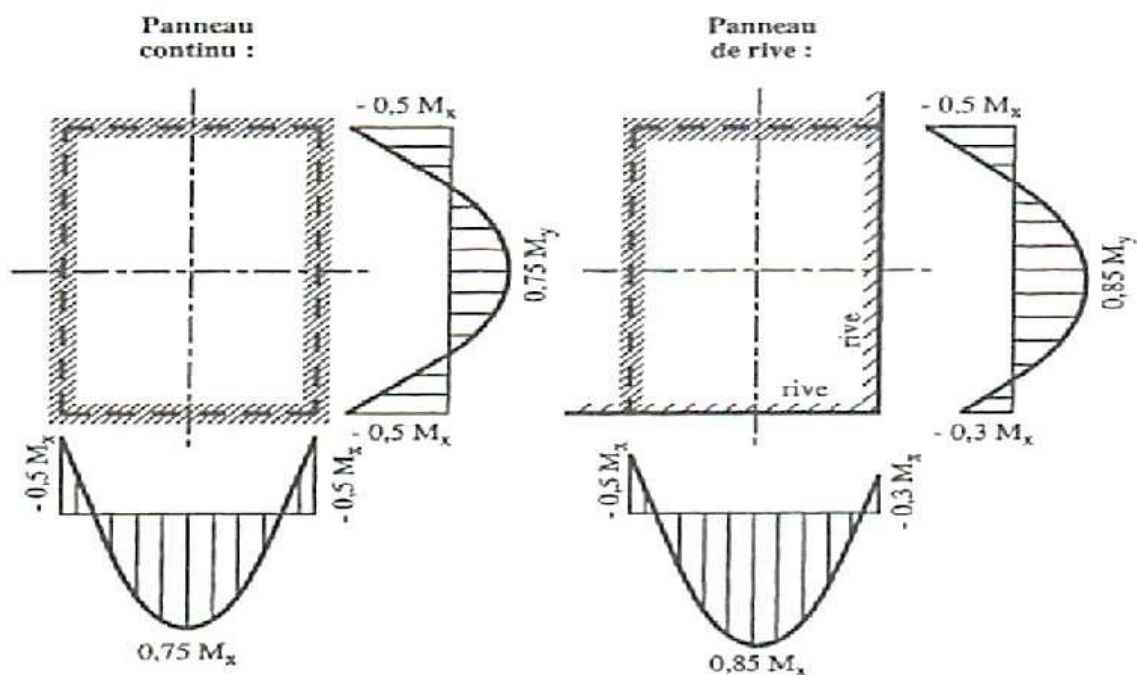


Figure III-10: schéma statique des différents types des panneaux

#### III.3.2 Exemple de calcul:

Panneau continu (intermédiaire)

$$L_x = 3,70m \quad L_y = 5,00m$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,70}{5,00} = 0,74 \quad \text{donc} \quad 0,4 \leq \alpha = 0,74 \leq 1 \dots \dots \dots CV$$

La dalle de notre structure portent selon deux directions  $\Rightarrow$  le calcul se fait en flexion Simple.

##### III.3.2.1 Combinaison d'action :

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml

$$ELU : q_u = (1,35G + 1,5Q)b \Rightarrow q_u = (1,35 \times 6,26 + 1,5 \times 1,5) \times 1 \quad q_u = 10,70 KN / m$$

$$ELS : q_{ser} = (G + Q)b \Rightarrow q_{ser} = (6,26 + 1,5) \times 1 \quad q_{ser} = 7,76 KN / m$$

**III.3.2.2 Calcul des moments :**

**ELU :** Coefficient de poisson  $\nu = 0$  Après le tableau le Coefficient  $\mu = \begin{cases} \mu_x = 0,0632 \\ \mu_y = 0,4944 \end{cases}$

**ELS :** Coefficient de poisson  $\nu = 0,2$  Après le tableau le Coefficient  $\mu = \begin{cases} \mu_x = 0,0696 \\ \mu_y = 0,6314 \end{cases}$

➤ **Calcul de  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$  :**

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 0,0632 \times 10,70 \times 3,7^2 \Rightarrow M_{0x} = 9,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 0,4944 \times 9,26 \Rightarrow M_{0y} = 4,58 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.15 :** Calcul de  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$

ELU					ELS				
$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$	$M_{0x}$	$M_{0y}$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_{ser}$	$M_{0x}$	$M_{0y}$
0,0632	0,4944	10,70	9,26	4,58	0,0696	0,6314	7,76	7,39	4,67

➤ **Moment en appuis :**

$$M_{ax} = -0,5M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = -0,5 \times 9,26 \Rightarrow M_{ax} = -4,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = -0,5 \times 4,58 \Rightarrow M_{ay} = -2,29 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en Travée :**

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = 0,75 \times 9,26 \Rightarrow M_{tx} = 6,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = 0,75 \times 4,58 \Rightarrow M_{ty} = 3,44 \text{ KN.m}$$

**III.3.2.3 Calcul d'effort tranchant :**

Si  $\alpha \geq 0,4$

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \Rightarrow T_x = \frac{10,70 \times 3,7}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,74}{2}} \Rightarrow T_x = 14,45 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \cdot L_x}{3} \Rightarrow T_y = \frac{10,70 \times 3,7}{3} \Rightarrow T_y = 13,20 \text{ KN}$$

**III.3.2.4 Tableau récapitulatif des résultats :**

**Tableau III.16 :** Calcul des moments fléchissant en travées et en appuis et l'effort tranchant

ELU						ELS					
$M_{ax}$	$M_{ay}$	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$T_x$	$T_y$	$M_{ax}$	$M_{ay}$	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$T_x$	$T_y$
-4,63	-2,29	6,95	3,44	14,45	13,20	-3,70	-2,34	5,54	3,50	10,48	9,57

**III.3.2.5 Vérification des contraintes de cisaillement :**

➤ **Sens X-X :**

$$\tau_x = \frac{T_x}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_x = \frac{14,45 \times 10^{-3}}{1 \times 0,144} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{25}{1,5}$$

$$\tau_x = 0,1 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$



## ➤ Sens Y-Y :

$$\tau_y = \frac{T_y}{b.d} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_y = \frac{13,20 \times 10^{-3}}{1 \times 0,144} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{25}{1,5}$$

$$\tau_y = 0,09 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

## III.3.2.6 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

## ➤ Sens X-X :

## • En appuis:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{f_{bu} . b . d^2} = \frac{4,63 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times 0,144^2} = 0,01576$$

$$\mu_{bu} = 0,01576 < \mu_l = 0,392 \text{ Il n'y a pas d'armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,01986$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,1428 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0,01576 < \mu_{AB} = 0,186$$

pivot A

$$\xi_{st} = 10\%$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ax}}{\bar{\sigma}_s . Z} = 0,93 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{y \min} = \begin{cases} 0,0012 \text{ pour RL} \\ 0,0008 \text{ pour FeE400} \\ 0,0006 \text{ pour FeE500} \end{cases}$$

Les armatures de dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) :

$$A_{y \min} = 0,0008 e . b \Rightarrow A_{y \min} = 0,0008 \times 16 \times 100 \Rightarrow A_{y \min} = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \min} = \frac{3 - 0,0008}{2} . A_{y \min} \Rightarrow A_{x \min} = 1,92 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A_{st}; A_{x \min}) = 1,92 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 04HA12 ( $A = 4,52 \text{ cm}^2$ )

• **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{6,95 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times 0,144^2} = 0,02365$$

$$\mu_{bu} = 0,02365 < \mu_l = 0,392 \text{ Il n'y a pas d'armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,02992$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,142 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0,02365 < \mu_{AB} = 0,186$$

pivot A

$$\xi_{st} = 10\%$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{x \min} = 1,92 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A_{st}; A_{x \min}) = 1,92 \text{ cm}^2$$

**Choix des barres :** 04HA12 ( $A = 4,52 \text{ cm}^2$ )

➤ **Tableau récapitulatif des résultats :**

**Tableau III.17 :** Calcul du ferrailage de la dalle pleine sur les deux sens

		M(KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z(m)	$A_{st}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	Choix des barres
<b>Sens x-x</b>	Appui	4,63	0,01576	0,01986	0,1428	0,93	1,92	04HA12
	Travée	6,95	0,02365	0,02992	0,1420	1,41	1,92	04HA12
<b>Sens y-y</b>	Appui	2,29	0,0078	0,0097	0,1434	0,46	1,28	04HA12
	Travée	3,44	0,01171	0,01471	0,1431	0,69	1,28	04HA12

➤ **Espacement des armatures :**

**Espacement maximal :**

D'après art B.7.2.4.2 CBA 93 :

$$S_{tx}^{\max} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_{tx}^{\max} \leq \min(48 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_{tx}^{\max} = 33 \text{ cm}$$

$$S_{ty}^{\max} \leq \min(4e; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{ty}^{\max} \leq \min(64 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{ty}^{\max} = 40 \text{ cm}$$

**On prend :**

$$\text{Sens X-X : } S_{tx} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens Y-Y : } S_{ty} = 25 \text{ cm}$$

**III.3.2.7 Vérification à L'ELS :****➤ Vérification de la contrainte de compression de béton :****• Sens X-X :****En appuis:**La distance  $y$  :

$$b \cdot y^2 + [30(A_{st} + A_{sc})] y - [30(d \cdot A_{st} + d' \cdot A_{sc})] = 0$$

$$100 \times y^2 + [30(4,52 + 0)] y - [30(14,4 \times 4,52 + 2 \times 0)] = 0$$

$$y = 3,79 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie  $I$  :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_{st}(d - y)^2 + A_{sc}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times 3,79^3}{3} + 15[4,52(14,4 - 3,79)^2 + 0(3,79 - 2)^2]$$

$$I = 9447,05 \text{ cm}^4$$

La contrainte :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{3,70 \times 10^{-3}}{9447,05 \times 10^{-8}} \times 3,79 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 1,49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**En travée :**

La contrainte :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{5,54 \times 10^{-3}}{9447,05 \times 10^{-8}} \times 3,79 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 2,22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**• Sens Y-Y :****En appuis:**

La contrainte :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{2,34 \times 10^{-3}}{9447,05 \times 10^{-8}} \times 3,79 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 0,94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**En travée :**

La contrainte :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{3,50 \times 10^{-3}}{9447,05 \times 10^{-8}} \times 3,79 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 1,41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

➤ **Vérification de la contrainte de traction de l'aciers :**

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, donc aucune limitation des contraintes

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après art B.7.5 CBA 93 :

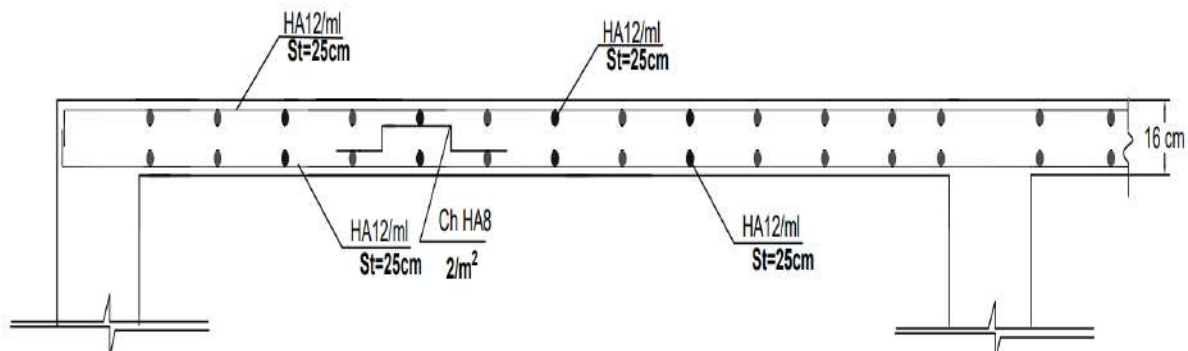
La vérification de la flèche se fait à ELS pour des dalles rectangulaires appuyées sr leurs quatre côtes, il faut donc que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_{0x}^{ser}} \Rightarrow \frac{16}{370} = 0,0432 \geq \frac{5,54}{20 \times 7,39} = 0,0375 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 14,4} = 0,0031 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots CV$$

Les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.3.2.8 Schéma de ferrailage :



**Figure III-11:** schéma de ferrailage de dalle pleine (plancher S-sol)

# **CHAPITRE IV :**

## **Etude des éléments secondaires**

### IV.1 Introduction :

Parmi les études de la structure, on trouve l'étude des éléments secondaires qui sont définies comme des éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement. Cette étude se fait suivant les calculs des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges, en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91/99, CBA93, RPA99 V2003)

On va s'intéresser dans ce chapitre aux éléments suivants :

- L'acrotère
- Le LOGGIAIS
- Les escaliers
- L'ascenseur.

### IV.2 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un mur d'une hauteur de 60 cm et d'une épaisseur de 10 cm, il est généralement situé en bordure de toitures terrasses afin de protéger la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, il assure aussi la sécurité en formant un écran pour prévenir toute chute quelle qu'elle soit. Il est réalisé en béton armé et est soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante ( $Q = 1 \text{ KN/m}$ ) ainsi qu'au séisme qui crée un moment de renversement. Il est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse. Son point le plus faible est son interface où se trouve l'encastrement dans le plancher terrasse et c'est pour cela que le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries ce qui peut provoquer des fissures et des déformations importantes (fissuration préjudiciable).

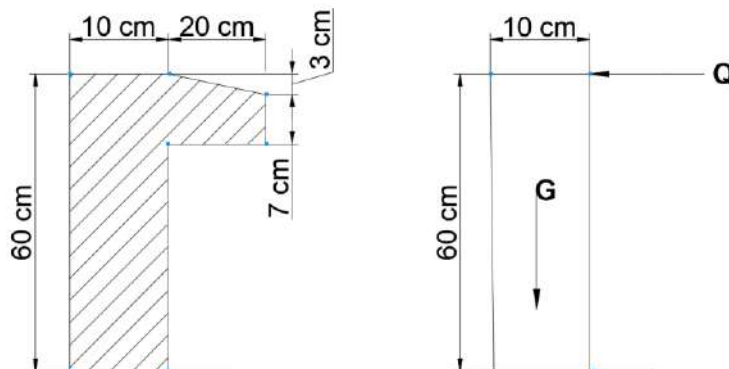


Figure IV-1: Coupe verticale sur l'acrotère

#### IV.2.1 Evaluation des charges :

##### ➤ La charge permanente :

Section de l'acrotère :

$$S = (0,1 \times 0,6) + (0,07 \times 0,2) + \left( \frac{0,2 \times 0,03}{2} \right) \Rightarrow S = 0,077 \text{ m}^2$$

Le Poids propre :

$$G_1 = S \cdot \gamma_{BA} \Rightarrow G_1 = 0,077 \times 25 \Rightarrow G_1 = 1,925 \text{ KN/m}$$

Le Poids d'enduit ciment extérieur ( $e = 2 \text{ cm}$ ) :

$$G_2 = U \cdot e \cdot \gamma_{\text{ciment}} \Rightarrow G_2 = 1,47 \times 0,02 \times 18 \Rightarrow G_2 = 0,53 \text{ KN/m}$$

Le poids total :

$$W_p = G_1 + G_2 \Rightarrow W_p = 1,925 + 0,53 \Rightarrow W_p = 2,46 \text{ KN/m}$$

➤ **La charge due à la main courante**

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

➤ **La force sismique horizontale :**

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

avec :

$A$  : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone I)  $A = 0,1$

$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0,8$ )

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 2,46$$

$$F_p = 0,79 \text{ KN/m}$$

#### IV.2.2 Combinaisons des charges :

**ELU :**

$$\text{Effort normal} \Rightarrow N_u = 1,35W_p \Rightarrow N_u = 1,35 \times 2,46 \Rightarrow N_u = 3,32 \text{ KN}$$

$$\text{Moment fléchissant} \Rightarrow M_u = 1,5F_p.h \Rightarrow M_u = 1,5 \times 0,79 \times 0,6 \Rightarrow M_u = 0,71 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant} \Rightarrow T_u = 1,5F_p \Rightarrow T_u = 1,5 \times 0,79 \Rightarrow T_u = 1,18 \text{ KN}$$

**ELS :**

$$\text{Effort normal} \Rightarrow N_s = W_p \Rightarrow N_s = 2,46 \text{ KN}$$

$$\text{Moment fléchissant} \Rightarrow M_s = F_p \times h \Rightarrow M_s = 0,79 \times 0,6 \Rightarrow M_s = 0,47 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant} \Rightarrow T_s = F_p \Rightarrow T_s = 0,79 \text{ KN}$$

#### IV.2.3 Calcul de l'excentricité :

L'excentricité de 1<sup>er</sup> ordre :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = \frac{0,71}{3,32} \Rightarrow e_1 = 0,21 \text{ m}$$

L'excentricité additionnelle :

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} \Rightarrow e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{60}{250} \right\} \Rightarrow e_a = 0,02 \text{ m}$$

L'excentricité de 2<sup>ème</sup> ordre :

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4.h} (2 + \alpha\varnothing)$$

$\alpha$  : le rapport du moment premier ordre

$$\alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right) \Rightarrow \alpha = 10 \left( 1 - \frac{0,71}{1,5 \times 0,47} \right) \Rightarrow \alpha = -0,071$$

$L_f$  : longueur de flambement

$$L_f = 2L_0 \Rightarrow L_f = 2 \times 0,6 \Rightarrow L_f = 1,2 \text{ m}$$

$\varnothing$  : Le rapport de la déformation finale

$$\varnothing = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \times 0,6} (2 + (-0,071 \times 2)) \Rightarrow e_2 = 0,0016 \text{ m}$$

Excentricité total :

$$e = e_1 + e_a + e_2 \Rightarrow e = 0,21 + 0,02 + 0,0016 \Rightarrow e = 0,23 \text{ m}$$

#### IV.2.4 Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue :

Calcul du moment Fictif :

$$M_F = N_u \left( e + \left( d - \frac{h}{2} \right) \right) \Rightarrow M_F = 3,32 \left( 0,23 + \left( 0,08 - \frac{0,1}{2} \right) \right) \Rightarrow M_F = 0,90 \text{ KN.m}$$

Le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_F}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,90 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times 0,08^2} = 0,0099$$

$$\mu_{bc} = 0,8 \frac{h}{d} \left( 1 - 0,4 \frac{h}{d} \right) \Rightarrow \mu_{bc} = 0,493$$

$$\mu_{bu} = 0,0099 \leq \mu_{bc} = 0,493$$

La section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera fait en flexion simple.

#### IV.2.5 Calcul de ferrailage :

##### ➤ Ferrailage longitudinales:

En flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_F}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,90 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times 0,08^2} = 0,0099$$

$$\mu_{bu} = 0,0099 < \mu_l = 0,392 \text{ (FeE400)}$$

Il n'y a pas d'armatures comprimées  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,012$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,080 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0,0099 < \mu_{AB} = 0,186$$

pivot A

$$\xi_{st} = 10\%$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_F}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \Rightarrow A_{st} = \frac{0,90 \times 10^{-3}}{347,83 \times 0,080} \times 10^4 \Rightarrow A_{st} = 0,32 \text{ cm}^2$$

En flexion compose :

$$A_{Fc} = A_{st} - \frac{N_u}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow A_{Fc} = 0,32 - \frac{3,32 \times 10^{-3}}{347,83} \times 10^4 \Rightarrow A_{Fc} = 0,22 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

Section maximale :

$$A_{\max} = \frac{0,2B}{100} \Rightarrow A_{\max} = \frac{0,2 \times 100 \times 10}{100} \Rightarrow A_{\max} = 2 \text{ cm}^2$$



$$A = \text{Max}(A_{st}; A_{\min}; A_{\text{Max}}) = 2 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 5HA8  $\Rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2$

➤ Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2,51}{4} \Rightarrow A_r = 0,63 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 4Ø6  $\Rightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2$

#### IV.2.6 Vérification d'effort tranchant :

Pour des fissurations préjudiciables

$$T_u = 1,18 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau = \frac{1,18 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau = 0,015 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

#### IV.2.7 Vérification de séisme :

$$F_p \leq 1,5Q \Rightarrow 0,79 \leq 1,5 \times 1 \Rightarrow 0,79 \text{ KN/m} \leq 1,5 \text{ KN/m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

#### IV.2.8 Schéma de ferrailage :

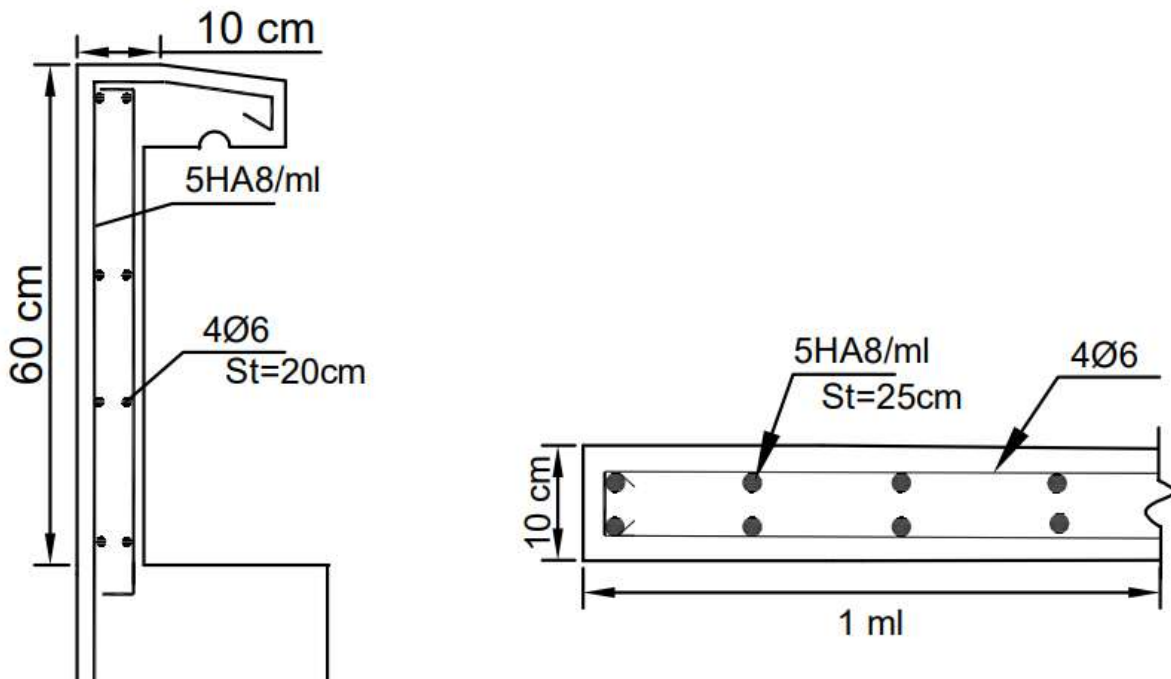


Figure IV-2: schéma de ferrailage de l'acrotère

### IV.3 Etude de LOGGIAS :

Une loggia est un élément architectural se présentant sous la forme d'un renforcement en retrait de façade formant un espace spacieux, souvent couvert, comportant une fermeture au moins sur l'une de ses faces et souvent une communication vers le bâtiment sur lequel elle est adossée, à son arrière ou au-dessus, vers les étages.

#### IV.3.1 Méthode de calcul :

- La méthode de calcul dépend du rapport  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

Pour  $\alpha < 0,4$  ; la dalle porte dans un seul sens

Pour  $0,4 \leq \alpha \leq 1$  ; la dalle porte dans deux sens

#### Rapport $\alpha$ :

Panneau de rive

$$L_x = 1,40m \quad L_y = 1,65m$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,40}{1,65} = 0,84 \text{ donc } 0,4 \leq \alpha = 0,84 \leq 1 \dots\dots\dots CV$$

La dalle de notre structure portent selon deux directions  $\Rightarrow$  le calcul se fait en flexion Simple.

- Schéma statique de panneaux :

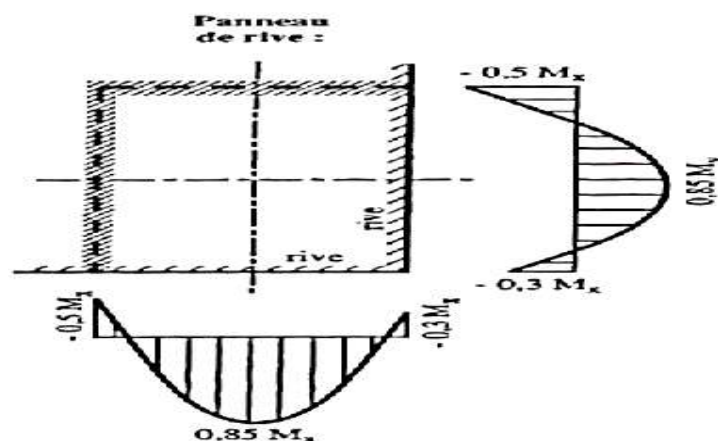


Figure IV-3: schéma panneau de rive

- Combinaison d'action :

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml

$$\text{ELU : } q_u = (1,35G + 1,5Q)b \Rightarrow q_u = (1,35 \times 6,26 + 1,5 \times 3,5) \times 1 \quad q_u = 13,70 \text{ KN / m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = (G + Q)b \Rightarrow q_{ser} = (6,26 + 3,5) \times 1 \quad q_{ser} = 9,76 \text{ KN / m}$$

- Calcul des moments :

$$\text{ELU : Coefficient de poisson } \nu = 0 \text{ Après le tableau le Coefficient } \mu = \begin{cases} \mu_x = 0,052 \\ \mu_y = 0,667 \end{cases}$$

$$\text{ELS : Coefficient de poisson } \nu = 0,2 \text{ Après le tableau le Coefficient } \mu = \begin{cases} \mu_x = 0,059 \\ \mu_y = 0,764 \end{cases}$$

- Calcul de  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$  :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 0,052 \times 13,70 \times 1,40^2 \Rightarrow M_{0x} = 1,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 0,667 \times 1,40 \Rightarrow M_{0y} = 0,93 \text{ KN.m}$$

Tableau IV.1 : Calcul de  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$ 

ELU					ELS				
$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$	$M_{0x}$	$M_{0y}$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_{ser}$	$M_{0x}$	$M_{0y}$
0,052	0,667	13,70	1,40	0,93	0,059	0,764	9,76	1,13	0,86

- Moment en appuis :

Dans le sens X-X :

$$\text{sur bord extremite } M_{aex} = -0,3M_{0x} \Rightarrow M_{aex} = -0,3 \times 1,40 \Rightarrow M_{aex} = -0,42 \text{ KN.m}$$

$$\text{sur bord continu } M_{acx} = -0,5M_{0x} \Rightarrow M_{acx} = -0,5 \times 1,40 \Rightarrow M_{acx} = -0,70 \text{ KN.m}$$

Dans le sens Y-Y :

$$\text{sur bord extremite } M_{aey} = -0,3M_{0y} \Rightarrow M_{aey} = -0,3 \times 0,93 \Rightarrow M_{aey} = -0,28 \text{ KN.m}$$

$$\text{sur bord continu } M_{acy} = -0,5M_{0y} \Rightarrow M_{acy} = -0,5 \times 0,93 \Rightarrow M_{acy} = -0,47 \text{ KN.m}$$

- Moment en Travée :

$$M_{tx} = 0,85M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = 0,85 \times 1,40 \Rightarrow M_{tx} = 1,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = 0,85 \times 0,93 \Rightarrow M_{ty} = 0,79 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul d'Effort tranchant :

Si  $\alpha \geq 0,4$

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \Rightarrow T_x = \frac{13,70 \times 1,40}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,84}{2}} \Rightarrow T_x = 6,75 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \cdot L_x}{3} \Rightarrow T_y = \frac{13,70 \times 1,40}{3} \Rightarrow T_y = 6,39 \text{ KN}$$

➤ Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau IV.2 : Calcul des moments fléchissant en travées et en appuis et l'effort tranchant

ELU						ELS					
$M_{acx}$	$M_{ay}$	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$T_x$	$T_y$	$M_{acx}$	$M_{ay}$	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$T_x$	$T_y$
-0,70	-0,47	1,19	0,79	6,75	6,39	-0,57	-0,43	0,96	0,73	4,81	4,55

**IV.3.2 Vérification des contraintes de cisaillement :**➤ **Sens X-X :**

$$\tau_x = \frac{T_x}{b.d} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_x = \frac{14,45 \times 10^{-3}}{1 \times 0,144} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{25}{1,5}$$

$$\tau_x = 0,1 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,17 \text{ MPa}$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$\tau_y = \frac{T_y}{b.d} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_y = \frac{13,20 \times 10^{-3}}{1 \times 0,144} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{25}{1,5}$$

$$\tau_y = 0,09 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,17 \text{ MPa}$$

**IV.3.3 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :**➤ **Sens X-X :**• **En appuis:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{acx}}{f_{bu} . b . d^2} = \frac{0,70 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times 0,144^2} = 0,0024$$

$$\mu_{bu} = 0,0024 < \mu_l = 0,392 \text{ Il n'y a pas d'armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,003$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,144 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0,0024 < \mu_{AB} = 0,186$$

pivot A

$$\xi_{st} = 10\text{‰}$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{acx}}{\bar{\sigma}_s . Z} = 0,14 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{y \min} = \begin{cases} 0,0012 \text{ pour RL} \\ 0,0008 \text{ pour FeE400} \\ 0,0006 \text{ pour FeE500} \end{cases}$$

Les armatures de dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) :

$$A_{y \min} = 0,0008 e . b = 0,0008 \times 16 \times 100 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \min} = \frac{3 - 0,0008}{2} \times A_{y \min} = 1,92 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A_{st}; A_{x \min}) = 1,92 \text{ cm}^2$$

**Choix des barres : 04HA12 ( $A = 4,52 \text{ cm}^2$ )**

- **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,19 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times 0,144^2} = 0,004$$

$$\mu_{bu} = 0,004 < \mu_l = 0,392 \text{ Il n'y a pas d'armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,005$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,144 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0,004 < \mu_{AB} = 0,186$$

pivot A

$$\xi_{st} = 10\%$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} = 0,24 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{x \min} = 1,92 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A_{st}; A_{x \min}) = 1,92 \text{ cm}^2$$

**Choix des barres :** 04HA12 ( $A = 4,52 \text{ cm}^2$ )

➤ **Tableau récapitulatif des résultats :**

**Tableau IV.3 :** Calcul du ferrailage de la dalle pleine sur les deux sens

		$M \text{ (KN.m)}$	$\mu$	$\alpha$	Z(m)	$A_{st} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix des barres
Sens x-x	Appui	0,70	0,0024	0,003	0,144	0,14	1,92	04HA12
	Travée	1,19	0,004	0,005	0,144	0,24	1,92	04HA12
Sens y-y	Appui	0,57	0,002	0,003	0,144	0,12	1,28	04HA12
	Travée	0,79	0,003	0,004	0,144	0,19	1,28	04HA12

➤ **Espacement des armatures :**

**Espacement maximal :**

D'après art B.7.2.4.2 CBA 93 :

$$S_{tx}^{\max} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_{tx}^{\max} \leq \min(48 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_{tx}^{\max} = 33 \text{ cm}$$

$$S_{ty}^{\max} \leq \min(4e; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{ty}^{\max} \leq \min(64 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{ty}^{\max} = 40 \text{ cm}$$

**On prend :**

$$\text{Sens X-X : } S_{tx} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens Y-Y : } S_{ty} = 25 \text{ cm}$$

**IV.3.4 Vérification à L'ELS :****➤ Vérification de la contrainte de compression de béton :****• Sens X-X :****En appuis:**La distance  $y$  :

$$b \cdot y^2 + [30(A_{st} + A_{sc})]y - [30(d \cdot A_{st} + d' \cdot A_{sc})] = 0$$

$$100y^2 + [30(4,52 + 0)]y - [30(14,4 \times 4,52 + 2 \times 0)] = 0$$

$$y = 3,79 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie  $I$  :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_{st}(d - y)^2 + A_{sc}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times 3,79^3}{3} + 15[4,52(14,4 - 3,79)^2 + 0(3,79 - 2)^2]$$

$$I = 9447,05 \text{ cm}^4$$

La contrainte :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,70 \times 10^{-3}}{9447,05 \times 10^{-8}} \times 3,79 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 0,28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**En travée :**

La contrainte :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1,19 \times 10^{-3}}{9447,05 \times 10^{-8}} \times 3,79 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 0,48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**• Sens Y-Y :****En appuis:**

La contrainte :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,57 \times 10^{-3}}{9447,05 \times 10^{-8}} \times 3,79 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 0,23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**En travée :**

La contrainte :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,79 \times 10^{-3}}{9447,05 \times 10^{-8}} \times 3,79 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 0,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

➤ **Vérification de la contrainte de traction de l'aciers :**

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, donc aucune limitation des contraintes

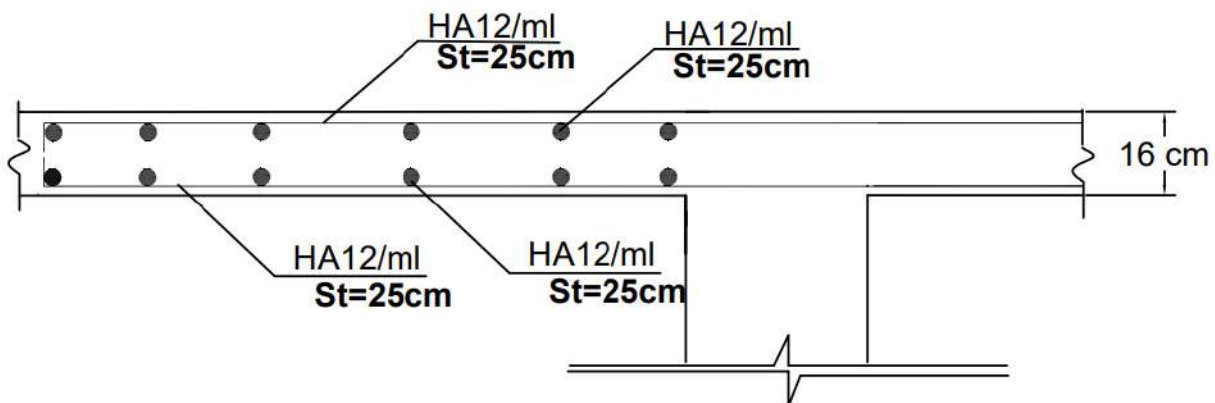
➤ **Vérification de la flèche :**

D'après art B.7.5 CBA 93 :

La vérification de la flèche se fait à ELS pour des dalles rectangulaires appuyées sur leurs quatre côtes, il faut donc que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_{0x}^{ser}} \Rightarrow \frac{16}{370} = 0,0432 \geq \frac{5,54}{20 \times 7,39} = 0,0375 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 14,4} = 0,0031 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots CV$$

**IV.3.5 Schéma de ferrailage :****Figure IV-4:** schéma de ferrailage de loggias

#### IV.4 Etude d'escalier:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue de secours importante en cas d'incendie.

##### IV.4.1 Pré dimensions des escaliers:

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

Avec :

$h$  : hauteur de la marche (contre marche),

$g$  : largeur de la marche, On prend  $2h + g = 66 \text{ cm}$

$H$  : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

$n$  : nombre de contre marches

$L$  : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

##### ➤ Escalier RDC et étage courant :

- La hauteur d'étage  $H = 3,06 \text{ m}$
- L'emmarchement :  $1,40 \text{ m}$
- Le giron  $g = 30 \text{ cm}$
- Le nombre de marche :  $n = \frac{L}{g} \Rightarrow n = \frac{240}{30} \Rightarrow n = 8$
- Le nombre de contre marche : 9
- La hauteur de contre marche :  $h = \frac{H}{2n} \Rightarrow h = \frac{306}{2 \times 9} \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$
- Vérification la formule de BLONDEL :

$$60 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 66 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**Remarque :** nous adoptons 09 contre marches de 17 cm. et 08 marches de 30 cm.

- L'ongle d'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,25^\circ$$

- La longueur de paillasse :

$$L' = \frac{L}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L' = \frac{2,40}{\cos(29,25)} \Rightarrow L' = 2,75 \text{ m}$$

- L'épaisseur de paillasse et de palier :

$$L_r = L + L_{pal} \Rightarrow L_r = 2,40 + 1,70 \Rightarrow L_r = 4,10 \text{ m}$$

$$\frac{L_r}{30} \leq e \leq \frac{L_r}{20} \Rightarrow \frac{410}{30} \leq e \leq \frac{410}{20} \Rightarrow 13,60 \text{ cm} \leq e \leq 20,50 \text{ cm} \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$



**IV.4.2 Descente des charges :**➤ **Paillasse :****Tableau IV.4 :** Evaluation des charges de la Paillasse

	Chargement	Poids KN /m2
1	Carrelage horizontal (e = 2 cm)	0,44
2	Mortier de pose horizontal (e = 2 cm)	0,40
3	Carrelage verticale (e = 2 cm)	0,25
4	Mortier de pose verticale (e = 2 cm)	0,23
5	Marche en béton armé (h= 17 cm ; [(25x 0,17)/2])	2,13
6	Paillasse en béton armé (e= 15 cm ; [(25x 0,15)/cos 29,25])	4,30
7	Enduit en ciment sous Paillasse (e = 2 cm ; 0,18 x 2)	0,36
8	Garde-corps	1
	Charge permanente	<b>9,11</b>
	Surcharge d'exploitation	<b>2,5</b>

➤ **Palier :****Tableau IV.5 :** Evaluation des charges du palier

	Chargement	Poids KN /m2
1	Carrelage (e= 2 cm)	0,44
2	Mortier de pose (e= 2 cm)	0,40
3	Dalle pleine en béton armé (e = 15 cm ; 25 x 0,15)	3,75
4	Enduit en ciment sous palier (e = 2 cm ; 0,18 x 2)	0,36
	Charge permanente	<b>4,95</b>
	Surcharge d'exploitation	<b>2,5</b>

**IV.4.3 Exemple de calcul :****IV.4.3.1 Combinaison d'action :**

Le calcul se fait pour une bonde de 1ml

**Tableau IV.6 :** Combinaison des charges Paillasse et palier

Combinaison		Paillasse	palier
<b>ELU</b>	$(1,35G + 1,5Q).1 \text{ ml}$	$16,05 \text{ KN} / m$	$10,43 \text{ KN} / m$
<b>ELS</b>	$(G + Q).1 \text{ ml}$	$11,61 \text{ KN} / m$	$7,45 \text{ KN} / m$

$$\frac{q_{\text{pail}} - q_{\text{pal}}}{q_{\text{pail}}} \Rightarrow \frac{16,05 - 10,43}{10,43} = 35,01\% > 10\%$$

Donc le chargement est composé de la charge appliquée sur la Paillasse et celle sur le palier

## IV.4.3.2 Calcul des sollicitations :

➤ A ELU :

Schéma statique :

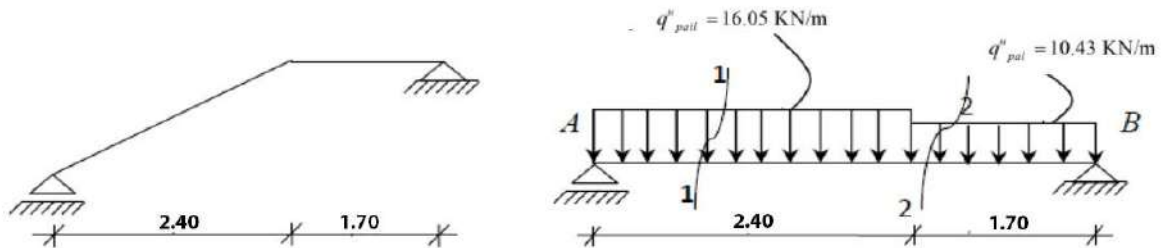


Figure IV-5: Schéma statique d'escalier à ELU

Détermination des réactions :

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow (2,4 + 1,7)R_B - q_{pail}(1,7)\left(\frac{1,7}{2} + 2,4\right) - q_{pail}(2,4)\left(\frac{2,4}{2}\right) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 25,33 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow -(2,4 + 1,7)R_A + q_{pail}(2,4)\left(\frac{2,4}{2} + 1,7\right) + q_{pail}(1,7)\left(\frac{1,7}{2}\right) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 30,92 \text{ KN}$$

Vérification :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B - q_{pail}(2,4) - q_{pail}(1,7) = 0$$

$$\Rightarrow 25,33 + 30,92 - (16,05 \times 2,4) - (10,43 \times 1,7) = 0$$

$$\Rightarrow 0 = 0 \dots \dots \dots CV$$

Les moments fléchissant et L'effort tranchant:

Section 1-1 :  $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$ 

$$\begin{cases} M(x) = R_A x - q_{pail} \cdot \frac{x^2}{2} \\ T(x) = R_A - q_{pail} \cdot x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M(x) = 30,92x - 16,05 \times \frac{x^2}{2} \\ T(x) = 30,92 - 16,05x \end{cases}$$

$$\text{pour } x=0 \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ T(0) = 30,92 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{pour } x=2,4 \begin{cases} M(2,4) = 27,99 \text{ KN.m} \\ T(2,4) = -7,60 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 30,92 - 16,05x = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,92 \text{ m}$$

$$M_{Max}(1,92) = 29,78 \text{ KN.m}$$

Section 2-2 :  $0 \leq x \leq 1,70 \text{ m}$

$$\begin{cases} M(x) = R_B x - q_{pal} \cdot \frac{x^2}{2} \\ T(x) = -R_B + q_{pal} \cdot x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M(x) = 25,33x - 10,43 \times \frac{x^2}{2} \\ T(x) = -25,33 + 10,43x \end{cases}$$

$$\text{pour } x=0 \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ T(0) = -25,33 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{pour } x=1,7 \begin{cases} M(1,7) = 27,99 \text{ KN.m} \\ T(1,7) = -7,60 \text{ KN} \end{cases}$$

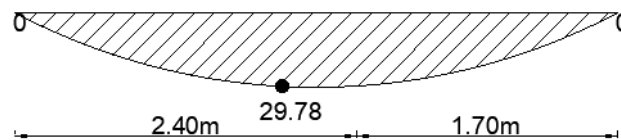
**Les moments maximaux en travée et en appuis :**

$$M_t = 0,85 M_{Max} \Rightarrow M_t = 0,85 \times 29,78 \Rightarrow M_t = 25,31 \text{ KN.m}$$

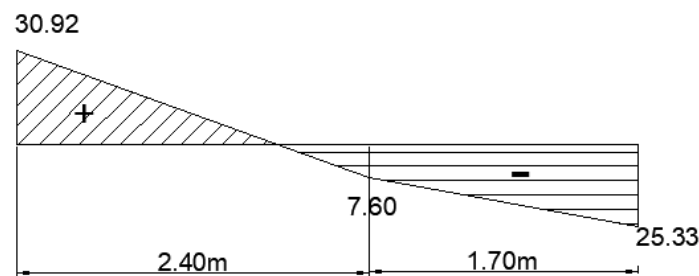
$$M_a = -0,3 M_{Max} \Rightarrow M_a = -0,3 \times 29,78 \Rightarrow M_a = -8,93 \text{ KN.m}$$

**Diagramme de moment fléchissant et l'effort tranchant (ELU) :**

M(KN.m)



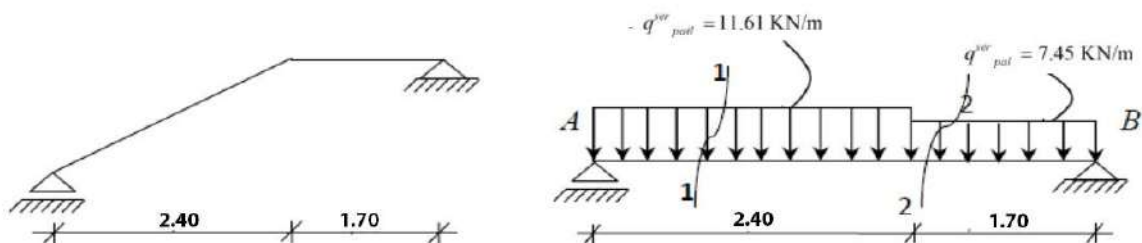
**Figure IV-6:** Diagramme de moment fléchissant (ELU)



**Figure IV-7:** Diagramme de l'effort tranchant (ELU)

➤ **A ELS :**

**Schéma statique :**



**Figure IV-8:** Schéma statique d'escalier à ELS

**Détermination des réactions :**

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow (2,4 + 1,7)R_B - q_{pal}(1,7)\left(\frac{1,7}{2} + 2,4\right) - q_{pail}(2,4)\left(\frac{2,4}{2}\right) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 18,19 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow -(2,4 + 1,7)R_B + q_{pail}(2,4)\left(\frac{2,4}{2} + 1,7\right) + q_{pal}(1,7)\left(\frac{1,7}{2}\right) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 22,34 \text{ KN}$$

Vérification :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B - q_{pail}(2,4) - q_{pal}(1,7) = 0$$

$$\Rightarrow 22,34 + 18,19 - (11,61 \times 2,4) - (7,45 \times 1,7) = 0$$

$$\Rightarrow 0 = 0 \dots \dots \dots CV$$

**Les moments fléchissant et L'effort tranchant:**Section 1-1 :  $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$ 

$$\begin{cases} M(x) = R_A x - q_{pail} \cdot \frac{x^2}{2} \\ T(x) = R_A - q_{pail} \cdot x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M(x) = 22,34x - 11,61 \times \frac{x^2}{2} \\ T(x) = 22,34 - 11,61x \end{cases}$$

$$\text{pour } x=0 \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ T(0) = 22,34 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{pour } x=2,4 \begin{cases} M(2,4) = 20,17 \text{ KN.m} \\ T(2,4) = -5,52 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 22,34 - 11,61x = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,92 \text{ m}$$

$$M_{Max}(1,92) = 21,49 \text{ KN.m}$$

Section 2-2 :  $0 \leq x \leq 1,70 \text{ m}$ 

$$\begin{cases} M(x) = R_B x - q_{pal} \cdot \frac{x^2}{2} \\ T(x) = -R_B + q_{pal} \cdot x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M(x) = 18,19x - 7,45 \times \frac{x^2}{2} \\ T(x) = -18,19 + 7,45x \end{cases}$$

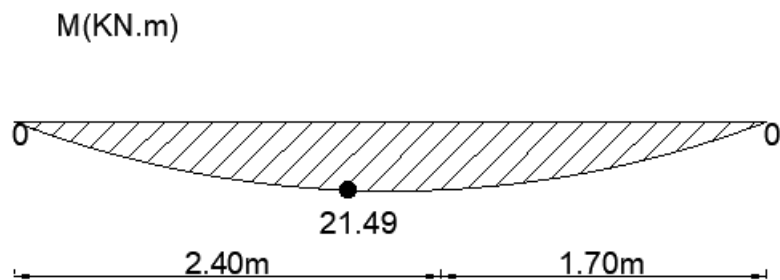
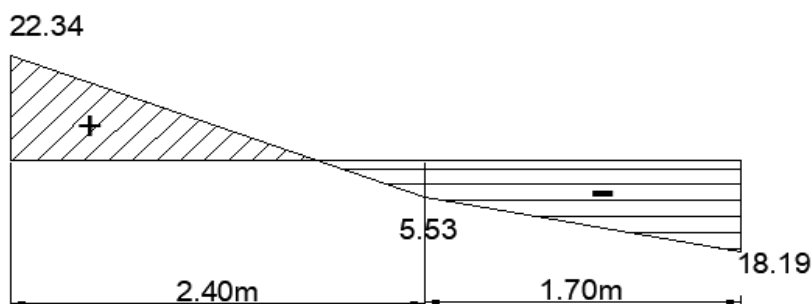
$$\text{pour } x=0 \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ T(0) = -18,19 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{pour } x=1,7 \begin{cases} M(1,7) = 20,17 \text{ KN.m} \\ T(1,7) = -5,53 \text{ KN} \end{cases}$$

**Les moments maximaux en travée et en appuis :**

$$M_t = 0,85M_{Max} \Rightarrow M_t = 0,85 \times 21,49 \Rightarrow M_t = 18,27 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,3M_{Max} \Rightarrow M_a = -0,3 \times 21,49 \Rightarrow M_a = -6,45 \text{ KN.m}$$

**Diagramme de moment fléchissant et l'effort tranchant (ELS) :****Figure IV-9:** Diagramme de moment fléchissant (ELS)**Figure IV-10:** Diagramme de l'effort tranchant (ELS)➤ **Les sollicitations maximales:****Tableau IV.7 :** Moment fléchissant et l'effort tranchant a ELU et ELS.

Sollicitation	ELU	ELS
$M_t (KN.m)$	25,31	18,27
$M_a (KN.m)$	8,93	6,45
$T (KN)$	30,92	22,34

**IV.4.3.3 Vérification des contraintes de cisaillement :**

Pour des fissurations peu préjudiciables :

$$\tau = \frac{T}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right)$$

$$\tau = \frac{30,92 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} \leq \bar{\tau} = \min \left( \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5MPa \right)$$

$$\tau = 0,23MPa \leq \bar{\tau} = 3,33MPa \dots\dots\dots CV$$

**IV.4.3.4 Calcul de ferrailage :**➤ **En travée :****Calcul des armatures longitudinales :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} . b . d^2} = \frac{25,31 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times (0,9 \times 0,15)^2} = 0,098$$

$$\mu_{bu} = 0,098 < \mu_l = 0,392 \text{ Il n'y a pas d'armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,129$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,128 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0,098 < \mu_{AB} = 0,186$$

pivot A

$$\xi_{st} = 10\%$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} = 5,68 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23b.d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A_{st}; A_{\min}) = 5,68 \text{ cm}^2$$

**Choix des barres :** 6HA12 ( $A = 6,79 \text{ cm}^2$ )

**Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = \frac{6,79}{4} \Rightarrow A_r = 1,70 \text{ cm}^2$$

**Choix des barres :** 5HA12 ( $A = 5,65 \text{ cm}^2$ )

➤ **En appuis:**

**Calcul des armatures longitudinales :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{8,93 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times (0,9 \times 0,15)^2} = 0,035$$

$$\mu_{bu} = 0,035 < \mu_l = 0,392 \text{ Il n'y a pas d'armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0445$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,132 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0,035 < \mu_{AB} = 0,186$$

pivot A

$$\xi_{st} = 10\%$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} = 1,94 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23b.d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A_{st}; A_{\min}) = 1,94 \text{ cm}^2$$

**Choix des barres :** 6HA12 ( $A = 6,79 \text{ cm}^2$ )

**Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = \frac{3,39}{4} \Rightarrow A_r = 0,85 \text{ cm}^2$$

**Choix des barres :** 5HA12  $\Rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2$

Tableau IV.8 : Ferrailage des escaliers

Type escalier	Position	Armatures longitudinales	Espacement (cm)	Armatures de répartitions	Espacement (cm)
S-sol	Travée	6HA12	20	5HA12	25
	Appuis	6HA12	20	5HA12	25
RDC et étage courant	Travée	6HA12	20	5HA12	25
	Appuis	6HA12	20	5HA12	25

## IV.4.3.5 Vérification à L'ELS :

## ➤ Vérification de la contrainte de compression de béton :

## En appuis:

La distance y :

$$b.y^2 + [30(A_{st} + A_{sc})]y - [30(d.A_{st} + d'.A_{sc})] = 0$$

$$100y^2 + [30(6,79 + 0)]y - [30(13,5 \times 6,79 + 2 \times 0)] = 0$$

$$y = 4,32 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15[A_{st}(d - y)^2 + A_{sc}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times 4,32^3}{3} + 15[6,79(13,5 - 4,32)^2 + 0(4,32 - 2)^2]$$

$$I = 11270,53 \text{ cm}^4$$

La contrainte :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{6,45 \times 10^{-3}}{11270,53 \times 10^{-8}} \times 4,32 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 2,47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

## En travée :

La distance y :

$$b.y^2 + [30(A_{st} + A_{sc})]y - [30(d.A_{st} + d'.A_{sc})] = 0$$

$$100y^2 + [30(6,79 + 0)]y - [30(13,5 \times 6,79 + 2 \times 0)] = 0$$

$$y = 4,32 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \left[ A_{st} (d - y)^2 + A_{sc} (y - d')^2 \right]$$

$$I = \frac{100 \times 4,32^3}{3} + 15 \left[ 6,79(13,5 - 4,32)^2 + 0(4,32 - 2)^2 \right]$$

$$I = 11270,53 \text{ cm}^4$$

La contrainte :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{18,27 \times 10^{-3}}{11270,53 \times 10^{-8}} \times 4,32 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 7,00 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte de traction de l'aciers :**

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, donc aucune limitation des contraintes

**IV.4.4 Etude de poutre palière :**

La poutre palière est une poutre qui supporte les réactions des escaliers et les transmettent directement au poteau est encastree à deux extrémités.

**IV.4.4.1 Pré dimensionnement :**

$$L = 400 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26,66 \leq h \leq 40 \Rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,8 \times 35 \Rightarrow 14 \leq b \leq 28 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Vérification des conditions par le RPA99V2003 :

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

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

$$\frac{h}{b} = 1,16 \leq 4 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc on adopte pour la poutre palière une section de  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

**IV.4.4.2 Evaluation des charges :**

Poids propre de poutre :

$$G_{poutre} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \Rightarrow G_{poutre} = 2,625 \text{ KN/m}$$

Poids du mur :

$$G_{mur} = 2,81 \times 2,71 \Rightarrow G_{mur} = 7,62 \text{ KN/m}$$

Charge du palier et Paillasse :

$$\text{ELU : } q_{pal}^u = \frac{q_{pal} + q_{pail}}{2} \Rightarrow q_{pal}^u = \frac{10,43 + 16,05}{2} \Rightarrow q_{pal}^u = 13,24 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{pal}^{ser} = \frac{7,45 + 11,61}{2} \Rightarrow q_{pal}^{ser} = 9,53 \text{ KN/m}$$



**IV.4.4.3 Combinaison d'action :**

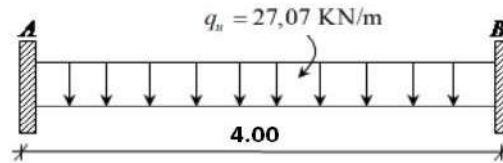
$$\text{ELU} : q_u = 1,35(G_{\text{poutre}} + G_{\text{mur}}) + q_{\text{pal}}^u \Rightarrow q_u = 27,07 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_{\text{ser}} = G_{\text{poutre}} + G_{\text{mur}} + q_{\text{pal}}^{\text{ser}} \Rightarrow q_{\text{ser}} = 19,77 \text{ KN/m}$$

**IV.4.4.4 Calcul des sollicitations :**

➤ A ELU :

- Schéma statique :

**Figure IV-11:** Schéma statique de poutre palière a ELU

- Détermination des réactions :

$$R_A = \frac{q_u \cdot L}{2} \Rightarrow R_A = \frac{27,07 \times 4}{2} \Rightarrow R_A = R_B = 54,14 \text{ KN}$$

- Les moments fléchissant :

En appuis:

$$M_a = -\frac{q_u \cdot L^2}{12} \Rightarrow M_a = -\frac{27,07 \times 4^2}{12} \Rightarrow M_a = -36,09 \text{ KN.m}$$

En travée :

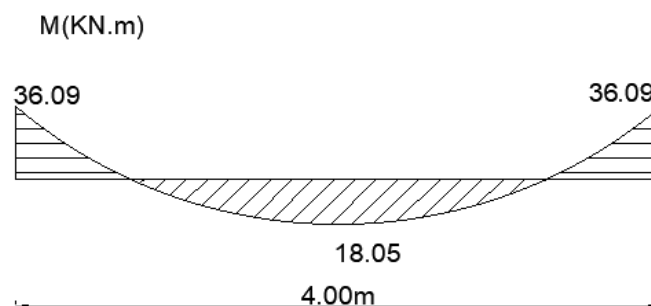
$$M_t = \frac{q_u \cdot L^2}{24} \Rightarrow M_t = \frac{27,07 \times 4^2}{24} \Rightarrow M_t = 18,05 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant:

$$T_A = \frac{q_u \cdot L}{2} \Rightarrow T_A = \frac{27,07 \times 4}{2} \Rightarrow T_A = 54,14 \text{ KN}$$

$$T_B = -54,14 \text{ KN}$$

- Diagramme de moment fléchissant et l'effort tranchant (ELU) :

**Figure IV-12:** Diagramme de moment fléchissant (ELU)

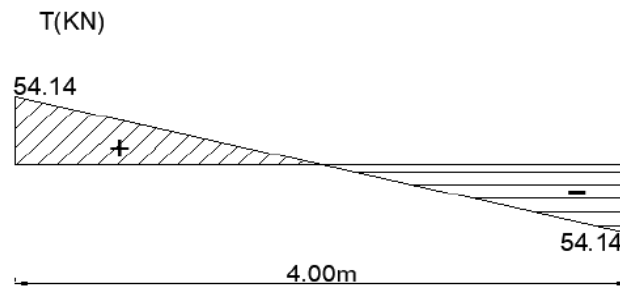


Figure IV-13: Diagramme de l'effort tranchant (ELU)

➤ Les sollicitations en tableaux :

Tableau IV.9 : moment fléchissant et l'effort tranchant a ELU et ELS.

Sollicitation	ELU	ELS
$M_t (KN.m)$	18,05	13,18
$M_a (KN.m)$	36,09	26,36
$T (KN)$	54,14	39,54

#### IV.4.4.5 Vérification des contraintes de cisaillement :

Pour des fissurations peu préjudiciables :

$$\tau = \frac{T}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right)$$

$$\tau = \frac{41,32 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315} \leq \bar{\tau} = \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4MPa \right)$$

$$\tau = 0,44MPa \leq \bar{\tau} = 2,50MPa \dots\dots\dots CV$$

#### IV.4.4.6 Calcul de ferrailage :

➤ Calcul des armatures longitudinales :

• En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{18,05 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,3 \times (0,9 \times 0,35)^2} = 0,043$$

$$\mu_{bu} = 0,043 < \mu_l = 0,392 \text{ Il n'y a pas d'armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,055$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,308 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0,043 < \mu_{AB} = 0,186$$

pivot A

$$\xi_{st} = 10\%$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} = 1,68 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

Suivant RPA99/V2003 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% . b . h \Rightarrow A_{\min}^{RPA} = 0,5\% \times 30 \times 35 \Rightarrow A_{\min}^{RPA} = 5,25 \text{ cm}^2$$

Suivant BAEL91/99 :

$$A_{\min} = 0,23 . b . d . \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A_{st}; A_{\min}; A_{\min}^{RPA}) = 5,25 \text{ cm}^2$$

**Choix des barres :** 6HA12 ( $A = 6,79 \text{ cm}^2$ )

- En appuis:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} . b . d^2} = \frac{36,09 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,3 \times (0,9 \times 0,35)^2} = 0,085$$

$$\mu_{bu} = 0,085 < \mu_l = 0,392 \text{ Il n'y a pas d'armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,111$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,301 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0,085 < \mu_{AB} = 0,186$$

pivot A

$$\xi_{st} = 10\text{‰}$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s . Z} = 3,45 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

Suivant RPA99/V2003 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% . b . h \Rightarrow A_{\min}^{RPA} = 0,5\% \times 30 \times 35 \Rightarrow A_{\min}^{RPA} = 5,25 \text{ cm}^2$$

Suivant BAEL91/99 :

$$A_{\min} = 0,23 . b . d . \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A_{st}; A_{\min}; A_{\min}^{RPA}) = 5,25 \text{ cm}^2$$

**Choix des barres :** 6HA12 ( $A = 6,79 \text{ cm}^2$ )

➤ **Calcul des armatures transversales :**

- Diamètre des armatures transversales :**

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_{l\min}\right) \Rightarrow \varnothing_t \leq \min\left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) \Rightarrow \varnothing_t \leq 10 \text{ mm}$$

On optera pour un cadre et un étrier :  $\varnothing_t = 6 \text{ mm}$

$$\text{Donc : } 4\varnothing 6 \Rightarrow A_t = 1,13 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures transversales :**

**Suivent BAEL91/99 :**

Espace minimal :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(28,35 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 28,35 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

Pourcentage minimal :

$$S_t \leq A_t \cdot \frac{f_e}{0,4b} \Rightarrow S_t \leq 1,13 \times \frac{235}{0,4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 22,13 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

**Suivent RPA99V2003 :**

La zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l_{\min}}\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2\right) \Rightarrow S_t \leq 8,75 \text{ cm}$$

$$S_t = 8 \text{ cm}$$

Le premier cadre doit être disposées à 5 cm du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \Rightarrow S_t \leq 17,5 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

**IV.4.4.7 Vérification à L'ELS :**➤ **Vérification de la contrainte de compression de béton :**

- **En appuis:**

La distance y :

$$b \cdot y^2 + [30(A_{st} + A_{sc})]y - [30(d \cdot A_{st} + d' \cdot A_{sc})] = 0$$

$$30y^2 + [30(6,79 + 0)]y - [30(31,5 \times 6,79 + 2 \times 0)] = 0$$

$$y = 11,62 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_{st}(d - y)^2 + A_{sc}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{30 \times 11,62^3}{3} + 15[6,79(31,5 - 11,62)^2 + 0(11,62 - 2)^2]$$

$$I = 55942,42 \text{ cm}^4$$

La contrainte :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{26,36 \times 10^{-3}}{55942,42 \times 10^{-8}} \times 11,62 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 5,48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **En travée :**

La contrainte :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{13,18 \times 10^{-3}}{55942,42 \times 10^{-8}} \times 11,62 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 2,74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte de traction de l'aciers :**

Lorsque la fissuration est préjudiciable

- **En appuis:**

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{a\text{ ser}}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{26,36 \times 10^{-3}}{55942,42 \times 10^{-8}} (31,5 - 11,62) \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\sigma_{st} = 140,51 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **En travée :**

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{t\text{ ser}}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{13,18 \times 10^{-3}}{55942,42 \times 10^{-8}} (31,5 - 11,62) \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\sigma_{st} = 70,26 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

- **Centre de gravité :**

$$y_1 = \frac{\left[ (b \cdot h) \left( \frac{h}{2} \right) \right] + \left[ (n \cdot A_s) (h - d) \right]}{(b \cdot h) + (n \cdot A_s)}$$

$$y_1 = \frac{\left[ (30 \times 35) \left( \frac{35}{2} \right) \right] + \left[ (15 \times 6,79) (35 - 31,5) \right]}{(30 \times 35) + (15 \times 6,79)}$$

$$y_1 = 16,26 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 \Rightarrow y_2 = 35 - 16,26$$

$$y_2 = 18,74 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section totale :**

$$I = \frac{b \cdot y_2^3}{3} + \frac{b \cdot y_1^3}{3} + (n \cdot A_s) (d - y_2)^2$$

$$I = \frac{30 \times 18,74^3}{3} + \frac{30 \times 16,26^3}{3} + (15 \times 6,79) (31,5 - 18,74)^2$$

$$I = 125384,95 \text{ cm}^4$$

- **Module de module déformation longitudinale :**

$$E = 32164,20 \text{ Mpa}$$

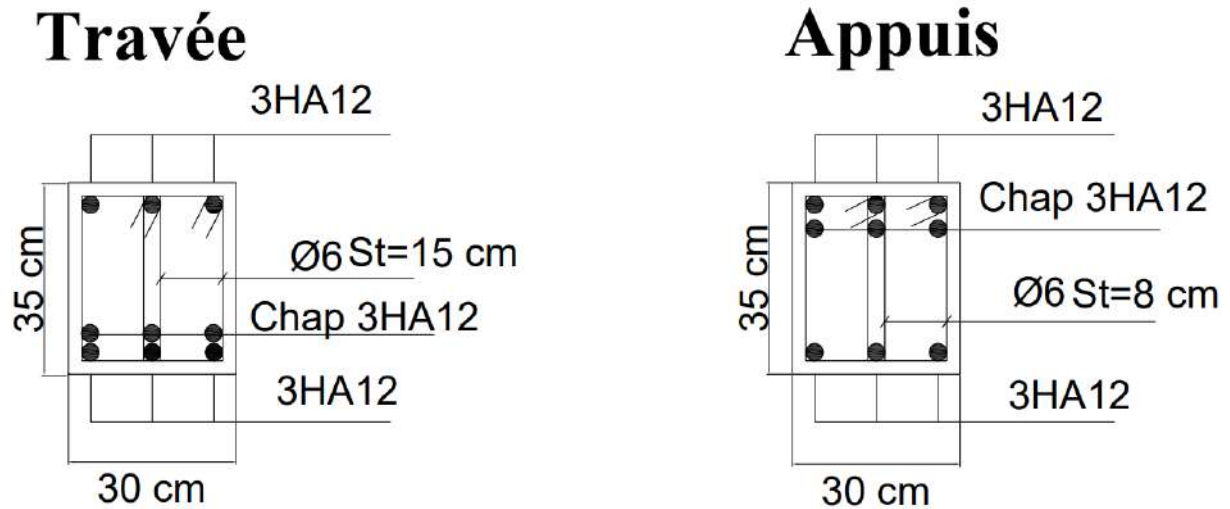
- **Vérification La flèche :**

$$f = \frac{q_{ser} \cdot L^4}{384 E I} \leq f_{adm} = \frac{L}{500}$$

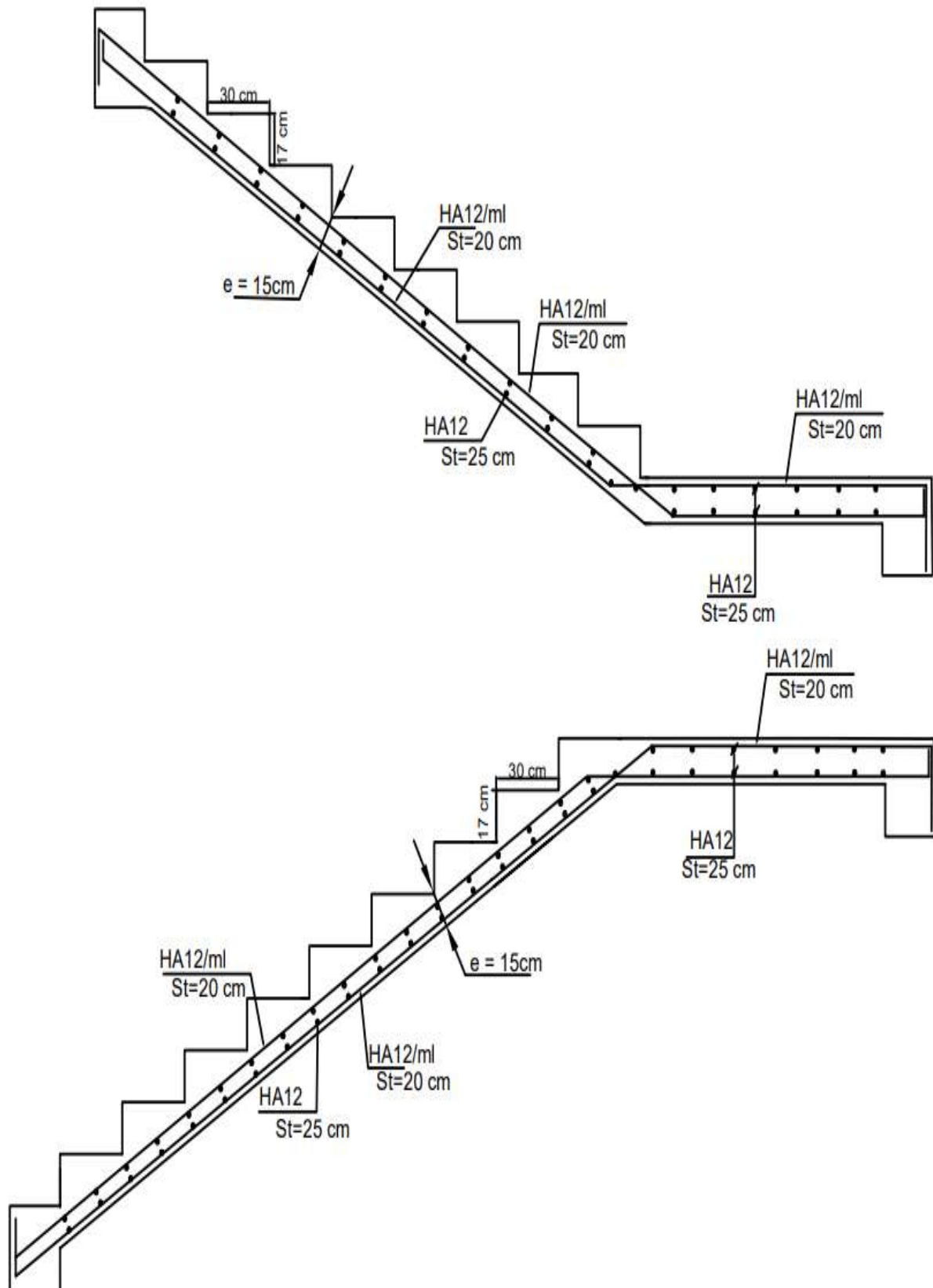
$$f = \frac{15,03 \times 10^{-3} \times 4^4}{384 \times 32164,20 \times 125384,95 \times 10^{-8}} \times 10^2 \leq f_{adm} = \frac{400}{500}$$

$$f = 0,025 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0,8 \text{ cm}$$

#### IV.4.5 Schéma de ferrailage :

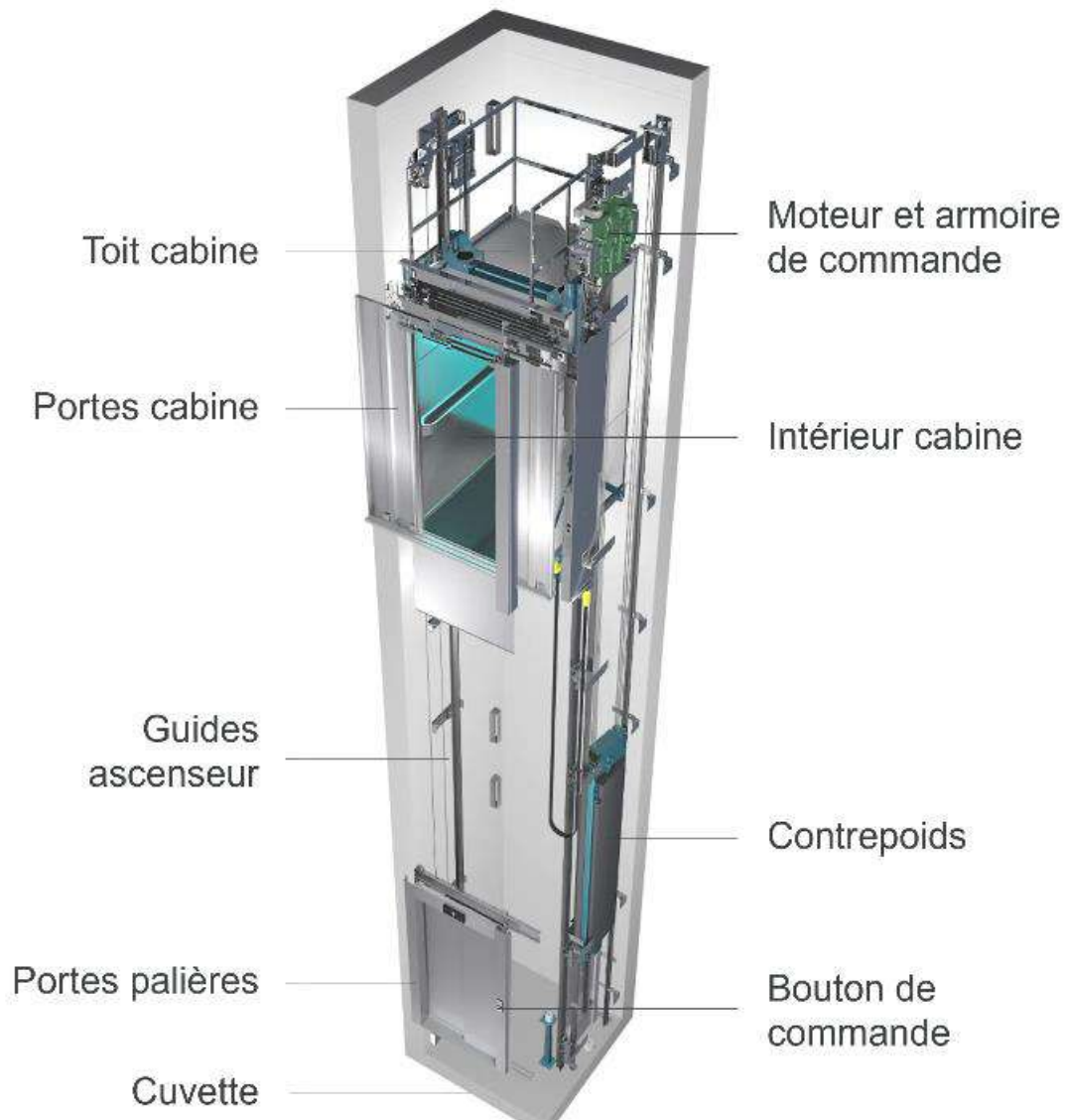


**Figure IV-14:** schéma de ferrailage de poutre palière

**Figure IV-15:** schéma de ferrailage des escaliers

**IV.4 Etude L'ascenseur :**

L'ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il se trouve dans les constructions dépassants cinq (05) étages, où l'usage des escaliers devient fatigant. L'ascenseur est installé dans la cage d'ascenseur, ou il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine. Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes.

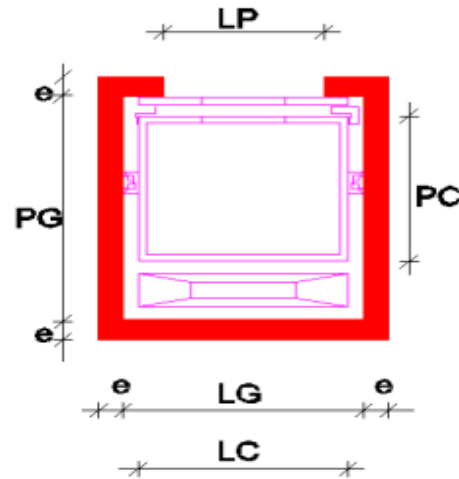


**Figure IV-16:** schéma d'ascenseur



**IV.4.1 Les dimensions d'ascenseur :**

- Largeur de la cabine :  $L_c = 1,10$  m
- Profondeur de la cabine :  $P_c = 1,20$  m
- Largeur de la gaine :  $L_G = 1,60$  m
- Profondeur de la gaine :  $P_G = 1,80$  m
- Hauteur de la cabine :  $H_c = 2,20$  m
- Largeur du passage libre :  $L_p = 1,10$  m
- Hauteur du passage libre :  $H_p = 2,00$  m
- Epaisseur de voile :  $e = 20$  cm
- Hauteur de course :  $C = 37,06$  m

**Figure IV-17:** Les dimensions d'ascenseur**Remarque :**

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15cm ; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s.

**IV.4.2 Descente de charges :**➤ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 6 \text{ KN pour 8 personnes}$$

➤ **Charges permanentes :**• **Masse de la cabine :**

Masse des côtés :

La masse de la surface des côtes, augmentée de 10% à raison de  $0,115 \text{ KN/m}^2$

$$S_1 = (L_c + 2P_c) H_c \Rightarrow S_1 = (1,10 + 2 \times 1,20) \times 2,20 \Rightarrow S_1 = 7,70 \text{ m}^2$$

$$M_1 = (0,115 + 0,1 \times 0,115) \times 7,7 \Rightarrow M_1 = 0,97 \text{ KN}$$

Masse du plancher :

La masse du plancher a raison de  $0,70 \text{ KN/m}^2$  pour appareils de 3 à 6 KN de charge

$$S_2 = L_c \cdot P_c \Rightarrow S_2 = 1,1 \times 1,2 \Rightarrow S_2 = 1,32 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 0,70 \times 1,32 \Rightarrow M_2 = 0,92 \text{ KN}$$

Masse du toit :

La masse du toit a raison de  $0,20 \text{ KN/m}^2$

$$S_3 = L_c \cdot P_c \Rightarrow S_3 = 1,1 \times 1,2 \Rightarrow S_3 = 1,32 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 0,2 \times 1,32 \Rightarrow M_3 = 0,26 \text{ KN}$$

Masse de l'arcade :

La masse de l'arcade a raison de partie fixe de 0,6 KN plus 0,6 KN/m de largeur de cabine de 3 KN à 6 KN de charge

$$M_4 = 0,6 + (0,6 \times 1,1) \Rightarrow M_4 = 1,26 \text{ KN}$$

Masse de La porte de la cabine :

Partie fixe de 0,8 KN plus 0,25 KN/m<sup>2</sup> de surface de porte

$$M_5 = 0,8 + (0,25 \times 1,1 \times 2) \Rightarrow M_5 = 1,35 \text{ KN}$$

Masse du parachute :

Parachute a prise amortie

$$M_6 = 1 \text{ KN}$$

Masse des accessoires :

$$M_7 = 0,8 \text{ KN}$$

Masse des poulies de mouflage :

Deux poulies supplémentaires

$$M_8 = 0,3 \times 2 \Rightarrow M_8 = 0,6 \text{ KN}$$

Donc le Masse de la cabine totale :

$$P_T = \sum M_i \Rightarrow P_T = 0,97 + 0,92 + 0,26 + 1,26 + 1,35 + 1 + 0,8 + 0,6 \Rightarrow P_T = 7,16 \text{ KN}$$

- **Masse du contre poids :**

$$M_p = P_T + \frac{Q}{2} \Rightarrow M_p = 7,16 + \frac{6}{2} \Rightarrow M_p = 10,16 \text{ KN}$$

- **Masse du câble :**

Détermination du diamètre du câble, d'après la norme NF 82-210 Cs doit être pour cet appareil au minimum égal à 12 et le rapport D/d au minimum égal à 40 et aussi selon abaque de détermination de suspentes.

$$D = 500 \text{ mm}$$

$$d = \frac{D}{40} \Rightarrow d = \frac{500}{40} \Rightarrow d = 12,5 \text{ mm}$$

Avec :

D : diamètre de la poulie de mouflage pris entre 400 et 800 mm

d : diamètre du câble

**Détermination de la charge de rupture effective :**

$$C_r = C_s \cdot M$$

$$C_r = 17 \times (6 + 7,16) \Rightarrow C_r = 223,72 \text{ KN}$$

Avec :

$C_s$  : coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes)

$M$  : égal à la somme de la charge utile  $Q$  et poids mort  $P$

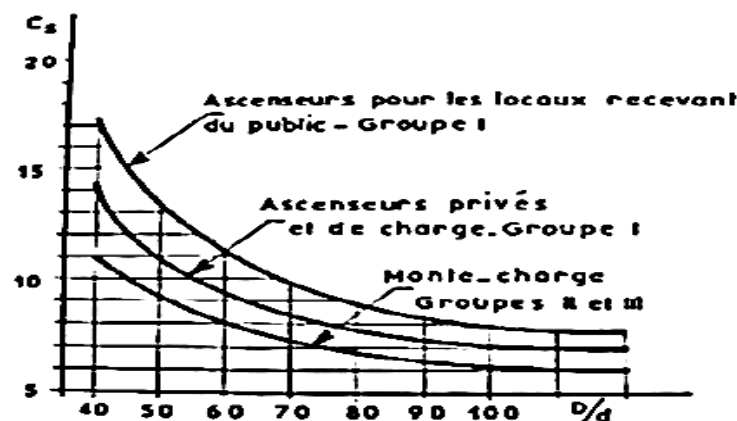


Figure IV-18: le coefficient de sécurité des câbles

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire  $C_m$ , il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0,85 donc:

$$C_m = \frac{C_r}{0,85} \Rightarrow C_m = \frac{223,72}{0,85} \Rightarrow C_m = 263,20 \text{ KN}$$

**Détermination de nombre de câble :**

$$n = \frac{C_m}{C_{r(cable)} \cdot m}$$

$$n = \frac{263,20}{81,52 \times 2} \Rightarrow n = 1,61 \text{ on prend : } n=2 \text{ cables}$$

Avec :

$m$  : type de mouflage

$C_{r(cable)}$  : charge de rupture par câble en fonction du diamètre

**Tableau IV.10 : caractéristiques des câbles**

Diamètre des câbles (mm)	Diamètres des fils (mm)	Section (mm <sup>2</sup> )	Masse linéaire ML(dan / ml)	Charge admissible totale $C_r$ (dan)
7,87	0,5	21,05	0,203	3223
9,48	0,6	30,26	0,293	4650
11,00	0,7	41,27	0,396	6232
<b>12,60</b>	<b>0,8</b>	<b>53,34</b>	<b>0,515</b>	<b>8152</b>
14,20	0,9	67,98	0,656	10805
15,50	1,0	83,84	0,810	12830

**Détermination de Masse totale des câbles :**

$$M_c = M_L \cdot n \cdot C$$

$$M_c = 0,00515 \times 2 \times 37,06 \Rightarrow M_c = 0,38 \text{ KN}$$

Avec :

$M_L$  : masse linéaire du diamètre d'un seul câble

$C$  : course du câble (hauteur du course)

- **Masse du treuil + moteur :**

$$M_g = 12 \text{ KN}$$

**IV.4.3 Combinaisons fondamentales :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 1,35(7,16 + 10,16 + 0,38 + 12) + 1,5(6) \Rightarrow q_u = 49,10 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q \Rightarrow q_{ser} = (7,16 + 10,16 + 0,38 + 12) + 6 \Rightarrow q_{ser} = 35,70 \text{ KN}$$

**IV.4.4 Vérification de poinçonnement :**

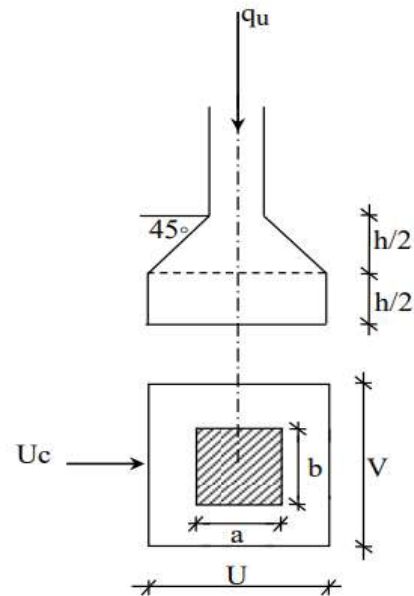
D'après art A.5.2.4.2 CBA93 :

$$q_{a\ u} \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot f_{c28} \cdot h}{\gamma_b}$$

Avec :

 $q_{a\ u}$  : charge ultime pour chaque appui $U_c$  : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen $h$  : épaisseur de la dalle égale à 15cm

$U$  et  $V$  : représentent les côtes du rectangle ( $U//L_x$  et  $V//L_y$ ) sur lequel la charge  $q_u$  s'applique, compte tenu de la diffusion à 45 degré dans le béton.

**Figure IV-19:** Schéma de la surface d'impact**Pour chacun des quatre appuis :**

$$q_{a\ u} = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_{a\ u} = \frac{49,10}{4} \Rightarrow q_{a\ u} = 12,28 \text{ KN}$$

$$q_{a\ ser} = \frac{q_{ser}}{4} \Rightarrow q_{a\ ser} = \frac{35,70}{4} \Rightarrow q_{a\ ser} = 8,93 \text{ KN}$$

La surface impact ( $a \times b$ ) est de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$ 

$$U = a + \left( \frac{h/2}{\tan(45^\circ)} \times 2 \right) \Rightarrow U = 10 + \left( \frac{15/2}{1} \times 2 \right) \Rightarrow U = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + \left( \frac{h/2}{\tan(45^\circ)} \times 2 \right) \Rightarrow V = 10 + \left( \frac{15/2}{1} \times 2 \right) \Rightarrow V = 25 \text{ cm}$$

$$U_c = 2(U + V) \Rightarrow U_c = 2(25 + 25) \Rightarrow U_c = 100 \text{ cm}$$

Donc :

$$12,28 \leq \frac{0,045 \times 1 \times 25 \times 10^{-3} \times 0,15}{1,5}$$

$$12,28 \text{ KN} \leq 112,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

La dalle résiste au poinçonnement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**IV.4.5 Evaluation du moment dus aux charges concentrées :****➤ Les moments suivant les deux directions :**

L'étude des dalles soumises à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de PIGEAUD et en plaçant les charges au centre ; leurs moments seront par mètre linéaire

$$M_x = Q_a' (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = Q_a' (M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} ELU : \nu = 0 \\ ELS : \nu = 0,2 \end{cases}$$

$M_1$  et  $M_2$  : sont des coefficients donnés par l'abaque de PIGEAUD suivants  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{2}{2,2} \Rightarrow \rho = 0,90 \geq 0,4 \quad \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

**Tableau IV.11 :** les coefficients  $M_1$  et  $M_2$  par l'abaque de PIGEAUD

$\frac{L_y}{L_x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
<b>Valeurs de <math>M_1</math></b>	—	0,254	0,187	0,154	0,131	0,115	0,102	0,090	0,081	0,075	0,067
0,1	0,302	0,235	0,183	0,152	0,130	0,114	0,101	0,089	0,080	0,073	0,067
0,2	0,260	0,214	0,175	0,148	0,128	0,112	0,099	0,088	0,079	0,072	0,066
0,3	0,227	0,196	0,164	0,142	0,124	0,109	0,097	0,086	0,078	0,070	0,065
0,4	0,202	0,178	0,153	0,134	0,118	0,105	0,093	0,083	0,075	0,068	0,063
0,5	0,181	0,160	0,141	0,126	0,113	0,100	0,089	0,080	0,073	0,066	0,060
0,6	0,161	0,146	0,130	0,118	0,106	0,095	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057
0,7	0,144	0,133	0,121	0,110	0,098	0,088	0,079	0,072	0,065	0,058	0,054
0,8	0,132	0,123	0,113	0,102	0,092	0,083	0,074	0,067	0,061	0,055	0,049
0,9	0,122	0,114	0,103	0,093	0,084	0,076	0,068	0,062	0,057	0,051	0,046
1,0	0,112	0,102	0,093	0,084	0,075	0,068	0,062	0,057	0,051	0,046	0,042
<b>Valeurs de <math>M_2</math></b>	—	0,310	0,200	0,167	0,149	0,134	0,122	0,110	0,098	0,088	0,081
0,1	0,253	0,208	0,173	0,151	0,136	0,123	0,110	0,099	0,089	0,081	0,074
0,2	0,202	0,175	0,152	0,137	0,123	0,110	0,100	0,089	0,082	0,074	0,067
0,3	0,167	0,150	0,135	0,123	0,110	0,099	0,088	0,081	0,074	0,067	0,061
0,4	0,143	0,132	0,122	0,110	0,098	0,088	0,081	0,074	0,067	0,061	0,056
0,5	0,128	0,118	0,108	0,097	0,088	0,080	0,073	0,067	0,062	0,056	0,051
0,6	0,114	0,106	0,096	0,087	0,079	0,073	0,067	0,062	0,056	0,052	0,047
0,7	0,102	0,094	0,086	0,078	0,073	0,067	0,062	0,057	0,052	0,047	0,043
0,8	0,090	0,083	0,077	0,072	0,066	0,062	0,056	0,052	0,047	0,043	0,038
0,9	0,081	0,076	0,071	0,066	0,061	0,056	0,052	0,047	0,043	0,038	0,035
1,0	0,073	0,069	0,065	0,060	0,055	0,050	0,047	0,043	0,038	0,035	0,032

➤ La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (25x 25) cm<sup>2</sup> est :

$$Q_a = \frac{q_a}{V.U}$$

➤ Les moments dus aux charges concentrées :

Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :

Soit pour **Figure IV-20** une dalle de dimension ( $L_x \times L_y$ ) soumise à une charge concentrique

(A) répartie sur un rectangle (U×V).

On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :

04 rectangles symétriques A

02 rectangles symétriques B

02 rectangles symétriques C

01 rectangle au centre D

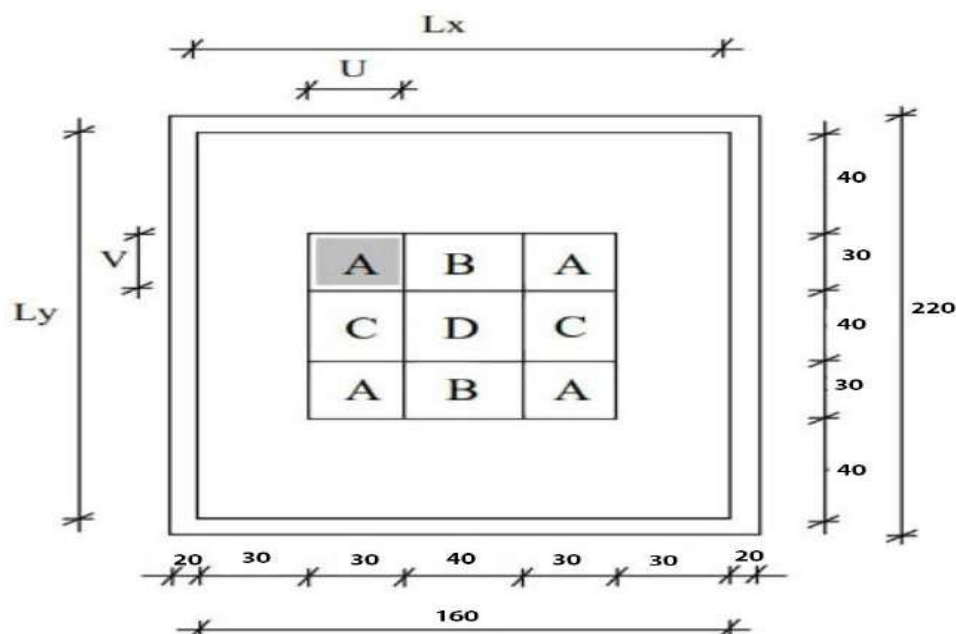


Figure IV-20: Schéma Chargement de panneau

On divise la dalle en rectangle fictif donnant des charges symétriques comme suite :

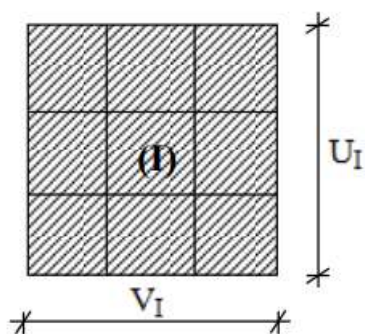


Figure -A-

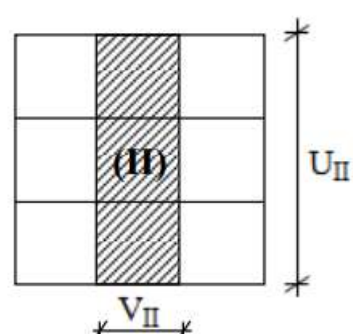


Figure -B-

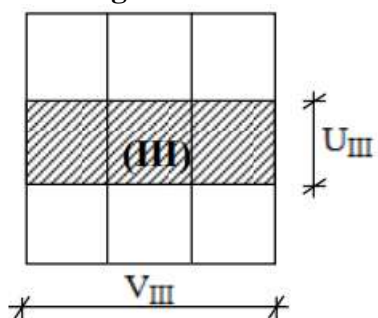


Figure -C-

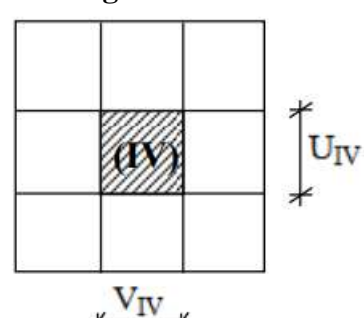


Figure -D-

On cherche les moments produits par les rectangles :

$$I = 4A + 2B + 2C + D \quad (\text{figure-A-})$$

$$II = 2B + D \quad (\text{figure-B-})$$

$$III = 2C + D \quad (\text{figure-C-})$$

$$IV = D \quad (\text{figure-D-})$$

Donc :

$$M_{XC} = \frac{(M_{XI} - M_{XII} - M_{XIII} + M_{XIV})}{4}$$

$$M_{YC} = \frac{(M_{YI} - M_{YII} - M_{YIII} + M_{YIV})}{4}$$

**Tableau IV.12 : Tableau récapitulatif des résultats**

	I	II	III	IV
U	1	1	0,40	0,40
V	1	0,40	1	0,40
S=U.V	1	0,40	0,40	0,16
$\frac{U}{L_x}$	0,50	0,50	0,20	0,20
$\frac{V}{L_y}$	0,45	0,19	0,45	0,19
$M_1$	0,103	0,112	0,147	0,175
$M_2$	0,084	0,110	0,115	0,152
$Q_{au} = \frac{q_{au}}{V.U} \text{ (KN/m}^2\text{)}$	196,48			
$Q_{aser} = \frac{q_{aser}}{V.U} \text{ (KN/m}^2\text{)}$	142,88			
$Q'_{au} = Q_{au} \cdot S \text{ (KN)}$	196,48	78,59	78,59	31,44
$Q'_{aser} = Q_{aser} \cdot S \text{ (KN)}$	142,88	57,15	57,15	22,86
$M_{xu} \text{ (KN.m)}$	20,24	8,80	11,55	5,50
$M_{yu} \text{ (KN.m)}$	16,50	8,64	9,04	4,78
$M_{xser} \text{ (KN.m)}$	17,12	7,66	9,72	4,70
$M_{yser} \text{ (KN.m)}$	14,95	7,57	8,25	4,27
$M_{XCu} \text{ (KN.m)}$	1,35			
$M_{YCu} \text{ (KN.m)}$	0,90			
$M_{XCser} \text{ (KN.m)}$	1,11			
$M_{YCser} \text{ (KN.m)}$	0,85			

#### IV.4.6 Evaluation du moment de Dalle machine :

##### IV.4.6.1 Descente des charges :

Dalle machine : ( $e_p = 15 \text{ cm}$ )

$$G_{dalle} = e_p \cdot \gamma_b \Rightarrow G_{dalle} = 0,15 \times 25 \Rightarrow G_{dalle} = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

##### IV.4.6.2 Combinaison d'action :

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml

$$\text{ELU : } q_u = (1,35G + 1,5Q)b \Rightarrow q_u = (1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1) \times 1 \quad q_u = 6,56 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = (G + Q)b \Rightarrow q_{ser} = (3,75 + 1) \times 1 \quad q_{ser} = 4,75 \text{ KN/m}$$

**IV.4.6.3 Calcul des moments :**

Panneau continu (intermédiaire)

$$L_x = 2 \text{ m} \quad L_y = 2,20 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2,20} = 0,90$$

La dalle de notre structure portent selon deux directions  $\Rightarrow$  le calcul se fait en flexion Simple.

**ELU :** Coefficient de poisson  $\nu = 0$  Après le tableau le Coefficient  $\mu = \begin{cases} \mu_x = 0,046 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$

**ELS :** Coefficient de poisson  $\nu = 0,2$  Après le tableau le Coefficient  $\mu = \begin{cases} \mu_x = 0,053 \\ \mu_y = 0,846 \end{cases}$

➤ **Calcul de  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$  :**

**ELU :**

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 0,046 \times 6,56 \times 2^2 \Rightarrow M_{0x} = 1,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 0,778 \times 1,21 \Rightarrow M_{0y} = 0,94 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 0,053 \times 4,75 \times 2^2 \Rightarrow M_{0x} = 1,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 0,846 \times 1,01 \Rightarrow M_{0y} = 0,85 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments totaux sollicitant de la dalle machine :**

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties :

**ELU :**

$$M_{XT}^u = (M_{XCu} + M_{0x}^u) \Rightarrow M_{XT}^u = (1,35 + 1,21) \Rightarrow M_{XT}^u = 2,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{YT}^u = (M_{YC u} + M_{0y}^u) \Rightarrow M_{YT}^u = (0,90 + 0,94) \Rightarrow M_{YT}^u = 1,84 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$M_{XT}^{ser} = (M_{XC ser} + M_{0x}^{ser}) \Rightarrow M_{XT}^{ser} = (1,11 + 1,01) \Rightarrow M_{XT}^{ser} = 2,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{YT}^{ser} = (M_{YC ser} + M_{0y}^{ser}) \Rightarrow M_{YT}^{ser} = (0,85 + 0,85) \Rightarrow M_{YT}^{ser} = 1,70 \text{ KN.m}$$

Moment max en travée :  $M_t = 0,75M_T$ Moment max en appuis :  $M_a = -0,5M_T$ **Tableau IV.13 :** Tableau des Moments max en travée et en appuis

	$M_{tx} \text{ (KN.m)}$	$M_{ty} \text{ (KN.m)}$	$M_{ax} \text{ (KN.m)}$	$M_{ay} \text{ (KN.m)}$
<b>ELU</b>	1,92	1,38	-1,28	-0,92
<b>ELS</b>	1,59	1,28	-1,06	-0,85



**IV.4.7 Vérification des contraintes de cisaillement :**

- **Les efforts tranchants dus aux charges réparties  $T_x$  et  $T_y$  :**

ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q)b \Rightarrow q_u = (1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1) \times 1 \quad q_u = 6,56 \text{ KN / m}$$

Si  $\alpha \geq 0,4$

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \Rightarrow T_x = \frac{6,56 \times 2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,9}{2}} \Rightarrow T_x = 4,52 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \cdot L_y}{3} \Rightarrow T_y = \frac{6,56 \times 2}{3} \Rightarrow T_y = 4,37 \text{ KN}$$

- **Les efforts tranchants dus aux charges localisées  $V_a$  et  $V_b$  :**

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 1,35(7,16 + 10,16 + 0,38 + 12) + 1,5(6) \Rightarrow q_u = 49,10 \text{ KN}$$

$$V_a = \frac{q_u}{3U} \Rightarrow V_a = \frac{49,10}{3 \times 0,25} \Rightarrow V_a = 65,47 \text{ KN}$$

$$V_b = \frac{q_u}{2U + V} \Rightarrow V_b = \frac{49,10}{2 \times 0,25 + 0,25} \Rightarrow V_b = 65,47 \text{ KN}$$

$$V_a = V_b \text{ parce que } U = V$$

- **Sens X-X :**

$$\tau_x = \frac{T_x + V_a}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_x = \frac{(4,52 + 65,47) \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{25}{1,5}$$

$$\tau_x = 0,52 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Sens Y-Y :**

$$\tau_y = \frac{T_y + V_b}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_y = \frac{(4,37 + 65,47) \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{25}{1,5}$$

$$\tau_y = 0,52 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

On en déduit que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**IV.4.8 Calcul du ferrailage de la dalle machine (dalle pleine) :**➤ **Sens X-X :**• **En appuis:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,28 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times 0,135^2} = 0,0049$$

$$\mu_{bu} = 0,0049 < \mu_l = 0,392 \text{ Il n'y a pas d'armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,00614$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,1347 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0,0049 < \mu_{AB} = 0,186$$

pivot A

$$\xi_{st} = 10\text{‰}$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ax}}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} = 0,27 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{y \min} = \begin{cases} 0,0012 \text{ pour RL} \\ 0,0008 \text{ pour FeE400} \\ 0,0006 \text{ pour FeE500} \end{cases}$$

Les armatures de dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) :

$$A_{y \min} = 0,0008 \cdot b = 0,0008 \times 15 \times 100 = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \min} = \frac{3 - 0,0008}{2} \times A_{y \min} = 1,80 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A_{st}; A_{x \min}) = 1,80 \text{ cm}^2$$

**Choix des barres : 05HA10 ( $A = 3,93 \text{ cm}^2$ )**• **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,92 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times 0,135^2} = 0,0074$$

$$\mu_{bu} = 0,0074 < \mu_l = 0,392 \text{ Il n'y a pas d'armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0093$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,1345 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0,0074 < \mu_{AB} = 0,186$$

pivot A

$$\xi_{st} = 10\text{‰}$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} = 0,41 \text{ cm}^2$$

**Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{x \min} = 1,80 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A_{st}; A_{x \min}) = 1,80 \text{ cm}^2$$

**Choix des barres : 05HA10 ( $A = 3,93 \text{ cm}^2$ )**

**Tableau IV.14 : Calcul du ferrailage de la dalle pleine sur les deux sens**

		$M \text{ (KN.m)}$	$\mu$	$\alpha$	$Z(\text{m})$	$A_{st} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	<b>Choix des barres</b>
<b>Sens x-x</b>	Appui	-1,28	0,0049	0,0061	0,1347	0,27	1,80	5HA12
	Travée	1,92	0,0074	0,0093	0,1345	0,41	1,80	5HA12
<b>Sens y-y</b>	Appui	-0,92	0,0036	0,0044	0,1347	0,20	1,20	5HA12
	Travée	1,38	0,0053	0,0066	0,1346	0,29	1,20	5HA12

➤ **Espacement des armatures :**

**Espacement maximal :**

D'après art B.7.2.4.2 CBA 93 :

$$S_{tx}^{\max} \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_{tx}^{\max} \leq \min(45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_{tx}^{\max} = 33 \text{ cm}$$

$$S_{ty}^{\max} \leq \min(4e ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{ty}^{\max} \leq \min(60 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{ty}^{\max} = 40 \text{ cm}$$

**On prend :**

$$\text{Sens X-X : } S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sens Y-Y : } S_{ty} = 20 \text{ cm}$$

**IV.4.9 Vérification à L'ELS :**

➤ **Vérification de la contrainte de compression de béton :**

• **Sens X-X :**

**En appuis:**

La distance  $y$  :

$$b \cdot y^2 + [30(A_{st} + A_{sc})]y - [30(d \cdot A_{st} + d' \cdot A_{sc})] = 0$$

$$100 \cdot y^2 + [30(5,65 + 0)]y - [30(13,5 \times 5,65 + 2 \times 0)] = 0$$

$$y = 4,01 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie  $I$  :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_{st}(d - y)^2 + A_{sc}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times 4,01^3}{3} + 15[5,65(13,5 - 4,01)^2 + 0(4,01 - 2)^2]$$

$$I = 9781,97 \text{ cm}^4$$

La contrainte :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1,06 \times 10^{-3}}{9781,97 \times 10^{-8}} \times 4,01 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 0,43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

**En travée :**

La contrainte :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1,59 \times 10^{-3}}{9781,97 \times 10^{-8}} \times 4,01 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 0,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

• **Sens Y-Y :**

**En appuis:**

La contrainte :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 10^{-3}}{9781,97 \times 10^{-8}} \times 4,01 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 0,35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

**En travée :**

La contrainte :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1,28 \times 10^{-3}}{9781,97 \times 10^{-8}} \times 4,01 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 0,52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

➤ **Vérification de la contrainte de traction de l'aciers :**

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, donc aucune limitation des contraintes

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après art B.7.5 CBA 93 :

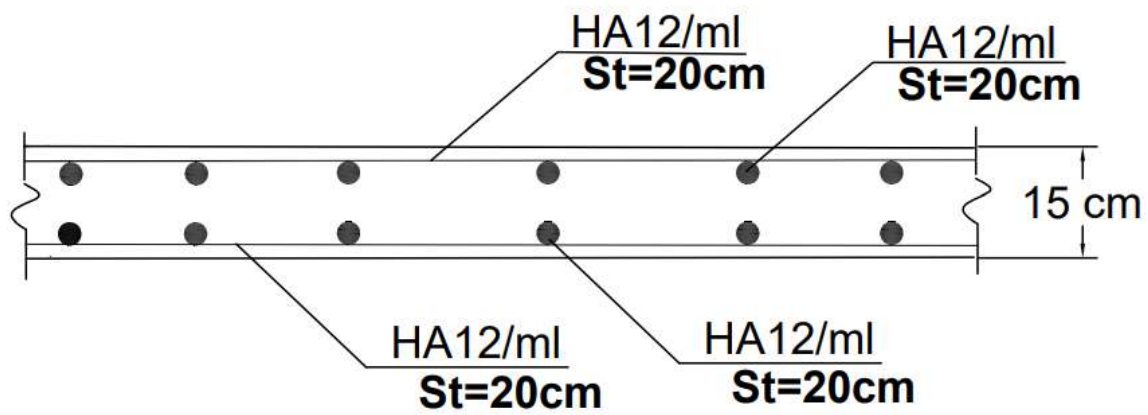
La vérification de la flèche se fait à ELS pour des dalles rectangulaires appuyées sur leurs quatre côtes, il faut donc que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_{XT}^{ser}} \Rightarrow \frac{15}{200} = 0,075 \geq \frac{1,59}{20 \times 2,12} = 0,0375 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 0,0042 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots CV$$

Les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

## IV.4.10 Schéma de ferrailage :

**Figure IV-21:** schéma de ferrailage de la dalle machine (dalle pleine)

# **CHAPITRE V :**

## **Etude sismique**

### V.1 Introduction :

L'analyse dynamique nécessite initialement d'établir un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un programme de calcul dynamique qui permet la détermination de ses modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

### V.2 Objectifs de l'étude dynamique:

Le but initial de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer les caractéristiques dynamiques spécifiques de la structure lors de ces vibrations libres sans amortissement.

Cela nous permet de calculer les forces et les déplacements maximums dus à un tremblement de terre.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle apparaît est généralement très complexe. C'est pourquoi nous utilisons souvent des modèles qui simplifient suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### V.3 Classification de l'ouvrage :

Les classifications nécessaires pour définir la situation sismique étudiée et pour choisir la méthode et les paramètres de calcul des forces sismiques se basent sur les critères de règlement parasismique Algérie RPA99/ V2003.

- **Zone sismique:** Notre site d'implantation est dans la Wilaya de SAIDA classée comme zone I de sismicité faible. (Annexe 1 RPA99/V2003)
- **Groupe d'usage:** Notre projet est un bâtiment en R+10 d'une hauteur totale de 37,66m et il est destiné à un usage mixte habitation et cave. Donc il est classé comme Groupe d'usage 2. (Art 3.2 RPA99/V2003)
- **Classification du site:** Les caractéristiques de sol du site de projet sont les mêmes caractéristiques de sol site 02 (site ferme).

### V.4 Classification des ouvrages selon leur configuration :

Chaque bâtiment doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères suivant (Art 3.5 RPA99/V2003):

#### Régularité en plan :

- ✓ Le bâtiment est sensé respecter la configuration sensiblement symétrique vis-à-vis des deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- ✓ Rapport longueur/largeur :

$$0,25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4 \Rightarrow 0,25 \leq \frac{25}{21,60} \leq 4 \Rightarrow 0,25 \leq 1,16 \leq 4 \dots\dots\dots CV$$

- ✓ Les limites des décrochements en plan :

$$\frac{l_x}{L_x} \leq 0,25 \Rightarrow \frac{4,40}{21,60} \leq 0,25 \Rightarrow 0,20 \leq 0,25 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{l_y}{L_y} \leq 0,25 \Rightarrow \frac{1,65}{25} \leq 0,25 \Rightarrow 0,066 \leq 0,25 \dots\dots\dots CV$$

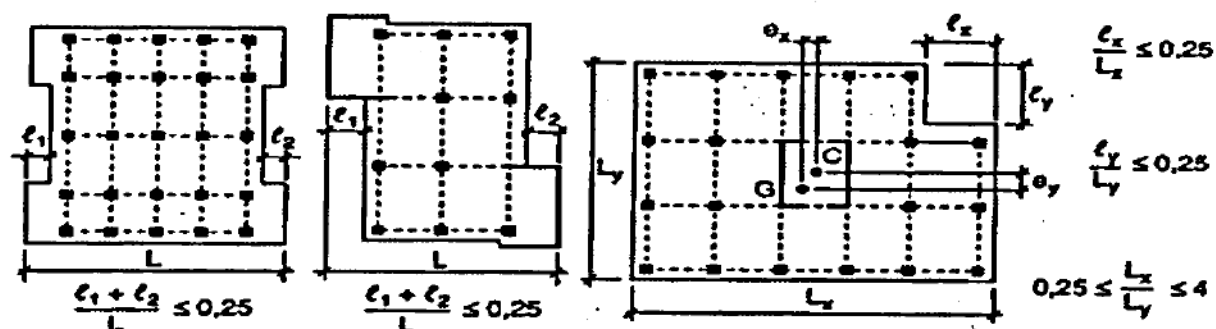


Figure V-1: limites des décrochements en plan

**Régularité en élévation:**

- ✓ Les éléments porteurs verticaux sont continus.
- ✓ Les décrochements en élévation : pas de variation de dimensions en plan entre les différents niveaux du bâtiment.

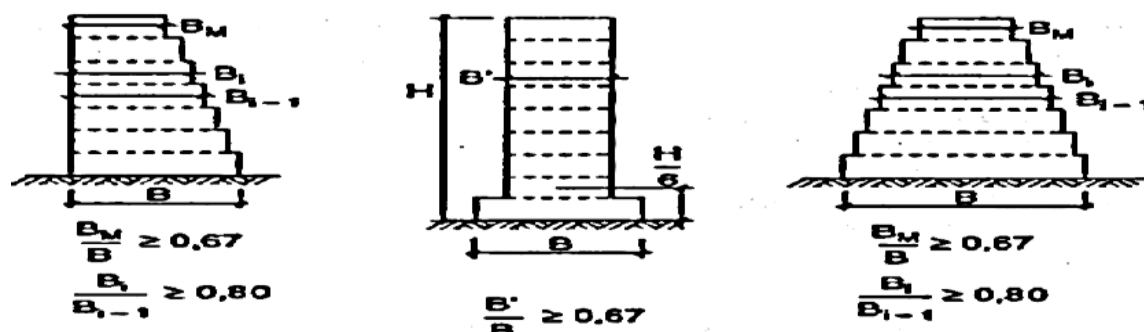


Figure V-2: les décrochements en élévation

**Remarque :** Au vu des résultats trouvés, le bâtiment doit être considéré comme régulier.

**V.5 Méthode de calcul :**

Le calcul des forces sismiques peut être mené, entre autres, par l'une des trois méthodes suivantes :

- ✓ Par la méthode statique équivalente
- ✓ Par la méthode d'analyse modale spectrale
- ✓ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

**V.5.1 La méthode d'analyse modale spectrale :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés appelés Forces d'Inertie dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul à partir des périodes données par la modélisation modale choisi. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**Calcul de Spectre de réponse :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant l'Art 4.3.3 RPA99/V2003 donné par les formules (4.13) :



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

Avec :

$A$  : Coefficient d'accélération de zone

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement

$R$  : Coefficient de comportement de la structure

$T$  : Période propre

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

$Q$  : Facteur de qualité

➤ **Coefficient d'accélération de zone ( $A$ ) :**

Zone sismique I et groupe d'usage 2, donc  $A=0,10$  (voir tableau 4.1 art 4.2.3 RPA99/V2003)

➤ **Coefficient de comportement global de la structure ( $R$ ) :**

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 Art 4.2.3 RPA99/V2003 en fonction du système de contreventement (Mixte portiques/voiles avec interaction), vu le manque de connaissance sur le système de contreventement adopté par notre structure on optera arbitrairement pour le coefficient se rapprochant le plus à notre système qui  $R=5$

➤ **Facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ):**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,764 \geq 0,7$$

Le pourcentage d'amortissement critique choisi est pourquoi :

$\xi = 10 \%$  (Tableau 4.2 art 4.2.3 RPA99/V2003)

➤ **Période caractéristique ( $T_1, T_2$ ):**

Associée à la catégorie du site (2) et donnée par le tableau 4.7 art 4.3.3 RPA99/V2003

$$\text{Donc : } \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,40 \text{ s} \end{cases}$$

➤ **Période Fondamentale Empirique de la structure ( $T$ ):**

1<sup>er</sup> Formule :

$$T = C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}} \Rightarrow T = 0,05 \times 37,66^{\frac{3}{4}} \Rightarrow T = 0,760 \text{ s}$$

Avec :

$h_N$  : hauteur totale du bâtiment

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, cas n° 4 (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé) donné par le tableau 4.6 art 4.2.4 RPA99/V2003

**2<sup>ème</sup> Formule :**

Dans le cas n° 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T_x = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D_x}} \Rightarrow T_x = \frac{0,09 \times 37,66}{\sqrt{25}} \Rightarrow T_x = 0,678 \text{ s}$$

$$T_y = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D_y}} \Rightarrow T_y = \frac{0,09 \times 37,66}{\sqrt{21,60}} \Rightarrow T_y = 0,729 \text{ s}$$

Avec :

$D$  : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux direction

$D_x = 25 \text{ m}$   $D_y = 21,60 \text{ m}$

**La Période Fondamentale Empirique  $T_{emp}$  :**

$$T_{emp\ x} = \min(T ; T_x) \Rightarrow T_{emp\ x} = \min(0,760 ; 0,678) \Rightarrow T_{emp\ x} = 0,678 \text{ s}$$

$$T_{emp\ y} = \min(T ; T_y) \Rightarrow T_{emp\ y} = \min(0,760 ; 0,729) \Rightarrow T_{emp\ y} = 0,729 \text{ s}$$

**La Période Fondamentale Empirique Majorée  $1,3T_{emp}$  :**

D'après art 4.2.4.4 RPA99/V2003 :

La valeur de  $T_{emp}$ , calculée à partir de formule de méthode numérique ne doivent pas dépasser celle estimée à partir de formule empirique appropriée de plus de 30%.

$$1,3T_{emp\ x} = 1,3 \times 0,678 \Rightarrow 1,3T_{emp\ x} = 0,881 \text{ s}$$

$$1,3T_{emp\ y} = 1,3 \times 0,729 \Rightarrow 1,3T_{emp\ y} = 0,948 \text{ s}$$

**➤ Facteur de Qualité (Q) :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

$P_q$  : Valeur de pénalité, donnée par le tableau 4.4 art 4.2.3 RPA99/V2003

**Tableau V.1:** La valeur de facteur de qualité(Q)

Critères de qualité q	$P_q$	
	Sens-X	Sens-Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
<b>Q</b>	<b>1,20</b>	<b>1,20</b>

## V.6 Modélisation de la structure:

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degrés de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir :

- La masse.
- La rigidité.
- L'amortissement.

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

D'après art 4.3.2 RPA99/V2003 :

La structure sera modélisée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées aux centres de gravité des planchers et avec trois degrés de liberté : deux translations horizontales et une rotation autour d'un axe vertical

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure c'est Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2020.

### Paramètres de l'analyse modale :

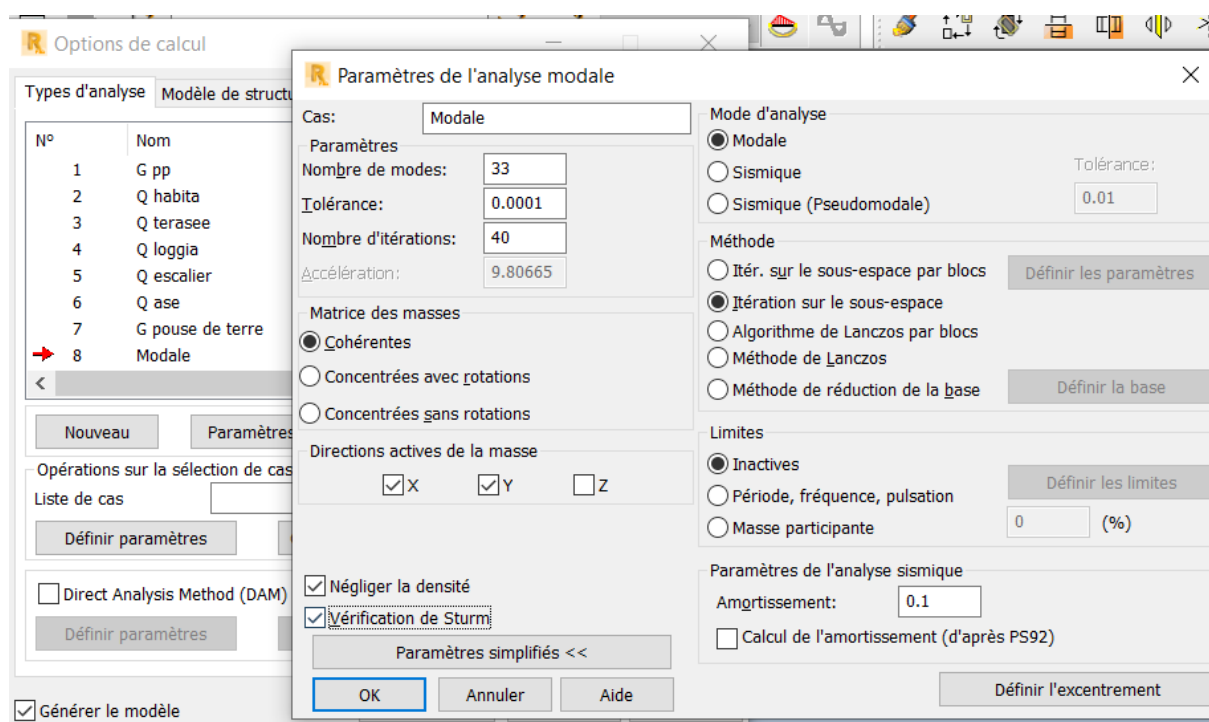


Figure V-3: Paramètres de l'analyse modale

### V.6.1 Disposition des voiles de contreventement :

Pour choisir la bonne disposition de voile, on a fait une étude approfondie de plusieurs variantes. On citera ci-dessous celles qui sont les plus adéquates à notre structure.

## V.6.1.1 Première disposition:

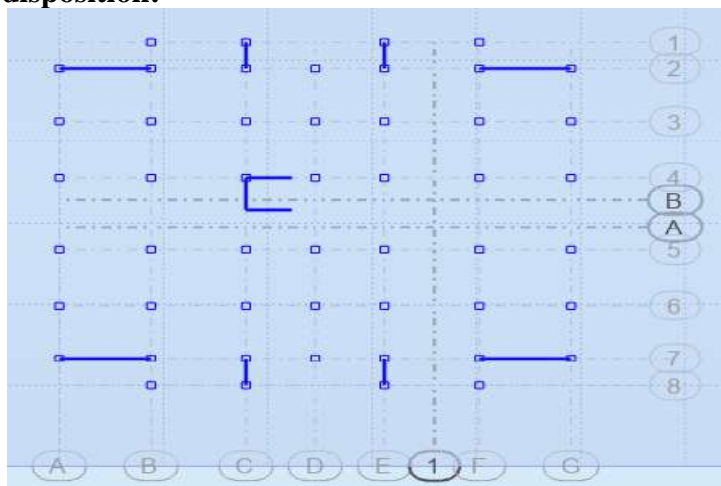


Figure V-4: Vue en plan Première disposition des voiles

## ➤ Interprétation des résultats:

D'après le tableau suivant on remarque ce qui suit:

Tableau V.2: Les résultats dynamique de la Première disposition

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
8/ 1	1.25	0.01	63.88	0.01	63.88	6097746.04	6097746.04
8/ 2	0.86	7.77	63.91	7.76	0.03	6097746.04	6097746.04
8/ 3	0.85	61.35	63.94	53.59	0.04	6097746.04	6097746.04
8/ 4	0.36	61.35	76.72	0.00	12.78	6097746.04	6097746.04
8/ 5	0.22	61.60	76.78	0.25	0.06	6097746.04	6097746.04
8/ 6	0.21	77.21	76.78	15.60	0.00	6097746.04	6097746.04
8/ 7	0.18	77.21	81.44	0.00	4.66	6097746.04	6097746.04
8/ 8	0.16	77.58	81.46	0.37	0.02	6097746.04	6097746.04
8/ 9	0.15	77.59	82.10	0.01	0.64	6097746.04	6097746.04
8/ 10	0.13	77.59	82.43	0.00	0.33	6097746.04	6097746.04
8/ 11	0.13	77.99	82.43	0.39	0.00	6097746.04	6097746.04
8/ 12	0.10	77.99	85.30	0.00	2.86	6097746.04	6097746.04
8/ 13	0.10	78.01	85.30	0.02	0.00	6097746.04	6097746.04
8/ 14	0.10	78.02	85.30	0.01	0.00	6097746.04	6097746.04
8/ 15	0.09	84.27	85.30	6.25	0.00	6097746.04	6097746.04
8/ 16	0.08	84.27	85.30	0.01	0.00	6097746.04	6097746.04
8/ 17	0.08	84.27	85.31	0.00	0.01	6097746.04	6097746.04
8/ 18	0.07	84.27	87.29	0.00	1.98	6097746.04	6097746.04
8/ 19	0.07	84.29	87.30	0.02	0.01	6097746.04	6097746.04
8/ 20	0.06	84.32	87.30	0.03	0.00	6097746.04	6097746.04
8/ 21	0.06	84.36	87.33	0.04	0.03	6097746.04	6097746.04
8/ 22	0.06	87.74	87.33	3.38	0.00	6097746.04	6097746.04
8/ 23	0.05	87.74	88.54	0.00	1.21	6097746.04	6097746.04
8/ 24	0.05	87.74	88.74	0.00	0.20	6097746.04	6097746.04
8/ 25	0.05	87.74	88.74	0.00	0.00	6097746.04	6097746.04
8/ 26	0.05	87.74	88.74	0.00	0.00	6097746.04	6097746.04
8/ 27	0.05	87.74	88.74	0.00	0.00	6097746.04	6097746.04
8/ 28	0.05	87.74	88.74	0.00	0.00	6097746.04	6097746.04
8/ 29	0.05	87.74	88.82	0.00	0.08	6097746.04	6097746.04
8/ 30	0.05	87.74	88.83	0.00	0.01	6097746.04	6097746.04
8/ 31	0.04	87.75	88.84	0.00	0.01	6097746.04	6097746.04
8/ 32	0.04	87.76	88.87	0.01	0.03	6097746.04	6097746.04
8/ 33	0.04	87.76	89.53	0.00	0.67	6097746.04	6097746.04

## Vérification de la période :

$$T_{emp} \leq T_{analytique} \leq 1,3T_{emp} \Rightarrow \begin{cases} T_{emp\ x} = 0,68\ s \leq T_{analytique\ x} = 0,85\ s \leq 1,3T_{emp\ x} = 0,88\ s \\ T_{emp\ y} = 0,73\ s \leq T_{analytique\ y} = 1,25\ s \leq 1,3T_{emp\ y} = 0,95\ s \end{cases}$$

## V.6.1.2 Deuxième disposition:

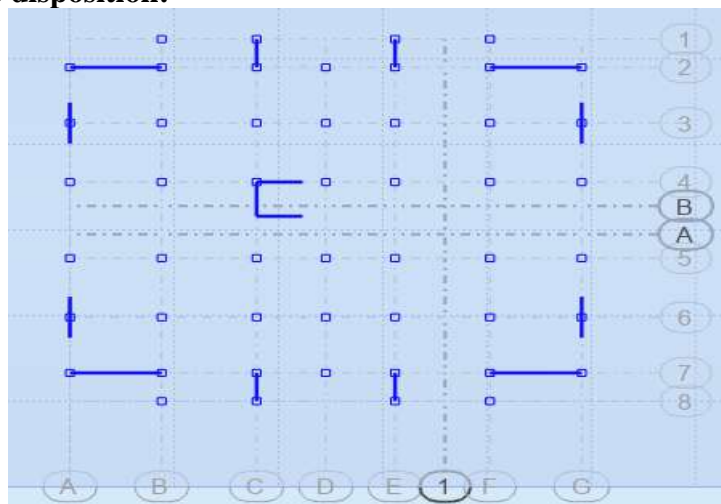


Figure V-5: Vue en plan Deuxième disposition des voiles

## ➤ Interprétation des résultats:

D'après le tableau suivant on remarque ce qui suit:

Tableau V.3: Les résultats dynamique de la Deuxième disposition

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
8/ 1	1.07	0.02	64.02	0.02	64.02	6259402.18	6259402.18
8/ 2	0.84	61.79	64.04	61.77	0.02	6259402.18	6259402.18
8/ 3	0.72	61.86	64.08	0.07	0.03	6259402.18	6259402.18
8/ 4	0.31	61.86	77.03	0.00	12.96	6259402.18	6259402.18
8/ 5	0.22	77.45	77.03	15.59	0.00	6259402.18	6259402.18
8/ 6	0.20	77.50	77.08	0.05	0.05	6259402.18	6259402.18
8/ 7	0.16	77.50	78.58	0.00	1.50	6259402.18	6259402.18
8/ 8	0.16	77.87	78.59	0.38	0.00	6259402.18	6259402.18
8/ 9	0.15	77.87	81.78	0.00	3.19	6259402.18	6259402.18
8/ 10	0.13	77.88	82.81	0.00	1.03	6259402.18	6259402.18
8/ 11	0.13	78.27	82.82	0.39	0.01	6259402.18	6259402.18
8/ 12	0.10	78.27	82.82	0.00	0.00	6259402.18	6259402.18
8/ 13	0.09	84.12	82.82	5.85	0.00	6259402.18	6259402.18
8/ 14	0.09	84.49	82.83	0.37	0.01	6259402.18	6259402.18
8/ 15	0.09	84.49	86.04	0.00	3.21	6259402.18	6259402.18
8/ 16	0.08	84.49	86.04	0.01	0.00	6259402.18	6259402.18
8/ 17	0.08	84.49	86.04	0.00	0.00	6259402.18	6259402.18
8/ 18	0.07	84.51	86.05	0.02	0.02	6259402.18	6259402.18
8/ 19	0.06	84.61	86.62	0.10	0.57	6259402.18	6259402.18
8/ 20	0.06	84.67	88.17	0.06	1.54	6259402.18	6259402.18
8/ 21	0.06	87.70	88.17	3.03	0.00	6259402.18	6259402.18
8/ 22	0.06	87.92	88.17	0.23	0.00	6259402.18	6259402.18
8/ 23	0.05	87.92	88.48	0.00	0.31	6259402.18	6259402.18
8/ 24	0.05	87.92	88.54	0.00	0.06	6259402.18	6259402.18
8/ 25	0.05	87.92	88.54	0.00	0.00	6259402.18	6259402.18
8/ 26	0.05	87.92	88.54	0.00	0.00	6259402.18	6259402.18
8/ 27	0.05	87.93	88.60	0.00	0.06	6259402.18	6259402.18
8/ 28	0.05	87.93	88.60	0.00	0.00	6259402.18	6259402.18
8/ 29	0.05	87.93	88.60	0.00	0.00	6259402.18	6259402.18
8/ 30	0.04	87.93	89.11	0.00	0.52	6259402.18	6259402.18
8/ 31	0.04	87.93	89.82	0.00	0.71	6259402.18	6259402.18
8/ 32	0.04	87.99	89.86	0.06	0.04	6259402.18	6259402.18
8/ 33	0.04	88.01	90.33	0.02	0.47	6259402.18	6259402.18

## Vérification de la période:

$$T_{emp} \leq T_{analytique} \leq 1,3T_{emp} \Rightarrow \begin{cases} T_{emp\ x} = 0,68\ s \leq T_{analytique\ x} = 0,84\ s \leq 1,3T_{emp\ x} = 0,88\ s \\ T_{emp\ y} = 0,73\ s \leq T_{analytique\ y} = 1,07\ s \leq 1,3T_{emp\ y} = 0,95\ s \end{cases}$$



## V.6.1.3 Troisième disposition:

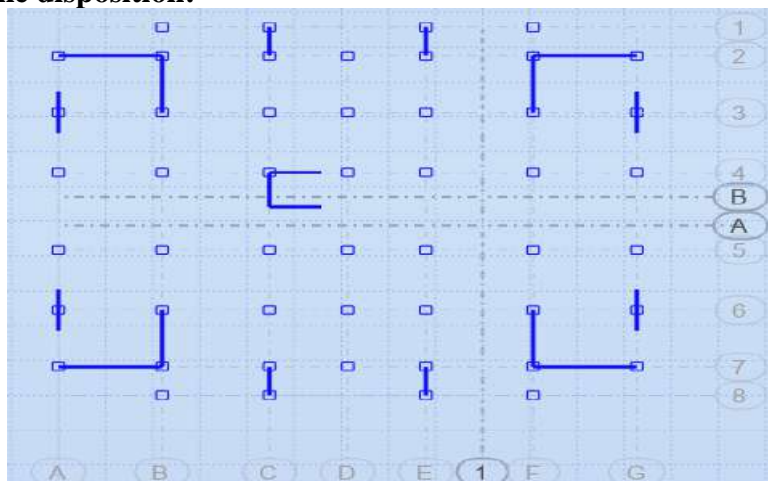


Figure V-6: Vue en plan Troisième disposition des voiles

## ➤ Interprétation des résultats:

D'après le tableau suivant on remarque ce qui suit:

Tableau V.4: Les résultats dynamique de la Troisième disposition

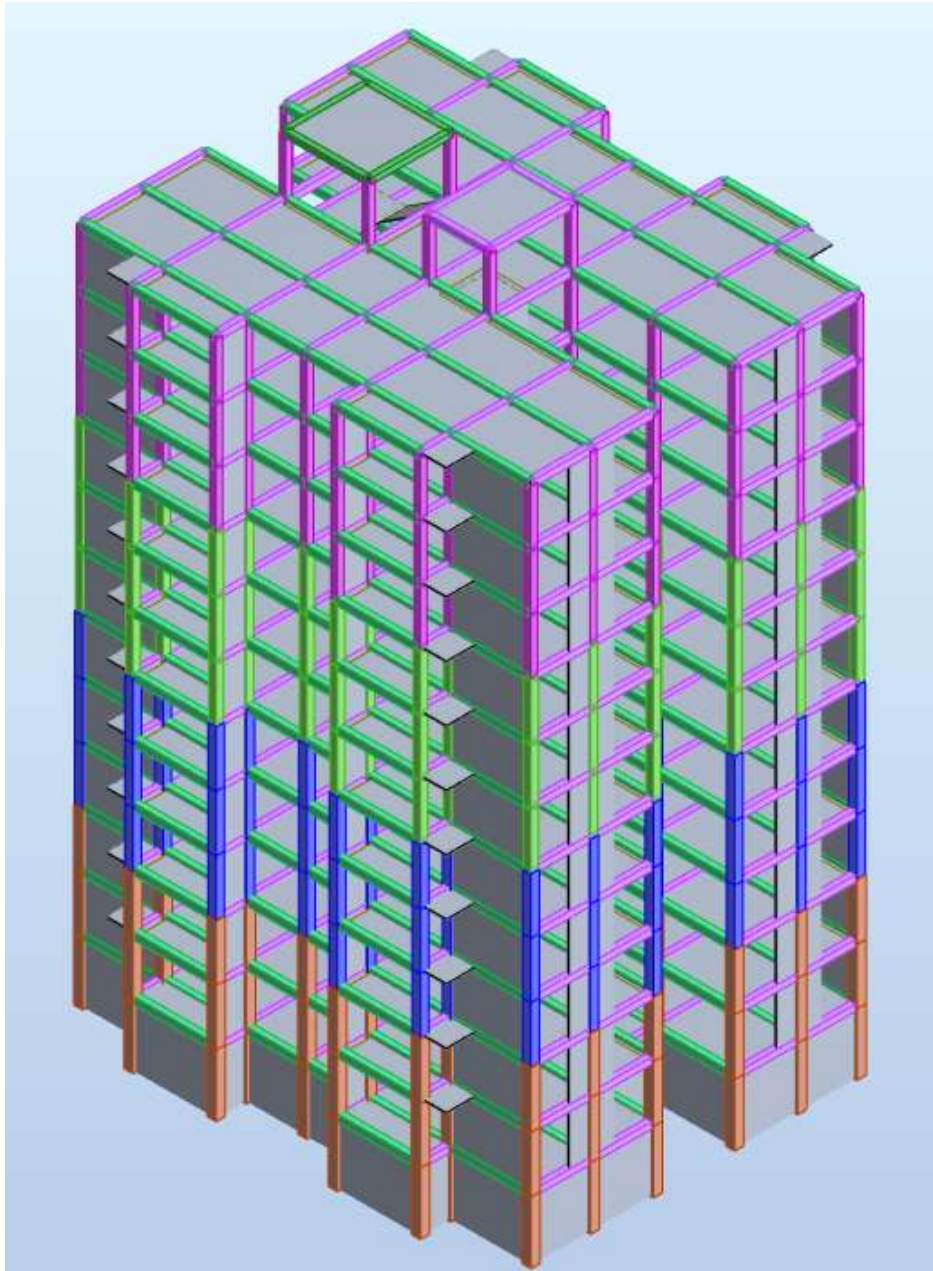
Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
8/ 1	0.87	0.06	62.09	0.06	62.09	6529467.03	6529467.03
8/ 2	0.79	61.70	62.15	61.64	0.05	6529467.03	6529467.03
8/ 3	0.72	61.83	62.23	0.13	0.09	6529467.03	6529467.03
8/ 4	0.22	61.83	77.76	0.00	15.52	6529467.03	6529467.03
8/ 5	0.20	77.78	77.76	15.95	0.01	6529467.03	6529467.03
8/ 6	0.19	78.13	78.05	0.35	0.29	6529467.03	6529467.03
8/ 7	0.16	78.13	78.38	0.00	0.33	6529467.03	6529467.03
8/ 8	0.15	78.74	78.38	0.61	0.00	6529467.03	6529467.03
8/ 9	0.13	78.74	78.69	0.00	0.31	6529467.03	6529467.03
8/ 10	0.13	79.12	78.69	0.38	0.00	6529467.03	6529467.03
8/ 11	0.10	79.12	78.69	0.00	0.00	6529467.03	6529467.03
8/ 12	0.10	79.12	84.54	0.00	5.85	6529467.03	6529467.03
8/ 13	0.09	79.67	84.63	0.56	0.09	6529467.03	6529467.03
8/ 14	0.09	85.14	84.64	5.47	0.01	6529467.03	6529467.03
8/ 15	0.08	85.27	84.64	0.13	0.01	6529467.03	6529467.03
8/ 16	0.08	85.27	84.65	0.00	0.00	6529467.03	6529467.03
8/ 17	0.07	85.29	84.84	0.01	0.20	6529467.03	6529467.03
8/ 18	0.06	85.29	85.61	0.01	0.77	6529467.03	6529467.03
8/ 19	0.06	85.31	88.02	0.02	2.41	6529467.03	6529467.03
8/ 20	0.05	87.86	88.02	2.55	0.00	6529467.03	6529467.03
8/ 21	0.05	88.44	88.05	0.58	0.04	6529467.03	6529467.03
8/ 22	0.05	88.47	88.22	0.03	0.16	6529467.03	6529467.03
8/ 23	0.05	88.47	88.36	0.00	0.14	6529467.03	6529467.03
8/ 24	0.05	88.47	88.36	0.00	0.00	6529467.03	6529467.03
8/ 25	0.05	88.47	88.36	0.00	0.00	6529467.03	6529467.03
8/ 26	0.04	88.47	88.36	0.00	0.00	6529467.03	6529467.03
8/ 27	0.04	88.47	88.36	0.00	0.00	6529467.03	6529467.03
8/ 28	0.04	88.47	88.36	0.00	0.00	6529467.03	6529467.03
8/ 29	0.04	88.48	88.40	0.00	0.04	6529467.03	6529467.03
8/ 30	0.04	88.48	88.40	0.00	0.00	6529467.03	6529467.03
8/ 31	0.04	88.49	88.42	0.01	0.01	6529467.03	6529467.03
8/ 32	0.04	88.50	88.45	0.01	0.03	6529467.03	6529467.03
8/ 33	0.04	88.50	88.46	0.00	0.01	6529467.03	6529467.03

Vérification de la période:

$$T_{emp} \leq T_{analytique} \leq 1,3T_{emp} \Rightarrow \begin{cases} T_{emp\ x}=0,68\ s \leq T_{analytique\ x} = 0,79\ s \leq 1,3T_{emp\ x}=0,88\ s \\ T_{emp\ y}=0,73\ s \leq T_{analytique\ y} = 0,87\ s \leq 1,3T_{emp\ y}=0,95\ s \end{cases}$$

**Remarque :**

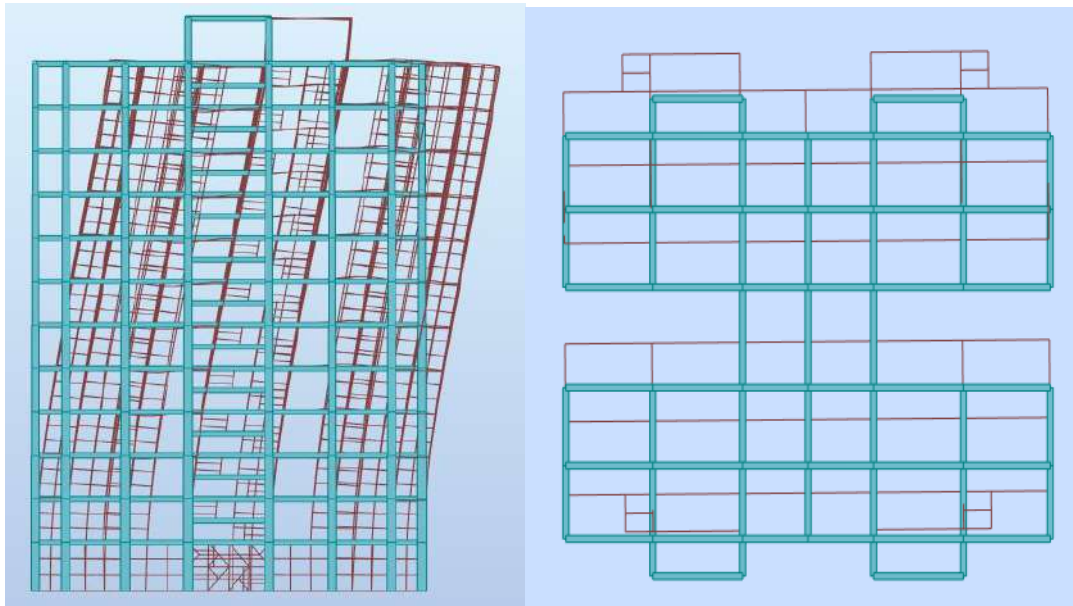
La disposition finale doit aussi respecter le règlement parasismique algérien RPA99/V2003  
Nous avons la Troisième disposition par ce qu'elle vérifie les différentes conditions qu'on va montrer ci-après.



**Figure V-7 :** Modélisation 3D de la structure

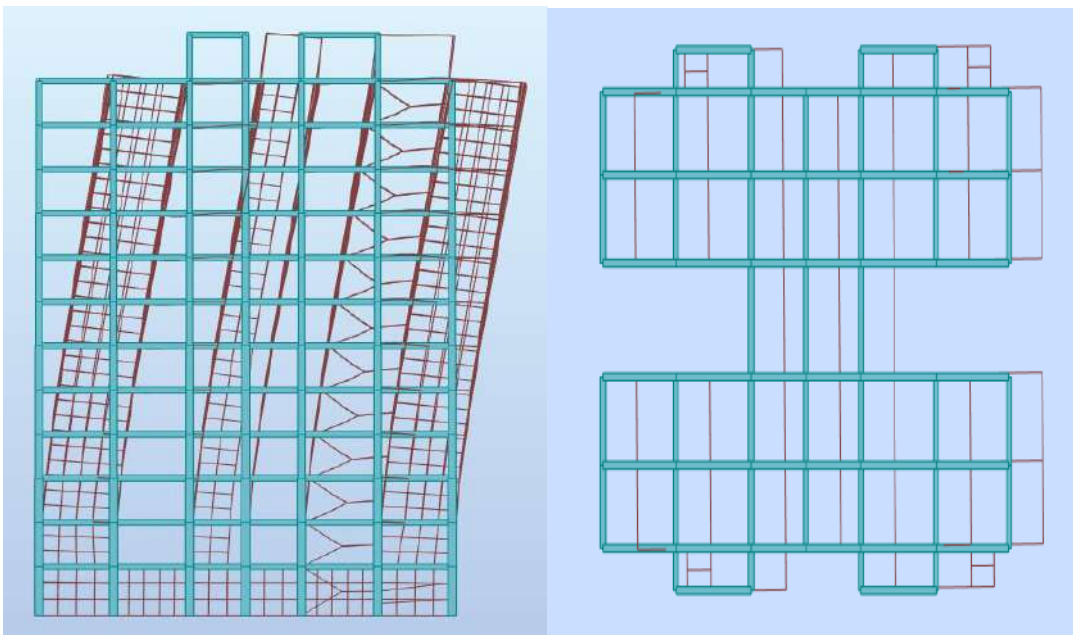
**V.6.2 Vérification des modes :**

Le premier mode c'est un mode de translation pure dans le sens Y, avec  $UY = 62,09 \%$



**Figure V-8 :** Représentation du mode 1 Direction Y ( $T_{analytique\ y} = 0,87\text{ s}$ )

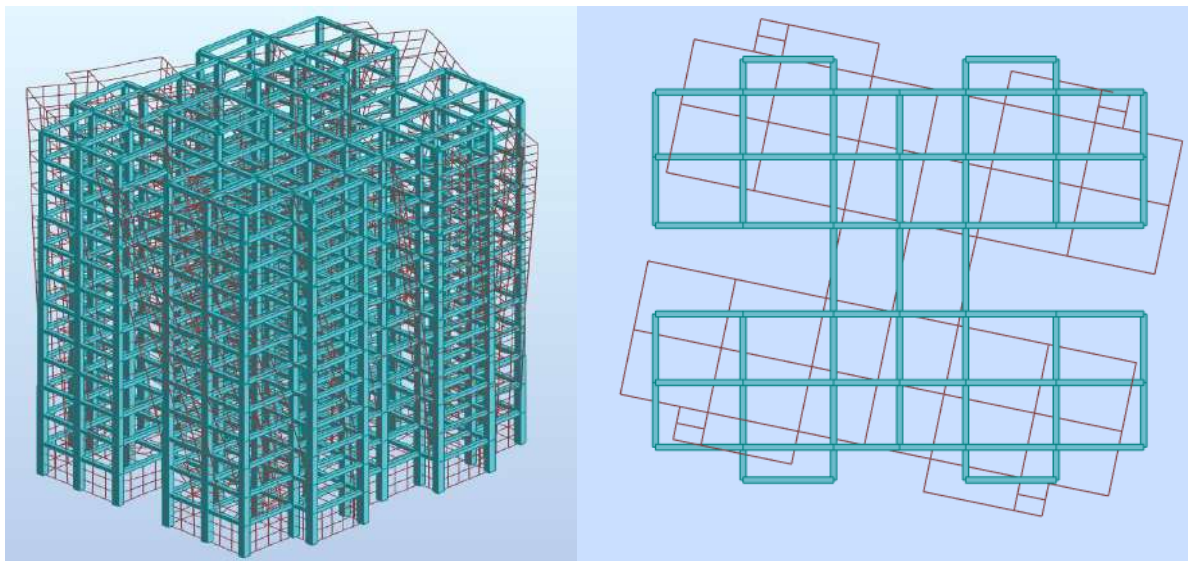
Le deuxième mode c'est un mode de translation pure dans le sens X avec  $UX = 61,64 \%$



**Figure V-9:** Représentation du mode 2 Direction X ( $T_{analytique\ x} = 0,79\text{ s}$ )



Le troisième mode c'est une torsion



**Figure V-10 :** Représentation du mode 3 de torsion ( $T_{analytique} = 0,72 \text{ s}$ )

### V.6.3 Vérification la somme des masses modales :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus est légèrement inférieur à 90% due essentiellement à la partie en sous-sol du bâtiment et à fin de justifier ce cas de figure on se réfère l'article 4.3.4 de la RPA99/V2003.

Le nombre minimal de modes (K) :

$$K \geq 3\sqrt{N} \Rightarrow K \geq 3\sqrt{11} \Rightarrow K \geq 9,95$$

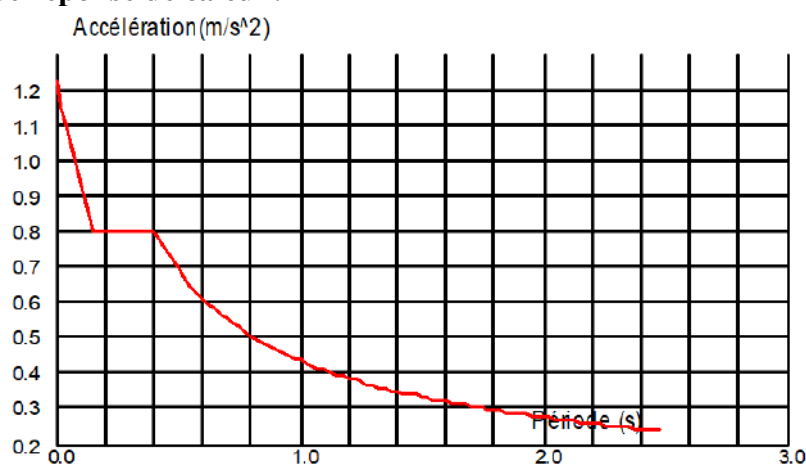
On prend : K=10 modes

Avec : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol

$T_K$  La période du mode K :

$$T_K \leq 0,2 \text{ s} \Rightarrow T_{10} = 0,13 \text{ s} \leq 0,2 \text{ s} \dots\dots\dots \text{CV}$$

### V.6.4 Spectre de réponse de calcul :



**Figure V-11 :** Représentation Spectre de réponse selon X

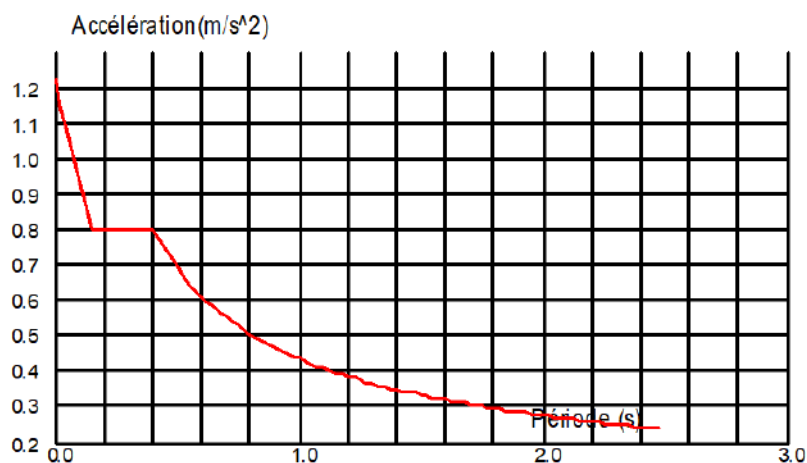


Figure V-12 : Représentation Spectre de réponse selon Y

## V.6.5 Centre de gravité et centre de rigidité :

Vue		Résultats: dynamique	Etages	Vue:1	Chargements	Comb
Cas/Etage		Nom		G (x,y,z) [m]		R (x,y,z) [m]
8/	1	Etage 1		12.26 10.58 -2.06		12.24 10.60 -2.30
8/	2	Etage 2		12.39 10.59 2.51		12.18 10.65 2.01
8/	3	Etage 3		12.39 10.59 5.57		12.18 10.65 5.07
8/	4	Etage 4		12.40 10.59 8.67		12.18 10.65 8.17
8/	5	Etage 5		12.40 10.59 11.7		12.18 10.65 11.2
8/	6	Etage 6		12.40 10.59 14.7		12.18 10.65 14.2
8/	7	Etage 7		12.40 10.59 17.8		12.18 10.65 17.3
8/	8	Etage 8		12.40 10.59 20.9		12.18 10.65 20.4
8/	9	Etage 9		12.40 10.59 24.0		12.18 10.65 23.5
8/	10	Etage 10		12.40 10.59 27.0		12.18 10.65 26.6
8/	11	Etage 11		12.40 10.59 30.1		12.18 10.65 29.6
8/	12	Etage 12		12.45 10.62 33.2		12.18 10.65 32.7
8/	13	Etage 13		14.57 10.58 36.5		14.24 10.57 36.4

Figure V-13 : Centre de gravité(G) et centre de rigidité(R)

L'excentricité théorique dans les deux sens est donnée par:

$$e_{tx} = X_m - X_t$$

$$e_{ty} = Y_m - Y_t$$

$X_t$  et  $Y_t$  : les coordonnées du centre de torsion

$X_m$  et  $Y_m$  : les coordonnées du centre de masse

L'excentricité additionnelle dans les deux sens est donnée par (art 4.3.7 RPA99/V2003):

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0,05L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du

plancher considéré et suivant chaque direction

$$e_{ax} = \pm 0,05L_x$$

$$e_{ay} = \pm 0,05L_y$$

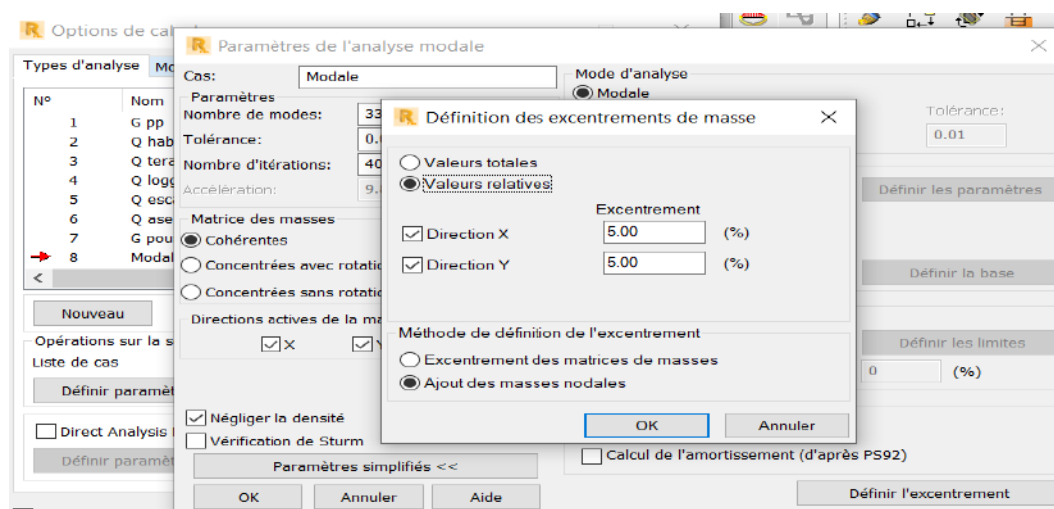


Figure V-14: définitions l'excentricité additionnelle

Les résultats des excentricités théoriques et additionnelle sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.5: Les résultats des excentricités théoriques et additionnelle

Niveau	$e_{tx}(m)$	$e_{ax}(m)$	$e_{ty}(m)$	$e_{ay}(m)$
s-sol	0,01	1,23	0,01	1,06
RDC	0,21	1,23	0,05	1,06
1	0,21	1,23	0,05	1,06
2	0,22	1,23	0,05	1,06
3	0,22	1,23	0,05	1,06
4	0,22	1,23	0,05	1,06
5	0,22	1,23	0,05	1,06
6	0,22	1,23	0,05	1,06
7	0,22	1,23	0,05	1,06
8	0,23	1,23	0,05	1,06
9	0,23	1,23	0,05	1,06
10	0,27	1,23	0,03	1,06
cage	0,33	0,56	0,00	0,22

### V.7 Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base  $E$  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. Toute fois si :

Si  $E < 0,8V$  :

il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans un rapport  $\frac{0,8V}{E}$ .

**Remarque :** pour Vérification de l'effort tranchant à la base, on va appliquer la méthode statique équivalente.

**V.7.1 La méthode statique équivalente :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures

**Calcul de la force sismique totale :**

A partir de l'article 4.2.3 de RPA99/V2003, la force sismique totale est donnée par la

formule : 
$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

➤ **Coefficient d'accélération de zone (A):**

Zone sismique I et groupe d'usage 2, donc **A=0,10** (voir tableau 4.1 art 4.2.3 RPA99/V2003)

➤ **Facteur de qualité(Q) :**

La valeur de Q est déterminée par la formule : 
$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

$P_q$  : Valeur de pénalité, donnée par le tableau 4.4 art 4.2.3 RPA99/V2003

$$Q_x = 1,2$$

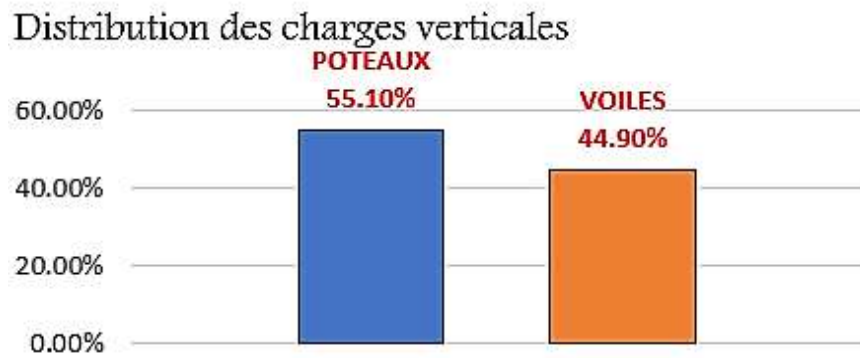
$$Q_y = 1,2$$

➤ **Coefficient de comportement global de la structure (R):**

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 art 4.2.3 RPA99/V2003 en fonction du système de contreventement

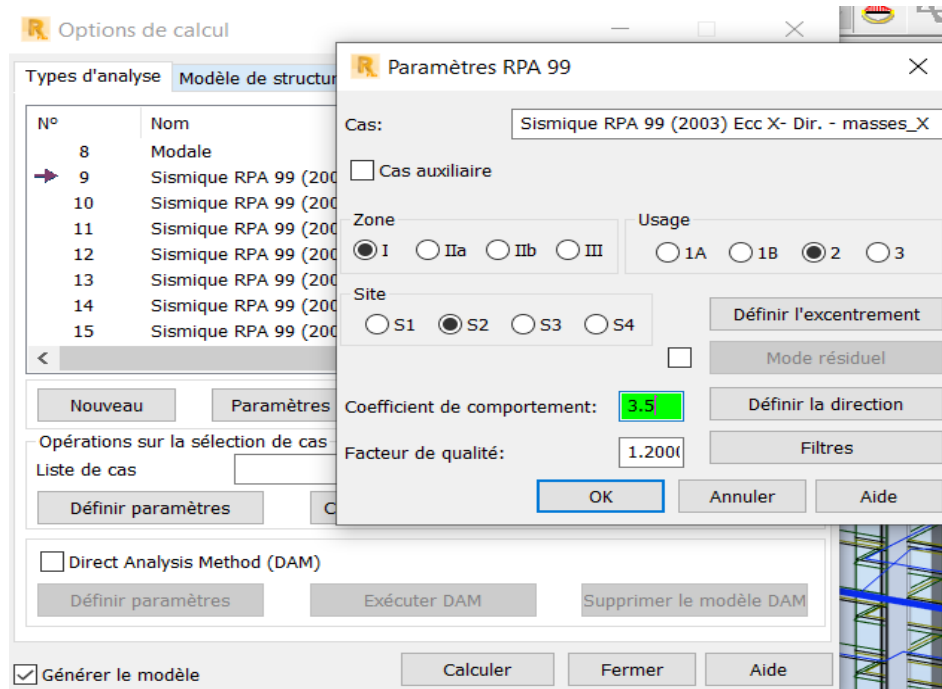
**Tableau V.6:** Les résultats des charges verticales sur les poteaux et voiles

Niveau	Effort normal du poteaux (KN)	Effort normal du voiles(KN)
s-sol	-29124,09	-40336,61
RDC	-37889,27	-23383,11
1	-33922,09	-21584,54
2	-29140,72	-20657,80
3	-25505,04	-18705,99
4	-22152,45	-16471,11
5	-18079,34	-15008,31
6	-14893,36	-12766,32
7	-11929,98	-10301,73
8	-8601,82	-8247,42
9	-5838,16	-5723,85
10	-3231,08	-3043,69
cage	-408,31	38,46
La somme	-240715,71	-196192,02
Pourcentage%	55,10	44,90



**Figure V-15:** Distribution des charges verticales sur les poteaux et voiles

D'après les résultats de l'analyse, il a été constaté que les voiles de contreventement assurent la reprise de plus de 20% des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal  
Donc c'est le système 2 → R=3,5



**Figure V-16:** Corrections le coefficient de comportement

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D):**

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2 / T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(T_2 / 3,0)^{\frac{2}{3}} \cdot (3,0 / T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

• **Période caractéristique  $T_2$  :**

Associée à la catégorie du site (2) et donnée par le tableau 4.7 art 4.3.3 RPA99/V2003

Donc :  $T_2 = 0,4$

- **Facteur de correction d'amortissement  $\eta$  :**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,764 \geq 0,7$$

Le pourcentage d'amortissement critique :

$$\xi = 10 \% \text{ (Tableau 4.2 art 4.2.3 RPA99/V2003)}$$

- **Période fondamentale de la structure  $T$  :**

**1<sup>er</sup> Formule :**

$$T = C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}} \Rightarrow T = 0,05 \times 37,66^{\frac{3}{4}} \Rightarrow T = 0,760 \text{ s}$$

$h_N$  : hauteur totale du bâtiment

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, cas n° 4 (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé) donné par le tableau 4.6 art 4.2.4 RPA99/V2003

**2<sup>ème</sup> Formule :**

Dans le cas n° 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T_x = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D_x}} \Rightarrow T_x = \frac{0,09 \times 37,66}{\sqrt{25}} \Rightarrow T_x = 0,678 \text{ s}$$

$$T_y = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D_y}} \Rightarrow T_y = \frac{0,09 \times 37,66}{\sqrt{21,60}} \Rightarrow T_y = 0,729 \text{ s}$$

$D$  : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions  $D_x = 25 \text{ m}$   $D_y = 21,60 \text{ m}$

- **La période fondamentale empirique  $T_{emp}$  :**

$$T_{emp\ x} = \min(T ; T_x) \Rightarrow T_{emp\ x} = \min(0,760 ; 0,678) \Rightarrow T_{emp\ x} = 0,678 \text{ s}$$

$$T_{emp\ y} = \min(T ; T_y) \Rightarrow T_{emp\ y} = \min(0,760 ; 0,729) \Rightarrow T_{emp\ y} = 0,729 \text{ s}$$

- **La période fondamentale empirique majorer  $1,3T_{emp}$  :**

D'après art 4.2.4.4 RPA99/V2003 :

Les valeurs de  $T_{emp}$ , calculées à partir des formules de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$1,3T_{emp\ x} = 1,3 \times 0,678 \Rightarrow T_{emp\ x} = 0,881 \text{ s}$$

$$1,3T_{emp\ y} = 1,3 \times 0,729 \Rightarrow T_{emp\ y} = 0,948 \text{ s}$$

**Alors :**

$$T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5\eta \left( T_2 / T_{emp\ x} \right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 2,5 \times 0,764 \times \left( \frac{0,4}{0,678} \right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 1,34 \\ D_y = 2,5\eta \left( T_2 / T_{emp\ y} \right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 2,5 \times 0,764 \times \left( \frac{0,4}{0,729} \right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 1,28 \end{cases}$$

➤ **Poids total de la structure(W) :**

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

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

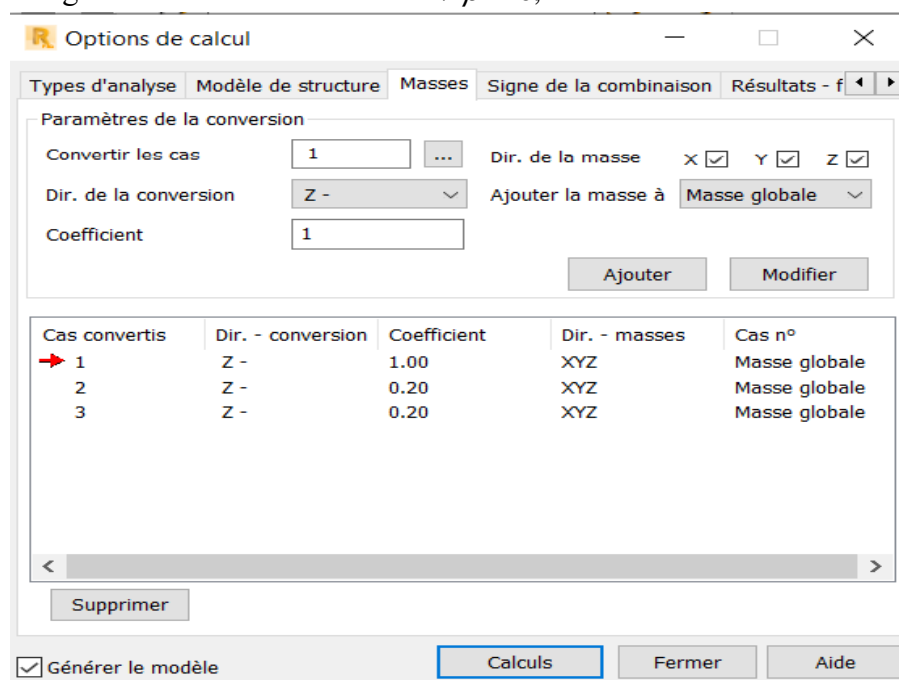
$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes

$W_{Qi}$  : charges d'exploitation

$\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 art 4.2.3 RPA99/V2003

Donc :

Le type d'ouvrage : Bâtiments d'habitation  $\rightarrow \beta = 0,2$



**Figure V-17:** addition de coefficient des charges

Le Poids total :  $W = 65294.6703 \text{ KN}$

Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
6529467.03	6529467.03
6529467.03	6529467.03

**Figure V-18:** Le Poids total de la structure

**La force sismique statique totale à la base de la structure :**

$$\begin{cases} V_x = \frac{0,10 \times 1,34 \times 1,2}{3,5} \times 65294.6703 \Rightarrow V_x = 3008.12 \text{ KN} \\ V_y = \frac{0,10 \times 1,28 \times 1,2}{3,5} \times 65294.6703 \Rightarrow V_y = 2865.06 \text{ KN} \end{cases}$$



V.7.2 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Tableau V.7: vérification de la résultante des forces sismiques

	Vérification	
Sens X-X	$E_x \geq 0,8V_x \Rightarrow 2306.31 \text{ KN} \geq 2406,50 \text{ KN}$	CNV
Sens Y-Y	$E_y \geq 0,8V_y \Rightarrow 2178.78 \text{ KN} \geq 2292,05 \text{ KN}$	CNV

Remarque :

Si  $E < 0,8V$  , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) par l'introduction de ce rapport dans notre modélisation :

$$\begin{cases} \frac{0,8V_x}{E_x} \Rightarrow \frac{0,8 \times 3008,12}{2306,31} = 1,05 \\ \frac{0,8V_y}{E_y} \Rightarrow \frac{0,8 \times 2865,06}{2178,78} = 1,06 \end{cases}$$

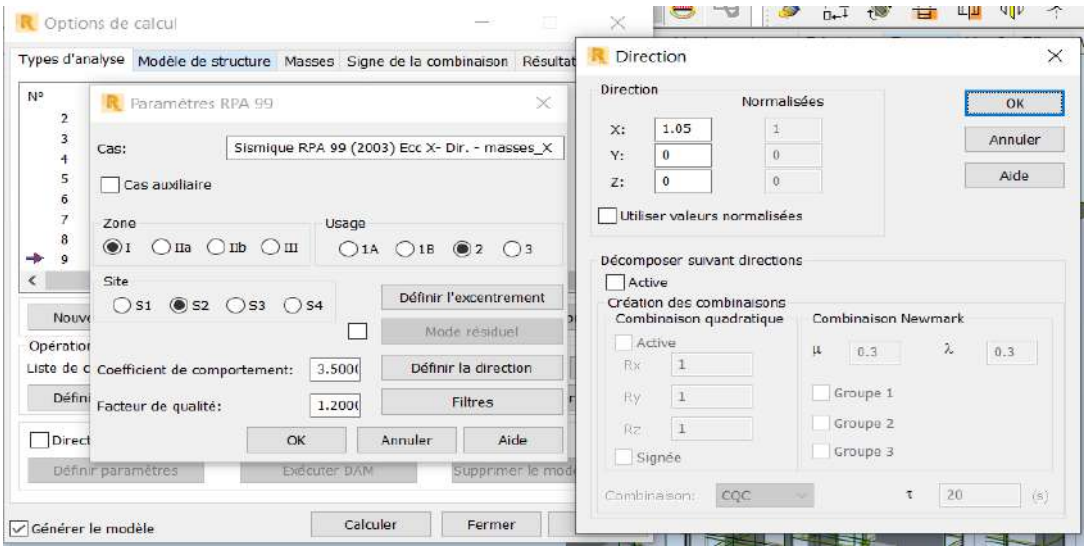


Figure V-19: Corrections le rapport  $\frac{0,8V}{E}$  suivant directions X

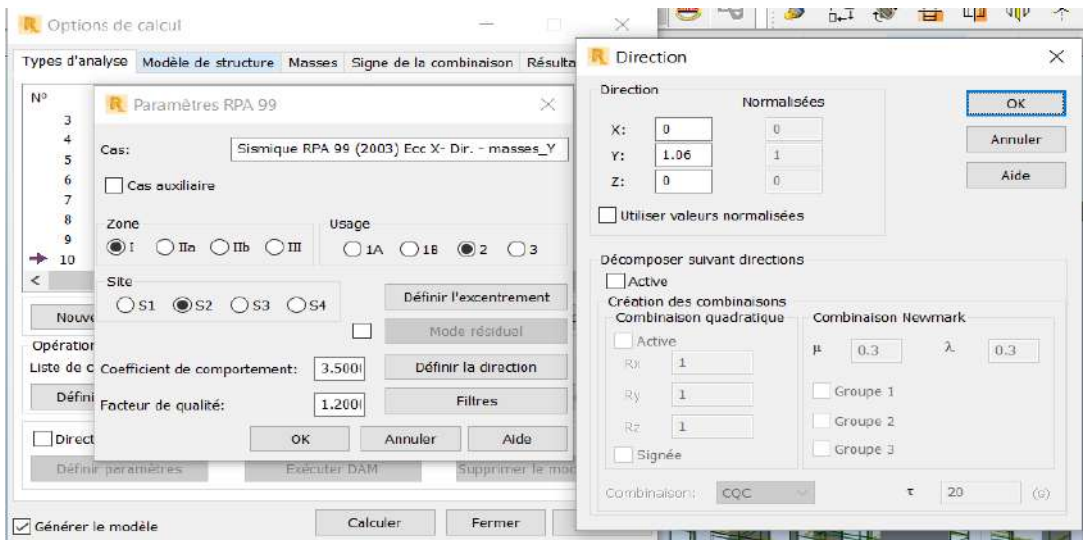


Figure V-20: Corrections le rapport  $\frac{0,8V}{E}$  suivant directions Y



**Tableau V.8:** Vérification finale de la résultante des forces sismiques

	Vérification	
<b>Sens X-X</b>	$E_x \geq 0,8V_x \Rightarrow 2421.58 \text{ KN} \geq 2406,50 \text{ KN}$	CV
<b>Sens Y-Y</b>	$E_y \geq 0,8V_y \Rightarrow 2309.36 \text{ KN} \geq 2292,05 \text{ KN}$	CV

**V.8 Vérification de l'effort normal réduit:**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante (l'Art 7.4.3.1 RPA99/v2003) :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

$B_c$  : est l'aire (section brute)

$f_{c28}$  : est la résistance caractéristique du béton ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ )

**Tableau V.9:** Vérification de l'effort normal réduit du poteau

$B_c (cm^2)$	$N_d (KN)$	vérification	
50×50	1675.71	$0,27 \leq 0,30$	CV
45×45	1232.77	$0,24 \leq 0,30$	CV
40×40	827.71	$0,21 \leq 0,30$	CV
35×35	450.72	$0,15 \leq 0,30$	CV

**V.9 Vérification des déplacements:**

D'après l'Art 4.4.3 RPA99/v2003:

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (O,x,y). Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :  $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$

Avec :

$\delta_k$  : Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

$R$  : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k - 1" est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

L'Art 5.10 RPA99/v2003 préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser le déplacement admissible qui est :  $\Delta_{k \text{ adm}} = 1\% \cdot h_e$

Avec :

$h_e$  : La hauteur libre de l'étage considéré

Il faut donc vérifier que :  $\Delta_k \leq \Delta_{k \text{ adm}}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.10:** Vérification des déplacements inter étages dans les deux sens (x, y)

Niveau	Sens (X)		Sens (Y)		$h_e (m)$	$\Delta_{k \text{ adm}} (cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{k \text{ adm}}$
	$\delta_k (cm)$	$\Delta_k (cm)$	$\delta_k (cm)$	$\Delta_k (cm)$			
<b>s-sol</b>	0,031	0,031	0,043	0,043	3,40	3,40	CV
<b>RDC</b>	0,208	0,176	0,240	0,197	3,06	3,06	CV
<b>1</b>	0,469	0,262	0,550	0,310	3,06	3,06	CV
<b>2</b>	0,799	0,330	0,940	0,390	3,06	3,06	CV
<b>3</b>	1,180	0,381	1,389	0,448	3,06	3,06	CV
<b>4</b>	1,595	0,415	1,875	0,486	3,06	3,06	CV
<b>5</b>	2,038	0,443	2,387	0,512	3,06	3,06	CV
<b>6</b>	2,493	0,455	2,909	0,522	3,06	3,06	CV
<b>7</b>	2,950	0,457	3,430	0,521	3,06	3,06	CV
<b>8</b>	3,407	0,457	3,945	0,514	3,06	3,06	CV
<b>9</b>	3,853	0,446	4,443	0,499	3,06	3,06	CV
<b>10</b>	4,285	0,432	4,920	0,476	3,06	3,06	CV
<b>cage</b>	4,600	0,315	5,326	0,406	3,20	3,20	CV

### V.10 Vérification au renversement :

#### Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (l'Art 4.2.5 RPA99/v2003) :

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée  $F_t$  au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :  $F_t = 0,07 \cdot T \cdot V$  où  $T$  est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas  $0,25 \cdot V$  et sera prise égale à 0 quand  $T$  est plus petite ou égale à 0,7 secondes. La partie restante de  $V$  soit  $(V - F_t)$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_t = \frac{(V - F_t)Wh_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

#### Distribution horizontale des forces sismiques :

D'après l'Art 4.2.6 RPA99/v2003 :

L'effort tranchant au niveau de l'étage  $k$  :  $V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$

#### Stabilité au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai suivantes (l'Art 4.4.1 RPA99/v2003).

Le moment de renversement admissible causé par l'action sismique est au plus égale à 2/3 le moment stabilisant, qui sera calculé en prenant le poids total de la structure.

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

**Tableau V.11:** Vérification au renversement selon X

Etage	$V_x(KN)$	$F_x(KN)$	$h(m)$	$W(KN)$	$X_G(m)$	$M_r(KN)$	$M_s(KN)$	Vérification
<b>s-sol</b>	2421,61	21,27	5,40	65294,70	12,40	114,86	809653,91	Condition vérifiée
<b>RDC</b>	2400,34	73,38	8,46			620,79		
<b>1</b>	2326,96	107,64	11,52			1240,01		
<b>2</b>	2219,32	121,06	14,58			1765,05		
<b>3</b>	2098,26	141,85	17,64			2502,23		
<b>4</b>	1956,41	160,52	20,70			3322,76		
<b>5</b>	1795,89	172,47	23,76			4097,89		
<b>6</b>	1623,42	195,00	26,82			5229,90		
<b>7</b>	1428,42	222,83	29,88			6658,16		
<b>8</b>	1205,59	259,63	32,94			8552,21		
<b>9</b>	945,96	345,09	36,00			12423,24		
<b>10</b>	600,87	546,29	39,06			21338,09		
<b>cage</b>	54,58	54,58	42,26			2306,55		
						$\Sigma = 70171,76$		

**Tableau V.12:** Vérification au renversement selon Y

Etage	$V_y (KN)$	$F_y (KN)$	$h(m)$	$W (KN)$	$X_G (m)$	$M_r (KN)$	$M_s (KN)$	Vérification
<b>s-sol</b>	2309,36	22,30	5,40	65294,70	10,60	120,42	692123,51	Condition vérifiée
<b>RDC</b>	2287,06	69,31	8,46			586,36		
<b>1</b>	2217,75	104,80	11,52			120,30		
<b>2</b>	2112,95	118,62	14,58			1729,48		
<b>3</b>	1994,33	138,03	17,64			2434,85		
<b>4</b>	185,30	154,27	20,70			3193,39		
<b>5</b>	1702,03	162,62	23,76			3863,85		
<b>6</b>	1539,41	181,92	26,82			4879,09		
<b>7</b>	1357,49	208,34	29,88			6225,20		
<b>8</b>	1149,15	244,01	32,94			8037,69		
<b>9</b>	905,14	327,34	36,00			11784,24		
<b>10</b>	577,80	527,74	39,06			20613,52		
<b>cage</b>	50,06	50,06	42,26			2115,54		
						$\Sigma = 66790,93$		

**V.11 Vérification de l'effet P-Delta :**

D'après l'Art 5.9 RPA99/v2003:

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

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Avec :

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k".

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau "k".

$h_k$  : hauteur de l'étage "k".

- Si  $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$ .
- Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.13:** Vérification à l'effet P- $\Delta$  sens X

Niveau	$P_k (KN)$	$\Delta_k (cm)$	$V_k (KN)$	$h_k (m)$	$\theta_k$	$\theta_k \leq 0,10$
s-sol	64032,20	0,031	2421,61	3,40	0,0024	CV
RDC	56328,98	0,176	2400,34	3,06	0,0135	CV
1	51024,05	0,262	2326,96	3,06	0,0188	CV
2	45776,75	0,330	2219,32	3,06	0,0222	CV
3	40650,09	0,381	2098,26	3,06	0,0241	CV
4	35523,43	0,415	1956,41	3,06	0,0246	CV
5	30448,34	0,443	1795,89	3,06	0,0245	CV
6	25481,18	0,455	1623,42	3,06	0,0233	CV
7	20514,03	0,457	1428,42	3,06	0,0214	CV
8	15592,38	0,457	1205,59	3,06	0,0193	CV
9	10765,96	0,446	945,96	3,06	0,0166	CV
10	5939,55	0,432	600,87	3,06	0,0140	CV
cage	341,83	0,315	54,58	3,20	0,0062	CV

**Tableau V.14:** Vérification à l'effet P- $\Delta$  sens Y

Niveau	$P_k (KN)$	$\Delta_k (cm)$	$V_k (KN)$	$h_k (m)$	$\theta_k$	$\theta_k \leq 0,10$
s-sol	64032,20	0,043	2309,36	3,40	0,0035	CV
RDC	56328,98	0,197	2287,06	3,06	0,0159	CV
1	51024,05	0,310	2217,75	3,06	0,0233	CV
2	45776,75	0,390	2112,95	3,06	0,0276	CV
3	40650,09	0,448	1994,33	3,06	0,0298	CV
4	35523,43	0,486	185,30	3,06	0,0304	CV
5	30448,34	0,512	1702,03	3,06	0,0299	CV
6	25481,18	0,522	1539,41	3,06	0,0282	CV
7	20514,03	0,521	1357,49	3,06	0,0257	CV
8	15592,38	0,514	1149,15	3,06	0,0228	CV
9	10765,96	0,499	905,14	3,06	0,0194	CV
10	5939,55	0,476	577,80	3,06	0,0160	CV
cage	341,83	0,406	50,06	3,20	0,0086	CV

**V.12 Conclusion :**

Les sections des éléments porteurs après modélisation sont données par les tableaux suivant :

- **Poutres :**

	<b>Poutres principales</b>	<b>Poutres secondaires</b>
Section ( $cm^2$ )	(30 × 40)	(30 × 35)

- **Poteaux :**

	Section ( $cm^2$ )
Sol à 1 <sup>er</sup> étage	(50 × 50)
2 <sup>ème</sup> étage à 4 <sup>ème</sup> étage	(45 × 45)
5 <sup>ème</sup> étage à 7 <sup>ème</sup> étage	(40 × 40)
8 <sup>ème</sup> étage à 10 <sup>ème</sup> étage	(35 × 35)

- **Voiles :**

	<b>Voiles du contreventement</b>	<b>Voiles périphériques</b>	<b>Voiles d'ascenseur</b>
L'épaisseur (cm)	20	20	20

# **CHAPITRE VI :**

## **Etude des éléments structuraux (porteurs)**

**VI.1 Introduction :**

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures ROBOT qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de Calcul.

**VI.2 Etude des Poteaux :****VI.2.1 Combinaison des charges :**

Situation durable (Selon le règlement BAEL91/99) :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

Situation accidentelle (Selon RPA99/V2003) :

$$\text{ACC} : \begin{matrix} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{matrix}$$

**VI.2.2 Les cas de sollicitations :**

Les armatures longitudinales sont déterminées sous trois cas de sollicitations suivantes :

**Cas 1 :** Effort normal maximal et le moment correspondant.

**Cas 2 :** Effort normal minimal et le moment correspondant.

**Cas 3 :** Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

**VI.2.3 Recommandations du RPA99/V2003 :****➤ Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

-  $A_{\min} = 0,7\%$  de la section de béton (en zone I).

-  $A_{\max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).

-  $A_{\max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement)

-  $\varnothing_{l \min} = 12 \text{ mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).

- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\varnothing_l$  (en zone I)

- La distance  $S_l$  entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone I).

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

- La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la Figure V-1.

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm} \right) \text{ Avec } b; h \text{ dimensions du poteau}$$

$$l' = 2h$$

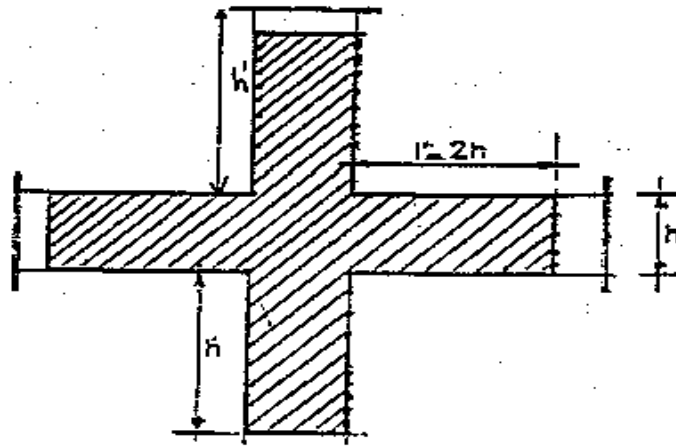


Figure VI-1: zone nodale

➤ **Armatures transversales :**

-Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$V_u$  : effort tranchant de calcul

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

Dans la zone nodale :  $S_t \leq \min(10\phi_l; 15cm)$

Dans la zone courante :  $S_t \leq 15\phi_l$

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

$\rho$  : un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile

$$\rho = 2,5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3,75 \text{ Si } \lambda_g < 5$$

Avec  $\lambda_g$  : l'élancement géométrique

-La quantité d'armatures transversales minimale

ale  $\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$  en % est donnée comme suit:

Si  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$

Si  $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$

Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5 \Rightarrow$  interpoler entre les valeurs limites précédentes

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau, et  $L_f$  longueur de flambement du poteau.



-Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\varnothing_{t \min}$

-Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\varnothing$  cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

#### VI.2.4 Sollicitations de calcul sur poteaux :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel Robot 2020 les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

**Tableau VI.1:** Résultat des cas de sollicitations

			Poteaux 50×50	Poteaux 45×45	Poteaux 40×40	Poteaux 35×35
<b>Cas 01</b>	ELU	$N_{Max} (KN)$	2212,30	1627,73	1099,70	603,18
		$M_y^{corr} (KN.m)$	1,08	1,08	2,09	2,39
		$M_z^{corr} (KN.m)$	-0,87	7,37	8,75	8,70
<b>Cas 02</b>	0,8G-EY	$N_{min} (KN)$	22,67	18,73	33,06	20,85
		$M_y^{corr} (KN.m)$	9,88	-1,57	10,09	-6,02
		$M_z^{corr} (KN.m)$	-16,34	-20,66	-19,22	-2,52
<b>Cas 03</b>	G+Q+EX	$M_{Max} (KN.m)$	-58,86	-80,57	-79,59	-65,09
		$N^{corr} (KN)$	934,99	571,72	298,22	135,89
		$M_z^{corr} (KN.m)$	2,21	3,05	3,41	7,12

#### VI.2.5 Vérification des contraintes de cisaillement :

➤ Suivant BAEL91/99 :

Pour des fissurations peu préjudiciables :  $\tau = \frac{T}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$

**Tableau VI.2:** Vérification des contraintes de cisaillement suivant BAEL91/99

Niveau	$T (KN)$	$b (m)$	$d (m)$	$\tau_{bu} (MPa)$	$\bar{\tau} (MPa)$	Vérification
S sol à 1 <sup>er</sup> étage	38,17	0,50	0,45	0,17	3,33	CV
2 <sup>ème</sup> étage à 4 <sup>ème</sup> étage	51,31	0,45	0,405	0,28	3,33	CV
5 <sup>ème</sup> étage à 7 <sup>ème</sup> étage	50,59	0,40	0,36	0,35	3,33	CV
8 <sup>ème</sup> étage à 10 <sup>ème</sup> étage	59,93	0,35	0,315	0,54	3,33	CV

➤ **Suivant RPA99/V2003 :**

D'après art 7.4.3.2 RPA99/V2003 :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu} = \frac{T}{b.d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$ 

Avec :

$$\rho_d = 0,075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \text{ Si } \lambda_g < 5$$

**Tableau VI.3:** Vérification des contraintes de cisaillement suivant RPA99/V2003

Niveau	$T(KN)$	$b(m)$	$d(m)$	$\rho_d$	$\tau_{bu}(MPa)$	$\bar{\tau}_{bu}(MPa)$	Vérification
Sol à 1 <sup>ère</sup> étage	38,17	0,50	0,45	0,040	0,17	1	CV
2 <sup>ème</sup> étage à 4 <sup>ème</sup> étage	51,31	0,45	0,405	0,040	0,28	1	CV
5 <sup>ème</sup> étage à 7 <sup>ème</sup> étage	50,59	0,40	0,36	0,040	0,35	1	CV
8 <sup>ème</sup> étage à 10 <sup>ème</sup> étage	59,93	0,35	0,315	0,040	0,54	1	CV

**VI.2.6 Calcul du ferrailage:**

Le ferrailage des poteaux sera illustré à travers un exemple de calcul détaillé, tandis que les résultats des calculs pour les autres poteaux seront résumés dans un tableau.

**VI.2.6.1 Exemple de calcul:**Nous exposerons un exemple de calcul pour le poteau  $(50 \times 50) \text{ cm}^2$ , ce dernier sera calculé en flexion composée➤ **Les armatures longitudinales:**• **Cas 01 :**

$$N_{Max} = 2212,30 \text{ KN}$$

$$M^{corr} = 1,08 \text{ KN.m}$$

L'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_0 = \frac{1,08}{2212,30} \Rightarrow e_0 = 0,00049 \text{ m}$$

L'excentricité additionnelle :

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} \Rightarrow e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right\} \Rightarrow e_a = 0,02 \text{ m}$$

L'excentricité de 1<sup>ère</sup> ordre :

$$e_1 = e_0 + e_a \Rightarrow e_1 = 0,00049 + 0,02 \Rightarrow e_1 = 0,02049 \text{ m}$$

L'excentricité de 2<sup>ème</sup> ordre :

Vérification Elancement géométrique :  $\frac{L_f}{h} \leq \text{Max}\left(15; \frac{20e_1}{h}\right)$

$L_f$  : Longueur de flambement

$$L_f = 0,7L_0 \Rightarrow L_f = 0,7 \times 3,06 \Rightarrow L_f = 2,142 \text{ m}$$

$$\frac{2,142}{0,5} \leq \text{Max}\left(15; \frac{20 \times 0,02049}{0,50}\right) \Rightarrow 4,28 \leq 15 \dots \dots \dots CV$$

Calcul en flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second ordre forfaitairement.

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \varnothing)$$

$\alpha$  : Le rapport du moment premier ordre

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}}\right) \Rightarrow \alpha = 10 \left(1 - \frac{1,08}{1,5 \times 0,82}\right) \Rightarrow \alpha = 1,22$$

$\varnothing$  : Le rapport de la déformation finale

$$\varnothing = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0,5} (2 + (1,22 \times 2)) \Rightarrow e_2 = 0,012 \text{ m}$$

**Excentricité total :**

$$e = e_1 + e_2 \Rightarrow e = 0,02049 + 0,012 \Rightarrow e = 0,032 \text{ m}$$

**Calcul du moment Fictif :**

$$M_F = N_u \left(e + \left(d - \frac{h}{2}\right)\right) \Rightarrow M_F = 2212,30 \left(0,032 + \left(0,45 - \frac{0,50}{2}\right)\right) \Rightarrow M_F = 513,25 \text{ KN.m}$$

**Le moment réduit :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_F}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{513,25 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,50 \times 0,45^2} = 0,358$$

$$\mu_{bc} = 0,8 \frac{h}{d} \left(1 - 0,4 \frac{h}{d}\right) \Rightarrow \mu_{bc} = 0,493$$

$$\mu_{bu} = 0,358 \leq \mu_{bc} = 0,493$$

La section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera fait en flexion simple.  
En flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_F}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{513,25 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,50 \times 0,45^2} = 0,358$$

$$\mu_{bu} = 0,358 < \mu_l = 0,392 \text{ (FeE400)}$$

$$\text{Il n'y a pas d'armatures comprimées } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,583$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,345 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0,358 > \mu_{AB} = 0,186$$

pivot B

$$\xi_{st} = \xi_{bc} \left( \frac{1-\alpha}{\alpha} \right) \Rightarrow \xi_{st} = 3,5\% \left( \frac{1-0,583}{0,583} \right) \Rightarrow \xi_{st} = 2,50\%$$

$$\xi_{st} = 2,50\% > \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E} = 1,66\%$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \frac{400}{1,15} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_F}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \Rightarrow A_{st} = \frac{513,25 \times 10^{-3}}{347,83 \times 0,345} \times 10^4 \Rightarrow A_{st} = 42,77 \text{ cm}^2$$

En flexion compose :

$$A_{Fc} = A_{st} - \frac{N_u}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow A_{Fc} = 42,77 - \frac{2212,30 \times 10^{-3}}{347,83} \times 10^4 \Rightarrow A_{Fc} = -20,83 \text{ cm}^2$$

• **Cas 02 :**

$$N_{Max} = 22,67 \text{ KN}$$

$$M^{corr} = 16,34 \text{ KN.m}$$

L'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_0 = \frac{16,34}{22,67} \Rightarrow e_0 = 0,72 \text{ m}$$

L'excentricité additionnelle :

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} \Rightarrow e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right\} \Rightarrow e_a = 0,02 \text{ m}$$

L'excentricité de 1<sup>er</sup> ordre :

$$e_1 = e_0 + e_a \Rightarrow e_1 = 0,72 + 0,02 \Rightarrow e_1 = 0,74 \text{ m}$$

L'excentricité de 2<sup>ème</sup> ordre :

$$\text{Vérification Elancement géométrique : } \frac{L_f}{h} \leq \text{Max} \left( 15 ; \frac{20e_1}{h} \right)$$

$L_f$  : Longueur de flambement

$$L_f = 0,7L_0 \Rightarrow L_f = 0,7 \times 3,06 \Rightarrow L_f = 2,142 \text{ m}$$

$$\frac{2,142}{0,5} \leq \text{Max} \left( 15 ; \frac{20 \times 0,74}{0,50} \right) \Rightarrow 4,28 \leq 29,60 \dots \dots \dots CV$$

Calcul en flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second ordre forfaitairement.

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \emptyset)$$

$\alpha$  : Le rapport du moment premier ordre

$$\alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right) \Rightarrow \alpha = 10 \left( 1 - \frac{1,08}{1,5 \times 0,82} \right) \Rightarrow \alpha = 1,22$$

$\emptyset$  : Le rapport de la déformation finale

$$\emptyset = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0,5} (2 + (1,22 \times 2)) \Rightarrow e_2 = 0,012 \text{ m}$$

**Excentricité total :**

$$e = e_1 + e_2 \Rightarrow e = 0,74 + 0,012 \Rightarrow e = 0,752 \text{ m}$$

**Calcul du moment Fictif :**

$$M_F = N_u \left( e + \left( d - \frac{h}{2} \right) \right) \Rightarrow M_F = 22,67 \left( 0,752 + \left( 0,45 - \frac{0,50}{2} \right) \right) \Rightarrow M_F = 21,58 \text{ KN.m}$$

**Le moment réduit :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_F}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{21,58 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,50 \times 0,45^2} = 0,012$$

$$\mu_{bc} = 0,8 \frac{h}{d} \left( 1 - 0,4 \frac{h}{d} \right) \Rightarrow \mu_{bc} = 0,493$$

$$\mu_{bu} = 0,012 \leq \mu_{bc} = 0,493$$

La section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera fait en flexion simple.

En flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_F}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{21,58 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,50 \times 0,45^2} = 0,012$$

$$\mu_{bu} = 0,012 < \mu_l = 0,392 \text{ (FeE400)}$$

$$\text{Il n'y a pas d'armatures comprimées } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,015$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,447 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0,012 < \mu_{AB} = 0,186$$

pivot A

$$\xi_{st} = 10\text{‰}$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_F}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \Rightarrow A_{st} = \frac{21,58 \times 10^{-3}}{400 \times 0,447} \times 10^4 \Rightarrow A_{st} = 1,21 \text{ cm}^2$$

En flexion compose :

$$A_{Fc} = A_{st} - \frac{N_u}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow A_{Fc} = 1,21 - \frac{22,67 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 \Rightarrow A_{Fc} = 0,64 \text{ cm}^2$$

• **Cas 03 :**

$$N^{corr} = 934,99 \text{ KN}$$

$$M_{Max} = 58,86 \text{ KN.m}$$

L'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_0 = \frac{58,86}{934,99} \Rightarrow e_0 = 0,063 \text{ m}$$

L'excentricité additionnelle :

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} \Rightarrow e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right\} \Rightarrow e_a = 0,02 \text{ m}$$

L'excentricité de 1<sup>er</sup> ordre :

$$e_1 = e_0 + e_a \Rightarrow e_1 = 0,063 + 0,02 \Rightarrow e_1 = 0,083 \text{ m}$$

L'excentricité de 2<sup>ème</sup> ordre :

$$\text{Vérification Elancement géométrique : } \frac{L_f}{h} \leq \text{Max} \left( 15 ; \frac{20e_1}{h} \right)$$

$L_f$  : Longueur de flambement

$$L_f = 0,7L_0 \Rightarrow L_f = 0,7 \times 3,06 \Rightarrow L_f = 2,142 \text{ m}$$

$$\frac{2,142}{0,5} \leq \text{Max} \left( 15 ; \frac{20 \times 0,083}{0,50} \right) \Rightarrow 4,28 \leq 15 \dots\dots\dots CV$$

Calcul en flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second ordre forfaitairement.

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset)$$

$\alpha$  : Le rapport du moment premier ordre

$$\alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right) \Rightarrow \alpha = 10 \left( 1 - \frac{1,08}{1,5 \times 0,82} \right) \Rightarrow \alpha = 1,22$$

$\emptyset$  : Le rapport de la déformation finale

$$\emptyset = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0,5} (2 + (1,22 \times 2)) \Rightarrow e_2 = 0,012 \text{ m}$$

**Excentricité total :**

$$e = e_1 + e_2 \Rightarrow e = 0,083 + 0,012 \Rightarrow e = 0,095 \text{ m}$$

**Calcul du moment Fictif :**

$$M_F = N_u \left( e + \left( d - \frac{h}{2} \right) \right) \Rightarrow M_F = 934,99 \left( 0,095 + \left( 0,45 - \frac{0,50}{2} \right) \right) \Rightarrow M_F = 275,82 \text{ KN.m}$$

**Le moment réduit :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_F}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{275,82 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,50 \times 0,45^2} = 0,147$$

$$\mu_{bc} = 0,8 \frac{h}{d} \left( 1 - 0,4 \frac{h}{d} \right) \Rightarrow \mu_{bc} = 0,493$$

$$\mu_{bu} = 0,147 \leq \mu_{bc} = 0,493$$

La section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera fait en flexion simple.

En flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_F}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{275,82 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,50 \times 0,45^2} = 0,147$$

$$\mu_{bu} = 0,147 < \mu_l = 0,392 \text{ (FeE400)}$$

Il n'y a pas d'armatures comprimées  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,200$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,414 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0,147 < \mu_{AB} = 0,186$$

pivot A

$$\xi_{st} = 10\%$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_F}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \Rightarrow A_{st} = \frac{275,82 \times 10^{-3}}{400 \times 0,414} \times 10^4 \Rightarrow A_{st} = 16,66 \text{ cm}^2$$

En flexion compose :

$$A_{Fc} = A_{st} - \frac{N_u}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow A_{Fc} = 16,66 - \frac{934,99 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 \Rightarrow A_{Fc} = -6,72 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

**Suivant RPA99/V2003 :**

$$A_{\min}^{RPA} = 0,7\% \cdot b \cdot h \Rightarrow A_{\min}^{RPA} = 0,7\% \times 50 \times 50 \Rightarrow A_{\min}^{RPA} = 17,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{en zone courante } A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h \Rightarrow A_{\max} = 4\% \times 50 \times 50 \Rightarrow A_{\max} = 100 \text{ cm}^2$$

$$\text{en zone de recouvrement } A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h \Rightarrow A_{\max} = 6\% \times 50 \times 50 \Rightarrow A_{\max} = 150 \text{ cm}^2$$

**Suivant BAEL91/99 :**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \frac{e_0 - 0,45d}{e_0 - 0,185d} \Rightarrow A_{\min}^{BAEL} = 0,23 \frac{2,1}{400} \times 50 \times 45 \times \frac{0,05 - 0,45 \times 45}{0,05 - 0,185 \times 45} \Rightarrow A_{\min}^{BAEL} = 6,63 \text{ cm}^2$$

## ➤ Les armatures transversales :

L'élancement géométrique du poteau  $\lambda_g$  :

$$\lambda_g = \frac{0,7 \times 3,06}{0,50} \Rightarrow \lambda_g = 4,28$$

Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile  $\rho$  :

Si  $\lambda_g = 4,28 < 5$  donc  $\rho = 3,75$

Espacement des armatures transversales  $S_t$  :

Dans la zone nodale :  $S_t \leq \min(10 \times 1,4 ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante :  $S_t \leq 15 \times 1,4 \Rightarrow S_t \leq 21 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 12 \text{ cm}$

Les armatures transversales des poteaux :

Dans la zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \cdot S_t \Rightarrow A_t = \frac{3,75 \times 38,17 \times 10^{-3}}{0,50 \times 400} \times 0,10 \times 10^4 \Rightarrow A_t = 0,71 \text{ cm}^2$$

Dans la zone courante :

$$A_t = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \cdot S_t \Rightarrow A_t = \frac{3,75 \times 38,17 \times 10^{-3}}{0,50 \times 400} \times 0,12 \times 10^4 \Rightarrow A_t = 0,86 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimale  $A_{t \min}$  :

Si  $3 \leq \lambda_g = 4,28 \leq 5 \Rightarrow 0,48\%$

Dans la zone nodale :

$$\frac{A_{t \min}}{S_t \cdot b_1} \geq 0,48\% \Rightarrow A_{t \min} = 0,48\% \cdot S_t \cdot b_1 \Rightarrow A_{t \min} = 0,48\% \times 10 \times 50 \Rightarrow A_{t \min} = 2,40 \text{ cm}^2$$

Dans la zone courante :

$$\frac{A_{t \min}}{S_t \cdot b_1} \geq 0,48\% \Rightarrow A_{t \min} = 0,48\% \cdot S_t \cdot b_1 \Rightarrow A_{t \min} = 0,48\% \times 12 \times 50 \Rightarrow A_{t \min} = 2,88 \text{ cm}^2$$

**VI.2.6.2 Les résultats des ferraillements :**

Les résultats des ferraillements adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.4:** Les résultats des ferraillements longitudinaux retenus pour les poteaux

	Combinaisons	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min}^{RPA} (cm^2)$	$A_{min}^{BAEL} (cm^2)$	$A_{choix} (cm^2)$	Choix des barres
$S$ sol à 1 <sup>er</sup> étage	Cas 01	-20,83	17,50	6,63	17,50	12HA16 $A = 24,13 \text{ cm}^2$
	Cas 02	0,64				
	Cas 03	-6,72				
2 <sup>ème</sup> étage à 4 <sup>ème</sup> étage	Cas 01	-15,61	14,18	5,38	14,18	8HA16 $A = 16,08 \text{ cm}^2$
	Cas 02	1,06				
	Cas 03	-0,73				
5 <sup>ème</sup> étage à 7 <sup>ème</sup> étage	Cas 01	-9,84	11,20	4,31	11,20	4HA16 +4HA14 $A = 14,20 \text{ cm}^2$
	Cas 02	0,98				
	Cas 03	2,89				
8 <sup>ème</sup> étage à 10 <sup>ème</sup> étage	Cas 01	-5,22	8,58	3,39	8,58	4HA14 +4HA12 $A = 10,68 \text{ cm}^2$
	Cas 02	0,25				
	Cas 03	4,24				



**Tableau VI.5:** Les résultats des ferrillages transversaux retenus pour les poteaux

Niveau	S sol à 1 <sup>er</sup> etage	2 <sup>ème</sup> etage à 4 <sup>ème</sup> etage	5 <sup>ème</sup> etage à 7 <sup>ème</sup> etage	8 <sup>ème</sup> etage à 10 <sup>ème</sup> etage
Section (cm <sup>2</sup> )	50×50	45×45	40×40	35×35
Øl <sub>min</sub> (cm)	1,60	1,40	1,40	1,40
λ <sub>g</sub>	4,28	4,76	5,36	6,12
ρ <sub>a</sub>	3,75	3,75	2,50	2,50
T <sub>u</sub> (KN)	38,17	51,31	50,59	59,93
zone nodale S <sub>t</sub> (cm)	12	12	12	12
zone courante S <sub>t</sub> (cm)	15	15	15	15
zone nodale A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	0,71	1,28	0,95	1,28
zone courante A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	0,86	1,60	1,19	1,61
zone nodale A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	2,40	1,94	1,44	1,26
zone courante A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	2,88	2,43	1,80	1,56
Nombre des cadres	4Ø10	4Ø10	4Ø8	4Ø8
A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	3,14	3,14	2,01	2,01

**VI.2.7 Vérification à L'ELS :****➤ Vérification de la contrainte de compression de béton :**

La distance y :

$$b \cdot y^2 + [30(A_{st} + A_{sc})]y - [30(d \cdot A_{st} + d' \cdot A_{sc})] = 0$$

$$50y^2 + [30(24,13 + 0)]y - [30(45 \times 24,13 + 4 \times 0)] = 0$$

$$y = 19,29 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_{st}(d - y)^2 + A_{sc}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{50 \times 19,29^3}{3} + 15[24,13(45 - 19,29)^2 + 0(19,29 - 4)^2]$$

$$I = 381152,97 \text{ cm}^4$$

La contrainte :

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

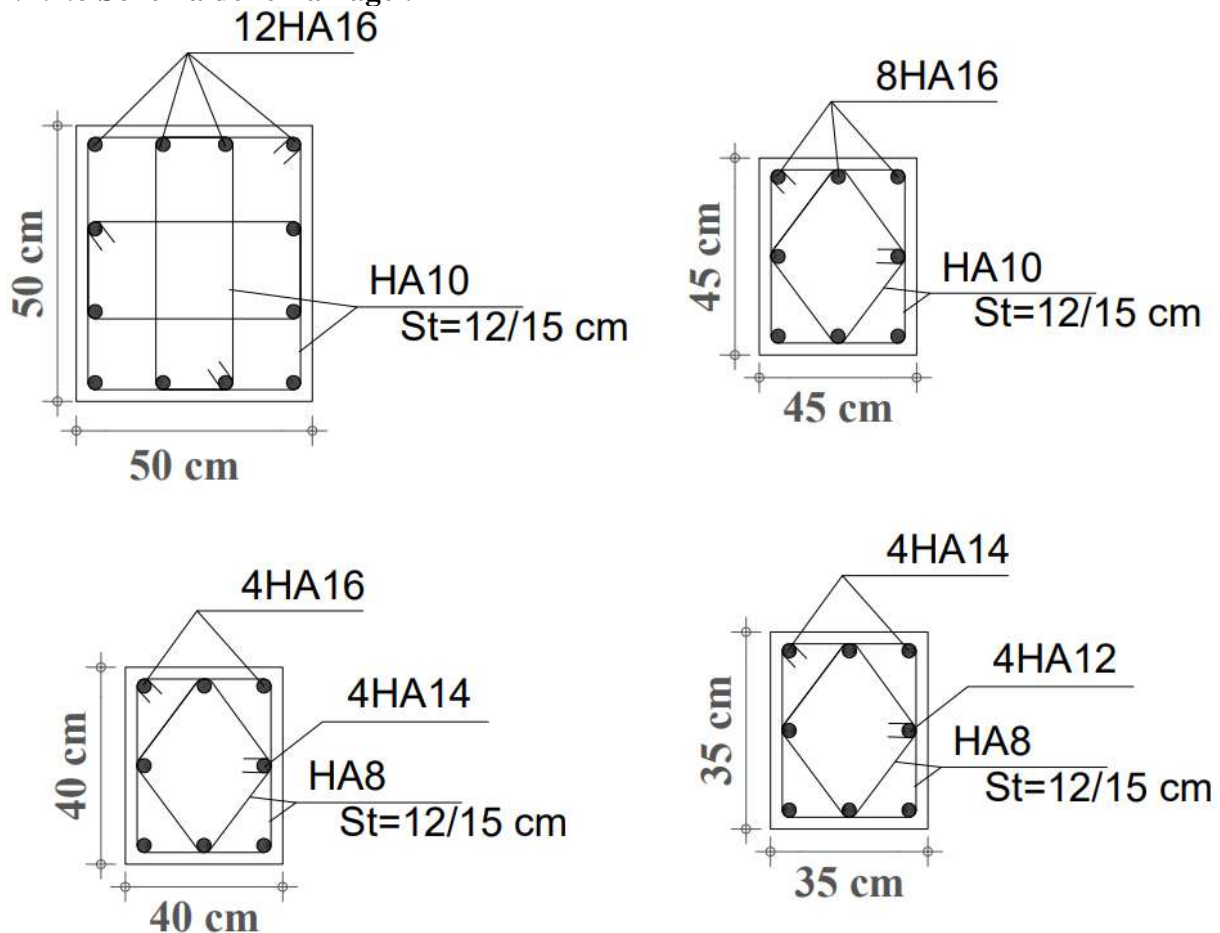
$$\sigma_{bc} = \frac{26,46 \times 10^{-3}}{381152,79 \times 10^{-8}} \times 19,29 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 1,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**Tableau VI.6:** Vérification de la contrainte de compression de béton

	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	Vérification
S sol à 1 <sup>er</sup> étage	19,29	381152,79	1,34	15	CV
2 <sup>ème</sup> étage à 4 <sup>ème</sup> étage	16,15	206197,16	3,07	15	CV
5 <sup>ème</sup> étage à 7 <sup>ème</sup> étage	14,97	138932,11	4,88	15	CV
8 <sup>ème</sup> étage à 10 <sup>ème</sup> étage	13,01	80460,05	7,07	15	CV

#### VI.2.8 Schéma de ferrailage :



**Figure VI-2:** Schémas de ferrailage des poteaux

**VI.3 Etude des poutres :****VI.3.1 Combinaison des charges :**

Situation durable (Selon le règlement BAEL91/99) :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

Situation accidentelle (Selon RPA99/V2003) :

$$\text{ACC: } G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

**VI.3.2 Recommandations du RPA99/V2003 :****➤ Armatures longitudinales :**

- $A_{\min} = 0,5\%$  de la section de béton (en zone I).
  - $A_{\max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
  - $A_{\max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement)
  - $\varnothing_{l \min} = 12 \text{ mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\varnothing_l$  (en zone I)
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure 7.5 avec des crochets à  $90^\circ$ . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés). Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées (voir détail Figure V-3) Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

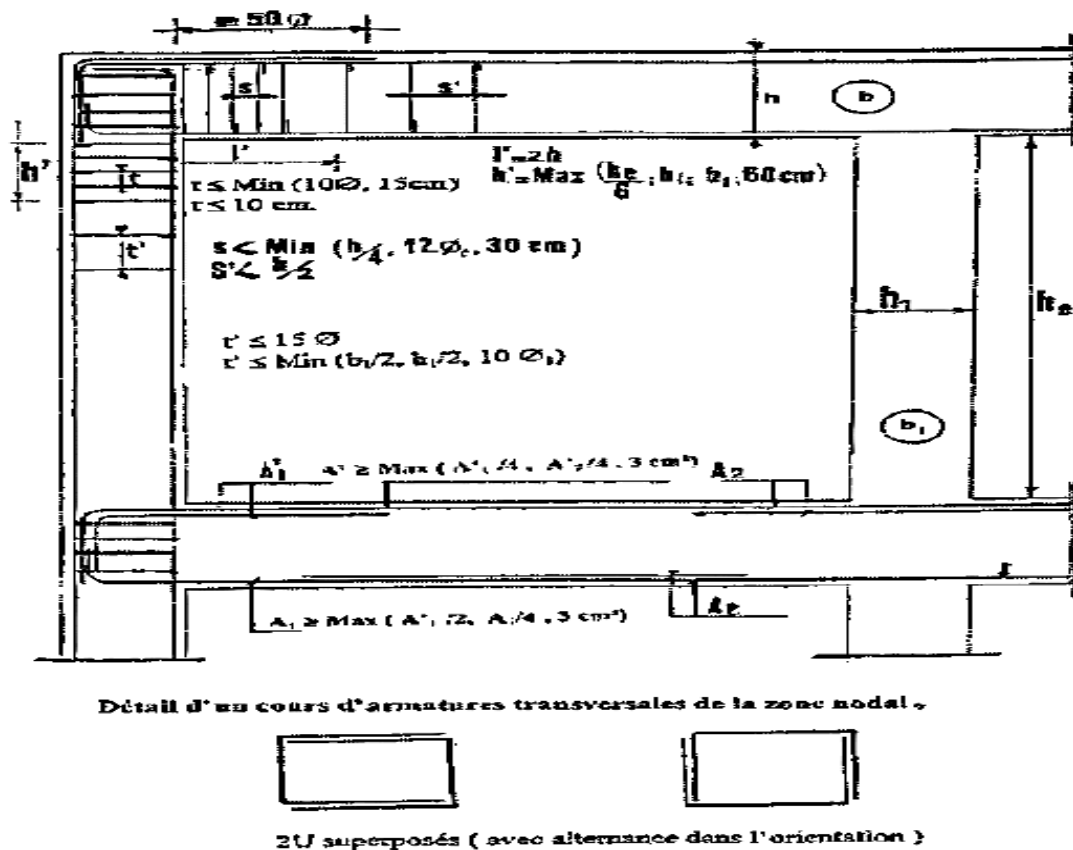


Figure VI-3 : Dispositions constructives des portiques

#### ➤ Armatures transversales :

-La quantité d'armatures transversales minimales :  $A_t = 0,3\%.S_t.b$

Avec :

$b$  : la petite dimension de la poutre.

$S_t$  : l'espacement des armatures transversales.

$$\text{Dans la zone nodale : } S_t \leq \min\left(12\phi_l; \frac{h}{4}\right)$$

$$\text{Dans la zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

-La valeur du diamètre  $\phi$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

-Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**VI.3.3 Sollicitations de calcul sur les poutres :**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel Robot 2020 les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

**Tableau VI.7:** sollicitation de calcul des poutres

	Moment en appuis (KN.m)			Moment en travée (KN.m)			Effort tranchant (KN)
	$M_a^u$	$M_a^{ser}$	$M_a^{Acc}$	$M_t^u$	$M_t^{ser}$	$M_t^{Acc}$	$T$
Poutre principale (30×40)cm <sup>2</sup>	-99,90	-72,91	-96,81	37,95	27,71	-48,40	135,82
			60,08			30,04	
Poutre secondaire (30×35)cm <sup>2</sup>	-63,62	-46,39	-82,66	25,42	18,40	-41,33	60,17
			74,88			37,44	

**VI.3.4 Vérification des contraintes de cisaillement :**➤ **Les Poutres Principales :**

Pour des fissurations peu préjudiciables :

$$\tau = \frac{T_{pp}}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

$$\tau = \frac{135,82 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5MPa\right)$$

$$\tau = 1,26MPa \leq \bar{\tau} = 3,33MPa \dots\dots\dots CV$$

➤ **Les Poutres secondaires :**

Pour des fissurations peu préjudiciables :

$$\tau = \frac{T_{ps}}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

$$\tau = \frac{60,17 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5MPa\right)$$

$$\tau = 0,64MPa \leq \bar{\tau} = 3,33MPa \dots\dots\dots CV$$

**VI.3.5 Calcul du ferrailage:**

Le ferrailage des poutres sera illustré à travers un exemple de calcul détaillé, tandis que les résultats des calculs pour les autres poutres seront résumés dans un tableau.

**Exemple de calcul:**

Nous exposerons un exemple de calcul pour la poutre principale  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ , ce dernier sera calculé en flexion simple

**ELU:**➤ **Calcul des armatures longitudinales :**• **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{37,95 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,3 \times 0,36^2} = 0,069$$

$$\mu_{bu} = 0,069 < \mu_l = 0,392 \text{ Il n'y a pas d'armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,089$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,347 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0,069 < \mu_{AB} = 0,186$$

pivot A

$$\xi_{st} = 10\%$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} = 3,14 \text{ cm}^2$$

• **En appuis:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{99,90 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,3 \times 0,36^2} = 0,181$$

$$\mu_{bu} = 0,181 < \mu_l = 0,392 \text{ Il n'y a pas d'armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,252$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,324 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0,181 < \mu_{AB} = 0,186$$

pivot A

$$\xi_{st} = 10\%$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} = 8,86 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :****Suivant RPA99/V2003 :**

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% \cdot b \cdot h \Rightarrow A_{\min}^{RPA} = 0,5\% \times 30 \times 40 \Rightarrow A_{\min}^{RPA} = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{en zone courante } A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h \Rightarrow A_{\max} = 4\% \times 30 \times 40 \Rightarrow A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{en zone de recouvrement } A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h \Rightarrow A_{\max} = 6\% \times 30 \times 40 \Rightarrow A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$$

Suivant BAEL91/99 :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.8: Les résultats de calcul des sections

		$A_{cal}^{ELU} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{cal}^{Acc} \text{ (cm}^2\text{)}$		$A_{\min}^{RPA} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min}^{BAEL} \text{ (cm}^2\text{)}$
Poutre principale (30×40) cm <sup>2</sup>	travée	3,14	Sup	3,47	6	1,30
			Inf	2,67		
	appuis	8,86	Sup	7,18	6	1,30
			Inf	5,50		
Poutre secondaire (30×35) cm <sup>2</sup>	travée	2,39	Sup	3,41	5,25	1,14
			Inf	2,45		
	appuis	6,25	Sup	7,11	5,25	1,14
			Inf	5,06		

Tableau VI.9: Les résultats des ferrillages longitudinaux des poutres

			Choix des barres	$A_{adopt} \text{ (cm}^2\text{)}$
Poutre principale (30×40) cm <sup>2</sup>	travée	Sup	3HA14 filent	4,62
		Inf	3HA14 filent +2HA12 filent	6,88
	appuis	Sup	3HA14 filent +3HA12 chapeaux	8,01
		Inf	3HA14 filent +2HA12 filent	6,88
Poutre secondaire (30×35) cm <sup>2</sup>	travée	Sup	3HA14 filent	4,62
		Inf	3HA14 filent	4,62
	appuis	Sup	3HA14 filent +3HA12 chapeaux	8,01
		Inf	3HA14 filent +2HA12 chapeaux	6,88

➤ Calcul des armatures transversales :

• Les Poutres Principales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_{t\min}\right) \Rightarrow \varnothing_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 14\right) \Rightarrow \varnothing_t \leq 11,43 \text{ mm}$$

On optera pour un cadre et un étrier en :  $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

Donc :  $4\varnothing 8 \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

Suivent BAEL :

Espacement minimal :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(32,40; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 32,40 \text{ cm}$$

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

Suivent RPA99 :

La zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varnothing_{l_{\min}}\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,4\right) \Rightarrow S_t \leq 10 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

**Remarque :** Le premier cadre doit être disposées à 5 cm du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

**Vérification Diamètre des armatures transversales :**

**La zone nodale :**

Suivent BAEL :

$$\text{section minimal : } A_t \geq \frac{S_t \cdot 0,4b}{f_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{10 \times 0,4 \times 30}{235} \Rightarrow A_t \geq 0,51 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,51 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Suivent RPA99 :

$$\text{section minimal : } A_{t_{\min}}^{RPA} = 0,3\% \cdot S_t \cdot b \Rightarrow A_{t_{\min}}^{RPA} = 0,3\% \times 10 \times 30 \Rightarrow A_{t_{\min}}^{RPA} = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{t_{\min}}^{RPA} = 0,9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

**La zone courante :**

Suivent BAEL :

$$\text{section minimal : } A_t \geq \frac{S_t \cdot 0,4b}{f_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{15 \times 0,4 \times 30}{235} \Rightarrow A_t \geq 0,77 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,77 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Suivent RPA99 :

$$\text{section minimal : } A_{t_{\min}}^{RPA} = 0,3\% \cdot S_t \cdot b \Rightarrow A_{t_{\min}}^{RPA} = 0,3\% \times 15 \times 30 \Rightarrow A_{t_{\min}}^{RPA} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{t_{\min}}^{RPA} = 1,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

#### • Les Poutres secondaires :

**Diamètre des armatures transversales :**

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_{l_{\min}}\right) \Rightarrow \varnothing_t \leq \min\left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 14\right) \Rightarrow \varnothing_t \leq 10 \text{ mm}$$

On optera pour un cadre et un étrier en :  $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

Donc :  $4\varnothing 8 \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

**Espacement des armatures transversales :**

Suivent BAEL :

Espacement minimal :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(28,35; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 28,35 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$



Suivent RPA99 :

La zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l_{\min}}\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,4\right) \Rightarrow S_t \leq 8,75 \text{ cm}$$

$$S_t = 8 \text{ cm}$$

**Remarque :** Le premier cadre doit être disposées à 5 cm du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \Rightarrow S_t \leq 17,50 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

**Vérification Diamètre des armatures transversales :**

**La zone nodale :**

Suivent BAEL :

$$\text{section minimal : } A_t \geq \frac{S_t \cdot 0,4b}{f_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{8 \times 0,4 \times 30}{235} \Rightarrow A_t \geq 0,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Suivent RPA99 :

$$\text{section minimal : } A_{t \min}^{RPA} = 0,3\% \cdot S_t \cdot b \Rightarrow A_{t \min}^{RPA} = 0,3\% \times 8 \times 30 \Rightarrow A_{t \min}^{RPA} = 0,72 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{t \min}^{RPA} = 0,72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

**La zone courante :**

Suivent BAEL :

$$\text{section minimal : } A_t \geq \frac{S_t \cdot 0,4b}{f_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{15 \times 0,4 \times 30}{235} \Rightarrow A_t \geq 0,77 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,77 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Suivent RPA99 :

$$\text{section minimal : } A_{t \min}^{RPA} = 0,3\% \cdot S_t \cdot b \Rightarrow A_{t \min}^{RPA} = 0,3\% \times 15 \times 30 \Rightarrow A_{t \min}^{RPA} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{t \min}^{RPA} = 1,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

### VI.3.6 Vérification à L'ELS :

➤ **Vérification de la contrainte de compression de béton :**

#### • Les Poutres Principales :

**En appuis:**

La distance y :

$$b \cdot y^2 + [30(A_{st} + A_{sc})]y - [30(d \cdot A_{st} + d' \cdot A_{sc})] = 0$$

$$30y^2 + [30(8,01 + 6,88)]y - [30(36 \times 8,01 + 4 \times 6,88)] = 0$$

$$y = 11,82 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_{st}(d - y)^2 + A_{sc}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{30 \times 11,82^3}{3} + 15[8,01(36 - 11,82)^2 + 6,88(11,82 - 4)^2]$$

$$I = 93073,32 \text{ cm}^4$$

La contrainte :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{72,91 \times 10^{-3}}{93073,32 \times 10^{-8}} \times 11,82 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 0,93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**En travée :**

La distance y :

$$b \cdot y^2 + [30(A_{st} + A_{sc})]y - [30(d \cdot A_{st} + d' \cdot A_{sc})] = 0$$

$$30y^2 + [30(6,88 + 4,62)]y - [30(36 \times 6,88 + 4 \times 4,62)] = 0$$

$$y = 11,55 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_{st}(d - y)^2 + A_{sc}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{30 \times 11,55^3}{3} + 15[6,88(36 - 11,55)^2 + 4,62(11,55 - 4)^2]$$

$$I = 81051,48 \text{ cm}^4$$

La contrainte :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{27,71 \times 10^{-3}}{81051,48 \times 10^{-8}} \times 11,55 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 3,95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

• **Les Poutres secondaires :**

**En appuis:**

La distance y :

$$b \cdot y^2 + [30(A_{st} + A_{sc})]y - [30(d \cdot A_{st} + d' \cdot A_{sc})] = 0$$

$$30y^2 + [30(8,01 + 6,88)]y - [30(31,5 \times 8,01 + 3,5 \times 6,88)] = 0$$

$$y = 10,77 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_{st}(d - y)^2 + A_{sc}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{30 \times 10,77^3}{3} + 15[8,01(31,5 - 10,77)^2 + 6,88(10,77 - 3,5)^2]$$

$$I = 69579,26 \text{ cm}^4$$

La contrainte :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{46,39 \times 10^{-3}}{69579,26 \times 10^{-8}} \times 10,77 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 7,18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**En travée :**

La distance y :

$$b \cdot y^2 + [30(A_{st} + A_{sc})]y - [30(d \cdot A_{st} + d' \cdot A_{sc})] = 0$$

$$30y^2 + [30(4,62 + 4,62)]y - [30(31,5 \times 4,62 + 3,5 \times 4,62)] = 0$$

$$y = 8,90 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_{st}(d - y)^2 + A_{sc}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{30 \times 8,90^3}{3} + 15[4,62(31,5 - 8,90)^2 + 4,62(8,90 - 3,5)^2]$$

$$I = 44466,15 \text{ cm}^4$$

La contrainte :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{18,40 \times 10^{-3}}{44466,15 \times 10^{-8}} \times 8,90 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 3,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte de traction de l'aciers :**

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, donc aucune limitation des contraintes

➤ **Vérification de la flèche :**

**Les Poutres Principales :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{travée}^{ser}}{10M_0^{ser}} \Rightarrow \frac{40}{500} = 0,08 \geq \frac{27,71}{10 \times 36,95} = 0,075 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A_{travée}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{6,88}{30 \times 36} = 0,0064 \leq \frac{4,20}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

• **Vérification La flèche :**

26 : ELS	
Vue	Efforts
Barre/Cas	UZ [cm]
1501/ 26 (C)	-0.081

$$f = 0,081 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{L}{500} = 1 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**Les Poutres secondaires :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{travée}^{ser}}{10M_0^{ser}} \Rightarrow \frac{35}{400} = 0,088 \geq \frac{18,40}{10 \times 24,53} = 0,075 \dots \dots \dots CV$$

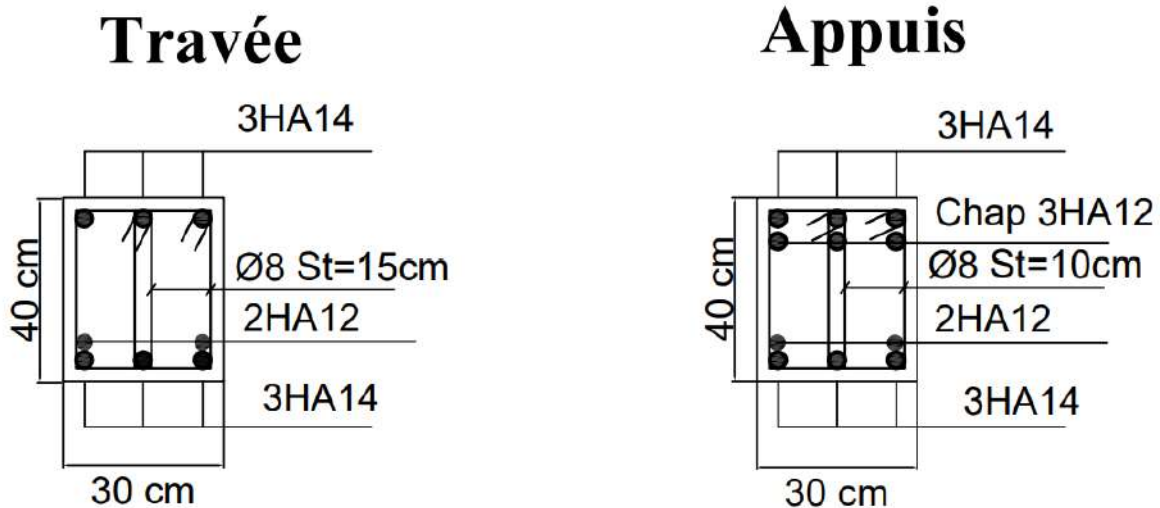
$$\frac{A_{travée}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{30 \times 31,5} = 0,0049 \leq \frac{4,20}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots CV$$

Les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

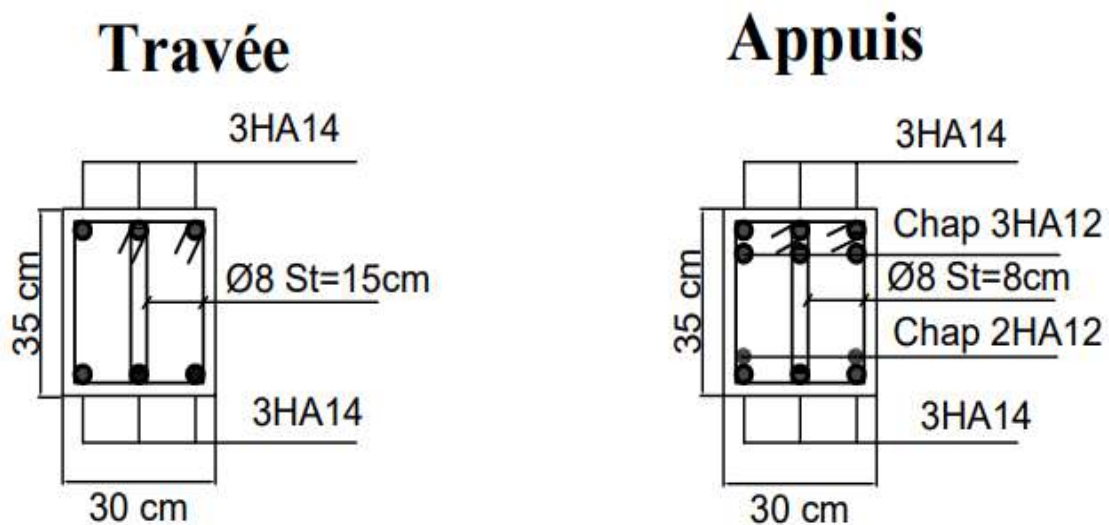
- Vérification La flèche :**

26 : ELS	
Vue	Efforts
Barre/Cas	UZ [cm]
1744/ 26 (C)	-0.071

$$f = 0,071 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{L}{500} = 0,8 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

**VI.3.7 Schéma de ferrailage :**

**Figure VI-4 :** schéma de ferrailage des poutres Principales



**Figure VI-5 :** schéma de ferrailage des poutres secondaires

**VI.4 Etude des voiles :****VI.4.1 Définition :**

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être définis comme des structures planes verticales. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Comme ce projet se situe en zone sismique, les sollicitations des différents cas sismiques sont prises en compte pour le calcul des armatures des voiles.

**VI.4.2 Les combinaisons de calcul :**

D'après art 7.7.4 RPA99/V2003 les trumeaux seront calculés en flexion composée (effort normal de compression (N) et un moment de flexion (M)) tirées à partir des fichiers résultats du logiciel Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2020 sous les combinaisons de calcul suivantes :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ACC} : \begin{matrix} G + Q + E \\ 0,8G \pm E \end{matrix}$$

**VI.4.3 vérification de la résistance :**

➤ Sens X-X :

**Voile 01 :****Contraintes aux extrémités :**

$$G + Q + EX : N = 1218,54 \text{ KN} \quad M = -1038,14 \text{ KN.m}$$

$$\text{Section } S = a.L \Rightarrow S = 0,20 \times 4,40 \Rightarrow S = 0,88 \text{ m}^2$$

$$\text{Moment d'inertie } I = \frac{a.L^3}{12} \Rightarrow I = \frac{0,20 \times 4,40^3}{12} \Rightarrow I = 1,42 \text{ m}^4$$

$$\text{Position de centre de gravité } v = v' = \frac{L}{2} \Rightarrow v = v' = \frac{4,40}{2} \Rightarrow v = v' = 2,20 \text{ m}$$

$$\text{Extrémités du noyau central } c = c' = \frac{L}{6} \Rightarrow c = c' = \frac{4,40}{6} \Rightarrow c = c' = 0,73 \text{ m}$$

$$\sigma_g = \frac{N}{S} - \frac{M.V'}{I} \Rightarrow \sigma_g = \frac{1218,54 \times 10^{-3}}{0,88} - \frac{-1038,14 \times 10^{-3} \times 2,20}{1,42} \Rightarrow \sigma_g = 2,99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = \frac{N}{S} + \frac{M.V'}{I} \Rightarrow \sigma_d = \frac{1218,54 \times 10^{-3}}{0,88} + \frac{-1038,14 \times 10^{-3} \times 2,20}{1,42} \Rightarrow \sigma_d = -0,22 \text{ MPa}$$

**Section non armée : (A=0)**

$$\text{Section réduite : } B_r = L(a - 0,02) \Rightarrow B_r = 4,40(0,20 - 0,02) \Rightarrow B_r = 0,792 \text{ m}^2$$

$$\text{longueurs de flambement : } L_f = K.h_e \Rightarrow L_f = 0,85 \times 3,40 \Rightarrow L_f = 2,89 \text{ m}$$

avec: K=0,85 Voile de rive

$$\text{Elancement : } \lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{a} \Rightarrow \lambda = \frac{2,89 \sqrt{12}}{0,20} \Rightarrow \lambda = 50,06$$

$$\text{Coefficient de réduction : } \alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{30} \right)^2} \Rightarrow \alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \left( \frac{50,06}{30} \right)^2} \Rightarrow \alpha = 0,42$$

$$\text{L'effort limite ultime : } N_{u,\text{lim}} = \frac{\alpha \cdot B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} \Rightarrow N_{u,\text{lim}} = \frac{0,42 \times 0,792 \times 25}{0,9 \times 1,15} \Rightarrow N_{u,\text{lim}} = 8,03 \text{ MN}$$

$$\text{Contrainte limite ultime : } \sigma_{bna} = \frac{N_{u,\text{lim}}}{a \cdot L} \Rightarrow \sigma_{bna} = \frac{8,03}{0,20 \times 4,40} \Rightarrow \sigma_{bna} = 9,13 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_g = 2,99 \text{ MPa} < \sigma_{bna} = 9,13 \text{ MPa}$$

On doit mettre un ferrailage minimal dans la partie comprimée  $A_{\min}^{RPA}$

➤ Sens-Y-Y :

**Voile 02 :**

**Contraintes aux extrémités :**

**Tableau VI.10:** Les résultats des Contraintes aux extrémités

Combinaison	$N (KN)$	$M (KN.m)$	$a (m)$	$L (m)$	$\sigma_g (MPa)$	$\sigma_d (MPa)$
G+Q+EY	852,31	-491,65	0,20	3,20	2,71	-0,09

**Section non armée : (A=0)**

**Tableau VI.11:** Vérification Contrainte limite ultime

$a (m)$	$L (m)$	$L_f (m)$	$N_{u,\text{lim}} (MN)$	$\sigma_{bna} (MPa)$
0,20	3,20	2,72	6,15	9,46

$$\text{Donc : } \sigma_g = 2,71 \text{ MPa} < \sigma_{bna} = 9,46 \text{ MPa}$$

On doit mettre un ferrailage minimal dans la partie comprimée  $A_{\min}^{RPA}$

#### VI.4.4 Calcul du ferrailage:

Dans ce qui suit nous présentons méthode des contraintes pour le calcul des voiles en béton armé.

➤ Sens X-X :

**Voile 01 :**

- **Contraintes aux extrémités :**

Exemple de calcul : Combinaison 0,8G + EX

$$\sigma_g = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot V'}{I} \Rightarrow \sigma_g = \frac{748,92 \times 10^{-3}}{0,88} - \frac{-1026,94 \times 10^{-3} \times 2,20}{1,42} \Rightarrow \sigma_g = 2,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot V'}{I} \Rightarrow \sigma_d = \frac{748,92 \times 10^{-3}}{0,88} + \frac{-1026,94 \times 10^{-3} \times 2,20}{1,42} \Rightarrow \sigma_d = -0,74 \text{ MPa}$$

Longueur de zone tendue :

$$L_t = \frac{\sigma_d \cdot L}{\sigma_g + \sigma_d} \Rightarrow L_t = \frac{0,74 \times 4,40}{2,44 + 0,74} \Rightarrow L_t = 1,02 \text{ m}$$

Longueur de zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_g \cdot L}{\sigma_g + \sigma_d} \Rightarrow L_c = \frac{2,44 \times 4,40}{2,44 + 0,74} \Rightarrow L_c = 3,38 \text{ m}$$

**Tableau VI.12:** Les résultats des Contraintes aux extrémités (voile 01)

Combinaison	$N (KN)$	$M (KN.m)$	$T (KN)$	$\sigma_g (MPa)$	$\sigma_d (MPa)$	$L_t (m)$	$L_c (m)$
ELU	2360,12	-35,35	-15,87	2,74	2,63	0,00	4,40
G+Q+EX	1218,54	-1038,14	109,98	2,99	-0,22	0,31	4,09
G+Q-EX	2243,69	987,14	-134,19	1,02	4,08	0,00	4,40
G+Q+EY	1000,82	-193,46	9,98	1,44	0,84	0,00	4,40
G+Q-EY	2461,41	142,46	-34,19	2,58	3,02	0,00	4,40
<b>0.8G+EX</b>	<b>748,92</b>	<b>-1026,94</b>	<b>109,67</b>	<b>2,44</b>	<b>-0,74</b>	<b>1,02</b>	<b>3,38</b>
0.8G-EX	1774,30	996,10	-134,03	0,47	3,56	0,00	4,40
0.8G+EY	531,32	-183,38	9,91	0,89	0,32	0,00	4,40
0.8G-EY	1991,90	152,54	-34,27	2,03	2,50	0,00	4,40

D'après le tableau on remarque ce qui suit:

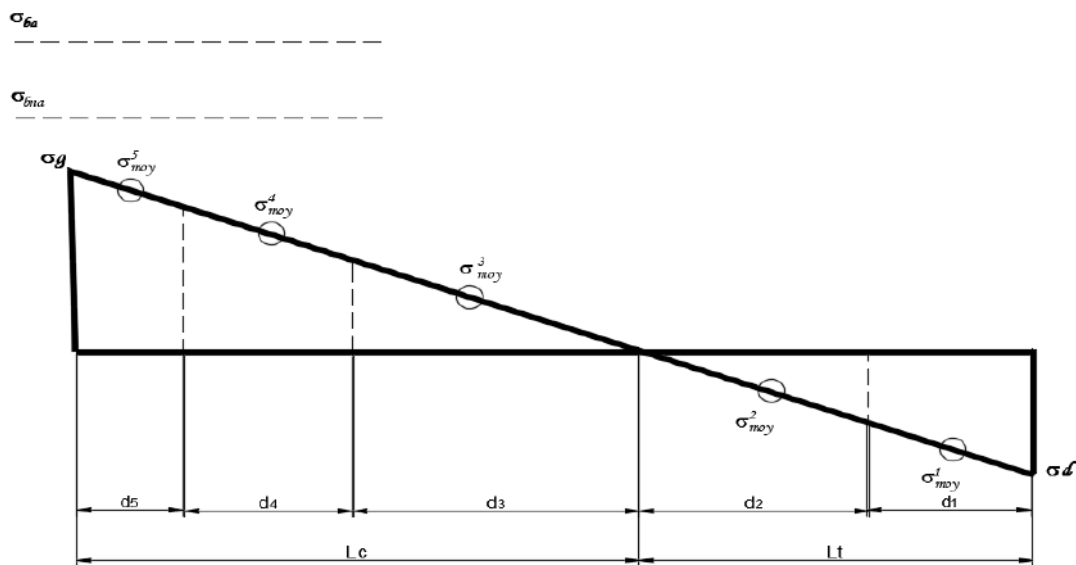
$$\sigma_g = 2,44 \text{ MPa} > 0$$

Section partiellement tendue(comprimée)

$$\sigma_d = -0,74 \text{ MPa} < 0$$

Donc la Combinaison défavorable :

$$0,8G + EX : N=748,92 \text{ KN} \quad M=-1026,94 \text{ KN.m} \quad T=109,67 \text{ KN}$$

**Figure VI-6 :** Section partiellement tendue(comprimée)

- **Les bandes :**

La zone tendue, peut être divisée en bandes :

D'après art 7.7.4.1 RPA99 v 2003 A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des

barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{L}{10}$  de la largeur du voile

Bande  $d_1$  et  $d_2$  :

$$d_1 = d_2 = \frac{L_t}{2} \Rightarrow d_1 = d_2 = \frac{102}{2} \Rightarrow d_1 = d_2 = 51 \text{ cm}$$

- **Calcul des armatures verticales :**

**Zone tendue :**

AU point 1 :  $\sigma_1 = \sigma_d = 0,74 \text{ MPa}$

AU point 2 :  $\sigma_2 = \frac{\sigma_d \cdot d_2}{L_t} \Rightarrow \sigma_2 = \frac{0,74 \times 0,51}{1,02} \Rightarrow \sigma_2 = 0,37 \text{ MPa}$

AU point 3 :  $\sigma_3 = 0 \text{ MPa}$

La contrainte moyenne de la bande :

$$\sigma_{moy}^1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \Rightarrow \sigma_{moy}^1 = \frac{0,74 + 0,37}{2} \Rightarrow \sigma_{moy}^1 = 0,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy}^2 = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \Rightarrow \sigma_{moy}^2 = \frac{0,37 + 0}{2} \Rightarrow \sigma_{moy}^2 = 0,19 \text{ MPa}$$

Section d'armatures verticales :

$$A_{s1} = \frac{\sigma_{moy}^1 \cdot d_1 \cdot a \cdot \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_{s1} = \frac{0,56 \times 0,51 \times 0,20 \times 1}{400} \times 10^4 \Rightarrow A_{s1} = 1,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{\sigma_{moy}^2 \cdot d_2 \cdot a \cdot \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_{s1} = \frac{0,19 \times 0,51 \times 0,20 \times 1}{400} \times 10^4 \Rightarrow A_{s2} = 0,48 \text{ cm}^2$$

Section d'armatures couture :

$$\bar{V} = 1,4T \Rightarrow \bar{V} = 1,4 \times 109,67 \Rightarrow \bar{V} = 153,54 \text{ KN}$$

$$A_{vi} = \frac{1,1\bar{V} \cdot L_t}{f_e \cdot L} \Rightarrow A_{vi} = \frac{1,1 \times 153,54 \times 10^{-3} \times 1,02}{400 \times 4,40} \times 10^4 \Rightarrow A_{vi} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} = \frac{A_{vi} \cdot d_1}{L_t} \Rightarrow A_{v1} = \frac{0,98 \times 51}{102} \Rightarrow A_{v1} = 0,49 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{A_{vi} \cdot d_2}{L_t} \Rightarrow A_{v2} = \frac{0,98 \times 51}{102} \Rightarrow A_{v2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Section total :

$$A_{t1} = \frac{A_{s1} + A_{v1}}{2 \text{ nappe}} \Rightarrow A_{t1} = \frac{1,43 + 0,49}{2} \Rightarrow A_{t1} = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{t2} = \frac{A_{s2} + A_{v2}}{2 \text{ nappe}} \Rightarrow A_{t2} = \frac{0,48 + 0,49}{2} \Rightarrow A_{t2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Vérification vis-à-vis RPA99 v 2003 :

$$A_{\min} = 0,20\% \cdot a \cdot L_t \Rightarrow A_{\min} = 0,20\% \times 20 \times 102 \Rightarrow A_{\min} = 4,08 \text{ cm}^2$$

**Choix des barres :**

Bande 1 :

L'espacement maximale en extrémité  $S_{t \text{ Max}} = 15 \text{ cm}$

$$A_{t1} = 0,96 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4,08 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 2 \text{ nappe}(5HA12) \Rightarrow A_t = 2 \times 5,65 \text{ cm}^2$$

avec  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq S_{t \text{ max}} = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$



Bande 2 :

L'espacement maximale  $S_{t \text{ Max}} \leq \min(1,5a ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t \text{ Max}} = 30 \text{ cm}$

$$A_{t2} = 0,49 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4,08 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 2 \text{ nappe}(5\text{HA}12) \Rightarrow A_2 = 2 \times 5,65 \text{ cm}^2$$

avec  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq S_{t \text{ max}} = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

### Zone comprimée :

On doit mettre un ferrailage minimal donne par art 7.7.4.3 RPA99 v 2003

- En zone courante :

$$A_{\min}^{RPA} = 0,10\% . a . L_c \Rightarrow A_{\min}^{RPA} = 0,10\% \times 20 \times 240 \Rightarrow A_{\min}^{RPA} = 4,80 \text{ cm}^2$$

### Choix des barres :

L'espacement maximale  $S_{t \text{ Max}} \leq \min(1,5a ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t \text{ Max}} = 30 \text{ cm}$

$$2 \text{ nappe}(14\text{HA}12) \Rightarrow A_1 = 2 \times 15,83 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq S_{t \text{ max}} = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

#### • Calcul des armatures horizontale :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile

$$A_{\min}^{RPA} = 0,15\% . a . L \Rightarrow A_{\min}^{RPA} = 0,15\% \times 20 \times 100 \Rightarrow A_{\min}^{RPA} = 3 \text{ cm}^2$$

### Choix des barres :

L'espacement maximale  $S_{t \text{ Max}} \leq \min(1,5a ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t \text{ Max}} = 30 \text{ cm}$

$$2 \text{ nappe}(4\text{HA}12 / \text{ml}) \Rightarrow A_1 = 2 \times 4,52 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq S_{t \text{ max}} = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

#### ➤ Sens Y-Y :

### Voile 02 :

#### • Contraintes aux extrémités :

**Tableau VI.13:** Les résultats des Contraintes aux extrémités (voile 02)

Combinaison	$N (KN)$	$M (KN.m)$	$T (KN)$	$\sigma_g (MPa)$	$\sigma_d (MPa)$	$L_t (m)$	$L_c (m)$
ELU	1908,95	110,34	9,02	2,62	3,25	0,00	3,20
G+Q+EX	760,92	21,13	22,28	1,11	1,23	0,00	3,20
G+Q-EX	2036,93	140,00	-9,87	2,74	3,53	0,00	3,20
G+Q+EY	852,31	-491,65	76,79	2,71	-0,09	0,10	3,10
G+Q-EY	1969,99	623,92	-56,68	1,26	4,80	0,00	3,20
0.8G+EX	328,64	35,65	5,64	0,40	0,61	0,00	3,20
0.8G-EX	1649,02	114,89	-14,35	2,21	2,86	0,00	3,20
<b>0.8G+EY</b>	<b>464,40</b>	<b>-516,77</b>	<b>72,32</b>	<b>2,18</b>	<b>-0,75</b>	<b>0,83</b>	<b>2,37</b>
0.8G-EY	1557,71	627,62	-68,84	0,61	4,18	0,00	3,20

D'après le tableau on remarque ce qui suit:

$$\sigma_g = 2,18 \text{ MPa} > 0$$

Section partiellement tendue(comprimée)

$$\sigma_d = -0,75 \text{ MPa} < 0$$

Donc la Combinaison défavorable :

$$0,8G + EY : N=464,40 \text{ KN} \quad M=-516,77 \text{ KN.m} \quad T=72,32 \text{ KN}$$

- **Les bandes :**

La zone tendue, peut être divisée en bandes :

D'après art 7.7.4.1 RPA99 v 2003 A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{L}{10}$  de la largeur du voile

Bande  $d_1$  et  $d_2$  :

$$d_1 = d_2 = \frac{L_t}{2} \Rightarrow d_1 = d_2 = \frac{83}{2} \Rightarrow d_1 = d_2 = 41,50 \text{ cm}$$

- **Calcul des armatures verticales :**

**Zone tendue :**AU point 1 :  $\sigma_1 = \sigma_d = 0,75 \text{ MPa}$ 

$$\text{AU point 2 : } \sigma_2 = \frac{\sigma_d \cdot d_2}{L_t} \Rightarrow \sigma_2 = \frac{0,75 \times 0,415}{0,83} \Rightarrow \sigma_2 = 0,375 \text{ MPa}$$

AU point 3 :  $\sigma_3 = 0 \text{ MPa}$ 

La contrainte moyenne de la bande :

$$\sigma_{moy}^1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \Rightarrow \sigma_{moy}^1 = \frac{0,75 + 0,375}{2} \Rightarrow \sigma_{moy}^1 = 0,563 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy}^2 = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \Rightarrow \sigma_{moy}^2 = \frac{0,375 + 0}{2} \Rightarrow \sigma_{moy}^2 = 0,188 \text{ MPa}$$

Section d'armatures verticales :

$$A_{s1} = \frac{\sigma_{moy}^1 \cdot d_1 \cdot a \cdot \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_{s1} = \frac{0,563 \times 0,415 \times 0,20 \times 1}{400} \times 10^4 \Rightarrow A_{s1} = 1,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{\sigma_{moy}^2 \cdot d_2 \cdot a \cdot \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_{s2} = \frac{0,188 \times 0,415 \times 0,20 \times 1}{400} \times 10^4 \Rightarrow A_{s2} = 0,39 \text{ cm}^2$$

Section d'armatures couture :

$$\bar{V} = 1,4T \Rightarrow \bar{V} = 1,4 \times 72,32 \Rightarrow \bar{V} = 101,25 \text{ KN}$$

$$A_{vi} = \frac{1,1\bar{V} \cdot L_t}{f_e \cdot L} \Rightarrow A_{vi} = \frac{1,1 \times 101,25 \times 10^{-3} \times 0,83}{400 \times 3,20} \times 10^4 \Rightarrow A_{vi} = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} = \frac{A_{vi} \cdot d_1}{L_t} \Rightarrow A_{v1} = \frac{0,71 \times 41,50}{83} \Rightarrow A_{v1} = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{A_{vi} \cdot d_2}{L_t} \Rightarrow A_{v2} = \frac{0,71 \times 41,50}{83} \Rightarrow A_{v2} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Section total :

$$A_{t1} = \frac{A_{s1} + A_{v1}}{2 \text{ nappe}} \Rightarrow A_{t1} = \frac{1,17 + 0,36}{2} \Rightarrow A_{t1} = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{t2} = \frac{A_{s2} + A_{v2}}{2 \text{ nappe}} \Rightarrow A_{t2} = \frac{0,39 + 0,36}{2} \Rightarrow A_{t2} = 0,38 \text{ cm}^2$$

Vérification vis-à-vis RPA99 v 2003 :

$$A_{\min} = 0,20\% . a . L_t \Rightarrow A_{\min} = 0,20\% \times 20 \times 83 \Rightarrow A_{\min} = 3,32 \text{ cm}^2$$

**Choix des barres :**

Bande 1 :

L'espacement maximale en extrémité  $S_{t \text{ Max}} = 15 \text{ cm}$

$$A_{t1} = 0,77 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 3,32 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 2 \text{ nappe}(4HA12) \Rightarrow A_t = 2 \times 4,52 \text{ cm}^2$$

avec  $S_t = 10 \text{ cm}$

Bande 2 :

L'espacement maximale  $S_{t \text{ Max}} \leq \min(1,5a ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t \text{ Max}} = 30 \text{ cm}$

$$A_{t2} = 0,38 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 3,32 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 2 \text{ nappe}(4HA12) \Rightarrow A_2 = 2 \times 4,52 \text{ cm}^2$$

avec  $S_t = 10 \text{ cm}$

**Zone comprimée :**

On doit mettre un ferrailage minimal donne par art 7.7.4.3 RPA99 v 2003

- En zone courante :

$$A_{\min}^{RPA} = 0,10\% . a . L_c \Rightarrow A_{\min}^{RPA} = 0,10\% \times 20 \times 159 \Rightarrow A_{\min}^{RPA} = 3,18 \text{ cm}^2$$

**Choix des barres :**

L'espacement maximale  $S_{t \text{ Max}} \leq \min(1,5a ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t \text{ Max}} = 30 \text{ cm}$

$$2 \text{ nappe}(10HA12) \Rightarrow A_t = 2 \times 11,31 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq S_{t \text{ max}} = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

- **Calcul des armatures horizontale :**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile

$$A_{\min}^{RPA} = 0,15\% . a . L \Rightarrow A_{\min}^{RPA} = 0,15\% \times 20 \times 100 \Rightarrow A_{\min}^{RPA} = 3 \text{ cm}^2$$

**Choix des barres :**

L'espacement maximale  $S_{t \text{ Max}} \leq \min(1,5a ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t \text{ Max}} = 30 \text{ cm}$

$$2 \text{ nappe}(4HA12 / ml) \Rightarrow A_t = 2 \times 4,52 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq S_{t \text{ max}} = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

**VI.4.5 Vérification Contraintes limites de cisaillement :**

D'après Art 7.7.2 RPA99 v 2003

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

$a$  : épaisseur du voile

$d$  : hauteur utile  $d = 0,9h$

$h$  : hauteur totale de la section brute

**Voile 01 :**

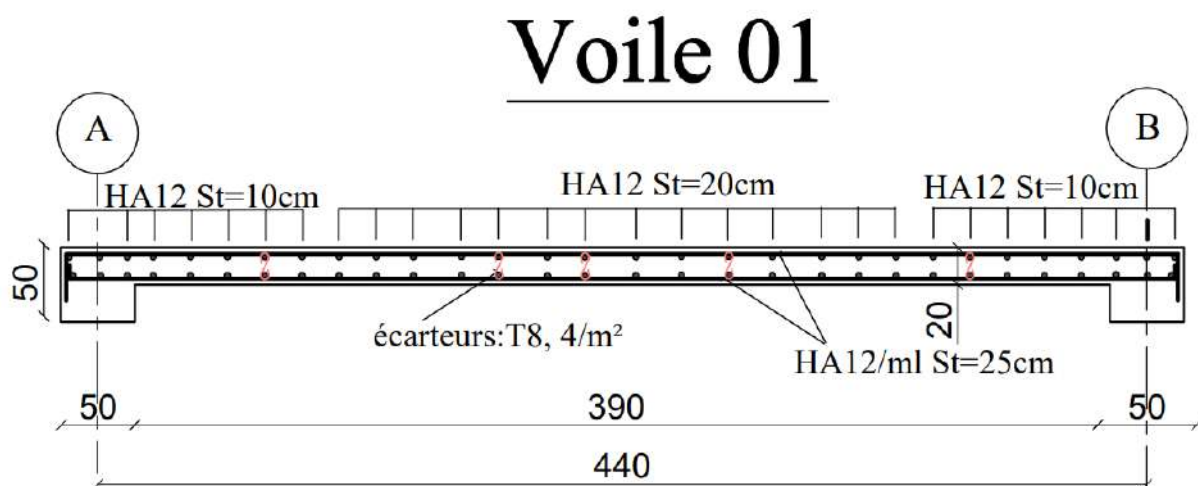
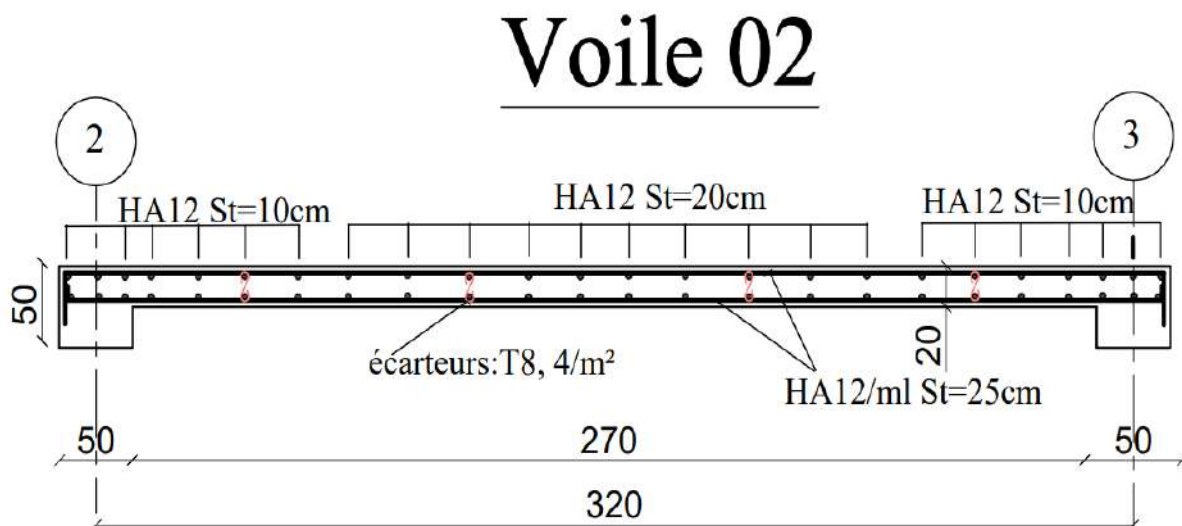
$$\tau_b = \frac{153,54 \times 10^{-3}}{0,2 \times 3,06} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25$$

$$\tau_b = 0,25 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**Voile 02 :**

$$\tau_b = \frac{101,25 \times 10^{-3}}{0,2 \times 3,06} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25$$

$$\tau_b = 0,17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**VI.4.6 Schéma de ferrailage :****Figure VI-7 :** schéma de ferrailage de voile 01**Figure VI-8 :** schéma de ferrailage de voile 02

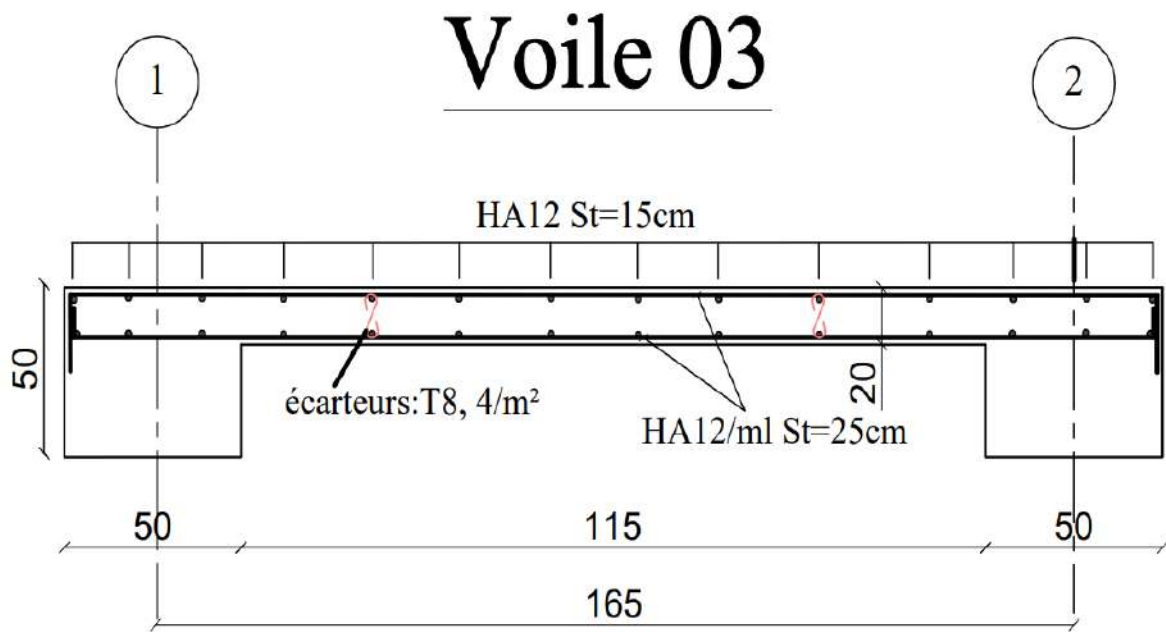


Figure VI-9 : schéma de ferrailage de voile 03

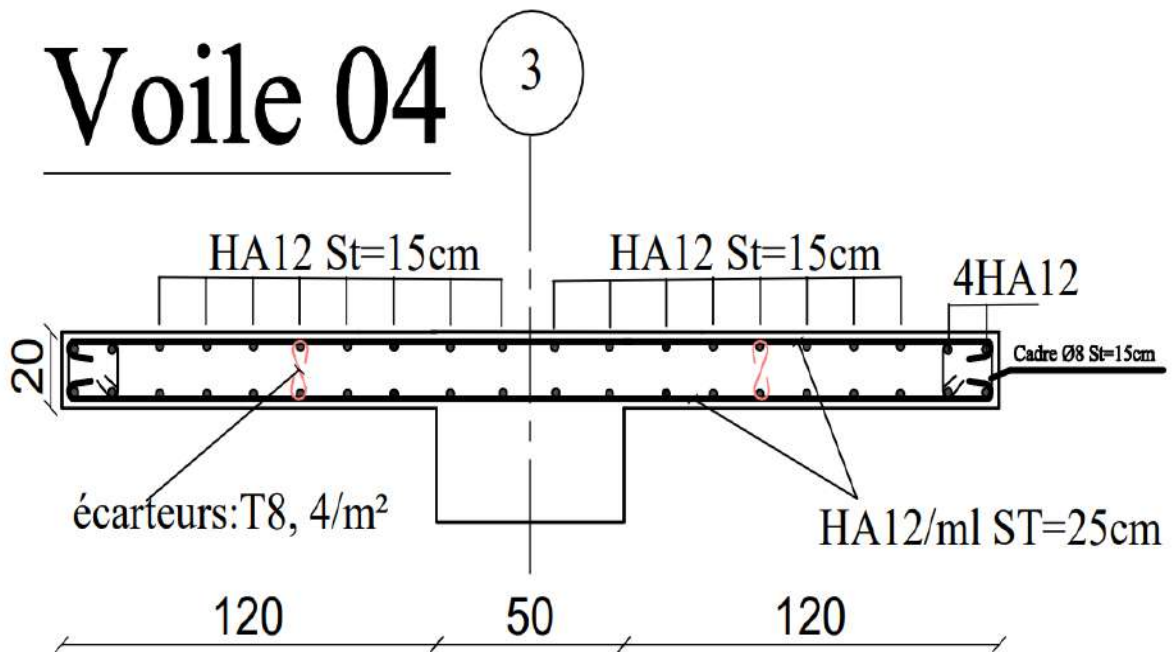


Figure VI-10 : schéma de ferrailage de voile 04

# **CHAPITRE VII :**

## **Etude de l'infrastructure**

**VII.1 Introduction:**

L'infrastructure est un ensemble d'éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol. Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage, sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges et évite les tassements différentiels.

**VII.2 Combinaison de calcul :**

Situation durable (Selon le règlement BAEL91/99) :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

Situation accidentelle (RPA99/V2003) :

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

$$\text{ACC} : \begin{matrix} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{matrix}$$

**VII.3 Choix du type de fondation :****VII.3.1 Vérification de la semelle isolée :**

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées. Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N$  qui est obtenu à la base de poteau le plus sollicité de S-

Sol. Pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} : \text{Contrainte admissible du sol } (\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2)$$

$N$  : L'effort normal du poteau plus sollicité

$S$  : surface de la semelle

Le Poteau le plus sollicité à une section carrée  $(50 \times 50) \text{ cm}^2$  et  $N = 2212,30 \text{ KN}$

$$a = b \text{ et } A = B \text{ donc } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1$$

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{2212,30}{200} \Rightarrow A^2 \geq 11,06 \text{ m}^2 \Rightarrow A \geq 3,33 \text{ m}$$

D'après les résultats, on observe que la section de la semelle isolée est élevée. Des faibles espacements entre ces semelles isolées. Donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure

**VII.3.2 Vérification des semelles filantes :**

On choisi une semelle filante, de largeur  $B$  et de longueur  $L$  situé sous un portique formé de 4 poteaux.

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{B.L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}.L}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} : \text{Contrainte admissible du sol } (\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2)$$

$N$  : L'effort normal total du poteau

$B$  : Largeur de la semelle

$L$  : Longueur de la semelle

On choisit le Portique le plus sollicité :

$$N_1 = 1952,10 \text{ KN} ; N_2 = 2484,24 \text{ KN} ; N_3 = 2478,62 \text{ KN} ; N_4 = 1960,73 \text{ KN}$$

$$N = \sum N_i \Rightarrow N = 8875,69 \text{ KN}$$

Donc :

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \cdot L} \Rightarrow B \geq \frac{8875,69}{200 \times 11,35} \Rightarrow B \geq 3,91 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, Donc on doit passer à un radier général.

### VII.3.3 Vérification du radier général :

Le radier se présente comme un plancher renversé avec ou sans poutre. Elles sont utilisées quand le sol est consistant et possédant une capacité portante suffisante

#### VII.3.3.1 Pré dimensionnement du radier:

##### ➤ Hauteur totale du radier :

Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h_t \leq \frac{L}{5} \Rightarrow \frac{500}{8} \leq h_t \leq \frac{500}{5} \Rightarrow 62,5 \text{ cm} \leq h_t \leq 100 \text{ cm}$$

On prend :  $h_t = 100 \text{ cm}$

Condition de rigidité :

On utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante:  $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique de la poutre donnée par  $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$

$K$  : Coefficient de raideur du sol  $K = 22,642 \text{ MN/m}^3$

$I$  : Inertie de la poutre  $I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}$

$E$  : Module d'élasticité du béton  $E = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,20 \text{ MPa}$

$b$  : Largeur de la poutre.

$L$  : La longueur maximale entre axes des poteaux.

$$\text{Donc : } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left( \frac{2L}{\pi} \right)} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 22,642}{32164,20} \left( \frac{2 \times 5}{3,14} \right)^4} \Rightarrow h_t \geq 60 \text{ cm}$$

On prend :  $h_t = 100 \text{ cm}$

##### ➤ Hauteur du Nervure :

$$h_n \geq \frac{L}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{500}{10} \Rightarrow h_n \geq 50 \text{ cm}$$

On prend :  $h_n = 60 \text{ cm}$

##### ➤ Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} \Rightarrow e \geq \frac{500}{20} \Rightarrow e \geq 25 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 40 \text{ cm}$



**VII.3.3.2 Vérification de la surface du radier:**

Détermination des efforts:

**ELS:**  $N_{ser} = 73049,69 \text{ KN}$ 

$$S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{73049,69 \times 10^{-3}}{0,2} \Rightarrow S_{radier} \geq 365,25 \text{ m}^2$$

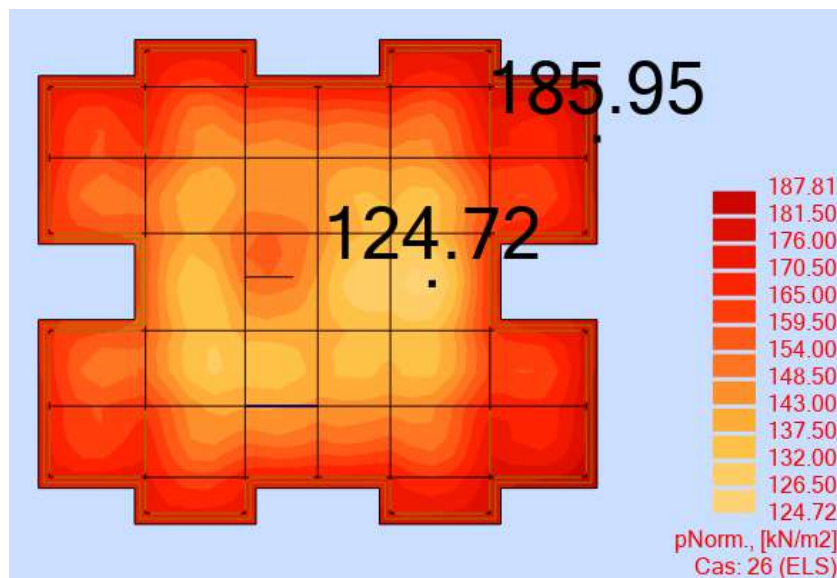
**ELU :**  $N_u = 99634,92 \text{ KN}$ 

$$S_{radier} \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{99634,92 \times 10^{-3}}{0,2} \Rightarrow S_{radier} \geq 493,17 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est :  $S_{bâtiment} = 455,30 \text{ m}^2$ 

$$S_{bâtiment} = 455,30 \text{ m}^2 < S_{radier} = 493,17 \text{ m}^2$$

La surface du radier est supérieure à la surface du bâtiment, On prend un débord de 50 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise :  $S_{radier} = 534,30 \text{ m}^2$

**VII.4 Radier général :****VII.4.1 Vérification de la contrainte dans le sol :**➤ **Distribution des contraintes à l'ELS :****Figure VII-1:** distribution des contraintes à l'ELS**Interprétation des résultats :**

$$\sigma_{max} = 185,95 \text{ KN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_{min} = 124,72 \text{ KN/m}^2 > 0$$

La répartition des contraintes sous le radier, sous l'effet du moment renversant, se présente sous la forme d'un diagramme trapézoïdal

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3 \times 185,95 + 124,72}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 170,64 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 170,64 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots CV$$

## ➤ Distribution des contraintes à l'ELU :

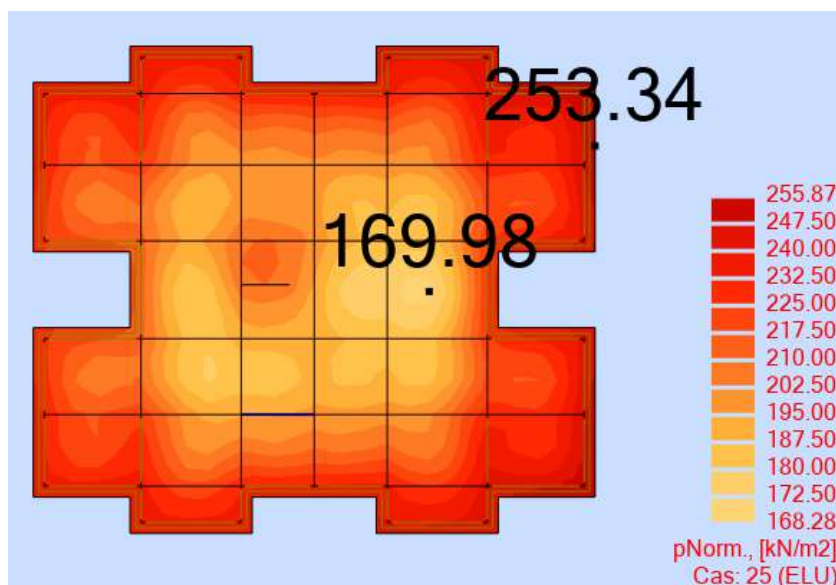


Figure VII-2: distribution des contraintes à l'ELU

## Interprétation des résultats :

$$\sigma_{\max} = 253,34 \text{ KN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_{\min} = 169,98 \text{ KN/m}^2 > 0$$

La répartition des contraintes sous le radier, sous l'effet du moment renversant, se présente sous la forme d'un diagramme trapézoïdal

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 253,34 + 169,98}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 232,50 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 232,50 \text{ KN/m}^2 < 1,5\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 300 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots CV$$

## ➤ Distribution des contraintes à l'ACC :

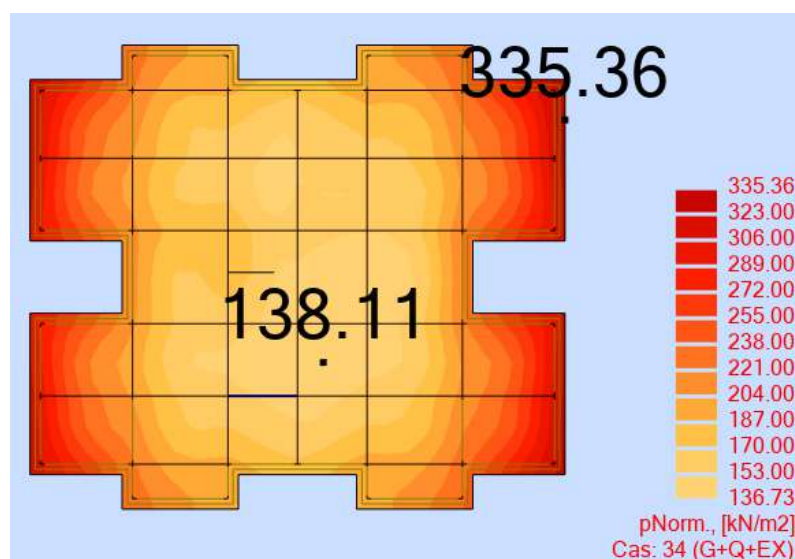


Figure VII-3: distribution des contraintes à l'ACC

**Interprétation des résultats :**

$$\sigma_{\max} = 335,36 \text{ KN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_{\min} = 138,11 \text{ KN/m}^2 > 0$$

La répartition des contraintes sous le radier, sous l'effet du moment renversant, se présente sous la forme d'un diagramme trapézoïdal

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 335,36 + 138,11}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 286,05 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 286,05 \text{ KN/m}^2 < 1,5\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 300 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

**VII.4.2 Vérification au poinçonnement :**

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier(dalle)le règlement propose de vérifier la condition suivante :

$$q_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot f_{c28} \cdot h_t}{\gamma_b}$$

Avec :

$$q_u : \text{charge ultime pour le poteau plus sollicité } q_u = 2212,30 \text{ KN}$$

$$h_t : \text{Hauteur totale du radier } h_t = 100 \text{ cm}$$

$$U_c : \text{Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen}$$

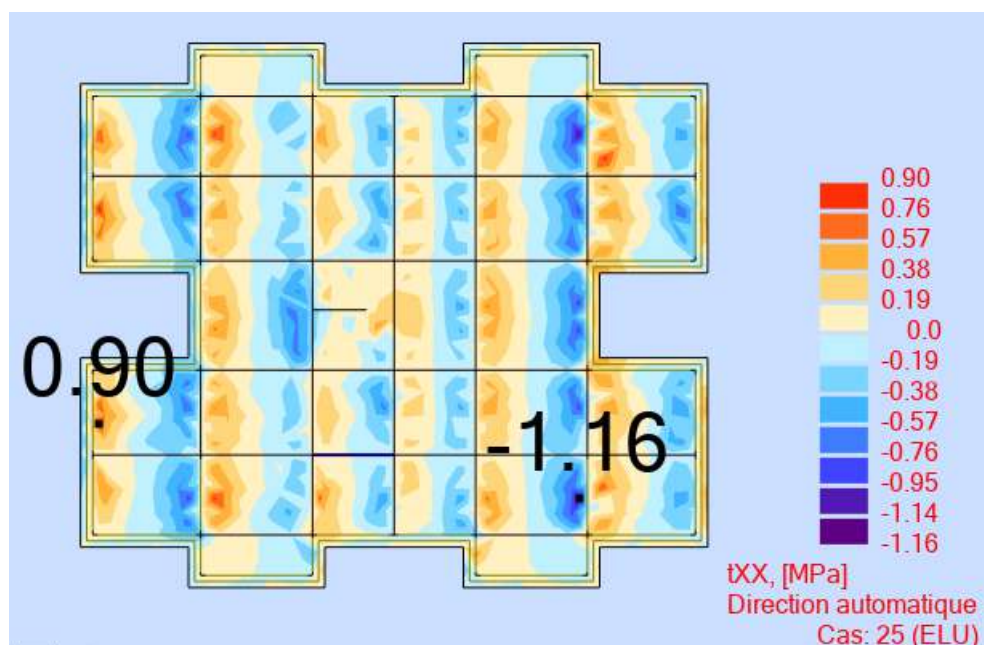
$$U_c = 2(a + h_t) + 2(b + h_t) \Rightarrow U_c = 2(0,50 + 1) + 2(0,50 + 1) \Rightarrow U_c = 6 \text{ m}$$

$$q_u = 2212,30 \text{ KN} \leq \frac{0,045 \times 6 \times 1 \times 25}{1,5} \times 10^3 = 4500 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV}$$

**VII.4.3 Vérification des contraintes de cisaillement :**

On vérifie la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

➤ **Sens X-X :**



**Figure VII-4:** distribution des contraintes de cisaillement suivant X-X

**Interprétation des résultats :**

$$\tau_u = 1,16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$$

## ➤ Sens Y-Y :

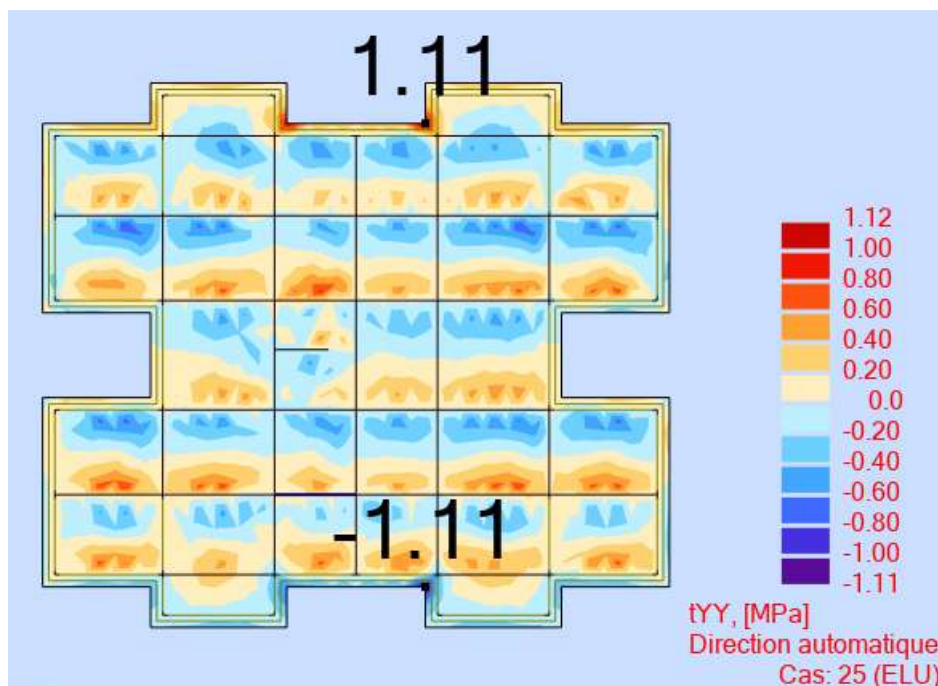


Figure VII-5: distribution des contraintes de cisaillement suivant Y-Y

**Interprétation des résultats :**

$$\tau_u = 1,11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**VII.4.4 Ferrailage du radier:**

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

**VII.4.4.1 Etude de la dalle :**

Panneau continu (intermédiaire)

$$L_x = 4,45\text{m} \quad L_y = 5,00\text{m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,45}{5,00} = 0,89 \text{ donc } 0,4 \leq \alpha = 0,89 \leq 1$$

La dalle de notre structure portent selon deux directions  $\Rightarrow$  le calcul se fait en flexion Simple.

➤ **Les Tableaux des moments :****Tableau VII.1 :** Tableaux des moments fléchissant en travées et en appuis sens X-X

ELU		ELS		ACC	
$M_{ax}$	$M_{tx}$	$M_{ax}$	$M_{tx}$	$M_{ax}$	$M_{tx}$
-214,02	143,69	-155,47	104,24	-175,92	112,69

**Tableau VII.2 :** Tableaux des moments fléchissant en travées et en appuis sens Y-Y

ELU		ELS		ACC	
$M_{ay}$	$M_{ty}$	$M_{ay}$	$M_{ty}$	$M_{ay}$	$M_{ty}$
-121,08	115,79	-89,10	84,91	-130,36	100,70

## ➤ Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

## • Sens X-X :

En appuis:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{214,02 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times 0,35^2} = 0,123$$

$$\mu_{bu} = 0,123 < \mu_l = 0,392 \text{ Il n'y a pas d'armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,165$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,327 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0,123 < \mu_{AB} = 0,186$$

pivot A

$$\xi_{st} = 10\%$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} = 18,82 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{y \min} = \begin{cases} 0,0012 \text{ pour RL} \\ 0,0008 \text{ pour FeE400} \\ 0,0006 \text{ pour FeE500} \end{cases}$$

Les armatures de dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) :

$$A_{y \min} = 0,0008 \times e \times b = 0,0008 \times 40 \times 100 = 3,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \min} = \frac{3 - 0,0008}{2} \times A_{y \min} = 4,80 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A_{st}; A_{x \min}) = 18,82 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{143,69 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times 0,35^2} = 0,083$$

$$\mu_{bu} = 0,083 < \mu_l = 0,392 \text{ Il n'y a pas d'armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,108$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,335 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0,083 < \mu_{AB} = 0,186$$

pivot A

$$\xi_{st} = 10\%$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} = 12,34 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{x \min} = 4,80 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A_{st}; A_{x \min}) = 12,34 \text{ cm}^2$$

**Tableau VII.3 :** Calcul du ferrailage de la dalle pleine sur le sens X-X

			$M (KN.m)$	$\mu$	$\alpha$	$Z(m)$	$A_{st}(cm^2)$	$A_{\min}(cm^2)$
<b>Sens X-X</b>	ELU	Appui	-214,02	0,123	0,165	0,327	18,82	4,80
		Travée	143,69	0,083	0,108	0,335	12,34	4,80
	ACC	Appui	-175,92	0,078	0,101	0,336	13,10	4,80
		Travée	112,69	0,050	0,064	0,341	8,26	4,80

**Tableau VII.4 :** Calcul du ferrailage de la dalle pleine sur le sens Y-Y

			$M (KN.m)$	$\mu$	$\alpha$	$Z(m)$	$A_{st}(cm^2)$	$A_{\min}(cm^2)$
<b>Sens Y-Y</b>	ELU	Appui	-121,08	0,070	0,090	0,337	10,32	4,80
		Travée	115,79	0,067	0,086	0,338	9,85	4,80
	ACC	Appui	-130,36	0,058	0,074	0,340	9,60	4,80
		Travée	100,70	0,044	0,057	0,342	7,36	4,80

**Tableau VII.5 :** Choix des barres de la dalle pleine

		$A_{choix}(cm^2)$	Choix des barres	$A_{adopte}(cm^2)$
<b>Sens X-X</b>	Appui	18,82	7HA16 filent +7HA14 chapeaux	24,85
	Travée	12,34	7HA16 filent	14,07
<b>Sens Y-Y</b>	Appui	10,32	7HA16 filent	14,07
	Travée	9,85	7HA16 filent	14,07

**VII.4.4.2 Etude des nervures :**

La nervure comme le cas des poutres dans les dalles sont supportées une charge sous forme trapèze pour  $L_y$  (la grande portée) et triangle pour  $L_x$  (la petite portée). Pour notre cas on prend la poutre la plus sollicitée.

➤ **Sollicitation de la nervure :****Tableau VII.6 :** Les sollicitations des nervures

		<b>ELU</b>	<b>ELS</b>	<b>ACC</b>
<b>Sens X-X</b>	$M_a (KN.m)$	976,67	710,43	765,09
	$M_t (KN.m)$	-592,24	-434,22	500,06
	$T (KN)$	918,87		
<b>Sens Y-Y</b>	$M_a (KN.m)$	442,12	324,71	506,65
	$M_t (KN.m)$	-460,83	-337,91	-407,19
	$T (KN)$	608,78		

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :****Sens X-X :**

Pour des fissurations préjudiciables

$$\tau = \frac{T}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$$

$$\tau = \frac{918,87 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,95} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4MPa\right)$$

$$\tau = 1,93MPa \leq \bar{\tau} = 2,50MPa \dots\dots\dots CV$$

**Sens Y-Y :**

Pour des fissurations préjudiciables

$$\tau = \frac{T}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$$

$$\tau = \frac{608,78 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,95} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4MPa\right)$$

$$\tau = 1,28 MPa \leq \bar{\tau} = 2,50 MPa \dots\dots\dots CV$$

➤ **Calcul du ferrailage de nervure :**• **Calcul des armatures longitudinales :****Sens X-X :**

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} . b . d^2} = \frac{592,24 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,50 \times 0,95^2} = 0,093$$

$$\mu_{bu} = 0,093 < \mu_l = 0,392 \text{ Il n'y a pas d'armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,122$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,904 \text{ m}$$



$$\mu_{bu} = 0,093 < \mu_{AB} = 0,186$$

pivot A

$$\xi_{st} = 10\text{‰}$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} = 18,84 \text{ cm}^2$$

**En appuis:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{976,67 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,5 \times 0,95^2} = 0,153$$

$\mu_{bu} = 0,153 < \mu_l = 0,392$  Il n'y a pas d'armatures comprimées.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,208$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,871 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0,153 < \mu_{AB} = 0,186$$

pivot A

$$\xi_{st} = 10\text{‰}$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} = 32,24 \text{ cm}^2$$

**Tableau VII.7 :** Calcul du ferrailage de la nervure sur le sens X-X

			$M (KN.m)$	$\mu$	$\alpha$	$Z(m)$	$A_{st}(cm^2)$
Sens X-X	ELU	Travée	-592,24	0,093	0,122	0,904	18,84
		Appui	976,67	0,153	0,208	0,871	32,24
	ACC	Travée	-500,06	0,060	0,077	0,921	13,58
		Appui	765,09	0,092	0,120	0,904	21,15

**Sens Y-Y :**

**Tableau VII.8 :** Calcul du ferrailage de la nervure sur le sens Y-Y

			$M (KN.m)$	$\mu$	$\alpha$	$Z(m)$	$A_{st}(cm^2)$
Sens Y-Y	ELU	Travée	-460,83	0,072	0,094	0,914	14,49
		Appui	444,12	0,069	0,090	0,916	13,94
	ACC	Travée	-407,19	0,049	0,063	0,926	10,99
		Appui	506,65	0,061	0,078	0,920	13,76



**Condition de non fragilité :****Suivant RPA99/V2003 :**

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% . b . h \Rightarrow A_{\min}^{RPA} = 0,5\% \times 50 \times 100 \Rightarrow A_{\min}^{RPA} = 25 \text{ cm}^2$$

$$\text{en zone courante } A_{\max} = 4\% . b . h \Rightarrow A_{\max} = 4\% \times 50 \times 100 \Rightarrow A_{\max} = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{en zone de recouvrement } A_{\max} = 6\% . b . h \Rightarrow A_{\max} = 6\% \times 50 \times 100 \Rightarrow A_{\max} = 30 \text{ cm}^2$$

**Suivant BAEL91/99 :**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,23 . b . d . \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 50 \times 95 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 5,73 \text{ cm}^2$$

**Tableau VII.9 : Choix des barres de la nervure**

		$A_{\text{choix}} (\text{cm}^2)$	Choix des barres	$A_{\text{adopte}} (\text{cm}^2)$
<b>Sens X-X</b>	Travée	25	5HA25 filent +2HA20 chapeaux	30,82
	Appuis	32	5HA25 filent +4HA20 chapeaux	37,11
<b>Sens Y-Y</b>	Travée	25	5HA25 filent +2HA20 chapeaux	30,82
	Appuis	25	5HA25 filent +2HA20 chapeaux	30,82

- Calcul des armatures transversales :**

**Diamètre des armatures transversales :**

$$\varnothing_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_{l\min} \right) \Rightarrow \varnothing_t \leq \min \left( \frac{1000}{35}; \frac{500}{10}; 20 \right) \Rightarrow \varnothing_t \leq 20 \text{ mm}$$

On optera pour deux cadre et un étrier en :  $\varnothing_t = 10 \text{ mm}$

$$\text{Donc : } 6\varnothing_{10} \Rightarrow A_t = 4,71 \text{ cm}^2$$

**Espacement des armatures transversales :**

Suivent BAEL :

Espacement minimal :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(85,50; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}$$

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

Suivent RPA99 :

La zone nodale :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\varnothing_{l\min} \right) \Rightarrow S_t \leq \min \left( \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right) \Rightarrow S_t \leq 24 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

**Remarque :** Le premier cadre doit être disposées à 5 cm du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{100}{2} \Rightarrow S_t \leq 50 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

**Vérification Diamètre des armatures transversales :****La zone nodale :**

Suivent BAEL :

$$\text{section minimal : } A_t \geq \frac{S_t \cdot 0,4b}{f_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{15 \times 0,4 \times 50}{400} \Rightarrow A_t \geq 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,71 \text{ cm}^2 \geq 0,75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Suivent RPA99 :

$$\text{section minimal : } A_{t \min}^{RPA} = 0,3\% \cdot S_t \cdot b \Rightarrow A_{t \min}^{RPA} = 0,3\% \times 15 \times 50 \Rightarrow A_{t \min}^{RPA} = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,71 \text{ cm}^2 \geq A_{t \min}^{RPA} = 2,25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

**La zone courante :**

Suivent BAEL :

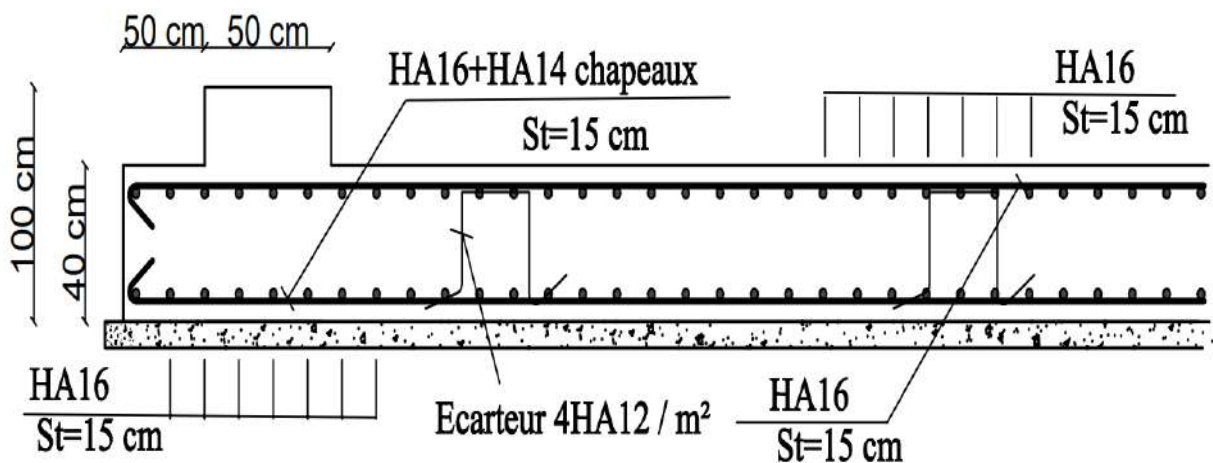
$$\text{section minimal : } A_t \geq \frac{S_t \cdot 0,4b}{f_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{20 \times 0,4 \times 50}{400} \Rightarrow A_t \geq 1 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,71 \text{ cm}^2 \geq 1 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Suivent RPA99 :

$$\text{section minimal : } A_{t \min}^{RPA} = 0,3\% \cdot S_t \cdot b \Rightarrow A_{t \min}^{RPA} = 0,3\% \times 20 \times 50 \Rightarrow A_{t \min}^{RPA} = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,71 \text{ cm}^2 \geq A_{t \min}^{RPA} = 3 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

**VII.4.5 Schéma de ferrailage :****Figure VII-6 : schéma de ferrailage de dalle radier**

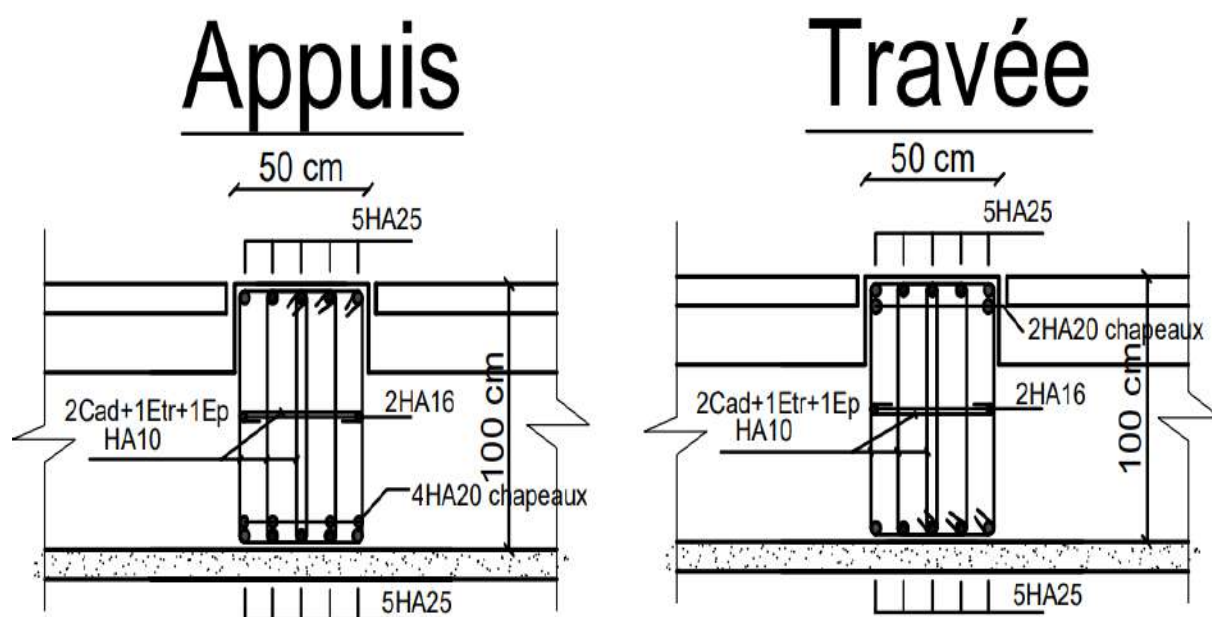


Figure VII-7 : schéma de ferrailage de la nervure sur le sens X-X

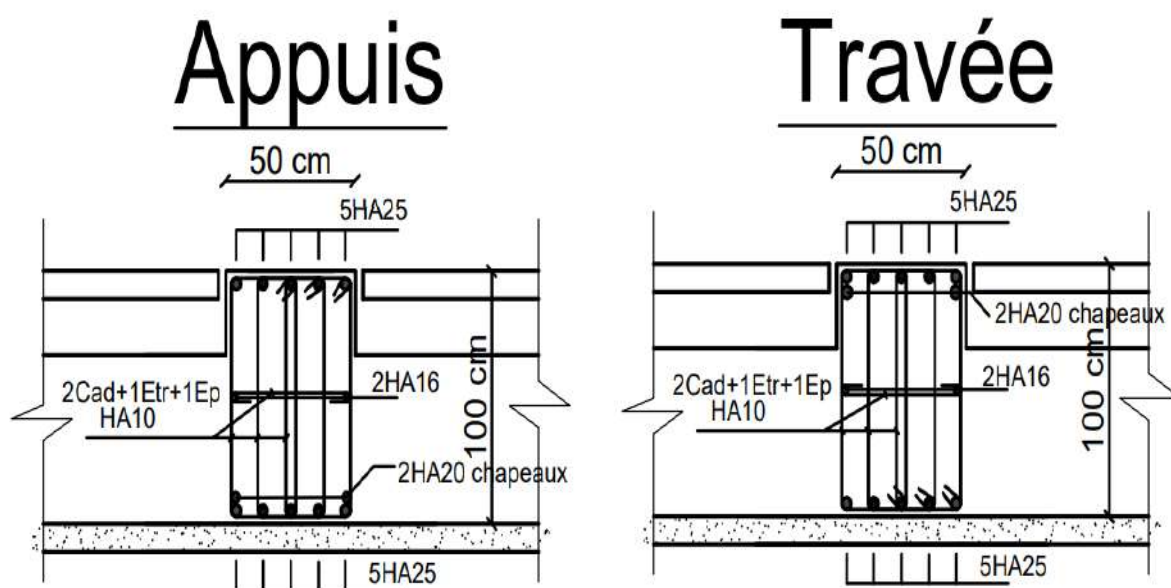


Figure VII-8 : schéma de ferrailage de la nervure sur le sens Y-Y

**VII.5 Etude du Voile périphérique :****VII.5.1 Évaluation des charges et surcharges :**➤ **Poussée due au poids des terres :**

$$P_t = \gamma.H.K_0$$

Avec :

$\gamma$  : Poids spécifique du remblai  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

$H$  : hauteur totale de voile périphérique  $H = 3,40 \text{ m}$

$\varphi$  : Angle de frottement de remblai  $\varphi = 30^\circ$

$K_0$  : Coefficient de poussée

$$\text{nb } K_0 = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow K_0 = \tan^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) \Rightarrow K_0 = 0,333$$

$$P_t = 18 \times 3,40 \times 0,33 \Rightarrow P_t = 20,20 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Poussée due à la surcharge :**

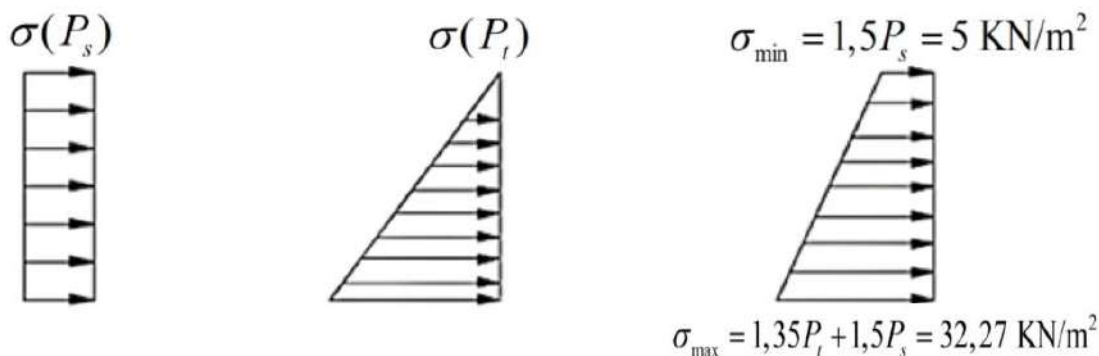
$$Q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = Q.K_0 \Rightarrow P_s = 10 \times 0,333 \Rightarrow P_s = 3,33 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Détermination des contraintes :**• **Calcul à l'ELU :**

$$\sigma_{\min} = 1,5P_s \Rightarrow \sigma_{\min} = 1,5 \times 3,33 \Rightarrow \sigma_{\min} = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1,35P_t + 1,5P_s \Rightarrow \sigma_{\max} = 1,35 \times 20,20 + 1,5 \times 3,33 \Rightarrow \sigma_{\max} = 32,27 \text{ KN/m}^2$$



**Figure VII-9 : Diagramme des contraintes à l'ELU**

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 32,27 + 5}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 25,45 \text{ KN/m}^2$$

• **Calcul à l'ELS :**

$$\sigma_{\min} = P_s \Rightarrow \sigma_{\min} = 3,33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = P_t + P_s \Rightarrow \sigma_{\max} = 20,20 + 3,33 \Rightarrow \sigma_{\max} = 23,53 \text{ KN/m}^2$$

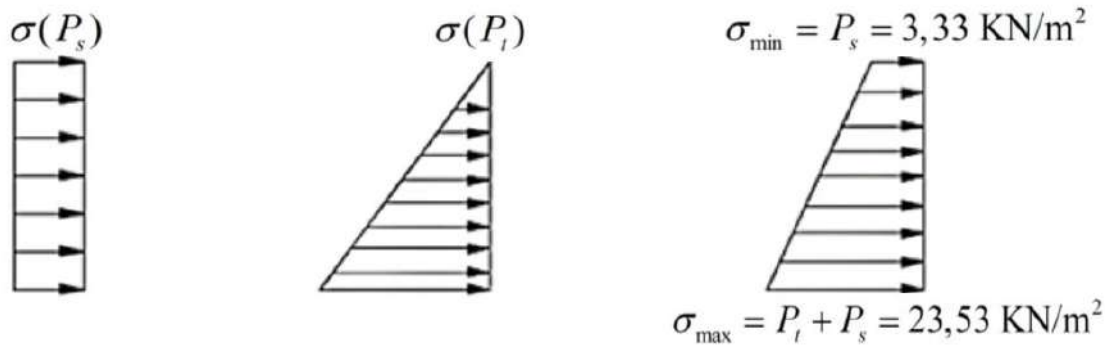


Figure VII-10 : Diagramme des contraintes à l'ELS

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3 \times 23,53 + 3,33}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 18,48 \text{ KN/m}^2$$

### VII.5.2 Ferrailage du voile périphérique :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

Panneau continu (intermédiaire)

$$L_x = 3,00 \text{ m} \quad L_y = 5,00 \text{ m} \quad b = 1 \text{ ml} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,00}{5,00} = 0,60 \text{ donc } 0,4 \leq \alpha = 0,60 \leq 1$$

La dalle de notre structure portent selon deux directions  $\Rightarrow$  le calcul se fait en flexion Simple.

#### VII.5.2.1 Combinaison d'action :

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_{moy} \cdot 1 \text{ ml} \Rightarrow q_u = 25,45 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma_{moy} \cdot 1 \text{ ml} \Rightarrow q_u = 18,48 \text{ KN/m}$$

#### VII.5.2.2 Calcul des moments :

$$\text{ELU : Coefficient de poisson } \nu = 0 \text{ Après le tableau le Coefficient } \mu = \begin{cases} \mu_x = 0,081 \\ \mu_y = 0,305 \end{cases}$$

$$\text{ELS : Coefficient de poisson } \nu = 0,2 \text{ Après le tableau le Coefficient } \mu = \begin{cases} \mu_x = 0,086 \\ \mu_y = 0,476 \end{cases}$$

➤ Calcul de  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$  :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 0,081 \times 25,45 \times 3^2 \Rightarrow M_{0x} = 18,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 0,305 \times 18,55 \Rightarrow M_{0y} = 5,66 \text{ KN.m}$$

**Tableau VII.10 :** Calcul de  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$  à l'ELU et l'ELS

ELU					ELS				
$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$	$M_{0x}$	$M_{0y}$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_{ser}$	$M_{0x}$	$M_{0y}$
0,081	0,305	25,45	18,55	5,66	0,086	0,476	18,48	14,30	6,81

➤ **Moment en appuis :**

$$M_{ax} = -0,5M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = -0,5 \times 18,55 \Rightarrow M_{ax} = -9,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = -0,5 \times 5,66 \Rightarrow M_{ay} = -2,83 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en Travée :**

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = 0,75 \times 18,55 \Rightarrow M_{tx} = 13,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = 0,75 \times 5,66 \Rightarrow M_{ty} = 4,25 \text{ KN.m}$$

**VII.5.2.3 Calcul d'effort tranchant :**Si  $\alpha \geq 0,4$  :

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \Rightarrow T_x = \frac{25,45 \times 3}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,6}{2}} \Rightarrow T_x = 29,37 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \cdot L_x}{3} \Rightarrow T_y = \frac{25,45 \times 3}{3} \Rightarrow T_y = 25,45 \text{ KN}$$

**Tableau VII.11 :** Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS

ELS					
$M_{ax} \text{ (KN.m)}$	$M_{ay} \text{ (KN.m)}$	$M_{tx} \text{ (KN.m)}$	$M_{ty} \text{ (KN.m)}$	$T_x \text{ (KN)}$	$T_y \text{ (KN)}$
-7,15	-3,41	10,73	5,11	21,32	18,48

**VII.5.2.4 Vérification des contraintes de cisaillement :**➤ **Sens X-X :**

Pour des fissurations préjudiciables

$$\tau = \frac{T}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau = \frac{21,32 \times 10^{-3}}{1 \times 0,15} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau = 0,14 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Sens Y-Y :**

Pour des fissurations préjudiciables

$$\tau = \frac{T}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau = \frac{18,48 \times 10^{-3}}{1 \times 0,15} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau = 0,12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

## VII.5.2.5 Calcul du ferrailage :

## ➤ Armatures vertical :

## • En appuis:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{9,28 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times 0,15^2} = 0,029$$

$$\mu_{bu} = 0,029 < \mu_l = 0,392 \text{ Il n'y a pas d'armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,037$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,148 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0,029 < \mu_{AB} = 0,186$$

pivot A

$$\xi_{st} = 10\%$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} = 1,81 \text{ cm}^2$$

## • En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{13,91 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times 0,15^2} = 0,044$$

$$\mu_{bu} = 0,044 < \mu_l = 0,392 \text{ Il n'y a pas d'armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,056$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,147 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0,044 < \mu_{AB} = 0,186$$

pivot A

$$\xi_{st} = 10\%$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} = 2,73 \text{ cm}^2$$

## ➤ Section minimale d'armature :

## • Suivant BAEL91/99 :

$$A_{y \min} = \begin{cases} 0,0012 \text{ pour RL} \\ 0,0008 \text{ pour FeE400} \\ 0,0006 \text{ pour FeE500} \end{cases}$$

Les armatures de dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) :

$$A_{y \min} = 0,0008 \times e \times b = 0,0008 \times 20 \times 100 = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \min} = \frac{3 - 0,0008}{2} \times A_{y \min} = 2,40 \text{ cm}^2$$

- Suivant RPA99/V2003 :

D'après art 10.1.2 RPA99/V2003 :

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical)

Les armatures sont constituées de deux nappes

$$A_{\min}^{RPA} = 0,1\% . b . e \Rightarrow A_{\min}^{RPA} = 0,1\% \times 100 \times 20 \Rightarrow A_{\min}^{RPA} = 2 \text{ cm}^2$$

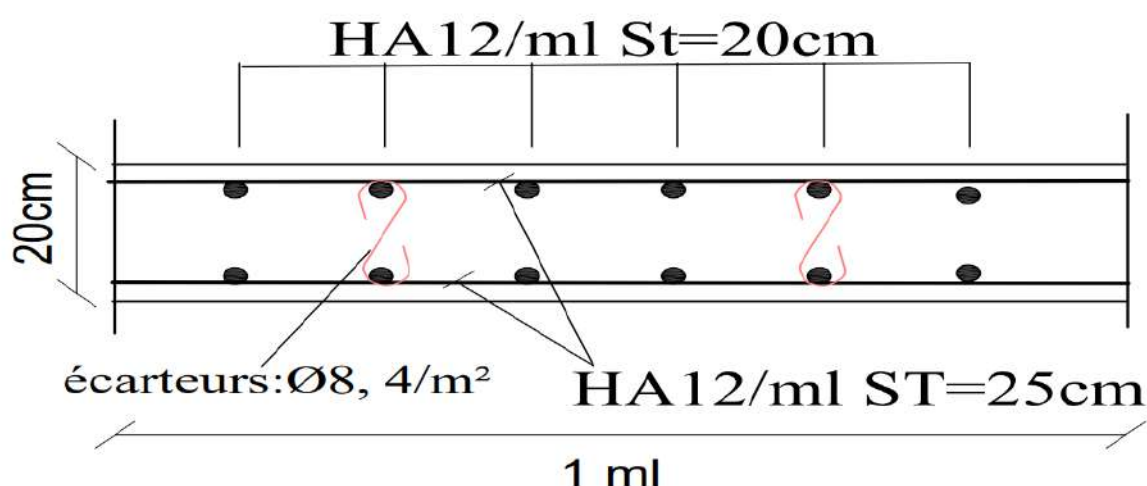
**Tableau VII.12 :** Calcul des armatures dans les deux sens (vertical et horizontal)

		$M (KN.m)$	$\mu$	$\alpha$	$Z (m)$	$A_{st} (cm^2)$	$A_{\min} (cm^2)$	$A_{\min}^{RPA} (cm^2)$
<b>Armatures vertical</b>	Appui	-9,28	0,029	0,037	0,148	1,81	2,40	2
	Travée	13,91	0,044	0,056	0,147	2,73	2,40	2
<b>Armatures horizontal</b>	Appui	-2,83	0,009	0,011	0,149	0,54	1,60	2
	Travée	4,25	0,013	0,017	0,149	0,82	1,60	2

**Tableau VII.13 :** Choix des barres de voile périphérique

		$A_{choix} (cm^2)$	Choix des barres	$A_{adopte} (cm^2)$
<b>Armatures vertical</b>	Appui	2,40	6HA12	6,79
	Travée	2,73	6HA12	6,79
<b>Armatures horizontal</b>	Appui	2	5HA12	5,65
	Travée	2	5HA12	5,65

### VII.5.3 Schéma de ferrailage :



**Figure VII-11 :** schéma ferrailage de voile périphérique



# **Conclusion Générale**

### Conclusion Générale

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne. L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre les connaissances acquises durant notre formation et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique.

De ce fait, ce mémoire nous a permis de mieux apprécier le métier de concepteur de projet de génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais s'étale pour adopter:

Des solutions à des problèmes existants avec une meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.

Une conception qui va de pair avec l'architecture

Dans la conception de ce projet on a utilisé les logiciels robot, AUTOCAD, ...etc. Parmi les avantages de ces derniers est la rapidité d'exécution et l'exactitude des résultats et une vitesse d'exécution assez élevée.

L'ingénieur en génie civil n'est pas seulement un calculateur mais il a sa charge aussi de proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain, d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

En fin, nous espérons que ce modeste travail constitue une référence qui contient un minimum d'informations utiles pour faciliter les études des futures promotions.

# **Annexes et bibliographie**

## **Bibliographie**

- 1-Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
- 2-Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93
- 3-Béton Armé, BAEL91 et DTU associés, J.P. Mouglin. Edition Eyrolles, 1995
- 4-D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation
- 5-GUERROUDJ.Y : Mémoire de fin d'étude (R+8+S-sol) encadreur par M.KACI

### **Logiciels utilisés :**

- 1-Logiciel ROBOT Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2020
- 2-Logiciel AUTOCAD
- 3-Expert BA2010

# Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

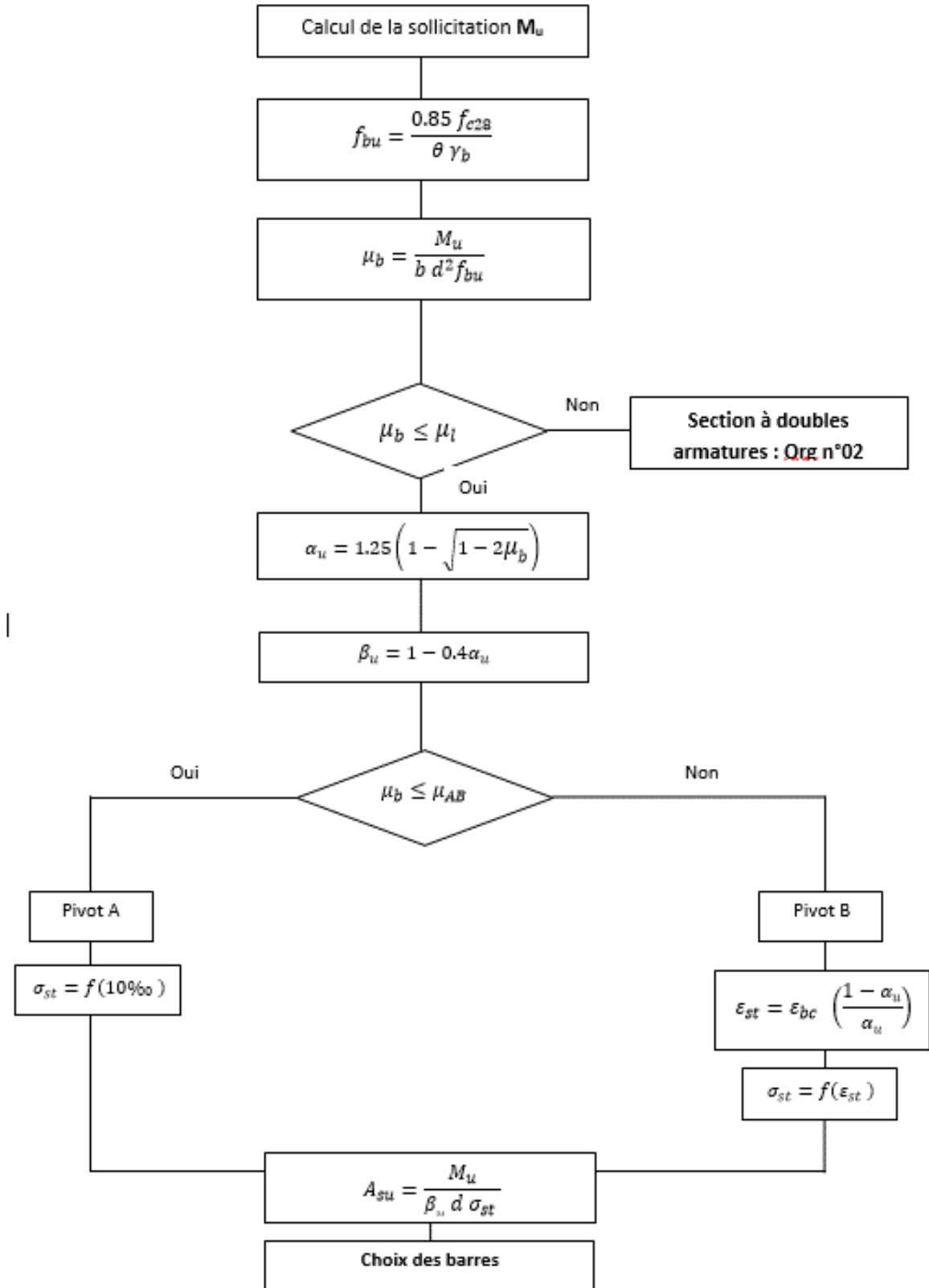
## Annexe 2 : Tableau des armatures (en cm<sup>2</sup>)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

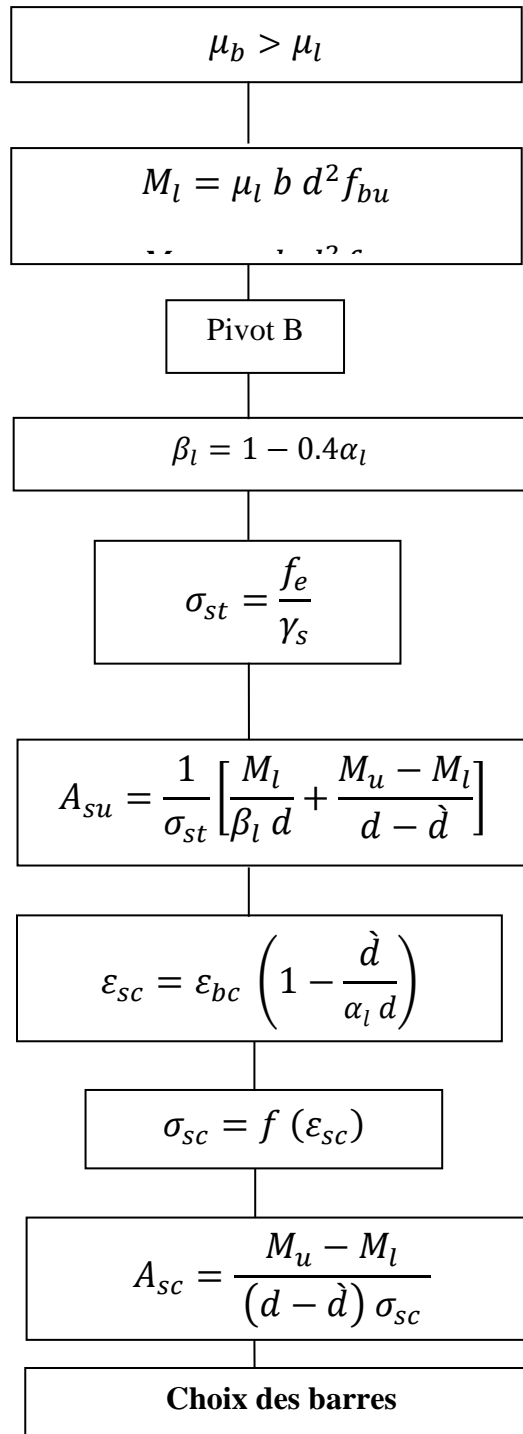
### Organigramme n°01

#### Calcul des sections rectangulaires soumises à la flexion simple

(Simples armatures  $A_{su}$ )

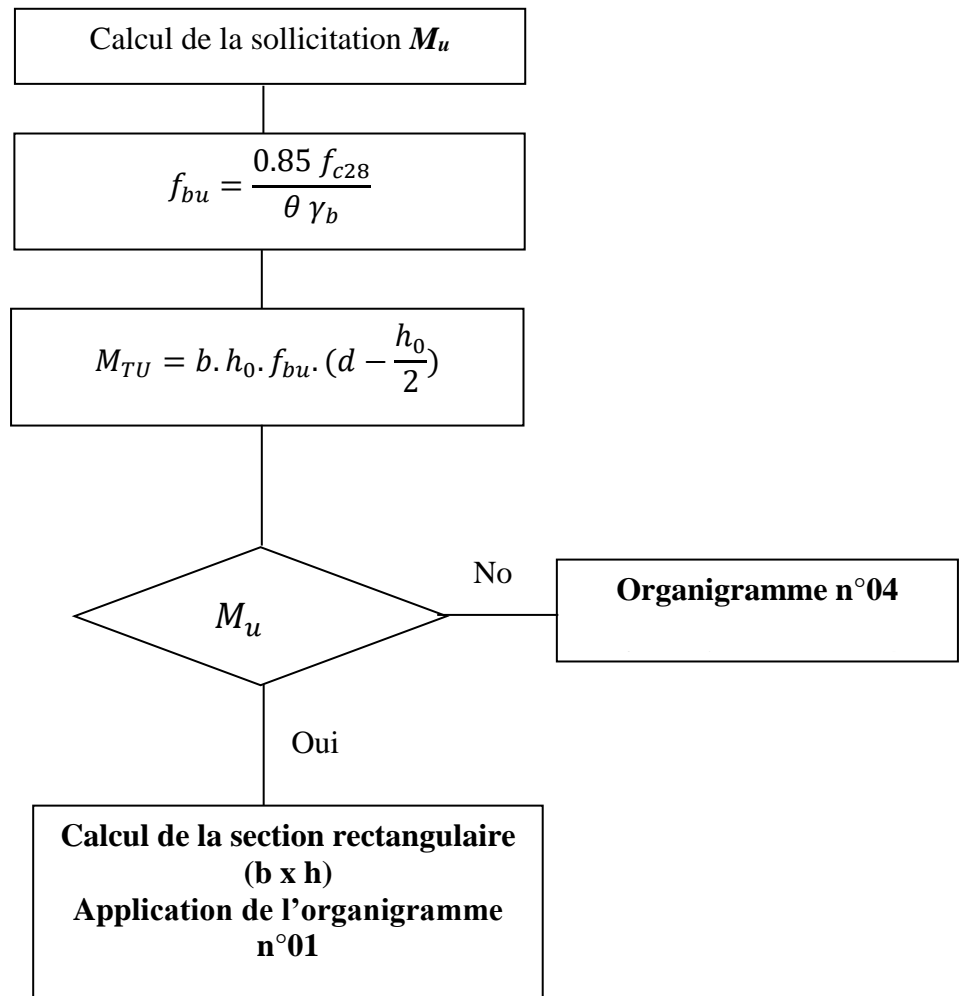


**Organigramme n°02**  
**Calcul des sections rectangulaires soumises à la flexion simple**  
(Doubles armatures  $A_{su} + A_{sc}$ )



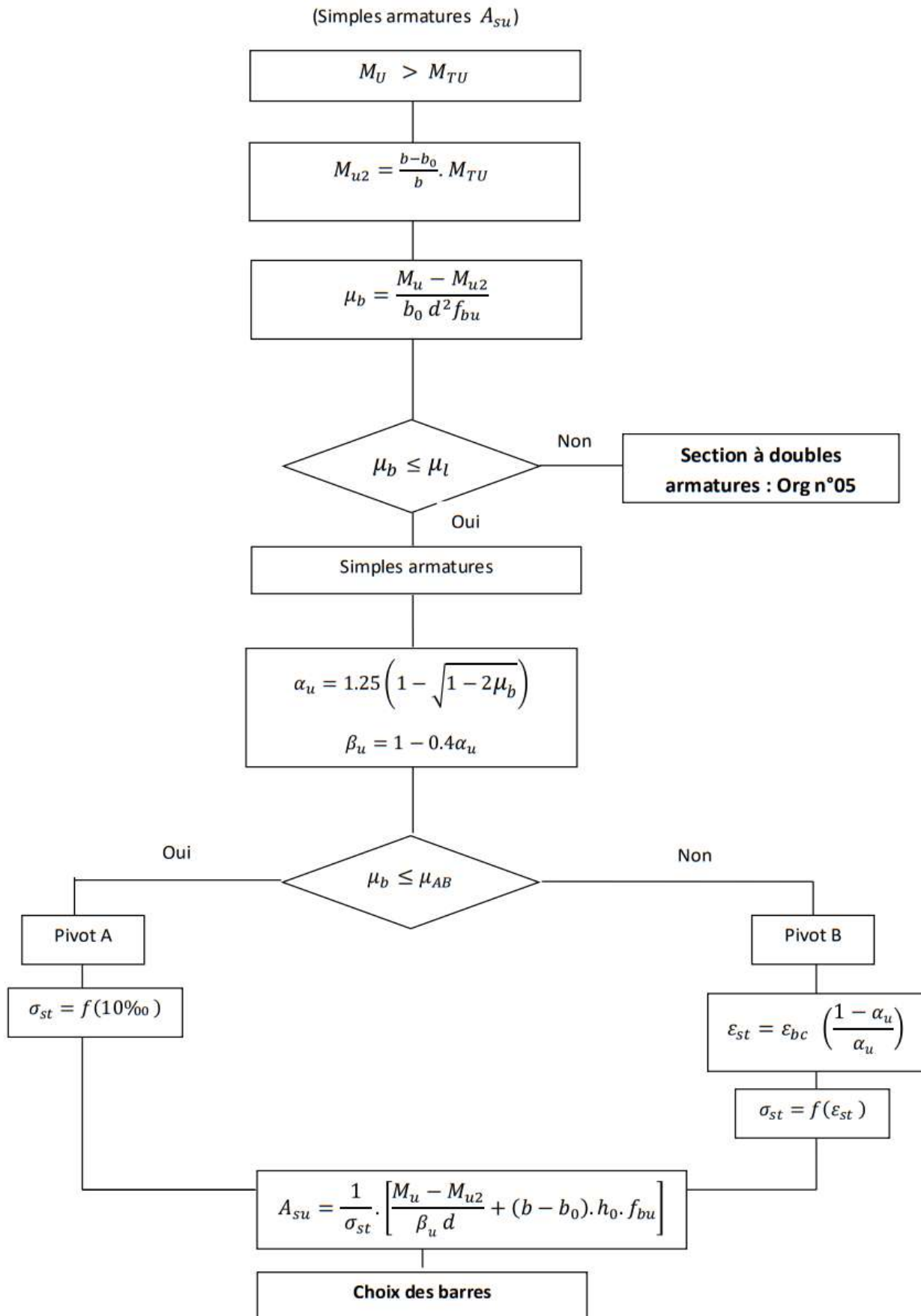


**Organigramme n°03**  
**Calcul des sections en « T » soumises à la flexion simple**



#### Organigramme n°04

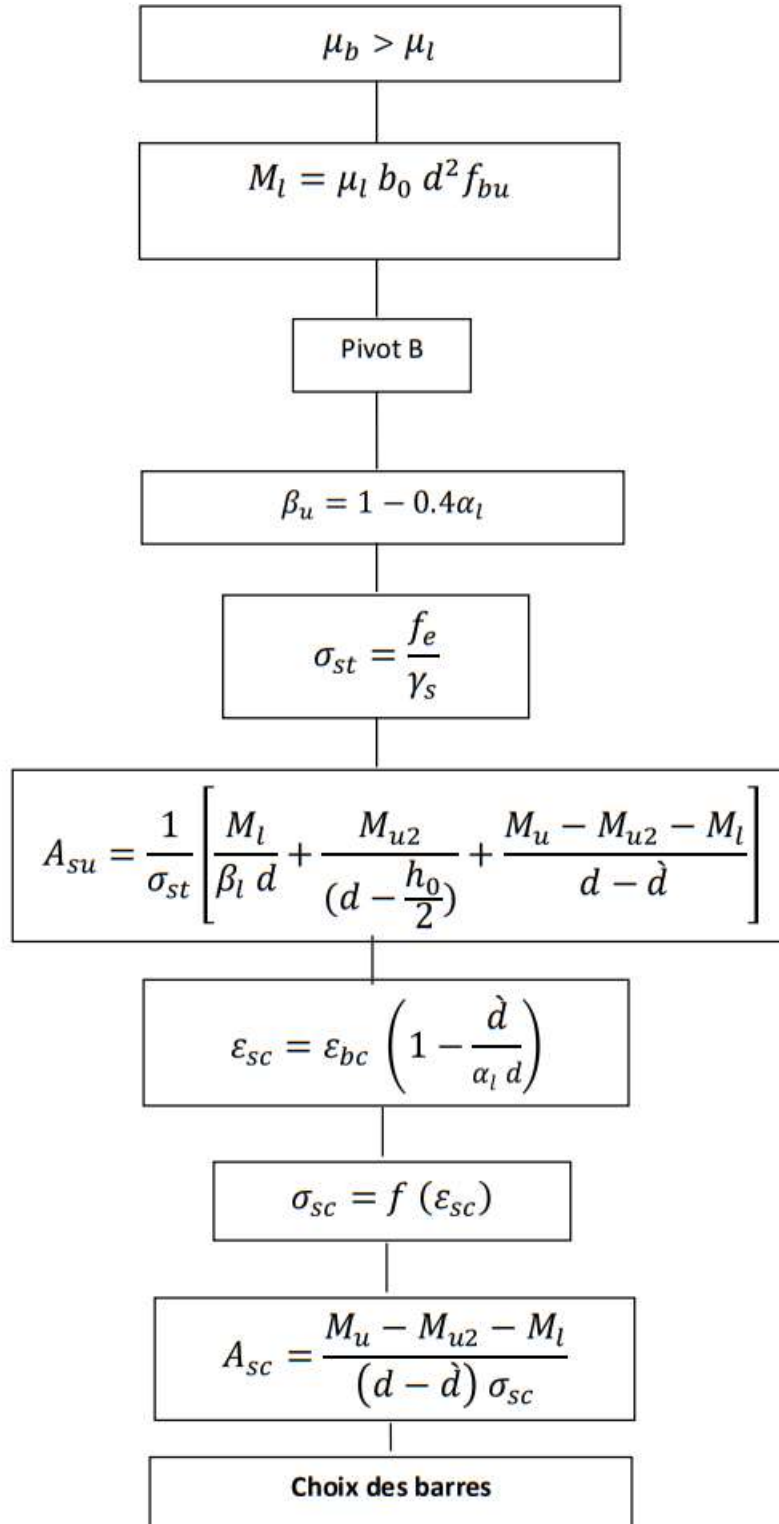
#### Calcul des sections en « T » soumises à la flexion simple : Simples armatures



### Organigramme n°05

#### Calcul des sections en « T » soumises à la flexion simple : Doubles armatures

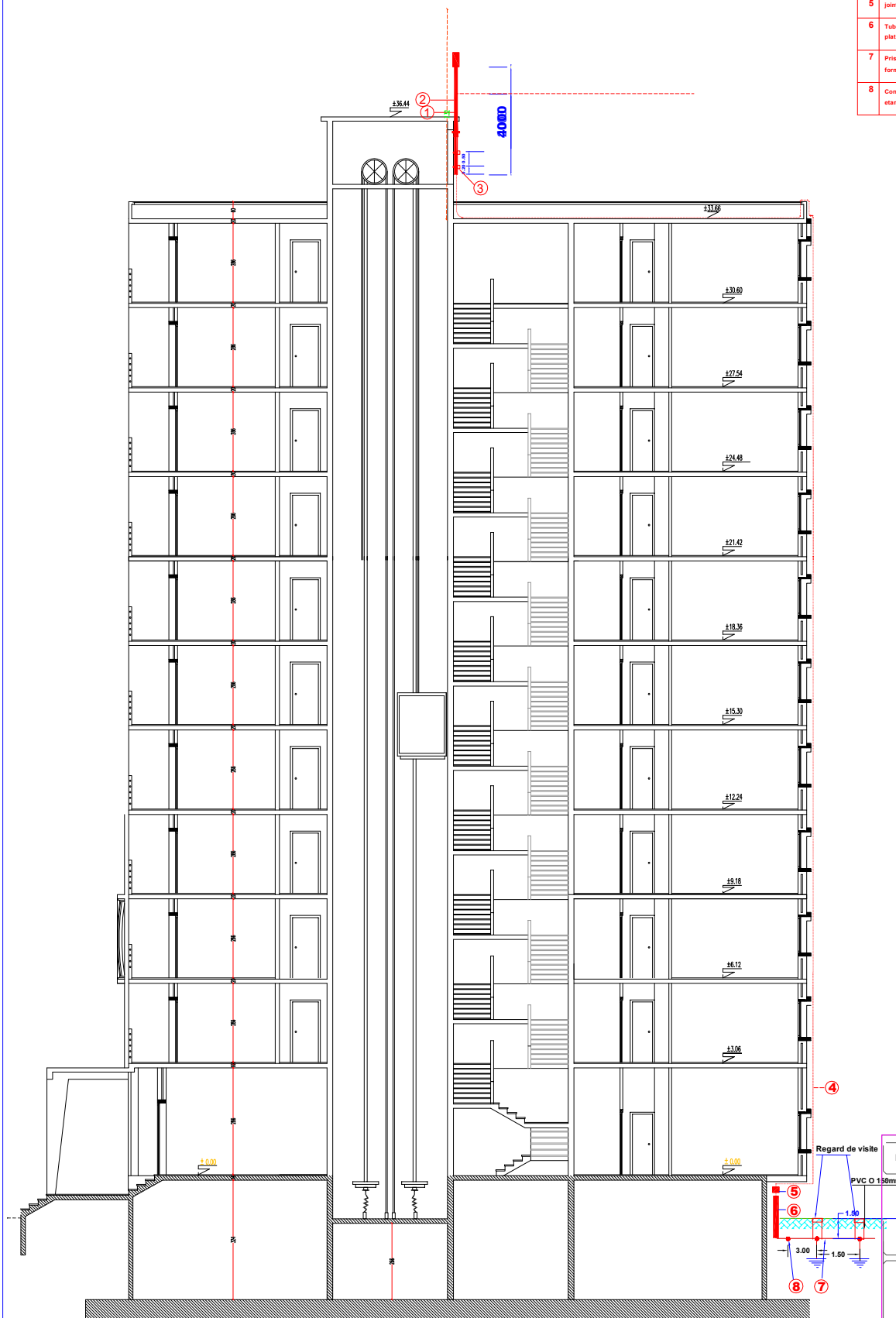
(Doubles armatures  $A_{su} + A_{sc}$ )



# **Les plan architecture et les plan génie civil**

LEGENDE

N°	DESIGNATION
1	Paratonnerre type pulsar en acier inoxydable L:2m comprenant tous les équipements nécessaire.
2	2 Mats rallonges en acier galvanisé étiré a froid sans soudure L:2m, longueur d'assemblage 10.75m
3	Ensemble 2 pattes à boulonner en acier galvanisé pour fixé mat rallonge
4	Conducteur de toiture et de descente en cuivre étamé 30x2mm avec tous les coudes nécessaires en matière cuivre étamé fixé sur toiture et terrasse par des brides ruberalu 3 an m et par crampon de maçonnerie (3 an m) pour descente sur mur
5	joint de controle en matière laiton matricé à impédence faible se fixe à l'aide de pattes a vis .
6	Tube de protection meplet d'acier galvanisé destiné à laprotection mecanique de conducteur plat placé entre le joint de controle et le sol
7	Prise de terre paratonnerre en 3 piquets de terre en acier galvanisé h:1.5m enterré verticalement formants un triangle L:1.5m avec regard de visite en fonte diamètre ext 190 mm
8	Connection entre la terre principale de bâtiment et prise de terre paratonnerre par cosse en cuivre étamé.



COUPE A A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE Dr MOULAY TAHER DE SAIDA  
FACULTE DE TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Projet de Fin de cycle  
Pour l'Obtention du Diplôme de master  
en Génie Civil.  
Option : STRUCTURES.  
Promotion: 2024

PLAN :

VUE EN PLAN  
COUPE VERTICALE A-A

Présenté par :

Mr. MEDDOUDI MOHAMED  
Mr. FEDLAOUI MOHAMED

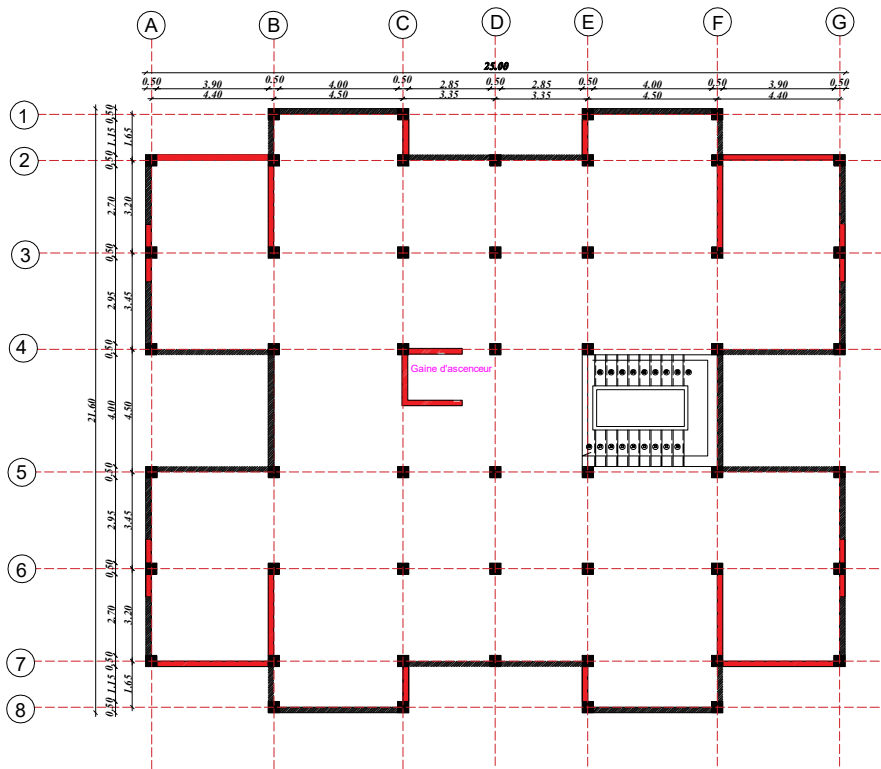
Encadreur :

Mr. BENNOUN.M.

DATE :  
Jun 2024

Echelle :  
50

N° du PLAN :  
05 (ARCHI)



PLAN SOUS SOL

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE Dr MOULAY TAHER DE SAIDA  
FACULTE DE TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Projet de Fin de cycle  
Pour l'Obtention du Diplôme de master  
en Génie Civil.  
Option : STRUCTURES.  
Promotion: 2024

PLAN :

VUE EN PLAN  
SOUS SOL

Présenté par :

Mr. MEDDOUDI MOHAMED  
Mr. FEDLAOUI MOHAMED

Encadreur :

Mr. BENNOUN.M.

DATE :

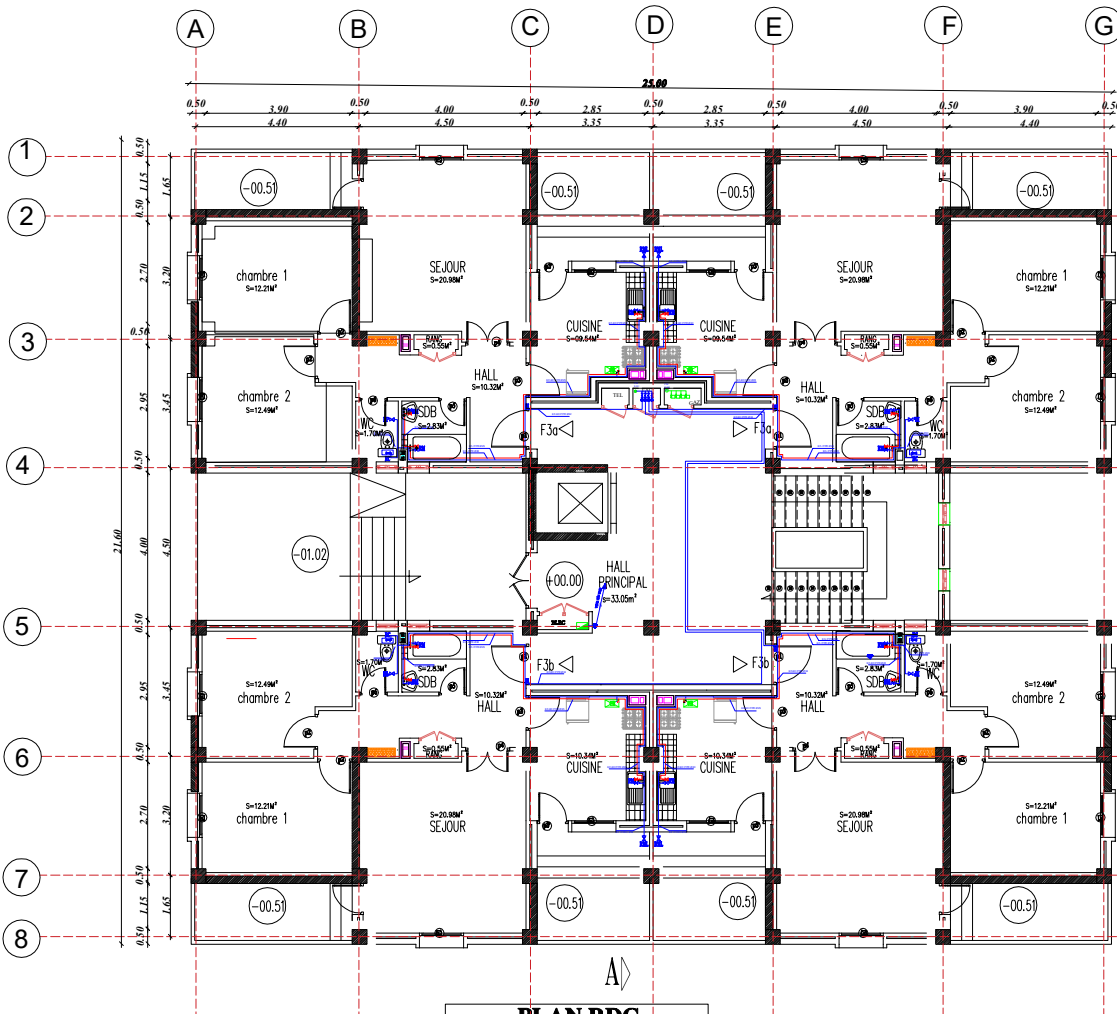
Juin 2024

Echelle :

50

N° du PLAN :

01 (ARCHI)



PLAN RDC

LEGENDE:

RP : ROBINET DE PUISSANCE Ø 12/14  
RC : ROBINET DE CHASSE Ø 10/12  
RAV : ROBINET D'ARRÊT EAU Ø 20/22  
CM : COLONNE MONTANTE  
RML : ROBINET D'ARRÊT POUR MACHINE À LAVER Ø 14/16  
RM : ROBINET MELANGEUR Ø 12/14  
CUI : CUISINIÈRE  
CSP: CONDUIT SOUS PLAFOND  
CP : CONDUIT AU DESSUS DE LA PLINTHE  
CR : CHAUFFE - EAU

EAU FROIDE  
EAU CHAUDE  
GAZ

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE Dr MOULAY TAHER DE SAIDA  
FACULTE DE TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Projet de Fin de cycle  
Pour l'Obtention du Diplôme de master  
en Génie Civil.  
Option : STRUCTURES.  
Promotion: 2024

PLAN :

VUE EN PLAN  
RDC

Présenté par :

Mr. MEDDOUDI MOHAMED  
Mr. FEDLAOUI MOHAMED

Encadreur :

Mr. BENNOUN.M.

DATE :

Juin 2024

Echelle :

50

N° du PLAN :

02 (ARCHI)

LEGENDE

Tuyauterie en PVC

RP

Chute des Eaux Pluviales en PVC

RV

Chute des Eaux Vannes en PVC

RU

Chute des Eaux Usées en PVC

S

Siphon d'évacuation 200/20 cm

GF

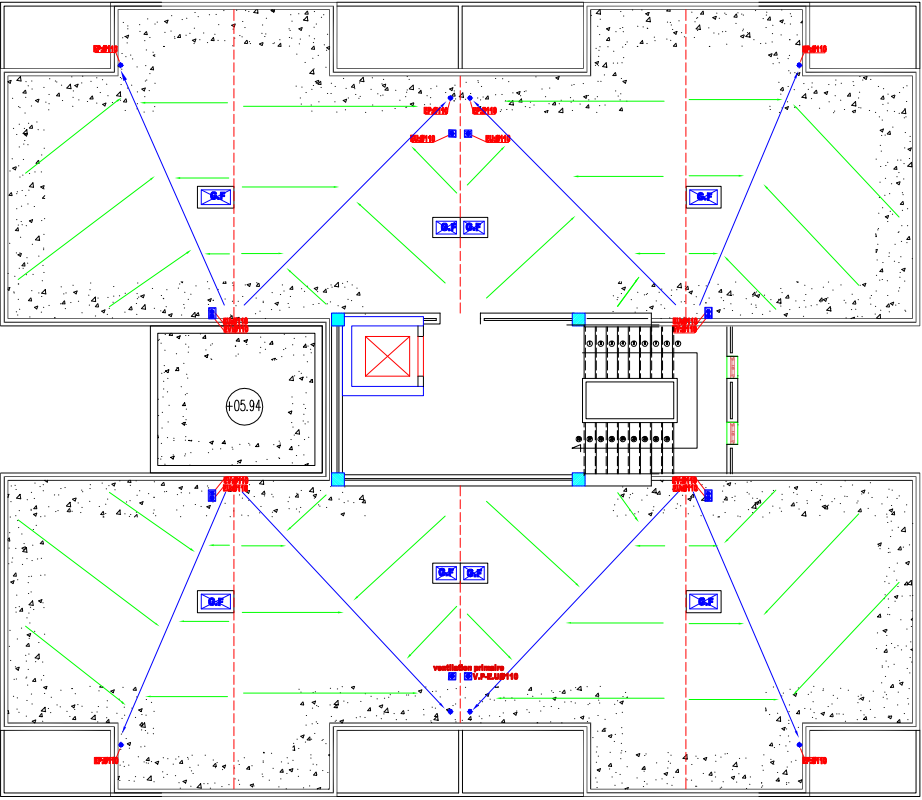
Gaine fumées

PH

point haut

PB

Point bas



PLAN DE TERRASSE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITEDr MOULAY TAHER DE SAIDA  
FACULTE DE TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Projet de Fin de cycle  
Pour l'Obtention du Diplôme de master  
en Génie Civil.  
Option : STRUCTURES.  
Promotion: 2024

PLAN :  
**VUE EN PLAN  
TERRASSE**

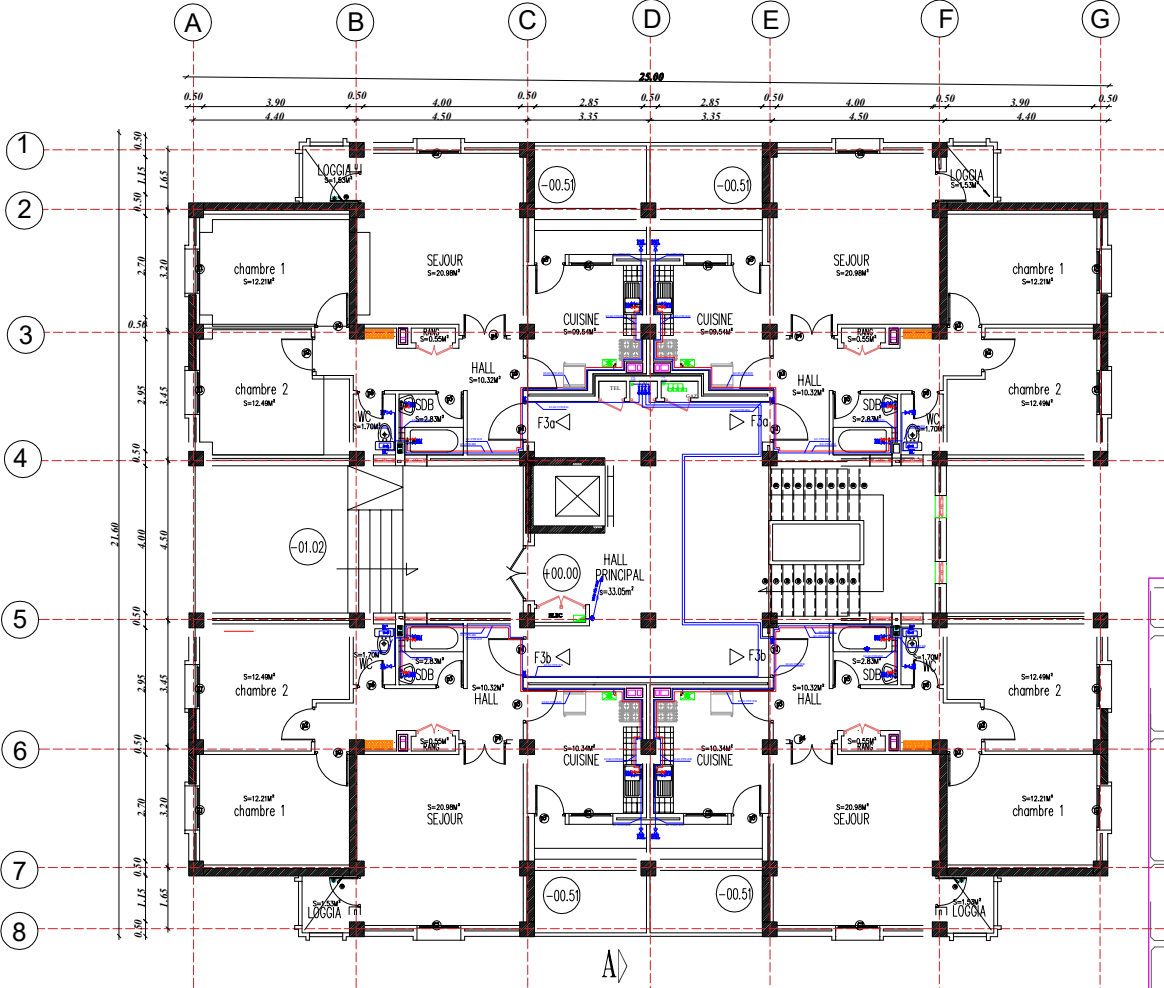
Présenté par :  
Mr. MEDDOUDI MOHAMED  
Mr. FEDLAOUI MOHAMED

Encadreur :  
Mr. BENNOUN.M.

DATE :  
Juin 2024

Echelle :  
50

N° du PLAN :  
04 (ARCHI)



PLAN ETAGE COURANT

LEGENDE:

RP : ROBINET DE PUISSAGE ø 12/14

RC : ROBINET DE CHASSE ø 10/12

RAU : ROBINET D'ARRRET RAU ø 20/22

CM : COLONNE MONTANTE

RML : ROBINET D'ARRRET POUR MACHINE A LAYER ø 14/16

RM : ROBINET MELANGEUR ø 12/14

CUI : CUISINIERE

CSP: CONDUIT SOUS PLAPlOND

CP : CONDUIT AU DESSUS DE LA PLANTRE

CR : CHAUFFE - RAU

RAU FROID

RAU CHAUDE

GAZ

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE Dr MOULAY TAHER DE SAIDA  
FACULTE DE TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Projet de Fin de cycle  
Pour l'Obtention du Diplôme de master  
en Génie Civil.  
Option : STRUCTURES.  
Promotion: 2024

PLAN :  
**VUE EN PLAN  
ETAGE COURANT**

Présenté par :  
Mr. MEDDOUDI MOHAMED  
Mr. FEDLAOUI MOHAMED

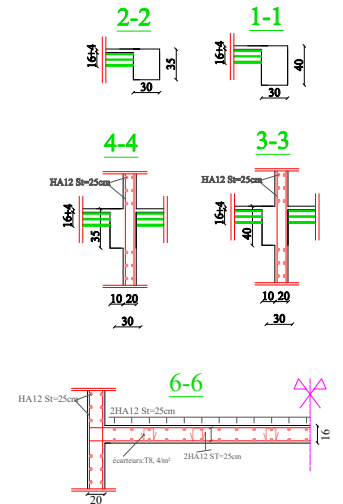
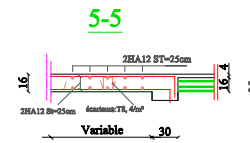
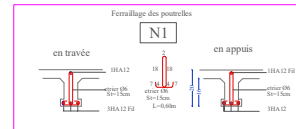
Encadreur :  
Mr. BENNOUN.M.

DATE :  
Juin 2024

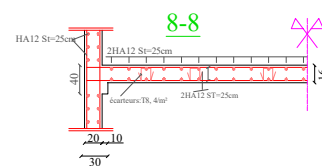
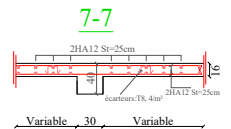
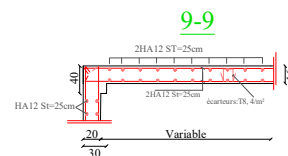
Echelle :  
50

N° du PLAN :  
03 (ARCHI)

+3.06  
+6.12



±0.00



UNIVERSITE Dr MOULAY TAHER DE SAIDA  
FACULTE DE TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Projet de Fin de cycle  
Pour l'Obtention du Diplôme de master  
en Génie Civil.  
Option : STRUCTURES.  
Promotion: 2024

**PLAN :**  
**COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES PLANCHERS**  
**NIV: +0.00 & +3.06 & +6.12**

Présenté par :  
Mr. MEDDOUDI MOHAMED  
Mr. FEDLAOUI MOHAMED

Encadreur :  
Mr. BENNOUN.M.

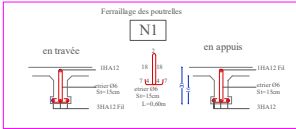
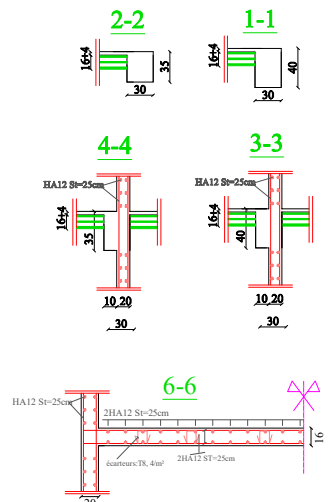
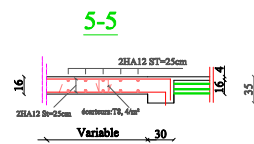
**DATE :**  
Juin 2024

Echelle :  
1  
50

N° du PLAN :



+9.18  
+12.24  
+15.30

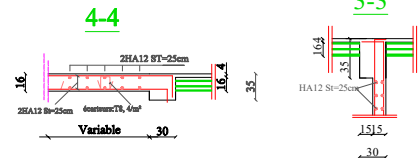
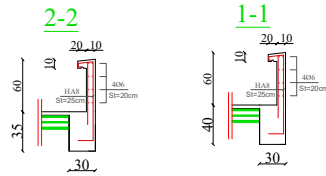
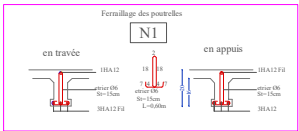
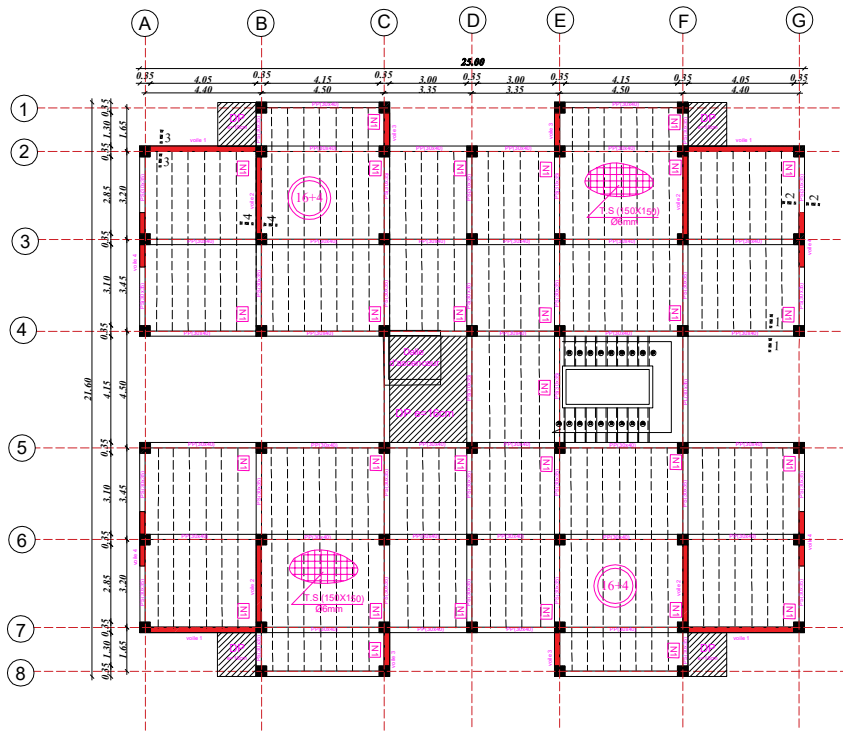
+18.36  
+21.42  
+24.48

N° du PLAN :

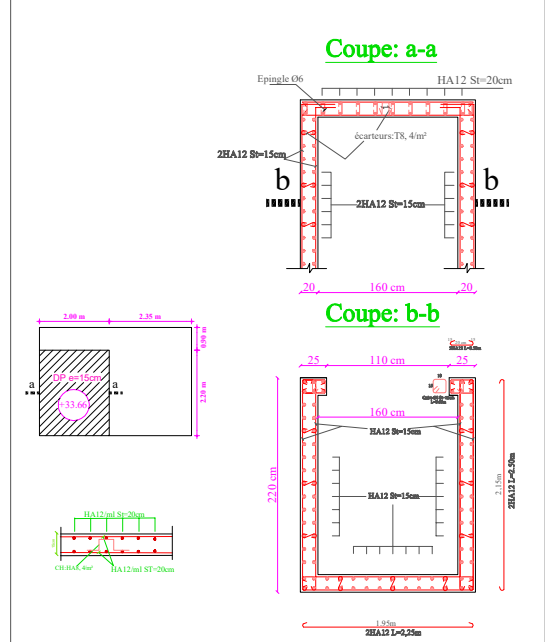
02 (GC)

PLANCHER terrasse

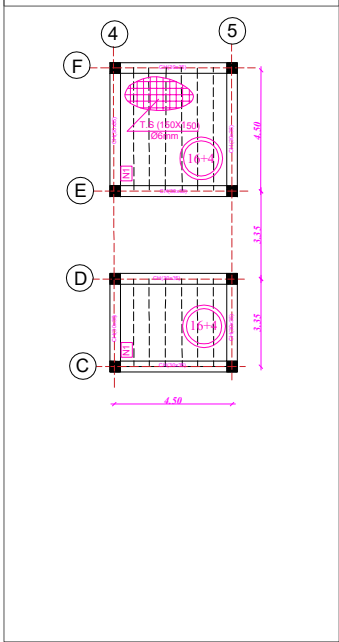
+27.54  
+30.60  
+33.66



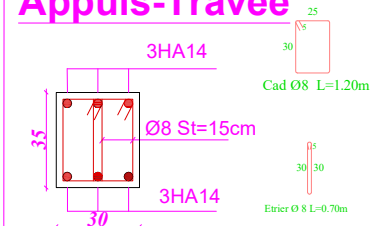
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE LA DALLE ET VOILE D'ASCENSEUR



PLANCHER Niv: +36.46

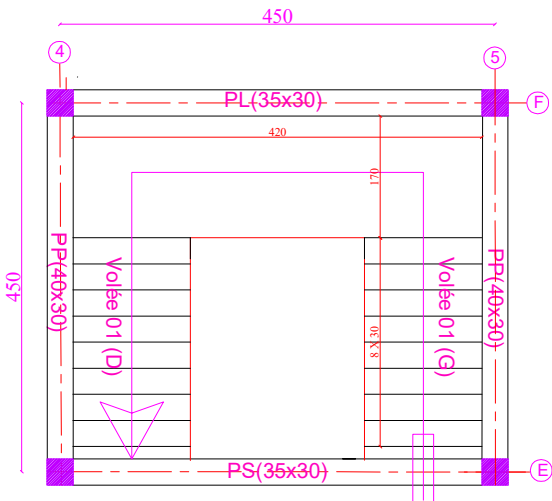


Chaînages  
Appuis-Travée



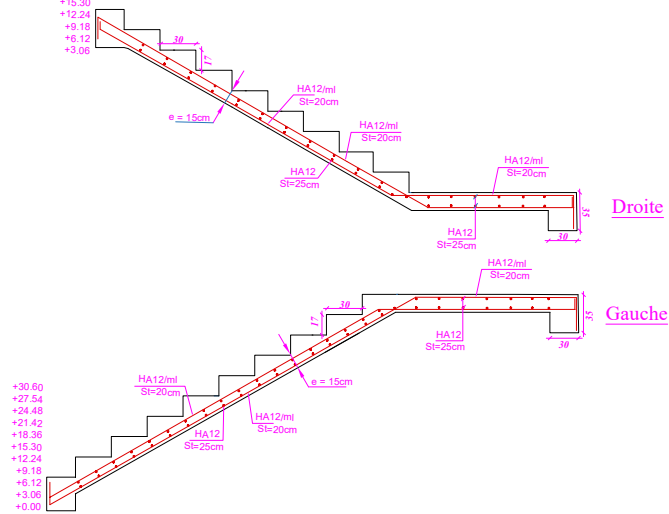
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE Dr MOULAY TAHER DE SAIDA FACULTE DE TECHNOLOGIE DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Projet de Fin de cycle Pour l'Obtention du Diplôme de master en Génie Civil. Option : STRUCTURES. Promotion: 2024	
PLAN : COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES PLANCHERS NIV: +27.54 & +30.60 & +33.66	
Présenté par : Mr. MEDDOUZI MOHAMED Mr. FEDLAOUI MOHAMED	Encadreur : Mr. BENNOUN.M.
DATE : Juin 2024	Echelle : 50
N° du PLAN : 03 (GC)	

# RDC+Etage Courant

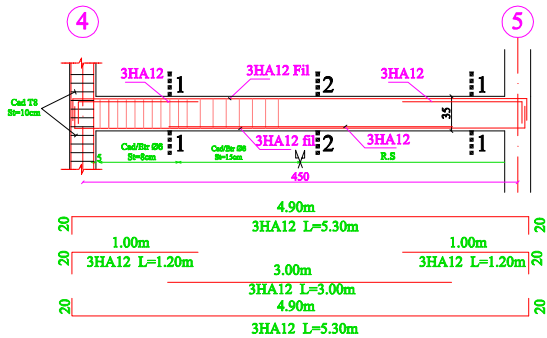


+33.66  
+30.60  
+27.54  
+24.48  
+21.42  
+18.36  
+15.30  
+12.24  
+9.18  
+6.12  
+3.06

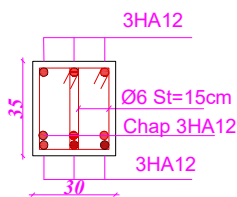
## VOLEE TYPE 01



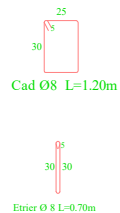
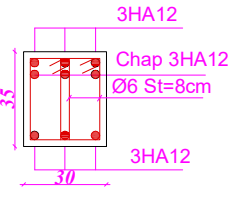
## POUTRE PALIERE



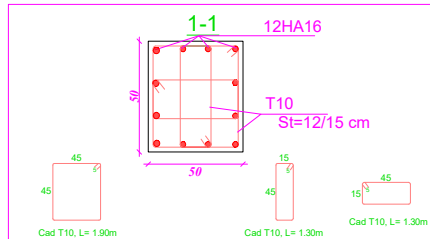
## 2-2



## 1-1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE Dr MOULAY TAHER DE SAIDA FACULTE DE TECHNOLOGIE DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Projet de Fin de cycle Pour l'Obtention du Diplôme de master en Génie Civil Option : STRUCTURES. Promotion: 2024	
PLAN :	
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES ESCALIERS	
Présenté par : Mr. MEDDOUDI MOHAMED Mr. FEDLAOUT MOHAMED	Encadreur : Mr. BENNOUN M.
DATE : Juin 2024	Echelle : 1/50
N° du PLAN : 04 (GC)	



**Projet de Fin de cycle**  
**Pour l'Obtention du Diplôme de master**  
**en Génie Civil.**  
**Option : STRUCTURES.**  
**Promotion: 2024**

**PLAN :**

## COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POTEAUX

Présenté par :

Mr. MEDDOUDI MOHAMED  
Mr. FEDLAOUI MOHAMED

Encadreur :

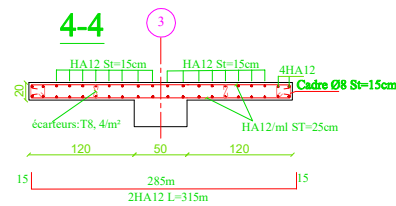
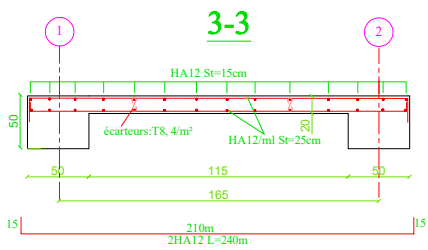
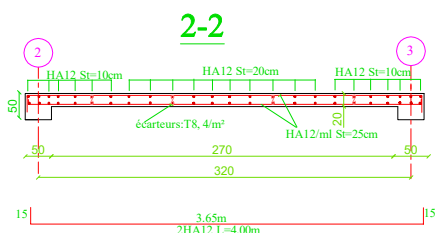
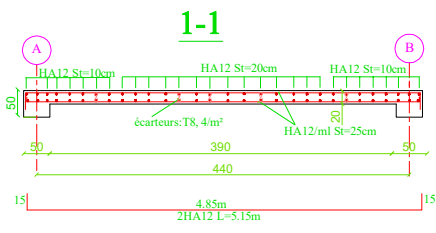
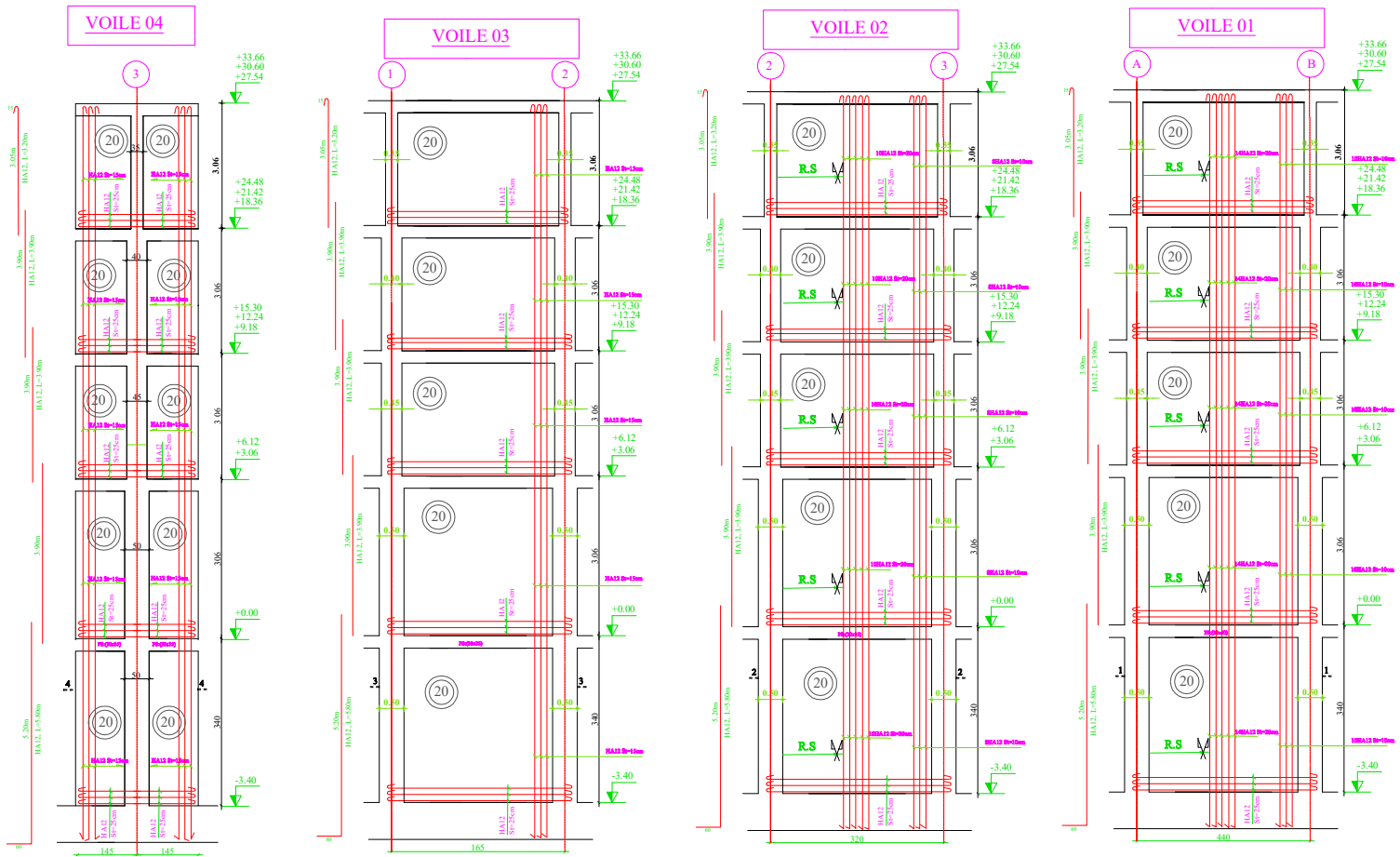
Mr. BENNOUN.M.

**DATE :**  
**Juin 202**

**Echelle :**  
1  
50

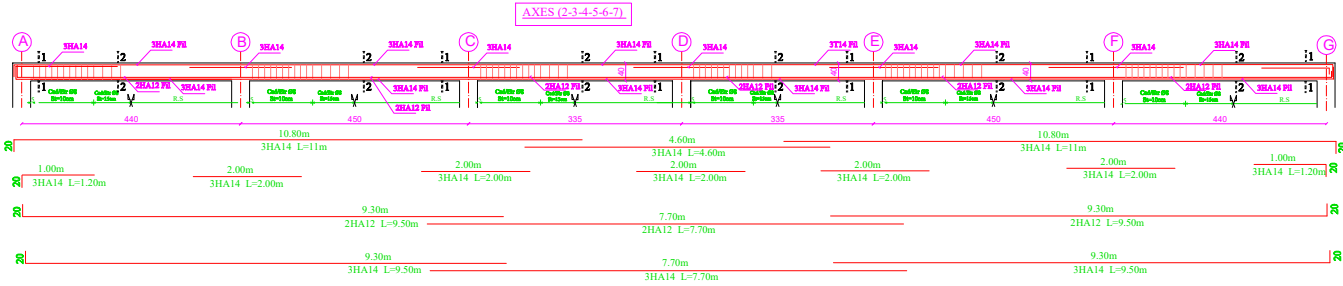
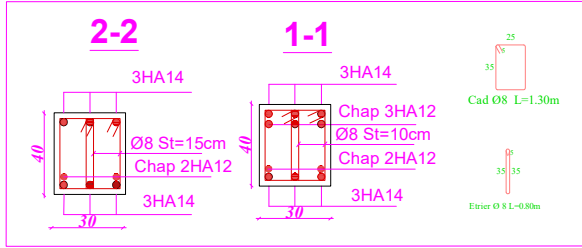
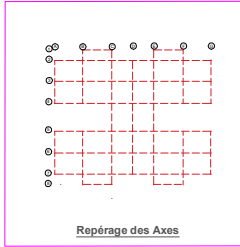
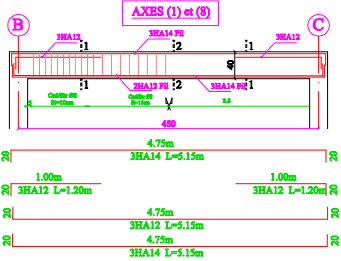
**N° du PLAN :**  
05 (GC)



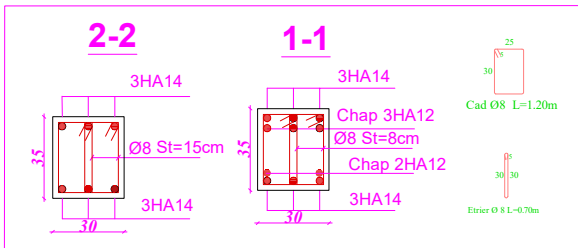
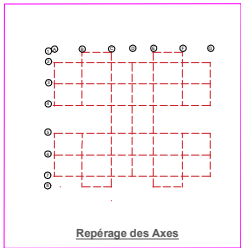
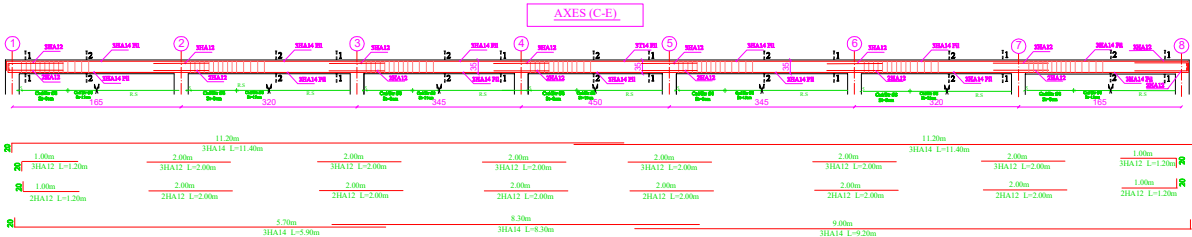
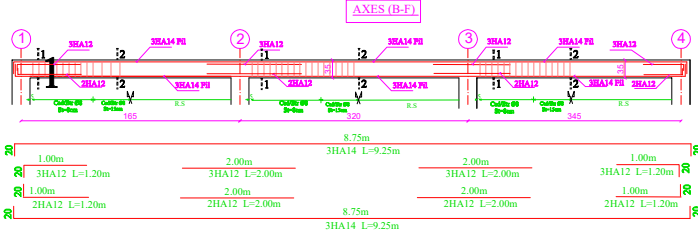
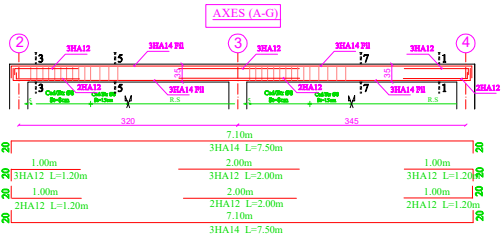


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE Dr MOULAY TAHER DE SAIDA FACULTE DE TECHNOLOGIE DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
Projet de Fin de cycle Pour l'Obtention du Diplôme de master en Génie Civil. Option : STRUCTURES. Promotion: 2024		
PLAN :		
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES VOILES		
Présenté par : Mr. MEDDOUDI MOHAMED Mr. FEDLAOUI MOHAMED		Encadreur : Mr. BENNOUN.M.
DATE : Juin 2024	Echelle : 50	N° du PLAN : 06 (GC)

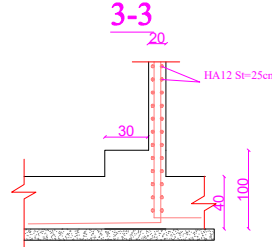
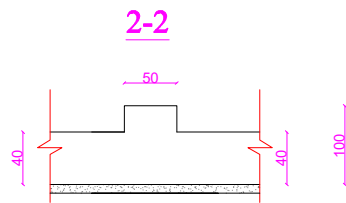
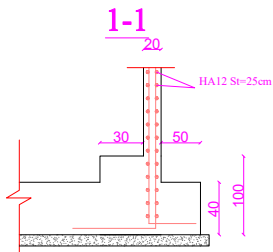
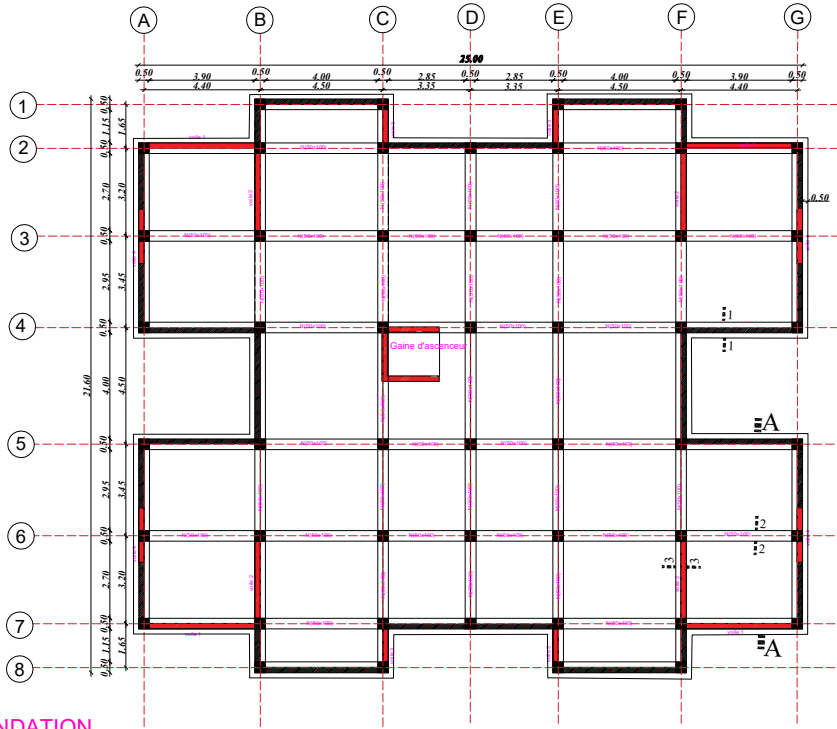
# POUTRES PRINCIPALES



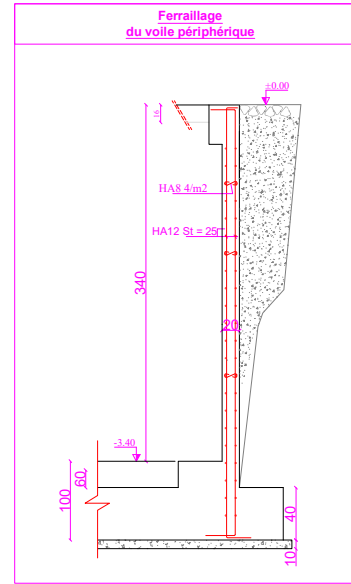
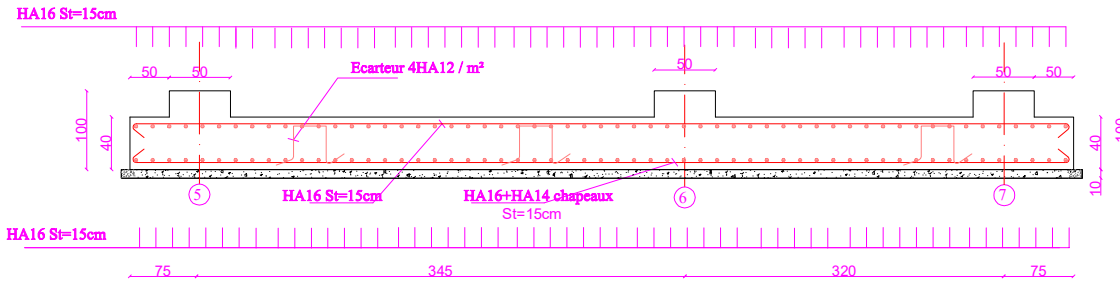
# POUTRES SECONDAIRES



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE Dr MOULAY TAHER DE SAIDA FACULTE DE TECHNOLOGIE DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
Projet de Fin de cycle Pour l'Obtention du Diplôme de master en Génie Civil. Option : STRUCTURES. Promotion: 2024		
PLAN: <b>COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALE DES POUTRES SECONDAIRES</b>		
Préparé par : Mr. MEDDOUBI MOHAMED Mr. FELLAOUCH MOHAMED	Encadré par : Mr. BENNOUM	
DATE: Juin 2024	Echelle: 1/50	N° du PLAN : 07 (SC)



### COUPE A-A



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE Dr MOULAY TAHER DE SAIDA  
FACULTE DE TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Projet de Fin de cycle  
Pour l'Obtention du Diplôme de master  
en Génie Civil.  
Option : STRUCTURES.  
Promotion: 2024

PLAN :

PLAN DE FONDATION (RADIER)

Présenté par :

Mr. MEDDOUDI MOHAMED  
Mr. FEDLAOUI MOHAMED

Encadreur :

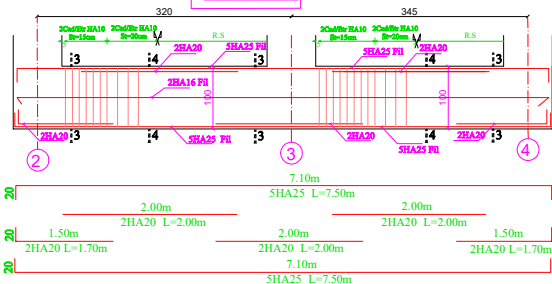
Mr. BENNOUN.M.

DATE :  
Juin 2024

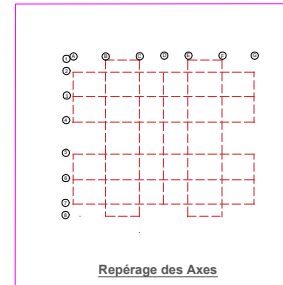
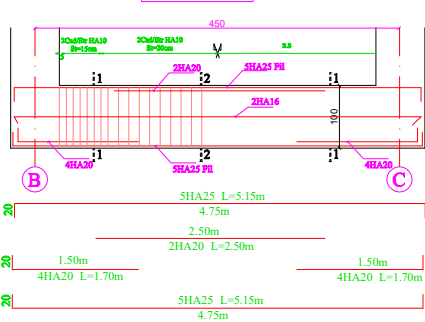
Echelle :  
50

N° du PLAN :  
08 (GC)

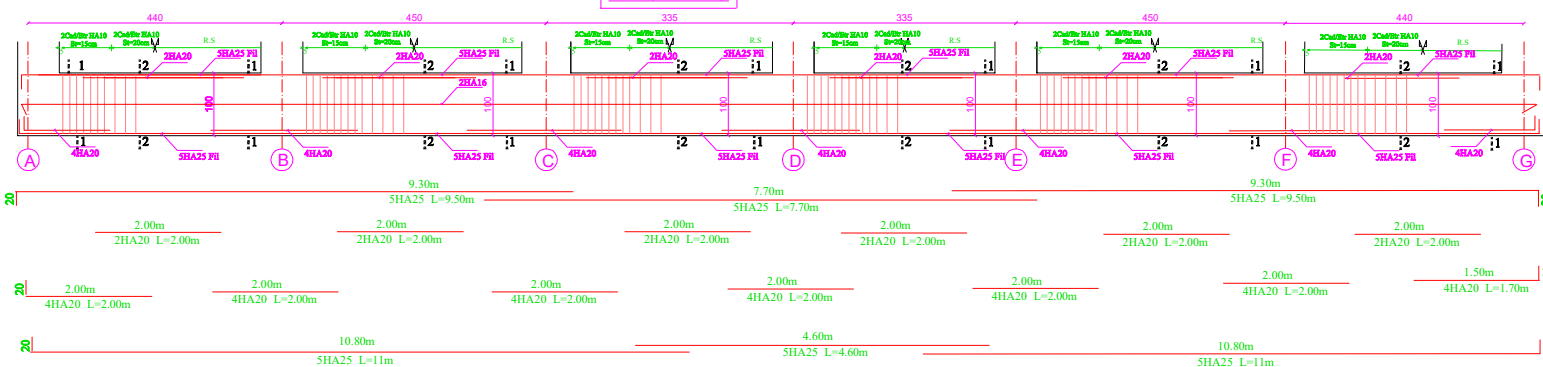
AXES (A)et(G)



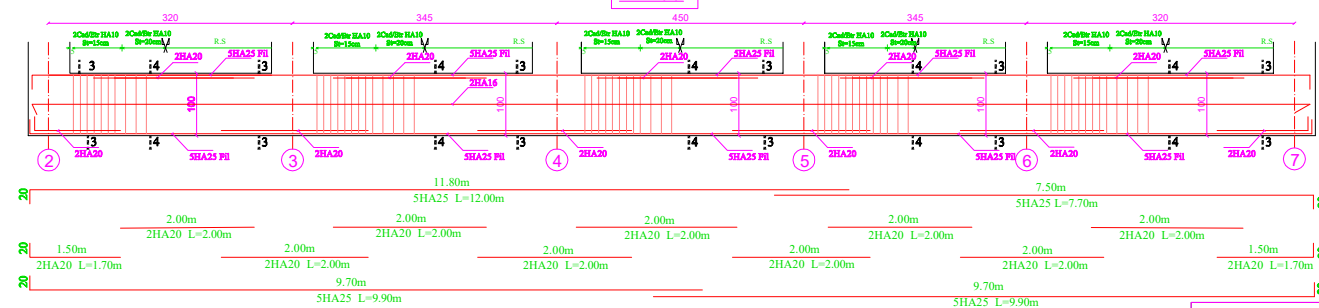
AXES (1)et(8)



AXES (2-3-4-5-6-7)



AXES (D)

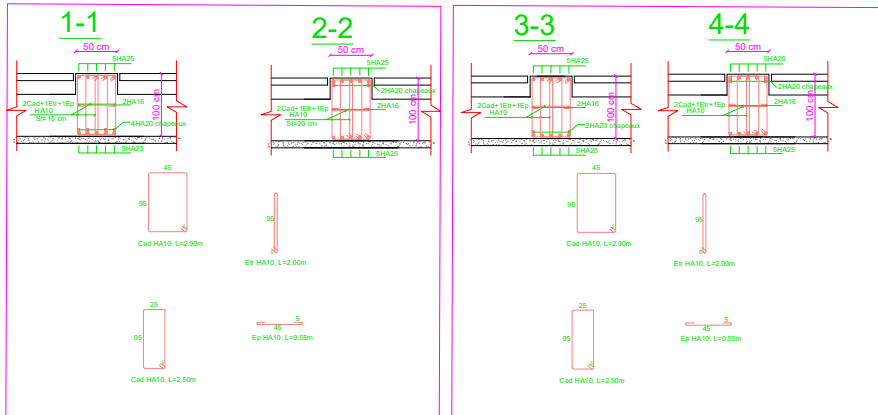


1-1

2-2

3-3

4-4



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE Dr MOULAY TAHER DE SAIDA  
FACULTE DE TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Projet de Fin de cycle  
Pour l'Obtention du Diplôme de master  
en Génie Civil.  
Option : STRUCTURES.  
Promotion: 2024

PLAN :  
**COFFRAGE ET FERRAILLAGE  
DES NERVURES DU RADIER**

Présenté par :  
Mr. MEDDOUDI MOHAMED  
Mr. FEDLAOUI MOHAMED

Encadreur :  
Mr. BENNOUN M.

DATE :  
Juin 2024

Echelle :  
50

N° du PLAN :  
09 (GC)