

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche

Scientifique

جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم

Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem

كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département génie civil et architecture



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

### *Thème*

**Étude d'un bâtiment (RDC+7 ETAGES+S-SOL) à usage  
multiple**

Présenté par : AIRECHE Kaouter

Soutenu le 21/ 06/ 2023 devant le jury composé de

Président : ZELMAT YASSINE

Examineur : BELGUESMIA KHALIL

Encadrant : BELBACHIR Nesrine

Année Universitaire : 2022 / 2023

# ***REMERCIEMENTS***

Je souhaite exprimer ma gratitude et mes remerciements à Allah pour m'avoir accordé la force, le courage et la volonté nécessaires pour mener à bien ce travail.

Je tiens à remercier chaleureusement mon encadrante *N. BELBACHIR*, pour son soutien inestimable, ses conseils avisés et sa bienveillance tout au long de la réalisation de ce projet.

Mes remerciements vont également aux membres du jury pour avoir accepté de consacrer leur temps et leur expertise afin d'évaluer ce mémoire.

Enfin, je souhaite exprimer ma profonde gratitude à mes chers parents, qui m'ont guidé et soutenu tout au long de ce parcours.

# *Dédicace*

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

*Je dédie ce modeste travail :*

*À mon père et ma mère qui ont toujours été présents pour me soutenir, me conseiller, sacrifier pour moi et m'avoir permis d'arriver à ce stade d'éducation.*

*À Mon cher frère,*

*Que Dieu le protège et le garde pour moi.*

*À mes sœurs et à toute ma famille.*

# Résumé

Ce projet consiste en une étude détaillée d'un bâtiment mixte commercial et résidentiel, comprenant d'un sous-sol, un rez de chaussée + 7 étages, situé dans la wilaya de Ain temouchent en Algérie, classée en zone IIa.

L'étude comprend le prédimensionnement des éléments structuraux, l'analyse des planchers et des éléments secondaires, une analyse dynamique avec le logiciel ROBOT BAT 19, ainsi que le dimensionnement et le ferrailage conformes aux normes du BAEL91 et aux règlements parasismiques RPA 99/2003. L'objectif est de garantir la résistance et la sécurité du bâtiment face aux charges et aux forces sismiques, tout en respectant les normes de conception appropriées

**Mot clés :** Bâtiment ; Robot ; RPA 99 / version 2003 ; BAEL 91

# Summary

This project involves a detailed study of a mixed commercial and residential building consisting of a basement, a ground floor, and +7 floors, located in the province of Ain Temouchent in Algeria, classified as zone IIa.

The study includes the preliminary sizing of structural elements, analysis of floors and secondary elements, dynamic analysis using by the Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 software, as well as sizing and reinforcement in accordance with the BAEL91 standards and seismic regulations RPA 99/2003. The objective is to ensure the resistance and safety of the building against loads and seismic forces while adhering to appropriate design standards.

**Keywords:** Buildings; Robot; RPA 99 / version 2003; BAEL 91

## ملخص

يتضمن هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى تجاري وسكني مختلط يتكون من طابق تحت الارض, وطابق أرضي و +7 طوابق, يقع في ولاية عين تموشنت بالجزائر, مصنفة بالمنطقة IIa.

تتضمن الدراسة تحديد الأبعاد الأولية للعناصر الهيكلية، وتحليل الأرضيات والعناصر الثانوية، والتحليل الديناميكي باستخدام برنامج Autodesk Robot Structural Analysais Professional 2019، بالإضافة إلى تحديد الأبعاد النهائية و تسليح عناصر المنشأ وفقاً لمعايير BAEL91 واللوائح الزلزالية RPA 99/2003.

الهدف هو ضمان مقاومة وسلامة المبنى ضد الأحمال والقوى الزلزالية مع الالتزام بمعايير التصميم المناسبة.

## Sommaire

<i>REMERCIEMENTS</i> .....	
<i>Dédicace</i> .....	
Résumé.....	
Summary.....	
<i>ملخص</i> .....	
Sommaire.....	
Liste des figures .....	
Liste des tableaux.....	
Historique .....	1
Introduction générale .....	2
<i>Chapitre I</i> .....	3
<i>Présentation de l'ouvrage</i> .....	3
I.1. Introduction.....	4
I.2. Présentation du projet :.....	4
I.3. Caractéristique de l'ouvrage :.....	4
I.3.1. Caractéristique géométrique :.....	4
I.4. Les éléments constituant l'ouvrage : .....	5
I.4.1. Structure principale :.....	5
I.4.2. Structure secondaire :.....	5
I.4.3. Infrastructure : .....	6
I.5. Les règlements techniques :.....	6
I.6. Les règlements techniques :.....	7
I.7. Combinaison d'action à considérer : .....	7
I.8. Caractéristiques mécaniques des matériaux : .....	7

I.8.1. Béton : .....	7
<i>Chapitre II</i> .....	16
<i>Prédimensionnement des éléments résistants de la structure</i> .....	16
II.1 Introduction .....	17
II.2 Les planchers : .....	17
II.2.1 Planchers à corps creux : .....	17
II.2.1 Les poutrelles : .....	18
II.2.2 Les dalles pleines : .....	19
II.3 Les poutres : .....	20
II.3.1. Les poutres principales : .....	20
II.3.2. Les poutres secondaires : .....	21
II.4. Les voile : .....	22
II.4.1 Les voile de contreventement : .....	22
II.4.2 Le voiles de périphérique : .....	22
II.5 Les escaliers : .....	23
II.6 Balcons : .....	25
II.7. Descente de charge : .....	25
II.8 Les Poteaux : .....	27
<i>Chapitre III</i> .....	32
<i>Étude des éléments secondaires</i> .....	32
III.1. INTRODUCTION .....	33
III.2. Étude de L'acrotère .....	33
III.2.1. Charge Permanente : .....	33
III.2.2. Effort normal : .....	33
III.2.3. Calcul de l'excentricité : .....	34
<b>III. 2. 4.</b> Détermination du ferrailage : .....	34
III.3. Étude du balcon : .....	38
III.3.1. Détermination des charges et surcharges .....	38

III.3.2. Calcul à l'état limite ultime.....	39
III.3.3. Détermination du ferrailage.....	39
III.3.4. Vérification .....	41
III.3.5. Vérification des contraintes ELS .....	42
III.4. Étude des escaliers :.....	43
III.4.1. Détermination des efforts.....	43
III.4.3. Vérification .....	50
III.4.3. Vérification des contraintes ELS .....	51
III.5. Étude de la poutre palière :.....	53
III.5.1. Pré dimensionnement .....	53
III.5.3. Détermination du ferrailage.....	55
III.5.4. Vérification .....	57
<i>Chapitre IV</i> .....	60
<i>Étude des planchers</i> .....	60
IV.1. La dalle corps creux .....	61
IV.2. Étude de la dalle de compression .....	61
IV.2.1 Armatures perpendiculaires aux poutrelles .....	61
IV.2.2 Armatures parallèles aux nervures (A//) .....	62
IV.2.3. Application de la méthode forfaitaire : .....	76
IV.3. La dalle pleine.....	92
IV.3.1. Principe de calcul .....	92
IV.3.2. Calcul de ferrailage .....	92
IV.3.3. Diamètre des armatures.....	93
IV.3.4. Évaluation des charges et combinaisons fondamentales .....	94
Tableau IV 7: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales .....	98
IV.3.5. Calcul de ferrailage .....	98
IV.3.6. Vérification.....	104
<i>Chapitre V</i> .....	108

<i>Étude sismique</i> .....	108
V.1 Introduction .....	109
V.2 Méthodes de calcul des forces sismique.....	109
V.2.1. Méthode statique équivalente .....	109
V.2.2. Méthode dynamique modale spectrale .....	110
V.3. Étapes de modélisation .....	110
V.4. Calcul la force sismique par la méthode statique équivalente .....	112
V.4.1. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D .....	113
V.4.2. Coefficient d'accélération de zone A .....	115
V.4.3. Facteur de qualité Q [RPA99 (version2003) /tableau 4.4].....	115
V.4.4. Calcul du poids de la structure W .....	116
V.4.5 Calcul la force sismique V .....	116
V.5. Calcul de la force sismique par l'analyse dynamique modale spectrale.....	117
V.6. Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4] .....	118
V.6.1. Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 .....	119
V.7. Conclusion.....	122
<i>Chapitre VI</i> .....	123
<i>Étude des portiques</i> .....	123
VI.1. Introduction.....	124
VI.2. Définition .....	124
VI.3. Ferrailage des portiques .....	124
VI.3.1. Combinaisons d'actions.....	124
VI.3.2 Ferrailage des poutres .....	125
VI.3.3 Eude des poteaux.....	132
<i>Chapitre VII</i> .....	152
<i>Étude des voiles</i> .....	152
VII.1. Généralités .....	153
VII.2 Ferrailage des voiles .....	153

VII.2.1 Procédure de ferrailage.....	154
VII.3 Ferrailage des voiles périphériques.....	165
VII.3.1. Détermination des sollicitations.....	165
<i>Chapitre VIII</i> .....	174
<i>Etude de l'infrastructure</i> .....	174
VIII.1. Introduction .....	175
VIII.2. Calcul de la semelle isolée .....	176
VIII.3. Etude du radier .....	177
VIII.3.1. Prédimensionnement du radier .....	178
VIII.3.2. Pré dimensionnement des poutres .....	182
VIII.3.3. Détermination des sollicitations .....	182
VIII.3.4. Vérification des contrainte sous-radier .....	184
VIII.3.5. Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement.....	187
VIII.3.6. Ferrailage du radier .....	188
VIII.3.7. Ferrailage des poutres de redressement (Libages) .....	202
Conclusion .....	207
Les figures de ferrailage .....	208
Notation .....	214
Bibliographie .....	216

## Liste des figures

Fig.I 1: Diagramme contraintes déformations de calcul à l'E.L. S.....	10
Fig.I 2: Diagramme Parabole – Rectangle.....	11
Fig.I 3: Diagrammes contraintes –déformation du béton .....	12
Fig.I 4: Diagramme de déformation limite de la section : .....	14
Fig.II 1: Plancher à corps creux .....	17
Fig.II 2: Détail de poutrelle .....	18
Fig.II 3: Les dimensions des poutres principales et secondaires. ....	21

Fig.II 4: Coupe de voile en élévation.....	22
Fig.II 5: Schéma de l'escalier .....	23
Fig.III 1: Dimension de l'acrotère.....	33
Fig.III 2: schéma statique d'escalier ELU .....	44
Fig.III 3: diagramme du moment fléchissant .....	44
Fig.III 4: diagramme de l'effort tranchant.....	45
Fig.III 5: schéma statique d'escalier ELS.....	45
Fig.III 6: diagramme du moment fléchissant .....	46
Fig.III 7: diagramme de l'effort tranchant.....	46
Fig.III 8: schéma statique de poutre palier .....	53
Fig.IV 1: Schémas statique de la poutrelle type 01 .....	65
Fig.IV 2: Schémas récapitulatif des moments fléchissant pour type 01 de poutrelle en ELU .....	69
Fig.IV 3: Schémas récapitulatif des moments fléchissant pour type 01 de poutrelle en ELS.....	73
Fig.IV 4: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU pour poutrelle 01 en ELU .....	75
Fig.IV 5: Schémas récapitulatif des moments fléchissant pour type 02 de poutrelle en ELU.....	79
Fig.IV 6: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU pour poutrelle 01 en ELS.....	80
Fig.IV 7: Schémas récapitulatif des moments fléchissant pour type 02 de poutrelle en ELS.....	82
Fig.IV 8: Section de calcul en travée .....	83
Fig.IV 9: Section de calcul en appui .....	86
Fig.IV 10: Dimensions d'un panneau de dalle .....	92
Fig.IV 11: Schéma du panneau de dalle .....	93
Fig.IV 12: Les différents panneaux de dalle (panneau continue et panneau de rive) .....	93
Fig.IV 13: Enrobage.....	94
Fig.V 1: Interface de Robot Structural Analysis Professional 2019 .....	112
Fig.V 2: Classification entre système de contreventement avec voiles.....	115
Fig.VI 1: Sollicitation sur les poteaux .....	133
Fig.VI 2: Armatures transversales dans la zone de recouvrement .....	138
Fig.VI 3: Position de N'1, M'1 et M1 sur la section transversale. ....	142
Fig.VI 4: Position de N'1, M'1 et M1 sur la section transversale. ....	145

Fig.VI 5: Position de N'1, M'1 et M1 sur la section transversale. ....	148
Fig.VII 1: Schéma d'un voile .....	153
Fig.VII 2: Schéma des contraintes de voile périphérique.....	166
Fig.VII 3: Schéma Panneau de dalle dont au moins un appui peut assurer.....	167
Fig.VII 4: Enrobage. ....	169
Fig.VII 5: Section de calcul en travée (x-x) .....	170
Fig.VII 6: Section de calcul en travée (y-y) .....	172
Fig.VIII 1: Schéma statique du radier général. ....	177
Fig.VIII 2: Schéma du radier nervuré.....	177
Fig.VIII 3: Panneau le plus sollicité. ....	178
Fig.VIII 4: Dimension du radier.....	181
Fig.VIII 5: Schéma des contraintes du sol.....	185
Fig.VIII 6: L'encrage de de la structure .....	188
Fig.VIII 7: Schéma du panneau de la dalle .....	188
Fig.VIII 8: Enrobage.....	190
Fig.VIII 9: Section de calcul dans le sens X-X.....	191
Fig.VIII 10: Section de calcul dans le sens Y-Y.....	191
Fig.VIII 11: la répartition des charges sur une dalle portée par 4 poutres .....	202

## Liste des tableaux

<b>Tableau I 1: Caractéristique mécanique .....</b>	<b>13</b>
<b>Tableau II 1: Évaluation des charges du paillasse .....</b>	<b>24</b>
<b>Tableau II 2: Évaluation des charges du palier .....</b>	<b>24</b>
<b>Tableau II 3: Évaluation des charges du balcon .....</b>	<b>25</b>
<b>Tableau II4 : Évaluation des charges de la terrasse .....</b>	<b>26</b>
<b>Tableau II 5: Évaluation des charges de l'étage courant.....</b>	<b>26</b>
<b>Tableau II 6: Évaluation des charges de la dalle plein.....</b>	<b>27</b>
<b>Tableau II 7: Récapitulatif des sections des poteaux.....</b>	<b>31</b>

<b>Tableau IV 1: les schémas statiques des poutrelles.</b> .....	63
<b>Tableau IV 2: Tableau récapitulatif des caractéristiques des planchers.</b> .....	64
<b>Tableau IV 3: Tableau de combinaison d'actions.</b> .....	64
<b>Tableau IV 4: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximum</b> .....	82
<b>Tableau IV 5: Tableau récapitulatif des moments fléchissant pour un panneau de dalle simplement sur son contour en ELU</b> .....	95
<b>Tableau IV 6: Tableau récapitulatif des moments fléchissant pour un panneau de dalle simplement sur son contour en ELS</b> .....	96
<b>Tableau IV 7: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales</b> .....	98
<b>Tableau V 1: Choix de T statique</b> .....	114
<b>Tableau V 2: Choix de T statique (direction Y)</b> .....	114
<b>Tableau V 3: Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique (sens X)</b> .....	116
<b>Tableau V 4: Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique (sens Y)</b> .....	116
<b>Tableau V 5: Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique (sens X)</b> .....	117
<b>Tableau V 6: Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique (sens Y)</b> .....	118
<b>Tableau V 7: Résultat de l'analyse modale</b> .....	118
<b>Tableau V 8: Vérification de la période dans la direction X</b> .....	119
<b>Tableau V 9: Vérification de la période dans la direction Y</b> .....	119
<b>Tableau V 10: Vérification en renversement dans la direction</b> .....	120
<b>Tableau V 11: Vérification en renversement dans la direction Y</b> .....	120
<b>Tableau V 12: Vérification des effets P-<math>\Delta</math> dans la direction X</b> .....	121
<b>Tableau V 13: Vérification des effets P-<math>\Delta</math> dans la direction Y</b> .....	121
<b>Tableau V 14: Valeurs des déplacements inter-étages</b> .....	122
<b>Tableau VI 1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants</b> .....	126
<b>Tableau VI 2: Tableau récapitulatif du ferrailage</b> .....	132
<b>Tableau VI 3: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux</b> .....	138
<b>Tableau VI 4: Tableau récapitulatif des sections des poteaux</b> .....	139
<b>Tableau VI 5: Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux</b> .....	151

<b>Tableau VII 1: caractéristiques des voiles dans sens X-X</b> .....	156
<b>Tableau VII 2: caractéristiques des voiles dans sens Y-Y</b> .....	157
<b>Tableau VII 3: Les efforts agissent sur les voiles suivant le sens (X-X)</b> .....	157
<b>Tableau VII 4: Les efforts agissent sur les voiles suivant le sens (Y-Y)</b> .....	158
<b>Tableau VII 5: caractéristiques de voile Y-II dans sens Y-Y</b> .....	158
<b>Tableau VII 6: Les efforts agissent sur le voile Y-II suivant le sens (Y-Y)</b> .....	158
<b>Tableau VII 7: ferrailage longitudinale des voiles</b> .....	163
<b>Tableau VII 8: Tableau récapitulatif des sollicitations (moment en appuis et travée)</b> .....	169
<b>Tableau VIII 1: Tableau récapitulatif des sollicitations (moment en appuis et travée)</b> .....	176
<b>Tableau VIII 2: Tableau des combinaisons de calcul du radier nervuré</b> .....	177
<b>Tableau VIII 3: Tableau récapitulatif des dimensions des poutres</b> .....	182
<b>Tableau VIII 4: Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU</b> .....	183
<b>Tableau VIII 5: Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELS</b> .....	184
<b>Tableau VIII 6: Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELA</b> .....	184
<b>Tableau VIII 7: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travée</b> .....	190
<b>Tableau VIII 8: Tableau récapitulatif de différentes charges en [KN]</b> .....	204
<b>Tableau VIII 9: tableau récapitulatif des sollicitations et ferrailage</b> .....	204

### Historique

Le béton armé est un matériau de construction composite composé de béton renforcé par l'ajout de barres d'acier, également appelées armatures. Le béton, qui est une combinaison de ciment, de granulats (sable, gravier) et d'eau, est un matériau très résistant à la compression mais relativement faible en résistance à la traction.

Pour compenser cette faiblesse, des barres d'acier sont incorporées dans la structure en béton. Ces armatures en acier sont positionnées stratégiquement pour absorber les forces de traction qui peuvent survenir lors de la charge ou des contraintes exercées sur la structure. Lorsque le béton durcit, il adhère aux armatures en acier, créant ainsi une combinaison solide et résistante qui est capable de supporter des charges élevées et de résister aux contraintes.

Le béton armé présente de nombreux avantages en termes de construction. Il offre une grande résistance structurale, ce qui permet la réalisation de bâtiments et d'ouvrages capables de supporter des charges importantes. Il permet également une grande flexibilité de conception, offrant aux architectes et aux ingénieurs la possibilité de créer des structures de formes variées et complexes.

En outre, le béton armé est durable et résistant aux intempéries, aux incendies et à la corrosion. Il est couramment utilisé dans la construction de fondations, de colonnes, de poutres, de dalles et d'autres éléments structuraux dans les bâtiments, les ponts, les barrages, les tunnels et d'autres ouvrages d'art.

Le béton armé est largement utilisé dans l'industrie de la construction en raison de sa fiabilité, de sa durabilité et de sa polyvalence. Il a révolutionné le domaine de la construction en permettant la réalisation de structures solides et durables qui répondent aux normes de sécurité et de performance requises.

## Introduction générale

L'Algérie a connu une période de croissance démographique importante après son indépendance, ce qui a nécessité la mise en place de grands projets de logements pour répondre aux besoins de logement de sa population. Cette situation a entraîné un développement rapide du secteur de la construction, tant en termes de matériaux de construction que de méthodes de construction.

En raison de la croissance et de la concentration démographique, la construction en hauteur est devenue privilégiée pour maximiser l'utilisation des surfaces disponibles. Cependant, l'Algérie, tout comme d'autres pays méditerranéens, est exposée à une activité sismique significative. Les séismes peuvent causer des dégâts importants, en particulier dans le cas de constructions de grande hauteur. Il est donc essentiel, dans le cadre de cette étude, de suivre les normes et d'appliquer les règles parasismiques pour assurer la stabilité et la durabilité des bâtiments.

Les ingénieurs en génie civil sont ainsi confrontés au défi de construire des structures à haute résistance, capables de résister aux catastrophes naturelles telles que les séismes, ainsi qu'aux conditions climatiques, tout en prenant en compte la durée de vie prévue du bâtiment et son coût, sans être affectés par des événements tels que des explosions, des chocs ou des erreurs humaines.

Dans le cadre de cette étude, nous avons réalisé le calcul d'un bâtiment en béton armé à usage commercial et résidentiel, comprenant un sous-sol, un rez-de-chaussée et 7 étages, situé à Ain Temouchent.

Ce mémoire est divisé en huit chapitres :

- Le premier chapitre est consacré pour présentation de l'ouvrage ;
- Le deuxième chapitre consiste au prédimensionnement des éléments structuraux ;
- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments non structuraux ;
- Dans le quatrième chapitre l'étude des planchers est présentée;
- Le cinquième chapitre est dédié pour l'étude sismique ;
- Le sixième chapitre traite l'étude des portiques ;
- Le septième chapitre concerne l'étude des voiles et
- Le huitième chapitre présente l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

# *Chapitre I*

## *Présentation de l'ouvrage*

## I.1. Introduction

L'étude d'un projet de construction utilisant une structure en béton armé vise à garantir la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer leur sécurité. Dans les pays industrialisés, le développement économique privilégie souvent la construction en hauteur pour économiser l'espace. Cependant, ce choix comporte des risques liés aux séismes et au vent, qui peuvent causer des dommages importants aux bâtiments. C'est pourquoi il est important de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui renforcent adéquatement la structure.

L'utilisation du béton armé présente déjà un avantage économique, car il est moins coûteux que d'autres matériaux tels que le bois ou le métal. De plus, il offre de nombreux autres avantages, tels que la souplesse d'utilisation, la durabilité (longévité) et la résistance au feu.

Quels que soient les types de bâtiments en béton armé, leur étude rencontre de nombreuses difficultés lors du choix du modèle et des approches spécifiques à chaque type de structure. Ainsi, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on suit des réglementations et des méthodes bien connues (comme le BAEL91 modifié en 99, RPA99V2003) qui reposent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) ainsi que sur la conception et le renforcement des éléments résistants de la structure.

## I.2. Présentation du projet :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment R+7 à usage mixte : habitation, commerce, implanté à **EL MALAH** wilaya de **AIN TIMOUCHENT**, qui est classé selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003 Art.3.2) en zone IIa et de groupe d'usage 2.

## I.3. Caractéristique de l'ouvrage :

### I.3.1. Caractéristique géométrique :

Longueur..... $L= 21,9$  m.

Largeur..... $l= 11,15$  m.

Hauteur totale..... $h_t = 24.48$  m.

Hauteur du sous-sol ..... $h_{ss}= 2,72$ m.

Hauteur de rez-de-chaussée..... $h_{RDC}= 3,06$ m

Hauteur des autres étages..... $h_e = 3.06m$ .

## **I.4. Les éléments constituant l'ouvrage :**

### **I.4.1. Structure principale :**

L'ossature du bâtiment est en béton armé, elle est composée portique (poteaux-poutre) contreventée par des voiles de contreventement, et elle doit assurer principalement la stabilité de l'ouvrage par des efforts horizontaux et verticaux, qui sont dus aux charges permanentes et d'exploitation.

### **I.4.2. Structure secondaire :**

#### **1. Les escaliers**

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, seront réalisés en béton armé coulé sur place. Dans notre projet nous avons un escalier à pailasse porteuse (deux volées + un palier de repos).

#### **2. L'Acrotère**

C'est un élément encastré au niveau de la terrasse réalisée en béton armé, son rôle est de protéger les murs extérieurs. Il sert aussi à l'accrochage des matériels de travaux de l'entretien des bâtiments. Dans notre projet l'acrotère a une hauteur de 60 cm.

#### **3. La maçonnerie**

Il y a deux types de murs :

- **Les murs extérieurs :** ils sont réalisés en briques creuses en double cloisons composées de deux murs, séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm.
- **Les murs intérieurs :** ils sont réalisés en simples parois en briques creuses d'épaisseur 10cm.

#### **4. Les planchers**

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, On a des planchers semi préfabriqués en corps creux, et des dalles pleines (plancher haut sous-sol, les balcons et paliers d'escalier).

## 5. Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé, et le rôle de voile est à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux. .

Il y a deux types de voiles :

- Voiles périphériques et
- Voiles de contreventements

## 6. Revêtements :

Les revêtements utilisés sont :

- Mortier ciment ;
- Enduit de plâtre ;
- Carrelage et
- Dalle de sol.

## 7. Les fondations :

Les fondations sont des éléments qui se situent à la base de la structure, elles constituent une partie importante de l'ouvrage. Elles assurent la stabilité du bâtiment. Dans notre projet nous avons opté pour un radier général nervuré.

### I.4.3. Infrastructure :

A partir du rapport géotechnique du sol, on a obtenu les informations suivantes :

- La contrainte admissible :  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2.5$  bars ;
- Poids volumique du béton :  $\gamma_b = 25$  kN/m<sup>3</sup> et
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 35$ .

### I.5. Les règlements techniques :

Les réglementes techniques utilisés sont :

- DTR CB2.2 : Charge permanente et charge d'exploitation ;
- RPA99 : Règlement parasismique algériennes version 2003 ;
- BAEL91 : Béton armé à l'états limites et
- CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.

## I.6. Les logiciels :

- Excel
- Word
- Autodesk Robot
- Autocad
- Rdm6

## I.7. Combinaison d'action à considérer :

$$\begin{aligned} \text{Situations durables :} & \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right. \\ \\ \text{Situations accidentelles :} & \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right. \end{aligned}$$

E : action de séisme.

## I.8. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

### I.8.1. Béton :

Le béton est un matériau composé de granulat (sable + gravier) , liant (ciment) et d'eau.

Le béton résiste bien à la compression, et sa résistance à la traction est faible.

#### I.8.1.1. Principaux caractéristiques et avantages de béton

Le béton armé est un matériau de construction composite constitué de béton et d'armatures en acier. Lors de la réalisation d'un élément en béton armé, quatre opérations principales sont effectuées : la mise en place d'un coffrage (moule) en bois ou en métal, l'installation des armatures dans le coffrage, le coulage et le compactage du béton dans le coffrage, puis le retrait du coffrage une fois que le béton a durci suffisamment.

Les principaux avantages du béton armé sont les suivants :

- **Économie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des forces de compression, et l'utilisation d'armatures en acier lui permet de résister aux forces de traction.
- **Souplesse des formes** : le béton peut être mis en œuvre dans des coffrages de différentes formes, offrant ainsi une grande flexibilité dans la conception des éléments de construction.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : en utilisant un bon enrobage des armatures et en assurant une compacité adéquate du béton, le béton armé peut résister aux conditions atmosphériques défavorables.
- **Résistance au feu** : le béton armé peut résister aux effets des incendies lorsqu'il est correctement dimensionné et protégé.
- **Finition des parements** : en prenant certaines précautions lors de la réalisation des coffrages et en choisissant les granulats appropriés, il est possible d'obtenir des finitions esthétiques pour les surfaces en béton armé.

Cependant, le béton armé présente également des inconvénients. Les risques de fissuration sont un défi auquel il est confronté, et le retrait et le fluage du béton peuvent entraîner des contraintes supplémentaires qu'il est difficile de compenser complètement

### I.8.1.2. Résistance mécanique

#### a. Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est connu pour sa bonne résistance à la compression, qui est mesurée en soumettant un cylindre de béton de section transversale de 200 cm<sup>2</sup> à une force de compression axiale. Lorsque le béton est sollicité à un âge "j" inférieur à 28 jours, on se réfère à la résistance  $f_{cj}$ . Pour les bétons ayant  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$ , cette résistance est évaluée à partir de la formule

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83} \times f_{c28}$$

$f_{c28}$  est la résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours.

Selon l'article A2.1.13 du BAEL91, les valeurs typiques pour la résistance à la compression à 28 jours sont les suivantes :

**20 MPa** : facilement atteignable sur les chantiers bien équipés.

**25 MPa** : obtenue couramment sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.

**30 MPa** : atteignable dans toutes les régions en choisissant soigneusement les matériaux et en étudiant la composition du béton

Dans le cadre de notre étude, nous adopterons une valeur de  $f_{c28} = 25$  MPa.

#### **b. Résistance caractéristique à la traction :**

Cette résistance est définie par la relation  $f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj}$

Cette formule est valable pour les bétons courants dont la valeur de  $f_{cj}$  ne dépasse pas 60 MPa.

Pour  $f_{c28} = 25$  MPa, la résistance à la traction à 28 jours serait  $f_{t28} = 2,1$  MPa.

#### **I.8.1.3. Caractéristique du béton :**

- La résistance à la compression à 28 jours :  $f_{c28} = 25$  MPa
- La résistance à la traction à 28 jours :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28}$

#### **I.8.1.4. Méthode de calcul**

La méthode de calcul aux états limites est une approche utilisée dans la conception des structures en béton armé, basée sur une meilleure compréhension du comportement du matériau. Cette méthode a été développée à la suite de nombreux essais réalisés dans différents pays.

##### **a. Définition des états limites :**

L'objectif de la conception et du calcul d'un ouvrage est de garantir des niveaux de sécurité appropriés tout au long de sa durée d'exploitation, en évitant :

La ruine totale ou partielle de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments par perte d'équilibre statique, rupture ou flambement.

Un comportement en service qui pourrait affecter gravement la durabilité de l'ouvrage, son apparence ou le confort des utilisateurs.

Les états limites sont classés en deux catégories :

➤ **État limite ultime (ELU) :**

Correspond à la situation où l'ouvrage atteint un point critique et risque de se détériorer ou de s'effondrer. Il peut s'agir, par exemple, de l'équilibre statique, de la résistance des matériaux (béton ou acier) ou de la stabilité de forme (flambement d'un élément).

➤ **État limite de service (ELS) :**

Correspond aux conditions au-delà desquelles les critères normaux d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaits. Cela peut inclure l'ouverture de fissures, des déformations excessives des éléments structuraux, etc.

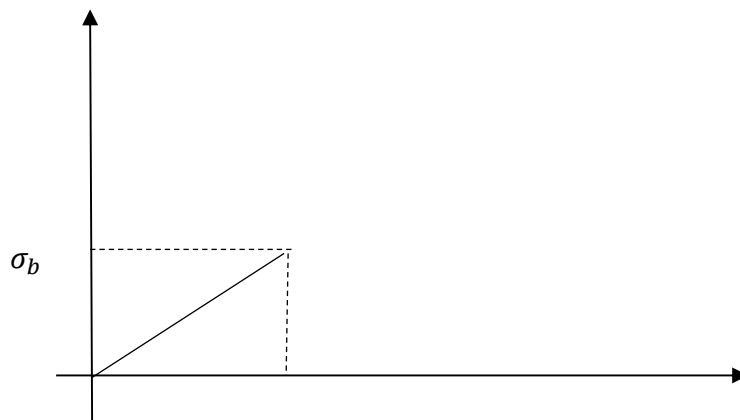


Fig.I 1: Diagramme contraintes déformations de calcul à l'É.L. S

### I.8.1.5. Déformation et contraintes de calcul

➤ **État limite ultime de résistance :**

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise des modèles simplifiés pour le comportement du béton. Le diagramme contraintes-déformations du béton utilisé est généralement représenté par une parabole et un rectangle. Dans certains cas, pour simplifier les calculs, un diagramme rectangulaire peut être utilisé.

Ces approches permettent de prendre en compte les comportements mécaniques du béton armé et de garantir la sécurité et la durabilité des structures lorsqu'elles sont soumises à différentes charges et contraintes.

I.8.1.6. Les contraintes limites :

➤ ELU :

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

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \dots\dots\dots \text{Situation durable} \\ 1,15 & \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

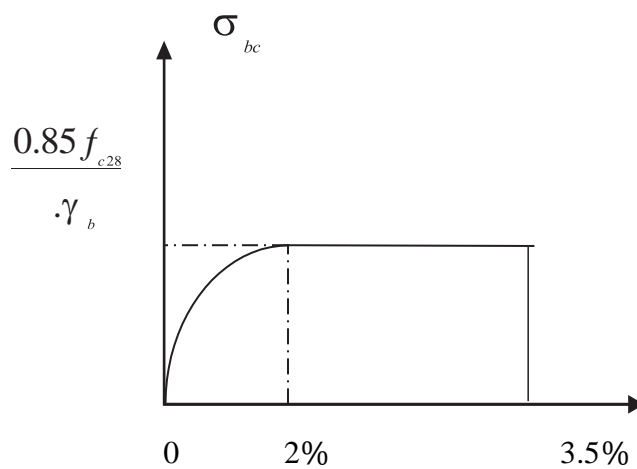


Fig.I 2: Diagramme Parabole – Rectangle

$\theta = 1$  lorsque la durée probable sous combinaison d'action considérée est supérieure 24h

$\theta = 0.9$  lorsque cette durée comprise entre 1h et 24h

$\theta = 0.85$  lorsque cette Durée est inférieure à 1h

a) **Diagramme rectangulaire (B.A.E.L91 modifié 99.p81) : Lorsque la section est**

Partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié

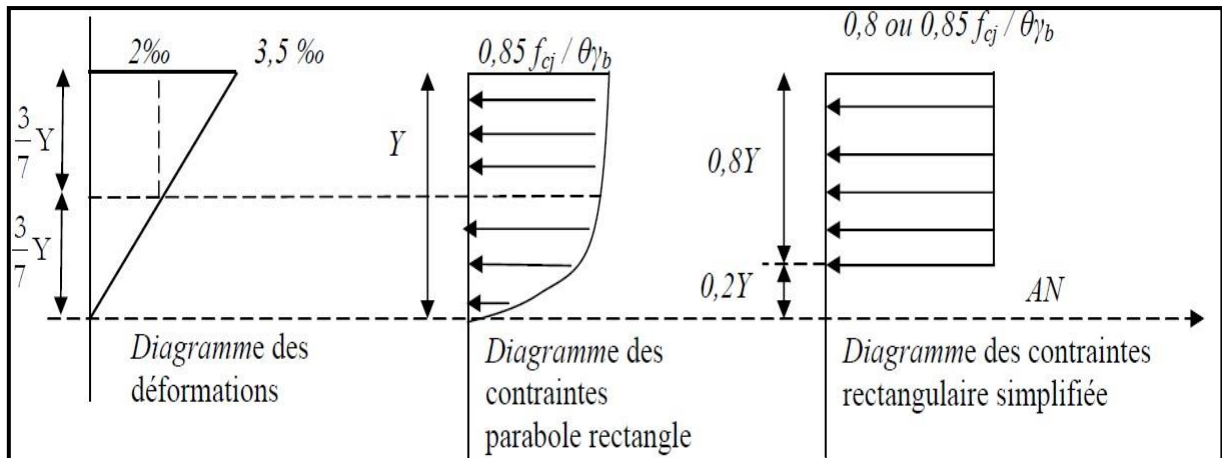


Fig.I 3: Diagrammes contraintes –déformation du béton

Sur une distance de  $0,2 y$  comptée à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle. Sur la distance restante  $0,8 y$  la contrainte a pour valeur  $\frac{0,85 \times f_{cj}}{\gamma_b \times \theta}$  pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$\frac{0,85 \times f_{cj}}{\gamma_b \times \theta}$  pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

➤ **ELS :**

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

**1. Contrainte de cisaillement :**

- Fissuration peu nuisible :  $\bar{\tau} = \min ( 0,2.f_{c28} , 5\text{MPa} ) = 3,33 \text{ MPa}$
- Fissuration préjudiciable :  $\bar{\tau} = \min ( 0,15.f_{c28} , 4\text{MPa} ) = 2,5 \text{ MPa}$

**2. Coefficient de poisson :**

- $\vartheta = 0$ .....à l'ELU
- $\vartheta = 0.2$ .....à l'ELS

**I.8.1.7 Acier :**

L'acier est fabriqué à partir de Fer, est sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

**1) Les types d'aciers :**

- Les ronds lisses (R.L): On utilise les nuances FeE235 et
- Les aciers à haut adhérence (H.A) : On utilise les nuances FeE400,

**2) Caractéristique mécanique :****Tableau I 1: Caractéristique mécanique**

Nuance		Fy (MPa)
Ronds lisses	Fe220	215
	Fe240	235
Barres HA	Fe400	400

**I.8.1.8 Contraintes limites :**➤ **ELU :**

- En cas de situations accidentelle :  $\sigma_{st} = 400$  MPa
- En cas de situations normales :  $\sigma_{st} = 348$  MPa

➤ **ELU :**

- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \left( \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$ .
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \left( \frac{2}{3} \cdot f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$ .

$$\eta = \begin{cases} 1 & \dots\dots\dots \text{Rond lisse} \\ 1,6 & \dots\dots\dots \text{Acier H.A} \end{cases}$$

## i. Règle des trois pivots (B.A.E.L91 modifié 99,p83) :

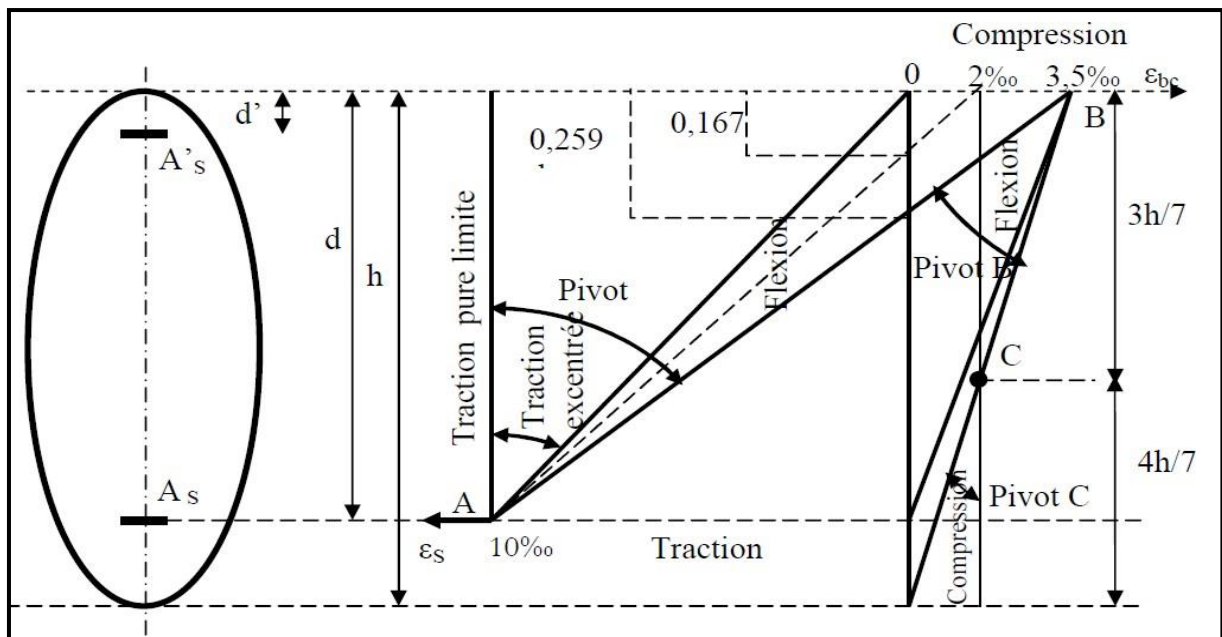


Fig.I 4: Digramme de déformation limite de la section :

- 1 : traction simple, flexion simple ou composée avec état limite ultime atteint dans l'acier
- 2 : flexion simple ou composé avec état limite atteint dans le béton
- 3 : compression simple ou flexion composée.

Les positions limites du diagramme des déformations dans le calcul des structures en béton armé sont déterminées en fonction des déformations limites du béton et de l'acier. La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C, appelés pivots.

- **Traction pure :**

Lorsque toutes les fibres du béton s'allongent de la même valeur, le béton se fissure et ne participe plus à l'équilibre des sollicitations. La pièce est considérée hors service lorsque la déformation de l'acier atteint 10‰. L'acier doit être réparti dans toute la section, et la limite correspond à la verticale passant par le point A.

- **Traction excentrée :**

À la limite, la fibre la plus tendue a un allongement de 10‰, tandis que la moins tendue a une déformation  $\varepsilon_s$  inférieure à 10‰. Plus l'excentrement augmente, plus la tension minimale tend vers 0. Les droites de déformation pivotent autour du point A jusqu'à atteindre la position AO.

- **Flexion (simple ou composée) :**

Dans ce cas, on ne peut dépasser la position AB, qui correspond à un raccourcissement de 3,5‰ de la fibre de béton la plus comprimée ( $\varepsilon_{bc}$ ). L'état limite ultime est atteint lorsque  $\varepsilon_s = 10‰$  et  $\varepsilon_{bc} \leq 3,5‰$ . La position limite AB correspond à un axe neutre situé à une distance  $y = \alpha \times AB \times d$  de la fibre la plus comprimée, avec  $\alpha \cdot AB = \frac{3,5}{10+3,5} = 0,259$ . La flexion simple ou composée avec  $0 \leq \alpha \leq 0,259$  admet le pivot A.

- **Compression :**

En compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser 2‰ ( $\varepsilon_{bc}$ ). En compression composée, la zone de béton partiellement comprimée admet le pivot C, avec  $2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5‰$  sur la fibre la plus comprimée et  $\varepsilon_{bc} \leq 2‰$  sur la fibre la moins comprimée.

**Hypothèses de calcul :**

- Les sections droites restent planes ;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- Le béton tendu est négligé ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations ( $\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc}$  ;  $\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$ ) et
- Le coefficient d'équivalence (n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton ( $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ ).

# *Chapitre II*

## *Prédimensionnement des éléments résistants de la structure*

## II.1 Introduction

Dans ce chapitre on va pré dimensionner les éléments secondaires selon les réglementations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99, du CBA et de DTR. Afin qu'ils résistent aux différentes sollicitations et chargements.

## II.2 Les planchers :

Notre structure sera réalisée avec des planchers à corps creux pour les étages courants et plancher en dalle pleine pour le niveau haut du s/sol et les balcons.

### II.2.1 Planchers à corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h \leq \frac{L_{max}}{20} \quad (\text{BAEL 91})$$

Avec h la hauteur de plancher

$$\frac{395}{25} \leq h \leq \frac{395}{20} \quad \Rightarrow \quad 15.8 < h < 19.75$$

On prend **h=20cm**

On prend un plancher (16+4) cm valable pour tous les niveaux, avec :

- Epaisseur du corps creux : **16cm.**
- Epaisseur de la dalle de compression : **4cm.**

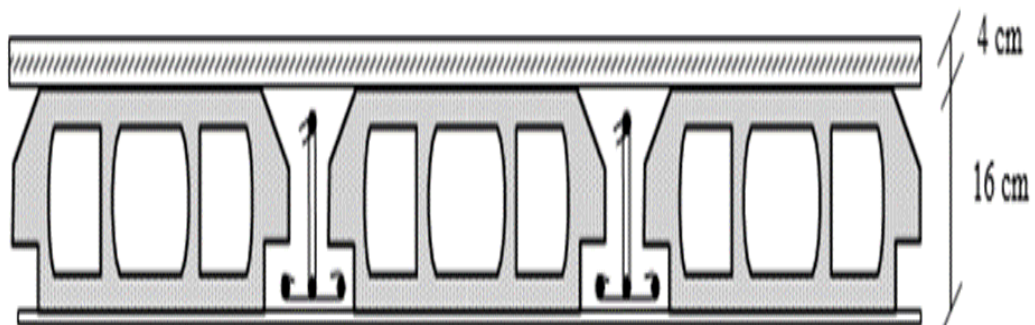


Fig.II 1: Plancher à corps creux

### II.2.1 Les poutrelles :

La disposition des poutrelles est dictée par deux critères :

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

La disposition choisie pour notre cas respecte les deux critères, la figure suivante montre la disposition choisie.

Les poutrelles se calculent comme étant des sections en T. La largeur de la dalle de compression à prendre en considération est :

$$b_1 = (b - b_0)/2 \leq \min(L_x/2, L_y/10) \text{ Avec:}$$

$L_x$  : distance entre axes de poutrelles ;

$L_y$  : distance entre axes d'appuis des poutres principales et

$$H_t = 20 \text{ cm} = (16 + 4) \text{ cm.}$$

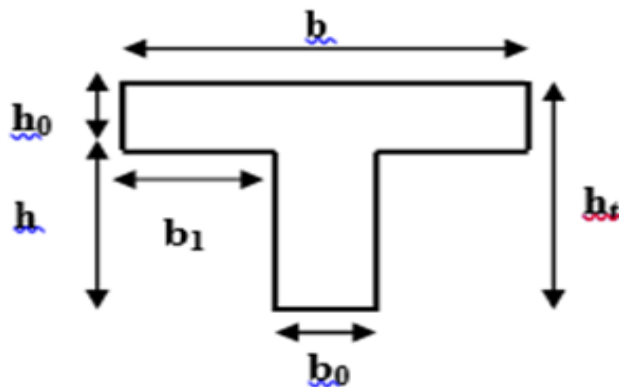


Fig.II 2: Détail de la poutrelle

$$b_0 = (1/3, 1/2) h_t \quad b_0 = (20/3, 20/2)$$

$$b_0 = (6, 67, 10) \text{ cm}$$

$$\text{on prend : } b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$L_n = 48 + b_0 = 48 + 12 \implies L_n = 60 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{50}{2}, \frac{425}{10}\right) = \min(25; 42,5) \implies b_1 = 24 \text{ cm}$$

Pour vérification :

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \cdot 24 + 12$$

$$b = 60 \text{ cm.}$$

Alors la largeur totale de la table de compression pour une poutre :  $b = 60 \text{ cm.}$

## II.2.2 Les dalles pleines :

- Critère de résistance à la flexion (**CBA93**)

$$\frac{Lx_{max}}{50} \leq e_1 \leq \frac{Lx_{max}}{40} \implies \frac{395}{50} \leq e_1 \leq \frac{395}{40}$$

$$\implies 7,9 < e_1 < 9,87$$

- Condition de résistance :

$$\frac{Lx}{Ly} = \frac{3,95}{4,25} = 0,93 > 0,4$$

- Donc la dalle travaille dans deux sens

$$\frac{395}{45} \leq e_2 \leq \frac{395}{40} \implies 8,77 < e_2 < 9,87$$

- Condition de déformabilité :

$$\frac{e_3}{Lx} \geq \frac{M_t}{20 \cdot M_0} \implies M_t = \alpha \cdot M_0$$

- Pour le panneau de rive :  $\alpha = 0,85$

$$e_3 = \frac{395 \times 0,85}{20} = 16,78 \text{ cm}$$

- Pour le panneau intermédiaire :  $\alpha = 0,75$

$$e_3 = \frac{395 \times 0,75}{20} = 14,81 \text{ cm}$$

- **Condition de résistance au feu :**
- Pour 1 heure de coupe-feu :  $H_4=7 \text{ cm}$  ;
- Pour 2 heures de coupe-feu :  $H_4=11 \text{ cm}$  et
- Pour 3 heures de coupe-feu :  $H_4=14 \text{ cm}$ .

**Choix final :** la hauteur de la dalle qui satisfait toutes les conditions est  $H = \text{Max}(e_1, e_2, e_3, e_4)$ , ce qui donne:  $e=16 \text{ cm}$

### II.3 Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis, on a deux types (poutres principales, poutres secondaires).

#### II.3.1. Les poutres principales :

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

La hauteur :  $L_{max} = 4,25 \text{ m}$

Hauteur « $h_t$ » :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 28,33 < h < 42,5$$

On prend :  $h = 40 \text{ cm}$

La largeur :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,8h_t \Rightarrow 0,4 \times 40 < b < 0,8 \times 40 \Rightarrow 16 \text{ cm} < b < 32 \text{ cm}$$

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

**Vérification :**

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 40 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ B = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

**II.3.2. Les poutres secondaires :**

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

La hauteur :  $L_{max} = 3.95 \text{ m}$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 26.33 < h < 39.5$$

On prend :  $h = 35 \text{ cm}$

La largeur :

$$\frac{L_{max}}{12.5} > b \Rightarrow \frac{395}{12.5} = 30 \text{ cm}$$

**Vérification :**

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 30 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ B = 35 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1,16 < 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$



Fig.II 3: Les dimensions des poutres principales et secondaires.

## II.4. Les voiles :

### II.4.1 Les voiles de contreventement :

Selon le RPA99 (article 7.7.1) un voile de contreventement doit satisfaire les conditions suivantes:

- l'épaisseur minimale du voile est de 15cm.  $a \geq \max [h_e/20\text{cm}]$ .

Avec :  $h_e$  : hauteur libre d'étage.

$a$  : épaisseur du voile.

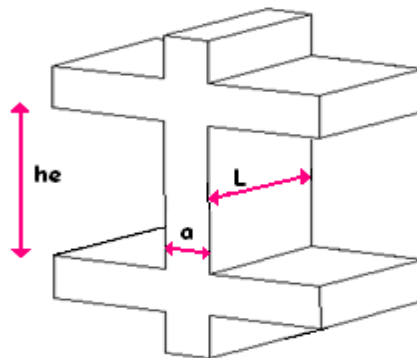


Fig.II 4: Coupe de voile en élévation

On a :

$$h_e = 3,06 - 0,35 = 2,71\text{m} \rightarrow a \geq \frac{271}{20} = 13,55 \text{ pour les étages}$$

On prend tous les voiles une épaisseur de 15cm.

### II.4.2 Le voile de périphérique :

$$H_e = 2,72 - 0,35 = 2,37$$

$$\frac{h_e}{25} = \frac{237}{25} = 9,48\text{cm}$$

On prend :  $a = 15 \text{ cm}$

**II.5 Les escaliers :**

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) Épaisseur du palier de repos (e) ;
- (2) Projection horizontale de paillasse (L<sub>0</sub>) ;
- (3) Giron (g) ;
- (4) Hauteur de la contre marche (h) ;
- (5) Hauteur de la volée (h) ;
- (6) Inclinaison de la paillasse (α) et
- (7) Emmarchement H : Hauteur d'étage.

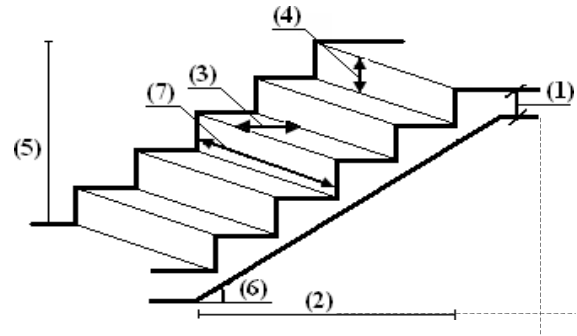


Fig.II 5: Schéma de l'escalier

Pour déterminer h on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivante :

$$H = 306 \Rightarrow \frac{H}{2} = \frac{306}{2} = 153$$

$$h = 17\text{cm} \Rightarrow n = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches} \Rightarrow n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$$

Volée N1 :

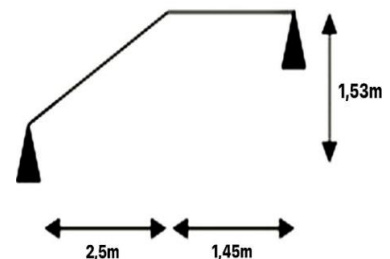
n= 8 marches, h= 17cm , G= 30 , H= 3,06

$$59 \leq g + 2 \times h = 30 + 2 \times 17 = 64 \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots(1)$$

⇒ La formule de BLONDEL est vérifiée.

$$\text{tg } \alpha = h/g = 17/30 = 0,56 \Rightarrow 30 < \alpha = 30^\circ < 40$$

⇒ Condition vérifiée



La longueur de paillasse :

$$L_R = \sqrt{153^2 + 250^2} = 293\text{cm.}$$

Épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_R}{30} \leq e \leq \frac{L_R}{20} \Rightarrow \frac{293}{30} \leq e \leq \frac{293}{20} \Rightarrow 9,76 \leq e \leq 14,65$$

On prend  $e = 15\text{cm}$ .

**Détermination des charges :**

- Paillasse

Désignation des éléments	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$e(\text{m})$	Poids( $\text{KN/m}^2$ )
Revêtement en marbe horizontal	21	0,02	0,42
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Garde-corps	/	/	0,1
Paillasse.	25	/	4.10
Enduit de plâtre	10	0.01	0,1
Revêtement en marbe vertical	21		0,25
Marche	22	/	1.87
<b>Charge Permanente totale</b>	$G=7.25\text{KN/m}^2$		
<b>Charge exploitation</b>	$Q=2.5\text{KN/m}^2$		

**Tableau II 1: Evaluation des charges du paillasse**

- Palier

Désignation des éléments	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$e(\text{m})$	Poids( $\text{KN/m}^2$ )
Poids proper du palier	25	0,15	3,75
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Revetement en marbe	21	0,02	0,42
Enduitde plâtre	10	0.01	0,1
<b>Charge Permanente totale</b>	$G=4.68\text{KN/m}^2$		

**Tableau II 2: Évaluation des charges du palier**

## II.6 Balcons :

Le calcul se fera pour une bande de 1m

$$e \geq 12 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e \geq \frac{L}{10} \quad \Rightarrow \quad e \geq \frac{100}{10} = 10$$

On prend  $e = 15 \text{ cm}$

Designations des éléments	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e(m)	Poids(KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	18	0,02	0,54
Sable fin	18	0,02	0,54
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit de ciment	18	0,02	0,33
<b>Charge permanent totale</b>	G=5,60KN/m <sup>2</sup>		
<b>Charge exploitation</b>	Q=3,5KN/m <sup>2</sup>		

**Tableau II 3: Évaluation des charges du balcon**

## II.7. Descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol. On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

- Terrasse

Designations des éléments	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e(m)	Poids(KN/m <sup>2</sup> )
1- Protection gravillon (ep 5 cm)	20	4	0,8
2- Etanchéité multicouche (ep 2 cm) (FEUTRE 36 S AC)	6	2	0,12
3- Forme de pente (ep moy 10 cm)	22	10	2,2
4- Isolation thermique (ep 4 cm)	5	2	0,1
5- Dalle en corps creux (16+4)			2,8
6- Enduit platre (ep 1 cm)	10	1	0,1
<b>Charge permanent totale</b>	G=6,120KN/m <sup>2</sup>		
<b>Charge exploitation</b>	Q=1 KN/m <sup>2</sup>		

**Tableau II 4: Évaluation des charges de la terrasse**

- Étage courant

Designations des éléments	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e(m)	Poids(KN/m <sup>2</sup> )
Dalle de sol	20	2	0,4
Mortier de pose 1 cm	20	1	0,2
Chappe de beton	20	2	0,4
Enduit platre (ep 1 cm)	10	1	0,1
Dalle en corps creux (16+4)			2,8
Cloisons intérieures			1
<b>Charge permanent totale</b>	G=4,900KN/m <sup>2</sup>		
<b>Charge exploitation</b>	Q=1,5 KN/m <sup>2</sup>		

**Tableau II 5: Évaluation des charges de l'étage courant**

- Dalle pleine (sous-sol)

Designations des éléments	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$e(\text{m})$	Poids ( $\text{KN/m}^2$ )
Carrelage	22	0.02	0,44
Mortier de pose	20	0.02	0,40
Lit de sable	18	0.02	0,36
Dalle pleine(15)	25	0.15	3,75
Enduit en plâtre	10	0.01	0,1
Cloisons intérieures			1
<b>Charge permanente totale</b>	$G=6,05\text{KN/m}^2$		
<b>Charge exploitation</b>	$Q=5\text{KN/m}^2$		

**Tableau II 6: Évaluation des charges de la dalle plein**

## II.8 Les Poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, tout en vérifiant les conditions suivantes :

- La condition de non flambement
- Les conditions du R.P.A.99 1
- La Descente des charges
- **Condition de non flambement :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}}} = \sqrt{12} \frac{L_f}{h}$$

$L_f$  : Longueur de flambement  $L_f = 0,7 \cdot L_0$  ;

$\lambda$  : élancement et

$L_0$  : longueur libre du poteau  $L_0=3,06$  m .

Pour les charges appliquées après 28 jours la condition de flambement est donnée par :

$\lambda \leq 35$  Zone IIa donc :

$$\lambda \leq 35 \quad \Leftrightarrow \quad \frac{0,7 \cdot 3,06 \cdot \sqrt{12}}{h} \leq 35 \quad \Leftrightarrow \quad h \geq 14,84 < 35 \text{ cm}$$

Tel que :

$h_e$  : hauteur libre d'étage, elle est égale à:

$h_e = 2.72$ m Pour le sous-sol ;

$H_t = 3.06$ m Pour tous les niveaux ;

$L$  : longueur du plancher ( $L = 4,25$ m) et

$l$  : largeur du plancher ( $l = 3,95$ m).

$N_u$  : étant la charge verticale a l'ELU.

Le poteau RDC

$$N_u = 1,15 \cdot (N_{upp} + N_{ups} + N_{upot} + N_{planc})$$

$$N_u = 1,15 \cdot (137,7 + 111,983 + 91,202 + 1130,084)$$

$$N_u = 1691,614 \text{ KN}$$

➤ **Section réduite :**

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \times f_e}{100 \times \gamma_s}}$$

$\beta$  : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :  $\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2$  si  $\lambda \leq 35$ .

On prend l'élanement mécanique  $\lambda = 35$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où :  $\beta = 1.2$

$$f_e = 400 M_{Pa}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (cas générale)}$$

$$\Rightarrow f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Avec :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,5$  (cas générale)

$\theta = 1$  (charge > 24h)

$$B_r \geq \frac{1,2 \times 1,691}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}} \Rightarrow B_r \geq 0,108 \text{ m}^2$$

On a :

$$B_r \geq (\alpha - 0,02)^2$$

$$\Rightarrow \alpha \geq \sqrt{B_r} + 0,02$$

$$\Rightarrow \alpha \geq \sqrt{0,108} + 0,02$$

$$\Rightarrow \alpha \geq 0,348 \text{ m}$$

Donc on prend :

$$a = b = 45 \text{ cm} \text{ dont un poteau } (45 \times 45) \text{ m}^2$$

- **Condition du R.P.A.99 : art 7.4.1**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \min(45, 45) > 25 \text{ cm.} \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow 45 > \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm.} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4. \end{array} \right.$$

- **Calcul de moment d'inertie**

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{45 \times 45^3}{12}$$

$$I_x = I_y = 341718,75 \text{ cm}^2$$

- **Rayon de giration  $i_x, i_y$**

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

Avec :  $A = a \times b$  (section du poteau)

$$A = 45 \times 45 = 2025$$

$$\Rightarrow i_x = i_y = \sqrt{\frac{341718,75}{2025}}$$

$$\Rightarrow i_x = i_y = 12,99 \text{ cm}$$

- **Calcul de l'élancement**

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$$

Avec :  $l_f = 0,7 \times l_0$  (cas générale)

$$l_0 = 3,06 \text{ m}$$

$$l_f = 2,142 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = \frac{214,2}{12,99} = 16,5$$

Donc on a :

$$\lambda_x = \lambda_y = 16,5 < 35$$

$\Rightarrow$  La condition du flambement est vérifiée

Poteaux	N étage	$B_r(\text{cm}^2)$	Nu(KN)	a=b	H	$\lambda$	condition
Sous sol	1	1648,402	2487,157	45	2,72	14,658	C.V
RDC	2	1121,143	1691,614	45	3,06	16,490	C.V
1 <sup>er</sup> étage	3	987,373	1489,778	40	3,06	18,551	C.V
2 <sup>ème</sup> étage	4	853,603	1287,942	40	3,06	18,551	C.V
3 <sup>ème</sup> étage	5	719,521	1085,634	35	3,06	21,201	C.V
4 <sup>ème</sup> étage	6	582,559	878,982	35	3,06	21,201	C.V
5 <sup>ème</sup> étage	7	444,942	671,342	30	3,06	24,735	C.V
6 <sup>ème</sup> étage	8	304,446	459,358	30	3,06	24,735	C.V
7 <sup>ème</sup> étage	9	148,694	224,353	30	3,06	24,735	C.V

**Tableau II 7: Récapitulatif des sections des poteaux**

# *Chapitre III*

## *Étude des éléments secondaires*

### III.1. INTRODUCTION

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

### III.2. Étude de L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, on peut le simuler comme une console encastrée à l'extrémité du plancher terrasse, et soumise à son poids propre et une force horizontale.

$$S = 0.6 \times 0.1 + (0.1 + 0.05) \times 0.1/2$$

$$S = 0.0675 \text{ m}^2$$

#### III.2.1. Charge Permanente :

- Poids propre :

$$W_p = \gamma_b \times S \times 1$$

$$W_p = 25 \times 0.0675 \times 1 = 1.6875 \text{ KN/ml}$$

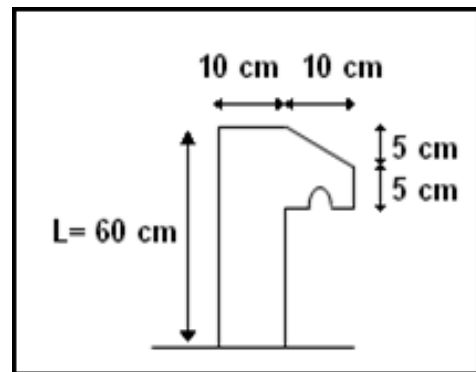


Fig.III 1: Dimension de l'acrotère

- La charge horizontale :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

$A = 0,15$  coefficient d'accélération (**zone IIa**)

$W_p = 1,6875 \text{ KN/ml}$  poids de l'acrotère

$C_p = 0,8$  facteur de la force horizontale (**RPA tableau 6.1**)

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,687 \implies F_p = 0,809 \text{ daN.m}$$

- La Surcharge d'exploitation :

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

#### III.2.2. Effort normal :

**ELU :**

$$N_U = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 1,687$$

$$N_U = 2,268 \text{ KN}$$

$$M_U = 1,5 \times F_p \times L = 1,5 \times 0,806 \times 0,6$$

$$M_U = 0,725 \text{ KN}$$

**ELS :**

$$N_S = W_p = 1,687 \text{ KN}$$

$$M_S = F_p \times L = 0,806 \times 0,6$$

$$M_S = 0,483 \text{ KN}$$

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

**ELU**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,725}{2,268} = 0,32 \text{ cm}$$

$$e = 0,32 \text{ m} > \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016 \text{ m}, \text{ donc la section est partiellement comprimée}$$

$$M_1 = N \left( e + \frac{h}{2} - c \right) = 2268 \left( 0,32 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right)$$

$$M_1 = 793,8 \text{ daN.m} \quad \Rightarrow \quad M_1 = 0,7938 \text{ KN.m}$$

### III. 2. 4. Détermination du ferrailage :

**ELU :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{3855,6}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,06 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(0,06)} \right)$$

$$\alpha = 0,07$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,07$$

$$\beta = 0,972$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 10 - \frac{10}{10}$$

$$d = 9 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3855,6}{348 \times 9 \times 0,972}$$

$$A_1 = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s} = 1,26 - \frac{2268}{348 \times 100}$$

$$A_s = 1,19 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$A = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

**Espacement :**

$$e = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,087 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A > A_{\min}$  ..... condition vérifiée

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

**Choix armature :**

$$A = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

**ELS**

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,483}{1,687} = 0,28$$

$e = 0,28 > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03$  , donc la section est partiellement comprimée

Le point d'application de l'effort normal de compression  $N_{\text{ser}}$  se trouve en dehors de la section  $\Rightarrow$  la section est partiellement comprimée.

- **Détermination des contraintes**

**C** : Centre de pression (point d'application)

**c** : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée

**y<sub>2</sub>** : La distance du point C à l'axe neutre

**y<sub>1</sub>** : y<sub>2</sub> + c

**N** est un effort de compression  $\implies y_2 > 0$

**C** se trouve à l'extérieur de la section  $\implies c$  sera considéré comme négatif ;

- **Calcul des contraintes :**

$$p = -3.c^2 - \frac{90.A}{b}(c-d') + \frac{90.A}{b}(d-c)$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 28 - \frac{10}{2} = 23 \text{ cm}$$

$$p = -3.(-23)^2 + \frac{90.3,14}{100}(9+23) = -1496,57$$

$$q = -2.c^3 - \frac{90.A}{b}(c-d')^2 - \frac{90.A}{b}(d-c)^2$$

$$q = -2.(-23)^3 - \frac{90.3,14}{100}(9+23)^2 = 21440,18$$

y<sub>2</sub> : est la solution de l'équation

$$y_2^3 + p.y_2 + q = 0 \implies y_2^3 - 1496,57.y_2 + 21440,18 = 0$$

Donc la résolution de l'équation est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (21440,18)^2 + \frac{4 \times (-1496,57)^3}{27} = -36896518,86 < 0$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{1496,57}{3}} = 44,67$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 21440,18}{2 \times (-1496,57)} \sqrt{\frac{-3}{-1496,57}} = -0,962 \implies \varphi = 164,15$$

$$y_{21} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 44,67 \cos\left(\frac{164,15}{3}\right) = 25,80 \text{ cm}$$

$$y_{22} = a \cdot \cos\left(\left(\frac{\varphi}{3}\right) + 120\right) = 44,67 \cos\left(\frac{164,15}{3} + 120\right) = -44,48 \text{ cm}$$

$$y_{23} = a \cdot \cos\left(\left(\frac{\varphi}{3}\right) + 240\right) = 44,67 \cos\left(\frac{164,15}{3} + 240\right) = 18,68 \text{ cm}$$

$$y_2 = \max (y_{21} ; y_{22} ; y_{23}) = 25,80 \text{ cm}$$

$$0 < y_1 = y_2 + c = 25,80 - 23 = 2,80 < 10 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ D'où :  $y_1 = 2,80 \text{ cm}$

• **Calcul du moment statique :**

$$S = \frac{b \times y_1^2}{2} - 15.A(d-y_1) = \frac{100 \times 2,8^2}{2} - 15 \times 3,14(9-2,8)$$

$$S = 99,98 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_s}{100.S} = \frac{1680}{100 \times 99,98} = 0,17$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0,17 \times 2,8 = 0,476 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15.k(d-y_1) = 15 \times 0,17 \times (9 - 2,8) = 15,81 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification des contraintes ELS**

• **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

➤ La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

➤ **Avec :**

$$\text{FeE400} \Rightarrow \eta = 1,6$$

➤ **Donc :**  $\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$

$$\bar{\sigma}_s = \min (266,67 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U sont maintenues}$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement**

$$T_u^{max} = 1,5 \cdot F_p = 1,5 \times 0,806 = 1,209 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{1209}{100 \times 9 \times 100} = 0,013 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,013 < \bar{\tau}_u = 1,25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

### III.3. Étude des balcons :

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

#### III.3.1. Détermination des charges et surcharges

- **Charge concentrée :**

Le poids propre du garde-corps :

$$P = (\gamma_B \times 1,2 \times 0,15) + 2(\gamma_{Mort} \times 1,2 \times 0,01)$$

$$P = (8,6 \times 1,2 \times 0,15) + 2(20 \times 1,2 \times 0,01)$$

$$P = 2,02 \text{ KN/ml}$$

- **Charge permanente :**

$$G = 5,60 \text{ KN/m}^2$$

- **Surcharge exploitation:**

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

### III.3.2. Calcul à l'état limite ultime

- **Combinaison de charges :**

Dalle :

$$q_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \times 5,60 + 1,5 \times 3,5 = 12,81 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 5,60 + 3,5 = 9,1 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Gard corps : } P_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 2,02$$

$$P_u = 2,72 \text{ KN/ml}$$

- **Le moment des charges et surcharges :**

#### Etat limite ultime (E.L.U)

$$M_u = \frac{-q_u \times l^2}{2} - P_u \times l = \frac{-12,81 \times 1,2^2}{2} - 2,72 \times 1,2$$

$$M_u = -12,48 \text{ KN.m}$$

#### Etat limite service (E.L.S)

$$M_s = \frac{-q_s \times l^2}{2} - P \times l = \frac{-9,1 \times 1,2^2}{2} - 2,02 \times 1,2$$

$$M_s = -8,97 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$V_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l = \frac{12,81 \times 1,2^2}{2} + 2,72 \times 1,2 = 21,71 \text{ KN.m}$$

### III.3.3. Détermination du ferrailage

#### ❖ ELU

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{12,48 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,048 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(\mu)}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,048)})$$

$$\alpha = 0,061$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,061$$

$$\beta = 0,975$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 15 - \frac{15}{10}$$

$$d = 13,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12,48 \times 10^3}{348 \times 13,5 \times 0,975}$$

$$A = 2,72 \text{ cm}^2$$

**Choix armature :**

$$A = 5T10 = 3,39 \text{ cm}^2$$

**Espacement :**

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

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A > A_{\min}$  ..... condition vérifiée

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,66}{4} = 0,66 \text{ cm}^2$$

**Choix armature :**

$$A = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

❖ ELS

$M_s = -8970 \text{ N.m}$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ Flexion simple} \\ \bullet \text{ Section rectangulaire sans } A' \\ \bullet \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{12480}{8970} = 1,39$

$\Rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > 0,061$

➤ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

III.3.4. Vérification

- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91Art6.1.3)

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}$

$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0,9d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau} = \Psi \cdot f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$\Psi : 1,5$  pour H.A

$V_{u\max} = 41,81 \text{ KN}$

$\sum_{i=1}^n u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3,14 \times 1 = 15,7 \text{ cm}$

$\tau_{se} = \frac{41,81 \cdot 10^3}{0,9 \times 135 \times 157} = 2,19 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,15 \text{ MPa}$

$\tau_{se} = 2,19 < \bar{\tau} = 3,15$  .....Condition vérifiée

- Vérification des efforts tranchants (BAEL91.Art5.1.2)

$\tau_u < \bar{\tau}_u$

$\bar{\tau}_u = \min (0,20 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{41,81 \cdot 10^{-3}}{0,135 \times 1} = 0,31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,31 < \bar{\tau}_u = 3,25$  .....Condition vérifiée

### III.3.5. Vérification des contraintes ELS

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- La position de l'axe neutre :

$$b \cdot y^2 + 30(A+A') y - 30(dA + d'A')$$

$$1. y^2 + 30(3,93 \times 10^{-4}) y - 30[(0,135 \times 3,93 \cdot 10^{-4})]$$

$$y = 0,034$$

- Le moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100}{3} \cdot (3,4)^3 + 15 \cdot [3,93 (13,5 - 3,4)^2]$$

$$I = 7323,62 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8,976 \times 10^{-3}}{7323,62 \times 10^{-8}} = 122,56 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_b = k \cdot y = 0,034 \times 122,56$$

$$\sigma_b = 4,16 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow 4,16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

- La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = \min (266,67 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \cdot k (d - y) = 15 \times 122,56 (0,135 - 0,034)$$

$$\sigma_s = 185,68 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow 185,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1,2} = 0,125 > 0,062 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{0,15}{1,2} = 0,125 > 0,1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{100 \times 13,5} = 0,0025 < \frac{4,2}{400} = 0,010 \dots\dots \text{Condition vérifié} \end{array} \right.$$

### III.4. Étude des escaliers :

#### III.4.1. Détermination des efforts

• **Les sollicitations de calcul**

- Le palier :  $G = 4,68 \text{ KN/m}^2$                        $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Le paillasse :  $G = 7,25 \text{ KN/m}^2$                        $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

• **Combinaison des charges**

**ELU :**

- Palier :  $q_{u1} = 1,35 \times 4,68 + 1,5 \times 2,5 = 10,06 \text{ KN/m}$
- Paillasse :  $q_{u2} = 1,35 \times 7,25 + 1,5 \times 2,5 = 13,54 \text{ KN/m}$

**ELS :**

- Palier :  $q_{s1} = 4,68 + 2,5 = 7,18 \text{ KN/m}$
- Paillasse :  $q_{s2} = 7,25 + 2,5 = 9,75 \text{ KN/m}$

- Schéma statique

ELU :

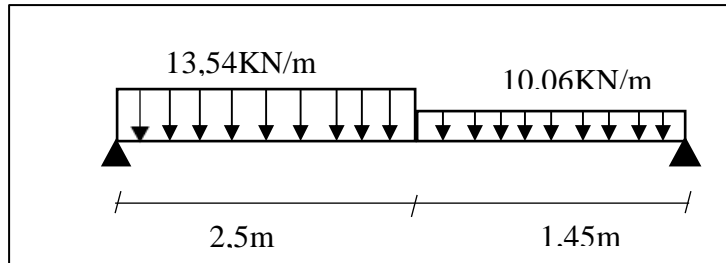


Fig.III 2: schéma statique d'escalier ELU

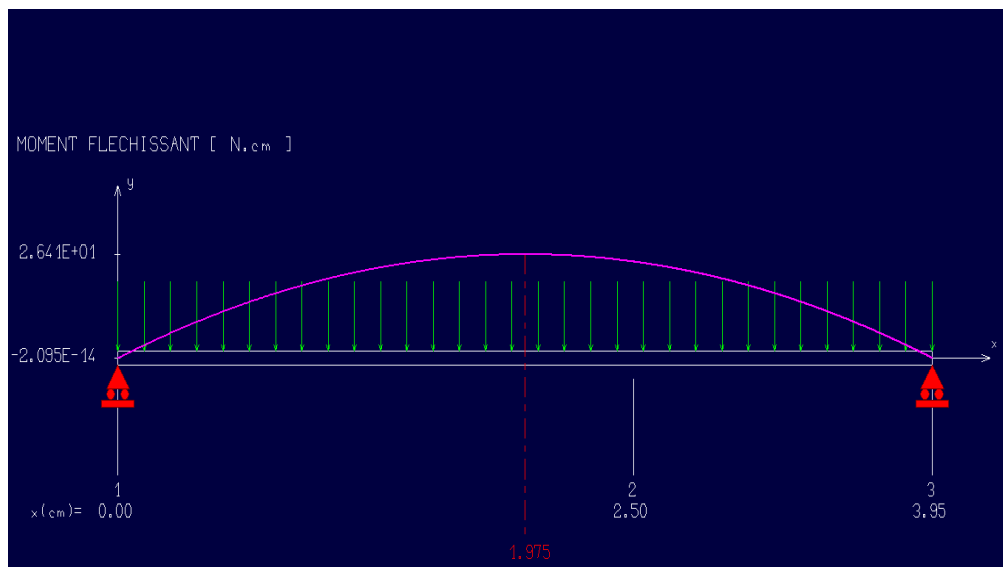


Fig.III 3: diagramme du moment fléchissant

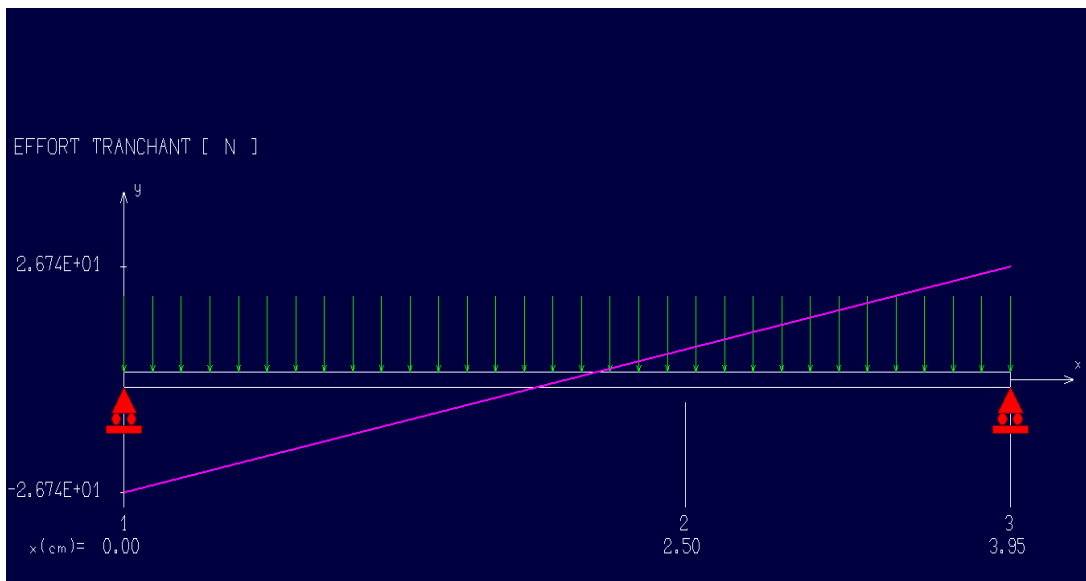


Fig.III 4: diagramme de l'effort tranchant

**ELS :**

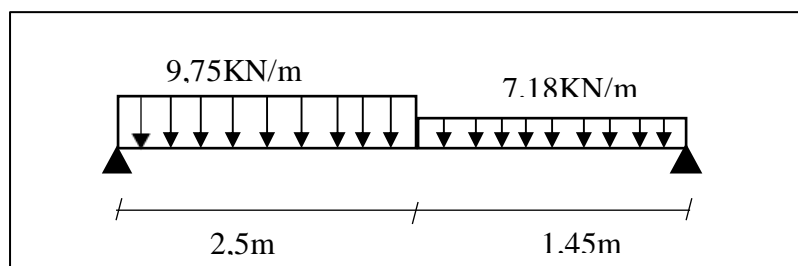


Fig.III 5: schéma statique d'escalier ELS

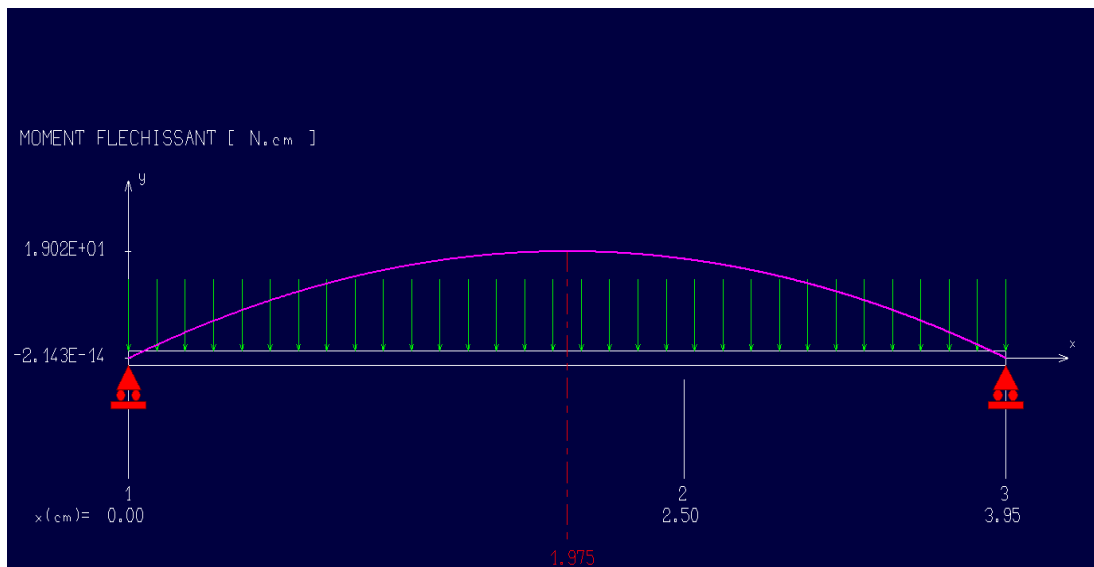


Fig.III 6: diagramme du moment fléchissant

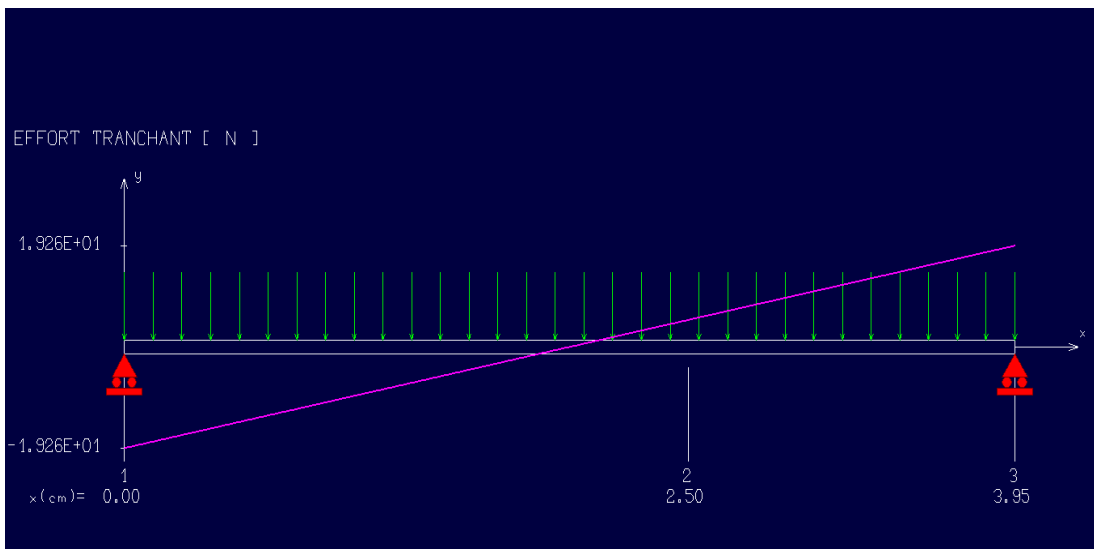


Fig.III 7: diagramme de l'effort tranchant

	Moments KN.m	Effort tranchant KN
ELU	26.41	26.74
ELS	19.02	19.26

➤ **ELU :**

$$M_{\text{appui}} = -0,3.M_{\text{max}} = -0,3 \times 26,41 = -7,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{trav}} = 0,85.M_{\text{max}} = 0,85 \times 26,41 = 22,44 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS :**

$$M_{\text{appui}} = -0,3.M_{\text{max}} = -0,3 \times 19,02 = -5,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{trav}} = 0,85.M_{\text{max}} = 0,85 \times 19,02 = 16,17 \text{ KN.m}$$

### III.4.2. Détermination du ferrailage

➤ **En travée :**  $M_u = 22,44 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{0,02244}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,086 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 ( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} ) = 1,25 ( 1 - \sqrt{1 - 2(0,086)} )$$

$$\alpha = 0,11$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,11$$

$$\beta = 0,956$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 15 - \frac{15}{10}$$

$$d = 13,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{22440}{348 \times 13,5 \times 0,956}$$

$$A = 4,99 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$A = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

**Espacement :**

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

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

**Choix armature :**

$$A = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

**Espacement :**

$$e = \frac{100}{4} = 20 \text{ cm}$$

➤ **En appui :**  $M_u = 7,92 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{7,92 \times 10^3}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,03 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 ( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} ) = 1,25 ( 1 - \sqrt{1 - 2(0,03)} )$$

$$\alpha = 0,038$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,038$$

$$\beta = 0,984$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 15 - \frac{15}{10}$$

$$d = 13,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,92 \times 10^3}{348 \times 13,5 \times 0,984}$$

$$A = 1,71 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$A = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

**Espacement :**

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

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

**Choix armature :**

$$A = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

**Espacement :**

$$e = \frac{100}{4} = 20 \text{ cm}$$

- **Vérification de la condition non fragilité**

$$\text{En travée : } A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

⇒ La condition est vérifiée

$$\text{En appui : } A_u = 3,93\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,63\text{cm}^2$$

$$A_t = 3,93\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,63\text{cm}^2$$

⇒ La condition est vérifiée

### III.4.3. Vérification

#### Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91Art6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0,9d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau} = \Psi \cdot f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\Psi : 1,5 \text{ pour H.A}$$

$$V_{u\max} = 26,74 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^n u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3,14 \times 1 = 15,7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26,74 \cdot 10^3}{0,9 \times 135 \times 157} = 1,40 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,40 < \bar{\tau} = 3,15 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des efforts tranchants (BAEL91.Art5.1.2)**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 2,5 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{26,74 \cdot 10^{-3}}{0,135 \times 1} = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,19 < \bar{\tau}_u = 2,5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91.Art5.1.3.13)**

- ❖ **Influence sur le béton (BAEL91.Art5.1.3.21)**

$$V_{\max} \leq \bar{V}_u$$

$$\bar{V}_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 13,5 \times 0,9 \times 100}{1,5} = 8100 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 26,74 \text{ KN} < \bar{V}_u = 8100 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

### III.4.3. Vérification des contraintes ELS

➤ En travée :

**Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- La position de l'axe neutre :

$$b. y^2 + 30(A+A') y - 30(dA + d'A')$$

$$1. y^2 + 30(5,65 \times 10^{-4}) y - 30[(0,135 \times 5,65 \cdot 10^{-4})]$$

$$y = 0,04$$

- Le moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100}{3} \cdot (4)^3 + 15 \cdot [5,65 (13,5 - 4)^2]$$

$$I = 9782,02 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{16,17 \times 10^{-3}}{9782,02 \times 10^{-8}} = 165,30 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_b = k. y = 0,04 \times 165,30$$

$$\sigma_b = 6,61 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow 6,61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  pas de vérification pour  $\sigma_s$  et on a  $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$

⇒ les armatures calculées à l'ELU seront maintenues à l'ELS

➤ **En appui :**

**Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- La position de l'axe neutre :

$$b \cdot y^2 + 30(A+A') y - 30(dA + d'A')$$

$$1 \cdot y^2 + 30(3,93 \times 10^{-4}) y - 30[(0,135 \times 3,93 \cdot 10^{-4})]$$

$$y = 0,034$$

- Le moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100}{3} \cdot (3,4)^3 + 15 \cdot [3,93 (13,5 - 3,4)^2]$$

$$I = 7323,62 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{5,70 \times 10^{-3}}{7323,62 \times 10^{-8}} = 77,83 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_b = k \cdot y = 0,034 \times 77,83$$

$$\sigma_b = 2,65 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow 2,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Fissuration peu nuisible ⇒ pas de vérification pour  $\sigma_s$  et on a  $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$

⇒ les armatures calculées à l'ELU seront maintenues à l'ELS

### III.5. Étude de la poutre palière :

#### III.5.1. Pré dimensionnement

$$L = 3.95 \text{ m}$$

- **La hauteur de la poutre palier**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{395}{15} \leq h \leq \frac{395}{10} \Rightarrow 26,33 \leq h \leq 40$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

- **La largeur de la poutre palière**

$$0,4 \cdot h \leq b \leq 0,8 \cdot h \Rightarrow 0,4 \times 40 \leq b \leq 0,8 \times 40 \Rightarrow 16 \leq b \leq 32$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

- **Vérification selon RPA :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée} \\ b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifié} \\ \frac{h}{b} = 1,14 > \frac{1}{4} \dots\dots\dots\text{Condition vérifié} \end{array} \right.$$

La section de la poutre palière est de dimension :  $(35 \times 40) \text{ cm}^2$

#### III.5.2. Calcul des sollicitations

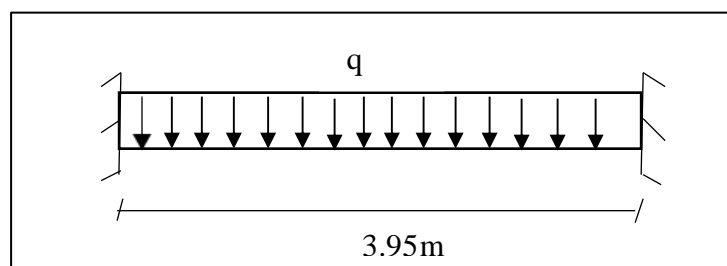


Fig.III 8: schéma statique de la poutre palière

- **Calcul du poids propre (g) de la poutre palière**

$$g = \gamma_b \times b \times h = 2500 \times 0,4 \times 0,35 = 350 \text{ daN/ml}$$

- **Charge permanent du palier de repos**

$$G = 468 \text{ kg/m}^2$$

- **Surcharge d'exploitation**

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2$$

❖ **ELU**

$$P_{\text{poutre palier}} = 1,35 \times g = 1,35 \times 350 = 472,5 \text{ daN/ml}$$

$$P_{\text{palier de repos}} = 1,35 (G \times L) + 1,5 (Q \times L)$$

$$P_{\text{palier de repos}} = 1,35 (468 \times 3,95) + 1,5 (250 \times 3,95) = 3976,86 \text{ daN/ml}$$

$$q_u = 472,5 + 3976,86 = 4449,36 \text{ daN/m}$$

❖ **ELS**

$$P_{\text{poutre palier}} = 472,5 \text{ daN/ml}$$

$$P_{\text{palier de repos}} = (G \times L) + (Q \times L)$$

$$P_{\text{palier de repos}} = (468 \times 3,95) + (250 \times 3,95) = 2836,1 \text{ daN/ml}$$

$$q_s = 472,5 + 2836,1 = 3308,6 \text{ daN/m}$$

- **Calcul des moments**

❖ **ELU**

$$M_t = \frac{q_u \times L^2}{24} = \frac{4449,36 \times 3,95^2}{24} = 2892,55 \text{ daN.m}$$

$$M_a = \frac{-q_u \times L^2}{12} = \frac{-4449,36 \times 3,95^2}{12} = -5785,09 \text{ daN.m}$$

❖ **ELS**

$$M_t = \frac{q_s \times L^2}{24} = \frac{3308,6 \times 3,95^2}{24} = 2150,93 \text{ daN.m}$$

$$M_a = \frac{-q_s \times L^2}{12} = \frac{-3308,6 \times 3,95^2}{12} = -4301,86 \text{ daN.m}$$

### III.5.3. Détermination du ferrailage

➤ **En travée**

❖ **ELU**

$$M_{\text{travée}} = 28925,5 \text{ N.m}$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 40 - \frac{40}{10}$$

$$d = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{28925,5}{35 \times 36^2 \times 14,17} = 0,045 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(\mu)}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,045)})$$

$$\alpha = 0,057$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,057$$

$$\beta = 0,977$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{28925,5}{348 \times 36 \times 0,977}$$

$$A = 2,36 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

➤ **En travée**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 35 \times 36 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \max(A ; A_{\min}) = \max(2,36 ; 1,52) = 2,36 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$A = 5T10 = 5,93 \text{ cm}^2$$

## ❖ ELS

$$M_s = -21509,3 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
  - Section rectangulaire sans A'
  - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ Flexion simple} \\ \bullet \text{ Section rectangulaire sans A'} \\ \bullet \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{28925,5}{21509,3} = 1,34$$

$$\Rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,34-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,42 > 0,057$$

➤ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

➤ **En appui**

## ❖ ELU

$$M_{\text{appui}} = -57850,9 \text{ N.m}$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 40 - \frac{40}{10}$$

$$d = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{57850,9}{35 \times 36^2 \times 14,17} = 0,09 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(\mu)}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,09)})$$

$$\alpha = 0,11$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,11$$

$$\beta = 0,956$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{57850,9}{348 \times 36 \times 0,956}$$

$$A = 4,83 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

➤ **En appui**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 35 \times 36 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \max(A; A_{\min}) = \max(4,83; 1,52) = 4,83 \text{ cm}^2$$

### Choix des armatures :

$$A = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

#### ❖ ELS

$$M_s = -43018,6 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{57850,9}{43018,6} = 1,34$$

$$\Rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,34-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,42 > 0,11$$

➤ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

## III.5.4. Vérification

### III.5.4.1. Vérification à L'ELU

#### Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91Art6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0,9d \sum_{i=1}^n u_i} \leq \bar{\tau} = \Psi \cdot f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\Psi$  : 1,5 pour H.A

$$V_{u\max} = 15 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^n u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3,14 \times 0,01 = 0,157 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,36 \times 0,157} = 0,29 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,29 < \bar{\tau} = 3,15 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification des efforts tranchants (BAEL91.Art5.1.2)**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{15 \cdot 10^{-3}}{0,35 \times 0,36} = 0,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,12 < \bar{\tau}_u = 3,33 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

➤ **Vérifier si :**

$$T_u^{\max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 36 = 32,4 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 15000 \text{ N}$$

$$15000 \leq 0,267 \times 32,4 \times 35 \times 25 \cdot 10^2$$

$$15000 < 756945 \text{ N}$$

Donc :

➤ Il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

• **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures**

La condition de stabilité exige  $A_i \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq |Vu| + \frac{M_a^u}{0,9 \times d}$

$$|Vu| + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} < 0 \text{ pas de vérification de la section de la } A_i$$

$$|15000| + \frac{-5785,09 \times 100}{0,9 \times 36} < 0$$

$$-2855,216 < 0 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

➤ Alors l'effort tranchant n'influe pas sur les armatures transversales.

- Section des armatures transversales  $A_t$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{40}{35} ; 0,8 ; \frac{35}{10} \right) \implies \phi_t \leq \min (1,14 ; 0,8 ; 3,5)$$

On prend :

$$\triangleright \phi_t = 0,8 \text{ cm} \implies A_t = 3\phi 8$$

# *Chapitre IV*

## *Étude des planchers*

## IV.1. La dalle en corps creux

Notre structure dispose des planchers en corps creux, constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en section T disposées suivant la petite portée distante de 60cm entre axes et assurant la fonction de portance.
- Le corps creux qui repose sur les poutrelles, utilisé comme coffrage perdu et assure la fonction d'isolation thermique et phonique.
- Une dalle de compression en béton armée.

## IV.2. Étude de la dalle de compression

La table de compression de 4 à 5cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TL520) dont le but est de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait,
- Résister aux effets de charges appliquées,
- Reprendre les charges localisées entre poutrelles voisines, Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

$$\text{➤ Si } L_n \leq 50 \text{ cm} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \\ A_{\perp} / \frac{A_{\perp}}{2} \end{array} \right\} \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{➤ Si } 50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} \geq 4 \frac{L_n}{f_e} \\ A_{\perp} / \frac{A_{\perp}}{2} \end{array} \right\} \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### IV.2.1 Armatures perpendiculaires aux poutrelles

Suivant les normes algériennes [DTR] (charges et surcharges) :

$$50 \text{ cm} \leq L_n = 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4 \frac{L_n}{f_e} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \frac{60}{400} \rightarrow A_{\perp} = 0.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### Choix des armatures

$$6\phi 5 \rightarrow A_{\perp} = 1.18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### IV.2.2 Armatures parallèles aux nervures (A//)

$$50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm}$$

$$A // \geq \frac{A \perp}{2} \rightarrow A // \geq \frac{0,6}{2} \rightarrow A // \geq 0,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### Choix des armatures

$$6\phi 5 \rightarrow A // = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Donc on adoptera un treillis soudé  $\phi 5$  ( $150 \times 150$ ) mm<sup>2</sup>

#### IV.2.2.1 Méthode de calcul

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

Méthode forfaitaire et

Méthode de Caquot.

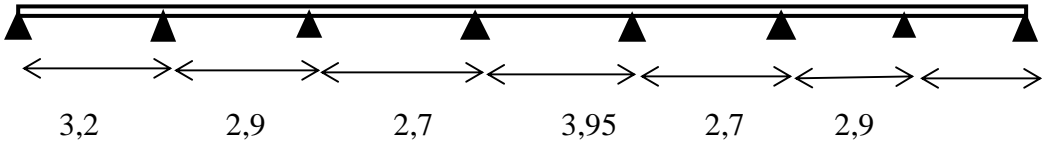
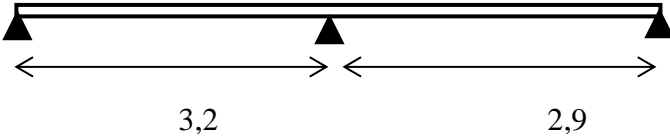
- **Présentation théorique de la méthode forfaitaire**

Une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges. L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le BAEL 91, on peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivantes sont vérifiées.

1.  $Q \text{ min } (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$  ;
2. Le moment d'inertie constant sur toutes les travées ;
3. Le rapport des portées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25. et
4. La fissuration est peu préjudiciable (peu nuisible).

- **Présentation théorique de la méthode de Caquot**

Caquot a établi une méthode de calcul directe et pratique qui a l'avantage de libérer le projeteur de toute résolution de système d'équation linéaire. En effet, l'auteur a basé sa méthode sur la théorie générale des poutres continues, mais en considérant que le moment sur appui donné ne dépend principalement que des charges situées sur les travées adjacentes à cet appui. Cette judicieuse hypothèse simplifie énormément les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série des poutres à deux travées une fois hyperstatique.

Types	Schéma statique des poutrelles
Types 01	
Types 02	

**Tableau IV 1: les schémas statiques des poutrelles.**

#### IV.2.2.2 Vérification des méthodes de calcul

##### a) Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

- $Q = 250 \text{ daN/m}^2 \leq \min(2 \times 490 ; 500) \text{ daN/m}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.  $\rightarrow$  Condition vérifiée.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).  $\rightarrow$  Condition vérifiée.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

$$\frac{L_{i+1}}{L_i} = \frac{290}{320} = 0,9 \rightarrow \text{Condition vérifiée pour type 02.}$$

➤ Alors on applique la méthode la méthode forfaitaire pour le type 02.

- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

$$\frac{L_{i+1}}{L_i} = \frac{395}{270} 1,46 \rightarrow \text{Condition pas vérifiée pour type 01.}$$

➤ Alors on applique la méthode de Caquot minorée pour le type 01.

### IV.2.2.3 Évaluations des charges

Les poutrelles supportent les charges suivantes

Plancher	Fissuration	Ln	G [daN/m <sup>2</sup> ]	Q [daN/m <sup>2</sup> ]
Terrasse	Préjudiciable	0,6	612	100
Etage courant	Peu Préjudiciable	0,6	490	150

**Tableau IV 2: Tableau récapitulatif des caractéristiques des planchers.**

	Formule	Terrasse	Etage courant
La charge ultime [daN/ml]	$q_u = (1.35G + 1.5Q) * L_n$	585,72	531,9
La charge service [daN/ml]	$q_s = (G + Q) * L_n$	427,2	384

**Tableau IV 3: Tableau de combinaison d'actions.**

### IV.2.2.4 Application de la méthode de Caquot-minorée

#### a) Calcul des moments fléchissant

Type 01 (Terrasse) :  $Q_u = 585,72 \text{ daN/ml}$

$Q_s = 427,2 \text{ daN/ml}$

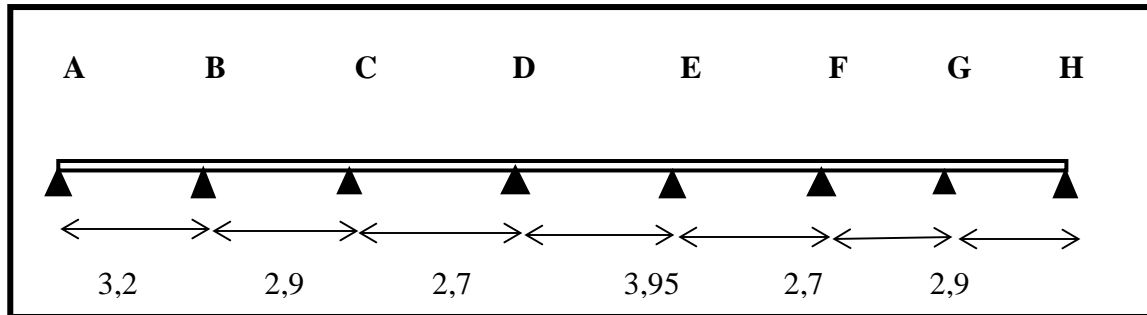


Fig.IV 1: Schéma statique de la poutrelle type 01

## ❖ ELU

## 1) Travée (AB) ; (BC) (3,2 ; 2,9)

## ▪ Calcul de la charge répartie sur la travée AB :

$$P_w = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 6,12 + 1.5 \times 1) \times 0.6$$

$$P_w = 5,86 \text{ kN/ml}$$

## ▪ Calcul de la charge répartie sur la travée BC :

$$P_e = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 6,12 + 1.5 \times 1) \times 0.6$$

$$P_e = 5,86 \text{ kN/ml}$$

## ▪ Calcul de la charge réduite sur la travée AB :

$$P_{rw} = [1.35 \times (2/3) \times G] + (1.5 \times Q) \times L_n$$

$$P_{rw} = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 6,12 + 1.5 \times 1] = 4,20 \text{ kN/ml}$$

## ▪ Calcul de la charge réduite sur la travée BC :

$$P_{rw} = [1.35 \times (2/3) \times G] + (1.5 \times Q) \times L_n$$

$$P_{rw} = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 6,12 + 1.5 \times 1] = 4,20 \text{ kN/ml}$$

## ▪ Longueur de calcul pour la travée AB :

Travée 1 est une travée de rive alors  $L'_w = 3,2 \text{ m}$

## ▪ Longueur de calcul pour la travée BC :

Travée 2 est une travée intermédiaire alors  $L'_e = 0.8 \times 2,9 = 2.32 \text{ m}$

- **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{app} = - \frac{(P_{rw} \times L'_w)^3 + (P_{re} \times L'_e)^3}{[8,5 \times (L'_w + L'_e)]} = - \frac{(4,20 \times 3,2^3) + (4,20 \times 2,32^3)}{[8,5 \times (3,2 + 2,32)]}$$

$$M_{app} = - 4,05 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du moment en appui gauche (West)**

$$M_{appw} = -0,2 \times \frac{P_{rw} \times L^2}{8} = -0,2 \times \frac{4,2 \times 3,2^2}{8}$$

$$M_{appw} = - 1,08 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la position du moment max**

$$X = \left( \frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left( \frac{3,2}{2} \right) - \frac{-1,08 - (-4,05)}{(5,86 \times 3,2)}$$

$$X = 1,44 \text{ m}$$

- **Calcul du moment en travée AB :**

$$M_t = (P_w \times L_w \times X) - (P_w \times X^2)/2 - X \times M_w - M_e / L_w + M_w$$

$$M_t = (5,86 \times 3,2 \times 1,87) - (5,86 \times 1,87^2)/2 - 1,87 \times -1,08 - 4,05 / 3,2 + M_w$$

$$M_t = 5 \text{ KN.m}$$

## 2) Travée (BC) ; (CD) (2,9 ; 2,7)

- **Calcul de la charge répartie sur la travée BC :**

$$P_w = (1,35G + 1,5Q) \times L_n = (1,35 \times 6,12 + 1,5 \times 1) \times 0,6$$

$$P_w = 5,86 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge répartie sur la travée CD :**

$$P_e = (1,35G + 1,5Q) \times L_n = (1,35 \times 6,12 + 1,5 \times 1) \times 0,6$$

$$P_e = 5,86 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée BC :**

$$P_{rw} = [1,35 \times (2/3) \times G] + (1,5 \times Q) \times L_n$$

$$P_{rw} = 0,6 \times [1,35 \times (2/3) \times 6,12 + 1,5 \times 1] = 4,20 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée CD :**

$$Pr_w = [1.35 \times (2/3) \times G] + (1.5 \times Q) \times L_n$$

$$Pr_w = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 6,12 + 1.5 \times 1] = 4,20 \text{ kN/ml}$$

- **Longueur de calcul pour la travée BC :**

$$\text{Travée 1 est une travée de rive alors } L'_w = 0.8 \times 2,9 = 2.32 \text{ m}$$

- **Longueur de calcul pour la travée B :**

$$\text{Travée 2 est une travée intermédiaire alors } L'_e = 0.8 \times 2,7 = 2.16 \text{ m}$$

- **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{app} = - \frac{(P_{rw} \times L'_w)^2 + (P_{re} \times L'_e)^2}{8,5 \times (L'_w + L'_e)} = - \frac{(4,20 \times 2,32)^2 + (4,20 \times 2,16)^2}{8,5 \times (2,32 + 2,16)}$$

$$M_{app} = - 2,49 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la position de moment max**

$$X = \left( \frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left( \frac{2,9}{2} \right) - \frac{-4,05 - (-2,49)}{(5,86 \times 2,9)}$$

$$X = 1,54 \text{ m}$$

- **Calcul du moment en travée AB :**

$$M_t = (P_w \times L_w \times X) - (P_w \times X^2)/2 - X \times M_w - M_e / L_w + M_w$$

$$M_t = (5,86 \times 2,9 \times 2,49) - (5,86 \times 2,49^2)/2 - 2,49 \times -4,05 - 2,49 / 2,9 + M_w$$

$$M_t = 2,91 \text{ KN.m}$$

### 3) Travée (CD) ; (DE) (2,7 ; 3,95)

- **Longueur de calcul pour la travée CD :**

$$\text{Travée 1 est une travée de rive alors } L'_w = 0.8 \times 2,7 = 2.16 \text{ m}$$

- **Longueur de calcul pour la travée DE :**

$$\text{Travée 2 est une travée intermédiaire alors } L'_e = 0.8 \times 3,95 = 3.16 \text{ m}$$

- **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{app} = - \frac{(P_{rw} \times L'_w)^3 + (P_{re} \times L'_e)^3}{[8,5 \times (L'_w + L'_e)]} = - \frac{(4,20 \times 2,16^3) + (4,20 \times 3,16^3)}{[8,5 \times (2,16 + 3,16)]}$$

$$M_{app} = - 3,87 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la position de moment max**

$$X = \left( \frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left( \frac{2,7}{2} \right) - \frac{-2,49 - (-3,87)}{(5,86 \times 2,7)}$$

$$X = 1,26 \text{ m}$$

- **Calcul du moment en travée CD :**

$$M_t = (P_w \times L_w \times X) - (P_w \times X^2)/2 - X \times M_w - M_e / L_w + M_w$$

$$M_t = (5,86 \times 2,7 \times 1,26) - (5,86 \times 1,26^2)/2 - 1,26 \times -2,49 - 3,87 / 2,7 + M_w$$

$$M_t = 2,18 \text{ KN.m}$$

#### 4) Travée (DE) ; (EF) (3,95 ; 2,7)

- **Longueur de calcul pour la travée DE :**

Travée 1 est une travée de rive alors  $L'_w = 0,8 \times 3,95 = 3,16 \text{ m}$

- **Longueur de calcul pour la travée EF :**

Travée 2 est une travée intermédiaire alors  $L'_e = 0,8 \times 2,7 = 2,16 \text{ m}$

- **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{app} = - \frac{(P_{rw} \times L'_w)^3 + (P_{re} \times L'_e)^3}{[8,5 \times (L'_w + L'_e)]} = - \frac{(4,20 \times 3,16^3) + (4,20 \times 2,16^3)}{[8,5 \times (3,16 + 2,16)]}$$

$$M_{app} = - 3,87 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la position de moment max**

$$X = \left( \frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left( \frac{3,95}{2} \right) - \frac{-3,87 - (-3,87)}{(5,86 \times 3,95)}$$

$$X = 1,97 \text{ m}$$

- **Calcul du moment en travée DE :**

$$M_t = (P_w \times L_w \times X) - (P_w \times X^2)/2 - X \times M_w - M_g / L_w + M_w$$

$$M_t = (5,86 \times 2,7 \times 1,26) - (5,86 \times 1,26^2)/2 - 1,26 \times -2,49 - 3,87 / 2,7 + M_w$$

$$M_t = 7,55 \text{ KN.m}$$

- Puisque que nous avons une symétrie dans notre type de poutrelle alors les résultats que nous avons trouvés dans les parties (3,2 ; 2,9) ; (2,9 ; 2,7) ; (2,7,3,95) sont les mêmes pour (3,95 ; 2,7) ; (2,7 ; 2,9) ; (2,9 ; 3,2)

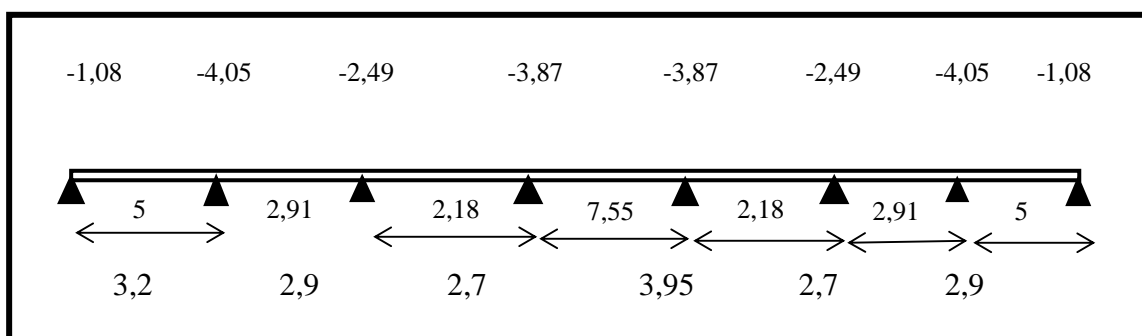


Fig.IV 2: Schéma récapitulatif des moments fléchissant pour type 01 de poutrelle en ELU

#### ❖ ELS

##### 1) Travée (AB) ; (BC) (3,2 ; 2,9)

- **Calcul de la charge répartie sur la travée AB :**

$$P_w = (G + Q) \times L_n = (6,12+1) \times 0.6$$

$$P_w = 4,27 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge répartie sur la travée BC :**

$$P_e = (G + Q) \times L_n = (6,12+1) \times 0.6$$

$$P_e = 4,27 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée AB :**

$$P_{rw} = [ (2/3) \times G + Q ] \times L_n$$

$$P_{rw} = 0.6 \times [ (2/3) \times 6,12 + 1 ] = 3,05 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée BC :**

$$Prw = [(2/3) \times G + Q] \times Ln$$

$$Prw = 0.6 \times [(2/3) \times 6,12 + 1] = 3,05 \text{ KN/ml}$$

- **Longueur de calcul pour la travée AB :**

Travée 1 est une travée de rive alors  $L'w = 3,2 \text{ m}$

- **Longueur de calcul pour la travée AB :**

Travée 2 est une travée intermédiaire alors  $L'e = 0.8 \times 2,9 = 2.32 \text{ m}$

- **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{app} = - \frac{(Prw \times L'_w)^3 + (Pr_e \times L'_e)^3}{[8,5 \times (L'_w + L'_e)]} = - \frac{(3,05 \times 3,2^3) + (3,05 \times 2,32^3)}{[8,5 \times (3,2 + 2,32)]}$$

$$M_{app} = -2,94 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du moment en appui gauche (West)**

$$M_{appw} = -0,2 \times \frac{Prw \times L^2}{8} = -0,2 \times \frac{3,05 \times 3,2^2}{8}$$

$$M_{appw} = -0,781 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la position de moment max**

$$X = \left( \frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left( \frac{3,2}{2} \right) - \frac{-0,781 - (-2,94)}{(4,27 \times 3,2)}$$

$$X = 1,44 \text{ m}$$

- **Calcul du moment en travée AB :**

$$M_t = (P_w \times L_w \times X) - (P_w \times X^2)/2 - X \times (M_w - M_e)/L_w + M_w$$

$$M_t = (4,27 \times 3,2 \times 1,44) - (4,27 \times 1,44^2)/2 - 1,44 \times (-0,781 + 2,94)/3,2 - 0,781$$

$$M_t = 3,66 \text{ KN.m}$$

## 2) Travée (BC) ; (CD) (2,9 ; 2,7)

- **Longueur de calcul pour la travée BC :**

Travée 1 est une travée de rive alors  $L'w = 0.8 \times 2,9 = 2.32 \text{ m}$

- **Longueur de calcul pour la travée CD :**

Travée 2 est une travée intermédiaire alors  $L'e = 0,8 \times 2,7 = 2,16$  m

- **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{app} = -\frac{(P_{rw} \times L'_w)^2 + (P_{re} \times L'_e)^2}{8,5 \times (L'_w + L'_e)} = -\frac{(3,05 \times 2,32^2) + (3,05 \times 2,16^2)}{8,5 \times (2,32 + 2,16)}$$

$$M_{app} = -1,81 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la position de moment max**

$$X = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left(\frac{2,9}{2}\right) - \frac{-2,94 - (-1,81)}{(4,27 \times 2,9)}$$

$$X = 1,54 \text{ m}$$

- **Calcul du moment en travée BC :**

$$M_t = (P_w \times L_w \times X) - (P_w \times X^2)/2 - X \times M_w - M_e / L_w + M_w$$

$$M_t = (4,27 \times 2,9 \times 1,54) - (4,27 \times 1,54^2)/2 - 1,54 \times -0,781 + 1,81 / 2,9 - 0,781$$

$$M_t = 2,14 \text{ KN.m}$$

### 3) Travée (CD) ; (DE) (2,7 ; 3,95)

- **Longueur de calcul pour la travée CD :**

Travée 1 est une travée de rive alors  $L'w = 0,8 \times 2,7 = 2,16$  m

- **Longueur de calcul pour la travée DE :**

Travée 2 est une travée intermédiaire alors  $L'e = 0,8 \times 3,95 = 3,16$  m

- **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{app} = -\frac{(P_{rw} \times L'_w)^2 + (P_{re} \times L'_e)^2}{8,5 \times (L'_w + L'_e)} = -\frac{(3,05 \times 2,16^2) + (3,05 \times 3,16^2)}{8,5 \times (2,16 + 3,16)}$$

$$M_{app} = -2,81 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la position de moment max**

$$X = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left(\frac{2,7}{2}\right) - \frac{-1,81 - (-2,81)}{(4,27 \times 2,7)}$$

$$X = 1,26 \text{ m}$$

- **Calcul du moment en travée CD :**

$$M_t = (P_w \times L_w \times X) - (P_w \times X^2)/2 - X \times M_w - M_e / L_w + M_w$$

$$M_t = (4,27 \times 2,7 \times 1,26) - (4,27 \times 1,26^2)/2 - 1,26 \times -0,781 + 2,81 / 2,7 - 0,781$$

$$M_t = 1,60 \text{ KN.m}$$

#### 4) Travée (DE) ; (EF) (3,95 ; 2,7)

- **Longueur de calcul pour la travée DE :**

$$\text{Travée 1 est une travée de rive alors } L'_w = 0,8 \times 3,95 = 3,16 \text{ m}$$

- **Longueur de calcul pour la travée EF :**

$$\text{Travée 2 est une travée intermédiaire alors } L'_e = 0,8 \times 2,7 = 2,16 \text{ m}$$

- **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{app} = - \frac{(P_{rw} \times L'_w)^3 + (P_{re} \times L'_e)^3}{8,5 \times (L'_w + L'_e)} = - \frac{(3,05 \times 3,16^3) + (3,05 \times 2,16^3)}{8,5 \times (3,16 + 2,16)}$$

$$M_{app} = -2,81 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la position de moment max**

$$X = \left( \frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left( \frac{3,95}{2} \right) - \frac{-2,81 - (-2,81)}{(4,27 \times 3,95)}$$

$$X = 1,98 \text{ m}$$

- **Calcul du moment en travée DE :**

$$M_t = (P_w \times L_w \times X) - (P_w \times X^2)/2 - X \times M_w - M_e / L_w + M_w$$

$$M_t = (4,27 \times 2,7 \times 1,26) - (4,27 \times 1,26^2)/2 - 1,26 \times -0,781 + 2,81 / 2,7 - 0,781$$

$$M_t = 5,52 \text{ KN.m}$$

- Puisque que nous avons une symétrie dans notre type de poutrelle alors les résultats que nous avons trouvés dans les parties (3,2 ; 2,9) ; (2,9 ; 2,7) ; (2,7,3,95) sont les mêmes pour (3,95 ; 2,7) ; (2,7 ; 2,9) ; (2,9 ; 3,2)

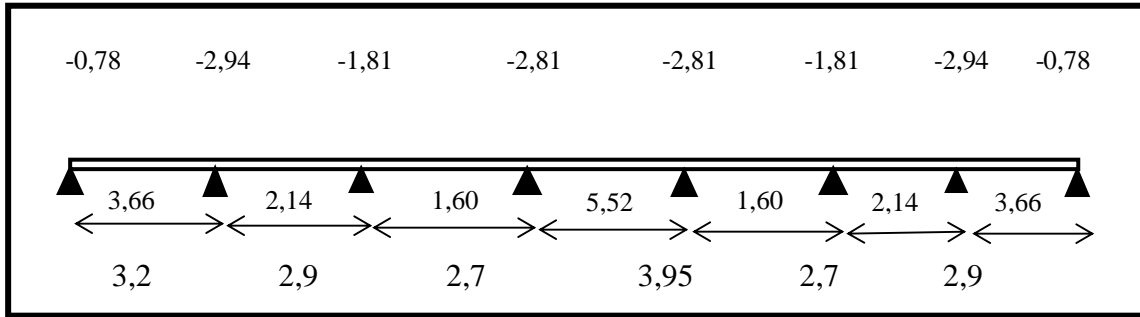


Fig.IV 3: Schéma récapitulatif des moments fléchissant pour type 01 de poutrelle en ELS

**b) Calcul des efforts tranchants :**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

**Type 01 :**

**1) Travée (3,2) m**

- **Calcul des efforts tranchant (appui WEST)**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$V_w = \frac{-1,08 + 4,05}{3,2} + \frac{5,86 \times 3,2}{2}$$

$$V_w = 10,30 \text{ KN}$$

- **Calcul des efforts tranchant (appui EST)**

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$V_e = \frac{-1,08 + 4,05}{3,2} - \frac{5,86 \times 3,2}{2}$$

$$V_e = -8,45 \text{ KN}$$

**1) Travée (2,9) m**

- **Calcul des efforts tranchant (appui WEST)**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$V_w = \frac{-4,05 + 2,49}{2,9} + \frac{5,86 \times 2,9}{2}$$

$$V_w = 7,96 \text{ KN}$$

- **Calcul des efforts tranchant (appui EST)**

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$V_e = \frac{-4,05 + 2,49}{2,9} - \frac{5,86 \times 2,9}{2}$$

$$V_e = -9,03 \text{ KN}$$

**2) Travée (2,7) m**

- **Calcul des efforts tranchant (appui WEST)**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$V_w = \frac{-2,49 + 3,87}{2,7} + \frac{5,86 \times 2,7}{2}$$

$$V_w = 8,42 \text{ KN}$$

- **Calcul des efforts tranchant (appui EST)**

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$V_e = \frac{-2,49 + 3,87}{2,7} - \frac{5,86 \times 2,7}{2}$$

$$V_e = -7,40 \text{ KN}$$

4) Travée (3,95) m

- Calcul des efforts tranchant (appui WEST)

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$V_w = \frac{-3,87 + 3,87}{3,95} + \frac{5,86 \times 3,95}{2}$$

$$V_w = 11,57 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts tranchant (appui EST)

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$V_e = \frac{-3,87 + 3,87}{3,95} - \frac{5,86 \times 3,95}{2}$$

$$V_e = -11,57 \text{ KN}$$

- Puisque que nous avons une symétrie dans notre type de poutrelle alors les résultats que nous avons trouvés dans les parties (3,2 ; 2,9) ; (2,9 ; 2,7) ; (2,7 ; 3,95) sont les mêmes pour (3,95 ; 2,7) ; (2,7 ; 2,9) ; (2,9 ; 3,2)

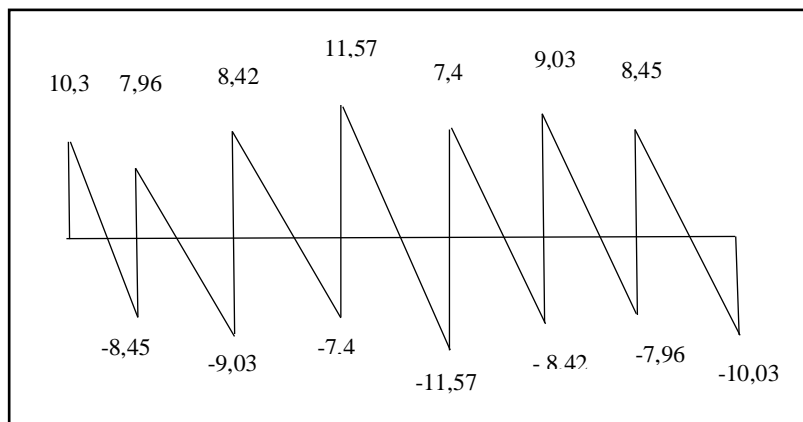
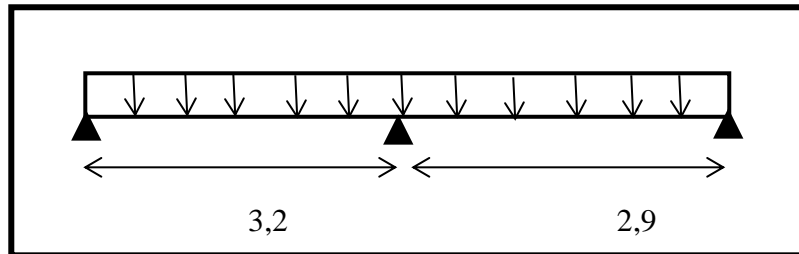


Fig.IV 4: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU pour poutrelle 01 en ELU

Type 02 :  $Q_u = 531,9 \text{ daN/ml}$

$Q_s = 384 \text{ daN/ml}$



**IV.2.3. Application de la méthode forfaitaire :**

Le principe consiste à autoriser le transfert de moment entre les sections sur appuis, et en travées et réciproquement.

**5) Calcul des moments :**

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

Les moments en travées et en appuis doivent vérifier :

- 4)  $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0\}$
- 5)  $M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 \dots\dots\dots$  (Travée de rive).
- 6)  $M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 \dots\dots\dots$  (Travée intermédiaire).

➤ **Avec :**

**M<sub>0</sub>** : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (c'est le moment - Isostatique) ;

**M<sub>g</sub> et M<sub>d</sub>** : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée et

**M<sub>t</sub>** : le moment maximal en travée dans la travée considérée.

- **Moment d'un appui de rive :**

Appuis semi encastré (encastré dans une poutre) → - 0.2 M<sub>0</sub>.

Appuis encastré (encastré dans un voile) → - 0.40 M0

- **Moments des appuis intermédiaires :**

Appuis d'une poutre à deux travées → - 0.60 M0 .

Appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées → - 0.50 M0.

Autres appuis intermédiaires → - 0.40.

❖ **ELU**

1) **Calcul de M<sub>0</sub>**

- **Travée AB :**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{531,9 \times 3,2^2}{8}$$

$$M_0 = 680,83 \text{ daN.m}$$

- **Travée BC :**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{531,9 \times 2,9^2}{8}$$

$$M_0 = 559,16 \text{ daN.m}$$

2) **Calcul des moments en appuis**

- **Appuis gauche (3.2) m**

$$-0,2.M_0 = -0,2 \times 680,83 = -136,17 \text{ daN.m}$$

- **Appuis gauche (2,9) m**

$$-0,2.M_0 = -0,2 \times 559,16 = -119,83 \text{ daN.m}$$

- **Appuis intermédiaires**

$$-0,6.M_0 = -0,6 \times 680,83 = -408,5 \text{ daN.m}$$

3) **Calcul des moments en travée**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{150}{384+150} = 0,28$$

$$0 < \alpha = 0,28 < \frac{2}{3} = 0,66 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Travée (3,2) m :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0\} \\ M_t \geq - \left( \frac{0,2 \times 680,83 + 0,6 \times 680,83}{2} \right) + \text{Max}\{(1 + 0,3 \times 0,28)M_0 ; 1,05M_0\} \\ M_t \geq - (272,33) + \text{Max}\{738,02 ; 714,87\} \\ M_t \geq 467,69 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 = \left( \frac{1,2 + 0,3 \times 0,28}{2} \right) M_0 \\ M_t \geq 437,09 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

Alors on prend  $M_t = 467,69 \text{ daN.m}$

- Travée (2,9) m :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0\} \\ M_t \geq - \left( \frac{0,2 \times 559,16 + 0,6 \times 559,16}{2} \right) + \text{Max}\{(1 + 0,3 \times 0,28)M_0 ; 1,05M_0\} \\ M_t \geq - (223,66) + \text{Max}\{606,13 ; 587,12\} \\ M_t \geq 382,47 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 = \left( \frac{1,2 + 0,3 \times 0,28}{2} \right) M_0 \\ M_t \geq 358,98 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

➤ Alors on prend  $M_t = 382,47 \text{ daN.m}$

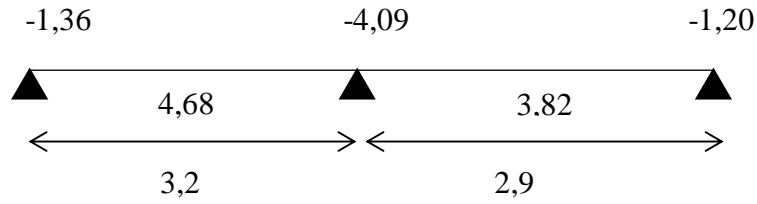


Fig.IV 5: Schémas récapitulatif des moments fléchissant pour type 02 de poutrelle en ELU

### Calcul des efforts tranchants :

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

#### 1) Travée (3,2) m

$$V_w = \frac{-1,36 + 4,08}{3,2} + \frac{5,32 \times 3,2}{2}$$

$$V_w = 9,36 \text{ KN}$$

$$V_e = \frac{-1,36 + 4,08}{3,2} - \frac{5,32 \times 3,2}{2}$$

$$V_e = -7,66 \text{ KN}$$

#### 2) Travée (2,9) m

$$V_w = \frac{-4,08 + 1,19}{2,9} + \frac{5,32 \times 2,9}{2}$$

$$V_w = 6,72 \text{ KN}$$

$$V_e = \frac{-4,08 + 1,19}{2,9} - \frac{5,32 \times 2,9}{2}$$

$$V_e = -8,58 \text{ KN}$$

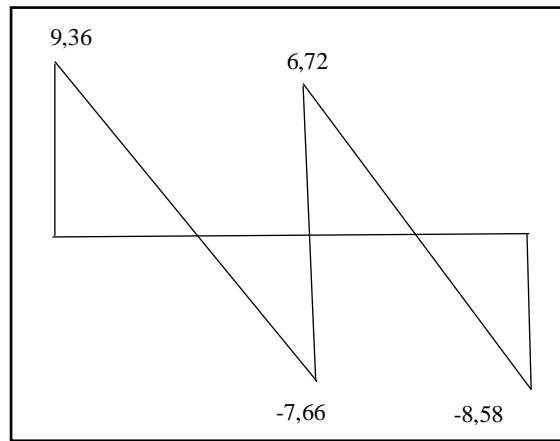


Fig.IV 6: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU pour poutrelle 01 en ELS

❖ ELS

3) Calcul de  $M_0$

• Travée AB :

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{384 \times 3,2^2}{8}$$

$$M_0 = 491,52 \text{ daN.m}$$

• Travée BC :

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{384 \times 2,9^2}{8}$$

$$M_0 = 403,68 \text{ daN.m}$$

4) Calcul des moments en appuis

• Appuis gauche (3,2) m

$$-0,2 \cdot M_0 = -0,2 \times 491,52 = -98,30 \text{ daN.m}$$

• Appuis gauche (2,9) m

$$-0,2 \cdot M_0 = -0,2 \times 403,68 = -80,74 \text{ daN.m}$$

• Appuis intermédiaires

$$-0,6 \cdot M_0 = -0,6 \times 491,52 = -294,91 \text{ daN.m}$$

## 5) Calcul des moments en travée

## • Travée (3,2) m :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0\} \\ M_t \geq - \left( \frac{0,2 \times 491,52 + 0,6 \times 491,52}{2} \right) + \text{Max}\{(1 + 0,3 \times 0,28)M_0 ; 1,05M_0\} \\ M_t \geq - (196,61) + \text{Max}\{532,81 ; 516,1\} \\ M_t \geq 336,2 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 = \left( \frac{1,2 + 0,3 \times 0,28}{2} \right) M_0 \\ M_t \geq 315,56 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

➤ Alors on prend  $M_t = 336,2 \text{ daN.m}$

## • Travée (2,9) m :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max}\{(1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0\} \\ M_t \geq - \left( \frac{0,2 \times 403,68 + 0,6 \times 403,68}{2} \right) + \text{Max}\{(1 + 0,3 \times 0,28)M_0 ; 1,05M_0\} \\ M_t \geq - (161,47) + \text{Max}\{437,59 ; 423,86\} \\ M_t \geq 272,12 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 = \left( \frac{1,2 + 0,3 \times 0,28}{2} \right) M_0 \\ M_t \geq 259,16 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

➤ Alors on prend  $M_t = 272,12 \text{ daN.m}$

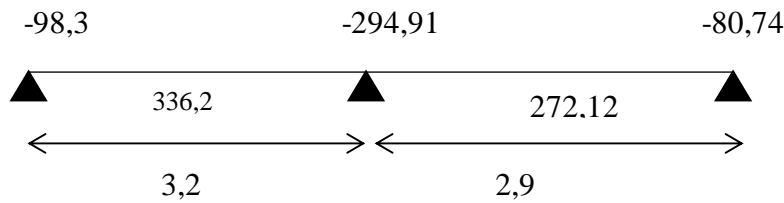


Fig.IV 7: Schémas récapitulatif des moments fléchissant pour type 02 de poutrelle en ELS

	Moment en travée [KN.m]		Moment en appui [KN.m]		Effort tranchant [kN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	
1	7,55	5,52	-4,05	-2,94	11,57
2	4,68	3,36	4,08	-2,94	9,36

Tableau IV 4: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximum

IV.2.3.1 Calcul des armatures longitudinales

a) En travée

➤ ELU

$$M_t^u = 7550 \text{ N.m}$$

1) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$b = 60\text{cm} ; b_0 = 12\text{cm} ; h = 20\text{cm} ; h_0 = 4\text{cm}$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 20 - \frac{20}{10}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$M_T = 14,17 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right)$$

$$M_T = 54412,8 \text{ N.m} > M_t^u = 7550 \text{ N.m}$$

- Donc la zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions (b x h) = (60 x 20) cm<sup>2</sup>

## 2) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{7550}{60 \times 18^2 \times 14,17} = 0,027 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(\mu)}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,027)})$$

$$\alpha = 0,034$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,034$$

$$\beta = 0,986$$

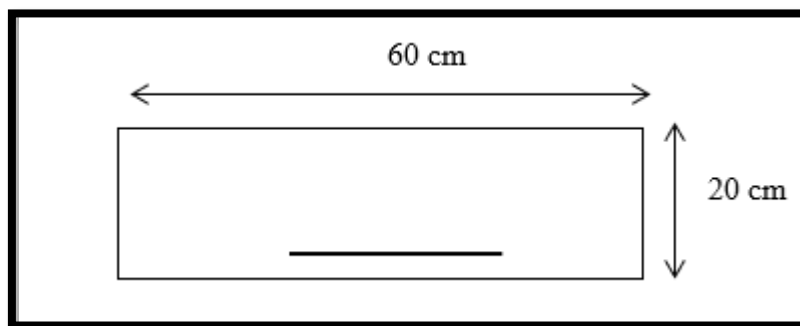


Fig.IV 8: Section de calcul en travée

## 3) Détermination des armatures

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7550}{34,8 \times 18 \times 0,986}$$

$$A = 1,22 \text{ cm}^2$$

#### 4) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,22 \text{ cm}^2$$

$$\triangleright \text{Choix : } 3\text{T}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

#### ❖ ELS

$$M_t^S = 5520 \text{ N.m}$$

##### 1) Position de l'axe neutre

$$H_1 = \frac{b}{2} \times h_0^2 - 15 \times A(d - h_0)$$

$$H_1 = \frac{60}{2} \times 4^2 - 15 \times 2,36 (18 - 4)$$

$$H_1 = -15,6 \text{ cm} < 0 \Rightarrow \text{l'axe neutre dans la nervure}$$

##### 2) Calcul des contraintes

- L'axe neutre de la table de compression

$$\frac{b}{2} \times y_1^2 - (b - b_0) \frac{(y_1 - h_0)^2}{2} - 15 \times A \times (d - y_1) = 0$$

$$\frac{60}{2} \times y_1^2 - (60 - 12) \frac{(y_1 - 4)^2}{2} - 15 \times 2,36 \times (18 - y_1) = 0$$

$$30 \times y_1^2 - 24 \times y_1^2 + 192 \times y_1 - 384 - 637,2 + 35,4 \times y_1 = 0$$

$$6y_1^2 + 227,4y_1 - 1021,2 = 0$$

$$y = 4,06 \text{ cm}$$

- **Moment quadratique / l'axe neutre**

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

$$I = \frac{60}{3} \cdot 4,06^3 + 15 \times 2,36 \times (18 - 4,06)^2$$

$$I = 8217,52 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5520 \times 10^3}{8217,52 \times 10^4} \times (4,06 \times 10)$$

$$\sigma_{bc} = 2,73 \text{ MPa}$$

✓  $\sigma_{bc} = 2,73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  .....Condition vérifiée

✓ Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  pas de vérification pour  $\sigma_s$ .

### En appui

#### ❖ ELU

$$M_a^u = -4050 \text{ N.m} < 0$$

➤ La table de compression se trouve dans la partie tendue et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on néglige les ailettes et la section de calcul devient une section rectangulaire de dimension  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

### 1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{4050}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,073 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(\mu)}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,073)}) = 0,095$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,095 = 0,962$$

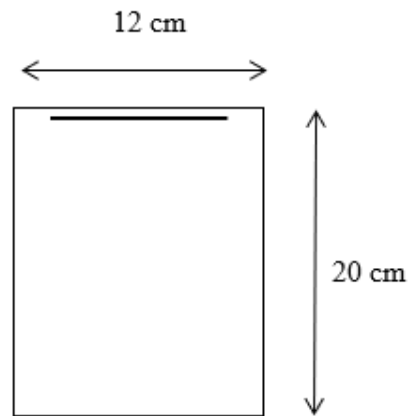


Fig.IV 9: Section de calcul en appui

## 2) Détermination des armatures

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4050}{348 \times 18 \times 0,962}$$

$$A = 0,67 \text{ cm}^2$$

## 3) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 0,67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 1T10} = 0,79 \text{ cm}^2$$

## ❖ ELS

$$M_a^S = -2940 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
  - Section rectangulaire sans A'
  - Acier FeE400
  - Fissuration peu nuisible
- $$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ Flexion simple} \\ \bullet \text{ Section rectangulaire sans } A' \\ \bullet \text{ Acier FeE400} \\ \bullet \text{ Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{4050}{2940} = 1,38$$

$$\Rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 < 0,061$$

➤ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

## • Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

➤ Vérifier si :

$$T_u^{\max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 11570 \text{ N}$$

$$11570 \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \cdot 10^2$$

$$11570 < 129762 \text{ N}$$

➤ Il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

## • Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures

La condition de stabilité exige  $A_i \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq |Vu| + \frac{M_a^u}{0,9 \times d}$

$$|Vu| + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} < 0 \text{ pas de vérification de la section de la } A_i$$

$$|11570| + \frac{-4,05 \times 1000 \times 100}{0,9 \times 18} < 0$$

-13430 < 0 .....Condition vérifiée

➤ Alors l'effort tranchant n'influe pas sur les armatures transversales

• **Vérification des efforts tranchants (BAEL91.Art5.1.2)**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b_0 \times d} = \frac{11570}{180 \times 120} = 0,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,54 < \bar{\tau}_u = 3,33$  .....Condition vérifiée

• **Section des armatures transversales  $A_t$**

$$\phi_t \leq \min (\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10})$$

$$H_t = 20 \text{ cm}$$

$$\phi_l = 1 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min (\frac{20}{35} ; 0,8 ; \frac{12}{10}) \implies \phi_t \leq \min (0,57 ; 1 ; 1,2)$$

On prend :

➤  $\phi_t = 0,57 \text{ cm} \implies A_t = 2\phi 6$

• **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{20}{395} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,06 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t^S}{10 \cdot M_a^S} \implies \frac{5,52}{10 \times 2,94} = 0,19 > 0,05 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié} \\ \frac{A_t^S}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011 > \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié} \end{array} \right.$$

Les trois conditions ne sont pas vérifiées ; donc, le calcul de la flèche est nécessaire et pour ça on doit vérifier si :

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta_{ft} = \frac{L}{500}$$

J = G-Poids des murs

$$J = 612 \text{ daN/m}^2$$

$$G = g = 612 \text{ daN/m}^2$$

$$P = G + Q = 612 + 150 = 762 \text{ daN/m}^2$$

$$J = 612 \times 0.6 = 367.2 \text{ daN/m}^2$$

$$G = 612 \times 0.6 = 367.2 \text{ daN/m}^2$$

$$P = 762 \times 0.6 = 457.2 \text{ daN/m}^2$$

- **Calcul des moments fléchissant**

$$M_g = 0,75 \times \frac{G \times L^2}{8} = 0,75 \times \frac{367.2 \times 3,95^2 \times 10}{8}$$

$$M_g = 5371,16 \text{ N.m}$$

$$M_j = 0,75 \times \frac{J \times L^2}{8} = 0,75 \times \frac{367.2 \times 3,95^2 \times 10}{8}$$

$$M_j = 5371,16 \text{ N.m}$$

$$M_p = 0,75 \times \frac{P \times L^2}{8} = 0,75 \times \frac{457.2 \times 3,95^2 \times 10}{8}$$

$$M_p = 6687,62 \text{ N.m}$$

- **Module de déformation longitudinale :**

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

- **Calcul du moment d'inertie I<sub>0</sub> :**

$$V_1 = \frac{A_1 \times Y_1 + A_2 \times Y_2 + \eta \times A \times d}{A_1 + A_2 + \eta \times d}$$

$$V_1 = \frac{(60 \times 4) \times 2 + (12 \times 16) \times 8 + 15 \times 2,36 \times 18}{(60 \times 4) + (12 \times 16) + 15 \times 18} = 3,78 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 3,78 = 16,22 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \times V_2^3}{3} + \eta \times A_s \times (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{60 \times 3,78^3}{3} - \frac{(60 - 12) \times (3,78 - 4)^3}{3} + \frac{4 \times 16,22^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (16,22 - 2)^2$$

$$I_0 = 13928,28 \text{ cm}^4$$

- **Pourcentage des armatures**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,01093$$

$$\rho_1 = \rho \times 100 = 0,0109 \times 100 = 1,09$$

- **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations**

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{5371,16}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 147,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{6687,62}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 183,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{5371,16}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 147,71 \text{ MPa}$$

- **Calcul de  $\mu_g$  ;  $\mu_j$  et  $\mu_p$**

$$\mu_g = 1 - \left[ \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + F_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01093 \times 147,71 + 2,1} \right]$$

$$\mu_g = 0,57$$

$$\mu_p = 1 - \left[ \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + F_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01093 \times 183,91 + 2,1} \right]$$

$$\mu_p = 0,63$$

$$\mu_j = 1 - \left[ \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + F_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01093 \times 147,71 + 2,1} \right]$$

$$\mu_j = 0,57$$

- **Calcul des moments d'inertie fictifs**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \times 0,01093} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{60}\right) \times 0,01093}$$

$$\lambda_i = 3,69$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3,69 = 1,48$$

- **Pour la charge (g)**

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i + \mu_g} = \frac{1,1 \times 13928,28}{1 + 3,69 + 0,57}$$

$$I_{fg}^i = 2912,76 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v + \mu_g} = \frac{1,1 \times 13928,28}{1 + 1,48 + 0,57}$$

$$I_{fg}^v = 5023,31 \text{ cm}^4$$

○ Pour la charge (j)

$$I_{fj}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i + \mu_j} = \frac{1,1 \times 13928,28}{1 + 3,69 + 0,57}$$

$$I_{fj}^i = 2912,76 \text{ cm}^4$$

○ Pour la charge (p)

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i + \mu_p} = \frac{1,1 \times 13928,28}{1 + 3,69 + 0,63}$$

$$I_{fp}^i = 2879,91 \text{ cm}^4$$

• Calcul des flèches partielles

$$f_g^i = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{5371,16 \times 395^2}{10 \times 32164,20 \times 2912,76} = 0,89$$

$$f_g^v = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{5371,16 \times 395^2}{10 \times 10818,87 \times 5023,31} = 1,54$$

$$f_j^i = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fj}^i} = \frac{5371,16 \times 395^2}{10 \times 32164,20 \times 2912,76} = 0,89$$

$$f_p^i = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{6687,62 \times 395^2}{10 \times 32164,20 \times 2879,91} = 1,13$$

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta_{ft} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta_{ft} = (1,54 - 0,74) + (1,13 - 0,89) \leq \Delta_{ft} = \frac{395}{500}$$

$$\Delta_{ft} = 0,89 > \Delta_{ft} = 0,79 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

○ On augmente la valeur des armatures. On prend alors A=3T14 et on recalcule la flèche de la même manière.

○ La nouvelle valeur de la flèche est  $\Delta_{ft} = 0,67 < \frac{L}{500} = 0,79 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

### IV.3. La dalle pleine

#### IV.3.1. Principe de calcul

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions, et le calcul se fait en flexion simple. Le principe de calcul est basé sur les points suivants :

- La dalle est considérée comme un panneau reposant sur 4 cotés.
- Considérons 2 bandes :

Une bande suivant le sens x de longueur  $l_x$  de largeur 1 m.

Une bande suivant le sens y de longueur  $l_y$  de largeur 1 m.

#### IV.3.2. Calcul du ferrailage

- L'épaisseur des panneaux :  $e = 16\text{cm}$
- Le rapport :  $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,95}{4,25} = 0,93 > 0,4$

$0,4 < \alpha = 0,93 < 1 \Rightarrow$  Donc la dalle travaille dans deux sens.

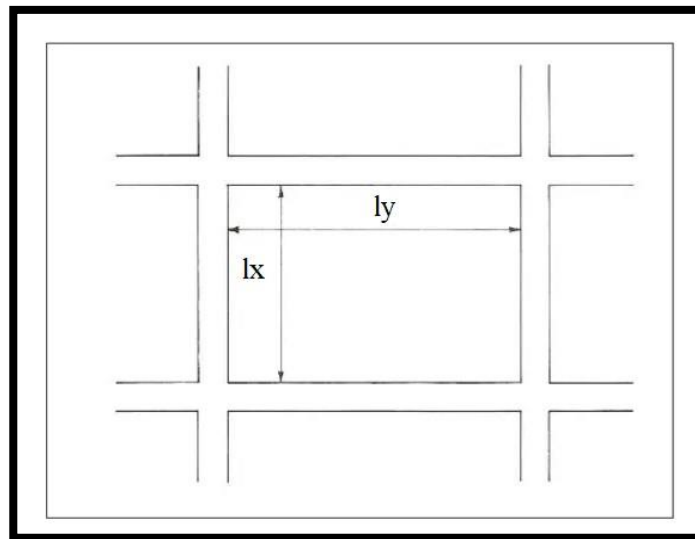


Fig.IV 10: Dimensions d'un panneau de dalle

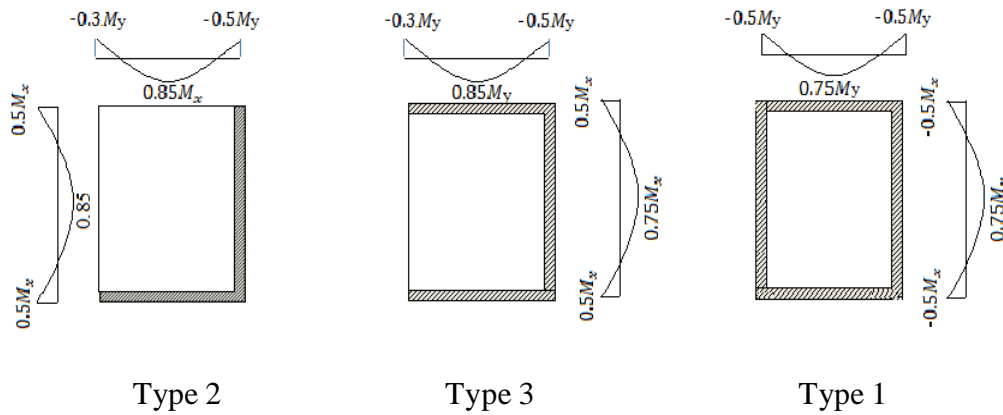


Fig.IV 11: Schéma du panneau de dalle

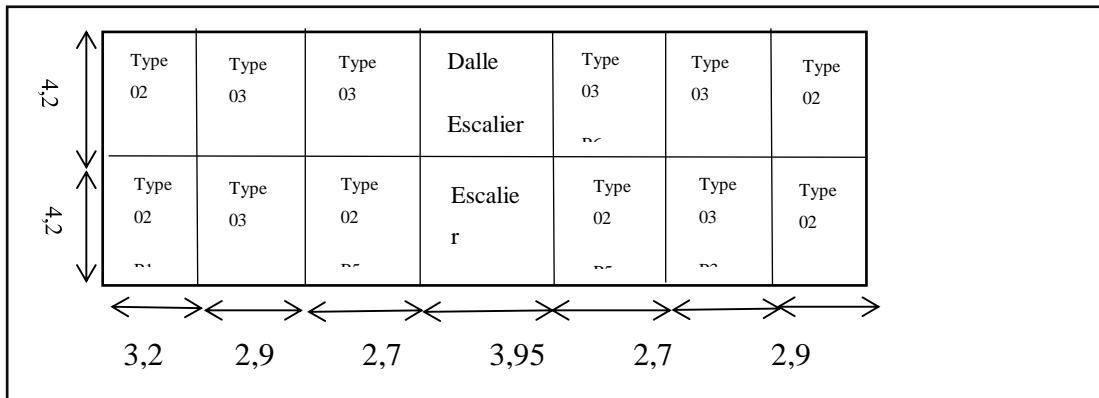


Fig.IV 12: Les différents panneaux de dalle (panneau continue et panneau de rive)

**IV.3.3. Diamètre des armatures**

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. D'après l'article A.7.2 ,2 BAEL91, [C.B.A 93] on a :

$$h_d = 16 \text{ cm}$$

$$\phi_{max} \leq \frac{h_d}{10} = \frac{16}{10} = 1,6 \Rightarrow \text{Donc on prend } \phi = 10 \text{ mm}$$

a) Calcul de l'enrobage

La fissuration est considérée comme peu nuisible

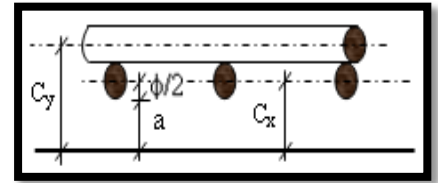


Fig.IV 13: Enrobage

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 1 \text{ cm} \\ C_x = \left( a + \frac{\phi}{2} \right) \implies C_x = \left( 10 + \frac{10}{2} \right) = 15 \text{ mm} \\ C_y = \left( a + \phi + \frac{\phi}{2} \right) \implies C_y = \left( 10 + 10 + \frac{10}{2} \right) = 25 \text{ mm} \end{array} \right.$$

b) Les hauteurs utiles

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1,5 = 14,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2,5 = 13,5 \text{ cm}$$

IV.3.4. Évaluation des charges et combinaisons fondamentales

$$G = 605 \text{ daN}$$

$$\text{ELU} : 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1566,8 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 500 \text{ daN}$$



$$\text{ELS} : G + Q = 1105 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m

$$\text{ELU} \times 1 = 1566,75 \text{ daN/ml}$$

$$\text{ELS} \times 1 = 1105 \text{ daN/ml}$$

➤ Calcul des sollicitations

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 \implies \text{la direction } l_x$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \implies \text{la direction } l_y$$

$$\text{➤ } \mu_x \text{ et } \mu_y = f \left\{ \rho = \frac{l_x}{l_y} ; v \right\}$$

$$\text{➤ Et Coefficient de poisson : } \left\{ \begin{array}{l} v = 0 \text{ Pour le béton fissuré ELU} \\ v = 0,2 \text{ Pour le béton fissuré ELS} \end{array} \right\}$$

					ELU = 0				M					
	lx	ly	ρ	Qu	μu		Mu		M <sub>T</sub>		M <sub>Δ</sub>			
					μx	μy	M <sub>ux</sub>	M <sub>uy</sub>	M <sub>tx</sub>	M <sub>ty</sub>	M <sub>aix</sub>	M <sub>aiy</sub>	M <sub>arx</sub>	M <sub>ary</sub>
P1 (Type 02)	3,2	4,25	0,75	15668	0.0621	0.5105	9963,34	5086,29	8468,84	4323,35	-4981,68	-2543,15	-2989	-1525,89
P2 (Type 02)	3,2	4,2	0,76	15668	0.0608	0.5274	9754,77	5144,67	8291,56	4372,97	-4877,39	-2572,34	-2926,43	-1543,4
P3 (Type 03)	2,9	4,25	0,68	15668	0.0710	0.4034	9355,52	3774,02	7016,64	3207,92	-4677,77	-1887,01	-4677,77	-1132,21
P4 (Type 03)	2,9	4,2	0,69	15668	0.0697	0.4181	9184,22	3839,92	6888,17	3263,93	-4593,61	-1919,97	-4593,61	-1151,98
P5 (Type 02)	2,7	4,25	0,63	15668	0.0779	0.3338	8897,72	2970,06	7563,06	2524,55	-4448,87	-1485,03	-2669,31	-891,02
P6 (Type 03)	2,7	4,2	0,64	15668	0.0765	0.3472	8737,81	3033,77	6553,36	2578,70	-4368,91	-1516,89	-4368,91	-910,13

**Tableau IV 5: Tableau récapitulatif des moments fléchissant pour un panneau de dalle simplement sur son contour en ELU**

	ELU = 0,2							M			
	$\mu_s$		$M_s$		$M_T$		$M_A$				
	$q_s$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{sx}$	$M_{sy}$	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$M_{aix}$	$M_{aiy}$	$M_{arx}$	$M_{ary}$
P1 (Type 02)	1105	0,0684	0,6647	773,96	514,45	657,87	437,28	-386,98	-257,23	-232,19	-154,34
P2 (Type 02)	1105	0,0672	0,6580	760,38	500,33	646,32	425,28	-380,19	-250,17	-228,11	-150,10
P3 (Type 03)	1105	0,0767	0,5584	712,78	398,02	534,59	338,32	-357,89	-199,01	-357,89	-119,41
P4 (Type 03)	1105	0,0755	0,5704	701,63	400,21	526,22	340,18	-350,82	-200,1	-350,82	-120,06
P5 (Type 02)	1105	0,0831	0,5004	669,40	334,97	568,99	284,72	-334,7	-167,49	-200,82	-100,49
P6 (Type 03)	1105	0,0819	0,5117	659,74	337,59	494,81	286,95	-329,87	-168,8	-329,87	-101,28

**Tableau IV 6: Tableau récapitulatif des moments fléchissant pour un panneau de dalle simplement sur son contour en ELS**

- **Calcul des moments fléchissant : (Type 02)**

- ❖ **ELU**

$$l_x = 3,95 \text{ m} , l_y = 4,25 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,95}{4,25} = 0,93 > 0,4$$

- Donc la dalle travaille dans deux sens

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,8450 \end{array} \right.$$

$$M_x^u = \mu_x \cdot q_u \cdot lx^2 = 0,0428 \times 1566,8 \times 3,95^2 \times 10$$

$$M_x^u = 10462,89 \text{ N.m}$$

$$M_y^u = \mu_y \cdot M_x = 0,8450 \times 10462,89$$

$$M_y^u = 8841,14 \text{ N.m}$$

- **En travée**

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x^u = 0,85 \times 10462,89 = 8893,46 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y^u = 0,85 \times 8841,14 = 7514,97 \text{ N.m}$$

- **En appui**

- **Appuis intermédiaires**

$$M_{aix} = -0,5 \times M_x^u = -0,5 \times 10462,89 = -5231,45 \text{ N.m}$$

$$M_{aiy} = -0,5 \times M_y^u = -0,5 \times 8841,14 = -4420,7 \text{ N.m}$$

- **Appuis de rive**

$$M_{aix} = -0,3 \times M_x^u = -0,3 \times 10462,89 = -3138,87 \text{ N.m}$$

$$M_{aiy} = -0,3 \times M_y^u = -0,3 \times 8841,14 = -2652,34 \text{ N.m}$$

- **ELS**

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{3,95}{4,25} = 0,93 > 0,4$$

$$\text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0500 \\ \mu_y = 0,8939 \end{array} \right.$$

$$M_x^s = \mu_x \cdot q_u \cdot lx^2 = 0,0500 \times 1105 \times 3,95^2 \times 10$$

$$M_x^s = 8620,38 \text{ N.m}$$

$$M_y^s = \mu_y \cdot M_x = 0,8939 \times 8620,38$$

$$M_y^s = 7705,76 \text{ N.m}$$

▪ En travée

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x^u = 0,85 \times 8620,38 = 7327,32 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y^u = 0,85 \times 7705,76 = 6549,9 \text{ N.m}$$

▪ En appui

➤ Appuis intermédiaires

$$M_{aix} = -0,5 \times M_x^u = -0,5 \times 8620,38 = -4310,19 \text{ N.m}$$

$$M_{aiy} = -0,5 \times M_y^u = -0,5 \times 7705,76 = -3852,89 \text{ N.m}$$

➤ Appuis de rive

$$M_{aix} = -0,3 \times M_x^u = -0,3 \times 8620,38 = -2586,11 \text{ N.m}$$

$$M_{aiy} = -0,3 \times M_y^u = -0,3 \times 7705,76 = -2311,73 \text{ N.m}$$

Sens	ELU		ELS	
	Mt [N.m]	Ma [N.m]	Mt [N.m]	Ma [N.m]
X-X	<b>8893,46</b>	<b>5231,45</b>	<b>7327,32</b>	<b>4310,19</b>
Y-Y	7514,97	4420,70	6549,90	3852,89

Tableau IV 7: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

IV.3.5. Calcul de ferrailage

a) Sens X-X :

▪ En travée :

❖ ELU

$$M_{tx}^u = 8893,46 \text{ N.m}$$

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{8893,46}{100 \times 14,5^2 \times 14,17} = 0,030 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 ( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} ) = 1,25 ( 1 - \sqrt{1 - 2(0,030)} )$$

$$\alpha = 0,038$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,038$$

$$\beta = 0,985$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8893,46}{348 \times 14,5 \times 0,985}$$

$$A_{tx}^u = 1,80 \text{ cm}^2$$

## 2) Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times d = 0,0008 \times 12 \times 18 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1,80 \text{ cm}^2$$

## 3) Espacement maximale des armatures

$$e \leq \min(3hd; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

**Choix des armatures :**

$$A = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

### ▪ ELS

$$M_{tx}^s = 7327.32 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{8893,46}{7327.32} = 1,21$$

$$\Rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,21-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,36 > 0,038$$

➤ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

- **En appui :**

- ❖ **ELU**

$$M_{ax}^u = 5231,45 \text{ N.m}$$

1) **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{5231,45}{100 \times 14,5^2 \times 14,17} = 0,018 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 ( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} ) = 1,25 ( 1 - \sqrt{1 - 2(0,018)} )$$

$$\alpha = 0,0228$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,0228$$

$$\beta = 0,99$$

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5231,45}{348 \times 14,5 \times 0,99}$$

$$A_{ax}^u = 1,05 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times d = 0,0008 \times 12 \times 18 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \implies A_t^u = 1,28 \text{ cm}^2$$

2) **Espacement maximale des armatures**

$$e \leq \min (3hd ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 16 ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

**Choix des armatures :**

$$A = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \implies e = 20 \text{ cm}$$

- ELS

$$M_{tx}^s = 4310.19 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
  - Section rectangulaire sans A'
  - Acier FeE400
  - Fissuration peu nuisible
- $$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{5231,45}{4310,19} = 1,21$$

$$\Rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,21-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,36 > 0,0228$$

➤ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

b) Sens Y-Y :

- En travée :

- ❖ ELU

$$M_{ty}^u = 7514,97 \text{ N.m}$$

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{7514,97}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,029 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 ( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} ) = 1,25 ( 1 - \sqrt{1 - 2(0,029)} )$$

$$\alpha = 0,037$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,037$$

$$\beta = 0,985$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ty}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7514,97}{348 \times 13,5 \times 0,985}$$

$$A_{tx}^u = 1,62 \text{ cm}^2$$

## 2) Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times d = 0,0008 \times 12 \times 18 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \implies A_t^u = 1,62 \text{ cm}^2$$

## 3) Espacement maximale des armatures

$$e \leq \min (3hd ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 16 ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

**Choix des armatures :**

$$A = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \implies e = 20 \text{ cm}$$

### ▪ ELS

$$M_{ty}^s = 6549,90 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\implies \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{7514,97}{6549,90} = 1,15$$

$$\implies \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,15-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,33 > 0,037$$

➤ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

### ▪ En appui :

#### ❖ ELU

$$M_{ay}^u = 4420,70 \text{ N.m}$$

## 1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{4420,70}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,017 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(\mu)}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,017)})$$

$$\alpha = 0,021$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,021$$

$$\beta = 0,99$$

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ay}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4420,70}{348 \times 13,5 \times 0,99}$$

$$A_{ax}^u = 0,95 \text{ cm}^2$$

## 2) Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times d = 0,0008 \times 12 \times 18 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1,28 \text{ cm}^2$$

## 3) Espacement maximale des armatures

$$e \leq \min(3hd; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

## Choix des armatures :

$$A = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

## ▪ ELS

$$M_{ty}^s = 3852,89 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^s} = \frac{4420,70}{3852,89} = 1,15$$

$$\Rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,15-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,33 > 0,021$$

➤ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

IV.3.6. Vérification

- Vérification des contraintes de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

$$T_{max} = \text{Max} (T_x^u; T_y^u)$$

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 \times l_x^4} = \frac{1566,8 \times 3,95}{2} \times \frac{4,25^4}{4,25^4 \times 3,95^4}$$

$$T_x^u = 12,71 \text{ daN}$$

$$T_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 \times l_x^4} = \frac{1566,8 \times 4,25}{2} \times \frac{3,95^4}{4,25^4 \times 3,95^4}$$

$$T_y^u = 10,21 \text{ daN}$$

$$T_{max} = \text{Max} (T_x^u; T_y^u) = \text{Max} (12,71 ; 10,21)$$

$$T_{max} = 12,71 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{12,71 \times 10^{-3}}{1 \times 0,145}$$

$$\tau_u = 0,08 \text{ MPa} < \tau_a = 1 \text{ MPa}$$

- Il n’y a pas de reprise de bétonnage. Les armatures transversales ne seront pas nécessaires.

- Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{395} = 0,04 < \frac{1}{16} = 0,06 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} \Rightarrow \frac{7327,32}{20 \times 8620,38} = 0,042 > 0,041 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifié} \end{array} \right.$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées ; donc, le calcul de la flèche est nécessaire Et pour ça on doit vérifier si :

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta_{ft} = \frac{L}{500}$$

$$J = G\text{-Poids des murs } 1 \text{ m}$$

$$J = 605 - 100 = 505 \text{ daN/m}$$

$$G = g \times 1 \text{ m} = 605 \text{ daN/m}$$

$$P = G + Q = 605 + 500 = 1105 \text{ daN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 1105 \text{ daN/m}$$

- **Calcul des moments fléchissant**

$$M_g = 0,85 \times \mu_x \times G \times l_x^2 = 0,85 \times 0,0500 \times 605 \times 3,95^2$$

$$M_g = 401,18 \text{ daN.m}$$

$$M_j = 0,85 \times \mu_x \times J \times l_x^2 = 0,85 \times 0,0500 \times 505 \times 3,95^2$$

$$M_j = 334,87 \text{ daN.m}$$

$$M_p = 0,85 \times \mu_x \times P \times l_x^2 = 0,85 \times 0,0500 \times 1105 \times 3,95^2$$

$$M_p = 732,73 \text{ daN.m}$$

- **Module de déformation longitudinale :**

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

- **Calcul du moment d'inertie  $I_0$  :**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{(100 \times 16 \times 8) + (15 \times 3,93 \times 14,5)}{(100 \times 16) + (3,93 \times 15)} = 8,23 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8,23 = 7,77 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times V_1^3}{3} + \frac{b \times V_2^3}{3} + \eta \times A_s \times (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 8,23^3}{3} + \frac{100 \times 7,77^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (7,77 - 2)^2$$

$$I_0 = 36180,59 \text{ cm}^4$$

- **Pourcentage des armatures**

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3,93}{100 \times 14,5} = 0,0027103$$

$$\rho_1 = \rho \times 100 = 0,0027103 \times 100 = 0,217$$

- **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations**

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{4011,80}{3,93 \times 0,925 \times 14,5} = 76,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{3348,7}{3,93 \times 0,925 \times 14,5} = 63,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{7327,3}{3,93 \times 0,925 \times 14,5} = 139,01 \text{ MPa}$$

- **Calcul de  $\mu_g$  ;  $\mu_j$  et  $\mu_p$**

$$\mu_g = 1 - \left[ \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + F_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0027103 \times 76,11 + 2,1} \right]$$

$$\mu_g = -0,33$$

$$\mu_p = 1 - \left[ \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + F_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0027103 \times 63,53 + 2,1} \right]$$

$$\mu_p = -0,39$$

$$\mu_j = 1 - \left[ \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + F_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0027103 \times 139,01 + 2,1} \right]$$

$$\mu_j = -0,11$$

- **Calcul des moments d'inertie fictifs**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{s \cdot b}{b}\right) \times 0,00217} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{8 \times 100}{100}\right) \times 0,0021710}$$

$$\lambda_i = 9,67$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 9,67 = 3,87$$

- **Pour la charge (g)**

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i + \mu_g} = \frac{1,1 \times 36180,59}{1 + 9,67 + 0,33}$$

$$I_{fg}^i = 3618,06 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v + \mu_g} = \frac{1,1 \times 36180,59}{1 + 3,87 + 0,33}$$

$$I_{fg}^v = 7653,59 \text{ cm}^4$$

- Pour la charge (j)

$$I_{fj}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i + \mu_j} = \frac{1,1 \times 36180,59}{1 + 9,67 + 0,11}$$

$$I_{fj}^i = 3691,9 \text{ cm}^4$$

- Pour la charge (p)

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i + \mu_p} = \frac{1,1 \times 36180,59}{1 + 9,67 + 0,39}$$

$$I_{fp}^i = 3598,43 \text{ cm}^4$$

- Calcul des flèches partielles

$$f_g^i = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{4011,8 \times 395^2}{10 \times 32164,20 \times 3618,06} = 0,53$$

$$f_g^v = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{4011,8 \times 395^2}{10 \times 10818,87 \times 7653,59} = 0,76$$

$$f_j^i = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fj}^i} = \frac{3348,7 \times 395^2}{10 \times 32164,20 \times 3691,9} = 0,43$$

$$f_p^i = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{7327,3 \times 395^2}{10 \times 32164,20 \times 3598,43} = 0,98$$

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta_{ft} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta_{ft} = (0,76 - 0,43) + (0,98 - 0,53) \leq \Delta_{ft} = \frac{395}{500}$$

$$\Delta_{ft} = 0,78 < \Delta_{ft} = 0,79 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

# *Chapitre V*

## *Étude sismique*

## V.1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importance dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

## V.2 Méthodes de calcul des forces sismique

Selon l'article 4.1.1 du RPA.9 (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- La méthode statique équivalente et
- La méthode dynamique modale spectrale.

### V.2.1. Méthode statique équivalente

Principe de la méthode : [RPA99 (version 2003) /4.2.1] Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

➤ Avec

- **A** : Coefficient d'accélération de zone ;
- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- **Q** : Facteur de qualité ;
- **R** : Facteur de comportement et
- **W** : Poids total de la structure.

## V.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

### V.2.2.1. Principe

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### V.2.2.2. Modélisation

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

### V.2.2.3. Présentation du logiciel

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures. Ce code de calcul qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure » ;
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normales, contraintes  $\sigma$ ...)

## V.3. Étapes de modélisation

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail (KN et m) ;
- Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres ;
- Les voiles et les dalles pleine par panneau ;
- Les dalle en corps creux par bardage ;

- Introduire les propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton ;
- Introduire les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- Introduire les conditions aux limites ;
- Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types :

**Charge permanente G :** contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.

**Charges d'exploitation Q :** les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.

**Les forces sismiques E :** contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens (X, Y et Z).

- Détermination des combinaisons de charges :

1)  $1.35G + 1.5Q$  (État limite ultime)

2)  $G + Q$  (État limite de service)

3)  $0.8G + E$

4)  $0.8G - E$

5)  $G + Q + E$

6)  $G + Q - E$

- Vérification des erreurs ;
- Lancement de l'analyse et
- Interprétation des résultats.

#### V.4. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions

Par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

➤ Avec

- **A** : Coefficient d'accélération de zone ;
- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- **Q** : Facteur de qualité ;
- **R** : Facteur de comportement et
- **W** : Poids total de la structure.

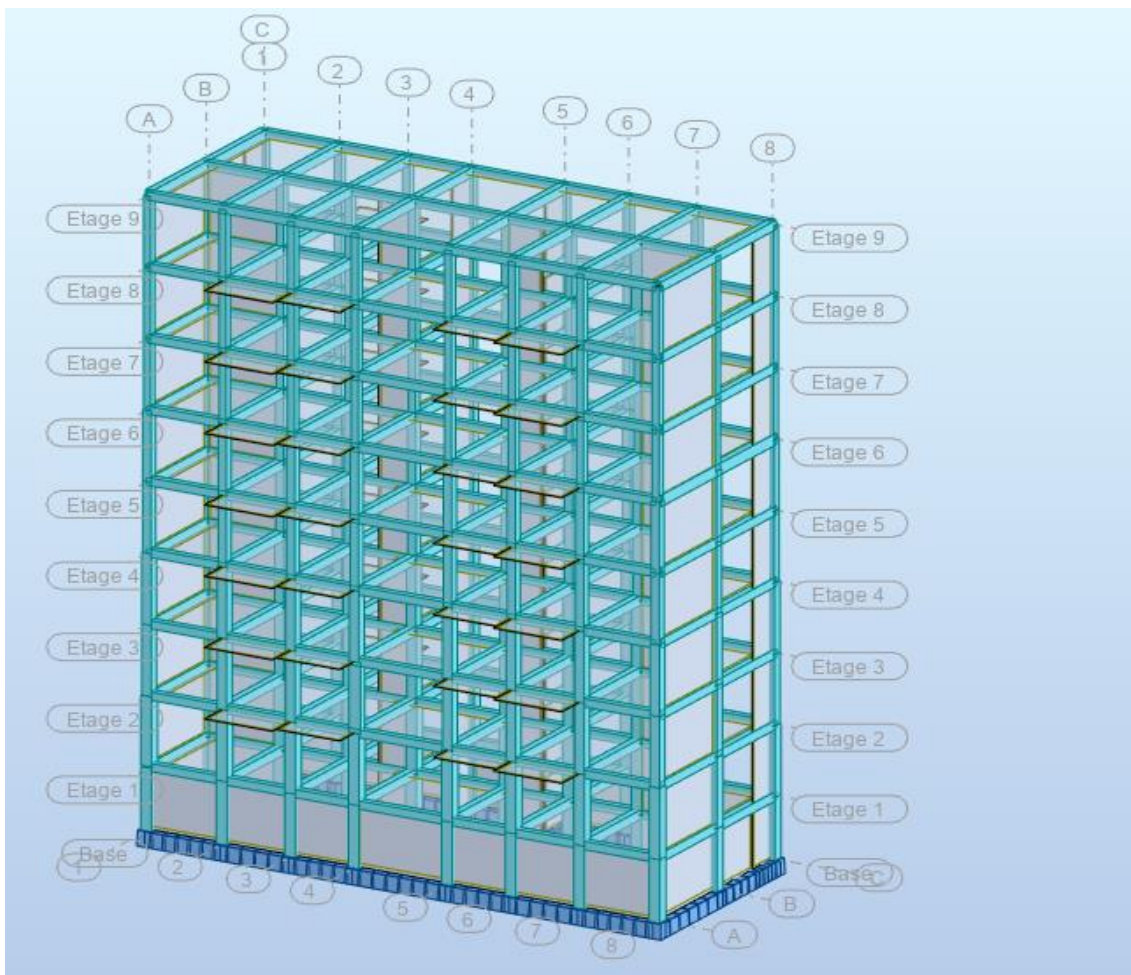


Fig.V 1: Interface de Robot Structural Analysis Professional 2019

### V.4.1. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{T}{3}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3s \end{cases}$$

➤ Avec

- $T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7) ;
- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0,7$$

$\varepsilon$  : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le tableau (4.2).

Portique en béton armé, remplissage léger  $\Rightarrow \varepsilon = 7\%$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0.882 > 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Site meuble (S2)  $\Rightarrow T_2 = 0.40s$  (Tableau 4.7).

#### V.4.1.1 Calcul de la période fondamentale de la structure T

- $T = C_T \cdot h_N^{3/4}$
- $T = 0,09 \times h_N / \sqrt{D}$

➤ Avec

- $h_N$ : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ;
- $C_T$ : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) et
- $D$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

### V.4.1.2 La valeur du coefficient $C_T$

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA  $\Rightarrow C_T = 0.05$

➤ **Dans la direction x**

$$h_N = 24,48 \text{ m}$$

$$C_T = 0,05 \text{ m}$$

T statique		Min ( $T_1, T_2$ )
$T_1$	$T_2$	0,47
0.55	0.47	

**Tableau V 1: Choix de T statique**

(direction X)  $D = 21,55 \text{ m}$

$$T = 0,47$$

$$T_2 = 0,4 \text{ s} < T = 0,47 < 3 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,4}{0,47}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 1,98$$

➤ **Dans la direction y**

$$h_N = 27,2 \text{ m}$$

$$C_T = 0,05 \text{ m}$$

$$D = 8,45 \text{ m}$$

T statique		Min ( $T_1, T_2$ )
$T_1$	$T_2$	0.55
0.55	0.75	

**Tableau V 2: Choix de T statique (direction Y)**

$$T = 0,55$$

$$T_2 = 0,4 \text{ s} < T = 0,55 < 3 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,4}{0,55}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 1,78$$

$$\Rightarrow D_y = 1,78$$

### V.4.2. Coefficient d'accélération de zone A

Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

- Zone IIa
  - Groupe 2 (Ouvrage courants ou d'importance moyenne)
- } A = 0,15

### V.4.3. Coefficient de comportement R : [RPA99 (version2003) /tableau 4]

Voiles porteurs en béton armé  $\Rightarrow R = 4$ .

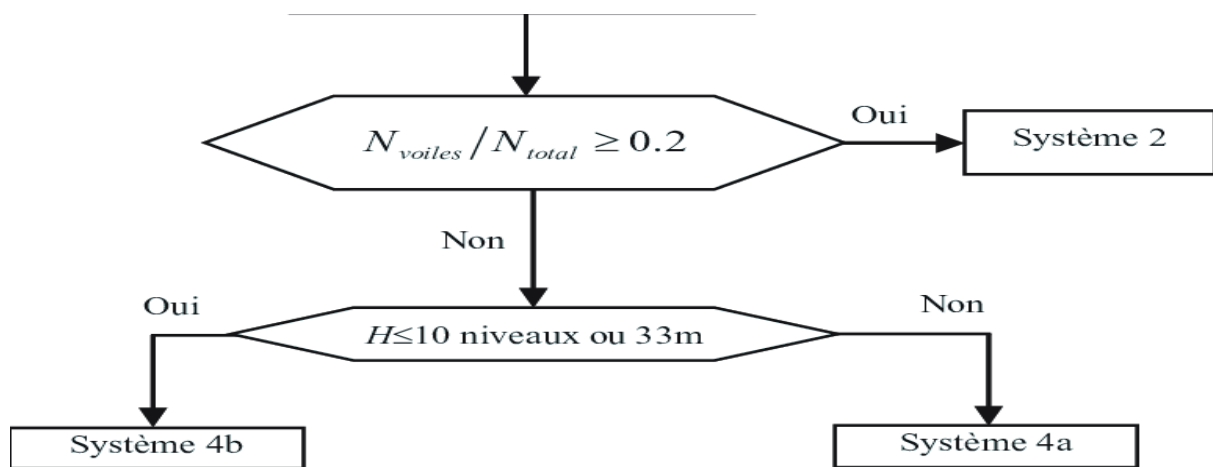


Fig.V 2: Classification entre système de contreventement avec voiles

### V.4.3. Facteur de qualité Q [RPA99 (version2003) /tableau 4.4]

$$Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0,3$$

$$Q_x = Q_y = 1,30$$

➤ Avec

- $P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non et sa valeur est donnée au tableau 4.4

#### V.4.4. Calcul du poids de la structure W

$$W = \sum W G_i + \beta \sum Q_i \quad [\text{RPA99version2003/formule 4.5}]$$

**W Gi** : Poids du aux charge permanentes

**W Qi** : Poids du aux charges d'exploitation

$\sum W G_i$  : Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes

$\sum Q_i$  : Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

**Remarque** : le poids total de la structure est donné par le logiciel rabet bat :

$$W = 862190,53 \text{ kg} = 8621,91 \text{ KN}$$

#### V.4.5 Calcul la force sismique V

##### V.4.5.1 Calcul de Vx

A	D	Q	W	R	V <sub>x</sub>	80% V <sub>x</sub>
0.15	1.98	1.3	8621,91	4	914,54	731,63

**Tableau V 3: Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique (sens X)**

##### V.4.5.2 Calcul de Vy

A	D	Q	W	R	V <sub>y</sub>	80% V <sub>y</sub>
0.15	1.78	1.3	8621,91	4	823,55	658,84

**Tableau V 4: Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique (sens Y)**

La résultante des forces sismique à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur a 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- $V_{\text{xdyn}} = 914,54 \text{ KN} > 80\% V_x = 731,963 \text{ KN} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**
- $V_{\text{ydn}} = 823,55 \text{ KN} > 80\% V_y = 658,84 \text{ KN} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

### V.5. Calcul de la force sismique par l'analyse dynamique modale spectrale

L'action sismique est définie à partir d'un spectre réponse défini dans le règlement parasismique Algérien « RPA99/version 2003 », est une courbe de réponse maximale d'accélération ( $S_a/g$ ) d'un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres  $T$ .

- L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

➤ Avec

- **A** : Coefficient d'accélération de zone ;
- **$\eta$**  : Facteur de correction d'amortissement ;
- **$\varepsilon$**  : Pourcentage d'amortissement critique ;
- **R** : Coefficient de comportement de la structure ;
- **$T_1, T_2$**  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et
- **Q** : Facteur de qualité.

Pour notre étude les valeurs caractérisant le spectre de réponse sont présentées sur le tableau suivant :

<b>A</b>	<b><math>\eta</math></b>	<b><math>\varepsilon</math></b>	<b>R</b>	<b>T1</b>	<b>T2</b>	<b>Q</b>
0.15	0.882	7 %	4	0.15	0.40	1.3

**Tableau V 5: Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique (sens X)**

A	$\eta$	$\varepsilon$	R	T1	T2	Q
0.15	0.882	7 %	4	0.15	0.40	1.3

**Tableau V 6: Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique (sens Y)**

### V.6. Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4]

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure.

- Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :  $K \geq \sqrt{3N}$

➤ Avec :

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 8 niveaux)

- K = 5 modes

Mode	Période (sec)	Masse cumulée UX (%)	Masse cumulée UY (%)	UX (%)	UY (%)
<b>1<sup>er</sup> Mode</b>	<b>0,50</b>	72,62	0,03	<b>72,62</b>	0,03
<b>2<sup>ème</sup> Mode</b>	<b>0,41</b>	72,67	73,76	0,05	<b>73,73</b>
<b>3<sup>ème</sup> Mode</b>	0,28	75,72	73,82	<b>3,05</b>	<b>0,06</b>
<b>4<sup>ème</sup> Mode</b>	0,13	92,24	73,83	5,46	0,00
<b>5<sup>ème</sup> Mode</b>	0,10	<b>92,24</b>	<b>92,31</b>	16,52	0,01

**Tableau V 7: Résultat de l'analyse modale**

### V.6.1. Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003

#### i. Vérification du comportement dynamique

##### 1) Vérification ART 4.3.4 RPA 2003 :

Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :
- Directions xx : 5ème mode : Masse cumulée = 92.24 % => **Condition vérifiée**
- Directions yy : 5ème mode : Masse cumulée = 92.31 % => **Condition vérifiée**

##### 2) Vérification Art 4.2.4 RPA 2003 :

Estimation de la période fondamentale de la structure

- $T = C_T \cdot h_N^{3/4}$
- $T = 0,09 \times h_N / \sqrt{D}$

$T = \min \{ T \text{ (formule 1)} ; T \text{ (formule 2)} \}$

T statique		Min (F <sub>1</sub> ,F <sub>2</sub> )	T dynamique (2 <sup>ème</sup> mode)	1.3 T	Condition
Formule 01	Formule 02	0.47	0.41	0.62	C.V
0,55	0.47				

Tableau V 8: Vérification de la période dans la direction X

T statique		Min (F <sub>1</sub> ,F <sub>2</sub> )	T dynamique (1 <sup>er</sup> mode)	1.3 T	Condition
Formule 01	Formule 02	0.55	0.50	0.72	C.V
0.55	0.75				

Tableau V 9: Vérification de la période dans la direction Y

## 1) Vérification en renversement :

## ▪ Sens X

ETAGE	V <sub>x</sub> (KN)	F <sub>x</sub> (KN)	h (m)	Mr (KN)	W (KN)	X <sub>G</sub> (m)	Ms (KN.m)	Vérification
Sous-sol	817,79	1,54	2,72	4,19	8621,91	10,78	92944,19	Condition vérifiée
2	816,25	22,29	3,06	19,23				
3	793,96	43,84	6,12	268,30				
4	750,12	62,35	9,18	572,37				
5	687,77	86,6	12,24	1059,98				
6	601,17	92,27	15,3	1411,73				
7	508,90	133,74	18,36	2455,47				
8	375,16	154,55	21,42	3310,46				
9	220,61	220,61	24,48	5400,53				

Tableau V 10: Vérification en renversement dans la direction

## ▪ Sens-Y

ETAGE	V <sub>y</sub> (KN)	F <sub>y</sub> (KN)	h (m)	Mr (KN)	W (KN)	Y <sub>G</sub> (m)	Ms (KN.m)	Vérification
Sous-sol	959,16	1,54	2,72	6,79	8621,91	4,23	36470,68	Condition vérifiée
2	952,37	22,29	3,06	79,59				
3	926,36	43,84	6,12	309,06				
4	875,86	62,35	9,18	656				
5	804,40	86,6	12,24	1199,76				
6	706,38	92,27	15,3	1654,84				
7	598,22	133,74	18,36	2818,44				
8	444,71	154,55	21,42	3882,37				
9	263,46	220,61	24,48	6449,50				

Tableau V 11: Vérification en renversement dans la direction Y

2) Vérification des effets P- $\Delta$ 

## • Sens X

Etage	P	$\Delta$	V	h	$\theta$	Vérification
Sous-sol	-9618,55	0,017	817,79	2,72	0,0007	OK
2	-8453,11	0,274	816,25	3,06	0,0092	OK
3	-7441,16	0,380	793,96	3,06	0,0116	OK
4	-6429,37	0,458	750,12	3,06	0,0128	OK
5	-5417,83	0,528	687,77	3,06	0,0487	OK
6	-4296,18	0,521	601,17	3,06	0,0121	OK
7	-3284,29	0,529	508,90	3,06	0,0111	OK
8	-2162,64	0,517	375,16	3,06	0,0097	OK
9	-1150,86	0,392	220,61	3,06	0,0066	OK

Tableau V 12: Vérification des effets P- $\Delta$  dans la direction X

## • Sens-Y

Etage	P	$\Delta$	V	h	$\theta$	Vérification
Sous-sol	-9618,55	0,042	959,16	2,72	0,0015	OK
2	-8453,11	0,178	952,37	3,06	0,0051	OK
3	-7441,16	0,282	926,36	3,06	0,0074	OK
4	-6429,37	0,350	875,86	3,06	0,0083	OK
5	-5417,83	0,400	804,40	3,06	0,0088	OK
6	-4296,18	0,427	706,38	3,06	0,0084	OK
7	-3284,29	0,493	598,22	3,06	0,0363	OK
8	-2162,64	0,434	444,71	3,06	0,0689	OK
9	-1150,86	0,415	263,46	3,06	0,0592	OK

Tableau V 13: Vérification des effets P- $\Delta$  dans la direction Y

## 3) Vérification ART 5.10 RPA 2003

- Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage (3 cm).

- Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :  $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$ .

➤ Avec

- $\delta_{ek}$  : déplacement due aux forces sismiques  $F_i$ . (y compris l'effet de torsion) ;
- R : coefficient de comportement (R=4) et
- Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égal à :  
 $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ .

Niveau	$\Delta_{kx}$	$\Delta_{ky}$
Sous-sol	0,017	0,042
2	0,274	0,178
3	0,380	0,282
4	0,458	0,350
5	0,528	0,400
6	0,521	0,427
7	0,529	0,493
8	0,517	0,434
9	0,392	0,415

**Tableau V 14: Valeurs des déplacements inter-étages**

Le déplacement inter-étage max = 0,529 cm < 1% de la hauteur de l'étage => condition Vérifiée.

## V.7. Conclusion

Après le calcul sismique, la structure répond aux exigences du règlement parasismique Algérien RPA99v.2003, il est donc possible de passer au calcul du ferrailage des éléments de la structure.

# *Chapitre VI*

## *Étude des portiques*

## VI.1. Introduction

L'ossature du bâtiment est constituée par un système mixte de voiles et de portiques, où les éléments verticaux sont des poteaux-voiles et les éléments horizontaux sont des poutres. L'assemblage des poteaux et des poutres forme les portiques.

## VI.2. Définition

- **Poteaux**

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé qui assurent le support des poutres. Ils permettent de transmettre les charges de la superstructure aux fondations. Les poteaux sont soumis à des sollicitations de flexion composée.

- **Poutres**

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé qui transmettent les charges des planchers aux poteaux. Elles sont principalement sollicitées en flexion simple, car elles subissent des efforts normaux très faibles.

## VI.3. Ferrailage des portiques

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont à considérer sont les suivantes :

G : Charges permanentes ;  
Q : Charges d'exploitations et  
E : Efforts sismiques.

### VI.3.1. Combinaisons d'actions

Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [CBA93] :

$1,35G + 1,5Q$  (ELU)

$G+Q$  (ELS)

Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :

$0,8 \times G \pm E$

$G + Q \pm E$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019.

### VI.3.2 Ferrailage des poutres

On distingue 2 types de poutres :

Poutres principales : (30×40) cm<sup>2</sup>.

Poutres secondaires : (30×35) cm<sup>2</sup>.

#### VI.3.2.1. Ferrailages réglementaires

##### i. Recommandation du R.P.A.99 (version 2003) [ART 7.5.2.1] :

##### 1) Armature longitudinale

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section, donc :

Armatures minimales : 0.5% B en zone IIa.

➤ Avec :

B : Section de la poutre

Armatures maximales : Longueur de recouvrement est de : 40.Ø en zone IIa.

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$\text{CBA99 } A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$\text{RPA99v2003 } A_{\min} = 0,005 \times b \times d$$

##### 2) Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S \times b \text{ RPA99/V2003 [ART 7.5.2.2].}$$

➤ **Avec :**

b : Largeur de la section.

S : L'espacement des armatures transversales.

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

➤ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left( \frac{h}{4}; 12 \times 0 \right)$$

➤ En dehors de la zone nodale : BAEL91 : [BAEL91r99 /Article-4.2]

$$S = \frac{h}{2}$$

**Les sollicitations des poutres :**

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel " Robot Structural AnalysisProfessional 2019 " ; on obtient les résultats suivants :

Types des poutres	EN APPUI			EN TRAVEE			EFFORT TRANCHANT [KN]
	MELU [KN.m]	MELS [KN.m]	Macc [KN.m]	MELU [KN.m]	MELS [KN.m]	MACC [KN.m]	
<b>POUTRE P (30×40)</b>	- 70,10	- 50,94	- 68,01	37,25	27,17	52,26	319,20
<b>POUTRE S (30×35)</b>	- 26,61	-19.34	- 58.87	28.48	20.61	51.67	57,43

**Tableau VI 1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants**

➤ **Armatures longitudinales**

**1. Conditions imposées par le RPA99/V2003**

- Poutre principale :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire :  $A_{\min} = 0,005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2$

## 2. Conditions imposées par le BAEL91 :

- Poutre principale :  $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire :  $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$

### VI.3.2.2 Exemple de calcul

En prend la Poutre principale (30×40) cm<sup>2</sup> comme un exemple de calcul.

#### i. Calcul des armatures longitudinales

➤ En travée

#### ❖ ELU

$$M_{tu} = 37250 \text{ N}$$

#### 1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{37250}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,068 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25 ( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} ) = 1,25 ( 1 - \sqrt{1 - 2(0,068)} )$$

$$\alpha = 0,088$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,088$$

$$\beta = 0,965$$

#### 2) Détermination des armatures

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{37250}{348 \times 36 \times 0,965}$$

$$A_{tu} = 3,08 \text{ cm}^2$$

## ❖ ELS

$$M_s = 27170 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
  - Section rectangulaire sans A'
  - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ Flexion simple} \\ \bullet \text{ Section rectangulaire sans } A' \\ \bullet \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{37250}{27170} = 1,37$$

$$\Rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 > 0,088$$

➤ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

**Conclusion**

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
- Fissuration peu nuisible maintenues  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.
- Aucune vérification pour  $\sigma_s$ .

➤ **Situation Accidentelle**

$$M_{tacc} = 52260 \text{ N}$$

**3) Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_{tacc}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{52260}{30 \times 36^2 \times 18,48} = 0,073 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25 ( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} ) = 1,25 ( 1 - \sqrt{1 - 2(0,073)} ) = 0,095$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,095 = 0,962$$

#### 4) Détermination des armatures

$$A_{\text{tacc}} = \frac{M_{\text{tacc}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{52260}{400 \times 36 \times 0,962}$$

$$A_{\text{tacc}} = 3,77 \text{ cm}^2$$

- Calcul les armatures minimales
- Condition imposée par le RPA99 (version 2003)

$$A_{\text{min}} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

- Condition imposée par le CBA93 (version 2003)

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 36 = 1,30 \text{ cm}^2$$

#### Choix des armatures

$$A_t = \max (A_{\text{cal}}, A_{\text{acc}}, A_{\text{min}}) = 6,00 \text{ cm}^2.$$

$$3\text{T}12+2\text{T}14 \iff A=6,47 \text{ cm}^2$$

#### VI.3.2.3 Vérification de l'effort tranchant

$$T_u = 319200 \text{ N}$$

- Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

➤ Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 36 = 32,4$$

$$b = 30$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$T_u = 319200 \leq 0,267 \times 32,4 \times 300 \times 25 = 648810 \text{ N}$$

⇒ L'effort tranchant n'influence pas au voisinage des appuis.

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinal**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{319200}{300 \times 360} = 2,95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,95 < \bar{\tau}_u = 3,33 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Fissuration peu nuisible

✓ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures**

La section sur appui est soumise aux sollicitations :

- $M_u$  : moment sur appui généralement négatif et
- $V_u$  : effort tranchant

Au niveau des armatures inférieures

La condition de stabilité exige  $A_i \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq |V_u| + \frac{M_a^u}{0,9 \times d}$

$$|V_u| + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} < 0 \text{ pas de vérification de la section de la } A_i$$

$$|319200| + \frac{-70100 \times 1000 \times 100}{0,9 \times 36} < 0$$

$$-216038,82 < 0 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Alors l'effort tranchant n'influe pas sur les armatures transversales.

- **Section des armatures transversales  $A_t$**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_{min} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{40}{35} ; 1,2 ; \frac{30}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (1,14 ; 1,2 ; 3)$$

On prend :

$$\phi_t = 8 \text{ mm de nuance d'acier FeE235}$$

➤  $\phi_t = 1,14 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 4\phi 8$

- **L'espace des armatures transversales : selon BAEL91**

$$\frac{A_t}{b \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K=1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,8 \times 235}{30 \times (2,9 - 0,3 \times 2,1)} = 25,15 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(32,4; 40) = 32,4 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm}$$

- **Selon l'RPA99 (version 2003) :**

Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \emptyset\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,2\right) = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

➤ Donc :

$$\delta_t = 15\text{cm en zone courant}$$

$$\delta_t = 10\text{cm en zone nodale}$$

- **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40 \emptyset_{\max}$$

Type des poutres		Amin [cm <sup>2</sup> ]		Acal [cm <sup>2</sup> ]	Barres choisis	Acor[cm <sup>2</sup> ]	Longueur de recouvrement[cm]
		B.A.E.L	R.P.A				
Poutres principales (30x40)	Travées	1,30	6	3,77	3T12+2T14	6.47	60
	Appuis	1,30	6	6	3T12+2T14	6,47	60
Poutres secondaires (30x35)	Travées	1,14	5,25	2,69	5T12	5,65	50
	Appuis	1,14	5,25	2,51	5T12	5.65	50

**Tableau VI 2: Tableau récapitulatif du ferrailage**

### VI.3.3 Eude des poteaux

#### VI.3.3.1 Leurs rôles

Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :

- Effet du vent ;
- Effet de la dissymétrie des charges ;
- Effet de changement de la température et
- Effet des efforts sismiques.

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à deux moments fléchissant ( $M_{y-y}$ ,  $M_{z-z}$ ) voir (Fig.VII.3).

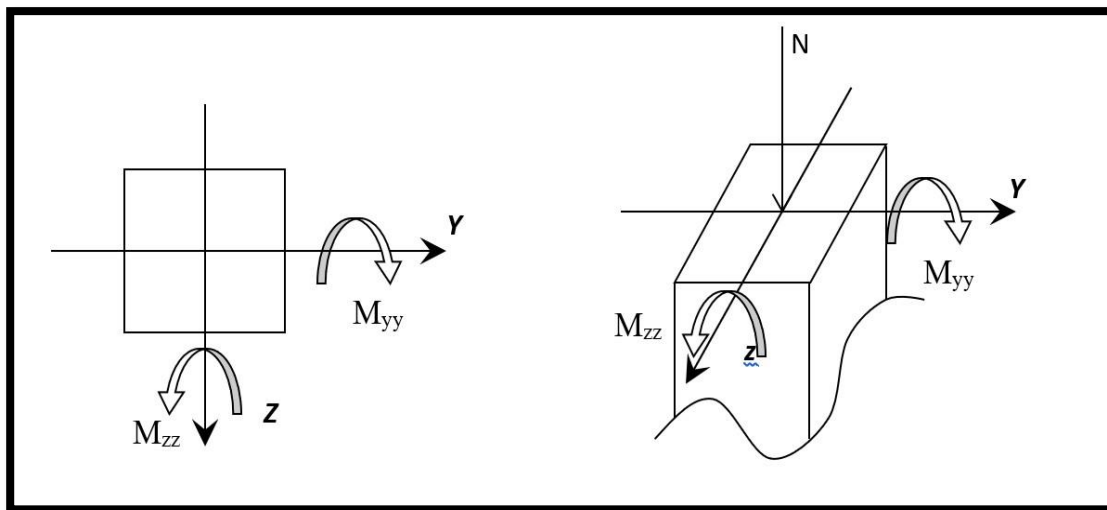


Fig.VI 1: Sollicitation sur les poteaux

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Une section partiellement comprimée (s.p.c).
- Une section entièrement comprimée (s.e.c).
- Une section entièrement tendue (s.e.t).

### 1) Section partiellement comprimée

Une section partiellement comprimée si :

Le centre de pression (point d'application de l'effort normal  $N$ ) se trouve à l'extérieur des armatures si l'effort normal est un effort de traction. Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section si l'effort normal est un effort de compression.

Si l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section ; alors il faut vérifier :

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c') \geq N'(d - c') - M_1$$

➤ Avec :

$M_1$  : Moment fléchissant par rapport aux armatures tendues.

### 1) Section entièrement comprimée

La section est entièrement comprimée  $\Rightarrow$  le diagramme des déformations passe par le pivot C [domaine 3] caractérisé par  $\epsilon_b = 2 \%$  pour la fibre située à  $\frac{3}{7}$  de la fibre la plus comprimée.

### 2) Section entièrement tendue

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

## VI. 3.3.2. Combinaison de charges

- Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [B.A.E.L 91] :

$$1,35G + 1,5Q \quad \text{ELU}$$

$$G + Q \quad \text{ELS}$$

- Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :

$$0,8 \times G \pm E$$

$$G + Q \pm E$$

### VI.3.3.3. Principe de calcul

- $N_{\max}, M_{xx\text{corr}}, M_{yy\text{corr}}$  (ELU)
- $M_{yy\max}, N_{\text{corr}}, M_{xx\text{corr}}$  (ELA)
- $M_{xx\max}, N_{\text{corr}}, M_{yy\text{corr}}$  (ELA)
- $N_{\min}, M_{xx\text{corr}}, M_{yy\text{corr}}$  (ELA)

### VI.3.3.4. Ferrailage réglementaire

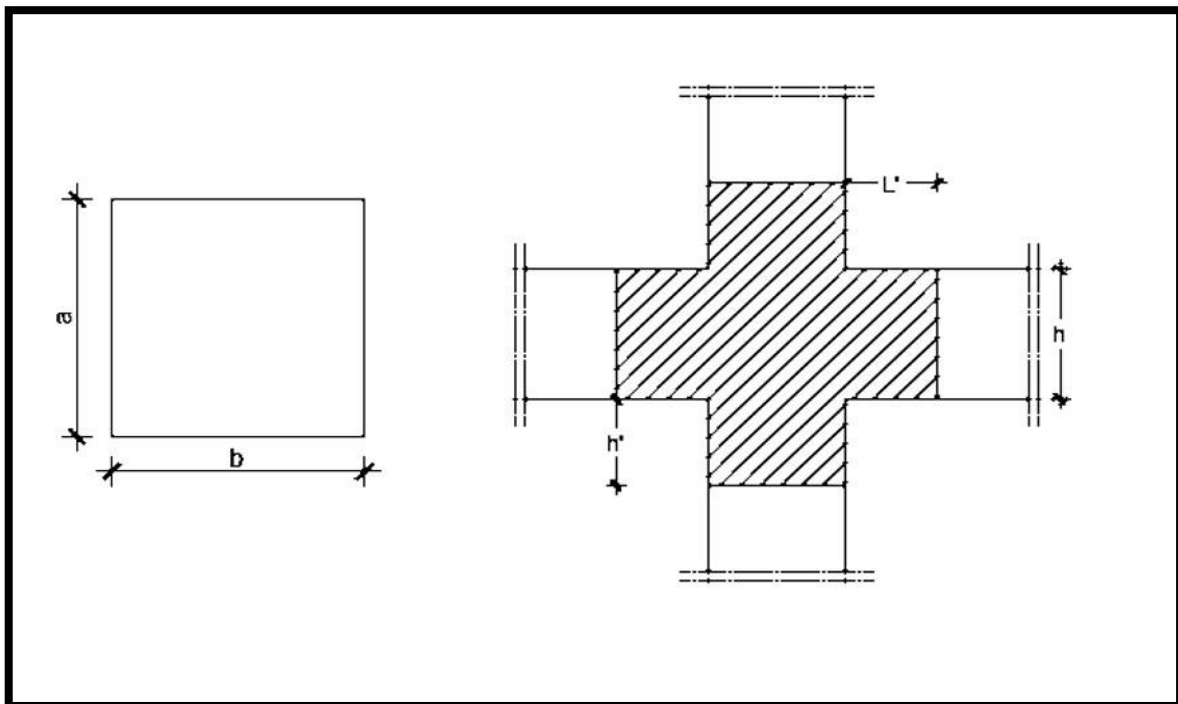
#### 1) Armatures longitudinales

- **Recommandation du R.P.A99 (version 2003) [ART 7.4.2.1]**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets

- Leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en (Zone IIa).
- Leur pourcentage maximal sera de :

- ✓ 4% en zone courante.
  - ✓ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
  - La longueur minimale du recouvrement est de :
    - ✓ 40  $\varnothing$  en (**Zone IIa**).
  - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
    - ✓ 25cm en (**Zone IIa**).
  - Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
  - Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :
    - ✓  $L' = 2h$
    - ✓  $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h; b; 60cm\right)$



## ➤ Avec

**h**: la hauteur de la poutre ;

**b et a** : dimension du poteau et

**he**: la hauteur libre entre deux niveaux.

$$L' = \frac{h}{2}$$

- **Conditions imposées par les règles BAEL.91/A.8.1.21 :**

La section  $A_L$  des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{0,2 \times b \times h}{100} + \frac{8(b+h)}{100} \right] \Rightarrow \text{pour la compression simple.}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times h \Rightarrow \text{pour la flexion simple.}$$

$$A_{\min} = b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{pour la traction simple}$$

## 2) Armatures transversales

- **Selon RPA99/version 2003**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

## ➤ Avec

**Tu** : Effort tranchant de calcul ;

**a** : Hauteur totale de la section brute ;

**fe**: Contrainte limite élastique de l'armature transversale et

**pa**: Coefficient dépendant de l'élancement géométrique  $\lambda_g$ .

- $\rho_a = 2.5$  si  $\lambda_g \geq 5$  ;  $\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a}; \frac{L_f}{b}\right)$
- $\rho_a = 3.5$  si  $\lambda_g < 5$

➤ **Avec**

$L_f$  : Longueur de flambement ;

**A et b** : dimensions du poteau dans la direction de déformation considérée et

$\delta_t$  : Espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit.

➤ **Dans la zone nodale :**

$$\delta_t \leq \min(10\phi_L ; 15\text{cm}) \Rightarrow \text{zone IIa}$$

➤ **Dans la zone courante :**

$$\delta_t \leq 15\phi_L \Rightarrow \text{zone IIa}$$

➤ **Avec**

$\phi_L$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ **Section minimale des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$$

En pourcentage est donné comme suit :

- 0.4% si  $\lambda_g \geq 5$  ;
- 0.8% si  $\lambda_g \leq 3$  et
- Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5$ ; interpolation des valeurs limitent précédentes.

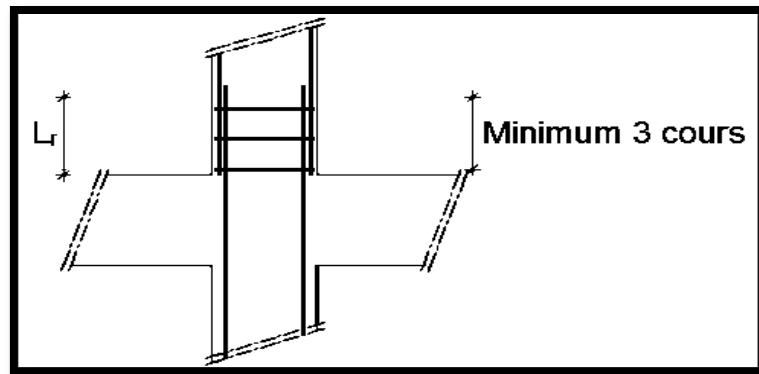


Fig.VI 2: Armatures transversales dans la zone de recouvrement

Type de poteaux	ELU (cas 01)		ACC (cas 02)		ACC (cas 03)		ACC (cas 04)	
	POT (45×45)	N <sub>max</sub>	<b>784,67</b>	N <sub>cor</sub>	483,45	N <sub>cor</sub>	213,44	N <sub>min</sub>
M <sub>ycor</sub>		1,78	M <sub>ymax</sub>	<b>42,61</b>	M <sub>ycor</sub>	2,96	M <sub>ycor</sub>	9,02
M <sub>xcor</sub>		1,64	M <sub>xcor</sub>	6,24	M <sub>xmax</sub>	<b>43,32</b>	M <sub>xcor</sub>	17,80
POT (40×40)	N <sub>max</sub>	<b>682,50</b>	N <sub>cor</sub>	364,09	N <sub>cor</sub>	252,86	N <sub>min</sub>	<b>403,33</b>
	M <sub>ycor</sub>	1,07	M <sub>ymax</sub>	<b>44,56</b>	M <sub>ycor</sub>	1,01	M <sub>ycor</sub>	3,89
	M <sub>xcor</sub>	1,12	M <sub>xcor</sub>	1,84	M <sub>xmax</sub>	<b>38,65</b>	M <sub>xcor</sub>	11,01
POT (35×35)	N <sub>max</sub>	<b>486,21</b>	N <sub>cor</sub>	228,45	N <sub>cor</sub>	131,45	N <sub>min</sub>	<b>171,01</b>
	M <sub>ycor</sub>	4,11	M <sub>ymax</sub>	<b>38,59</b>	M <sub>ycor</sub>	0,78	M <sub>ycor</sub>	5,79
	M <sub>xcor</sub>	7,10	M <sub>xcor</sub>	4,40	M <sub>xmax</sub>	<b>38,70</b>	M <sub>xcor</sub>	3,89
POT (30×30)	N <sub>max</sub>	<b>265,99</b>	N <sub>cor</sub>	72,03	N <sub>cor</sub>	61,99	N <sub>min</sub>	<b>48,52</b>
	M <sub>ycor</sub>	2,95	M <sub>ymax</sub>	<b>24,85</b>	M <sub>ycor</sub>	1,65	M <sub>ycor</sub>	12,38
	M <sub>xcor</sub>	5,61	M <sub>xcor</sub>	9,08	M <sub>xmax</sub>	<b>30,15</b>	M <sub>xcor</sub>	3,02

Tableau VI 3: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux

Types	Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]
1	Sous-sol et RDC	(45 × 45)
2	1 <sup>er</sup> – 2 <sup>ème</sup> étage	(40 × 40)
3	3 <sup>ème</sup> – 4 <sup>ème</sup> étage	(35 × 35)
4	5 <sup>ème</sup> – 6 <sup>ème</sup> – 7 <sup>ème</sup> étage	(30 × 30)

**Tableau VI 4: Tableau récapitulatif des sections des poteaux**

#### VI.3.3.4. Exemple de calcul

Ferraillage du poteau de Section : (45 45) cm<sup>2</sup>

##### i. Cas 01

- Calcul suivant l'axe y-y

##### 1) Position du point d'application de l'effort normal N' :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1,78}{784,67} = 0,002 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3,75 \text{ cm} \Rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à la moitié de la dimension du noyau central. Alors on a une compression centrée.

##### 2) Calcul de la section total

$$B = a \times b = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2 = 0.2025 \text{ m}^2.$$

##### 3) Calcul de la section réduite B<sub>r</sub>

$$B_r = (45-2) \times (45-2) = 1849 \text{ cm}^2 = 0.1849 \text{ m}^2$$

**4) Calcul la longueur de flambement  $L_f$** 

$$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 375 = 262,5 \text{ cm}$$

**5) Calcul de coefficient non fonction de  $\lambda$** 

$$\lambda = 3,75 \times \frac{262,5}{45} = 20,83$$

$$\lambda \leq 50 :$$

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \frac{0,85}{\left[1+0,2\left(\frac{20,83}{35}\right)^2\right]} = \frac{0,80}{1,1} = 0,79$$

**6) Détermination des armatures**

$$A_s \geq \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left( \frac{784670}{0,79} - \frac{184900 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \frac{1,15}{400} = -6988,61 \text{ mm}^2 = -66,67 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s = 0 \text{ cm}^2$$

**7) Calcul les armatures minimales**

$$A_{\min} = \max \left( 8 \frac{(a+b)}{100}; \frac{0,2}{100} (a \times b) \right)$$

$$A_{\min} = \max \left( 8 \frac{(45+45)}{100}; \frac{0,2}{100} (45 \times 45) \right) = \max (7,2 ; 4,2)$$

$$A_{\min} = 7,2 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures**

$$A_s = \max (A_{\min}, A_{cal}) = 7.2 \text{ cm}^2$$

**ii. Cas 02**

- **Calcul suivant l'axe y-y**

**1) Position du point d'application de l'effort normal  $N'$ :**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{4261}{483,45} = 8,81 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

## 2) Vérification de l'application forfaitaire

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} \left[ 15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = \frac{262,5}{45} \leq \text{Max} \left[ 15; 20 \frac{8,81}{45} \right]$$

$$5,83 < \text{Max} [15 ; 3,92] \Rightarrow 5,83 < 15$$

⇒ La section sera calculée en flexion composée sous les sollicitations majorée suivantes :

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N1' \times (e_0 + e_a + e_2)$$

## 3) Excentricité du second ordre $e_2$ : [BAEL91]

$$e_1 = \max \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \max \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{375}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \emptyset]$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{49,12}{50,11} = 0,98$$

$$e_2 = \frac{3 \times 249,9^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0,98 \times 2] = 1,65 \text{ cm}$$

$$e_0 = e_0 + e_1 + e_2 = 8,81 + 2 + 1,65 = 12,46 \text{ cm}$$

## 4) Calcul les sollicitations majorées

$$M'_1 = N'_1 \times \left( e_0 + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M'_1 = 483,45 \times \left( 12,46 + \frac{45}{2} - 4,5 \right) = 147,26 \text{ KN.m}$$

**Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$

$$I = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5) \times 14,17 \times 45^2$$

$$I = 330557,76 \text{ N.m}$$

$$2 = N'_1 \times (d - c_1) - M_1 = 483,45 \times (45 - 4,5) - 147,26 = 19432,47 \text{ N.m}$$

$330557,76 > 19432,47$  (SPC) Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$ .

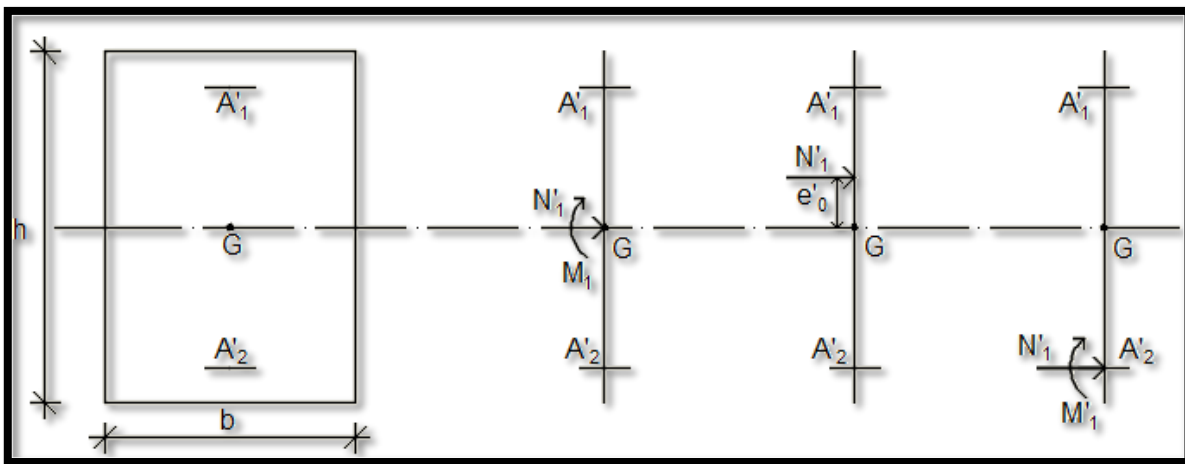


Fig.VI 3: Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale.

## 5) Calcul des armatures en flexion simple

### a) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_1}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{147260}{45 \times 40,5^2 \times 18,45} = 0,11 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25 ( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} ) = 1,25 ( 1 - \sqrt{1 - 2(0,11)} )$$

$$\alpha = 0,146$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,146$$

$$\beta = 0,942$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

### b) Détermination des armatures

$$A = \frac{M_1}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{147260}{400 \times 40,5 \times 0,942} = 9,65 \text{ cm}^2$$

- On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N' r_1}{100 \times \sigma_s} = 9,65 - \frac{483450}{100 \times 400} = -2,44 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

### c) Armatures minimales

- **CBA 93 :**

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{0,2 \times b \times h}{100}; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[ \frac{0,2 \times 45 \times 45}{100}; \frac{8(45+45)}{100} \right] = \max (4,05 ; 7,2)$$

$$A_{\min} = 7,2 \text{ cm}^2$$

- **RPA99 2003 :**

$$0,08 \times a \times b = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{cal}}, A_{\text{PRA}}, A_{\text{CBA}}) = (0 \text{ cm}^2 ; 16,2 \text{ cm}^2 ; 7,2 \text{ cm}^2) = 16,2 \text{ cm}^2$$

### iii. Cas 03

- **Calcul suivant l'axe y-y**

#### 1) Position du point d'application de l'effort normal N' :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{4332}{213,44} = 20,29 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

#### 2) Vérification de l'application forfaitaire

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left[ 15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = \frac{262,5}{45} \leq \max \left[ 15; 20 \frac{8,81}{45} \right]$$

$$5.83 < \text{Max} [15 ; 9,02] \Rightarrow 5.83 < 15$$

⇒ La section sera calculée en flexion composée sous les sollicitations majorée suivantes :

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N1' \times (e_0 + e_a + e_2)$$

### 3) Excentricité du second ordre $e_2$ : [BAEL91]

$$e_1 = \max \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \max \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{375}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \emptyset]$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{2,76}{5,04} = 0,55$$

$$e_2 = \frac{3 \times 249,9^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0,55 \times 2] = 1,29 \text{ cm}$$

$$e_0 = e_0 + e_1 + e_2 = 20,29 + 2 + 1,29 = 23,58 \text{ cm}$$

### 4) Calcul les sollicitations majorées

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + \frac{h}{2} - c)$$

$$M'_1 = 213,44 \times (23,58 + \frac{45}{2} - 4,5) = 88,75 \text{ KN.m}$$

**Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$

$$1 = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5) \times 14.17 \times 45^2$$

$$1 = 330557.76 \text{ N.m}$$

$$2 = N'_1 \times (d - c_1) - M_1 = 213,44 \times (45 - 4,5) - 88,75 = 8555,57 \text{ N. m}$$

330557.76 > 8555,57 (SPC) Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

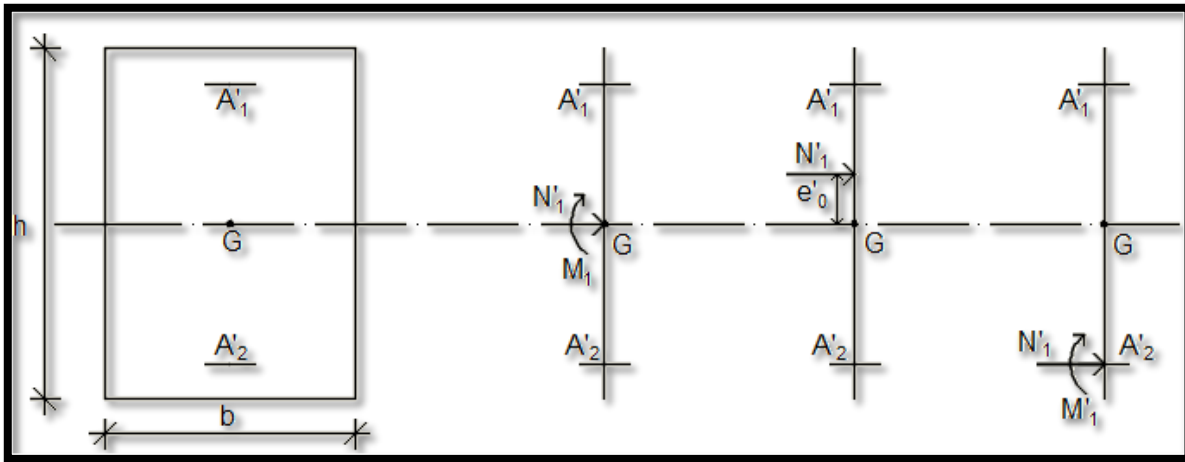


Fig.VI 4: Position de  $N'1$ ,  $M'1$  et  $M1$  sur la section transversale.

## 5) Calcul des armatures en flexion simple

### a) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_1}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{88750}{45 \times 40,5^2 \times 18,45} = 0,065 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25 ( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} ) = 1,25 ( 1 - \sqrt{1 - 2(0,065)} )$$

$$\alpha = 0,084$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,084$$

$$\beta = 0,966$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

### b) Détermination des armatures

$$A = \frac{M_1}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{88750}{400 \times 40,5 \times 0,966} = 5,67 \text{ cm}^2$$

- On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'1}{100 \times \sigma_s} = 5,67 - \frac{213440}{100 \times 400} = 0,334$$

## c) Armatures minimales

## • CBA 93 :

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{0,2 \times b \times h}{100}; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[ \frac{0,2 \times 45 \times 45}{100}; \frac{8(45+45)}{100} \right] = \max (4,05 ; 7,2)$$

$$A_{\min} = 7,2 \text{ cm}^2$$

## • RPA99 v 2003 :

$$0,08 \times a \times b = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{cal}}, A_{\text{PRA}}, A_{\text{CBA}}) = (0,334 \text{ cm}^2 ; 16,2 \text{ cm}^2 ; 7,2 \text{ cm}^2) = 16,2 \text{ cm}^2$$

## iv. Cas 04

## • Calcul suivant l'axe y-y

## 1) Position du point d'application de l'effort normal N' :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1780}{562,11} = 3,17 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

## 2) Vérification de l'application forfaitaire

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left[ 15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = \frac{262,5}{45} \leq \max \left[ 15; 20 \frac{3,17}{45} \right]$$

$$5,83 < \max [15 ; 1,41] \Rightarrow 5,83 < 15$$

⇒ La section sera calculée en flexion composée sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_0 + e_2)$$

3) Excentricité du second ordre  $e_2$  : [BAEL91]

$$e_1 = \max \left[ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right] = \max \left[ 2 \text{ cm}; \frac{375}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \emptyset]$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{6,35}{6,77} = 0,93$$

$$e_2 = \frac{3 \times 249,9^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0,93 \times 2] = 1,61 \text{ cm}$$

$$e_0 = e_0 + e_1 + e_2 = 3,17 + 2 + 1,61 = 6,78 \text{ cm}$$

#### 4) Calcul les sollicitations majorées

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + \frac{h}{2} - c)$$

$$M'_1 = 562,11 \times (6,78 + \frac{45}{2} - 4,5) = 139,29 \text{ KN.m}$$

**Vérification si la section est partiellement comprimée :**

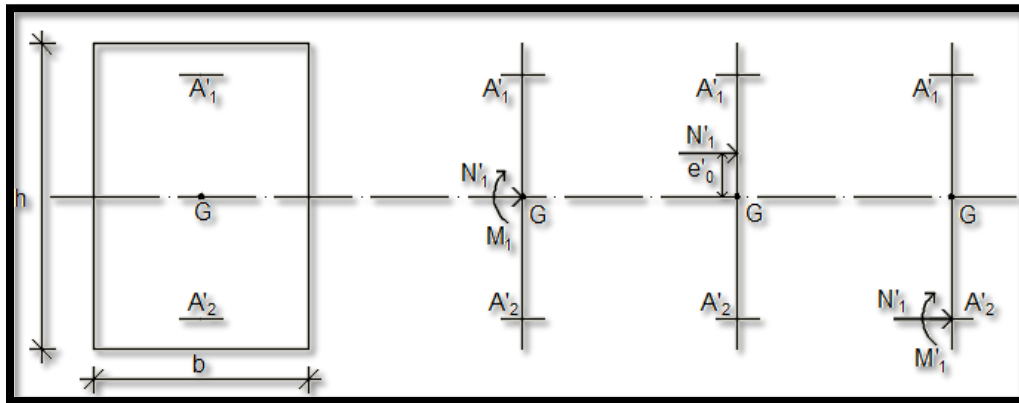
$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$

$$1 = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5) \times 14,17 \times 45^2$$

$$1 = 330557,76 \text{ N.m}$$

$$2 = N'_1 \times (d - c_1) - M_1 = 562,11 \times (45 - 4,5) - 139,29 = 22626,17 \text{ N.m}$$

$330557,76 > 22606,89$  (SPC) Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$ .

Fig.VI 5: Position de  $N'1$ ,  $M'1$  et  $M1$  sur la section transversale.

## 5) Calcul des armatures en flexion simple

### a) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_1}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{139290}{45 \times 40,5^2 \times 18,45} = 0,10 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(\mu)}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,10)})$$

$$\alpha = 0,13$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,13$$

$$\beta = 0,948$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

### b) Détermination des armatures

$$A = \frac{M_1}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{139290}{400 \times 40,5 \times 0,948} = 9,06 \text{ cm}^2$$

- On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'1}{100 \times \sigma_s} = 9,06 - \frac{562110}{100 \times 400} = -4,99 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

## c) Armatures minimales

## • CBA 93 :

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{0,2 \times b \times h}{100}; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[ \frac{0,2 \times 45 \times 45}{100}; \frac{8(45+45)}{100} \right] = \max (4,05 ; 7,2)$$

$$A_{\min} = 7,2 \text{ cm}^2$$

## • RPA99 v 2003 :

$$0,08 \times a \times b = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{cal}}, A_{\text{PRA}}, A_{\text{CBA}}) = (0 \text{ cm}^2 ; 16,2 \text{ cm}^2 ; 7,2 \text{ cm}^2) = 16,2 \text{ cm}^2$$

## VI.3.3.5 Choix des armatures

$$A = \max (\text{cas}_1, \text{cas}_2, \text{cas}_3, \text{cas}_4) = 16,2 \text{ cm}^2 \rightarrow 8\text{T}14+4\text{T}12 = 16,84 \text{ cm}^2$$

## VI.3.3.6 Vérification de l'effort tranchant

## • Vérification de l'effort tranchant :

D'après le fichier résultat robot bat :

$$T_{\max} = 78467 \text{ N}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{78467}{40,5 \times 45 \times 100} = 0,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,43 < \bar{\tau}_u = 3,33 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• Section des armatures transversales  $A_t$ 

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

⇒ On prend  $\phi_t = 8\text{mm}$  avec nuance d'acier FeE235.

- **L'espace des armatures transversales : selon BAEL91**

$$\delta_t \leq \min(15\phi_{\min}; 40\text{cm } b + 10\text{cm}) = \min(18; 40; 55)\text{cm} = 18\text{cm}$$

$$\delta_t = 15 \text{ cm}$$

- **Selon l'RPA99 (version 2003) :**

Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min(10\phi_{\min}; 15\text{cm}) = \min(18; 15)\text{cm} = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$\delta_t \leq 15\phi_{\min} = 15 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{262,5}{45} = 5,83 > 5$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,3\% \times b \times \delta_t = 0,003 \times 45 \times 10 = 1,35 \text{ cm}^2$$

- **Détermination de la zone nodale**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteau-poutre ;

$$L' = 2 \times 45 = 90\text{cm} ;$$

$$H' = \max\left(\frac{261}{6}; 30; 30; 60\right) = 60\text{cm}$$

- **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40\phi_{\min} = 60 \text{ cm}$$

Type	Section cm <sup>2</sup>	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>min RPA</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>min CBA</sub> cm <sup>2</sup>	Choix	A <sub>adopté</sub> cm <sup>2</sup>	Recouvrement cm <sup>2</sup>
(45 × 45)	2025	7.2	16.2	7.2	4T16+4T14 + 4T12	18.72	65
(40 × 40)	1600	6,4	12.8	6.4	4T16+4T14	14.2	65
(35 × 35)	1225	5,6	9.8	5.6	4T16+4T12	12.57	65
(30 × 30)	900	4,8	7.2	4.8	8T12	9.05	50

**Tableau VI 5: Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux**

# *Chapitre VII*

## *Étude des voiles*

## VII.1. Généralités

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

**Le rôle des voiles est de :**

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers ;
- Participer au contreventement de la construction (vent et séisme) et
- Servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions. Un poteau rectangulaire dans la largeur est supérieur à quatre fois son épaisseur est considérée comme un voile.

Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes) ;
- A leur jonction avec les planchers et
- A leurs extrémités.

## VII.2 Ferrailage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure 1 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête.

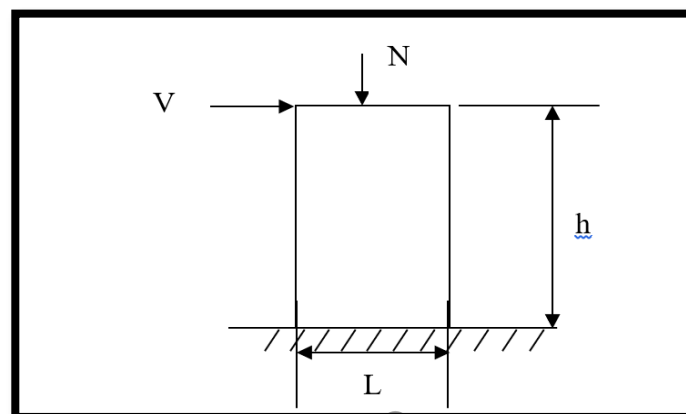


Fig.VII 1: Schéma d'un voile

Le voile est donc sollicité par un effort normal  $N$ , un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

➤ **Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :**

- 1) D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile et d'armatures verticales uniformément réparties ;
- 2) D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs et elles sont aussi uniformément réparties et
- 3) D'armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

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

### VII.2.1 Procédure de ferrailage

Pour le ferrailage des voiles, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **CBA 93 et RPA 99 version 2003**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure en effet, l'obtention directe des efforts et des contraintes en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenu, permet l'adoption d'un bon ferrailage.

Le calcul se fait par une méthode simplifiée, basée sur les contraintes.

**Nota :** Les contraintes maximale et minimale du voile peuvent être déterminées à l'aide de  $M$  et  $N$  qui sont lues à partir du fichier résultat de **ROBOT BAT**.

#### **1er cas :** Section Entièrement Comprimée

Si :  $(\sigma_{max} \text{ et } \sigma_{min}) > 0$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le **RPA 99 version 2003 Art (7.7.4.1)**.

$$(A_l, A'_l) \geq 0,0015.b.h (0,15\%).$$

### 2ème cas : Section Entièrement tendue

Si :  $(\sigma_{max} \text{ et } \sigma_{min}) < 0$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

- $A = \frac{f_t}{f_e}$  ; on compare A par la section minimale exigée par le RPA 99 version 2003.
- Si :  $A < A_{min} = 0,15\%$  de la section du voile, on ferraille avec la section minimale.
- Si :  $A_v > A_{min}$ , on ferraille avec A.

### 3ème cas : Section Partiellement Tendue

Si :  $(\sigma_{max} \text{ et } \sigma_{min})$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement tendue, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

#### Armatures verticales Art 7.7.4.1 du RPA 99 version 2003 :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme.

#### Armatures horizontales Art 7.7.4.2 du RPA 99 version 2003 :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

#### Règles communes Art 7.7.4.3 du RPA 99 version 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est comme suit :

Globalement dans la section du voile : 0,15%

En zone courante : 0,10 % Armatures transversales

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $(1,5.a ; 30 \text{ cm})$
- Les deux nappes doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile
- Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

{ 40∅ pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible  
 { 20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des combinaisons

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement)
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

#### VII.2.1.1. Détermination des efforts

Dans chaque direction de la force sismique nous avons des différents types de voiles comme indiqué dans les tableaux ci-dessous :

SENS (X-X)				
Type	Long[m]	Larg.[m]	Hauteur [m]	Voiles
X-I	3,2	15	3,06	3 et 4
X-II	1,50	15	3,06	5 et 6

**Tableau VII 1: caractéristiques des voiles dans sens X-X**

SENS (Y-Y)				
Type	Long[m]	Larg.[m]	Hauteur [m]	Voiles
Y-I	4,25	15	3,06	1 et 2
Y-II	1,50	15	3,06	7-8-9-10

**Tableau VII 2: caractéristiques des voiles dans sens Y-Y**

A partir de ROBOT 2021 on a tiré les résultats sollicitations suivantes :

- ( $M_{\max}$ ,  $N_{\text{cor}}$ )
- ( $N_{\max}$ ,  $M_{\text{cor}}$ )
- ( $N_{\min}$ ,  $M_{\text{cor}}$ )

➤ **Sens (X-X)**

X-X				
N max & Mcor				
Type	Voile	N [KN]	M[KN.m]	V [KN]
X-I	Voiles 3 et 4	1030,48	384,70	366,70
X-II	Voiles 5 et 6	4,74	350,30	79,13
X-X				
N min & Mcor				
Type	Voile	N [KN]	M[KN.m]	V [KN]
X-I	Voiles 3 et 4	-2200,08	-2639,65	-356,22
X-II	Voiles 5 et 6	-555,44	-75,32	-82,31
X-X				
M max & Ncor				
Type	Voile	N [KN]	M[KN.m]	V [KN]
X-I	Voiles 3 et 4	-1043,33	-1033,81	-336,39
X-II	Voiles 5 et 6	-725,25	464,82	23,88

**Tableau VII 3: Les efforts agissant sur les voiles suivant le sens (X-X)**

## ➤ Sens (Y-Y)

Y-Y	N max			
Type	Voile	N [KN]	M [KN.m]	V [KN]
Y-I	Voiles 1 et 2	1474,83	-38,70	394,26
Y-II	Voiles 7-8-9-10	2815,60	3307,27	18,78
Y-Y	N min & M <sub>cor</sub>			
Type	Voile	N [KN]	M [KN.m]	V [KN]
Y-I	Voiles 1 et 2	-880,08	-26,65	-387,34
Y-II	Voiles 7-8-9-10	1269,81	477,52	7,03
Y-Y	M <sub>max</sub> & N <sub>cor</sub>			
Type	Voile	N [KN]	M [KN.m]	V [KN]
Y-I	Voiles 1 et 2	-349,80	114,28	11,66
Y-II	Voiles 7-8-9-10	-6402,79	-1483,21	9,89

Tableau VII 4: Les efforts agissant sur les voiles suivant le sens (Y-Y)

## Exemple de calcul

Nous avons pris comme exemple le voile 1 de type Y-II (sens Y-Y) , qu'il a les caractéristiques géométriques et les sollicitations suivantes :

Longueur[m]	Hauteur[m]	Ep [m]
1,5	3,06	0,15

Tableau VII 5: caractéristiques de voile Y-II dans sens Y-Y

N <sub>max</sub> / M <sub>cor</sub>			N <sub>min</sub> / M <sub>cor</sub>			M <sub>max</sub> / N <sub>cor</sub>		
N [KN]	M [KN.m]	V [KN]	N [KN]	M [KN.m]	V [KN]	N [KN]	M [KN.m]	V [KN]
2815,60	3307,27	18,78	1269,81	477,52	7,03	-6402,79	-1483,21	9,89

Tableau VII 6: Les efforts agissant sur le voile Y-II suivant le sens (Y-Y)

## VII.2.1.2. Les caractéristiques géométriques du voile

- $I = \frac{0,2 \times 1,5^3}{12} = 0,056 \text{ m}^4$  (I : inertie du voile)
- $\Omega = 0,2 \times 1,5 = 0,3 \text{ m}^2$  ( $\Omega$  = surface en plan du voile)
- $V = \frac{L}{2} = \frac{1,5}{2} = 0,75 \text{ m}$  (v : la position de l'axe neutre)

## i. Armatures verticales

➤ 1<sup>er</sup> cas :

$$N_{\max} = 2815,60 \text{ KN} , M_{\text{cor}} = 3307,27 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{2815,60}{0,3} + \frac{3307,27 \times 0,75}{0,056}$$

$$\sigma_1 = 53679,19 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{2815,60}{0,3} - \frac{3307,27 \times 0,75}{0,056}$$

$$\sigma_2 = -34908,46 \text{ KN/m}^2$$

⇒ ( $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$ ) sont de signe différents, la section du voile est partiellement tendue.

$$- \quad \text{tg} \alpha = \frac{\sigma_c}{L_1} = \frac{\sigma_t}{L_T}$$

$$- \quad L_T = \frac{\sigma_t \times L_1}{\sigma_c}$$

$$- \quad L_1 = L - L_T$$

$$- \quad L_T = \frac{\sigma_t \times (L - L_T)}{\sigma_c}$$

$$- \quad (\sigma_c + \sigma_t) \times L_T = \sigma_t \times L$$

$$- \quad L_T = \frac{\sigma_t \times L}{\sigma_c + \sigma_t} = \frac{34908,46 \times 1,5}{34908,46 + 53679,19} = 0,60 \text{ m}$$

$$- \quad \sigma_t = \frac{F_T}{S}$$

$$- \quad F_T = S \times \sigma_t$$

$$- \quad S = \frac{b \times L_T}{2} = \frac{0,15 \times 0,6}{2} = 0,045 \text{ m}^2$$

$$- \quad F_t = \frac{1}{2} \times \sigma_t \times E_p \times L_T = \frac{1}{2} \times 34908,46 \times 0,15 \times 0,6$$

$$- F_t = 1570,88 \text{ KN}$$

$$- A = \frac{F_t}{F_e} = \frac{1570,88}{400} = 3,93 \text{ cm}^2$$

-Calcul des armatures minimales dans la zone tendue

$$- A_{\min} = 20\% St = 20\% \times l_t \times e$$

$$- A_{\min} = 0,20\% \times 60 \times 15 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 3,39 \text{ cm}^2$$

➤ **2<sup>eme</sup> cas :**

$$N_{\min} = 1269,81 \text{ KN} , M_{\text{cor}} = 477,52 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{1269,81}{0,3} + \frac{477,52 \times 0,75}{0,056}$$

$$\sigma_1 = 10628,06 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{1269,81}{0,3} - \frac{477,52 \times 0,75}{0,056}$$

$$\sigma_2 = -2162,66 \text{ KN/m}^2$$

⇒ ( $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$ ) sont de signe différents , la section du voile est partiellement tendue.

$$- \operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_c}{L_1} = \frac{\sigma_t}{L_T}$$

$$- L_T = \frac{\sigma_t \times L_1}{\sigma_c}$$

$$- L_1 = L - L_T$$

$$- L_T = \frac{\sigma_t \times (L - L_T)}{\sigma_c}$$

$$- (\sigma_c + \sigma_t) \times L_T = \sigma_t \times L$$

$$- L_T = \frac{\sigma_t \times L}{\sigma_c + \sigma_t} = \frac{2162,66 \times 1,5}{10628,06 + 2162,66} = 0,25 \text{ m}$$

$$- \sigma_t = \frac{F_T}{S}$$

$$- F_T = S \times \sigma_t$$

$$- S = \frac{b \times L_T}{2} = \frac{0,15 \times 0,25}{2} = 0,019 \text{ m}^2$$

$$- F_t = \frac{1}{2} \times \sigma_t \times E_p \times L_T = \frac{1}{2} \times 2162,66 \times 0,15 \times 0,25$$

$$- F_t = 405,50 \text{ KN}$$

$$- A = \frac{F_t}{F_e} = \frac{405,50}{400} = 1,03 \text{ cm}^2$$

-Calcul des armatures minimales dans la zone tendue

$$- A_{\min} = 20\% S_t = 20\% \times l_t \times e$$

$$- A_{\min} = 0,20\% \times 25 \times 15 = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,03 \text{ cm}^2$$

➤ **3<sup>eme</sup> cas :**

$$N_{\text{cor}} = -6402,79 \text{ KN} , M_{\text{max}} = -1483,21 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{6402,79}{0,3} + \frac{1483,21 \times 0,75}{0,056}$$

$$\sigma_1 = 41207,05, \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{6402,79}{0,3} - \frac{1483,21 \times 0,75}{0,056}$$

$$\sigma_2 = 1478,21 \text{ KN/m}^2$$

$\Rightarrow \sigma_1 > 0$  et  $\sigma_2 > 0 \Rightarrow$  La section du voile est entièrement comprimée

• **Calcul de la contrainte moyenne :**

Le calcul se fait par des bandes d'après le DTR. B.C 2.42 il faut que la condition suivante

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right) = (1,35\text{m}; 1\text{m}) = 1\text{m} \Rightarrow d = 1\text{m}$$

• **Détermination la contrainte moyenne de la bande d<sub>1</sub>:**

$$\sigma'_1 = \sigma_2 + (L_c - d) \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{L_c} = 1,48 + (1,5 - 1) \frac{(4,12 - 1,48)}{1,5}$$

$$\sigma'_1 = 3,5 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_1 + \sigma'_1}{2} = \frac{4,12 + 3,5}{2} = 3,81 \text{ Mpa}$$

- **L'effort normal appliqué sur la bande d :**

$$N_u = \sigma_{moy} \cdot e \cdot d = 3,81 \times 0,15 \times 1 = 571,50 \text{ KN}$$

- **Calcul de l'effort limite ultime :**

L'effort limite ultime  $N_{u \text{ lim}}$  est donné par la formule suivante :

Cas d'un mur non armé :  $A = 0$

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b}$$

➤ **Avec :**

$$B_r = L \times (a - 2) = 150 \times (15 - 2) = 1950 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{12,75 \times \sqrt{12}}{0,15} = 29,44$$

$\lambda \leq 50$  :

$$\alpha = \frac{0,65}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2\right]} = \frac{0,65}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{29,44}{30}\right)^2\right]} = 0,55$$

➤ **Alors :**

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} = 0,55 \times \frac{0,1950 \times 25000}{0,9 \times 1,5} = 1986,11 \text{ KN}$$

➤ **Conclusion :**

$$N_{u \text{ lim}} = 1986,11 \text{ KN} > N_u = 571,50 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas un risque de flambement et les armatures en compression ne sont pas nécessaires.

$$A_s = \frac{0,15}{100} \times S$$

➤ **Avec**

**S** : la section globale du voile considéré.

$$- A_s = \frac{0,15}{100} \times S = \frac{0,15}{100} \times 150 \times 15 = 3,38 \text{ cm}^2$$

$$- A_{\min} = 0,0015 \cdot 150 \cdot 15 = 3,38 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage longitudinal des voiles récapitulé dans le tableau ci-dessous

Type de voile	A retenu [cm <sup>2</sup> /mL]	Choix d'armature	Espacement en zone d'about	Espacement en zone courante
I-X-X	7,2	21T10/nappe	10 cm	20 cm
II-X-X	3,93	9T10nappe	10 cm	20 cm
I-Y-Y	9,56	26T10/nappe	10 cm	20 cm
II-Y-Y	3,39	9T10/nappe	10 cm	20 cm

**Tableau VII 7: ferrailage longitudinale des voiles**

## ii. Calcul des armatures transversales

### 1) Vérification de la résistance des voiles au cisaillement

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA 99/version 2003).

- La contrainte de cisaillement est :  $\tau_u = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} = \frac{1,4 \times V_{ucal}}{b_0 \times d}$

➤ Avec :

**V** : l'effort tranchant à la base du voile ;

**b<sub>0</sub>** : épaisseur de voile ;

**d** : hauteur utile, (d=0,9h) et

**h** : hauteur totale de la section brute.

- La contrainte limite est :  $\bar{\tau}_u = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{1,4 \times 39426}{(15 \times 38,25 \times 100)} = 0,96 \text{ Mpa}$$

$\Rightarrow \tau_u = 3,07 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa}$  .....Condition vérifiée

## 2) L'espace minimal des barres verticales et horizontales

- Selon RPA99 (version 2003) :

$$S \leq \min (1,5 \times a ; 30\text{cm})$$

$S \leq \min (1,5 \times 15 ; 30\text{cm}) = 22,5 \text{ cm}$ , alors l'espace se prend en fonction du nombre de barre à condition que :  $S \leq 22,5 \text{ cm}$

Donc, on adoptera un espacement :  $S = 20\text{cm}$ .  $\Rightarrow S' = \frac{20}{2} = 10\text{cm}$

## 3) Calcul des armatures transversales

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.3}]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 0 (\text{Pas de reprise de betonage}) \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t = \frac{0,96}{0,9 \times \frac{400}{1}} \times 15 \times 20 = 0,80 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales

$$\frac{A_{tmin}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min \left[ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right]$$

$$A_{tmin} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{15 \times 20}{400} \times \frac{0,96}{2} = 0,36 \text{ cm}^2$$

- $A_t = \max (A_{tcal} ; A_{tmin})$

$$A_t = \max (0,80 \text{ cm}^2 ; 0.36 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Choix : 5T10} \Rightarrow A_t = 3.93 \text{ cm}^2$$

### VII.3 Ferrailage des voiles périphériques

Selon le [RPA99V Articles 10.1.2], les ossatures en dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Épaisseur  $\geq 15 \text{ cm}$  ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical) et
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

#### VII.3.1. Détermination des sollicitations

##### VII.3.1.1. Poids propre du voile périphérique

$$P_{Pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e$$

➤ Avec :

**h** : la hauteur de voile

**e** : Epaisseur de voile.

$$V_b = 1 \times h \times e = 1 \times 2,72 \times 0,15 = 0,408 \text{ m}^3$$

$$P_{Pr} = 25 \times V_b = 25 \times 0,408 = 10.2 \text{ KN}$$

❖ **ELU**

$$N_u = 1,35 \times P_{Pr} = 1,35 \times 10,2 = 13.77 \text{ KN}$$

❖ **ELS**

$$N_{ser} = P_{Pr} = 10.2 \text{ KN}$$

## VIII.3.1.2. Calcul des poussées des terres : [THÉORIE DE RANKINE (1860)]

$$\sigma = K_p \times \gamma \times h$$

➤ Avec :

$$K_p : \text{coefficient de poussée } K_p = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) ;$$

**h** : hauteur du voile ;

**$\gamma$**  : Masse volumique des terres et

**$K_p$**  : utiliser les tables de Caquot et Kérisel.

➤ Avec :  $\delta = \frac{2}{3}\varphi$  ;  $\varphi = 35^\circ$  ( $\delta$  : frottement mur /sol)

D'après le tableau de « L'HERMINIER-ABSI » :  $K_p = 0,247$ .

$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3.$$

**i. Calcul des contraintes**

$$\sigma_i = K_p \times \gamma \times h$$

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 2,72 \Rightarrow \sigma_1 = 0,247 \times 17 \times 2,72 = 11,42 \text{ kN/m}^2$$

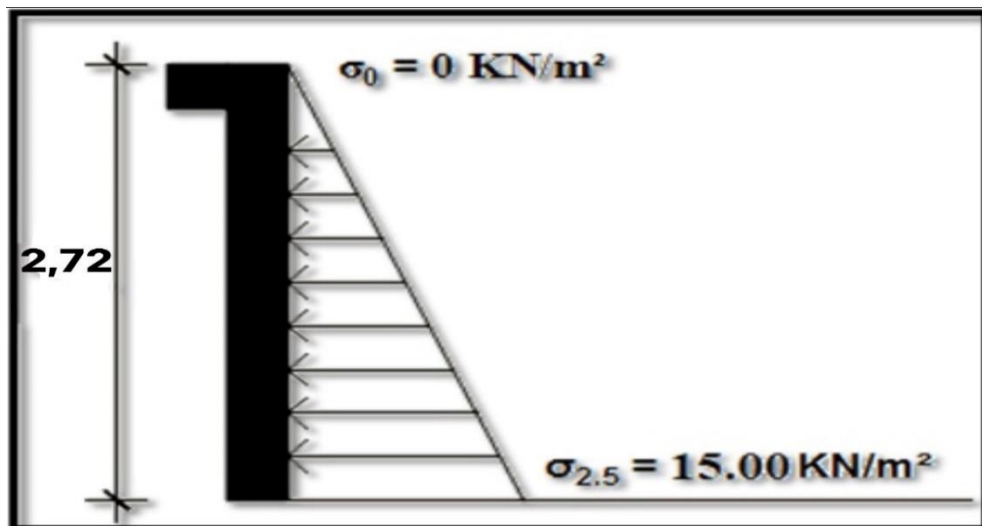


Fig.VII 2: Schéma des contraintes de voile périphérique.

On considère le voile est comme une dalle qui s'appuyant Sur 4 coté avec une charge uniformément répartie

$$q = \frac{11,42}{2} = 5,71 \text{ kN/m}^2$$

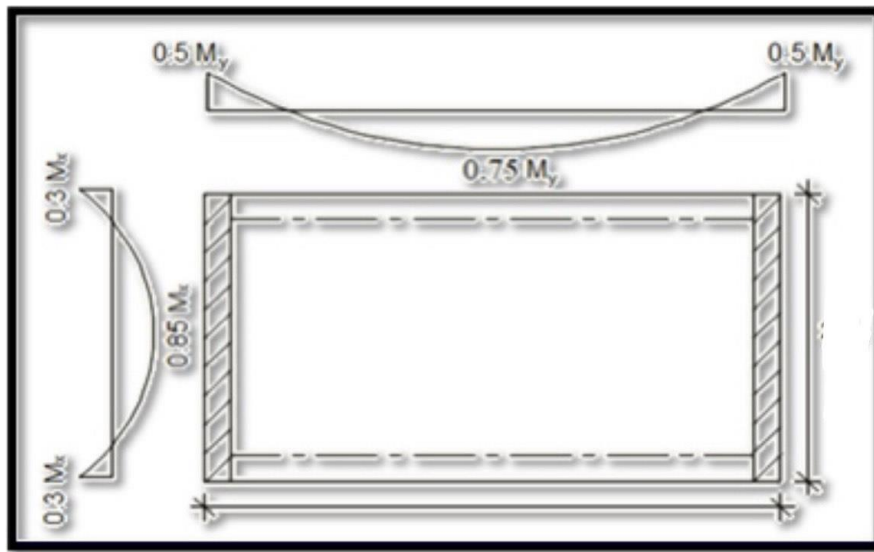


Fig.VII 3: Schéma du panneau de dalle dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel

## ii. Combinaisons fondamentales

### ❖ ELU

$$\bar{q}_u = 1,35 \times q \Rightarrow \bar{q}_u = 1,35 \times 5,71 \Rightarrow \bar{q}_u = 7,71 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :  $q_u = \bar{q}_u \times 1 \text{ m} = 7,71 \text{ kN/m}$

### ❖ ELS

$$\bar{q}_{ser} = q \Rightarrow \bar{q}_{ser} = 5,71 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :  $q_{ser} = \bar{q}_{ser} \times 1 \text{ m} = 5,71 \text{ kN/m}$

## iii. Calcul des sollicitations

### ❖ ELU

$$M_{xu} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \Rightarrow \text{la direction } l_x$$

$$M_{yu} = \mu_y \cdot M_{xu} \Rightarrow \text{la direction } l_y$$

### ❖ ELS

$$M_{xser} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 \Rightarrow \text{la direction } l_x$$

$$M_{yser} = \mu_y \cdot M_{xser} \Rightarrow \text{la direction } l_y$$

➤ Avec

$$\mu_x \text{ et } \mu_y = f \left\{ \rho = \frac{l_x}{l_y} ; v \right\}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{272}{425} = 0,64 > 0,4$$

⇒ Donc la dalle travaille dans deux sens

- **Calcul des moments pour un panneau de dalle simplement appuyé sur son pourtour:**

$$\text{ELU} \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0765 \\ \mu_y = 0,3472 \end{array} \right.$$

$$M_x^u = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0765 \times 7,71 \times 2,72^2$$

$$M_x^u = 4,36 \text{ KN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y \cdot M_x = 0,3472 \times 4,36$$

$$M_y^u = 1,51 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0819 \\ \mu_y = 0,5117 \end{array} \right.$$

$$M_x^{ser} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = 0,0819 \times 5,71 \times 2,72^2$$

$$M_x^u = 3,46 \text{ KN.m}$$

$$M_y^{ser} = \mu_y \cdot M_x = 0,5117 \times 3,46$$

$$M_y^{ser} = 1,78 \text{ KN.m}$$

Combinaisons	Sens x-x		Sens y-y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_a$ [KN.m]	-1,308	-1,038	-0,575	-0,89
$M_t$ [KN.m]	3,706	2,941	0,8625	1,335

**Tableau VII 8: Tableau récapitulatif des sollicitations (moments en appuis et travée)**

### VII.3.1.3. Calcul des ferrillages

#### 1) Calcul de l'enrobage

La fissuration est considérée comme préjudiciable  $\Rightarrow a = 2 \text{ cm}$

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prendra } \phi = 1 \text{ cm}$$

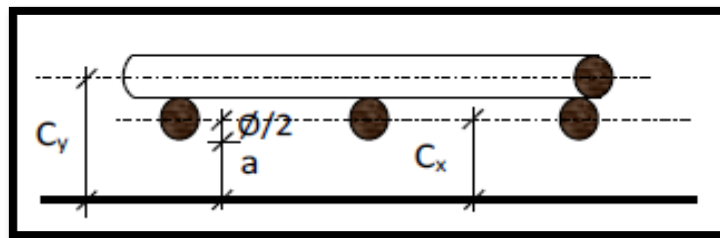


Fig.VII 4: Enrobage.

La fissuration est considérée comme peu nuisible

$$\left\{ \begin{array}{l} C_x = \left(a + \frac{\phi}{2}\right) \Rightarrow C_x = \left(2 + \frac{1}{2}\right) = 2,5 \text{ cm} \\ C_y = \left(a + \phi + \frac{\phi}{2}\right) \Rightarrow C_y = \left(2 + 1 + \frac{1}{2}\right) = 3,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

#### 2) Les hauteurs utiles

$$d_x = h_d - C_x = 15 - 2,5 = 12,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 15 - 3,5 = 11,5 \text{ cm}$$

### 3) Espacement maximal des armatures : [Article BAEL IV.5.c]

Pour les armatures suivent le sens x-x :  $\delta \leq \min(3hd; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

Pour les armatures suivent le sens y-y :  $\delta \leq \min(4hd; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$

#### ➤ Sens x-x :

##### ❖ ELU

$$M_{tx}^u = 3,706 \text{ KN. m}$$

#### 1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{b \times d_y^2 \times \sigma_b} = \frac{3706}{100 \times 12,5^2 \times 14,17} = 0,017 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(\mu)}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,017)})$$

$$\alpha = 0,021$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,021$$

$$\beta = 0,991$$

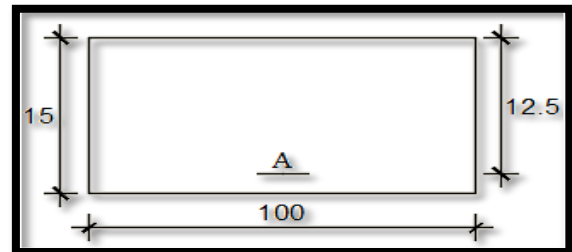


Fig.VII 5: Section de calcul en travée (x-x)

#### 2) Détermination des armatures

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3706}{348 \times 12,5 \times 0,991}$$

$$A_{tx}^u = 0,86 \text{ cm}^2$$

#### 3) Condition de non fragilité

##### • [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times d = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

#### 4) Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,1\% \times b \times h$$

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min\text{RPA}}) \Rightarrow A = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures :**

$$A = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad e = 20 \text{ cm}$$

**❖ ELS**

$$M_{tx}^{ser} = 2,941 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,59 \Rightarrow D = 0,59$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 12,5 \times 0,59 = 13,57 \Rightarrow E = 14,57$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 3,30 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (D - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 6187,43 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{2941}{6187,43} = 0,47 \Rightarrow K = 0,47$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 1,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 64,86 \text{ MPa}$$

**• Contrainte admissibles :**

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{ct28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U sont maintenues}$$

**➤ Sens Y-Y :****❖ ELU**

$$M_{ty}^u = 0,8625 \text{ KN. M}$$

**1) Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{b \times d_y^2 \times \sigma_b} = \frac{862,5}{100 \times 11,5^2 \times 14,17} = 0,0046 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 ( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} ) = 1,25 ( 1 - \sqrt{1 - 2(0,0046)} ) = 0,0058$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,0058 = 0,997$$

## 2) Détermination des armatures

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{862,5}{348 \times 11,5 \times 0,997}$$

$$A_{ty}^u = 0,22 \text{ cm}^2$$

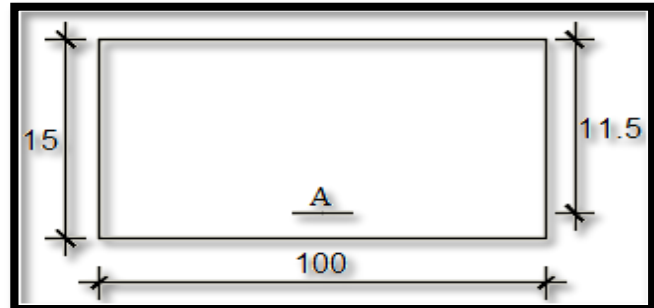


Fig.VII 6: Section de calcul en travée (y-y)

- **Condition de non fragilité [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times d = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

## 3) Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,1\% \times b \times h$$

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min\text{RPA}}) \Rightarrow A = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Choix des armatures :

$$A = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

### ❖ ELS

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 1,335 \text{ KN. m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,59 \Rightarrow D = 0,59$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 11,5 \times 0,59 = 13,57 \Rightarrow E = 13,57$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (D - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 5151,96 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{1335}{5151,96} = 0,26 \Rightarrow K = 0,26$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 32,60 \text{ MPa}$$

- **Contrainte admissibles :**

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{ct28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U sont maintenues}$$

# *Chapitre VIII*

## *Etude de l'infrastructure*

### VIII.1. Introduction

Les fondations sont les éléments d'assises de la structure, qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges venant de la superstructure (poteaux, voiles...) c'est l'enjeu essentiel de la construction de l'ouvrage.

Ils servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir le poids propre ou les charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Pour déterminer le type de fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage, il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui paraît satisfaisante et convenable avec notre structure, l'ingénieur réalise une étude sur la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage, les forces mise en jeu et les tassements admissibles. La nature du terrain va déterminer en grande partie le type de fondation à

Utiliser, Le choix du type de fondation se fait selon :

- Type d'ouvrage construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portance de terrain de fondation ;
- La charge totale et le poids de la superstructure transmise au sol ;
- La raison économique et
- La facilité de réalisation.

Pour le cas des bâtiments courants Il existe plusieurs types de fondation :

**a) Fondations superficielles :**

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes et
- Semelles générales.

**b) Fondations profondes :**

- Semelle sur puits et
- Semelle sur pieux.

## VIII.2. Calcul de la semelle isolée

Pour le redimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{u \max}$  qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicité.

$$N_u = 784,67 \text{ KN}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N_u}{A \times B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} A \times B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma_{sol}}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b}\right) \cdot B$$

➤ Avec :

$$a = 45 \text{ cm} ; \quad b = 45 \text{ cm}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_u}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{45}{45} \times \frac{78467}{2,5}} = 177,16 \text{ cm}^2$$

On prend :  $B = 200 \text{ cm} \Rightarrow A = 200 \text{ cm}$

Semelle	a [cm]	b [cm]	N <sub>U</sub> [kN]	$\overline{\sigma_{sol}}$ [MPa]	B [cm]	On adopte	
						B [cm]	A [cm]
Centre	45	45	784,67	2.5	177,16	200	200
Rive	45	45	784,67		177,16	200	200

**Tableau VIII 1: Tableau récapitulatif des sollicitations (moment en appuis et travée)**

➤ Conclusion

D'après le prédimensionnement des semelles isolées on a conclu que ces dernières se chevauchent suivant une seule direction. Alors le choix d'un radier général est indispensable.

### VIII.3. Etude du radier

#### Généralité

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures.

Le calcul suivant est présenté pour le panneau le plus défavorable.

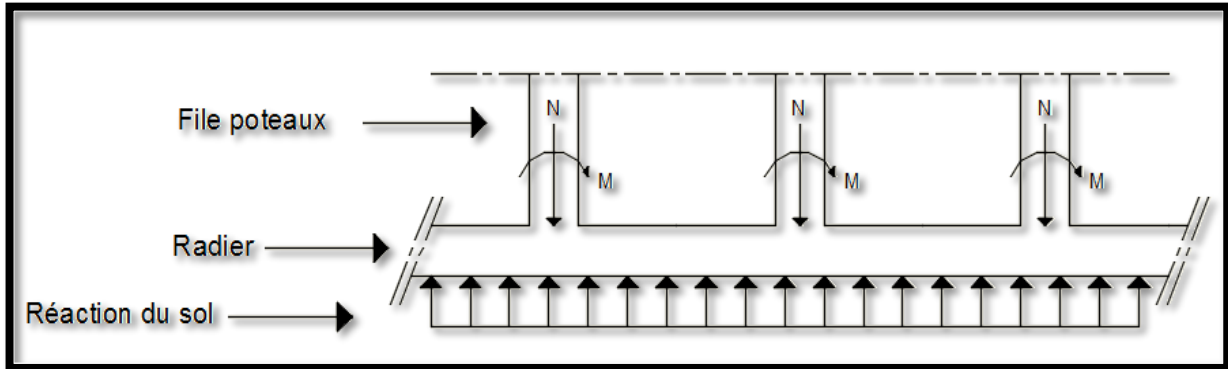


Fig.VIII 1: Schéma statique du radier général.

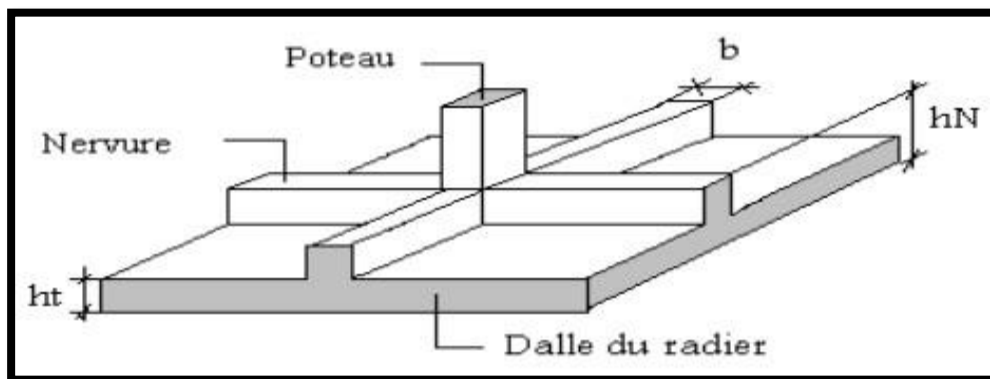


Fig.VIII 2: Schéma du radier nervuré.

➤ **Remarque :**

Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d'action suivantes :

Situation	ELU	ELS	ACC
Combinaison	1.35G + 1.5Q	G + Q	G + Q + E
			0.8G + E
			0.8G - E

Tableau VIII 2: Tableau des combinaisons de calcul du radier nervuré.

**VIII.3.1. Prédimensionnement du radier****VIII.3.1.1. Hauteur du radier**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Condition forfaitaire (flèche)
- Condition de rigidité
- Condition de non cisaillement
- Condition de non poinçonnement.

**i. Condition forfaitaire (fléché) :**

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

**➤ Avec :**

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L_{\max} = 4.25 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{4,25}{8} \leq h \leq \frac{4,25}{5} \Rightarrow 0,53 \leq h \leq 0,85$$

$$\Rightarrow h = 80 \text{ cm}$$

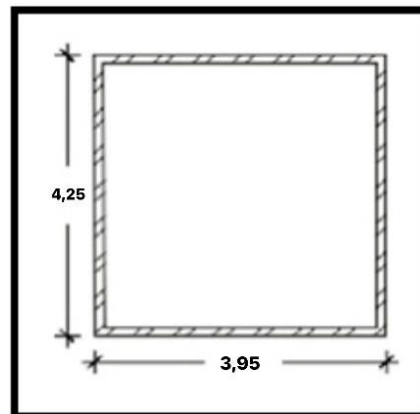


Fig.VIII 3: Panneau le plus sollicité.

## ii. Condition de rigidité

➤ Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :  $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$L_e = \frac{1}{\lambda} \text{ et } \lambda = \sqrt[4]{\frac{K \times b}{4 \times D}} \text{ et } D = E \times I \Rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

**K** : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne,  $K=40 \text{ MN/m}^3$

**E** : module de Young du béton ( $E=3.10^4 \text{ MPa}$ )

**I** : inertie du radier  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

**b** : largeur du radier.

Pour notre cas  $L = 4.25 \text{ m}$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 4,25}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0,60 \text{ m}$$

## iii. Condition de non poinçonnement : [CBA 93/ A.5.2.4.2]

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ Avec :

**N<sub>u</sub>** : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.LUR

**U<sub>c</sub>** : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen et

**h** : Epaisseur totale du radier.

$$U_c = 2 \times (a_1 + b_1)$$

$$a_1 = (a + h)$$

$$b_1 = (b + h)$$

$$U_c = 2 \times (a_1 + b_1 + 2h) \Rightarrow U_c = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2h) = 1.8 + 4h$$

a: section du poteau le plus sollicité.

➤ L'équation (1) deviendra :

$$Nu \leq 0,045 \times (1,8 + 4h) \times h \times \frac{25}{1,5}$$

$$Nu \leq 0,75h \times (1,8 + 4h)$$

$$3h^2 + 1,35 h - 784,67 \geq 0$$

La vérification se fera pour le poteau le plus sollicité :

$$Nu = 784,67 \text{ KN} = 0,78467 \text{ MN}$$

$$\text{On aura : } h \geq 0,23 \text{ m} \Rightarrow h \geq 23 \text{ cm}$$

#### iv. Condition de non cisaillement : [CBA A.5.2.2/A5.1.1]

- (Fissuration préjudiciable)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{T_u^{max}}{b \times 0,9h} \leq \bar{\tau}_u \text{ [BAEL91/A5. 1,1]}$$

$$T^{max} = \max(T_x^{max}; T_y^{max})$$

➤ Avec :

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte tangentielle admissible et

$T^{max}$  : Effort tranchant max.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,95}{4,25} = 0,93 \Rightarrow \text{le panneau de dalle travail suivant deux directions.}$$

**Donc :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x^u = \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 \times l_x^4} \\ T_y^u = \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 \times l_y^4} \end{array} \right.$$

1) Calcul de  $(\bar{q}_u)$ 

- Calcul du débordement

$$S_{\text{débord}} d \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max(40\text{cm}; 30\text{cm}) \Rightarrow d = 40 \text{ cm de chaque côté.}$$

- La surface du radier est de :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}}$$

$$S_{\text{radier}} = 244,185 + 40$$

$$S_{\text{radier}} = 284,185 \text{ m}^2$$

- Le poids de la superstructure

$$G = 8621,91 \text{ KN} ; Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{q}_u = 1,35 \times \frac{G}{S_r} + 1,5Q = 1,35 \times \frac{G}{284,185} + 1,5 \times 5 \Rightarrow \bar{q}_u = 48,46 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour une bande de 1 m de largeur : } q_u = \bar{q}_u \times 1,00 = 48,46 \text{ KN/ml}$$

$$T_x^u = \frac{48,46 \times 3,95}{2} \times \frac{4,25^4}{4,25^4 + 3,95^4} = 58,97 \text{ KN}$$

$$T_y^u = \frac{48,46 \times 4,25}{2} \times \frac{3,95^4}{3,95^4 + 4,25^4} = 44 \text{ KN}$$

$$T^{\text{max}} = \max(T_x^{\text{max}} ; T_y^{\text{max}}) \Rightarrow T^{\text{max}} = 58,97 \text{ KN/ml}$$

VIII.3.1.2. La hauteur des nervures  $h_N$ 

$$h_N \geq \frac{L}{10} = \frac{425}{10} = 42,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{On prendra } h_N = 50 \text{ cm}$$

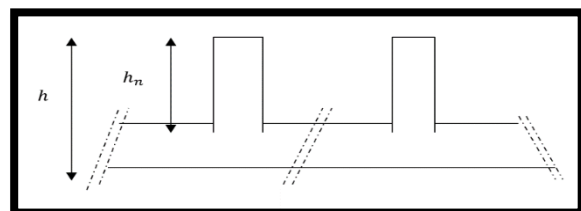


Fig.VIII 4: Dimension du radier

**VIII.3.1.3. Epaisseur de la dalle**

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{425}{20} = 21,25 \text{ cm}$$

⇒ On prendra  $e = 40 \text{ cm}$

**VIII.3.2. Pré dimensionnement des poutres**

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,4h \text{ [BAEL91]}$$

$$b_1 \leq \min \left( \frac{L-b_0}{2}; \frac{L}{10} \right)$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

Type des poutres	h [cm]	h <sub>0</sub> [cm]	b <sub>0</sub> [cm]	b <sub>1</sub> [cm]	b [cm]
Poutre principale	80	40	30	45	120
Poutre secondaire	80	40	30	45	120

**Tableau VIII 3: Tableau récapitulatif des dimensions des poutres**

**VIII.3.3. Détermination des sollicitations****VIII.3.3.1. Caractéristiques du radier****i. Dimensions de radier**

$$h = 80 \text{ cm} ; h_0 = 40 \text{ cm} ; h_n = 50 \text{ cm}$$

**i. Surface du radier**

$$S = 284,185 \text{ m}^2$$

**ii. Abscisses du centre de gravité du radier**

$$V_X = 10,78 \text{ m} ; V_Y = 4,23 \text{ m}$$

**VIII.3.3.2. Calcul du poids propre du radier P<sub>r</sub>**

$$\text{Poids du radier sans poutres : } p = S_r \times h_0 \times \gamma_b$$

## ➤ Avec :

$h_0$  : Épaisseur du radier sans poutres et

$\gamma_b$  : Masse volumique du béton.

**i. Poids du radier sans poutres**

$$P_r = S \times e \times \gamma_b = 284,185 \times 0,40 \times 25 = 2841,85 \text{ KN.}$$

**ii. Poids des poutres**

- Poids des poutres principales :  $P_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$

$$P_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 8,45(0,8 - 0,4) \times 0,3 \times 25 = 25,35 \text{ KN}$$

- Poids des poutres secondaires :  $P_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$

$$P_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 21,55(0,8 - 0,4) \times 0,3 \times 25 = 64,65 \text{ KN}$$

- Poids total = 2931,85 KN
- Surcharge d'exploitation  $Q = 5 \times 284,185 = 1420,93 \text{ KN}$

**iii. Combinaisons d'actions :**

- ELU

Formule	$N_u^1$ [KN]	$N_u^2$ [KN]	$N_u$ [KN]	$M_x$ [KN.m]	$M_y$
$N_u = N_u^1 + N_u^2$	11647,08	6089,39	17736,47	42,76	36,14

**Tableau VIII 4: Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU.**

➤ Avec :

$$M_{x/G} = \sum (M_X + F_X \times (X_i - X_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_Y + F_Y \times (Y_i - Y_g))$$

• ELS

Formule	$N_s^1$ [KN]	$N_s^2$ [KN]	$N_s$ [KN]	$M_x$ [KN.m]	$M_y$
$N_s = (G + Q) + (Pr + Qr)$	8626,91	4262,78	12889,69	31,12	26,04

Tableau VIII 5: Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELS.

• ELA

Formule	$N_a^1$ [KN]	$N_a^2$ [KN]	$N_a$ [KN]	$M_x$ [KN.m]	$M_y$
$N_a = [(G + Q \pm E) + Qr + Pr]$	38626,91	4262,78	48909.99	47,01	53.50

Tableau VIII 6: Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELA.

• Inertie de radier

$$I_{xx} = 51200 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 11520 \text{ m}^4$$

VIII.3.4. Vérification des contrainte sous-radier

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times V$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$  : Contraintes du sol sous la structure (sous le radier)

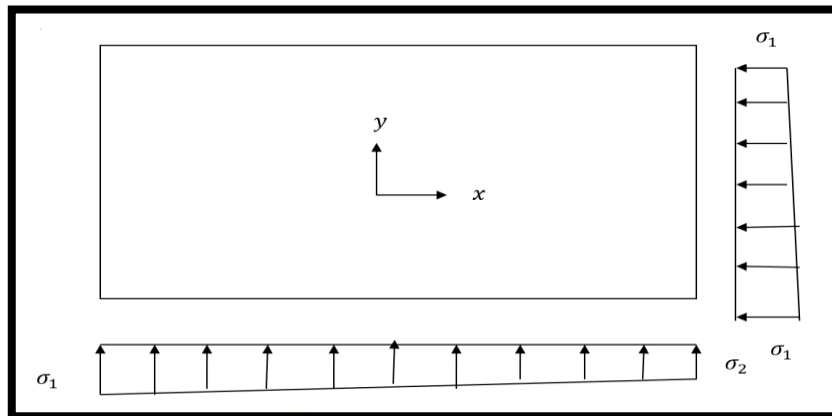


Fig.VIII 5: Schéma des contraintes du sol

### VIII.3.4.1. Situation durable et transitoire ELU

#### ❖ ELU

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times V$$

$$N_u = 17736.47 \text{ KN}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2,5 \text{ bars}$$

$$\overline{\sigma_{adm}} = \sigma_{sol}^u = 2\overline{\sigma_{sol}} = 5 \text{ bars}$$

#### a) Sens X-X

##### ▪ Calcul de $\sigma_1$ et $\sigma_2$

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{17736.47}{284,185} \pm \frac{42,76}{51200} \times 10,78 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0,62 \text{ bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{ bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_1 = 0,62 \text{ bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{ bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,62$$

#### b) Sens Y-Y

##### ▪ Calcul de $\sigma_1$ et $\sigma_2$

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{17736.47}{284,185} \pm \frac{36,14}{11520} \times 4,23 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0,62 \text{ bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{ bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_1 = 0,62 \text{ bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{ bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,62$$

❖ **ELS**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times V$$

$$N_s = 12889,69 \text{ KN}$$

a) **Sens X-X**

▪ **Calcul de  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{12889,69}{284,185} \pm \frac{31,12}{51200} \times 10,78 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0,45 \text{ bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{ bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_1 = 0,45 \text{ bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{ bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,45$$

b) **Sens Y-Y**

▪ **Calcul de  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{12889,69}{284,185} \pm \frac{26,04}{11520} \times 4,23 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0,45 \text{ bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 2,5 \text{ bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_1 = 0,45 \text{ bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 2,5 \text{ bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,45$$

❖ **ELA**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times V$$

$$N_a = 48909,99 \text{ KN}$$

## a) Sens X-X

▪ Calcul de  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ 

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{48909,99}{284,185} \pm \frac{47,01}{51200} \times 10,78 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,72 \text{ bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 3,75 \text{ bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_1 = 1,72 \text{ bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 3,75 \text{ bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,72$$

## b) Sens Y-Y

▪ Calcul de  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ 

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{48909,99}{284,185} \pm \frac{53,50}{11520} \times 4,23 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,72 \text{ bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 3,75 \text{ bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_1 = 1,72 \text{ bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 3,75 \text{ bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,72$$

## VIII.3.5. Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement

On doit vérifier que sous la pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

## ➤ Avec :

P : Poids du bâtiment

S : Surface d'assise du bâtiment

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau ;  $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$

## ➤ Pour la structure à étudier :

$$P = P_{\text{Bâtiment}} + P_{\text{radier}} = 45792,30 + 5392,45 = 51184,75 \text{ KN}$$

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow 1,5 \times 284,185 \times 10 \times 2,72 = 11594,75 \text{ KN}$$

$P \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$  La structure est stable ; Donc il n'y pas de risque au soulèvement.

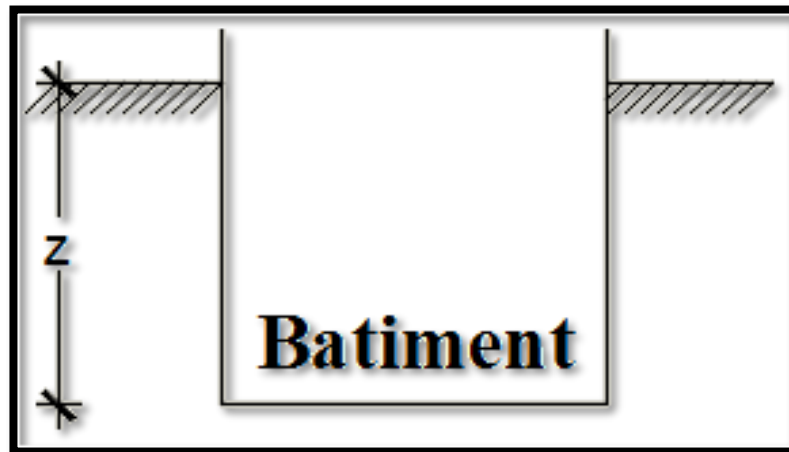


Fig.VIII 6: L'encrage de de la structure

### VIII.3.6. Ferrailage du radier

#### VIII.3.6.1. Ferrailage de la dalle

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

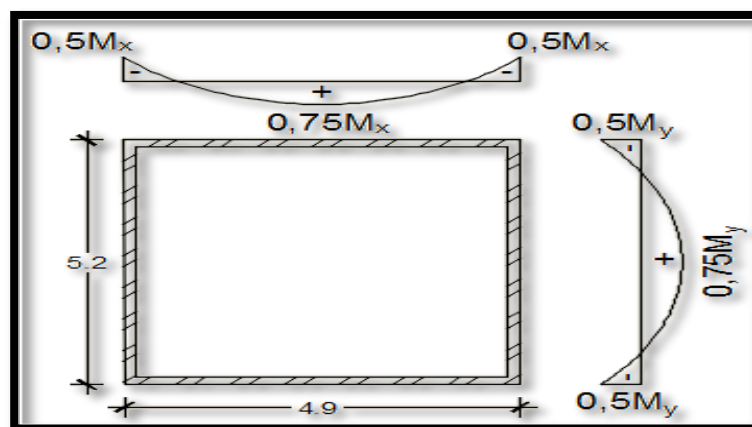


Fig.VIII 7: Schéma du panneau de la dalle

#### i. Détermination des efforts :

Pour une bande de 1m  $q = \sigma_m \times 1m$

- Le panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,95}{4,25} = 0,93 > 0,4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 \Rightarrow \text{la direction } l_x$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \Rightarrow \text{la direction } l_y$$

❖ **ELU**

$$q = \sigma_m \times \frac{L}{4} \times 1m_L = 0,62 \times \frac{425}{4} \times 1m_L = 65,88 \text{ KN/mL}$$

$$\rho = 0,93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,8450 \end{cases}$$

$$M_x^u = \mu_x \cdot q_u \cdot lx^2 = 0,0428 \times 65,88 \times 3,95^2 = 43,99 \text{ KN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y \cdot M_x = 0,8450 \times 43,99 = 37,17 \text{ KN.m}$$

▪ **En travée**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x^u = 0,75 \times 43,99 = 32,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y^u = 0,75 \times 37,17 = 27,88 \text{ KN.m}$$

▪ **En appui**

$$M_{aix} = -0,5 \times M_x^u = -0,5 \times 43,99 = -21,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{aiy} = -0,5 \times M_y^u = -0,5 \times 37,17 = -18,59 \text{ KN.m}$$

❖ **ELS**

$$q = \sigma_m \times \frac{L}{4} \times 1m_L = 0,45 \times \frac{425}{4} \times 1m_L = 47,82 \text{ KN/mL}$$

$$\rho = 0,93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0500 \\ \mu_y = 0,8939 \end{cases}$$

$$M_x^u = \mu_x \cdot q_u \cdot lx^2 = 0,0500 \times 47,82 \times 3,95^2 = 37,31 \text{ KN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y \cdot M_x = 0,8939 \times 37,31 = 33,35 \text{ KN.m}$$

- **En travée**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x^u = 0,75 \times 37,31 = 27,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y^u = 0,75 \times 33,35 = 25,01 \text{ KN.m}$$

- **En appui**

$$M_{aix} = -0,5 \times M_x^u = -0,5 \times 37,31 = -18,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{aiy} = -0,5 \times M_y^u = -0,5 \times 33,35 = -16,68 \text{ KN.m}$$

Sens	ELU		ELS	
	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]
Sens X-X	32,99	-21,99	27,98	-18,66
Sens Y-Y	27,88	-18,59	25,01	-16,68

**Tableau VIII 7: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travée**

### 1. Calcul de l'enrobage

La fissuration est considérée comme préjudiciable  $\Rightarrow a = 4 \text{ cm}$

$$\phi_{max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm} = 40 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prendra } \phi = 20 \text{ mm}$$

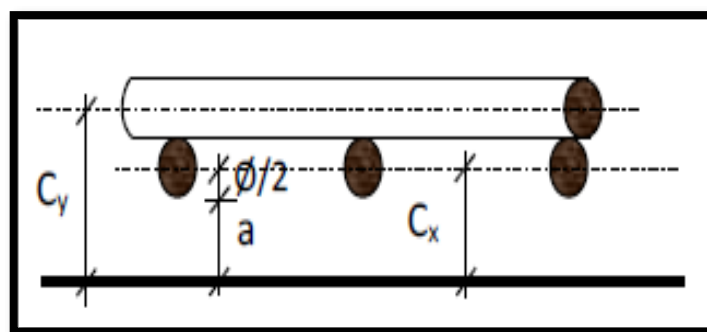


Fig.VIII 8: Enrobage

La fissuration est considérée comme peu nuisible

$$\left\{ \begin{array}{l} C_x = \left(a + \frac{\varnothing}{2}\right) \Rightarrow C_x = \left(4 + \frac{2}{2}\right) = 5 \text{ cm} \\ C_y = \left(a + \varnothing + \frac{\varnothing}{2}\right) \Rightarrow C_y = \left(4 + 2 + \frac{2}{2}\right) = 7 \text{ cm} \end{array} \right.$$

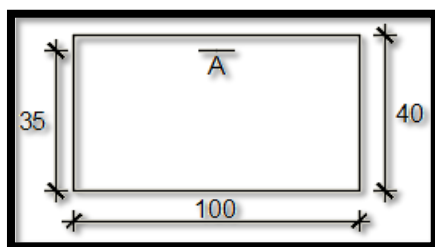
**2. Les hauteurs utiles**

$$d_x = h_0 - C_x = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

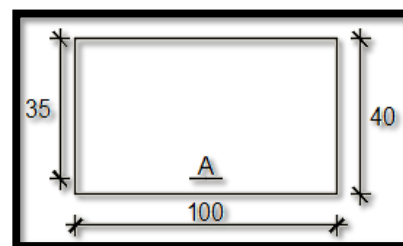
$$d_y = h_0 - C_y = 40 - 7 = 33 \text{ cm}$$

**3. Section du calcul**

- Sens X-X



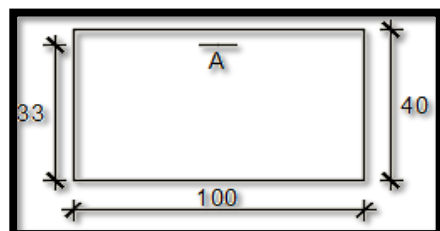
**En appuis**



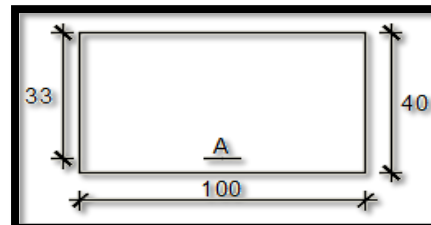
**En travée**

Fig.VIII 9: Section de calcul dans le sens X-X.

- Sens Y-Y



**En appuis**



**En travée**

Fig.VIII 10: Section de calcul dans le sens Y-Y.

#### 4. Calcul du ferrailage de la dalle pleine

- Sens X-X :

- En travée :

- ELU

$$M_{tx}^u = 32990 \text{ N.m}$$

#### 5. Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{32990}{100 \times 35^2 \times 14,17} = 0,019 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 ( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} ) = 1,25 ( 1 - \sqrt{1 - 2(0,019)} )$$

$$\alpha = 0,024$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,024$$

$$\beta = 0,990$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{32990}{348 \times 35 \times 0,990}$$

$$A_{tx}^u = 2,74 \text{ cm}^2$$

#### 6. Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times d = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 3,2 \text{ cm}^2$$

#### Choix des armatures :

$$A = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

- ELS

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 27980 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,59 \Rightarrow D = 0,59 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 0.59 = 13.57 \Rightarrow E = 41,3 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 5,86 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 56764,45 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{27980}{56764,45} = 0,49 \Rightarrow K = 0,49$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 2,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 214,18 \text{ MPa}$$

- **Contrainte admissibles :**

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n} \times f_{t28} \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \text{le ferrailage doit être recalculé à l'ELS}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service**

$$\mu_1 = \frac{M_{tx}^{ser}}{b \times d_x^2 \times \bar{\sigma}_s} = \frac{27980}{100 \times 35^2 \times 201,63} = 0,0011$$

$$\rho = 0,0011 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,903 \\ K_1 = 72,72 \end{array} \right.$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_b}{K_1} = \frac{201,63}{72,72} = 2,77 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}^u}{\beta_1 \times d \times \bar{\sigma}_s} = \frac{27980}{201,63 \times 35 \times 0,903} = 4,39 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$A = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad e = 20 \text{ cm}$$

▪ **En appui :**

❖ **ELU**

$$M_{ax}^u = 21990 \text{ N.m}$$

### 1. Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{21990}{100 \times 35^2 \times 14,17} = 0,013 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 ( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} ) = 1,25 ( 1 - \sqrt{1 - 2(0,013)} )$$

$$\alpha = 0,016$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,016$$

$$\beta = 0,993$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ax}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{21990}{348 \times 35 \times 0,993}$$

$$A_{tx}^u = 1,82 \text{ cm}^2$$

### 2. Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times d = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \quad \Rightarrow \quad A_t^u = 3,2 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$A = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad e = 20 \text{ cm}$$

❖ **ELS**

$$M_{ax}^{ser} = 18660 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,59 \Rightarrow D = 0,59 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 0,59 = 13,57 \Rightarrow E = 41,3 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 5,86 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 56764,45 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{18660}{56764,45} = 0,33 \Rightarrow K = 0,33$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 1,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 144,24 \text{ MPa}$$

- **Contrainte admissibles :**

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U sont maintenues}$$

- **Sens Y-Y :**

- **En travée :**

- ❖ **ELU**

$$M_{ty}^u = 27880 \text{ N.m}$$

### 1. Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{27880}{100 \times 33^2 \times 14,17} = 0,018 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(0,018)} \right) = 0,023$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,023 = 0,991$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ty}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{27880}{348 \times 33 \times 0,991}$$

$$A_{tx}^u = 2,45 \text{ cm}^2$$

## 2. Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times d = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 3,2 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$A = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

❖ **ELS**

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 25010 \text{ N. m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,59 \Rightarrow D = 0,59 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 0,59 = 13,57 \Rightarrow E = 41,3 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 5,86 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 56764,45 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{25010}{56764,45} = 0,44 \Rightarrow K = 0,44$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 2,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 179,12 \text{ MPa}$$

- **Contrainte admissibles :**

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U sont maintenues}$$

- **En appui :**

- ❖ **ELU**

$$M_{ay}^u = 18590 \text{ N.m}$$

**1) Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{18590}{100 \times 33^2 \times 14,17} = 0,012 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

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

$$\alpha = 0,015$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,015$$

$$\beta = 0,994$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ay}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18590}{348 \times 33 \times 0,994}$$

$$A_{tx}^u = 1,63 \text{ cm}^2$$

**2) Condition de non fragilité**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times d = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 3,2 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$A = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

- ❖ **ELS**

$$M_{ay}^{\text{ser}} = 16680 \text{ N. m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,59 \Rightarrow D = 0,59 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 0,59 = 13,57 \Rightarrow E = 41,3 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 5,86 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 56764,45 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{16680}{56764,45} = 0,49 \Rightarrow K = 0,29$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 1,70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 118,06 \text{ MPa}$$

- **Contrainte admissibles :**

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{ct28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U sont maintenues}$$

### VIII.3.6.2. Ferrailage du débordement

Le débordement est de 45 cm de chaque coté

- **ELU**

$$\sigma_m = 65,88 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_u = \sigma_m \times 1m_L = 65,88 \times 1m_L = 65,88 \text{ KN/m}_L$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -65,88 \times \frac{0,45^2}{2} = -6,67 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{6670}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,0036 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(\mu)}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,0036)})$$

$$\alpha = 0,0045$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,0045$$

$$\beta = 0,998$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ay}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6670}{348 \times 36 \times 0,998}$$

$$A_{tx}^u = 0,53 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A = 4,35 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

- **❖ ELS**

$$\sigma_m = 47,82 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_u = \sigma_m \times 1m_L = 47,82 \times 1m_L = 47,82 \text{ KN/mL}$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -47,82 \times \frac{0,50^2}{2} = -5,98 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5,65}{100} = 0,85 \Rightarrow D = 0,85 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 36 \times 0,85 = 61,2 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 7,02 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 82658,88 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{5980}{82658,88} = 0,072 \Rightarrow K = 0,072$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 31,29 \text{ MPa}$$

- **Contrainte admissibles :**

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_b = 0,6$ .  $f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U sont maintenues}$$

### 1) Vérification de l'effort tranchant

$$T_{max}^u = q_u \times L = 65,88 \times 0,45 = 29,65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d} = \frac{29650}{1000 \times 360} = 0,082 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,082 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne de la poutre.

### 2) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$\text{Vérifier si : } T_{max}^u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 33 = 297 \text{ cm}$$

$$T_{max}^u = 29650 \text{ N}$$

$$29650 \leq 0,267 \times 297 \times 1000 \times 25$$

$$29650 < 1982475 \text{ N}$$

Donc :

➤ Il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

### 3) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures

La section sur appui est soumise aux sollicitations :

- Mu : moment sur appui généralement négatif
- Tu : effort tranchant

Au niveau des armatures inférieures

- La bielle d'appui exerce sur l'armature  $A_i$  un effort de compression évalué à  $\frac{M_u}{Z}$  et  $Z = 0,9 \cdot d$
  - La condition de stabilité exige  $A_i \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq |V_u| + \frac{M_a^u}{0,9 \times d}$
- Le moment  $M_u$  étant pris avec son signe
- 1<sup>er</sup> cas :  $|V_u| + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} < 0$  pas de vérification de la section de la  $A_i$

$$|V_u| + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} < 0$$

$$|29650| + \frac{6,67 \times 1000 \times 100}{0,9 \times 36} < 0$$

$$50236,42 > 0 \Rightarrow \text{C.N.V} \rightarrow \text{Il faut satisfaire } \left( |V_u| + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right) \times \frac{1,15}{f_e}$$

$$\left( |29650| + \frac{6,67 \times 1000 \times 100}{0,9 \times 36} \right) \times \frac{1,15}{40000} = 1,44 < 5,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Section des armatures transversales  $A_t$**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right)$$

$$H_t = 40 \text{ cm}$$

$$\phi_l = 1 \text{ cm}$$

$$b_0 = 100 \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{40}{35} ; 0,8 ; \frac{100}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq \min (1,14 ; 0,8 ; 10)$$

On prend :

➤  $\phi_t = 0,8 \text{ cm} \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

### VIII.3.7. Ferrailage des poutres de redressement (Libages)

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M, T) provoquées par le chargement réel et celles données par une charge désignée par (q équivalente).

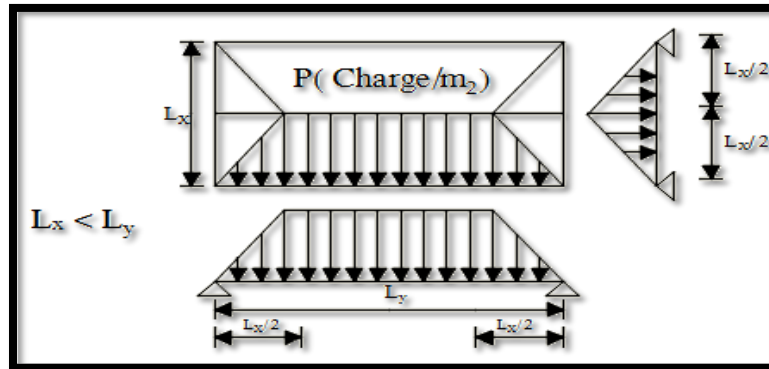


Fig.VIII 11: la répartition des charges sur une dalle portée par 4 poutres

Disposition des charges pour la poutre la plus défavorable :

➤ Avec :

$\bar{q}_1$  : Charge surfacique provenant du radier en [KN/m<sup>2</sup>]

$q_1$  : Charge linéaire équivalente en [KN/mL]

- Pour une charge trapézoïdale :  $q_1^p = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$
- Pour une charge triangulaire :  $q_1^t = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_x^2}{2} \right] \times \frac{1}{L_x}$

#### VIII.3.7.1 Charges équivalentes

$L_x = 3.95$  m ;  $L_y = 4.25$  m

- **Poutre principale**

❖ ELU

$$q_1^u = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$$

$$q_1^u = \left[ 65,88 \times \frac{4,25 + (4,25 - 3,95)}{2} \right] \times \frac{3,95}{4,25} \Rightarrow q_1^u = 139,30 \text{ KN/mL}$$

## ❖ ELS

$$q_1^S = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$$

$$q_1^S = \left[ 47,82 \times \frac{4,25 + (4,25 - 3,95)}{2} \right] \times \frac{3,95}{4,25} \Rightarrow q_1^S = 101,11 \text{ KN/MI}$$

## ❖ ELA

$$q_1^A = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$$

$$q_1^A = \left[ 182,75 \times \frac{4,25 + (4,25 - 3,95)}{2} \right] \times \frac{3,95}{4,25} \Rightarrow q_1^A = 386,41 \text{ KN/mL}$$

## • Poutre principale

## ❖ ELU

$$q_1^u = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_x^2}{2} \right] \times \frac{1}{L_x}$$

$$q_1^u = \left[ 65,88 \times \frac{3,95^2}{2} \right] \times \frac{1}{3,95} \Rightarrow q_1^u = 130,11 \text{ KN/MI}$$

## ❖ ELS

$$q_1^S = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_x^2}{2} \right] \times \frac{1}{L_x}$$

$$q_1^S = \left[ 47,82 \times \frac{3,95^2}{2} \right] \times \frac{1}{3,95} \Rightarrow q_1^S = 94,44 \text{ KN/MI}$$

## ❖ ELA

$$q_1^A = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_x^2}{2} \right] \times \frac{1}{L_x}$$

$$q_1^A = \left[ 182,75 \times \frac{3,95^2}{2} \right] \times \frac{1}{3,95} \Rightarrow q_1^A = 360,93 \text{ KN/MI}$$

		$q_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$q$ [KN/mL]
Poutre principale	ELU	65,88	139,30
	ELS	47,82	101,11
	ACC	182,75	386,41
Poutre secondaire	ELU	65,88	130,11
	ELS	47,82	94,44
	ACC	182,75	360,93

Tableau VIII 8: Tableau récapitulatif de différentes charges en [KN].

Sollicitations	Poutres Principales		Poutres secondaires	
	Travées	Appuis	Travées	Appuis
Mu [KN.m]	-270.24	346.09	-120.14	270.66
Mser [KN.m]	-238.52	159,46	-203.98	101.75
Macc [KN.m]	-355.46	629.12	-257.50	310.39
Tu [KN]	543.71		318.45	
Acalculée	7,3	17,01	8,87	5,8
Choix des armatures	6T16	9T16	6T16	6T16
Achoisi	12,06	18.1	12.06	12.06

Tableau VIII 9: tableau récapitulatif des sollicitations et ferrailage

### VIII.3.7.2. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [CBA93/A.5.1.3]

- Poutre au sens principale

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d} = \frac{543710}{120 \times 72 \times 100} = 0,63 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min (0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Poutre au sens secondaire**

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d} = \frac{318450}{120 \times 72 \times 100} = 0,37 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min (0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

• **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures**

La section sur appui est soumise aux sollicitations :

- $M_u$  : moment sur appui généralement négatif et
- $V_u$  : effort tranchant

Au niveau des armatures inférieures

La condition de stabilité exige  $A_i \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq |V_u| + \frac{M_a^u}{0,9 \times d}$

$|V_u| + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} < 0$  pas de vérification de la section de la  $A_i$

$$|318450| + \frac{-34609 \times 1000 \times 100}{0,9 \times 72} < 0$$

$-534089,50 < 0 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

➤ Alors l'effort tranchant n'influe pas sur les armatures transversales.

• **Section des armatures transversales  $A_t$**

$$\phi_t \leq \min (\frac{h}{35} ; \phi_{min} ; \frac{b}{10}) \Rightarrow \phi_t \leq \min (3,42 ; 1,6 ; 8)$$

On prend :

$\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235

➤  $\phi_t = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 4\phi_8$

- L'espacement des armatures transversales : selon BAEL91

$$\frac{A_t}{b \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K=1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,8 \times 235}{120 \times (0,37 - 0,3 \times 2,1)} = 12,11 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) = \min (64,8 ; 40) = 40 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 120} = 9,84. \text{ cm}$$

- Selon l'RPA99 (version 2003) :

Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12 \times \varnothing \right) = \min (20 ; 12 \times 1,6) = 19,2 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm}$$

➤ Donc :

$$\delta_t = 20 \text{ cm en zone courant}$$

$$\delta_t = 15 \text{ cm en zone nodale}$$

### Conclusion

En conclusion, ce projet de fin d'études a été une expérience extrêmement enrichissante pour moi. Il m'a permis de consolider mes connaissances théoriques et de les mettre en pratique dans le domaine de l'ingénierie des structures.

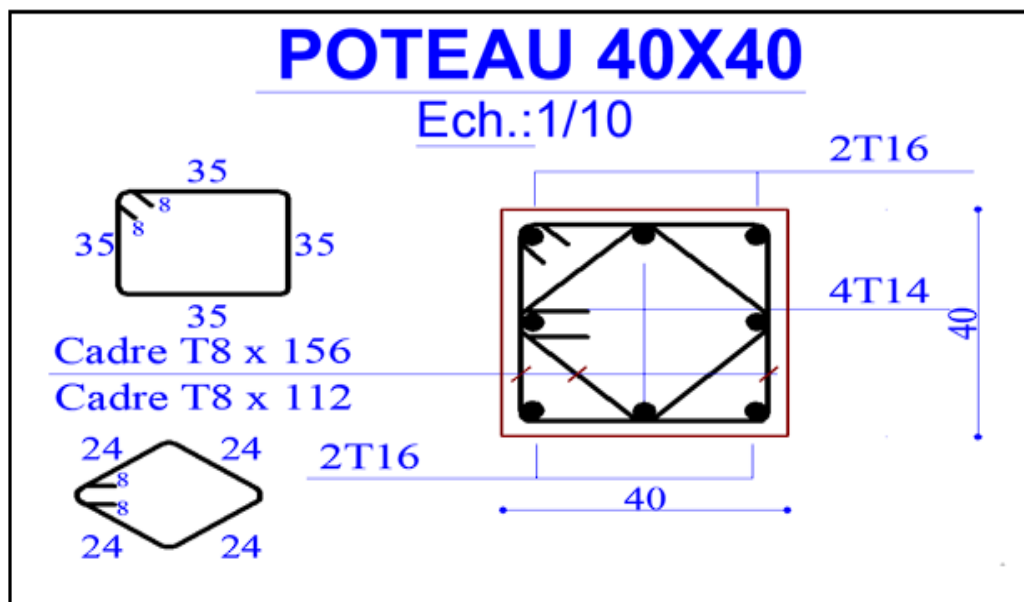
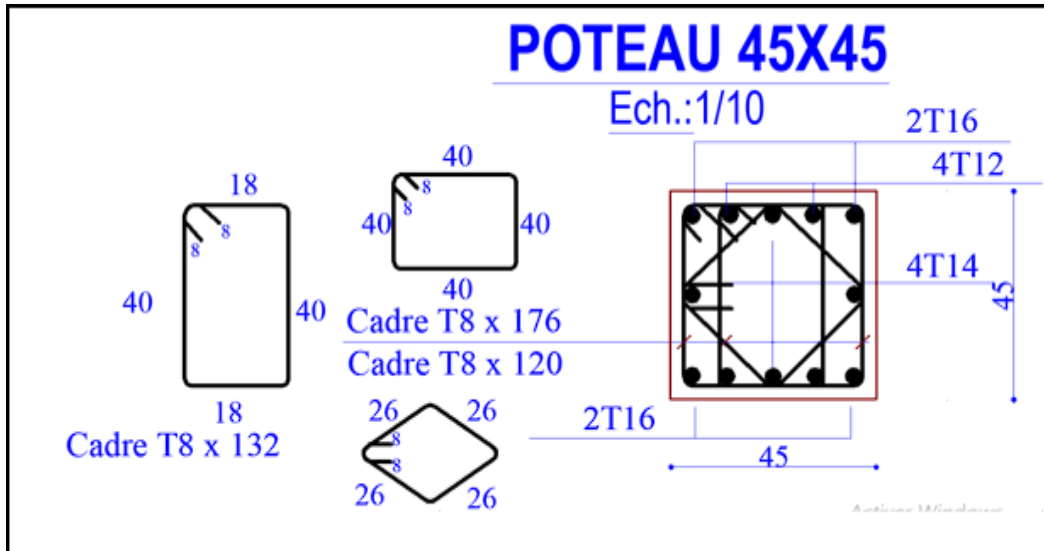
Grâce à ce projet, j'ai acquis une compréhension approfondie des différentes techniques de calcul, des concepts clés et des règlements régissant notre domaine d'étude. J'ai également développé des compétences précieuses dans l'utilisation de logiciels tels que ROBOT BAT, Auto CAD, RDM 6, et j'ai pu les appliquer efficacement dans la modélisation de la structure.

Mes conclusions soulignent l'importance de prendre en compte tous les éléments de la structure lors de la modélisation, afin de reproduire au mieux son comportement réel. J'ai également constaté que la disposition optimale des voiles joue un rôle crucial dans la vérification de la période et la résistance aux sollicitations extérieures, comme les séismes.

L'équilibre entre la résistance et l'économie s'est révélé être un aspect essentiel de mon étude. J'ai pris en compte la sécurité comme priorité absolue pour assurer la stabilité de la structure, tout en optimisant le choix des matériaux et des sections pour réaliser des économies.

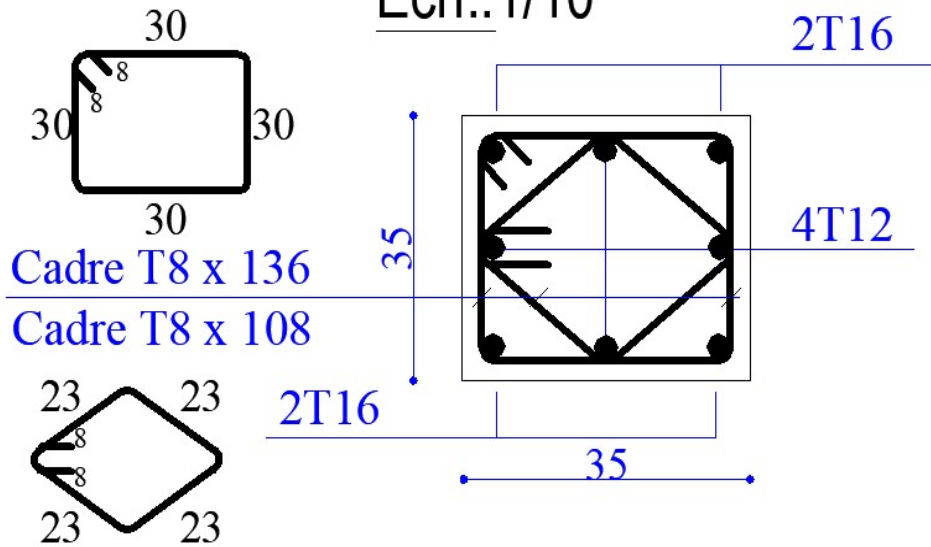
En suivant les exigences du RPA, j'ai garanti la résistance aux risques de cisaillement des poteaux en appliquant les normes de ferrailage appropriées. De plus, j'ai choisi un radier comme type de fondation, en raison des charges importantes et de la disposition des éléments, nécessitant des chevauchements qui ne sont pas compatibles avec des semelles isolées ou filantes..

## Les figures de ferrailage



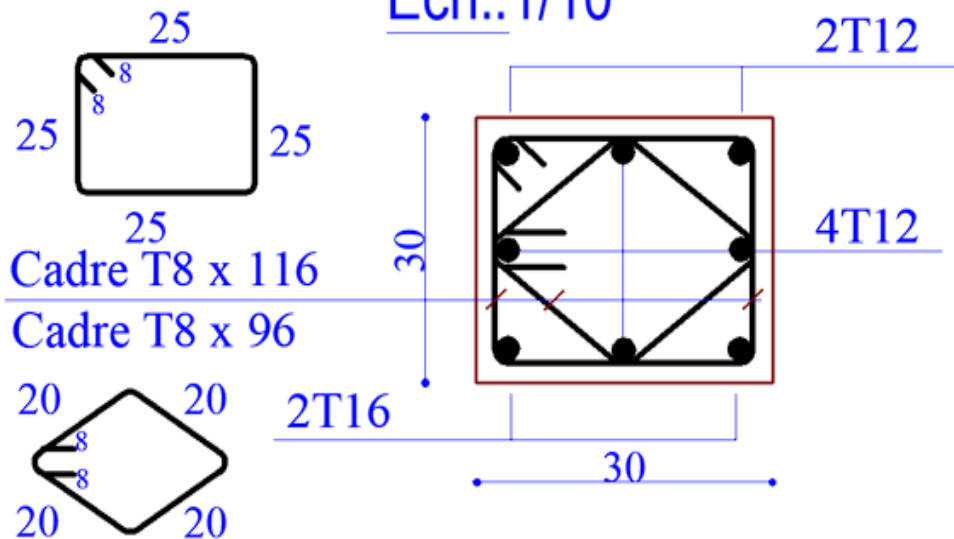
# COUPE 3-3 POTEAU 35X35

Ech.:1/10

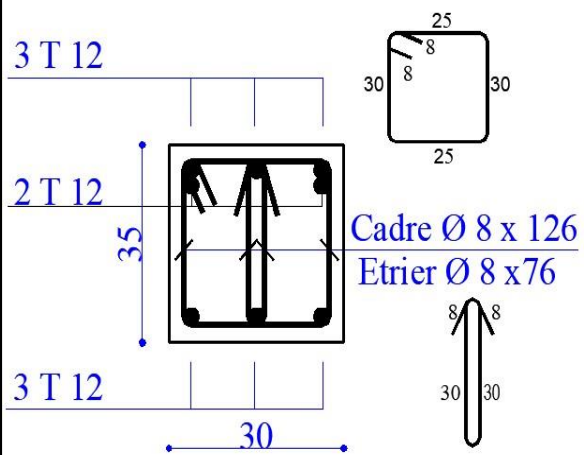


# POTEAU 30X30

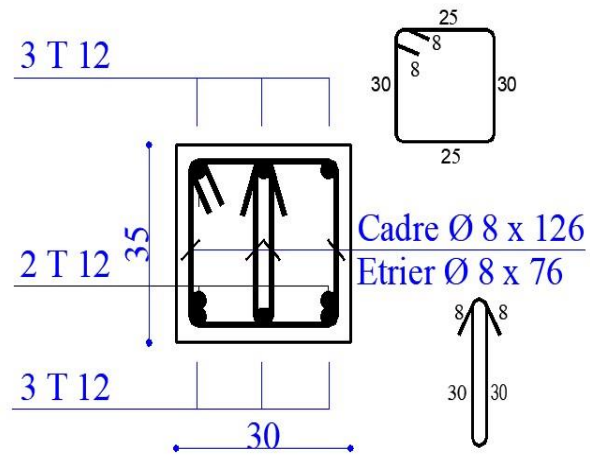
Ech.:1/10



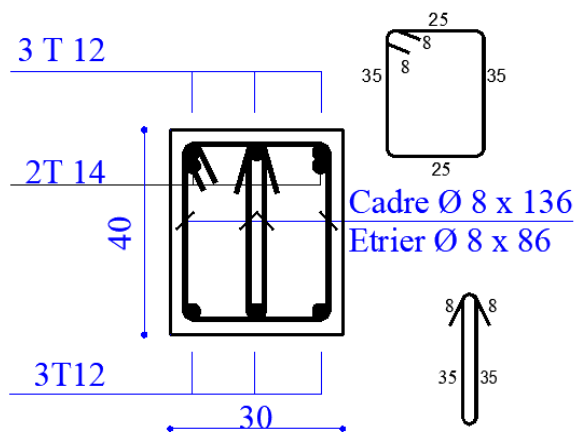
### P.S (30X35)APPUI



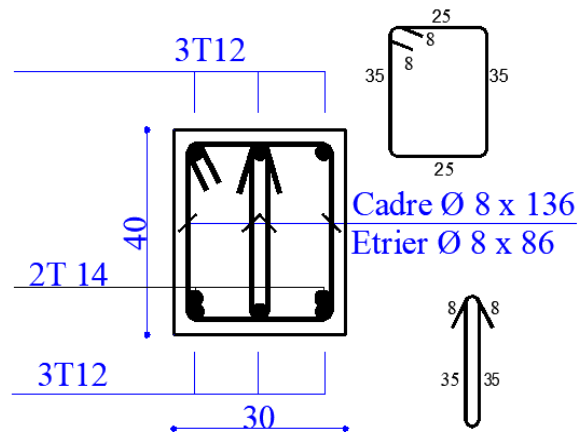
### P.S (30X35) TRAVEE



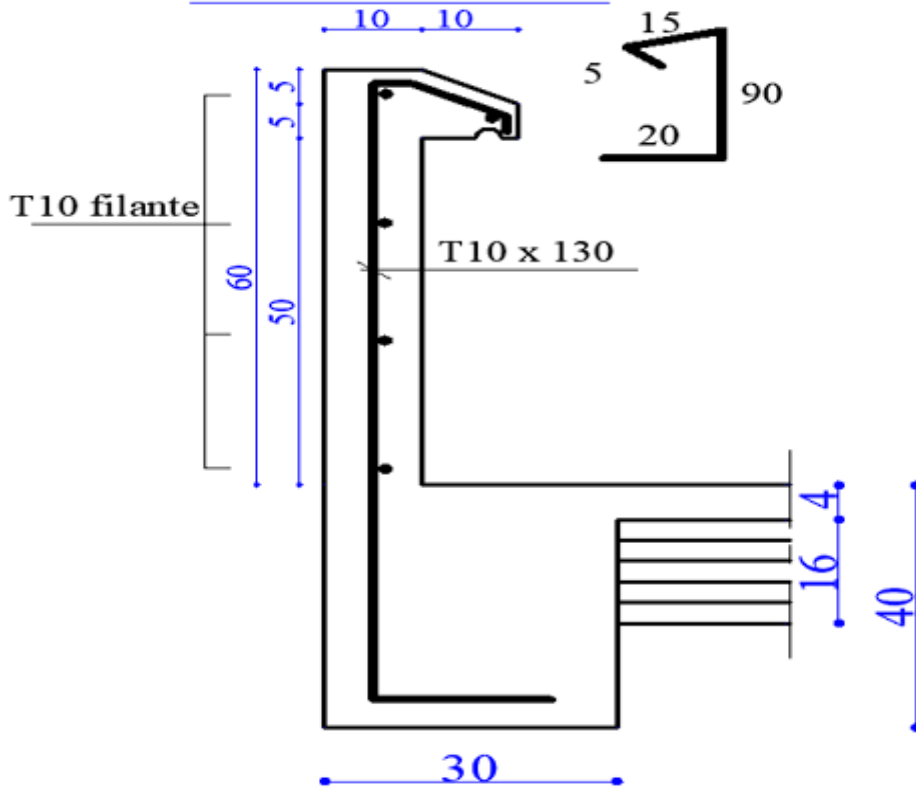
### COUPE 3-3 ECH.:1/10

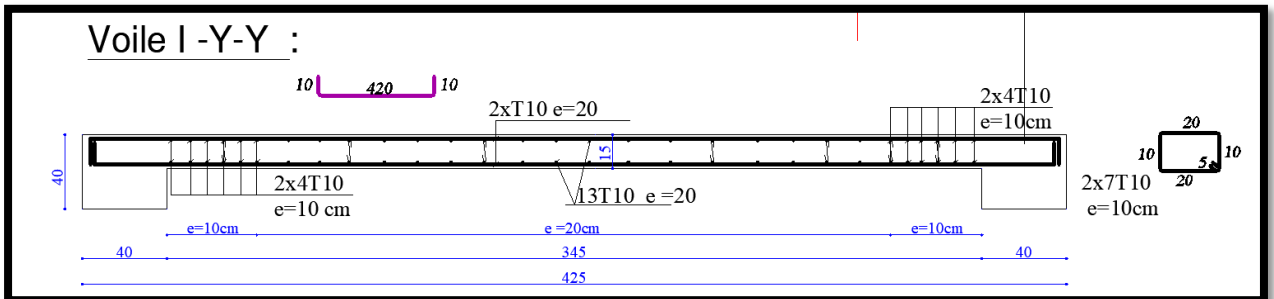
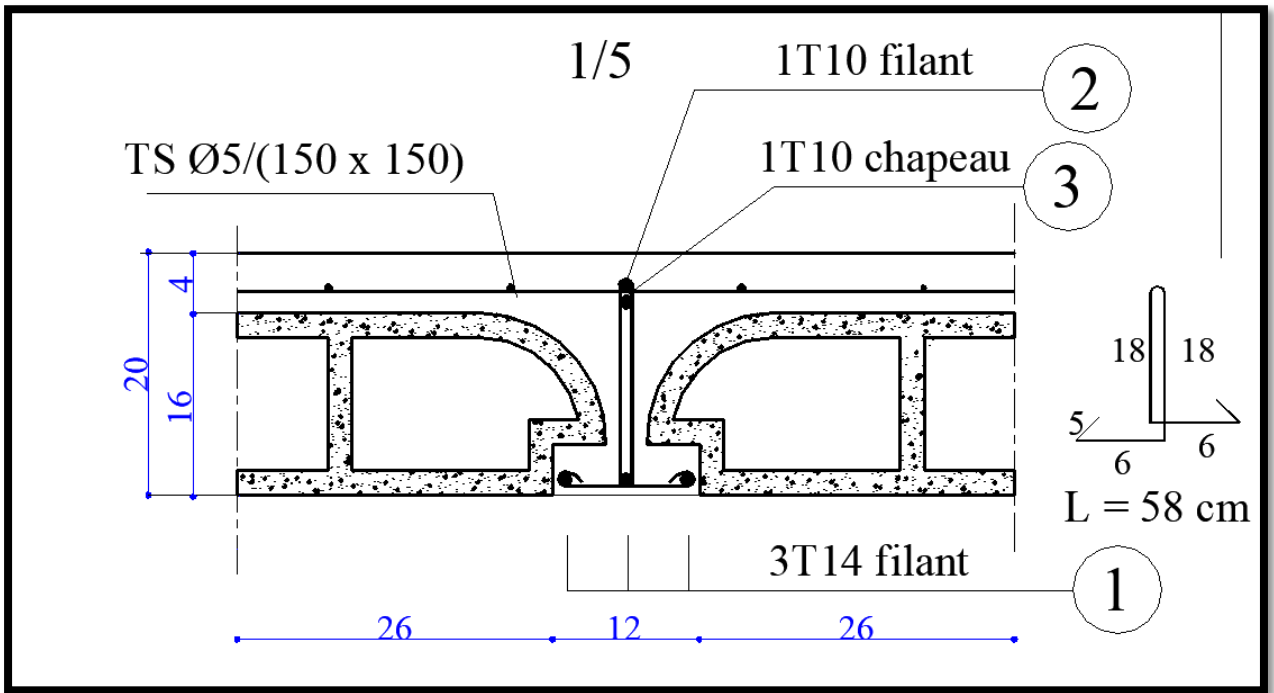


### COUPE 4-4 ECH.:1/10

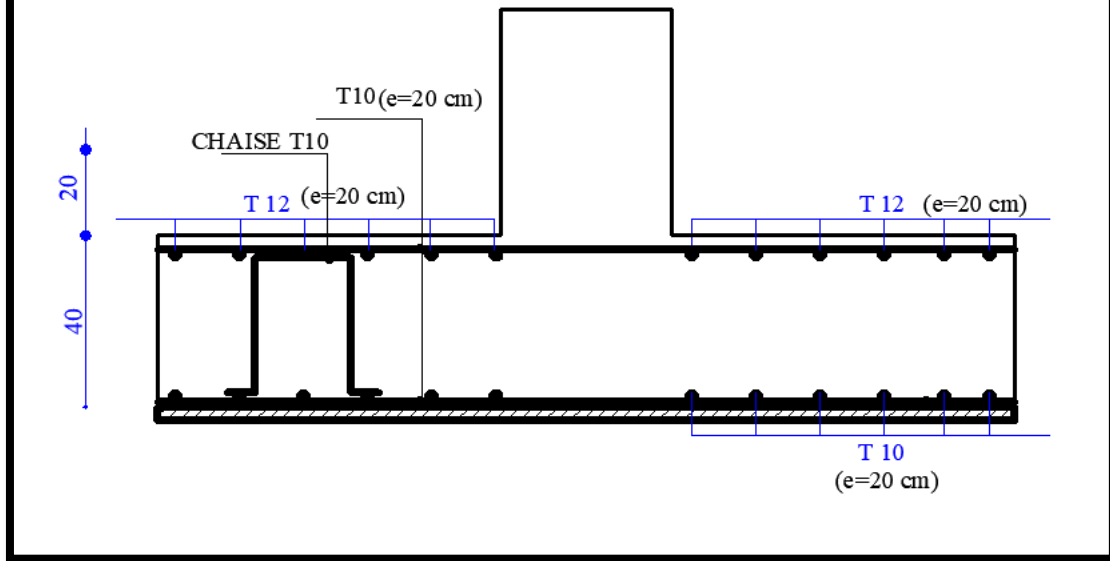


# FERRAILLAGE DE L'ACROTERE ECH.:1/10





## FERRAILAGE DE LA DALLE RADIER



## Notation

<b>BAEL</b>	Béton armé à l'état limite
<b>RPA</b>	Règle parasismique algérien
<b>ELU</b>	Etat limite ultime
<b>ELS</b>	Etat limite service
<b>G</b>	Action permanente
<b>Q</b>	Action d'exploitation
<b>E</b>	Action accidentelle
$\sigma_b$	Contrainte du béton
$\overline{\sigma}_b$	Contrainte admissible du béton
$\sigma_s$	Contrainte d'acier
$\overline{\sigma}_s$	Contrainte admissible d'acier
$u$	Contrainte de cisaillement
$\bar{u}$	Contrainte admissible de cisaillement
$f_{cj}$	Résistance caractéristique du béton à la compression
$f_{c28}$	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours
$f_{tj}$	Résistance caractéristique du béton à la traction
$f_{c28}$	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours
$A_{st}$	Section d'armature
$A_r$	Armature de répartition
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité béton
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité d'acier
$\theta$	Coefficient d'application
$M_f$	Moment fléchissant
$T$	Effort tranchant
$N$	Effort normal
$q_u$	Chargement ultime
$q_s$	Chargement service
$E_{ij}$	Module de déformation longitudinale instantané
$E_{vj}$	Module de déformation longitudinale différée
$h$	Hauteur des éléments (poteau...)
$b$	Largeur des éléments

<b>h<sub>0</sub></b>	Hauteur de la table de comprissions
<b>∅<sub>t</sub></b>	Diamètre des armatures
<b>I<sub>xx</sub></b>	Moment d'inertie par rapport à l'axe des abscisses
<b>I<sub>yy</sub></b>	Moment d'inertie par rapport à l'axe des ordonnées
<b>l<sub>f</sub></b>	Longueur de flambement
<b>B<sub>r</sub></b>	Section réduite
<b>l<sub>x</sub></b>	La plus petite dimension d'un panneau de dalle plein
<b>l<sub>y</sub></b>	La plus grande dimension d'un panneau de dalle plein
<b>I<sub>0</sub></b>	Moment d'inertie de la section homogène
<b>I<sub>f</sub></b>	Moment d'inertie fictive
<b>f</b>	Flèche due à une charge considérée
<b>Δf<sub>t</sub></b>	Flèche total
<b>A</b>	Coefficient d'accélération de zone
<b>D</b>	Facteur d'amplification dynamique
<b>R</b>	Coefficient de comportement global de la structure
<b>Q</b>	Facteur de qualité
<b>W</b>	Poids total de la structure
<b>V</b>	Force sismique total
<b>C<sub>T</sub></b>	Coefficient de période

## **Bibliographie**

### **REGLEMENTS**

- ✓ Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- ✓ Règles de Calcul des structures en Béton Armé CBA93.
- ✓ Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- ✓ Cour béton armé 3<sup>ème</sup> années licence
- ✓ Mémoire de fin d'étude

### **LOGICIELS**

- ✓ Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2019
- ✓ Logiciel de ferrailage ROBOT EXPERT
- ✓ EXCEL 2016
- ✓ WORD 2016
- ✓ AUTO CAD 2014