



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur

et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou

Faculté du Génie de la Construction

Département de génie civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE
DEPLOME MASTER EN GENIE CIVIL
OPTION CONSTRUCTION CIVIL ET
INDUSTRIEL

THEME

Etude d'un bâtiment RDC+8+SS à usage d'habitation
contreventement mixte avec l'application d'ETABS 9.7



Réalisé Par :

- KHERROUBI Hamid
- HAMDANE Hamid
- ISSOLAH Nasser

Encadré Par :

- M^{me} CHAHOUR.K

Année Universitaire 2021 –2022

REMERCIEMENTS

En prélude à tout remerciement, louange à Allah omniscient, qui m'a ouvert les yeux et orienté vers le savoir, infime qu'il soit par rapport à l'immensité de sa science, il m'a armé de courage et de persévérance pour mener à terme ce modeste travail aux grés des contraintes et des difficultés.

Nous tenons à témoigner notre profonde gratitude et nos remerciements les plus sincères à notre promotrice Mme CHAHOUR . K de nous avoir encadré, suivi, et soutenu tout au long de ce travail.

Nous remercions nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs du département de Génie-Civil.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension, et leur encouragement.

Liste des Tableaux :

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers utilisés.	11
Tableau I.2: Les contraintes des aciers utilisés.....	12

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.1:Vérification des conditions exigées par le RPA.	18
Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente Gt du plancher terrasse.....	22
Tableau II.3 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant.	23
Tableau II.4 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur).....	24
Tableau II.5 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur).	24
Tableau II.6 : valeur de la charge de la dalle pleine (console).	24
Tableau II.7 : Charges d'exploitation des différents éléments.	25
Tableau II.8 : Coefficients de dégression des surcharges.....	28
Tableau II.9 : Récapitulatif de la descente de charge.	30
Tableau II.10 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.....	31
Tableau II.11 : Les dimensions de sections trouvées.	33

Chapitre III : Calcul des éléments

Tableau III.3.1 La Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps	64
Tableau III.4.1 : Effort tranchant à L'ELU	73
Tableau III.4.2 : Moments fléchissant à L'ELU.....	74
Tableau III.6 : Effort tranchant à L'ELS	79
Tableau III.7 : Moments fléchissant à L'ELS	79

Chapitre V : Vérification des exigences du RPA

Tableau V.1 : La période et des masses participantes	135
Tableau V.2 Valeur du poids total de la structure	140
Tableau V.3 : Valeurs du coefficient de comportement R	145
Tableau V.4 : Efforts tranchants à la base donnés par ETABS.....	146
Tableau V.5 : déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal.....	150
Tableau V.6 : déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal.....	150
Tableau V.7 : justification vis-à-vis de l'effet p- Δ dans le sens Y on constate que Θ_k est inférieur à << 0.1 >>	152

Tableau V.8: justification vis-à-vis de l'effet $p-\Delta$ dans le sens X on constate que Θ_k est inférieur à $\ll 0.1 \gg$	153
Tableau V.9 : Excentricité suivent les deux sens X-X et Y-Y	156

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VI.1.1.Caractéristiques mécaniques des matériaux.	157
Tableau VI.1.2. Les différentes sollicitations dans les poteaux.	164
Tableau VI.1.3. : Ferrailage des poteaux a L'ELU suivante les deux sens.	166
Tableau VI.1.4. Délimitation des zones nodales.	168
Tableau VI.1.5. Vérification des contraintes tangentielles.....	171
Tableau VI.1.6. Ferrailage des poteaux a l'ELS suivant les deux sens.....	172
Tableau VI.1.7. Vérification des contraintes à l'ELS suivant les deux sens.....	179
Tableau VI.2.1 Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.	185
Tableau VI.2.2 : ferrailage des poutres principales.....	185
Tableau VI.2.3 : ferrailage des poutres secondaires.....	186
Tableau VI.2.4 : Vérification du ferrailage des poutres principales à L'ELS.....	193
Tableau VI.2.5 : Vérification du ferrailage des poutres secondaire à L'ELS.....	194
Tableau VI.3.1 : Ferrailage des voiles : VL1.VL2.VL5.VL6 dans le sens longitudinal.....	206
Tableau VI.3.2 : Ferrailage des voiles : VL3.VL4.VL7.VL8 dans le sens longitudinal.....	207
Tableau VI.3.3 : Ferrailage des voiles : VT2.VT3.VT6.VT7 dans le sens transversal.....	208
Tableau VI.3.4 : Ferrailage des voiles : VT1.VT4.VT5.VT8 dans le sens transversal.....	209

Chapitre VII : Etude de mur plaque

Tableau VII.1.Ferrailage du mur plaque.	214
Tableau VII.2.Vérification des contraintes à l'ELS.	216

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Tableau VIII.1. Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).	221
Tableau VIII.2. Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).	221
Tableau VIII.3. Résultante des charges sous poteaux	222
Tableau VIII.4.Résultats des ferrailages.	232
Tableau VIII.5.chargement de la nervure la plus sollicitée dans le sens longitudinal	238
Tableau VIII.6.chargement de la nervure la plus sollicitée dans le sens transversal	240
Tableau VIII.7.Les efforts internes dans les nervures.	242
Tableau VIII.8.Le ferrailage adopté pour la nervure.....	242
Tableau VIII.9.Vérification des contraintes à l'ELS.....	244

Liste des figures :

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

<u>Figure I.1 : Les murs intérieurs et extérieurs.</u>	4
<u>Figure I.2 : Vue d'une console</u>	4
<u>Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)</u>	8
<u>Figure I.4 : Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS).</u>	9
<u>Figure I-5 Diagramme contraintes – déformation dans les aciers</u>	12

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

<u>Figure. II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux</u>	15
<u>Figure II.2 : Dimensions de la poutre</u>	16
<u>Figure II.3 : Les dimensions des poutres principales et secondaires</u>	18
<u>Figure II.4 : Coupe verticale du voile.</u>	19
<u>Figure :II.5 : Coupe de voile en plan.</u>	20
<u>Figure II.6 : Coupe verticale du plancher terrasse.</u>	21
<u>Figure II.7 : Coupe verticale du plancher d'étage courant.</u>	22
<u>Figure II.8 : Coupe verticale du mur double cloison.</u>	23
<u>Figure II.9 : Coupe verticale de l'acrotère</u>	25
<u>Figure II.10 : Surface d'influence du poteau « D2 »</u>	26

Chapitre III : Calcul des éléments

<u>Figure III.1 Coupe transversale et schéma statique de l'acrotère</u>	35
<u>Figure III.2 Schématisation des efforts internes</u>	36
<u>Figure III.3 La section de l'acrotère</u>	37
<u>Figure III.4 Schéma de ferrailage de l'acrotère</u>	42
<u>Figure III.5 Treillis soudées de 15 x15 cm</u>	44
<u>Figure III.6 Diagramme des moments fléchissants</u>	52
<u>Figure III.8 Diagramme des moments fléchissants</u>	58
<u>Figure III.9 Diagramme des efforts tranchants</u>	59
<u>Figure III.10 Ferrailage du plancher</u>	62
<u>Figure III.11 Schéma Statique du balcon</u>	63
<u>Figure III.12 Ferrailage du balcon</u>	68

<u>Figure III.13 Principaux termes relatifs à un escalier</u>	69
<u>Figure III.14 Schéma statique de l'escalier</u>	70
<u>Figure III.15 Pré dimensionnement de la paillasse</u>	71
<u>Figure III.16 Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU</u>	73
<u>Figure III.17 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant</u>	74
<u>Figure III.18 Schéma statique de calcul à l'ELS</u>	79
<u>Figure III.19 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants</u>	80
<u>Figure III.20 Ferrailage de l'escalier</u>	84
<u>Figure III.21 Schéma statique à l'ELU</u>	86
<u>Figure III.22 Schéma statique à l'ELS</u>	90
<u>Figure III.23 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELS</u>	91
<u>Figure III.24 Ferrailage de la poutre palière</u>	94
<u>Figure III.25 Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant</u>	97
<u>Figure III.26 Schéma du ferrailage de la poutre de chaînage</u>	102
<u>Figure III.27 Schéma représentatif de la salle machines</u>	103
<u>Figure III.28 Diffusion de charges dans le feuillet moyen</u>	104
<u>Figure III.29 Ferrailage de la dalle salle machine</u>	114

IV. Modélisation

<u>Figure IV.1 Version utilisée du logiciel ETABS</u>	119
<u>Figure IV.2 Icône du logiciel ETABS sur système d'exploitation Windows 7</u>	121
<u>Figure IV.3 Choix des unités</u>	121
<u>Figure IV.4 Démarrer un nouveau model</u>	122
<u>Figure IV.5 Introduction de la géométrie de base</u>	123
<u>Figure IV.6 Introduction des étages</u>	123
<u>Figure IV.7 Les lignes de construction</u>	124
<u>Figure IV.8 Affichage en plan et en 3D</u>	124
<u>Figure IV.9 Définition des matériaux</u>	125
<u>Figure IV.10 Caractéristiques du béton</u>	125
<u>Figure IV.11 Définition des poutres</u>	126
<u>Figure IV.12 Définition des poteaux</u>	126
<u>Figure IV.13 Définition des dalles</u>	127
<u>Figure IV.14 Vue en plan des éléments structuraux d'un étage</u>	128
<u>Figure IV.15 Définition des appuis</u>	128
<u>Figure IV.16 Définition du poids propre</u>	129
<u>Figure IV.17. Introduction des diaphragmes</u>	130

<u>Figure IV.18.Définition des charges statiques</u>	130
<u>Figure IV.19.Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003</u>	131
<u>Figure IV.20 .Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003</u>	131
<u>Figure IV.21 .Définition des charges sismiques</u>	132
<u>Figure IV.22 .Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales</u>	132
<u>Figure IV.23 .Introduction des combinaisons d'actions</u>	133
<u>Figure IV.24 .Vue en 3D de la structure</u>	134

Chapitre V : Vérification des exigences du RPA

<u>Figure V.1 .Affichage des informations modales</u>	136
<u>Figure V.2 .Extraction du poids de la structure sur ETABS</u>	141
<u>Figure V.3 .Méthode d'affichage des valeurs de l'effort sismique sur le logiciel ETABS</u>	147

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

<u>Figure VI.1.1.Schéma de ferrailage</u>	162
<u>Figure VI.1.2.Section partiellement comprimée (SPC)</u>	162
<u>Figure VI.1.3.Schéma de ferrailage</u>	163
<u>Figure VI.1.4.Schéma de ferrailage</u>	164
<u>Figure VI.1.5. Délimitation de la zone nodale</u>	168
<u>Figure VI.1.6.Schéma de ferrailage du poteau Sous-sol.RDC 1^{er} étage</u>	180
<u>Figure VI.1.7.Schéma de ferrailage du poteau 2, 3,4^{ème} étage</u>	180
<u>Figure VI.1.8.Schéma de ferrailage du poteau 5, 6, 7,8^{ème}, étage</u>	181
<u>Figure VI.2.1 Délimitation de la zone nodale</u>	191
<u>Figure VI. 2.2 Ferrailage des poutres principales</u>	195
<u>Figure VI. 2.3 Ferrailage des poutres secondaires</u>	195
<u>Figure VI.3.1 : Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)</u>	197
<u>Figure VII.3.2 : Diagramme des contraintes</u>	198
<u>Figure VII.3.3 : Diagramme des contraintes D'une (S.E.T)</u>	198
<u>Figure VII.3.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles</u>	200

Chapitre VII : Etude de mur plaque

<u>Figure VII.1.Schéma statique du mur plaque</u>	210
<u>Figure VII.2.Diagramme des contraintes à l'ELU</u>	211
<u>Figure VII.3.Diagramme des contraintes à l'ELS</u>	211
<u>Figure VII.4.Le panneau le plus sollicité</u>	212
<u>Figure VII.5.Schéma statique de ferrailage</u>	213
<u>Figure VII.6.Ferrailage du mur plaque</u>	218

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

<u>Figure VIII.1.Semelle filante sous voile</u>	220
<u>Figure VIII.2.Diagramme des contraintes</u>	227
<u>Figure VIII.3.Le panneau le plus sollicité</u>	230
<u>Figure VIII.4.Schéma statique du débord</u>	235
<u>Figure VIII.5.Répartition trapézoïdale et triangulaire</u>	237
<u>Figure VIII.6.Répartition triangulaire</u>	237
<u>Figure VIII.7.Répartition trapézoïdale</u>	237
<u>Figure VIII.6.Présentation du chargement simplifié</u>	237
<u>Figure VIII.8.Diagramme des moments fléchissant à l'ELU</u>	239
<u>Figure VIII.9.Diagramme des efforts tranchants à l'ELU</u>	239
<u>Figure VIII.10.Diagramme des moments fléchissant à l'ELS</u>	239
<u>Figure VIII.11.Diagramme des efforts tranchants à l'ELS</u>	239
<u>Figure VIII.12.Diagramme des moments fléchissant à l'ELU</u>	240
<u>Figure VIII.13.Diagramme des efforts tranchants à l'ELU</u>	240
<u>Figure VIII.14.Diagramme des moments fléchissant à l'ELS</u>	241
<u>Figure VIII.15.Diagramme des efforts tranchants à l'ELS</u>	241

Sommaire

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Introduction	1
I.1 : Description de l'ouvrage :	1
I.2 : Règlements utilisés et normes de conception :	1
I.3 : Caractéristiques géométriques :	1
I.4 : Les éléments de l'ouvrage :	2
I.5 : Les états limitent :	6
I.6 : Matériaux :	7

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Introduction :	16
II.1 : Pré-dimensionnement des éléments :	16
II.1.A : Les planchers :	16
II.1.B : Les poutres :	17
II.1.C : Les voiles :	20
II.1.D : Les poteaux :	22
CONCLUSION :	34

Chapitre III : Calcul des éléments

Introduction	36
III.1 Acrotère	36
III.2 Calcul des planchers	45
III.3 Balcon en dalle pleine	65
III.4 Les escaliers	71
III.5 Étude de la poutre palière	87
III.6 Poutre de chaînage	97
III.7 Calcul de la dalle de la salle machine	105

IV. Modélisation

IV.1 Introduction	119
IV.2 Logiciel utilisé pour la modélisation	119
IV.3 Manuel d'utilisation du logiciel ETABS	121

Introduction	136
V.1 Caractéristiques de l'ouvrage	136

Chapitre V : Vérification des exigences du RPA

<u>Introduction</u>	134
<u>V.1 Caractéristiques de l'ouvrage</u>	134

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

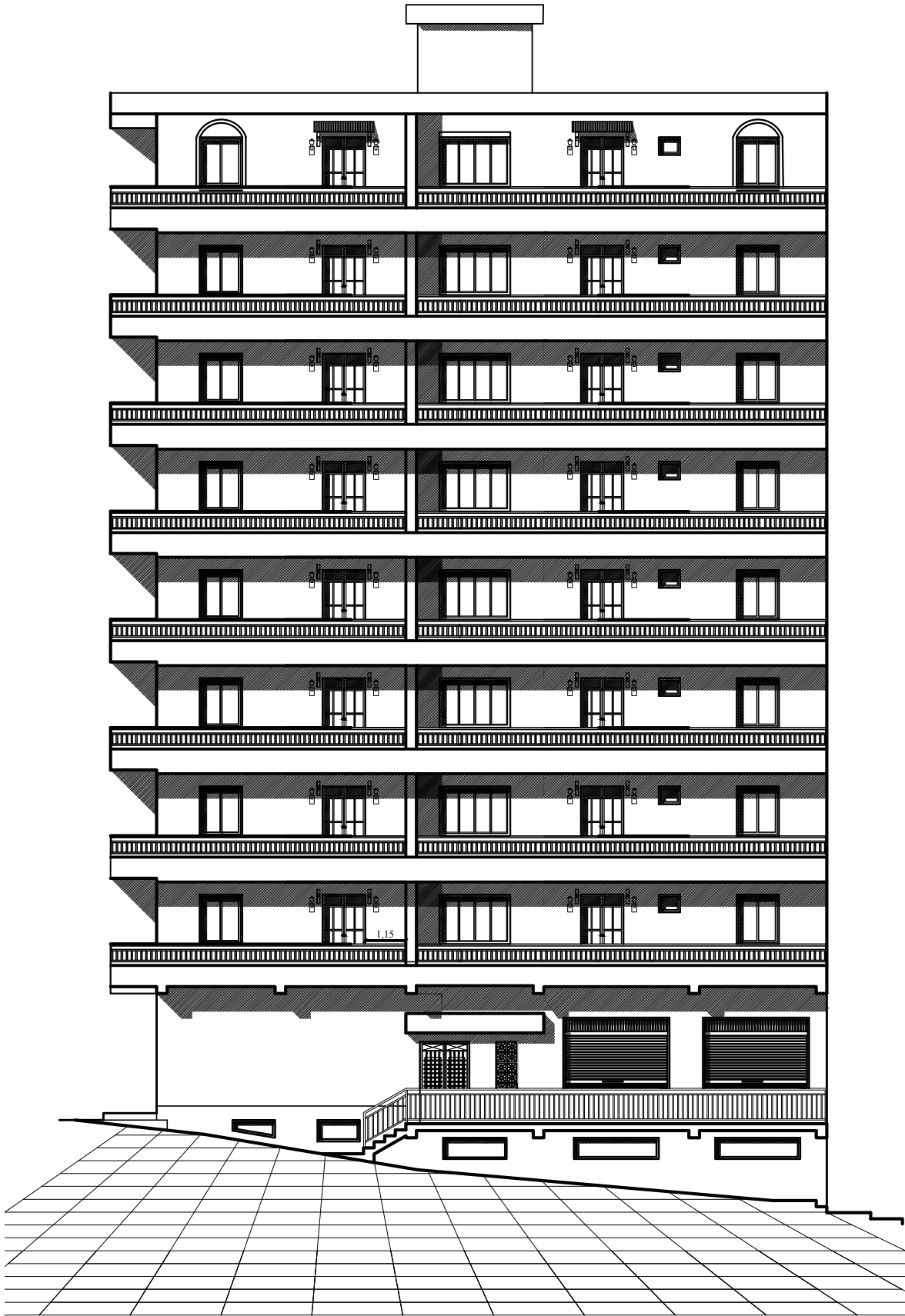
<u>Introduction:</u>	157
<u>VI.1. Ferrailage des poteaux :</u>	157
<u>VI.2 Ferrailage des poutres</u>	182
<u>VII - Ferrailage des voiles :</u>	196

Chapitre VII : Etude de mur plaque

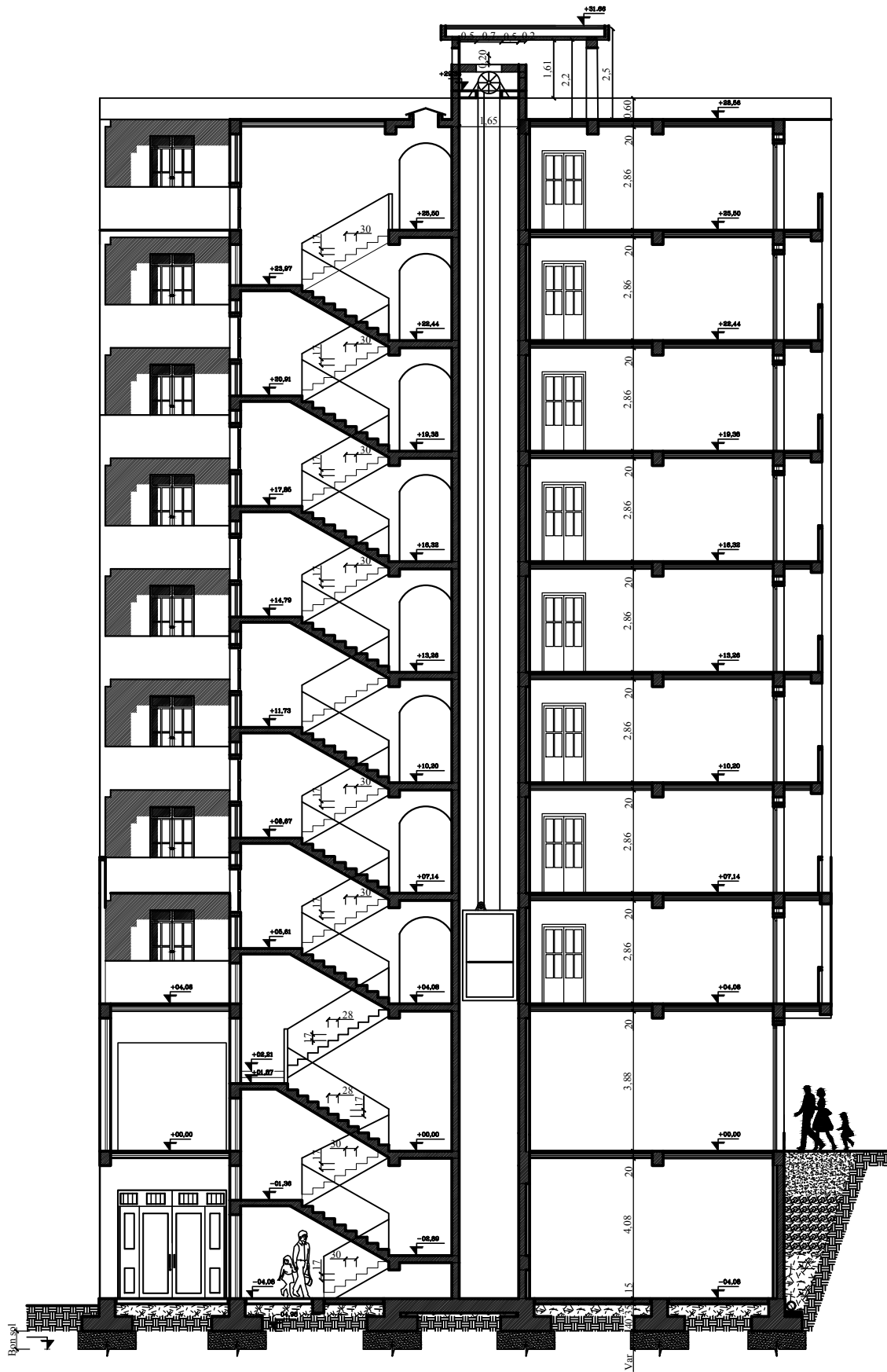
<u>INTRODUCTION :</u>	210
<u>VII.1. Détermination des sollicitations :</u>	210
<u>VII.2. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :</u>	211
<u>VII.3. Calcul des sollicitations :</u>	211
<u>VII.4. Charges moyennes:</u>	211
<u>VII.5. Ferrailage du mur plaque :</u>	212
<u>VII.6. Vérifications à l'ELU:</u>	215
<u>VII.7. Vérifications à l'ELS :</u>	215
<u>VII.8. Conclusion :</u>	218
<u>VII.9. Schéma de ferrailage du mur plaque :</u>	218

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

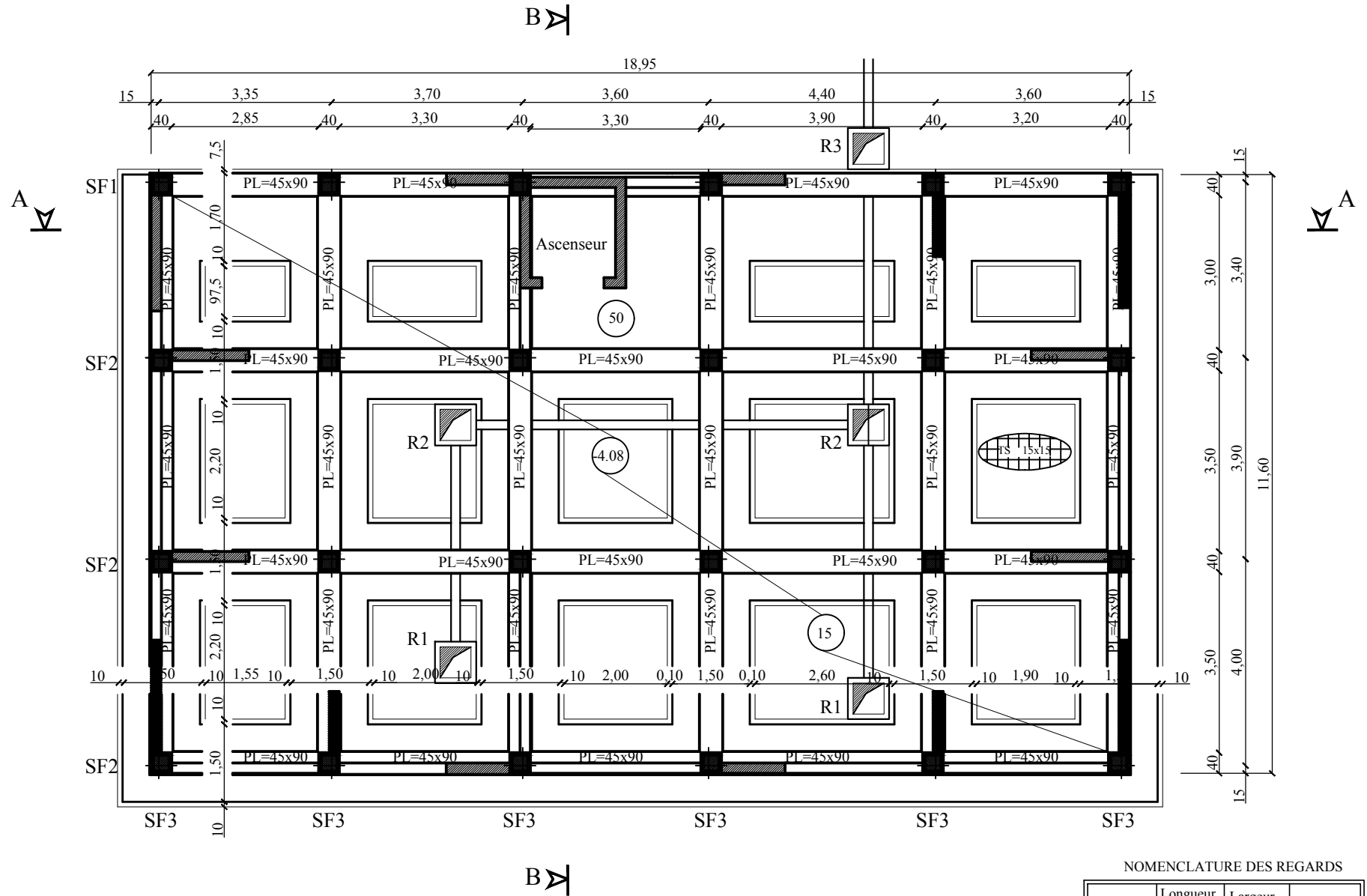
<u>INTRODUCTION :</u>	220
<u>VIII.1. Choix du type de fondation :</u>	220
<u>VIII.2. Dimensionnement :</u>	221
<u>VIII.3. Etude du radier général :</u>	225
<u>VIII.4.Ferrailage du débord :</u>	236
<u>VIII.5. Etude de la nervure :</u>	237



Façade Principale
ECH:1/50



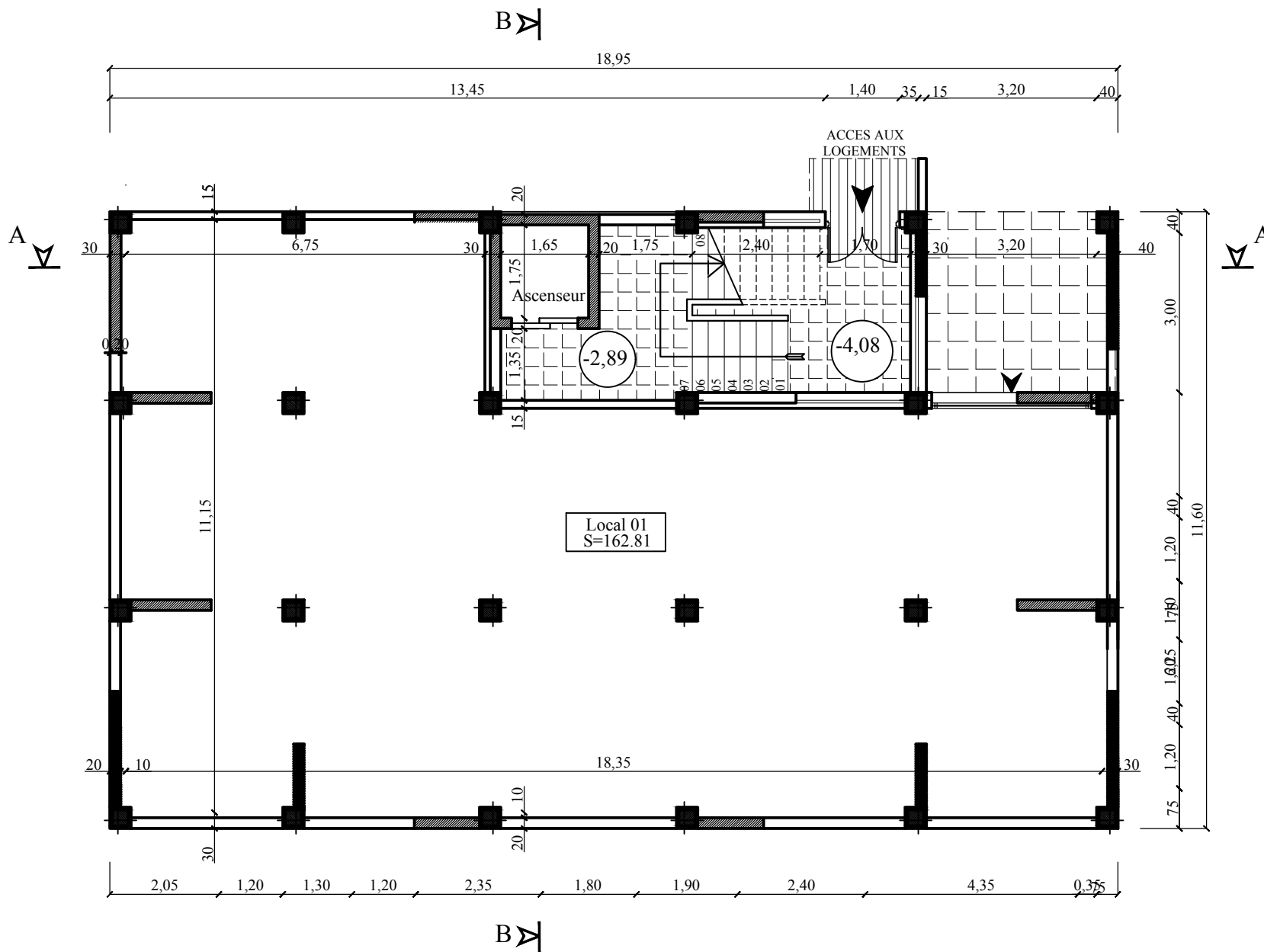
COUPE A-A
ECH: 1/50



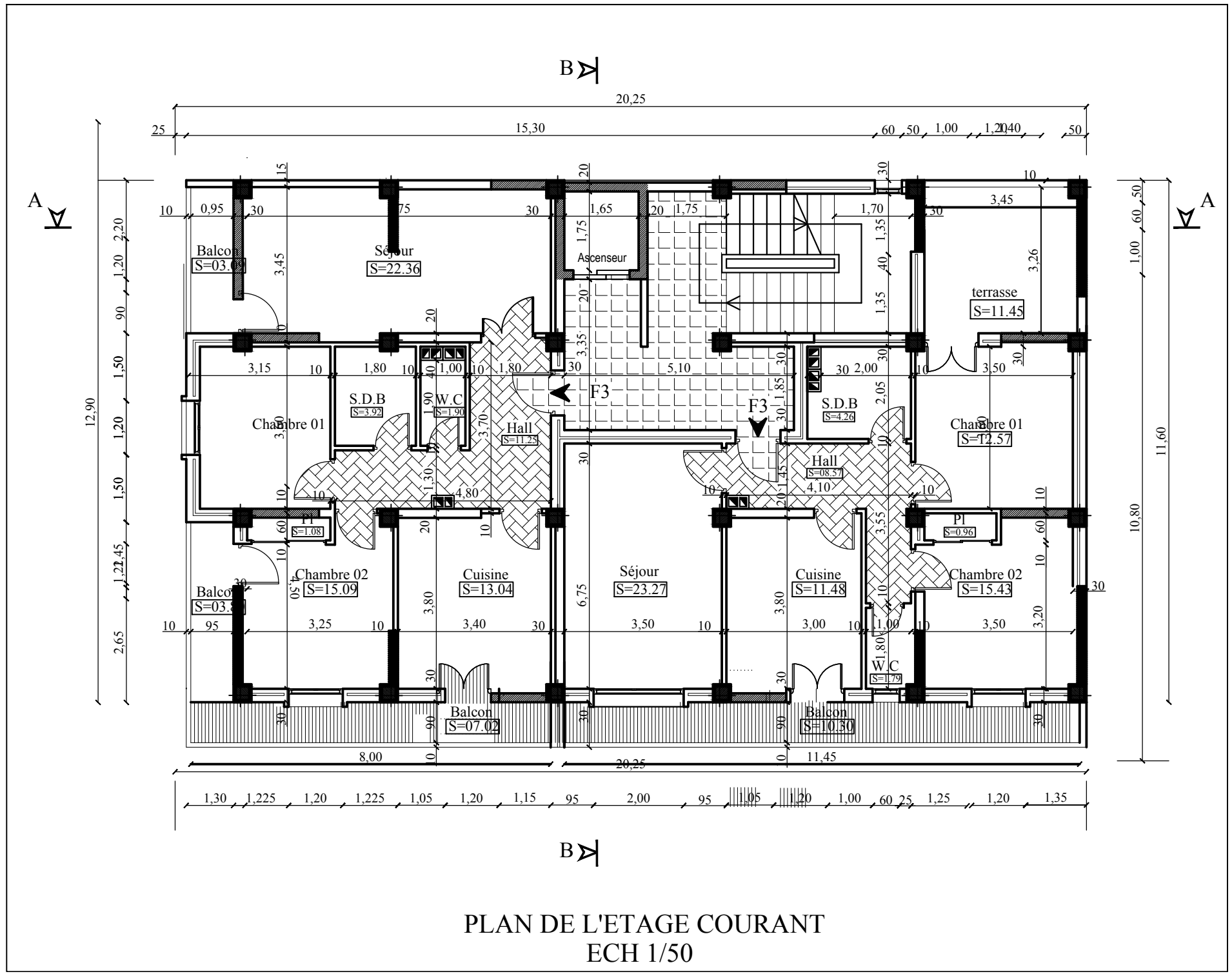
PLAN DE FONDATIONS
ECH 1/50

NOMENCLATURE DES REGARDS

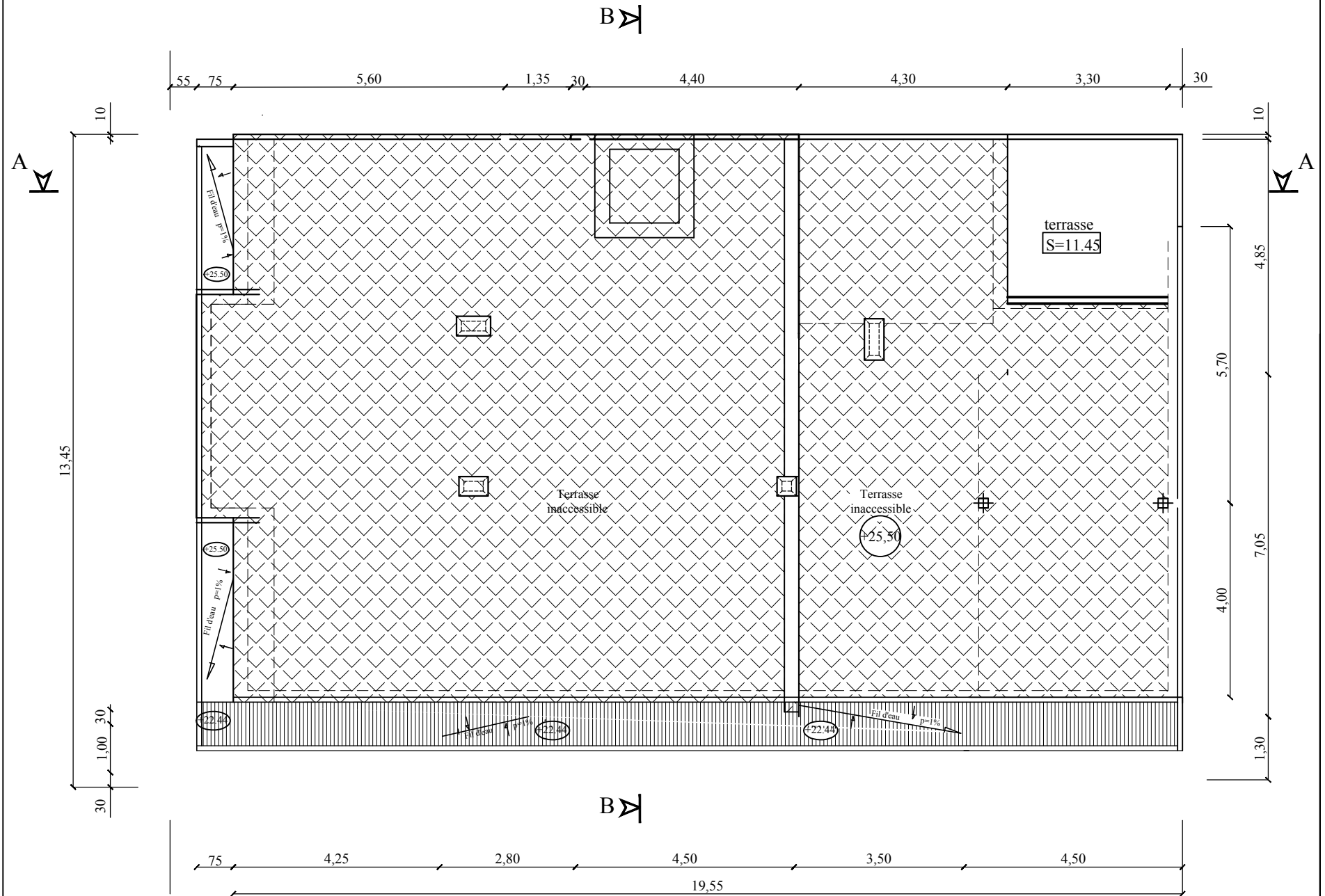
REGARD	Longueur Intérieure	Largeur Intérieure	Profondeur
R1	50	50	Var
R2	60	60	Var
R3	70	70	Var



PLAN DU SOUS SOL
ECH 1/50



PLAN DE L'ETAGE COURANT
ECH 1/50



PLAN DE TOITURE
ECH 1/50

INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions.

Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de constructions et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité au public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécution généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visent à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

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

Dans notre projet d'étude d'une tour (R+8+SS) en portique et voile, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul de règlement parasismique algérien RPA99/VERSION 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

C'est dans cette voie là qu'on a essayé de mener ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Nous commençons par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier, nous nous intéressons ensuite au calcul de quelques éléments spécifiques (planchers, escaliers...).

Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ETABS qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.

Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettront de procéder au ferrailage et aux 7 vérifications des différents sollicitations. Par la suite nous passerons l'élaboration des plans d'exécution.

Au dernier chapitre, nous nous intéressons aux plans d'exécutions.

Au final, nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.

Introduction

L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires

On regroupera sous le terme « **Bâtiment** » les immeubles à usages d'habitation ou de bureau ou de commerce, il est composé d'une partie enterrée infrastructure ou fondation et d'une partie hors terre superstructure : sous-sol, rez-de-chaussée et étages courants.

I.1 : Description de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation, (R+8+sous-sol)à ossature mixte (voiles et portiques), implanté à TIZI OUZOU(Boughni) classée comme étant une zone de moyenne sismicité selon le RPA99 version 2003. L'ouvrage appartient au groupe d'usage2 « Ouvrages d'importance moyenne », (art. 3.2 du RPA).

Le site est considéré comme étant un site meuble «**S3**» et la valeur de la contrainte admissible est égale à $\sigma_{sol} = 2\text{Bars}$.

I.2 : Règlements utilisés et normes de conception :

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants :

- Règlements Parasismique Algériennes « **RPA 99/Version 2003** »
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé « **B.A.E.L.91 /modifiée99** ».
- Documents Technique Règlementaires « **D.T.R-B.C.2.2** » : charges permanentes et charges d'exploitations.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé « **CBA93** ».

I.3 : Caractéristiques géométriques :

Notre bâtiment a pour dimensions :

- ❖ **En plan :**
- Longueur totale du bâtiment : **L=18.95m**
- Largeur totale du bâtiment : **l=11.60m**

- ❖ **En élévation :**
- Hauteur totale du bâtiment $H_T = 32.64\text{m}$
- La hauteur du sous-sol : $H_{s/s} = 4.08\text{m}$
- La hauteur de l'étage courant : $H_{EC} = 3.06\text{m}$
- La hauteur du Rez-de-chaussée : $H_{RDC} = 4.08\text{m}$

I.4 : Les éléments de l'ouvrage :

I.4.1 : Ossature :

L'ossature est composée de portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales et d'un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) servant de contreventement vis-à-vis des charges horizontales.

a) - Portiques : ce sont des cadres rigides constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux.

b) - Voiles : Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part, à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part, à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux. On distingue, dans cet ouvrage, deux types de voiles :

- **Voiles périphériques :** Disposés à la périphérie du bâtiment au sous-sol, ils sont destinés à reprendre les efforts de poussées et de butées des terres sur le sous-sol.
- **Voiles de contreventements :** Ils sont destinés à reprendre les efforts horizontaux et une partie des efforts verticaux.

I.4.2 : Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges assurant deux fonctions principales :

• **Fonction de résistance mécanique** : Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

• **Fonction d'isolation** : Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher constitué de corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées.

➤ On distingue deux types de planchers :

a) Planchers en corps creux : Les planchers à corps creux sont constitués de :

• **Nervure appelées poutrelles** : elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles généralement de **56cm** à **65cm**.

• **Un remplissage en corps creux** : les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.

• **Une dalle de compression en béton** : est une dalle en béton armé avec un cadrage d'armatures ayant comme but :

- Limiter le risque de fissuration par retrait.

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.

- Réaliser un effort de répartiteur entre les poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons.

b) - Dalle pleine en béton armé : Les dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour l'usage d'ascenseur (salle machine) et les consoles.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers (corps creux - dalles pleines) :

- Les planchers du Rez-de-chaussée, du sous-sol et des étages courants sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

- Le plancher terrasse est inaccessible, il comportera un système complexe d'étanchéité multicouche en forme de pente de 1.5%, pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

- Les dalles pleines en béton armé sont prévues pour les consoles et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur) la salle machine.

I.4.3 : Maçonnerie : Il y a deux types de murs dans la structure :

- **Les murs extérieurs :** Ils seront réalisés en double cloisons composées de deux murs en briques creuses de **10cm** d'épaisseur, séparées d'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur, pour assurer une bonne isolation thermique.
- **Murs intérieurs :** Ils seront réalisés en brique creuses de **10cm** d'épaisseur qui seront destinés à séparer la surface intérieure habitable.

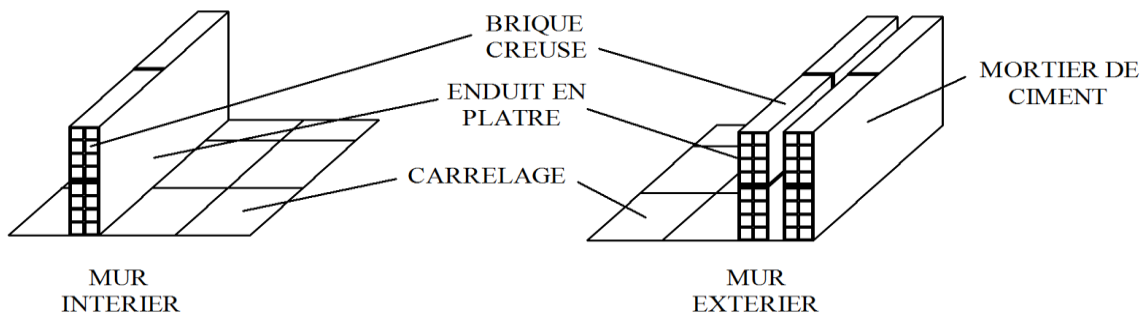


Figure I.1 : Les murs intérieurs et extérieurs.

I.4.5 : Escaliers : Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, il est composé d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

I.4.6 : Les consoles : Sont des plates-formes entourées d'une balustrade ou d'un garde-corps en saillie sur une façade, ils communiquent avec l'intérieur par des baies. Le bâtiment comporte un seul type de console en dalles pleines.

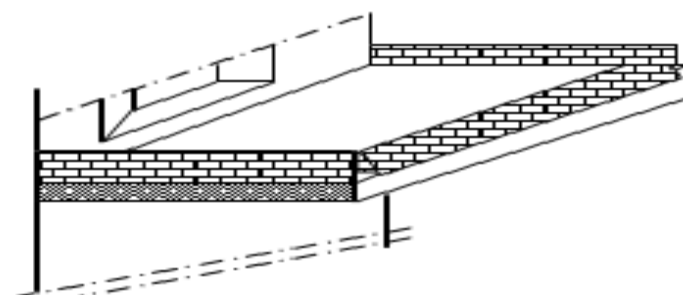


Figure I.2 : Vue d'une console

I.4.7 : Cage d'ascenseur : Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseurs qui sera réalisée en voiles coulés sur place.

I.4.8 : Revêtements : Les revêtements utilisés sont :

- Mortier ciment pour les murs de façades, la cage d'escalier et les pièces humides
- Enduit plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Carrelage scellé et dalle-de-sol pour les planchers.
- Céramique et marbre pour les cuisines, les salles d'eaux et les escaliers.

I.4.9 : L'acrotère : La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de **0.60m** de hauteur et de **10cm** d'épaisseur.

I.4.10 : Terrasse inaccessible : Notre bâtiment sera menu d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de **1.5%** pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermique et limitant les déperditions, la nature isolante peut être en polyptère, liège ou en mousse de verre.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

I.4.11 : Les fondations : La fondation est l'élément situé à la base de la structure. Elle a pour rôle la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception découle la bonne tenue de l'ensemble. Leur choix dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.4.12 : Système de coffrage : Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles, de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage en bois pour les portiques (poutres-poteaux).

I.5 : Les états limitent :**a) État limites ultime (ELU) :**

Il correspond aux cas suivants :

- L'équilibre statique
- La résistance de l'un des matériaux : celui-ci concerne le non rupture des différents éléments résistant de l'ouvrage.
- Etat limite de déformation (instantanée ou différée) et l'ouverture des fissures
- La stabilité de forme.

b) Etat limite de service (ELS) :

Il est défini en tenant compte des conditions d'exploitation ou de durabilité ;on distingue :

- Etat limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- Etat limites d'ouverture des fissures.
- Etat limites de service de déformation

I.6 : Matériaux :

Dans notre ouvrage nous irons utiliser deux matériaux : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien(RPA 99/Version2003), ainsi qu'aux règles du béton armé (**B.A.E.L.91/modifié 99**).

I.6.1 : Le béton :**❖ Définition :**

Le béton est un matériau de construction, obtenu par un mélange de ciment (liant hydraulique), de granulats (sable et graviers), de l'eau de gâchage et d'adjuvant, il caractérise du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui est assez élevée par rapport à sa résistance à la traction qui est faible, de plus le béton a un comportement fragile. Il sera fabrique mécaniquement suivant l'étude établie au laboratoire en fonction de ces matériaux.

❖ La résistance caractéristique à la compression :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, **fc** 28.

Par convention, la résistance à la compression du béton est mesurée par la charge conduisant à l'écrasement par compression axiale d'une éprouvette cylindrique de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur. (A.2.1, 11 / BAEL91 modifié99) :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, la résistance caractéristique f_{c28} est choisie à priori, compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. (A.2.1.13 / BAEL91 modifié99) :

Pour le choix de la valeur de **fc28** on peut considérer :

- Une résistance de **20MPa** est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés.
- On obtient facilement **25MPa** sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.
- On peut obtenir **30MPa** dans toutes les régions à condition, en outre, de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.
- Des résistances supérieures peuvent être atteintes moyennant une sélection rigoureuse des matériaux utilisés.

Dans notre cas on a fixé **fc28=25MPa**.

(A.2.1, 11 / BAEL91 modifié99) : La résistance à la compression varie avec l'âge du béton.

- Pour **j ≤ 28 jours**, elle suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4.76+0.83j)} \times f_{c28} \quad \longrightarrow \text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1.40+0.95j)} \times f_{c28} \quad \longrightarrow \text{Pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPA}$$

- Pour **j > 28 jours**, f_{cj} est conventionnellement prise égale à **fc28** lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections.

fcj: La résistance de béton a la compression a (j) jours.

J : Nombre de jours.

fc28 : La résistance de béton a la compression à **28 jours**.

❖ Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée **ftj**, est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{(A.2.1, 12 / BAEL91 modifié99)}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$

Note : f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPA ou bien N/mm²

❖ **Contrainte à la compression :**

a) **ELU (Etat Limite Ultime) :** Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{(Art.A4.3.41, BAEL 91 modifié99)}$$

$\gamma_b = 1,5$ en situation courante

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité ; $\gamma_b = 1,5$ en situation accidentelle

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions

$\theta = 1$ t > 24 h

$\theta = 0,9$ 1h ≤ t ≤ 24h

$\theta = 0,85$ t ≤ 1h

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

À j = 28 jours en situation courante, $\theta = 1$ (situation durable) :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot (25)}{1 \cdot (1,5)} = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

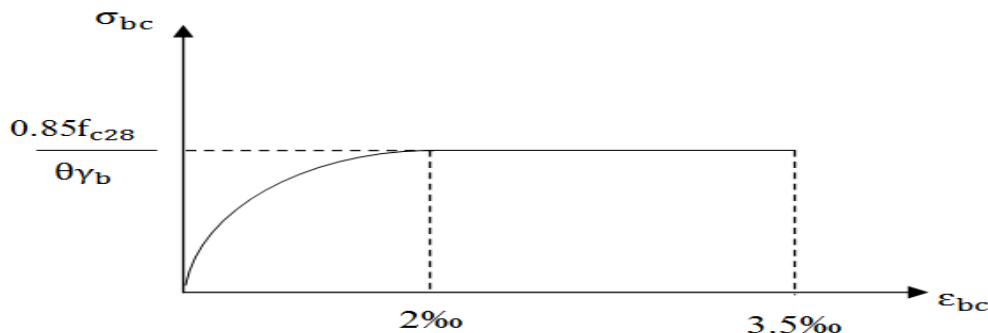


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique).
- $2‰ \leq \sigma_{bc} \leq 3.5‰$ $\longrightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85f}{\Theta\gamma_b} = f_{bc}$

b) ELS (Etat Limite de Service) :

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec : } \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole reste dans le domaine élastique linéaire, ce dernier est défini par son module d'élasticité.

La contrainte limite de service en compression est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

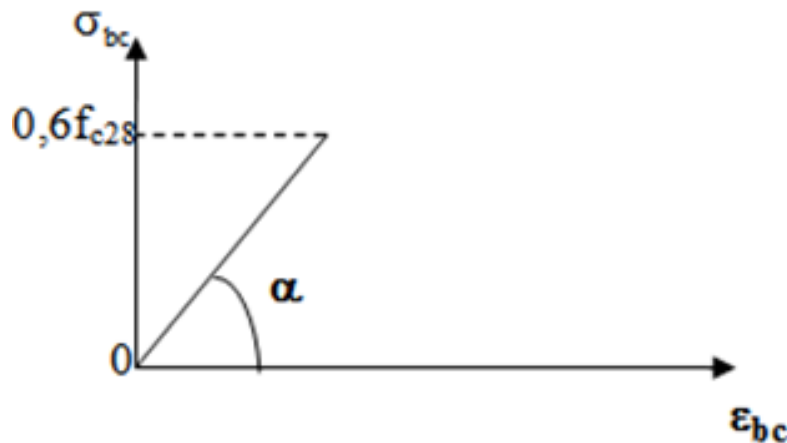


Figure I.4 : Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS).

c) Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :

$\bar{\tau} = \min (0,13 f_{cj} ; 5 \text{ MPa})$: cas où la fissuration est peu préjudiciable.

$\bar{\tau} = \min (0,10 f_{cj} ; 4 \text{ MPa})$: cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

❖ Module de déformation longitudinale :

On distingue deux modules de déformation longitudinale :

Instantané : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ en [MPa] (Art A-2.1, 21BAEL91 modifié99).

Pour la durée d'application de contraintes normales est inférieur à 24heures.

Différé : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ en [MPa] (Art A-2.1, 22BAEL91 modifié99).

Pour les charges de longue durée d'application.

fcj: La résistance de béton a la compression à (j) jours.

$$E_{ij} = 321642 \text{ MPa}$$

$$\text{à } j = 28 \text{ jours} \longrightarrow E_{vj} = 108186 \text{ MPa}$$

❖ Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ (art .A.2.1.3/BAEL91modifié99)}$$

Avec :

E : module de Young


ν: Coefficient dePoisson

$$\nu = \frac{\text{déformationrelativetransversale}}{\text{déformationrelativelongitudinale}}$$

❖ Coefficient de Poisson:

Le coefficient de POISSON (ν) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative. (art.2.1, 3 / BAEL91modifié 99)

$\nu=0.20$  pour le calcul des déformations. (ELS)

$\nu=0$  pour le calcul des sollicitations. (ELU)

I.6.2 : Les aciers :❖ **Définition :**

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression, mais qui résiste mal à la traction. De ce fait, on fait appel aux aciers qui vont équilibrer les efforts de traction qui vont s'engendrer par le béton tendu.

Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface ; on trouve les ronds lisses (r.l) et les barres à haute adhérence(H.A).

❖ **Les aciers utilisés :**

Pour les barres à haute adhérence, les nuances sont **FeE400** et **FeE500**.

• On utilisera les aciers résumés dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Aciers en Barres	Haute Ad. FeE400	HA	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé TL520	TS	520	1,3	1

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers utilisés.

❖ **Module d'élasticité longitudinale :**

Quelquesoit la nuance de l'acier, le module d'élasticité longitudinale sera pris égale à :

$$E_s = 2. 10^5(\text{Mpa}) \quad \longrightarrow \quad (\text{A.2.2 ,1/BAEL91modifié99})$$

❖ Contraintes limites :

a) Etat limite Ultime (ELU) :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ (Art A.2.1.2, BAEL91modifié99)}$$

Avec :

σ_s : La contrainte d'acier a l'ELU

f_e : Contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1,15$ → Situation courante (A.4.3 ,2/BAEL91modifié99)

$\gamma_s = 1,00$ → Situation accidentelle

Note : Les allures décrites par l'acier en compression et en traction son symétriques parrapport à l'origine « O ». (A.2.2, 2/BAEL91modifié99).

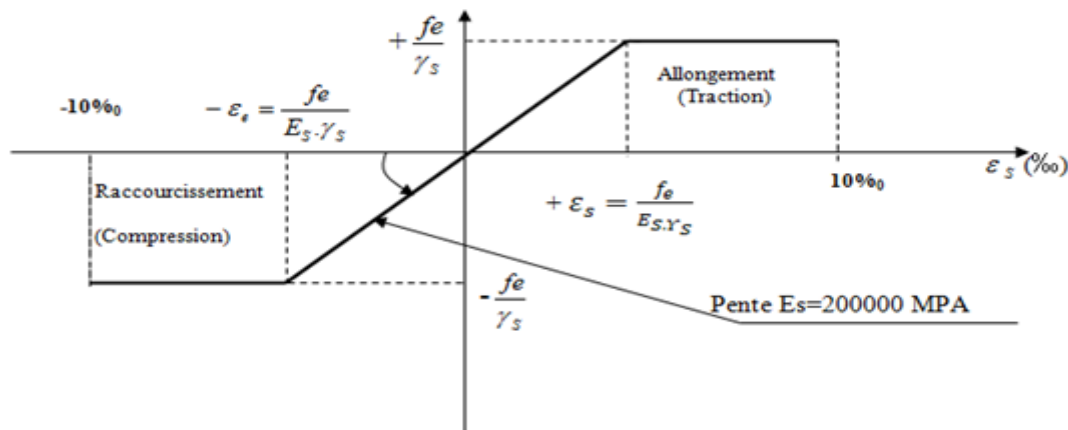


Figure I-5 Diagramme contraintes – déformation dans les aciers

Les résultants de σ_s sont résumées dans le tableau suivant :

	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1$
Fe = 400 MPa	$\sigma_{bc} = 348 \text{ MPa}$	$\sigma_{bc} = 400 \text{ MPa}$
Fe = 520 MPa	$\sigma_{bc} = 452 \text{ MPa}$	$\sigma_{bc} = 520 \text{ MPa}$

Tableau I.2: Les contraintes des aciers utilisés.

b) Etat limite de service (ELS) : Etat limite d'ouverture des fissures :

1) Fissurations peu préjudiciables : (A.4.5,32/BAEL91modifié99)

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable lorsque :

- Les éléments en cause sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées) à des condensations.
- Les parements susceptibles d'être fissurés ne sont pas visibles ou ne font pas l'objet de conditions spécifiques concernant l'ouverture des fissures.

Dans ce cas, aucune vérification n'est à effectuer.

2) Fissurations préjudiciables : (A.4.5,33/BAEL91modifié99)

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

Dans ce cas, la règle est la suivante : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$ (MPa)

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton.

η : Coefficient de fissuration qui vaut :

. 1,6 pour les H.A dont $\phi \geq 6\text{mm}$

1,3 pour les H.A dont $\phi < 6\text{mm}$

3) fissuration très préjudiciable : (A.4.5,34/BAEL91modifié99)

La fissuration est considérée comme **très préjudiciable** lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, on observe les règles suivantes : $\bar{\sigma}_s = \min \{ 0,5 f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \}$ (MPa)

❖ **Contrainte tangentielle conventionnelle :**

Elle est donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (Art 5.1, 1/BAEL 91modifié 99)

Avec :

V_u : valeur de l'effort tranchant à L'ELU

b_0 : largeur de la bande considérée

d : hauteur utile de la section

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Cas fissuration peu nuisible :**

$$\tau_u \leq \min(0,1 f_{c28}, 3 \text{ [M P a]})$$

- **Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min(0,1 f_{c28}, 4 \text{ [M P a]})$$

- ❖ **Protection des armatures : (Art A.7.1, BAEL91modifié99)**

Afin d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (**c**) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **C ≥ 1cm** : si l'élément est situé dans local couvert non soumis aux condensations.
- **C ≥ 3 cm** : si l'élément est situé dans un local soumis aux condensations.
- **C ≥ 5 cm** : si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposé à la mer ...).

Conclusion :

A ce niveau on a défini tous les éléments qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécanique et massique des matériaux qu'on va utiliser lors de la construction, on respecte les règles de **BAEL91modifié99**, et le Règlement Parasismique Algérien (**RPA**).

Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments, il faut passer par leur dimensionnement afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage et des personnes, pendant et après la réalisation.

Il nous amène à déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments de la structure, pour cela on prend comme référence le Règlement Parasismique Algérien « **RPA 99/Version 2003** » et les bases de « **BAEL 91/modifié 99** », « **CBA 93** » ainsi que « **DTR-B.C.2.2** » (charges permanentes et charges d'exploitation).

II.1 : Pré-dimensionnement des éléments :

II.1.A : Les planchers :

Ils sont constitués de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées en béton armé qui sont disposées suivant le sens de la petite portée, le tout sera complété par une dalle décompression de 4 cm d'épaisseur. Les planchers seront ferrailés par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- **20 cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- **30 cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Leur rôle principal est de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure et d'assurer la protection et le confort aux occupants. Pour remplir leurs tâches, les planchers doivent être conçus de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations ; pour cela sa hauteur est donnée par les formules suivantes : (**Art B 6-8-4.24/BAEL91 modifié 99**)

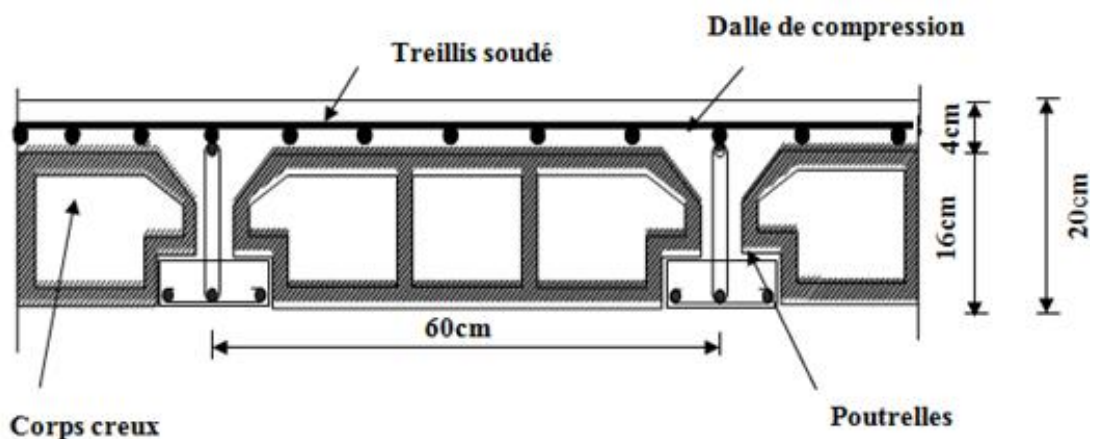


Figure. II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux

La hauteur totale du plancher notée « h_{tp} » est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec : L_{max} : portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

h_{tp} : hauteur totale du plancher.

Remarque :

En premier temps, nous prendrons une section minimale de (25x25) cm² exigée par leRPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

Dans notre cas : $L_{max} = 400 - 25 = 375$ cm

Ce qui nous donne : $h_{tp} = 375 / 22.5 = 16.66$ cm.

On opte pour un plancher **(16+4) cm** et il sera valable pour tous les planchers.

- L'épaisseur du corps creux : **16 cm.**
- L'épaisseur de la dalle de compression : **4cm.**

II.1.B : Les poutres :

Les poutres représentent des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments d'appui verticaux (poteaux et voiles en béton armé). On distingue les poutres principales qui constituent les éléments porteurs et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les poutres en construction doivent avoir des sections régulières, celles-ci peuvent être rectangulaires ou carrées. Selon les règles «**B.A.E.L.91modifié99**», les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (Critère de rigidité). De plus, celles-ci seront vérifiées suivant le règlement «**RPA 99 / Version 2003** ».

Les dimensions transversales d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

- **Hauteur « ht » :** $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$
- **Largeur « b » :** $0.4 h \leq b \leq 0.7 h$

Avec : L_{max} : Distance maximale de la travée considérer.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

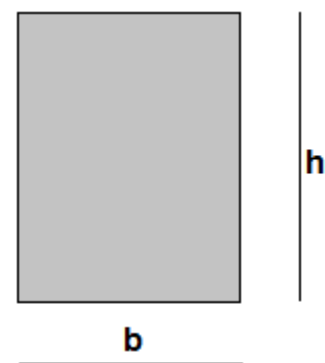


Figure II.2 : Dimensions de la poutre

Les dimensions doivent respecter les conditions de **RPA 99 version 2003** (art 7.5.1).

$$h \geq 30 \text{ cm.}$$

$$b \geq 20 \text{ cm.}$$

$$h / b \leq 4.$$

Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

- Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.
- Poutres secondaires qui assurent le chaînage.

❖ **Poutres secondaires : (sens transversal):**

La hauteur doit être tel que :

$$375/15 \leq h_t \leq 375/10 \quad \longrightarrow \quad 25 \text{ cm} \leq h_t \leq 37.5 \text{ cm}$$

avec : $L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm.}$

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

$$\text{La largeur : } 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \longrightarrow \quad 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

On prend : $b = 25 \text{ cm.}$

❖ **Poutres principales : (sens longitudinale):**

On a : $L_{\max} = 440 - 25 = 415 \text{ cm, d'où :}$

$$415/15 \leq h_t \leq 415/10 \quad \longrightarrow \quad 27.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 41.5 \text{ cm}$$

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

$$\text{La largeur : } 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \longrightarrow \quad 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

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

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40	35	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	25	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.33	1.4	Vérifiée

Tableau II.1: Vérification des conditions exigées par le RPA.

Les conditions sont vérifiées, alors les sections ($b \times h$) adoptées pour les poutres seront comme suit :

- ✓ Poutres principales : **(30 x 40) cm²**.
- ✓ Poutres secondaires : **(25 x 35) cm²**.

Note: Pour des conditions de coffrage, on gardera les mêmes dimensions des poutres principales et, secondaires pour tous les niveaux du bâtiment.

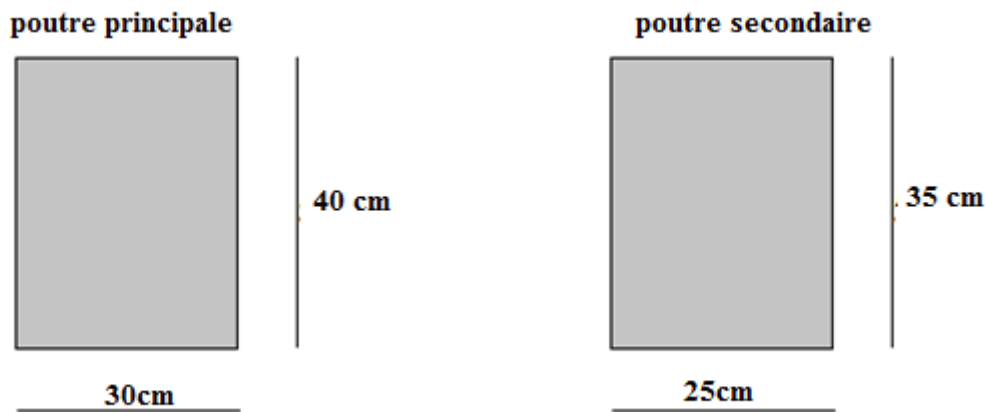


Figure II.3 : Les dimensions des poutres principales et secondaires.

II.1.C : Les voiles :

III.3.1 Pré dimensionnement des voiles (Art 7.7.1 de RPA 99) :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part, à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part, à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

D'après le **RPA 99 version 2003**, le pré-dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ **L'épaisseur du voile (e)** : Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (**he**) et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de **15cm**.

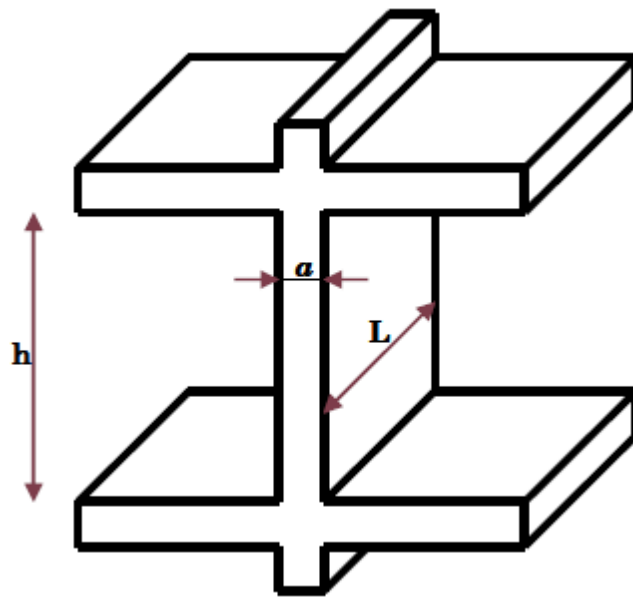


Figure II.4 : Coupe verticale du voile.

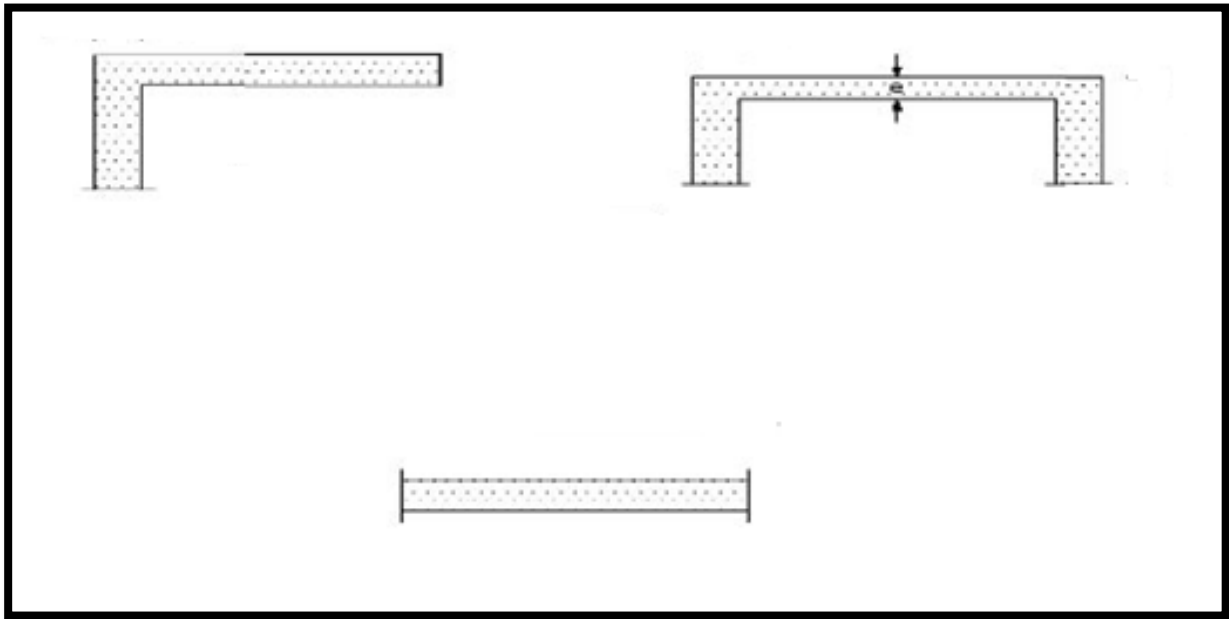


Figure : II.5 : Coupe de voile en plan.

$e \geq h_e / 20$ Avec : $h_e = h - e_p$ et e_p : Hauteur de plancher

• Pour l'étage courant : $h_e = h - e_p = 306 - 20 = 286$ cm

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} \leq 15 \text{ cm}$$

❖ On prend: $e_p = 20$ cm pour tous les voiles.

❖ Vérification des exigences du RPA 99 (Art 7.7.1)

Sont considérés comme voiles de contreventement, la largeur d'un voile qui doit satisfaire la condition suivante :

$L_{\min} = 2.10$ m. Donc : $L_{\min} = 2.10 \text{ m} \geq 4 \times 0.20 = 0.80$ m ➔ Condition vérifiée.

Avec : L_{\min} : La portée minimale d'un voile.

e : épaisseur du voile.

II.1.D : Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS pour le poteau le plus sollicité en considérant un effort de compression simple N_s , en supposant que seul béton reprend la totalité des sollicitations. La section du poteau est obtenue par les formules suivantes :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \text{ Ou bien par : } S \geq \frac{N_s}{0.3 \times f_{c28}}$$

N_s : Effort normal de compression à la base du Poteau qui est donnée par :

$$N_s = G_{cum} + Q_{cum}$$

S : Section du poteau.

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à la compression simple donnée par :

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

f_{c28} : Résistance du béton a 28 jours.

L'effort normal « N_s » sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du **BAEL 91**.

On calcule les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.

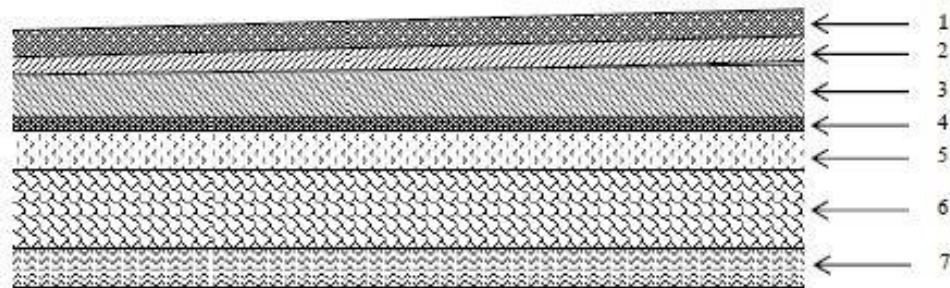
II.1.D.1 : Charges permanentes :**a) Plancher terrasse (inaccessible) :**

Figure II.6 : Coupe verticale du plancher terrasse.

Eléments	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Couche de gravillon	0.05	17	0.85
2. Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3. Béton en forme de pente	0.06	22	1.32
4. Feuille de polyane	/	/	0.01
5. Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
6. Plancher à corps creux	(16+4) = 0.20	14	2.80
7. Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
		Charges permanentes totales	Gt = 5.46 KN/m².

Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente Gt du plancher terrasse.

b) Plancher étage courant :

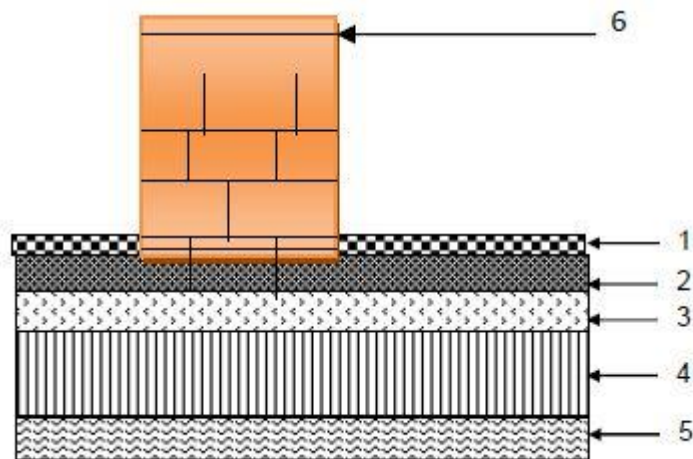


Figure II.7 : Coupe verticale du plancher d'étage courant.

Eléments	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.03	22	0.66
3. Couche de sable	0.03	18	0.54
4. Dalle en corps creux	(16+4)=0.16	/	2.80
5. Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6. Cloison	0.10	9	0.90
		Charges permanentes totales	5.50

Tableau II.3 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant.

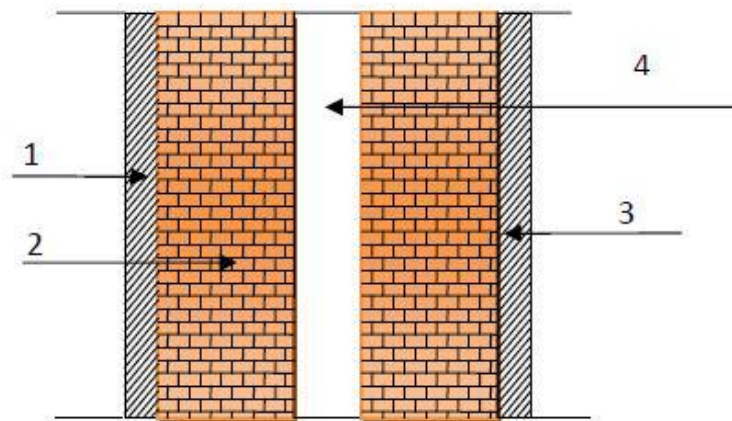
c) Maçonnerie :❖ Mur extérieur :

Figure II.8 : Coupe verticale du mur double cloison.

Eléments	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. mortier de ciment	0.02	18	0.36
2. Brique creuse	2x0.10 =0.2	9	1.80
3. Enduit plâtre	0.02	10	0.20
4. Lame d'aire	5	/	/
		Charges permanentes totales	Gt = 2.36

Tableau II.4 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur).

❖ Mur intérieur :

Eléments	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
Enduit plâtre	0.02x0.02	10	0.4
Brique creuse	0.1	9	0.9
		charges permanentes totales	Gt = 1.3

Tableau II.5 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur).

d) Dalle pleine (console) :

Eléments	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.03	22	0.66
3. Couche de sable	0.025	18	0.45
4. Dalle pleine en béton arme	0.15	25	3.75
5. Mortier de ciment	0.02	18	0.20
		charges permanentes totales	Gt = 5.55

Tableau II.6 : valeur de la charge de la dalle pleine (console).

e) La charge de l'acrotère :

• **Poids propre: $G = \rho \times S \times 1m$**

Avec : ρ : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2} + (0.07 \times 0.1))] \times 25 \times 1m$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

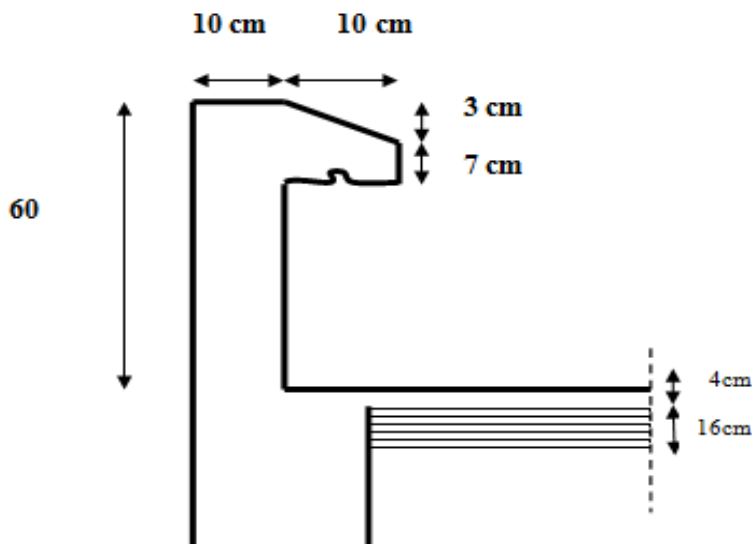


Figure II.9 : Coupe verticale de l'acrotère

II.1.D.2 : Les surcharges d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR** comme suit :

Eléments	Surcharge (Q) [KN/m ²]
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher étage courant à usage d'habitation	1.50
Console	3.50
Acrotère	1.00
Escalier	2.50

Tableau II.7 : Charges d'exploitation des différents éléments.

II.1.D.3 : Descente de charge :

Le pré-dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple en considérant un effort N_s qui sera appliqué sur la section du béton du poteau le plus sollicité. Selon le (RPA 99(version 2003), A 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ → En zone I et II_a
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ → En zone III et II_b
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{he}{20}$

❖ **Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est (E2).

a) : Surface d'influence :

Selon l'exigence de RPA qui minimise la section des poteaux a (25 x 25) cm. On commence avec cette section donnée par le règlement.

Note : On va s'intéresser lors de la descente de charge aux poteaux, sans prendre en considération la présence des voiles.

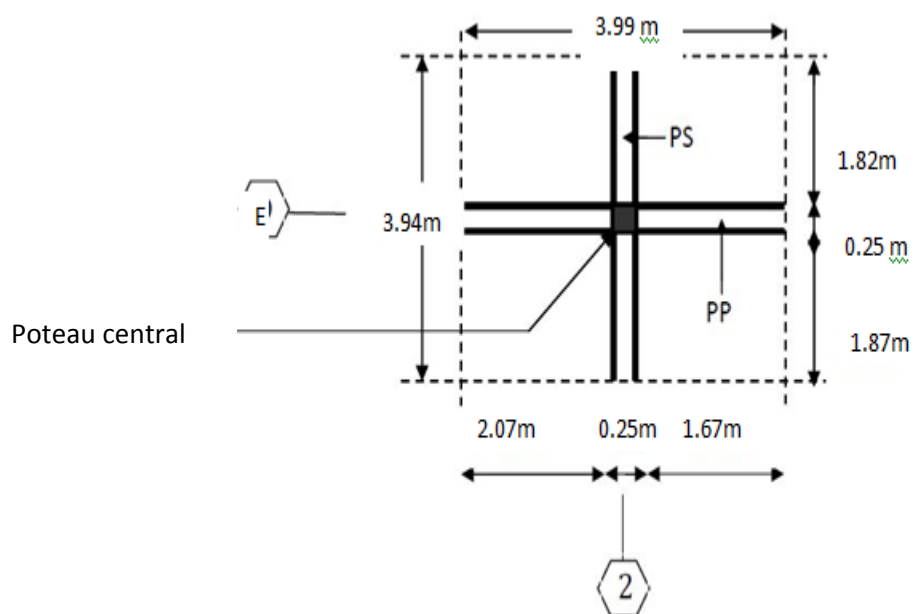


Figure II.10 : Surface d'influence du poteau « D2 »

Section nette : $S_n = (2.07+1.67) \times (1.87+1.82) S_n = 13.80 \text{ m}^2$.

Section brute : $S_b = 3.94 \times 3.99 S_b = 15.72 \text{ m}^2$.

b) : Poids revenant à chaque élément :

Poids du plancher $P = G \times S$.

• **Plancher terrasse :**

$$P = 5.46 \times 15.72 = 85.83 \text{ KN.}$$

• **Plancher d'étage courante :**

$$P = 5.50 \times 15.72 = 86.46 \text{ KN.}$$

• **Poutres principales :**

$$P = (0.30 \times 0.35) \times 25 \times 3.99 = 10.47 \text{ KN.}$$

• **Poutres secondaires :**

$$P = (0.30 \times 0.35) \times 25 \times 3.94 = 10.34 \text{ KN.}$$

D'où le poids totale : $P_{tot} = P_{p;p} + P_{p.s} = 10.47 + 10.34 = \mathbf{20.81 \text{ KN}}$.

• **Poids propre des poteaux :**

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont donnée par le **RPA Min (b₁, h₁) ≥ 30 cm** pour la **zone IIa**. Pour tous les poteaux des niveaux de notre structure : **b=h=25cm**.

✓ **Poids de poteaux du RDC :**

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 4.08 \times 25 = 6.375 \text{ KN.}$$

✓ **Poids de poteau de S / Sol :**

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 4.08 \times 25 = 6.375 \text{ KN.}$$

✓ **Poids des poteaux étage courant :**

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.78 \text{ KN}$$

c) Surcharge d'exploitation :

• **Plancher terrasse :** $Q_0 = 1.00 \times 15.72 = 15.72 \text{ KN}$.

• **Plancher étage courant, sous-sol et Rez De Chaussée :**

$$Q_{S/s} = Q_{RDC} = Q_1 = \dots = Q_7 = 1.50 \times 15.72 = 23.58 \text{ KN}$$

II.1.D.4 : Dégression des surcharges d’exploitations :

La dégression des surcharges d’exploitation n’est pas obligatoire. Cette dernière s’applique aux bâtiments à grand nombre d’étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est : $Q_n = Q_0 +$

$$\frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad ; \text{ pour } : n \geq 5$$

Q₀ : Surchage d’exploitation à la terrasse.

Q_i : Surchage d’exploitation de l’étage i.

n : Numéro de l’étage du haut vers le bas.

Q_n : Charge d’exploitation à l’étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

$$\Sigma_0 = Q_0$$

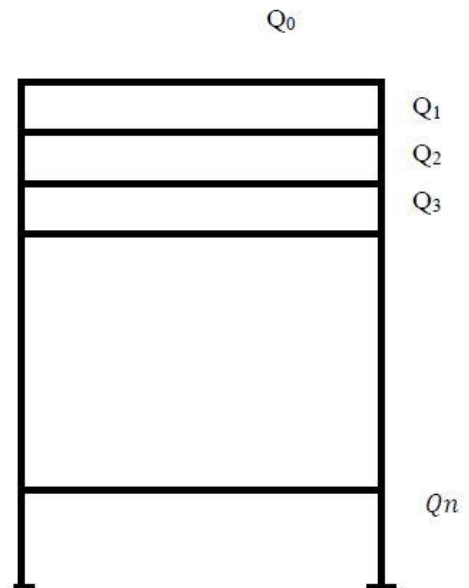
$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1+Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \sum_{i=1}^n Q_i$$

$$n \geq 5$$



Niveaux	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S/sol
Coefficients	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.69	0.67

Tableau II.8 : Coefficients de dégression des surcharges.

❖ Les surcharges cumulées :Niveau 08 : Q_0 Niveau 07 : $Q_1 = Q_0 + Q_1$ Niveau 06 : $Q_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$ Niveau 05 : $Q_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ Niveau 04 : $Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ Niveau 03 : $Q_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$ Niveau 02 : $Q_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$ Niveau 01 : $Q_7 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$ Niveau RDC : $Q_{RDC} = Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$ Niveau S/sol : $Q_{S/s} = Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$ ❖ Application numérique :Niveau 08 : $Q_0 = 15.72 \text{ KN}$.Niveau 07 : $Q_1 = 15.72 + 23.58 = 39.30 \text{ KN}$.Niveau 06 : $Q_2 = 15.72 + 0.95 (2 \times 23.58) = 60.52 \text{ KN}$.Niveau 05 : $Q_3 = 15.72 + 0.90 (3 \times 23.58) = 79.38 \text{ KN}$.Niveau 04 : $Q_4 = 15.72 + 0.85 (4 \times 23.58) = 95.89 \text{ KN}$.Niveau 03 : $Q_5 = 15.72 + 0.80 (5 \times 23.58) = 110.04 \text{ KN}$.Niveau 02 : $Q_6 = 15.72 + 0.75 (6 \times 23.58) = 121.83 \text{ KN}$.Niveau 01 : $Q_7 = 15.72 + 0.71 (7 \times 23.58) = 132.91 \text{ KN}$.Niveau RDC : $Q_{RDC} = 15.72 + 0.69 (8 \times 23.58) = 145.88 \text{ KN}$.Niveau S/sol : $Q_{S/s} = 15.72 + 0.67 (9 \times 23.58) = 157.90 \text{ KN}$.

Niveaux	Poids des Planchées	Poids des poutres	Poids des poteaux	G totale	G cumulé	Q _{cum}	Effort normale N _s =G _c +Q _c (KN)	Section minimale (cm ²) N / $\bar{\sigma}_{bc}$	Section minimale (cm ²) $\frac{N_s}{0.3 \times f_{c28}}$	Section minimale limité par le RPA (Cm ²)	Section minimale limité par le RPA (Cm ²)
8	85.83	20.81	/	106.64	106.64	15.72	122.36	81.57	163.14	25 x 25	40 x 40
7	86.46	20.81	4.78	112.05	218.69	39.30	257.99	171.99	343.98	25 x 25	40 x 40
6	86.46	20.81	4.78	112.05	330.74	60.52	391.26	260.84	521.68	25 x 25	40 x 40
5	86.46	20.81	4.78	112.05	442.79	79.38	522.17	348.11	696.22	25 x 25	40 x 40
4	86.46	20.81	4.78	112.05	554.84	95.89	650.73	433.33	867.64	25 x 25	45 x 45
3	86.46	20.81	4.78	112.05	666.89	110.04	776.93	517.95	1035.90	25 x 25	45 x 45
2	86.46	20.81	4.78	112.05	778.94	121.83	900.77	600.51	1201.02	25 x 25	45 x 45
1	86.46	20.81	4.78	112.05	890.99	132.91	1023.9	682.60	1356.20	25 x 25	50 x 50
RDC	86.46	20.81	6.375	113.64	1004.63	145.88	1150.51	767.00	1534.01	25 x 25	50 x 50
S/sol	86.46	20.81	6.375	113.64	1118.27	157.90	1276.17	850.78	1701.56	25 x 25	50 x 50

Tableau II.9 : Récapitulatif de la descente de charge.

Remarque : on a opté pour une section de (45 x 45) pour deux raisons telles-que :

- Pour éviter la rotule plastique aux niveau des poteaux avant les poutres.
- Pour une meilleure disposition des armateurs.

❖ **Vérification relative aux coffrages : (RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1)**

Les poteaux doivent être coulés sur toutes leurs hauteurs(**he**) en une seule fois.

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **Iia** doivent satisfaire les conditions suivantes :

Condition exigées par RPA	Poteaux	Valeurs calculée	Vérifications
Min (b, h) ≥ 25cm	40x 40	Min (b, h) = 40	OK
	45 x 45	$h_e/20=286/20=14.3$	OK
Min (b, h) ≥ $\frac{h_e}{20}$	50 x 50	b/h=1	OK
	Sous /sol 50 x 50	Min (b, h) = 50	OK
$h_e/20=388/20=19.4$		OK	
b/h=1		OK	

Tableau II.10 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

Conclusion :

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003**.

❖ **Vérification au flambement :**

Lorsqu'une pièce élancée (**poteau**) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie) ; c'est le flambement. Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.
- ✓ La section (caractéristiques géométriques).
- ✓ La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0.7 l_0$).

$L_0 = h_e$: Longueur libre du poteau.

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{I/B}$)

I : Moment d'inertie du poteau : $I = b \times h^3/12 = b^4/12$.

B : section transversal du poteau ($B = b \times h$) = b^2

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{\frac{12}{ab}}}} = \frac{0.7L_0\sqrt{12}}{b} \lambda = 0.7\sqrt{12} \frac{L_0}{b} \text{ donc } \lambda = 2.42 \frac{l_0}{h}$$

La condition de flambement s'applique sur le poteau le plus élancé, dans notre cas

$h_{max} = h_{s/sol} = 4.08 \text{ m}$.

Poteau s /sol (50 x 50) $\lambda = 2.42 \times 4.08 / 0.5 = 19.75 < 50$

CONCLUSION :

A ce niveau on a pré dimensionné tous les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique. Les différentes lois de document technique nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

	Les dimensions	
Plancher	16 + 4	
Voiles	e = 20 cm	
Poutres principales	b = 30 cm h = 40 cm	
Poutres secondaires	b = 25 cm h = 35 cm	
poteaux	S /S, RDC, 1 ^{er} étage	50 x 50
	2 , 3, 4 ^{eme} étage	45 x 45
	5, 6, 7 ^{eme} étage	40 x 40
	8 ^{eme} étage	40x40

Tableau II.11 : Les dimensions de sections trouvées.

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.

III. Calcul des éléments

Introduction

On procédera dans ce chapitre au dimensionnement et au calcul des éléments secondaires constituant notre structure.

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des charges d'exploitation.

On peut énumérer l'ensemble de ces éléments comme suit :

- L'acrotère,
- Le plancher en corps creux,
- Le balcon en dalle pleine,
- L'escalier,
- La poutre palière,
- La poutre de chaînage,
- La salle machine.

III.1 Acrotère

III.1.1 Introduction

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

- Un effort normal N_G dû à son poids propre G .
- Un effort horizontal Q dû à la main courante estimée à 1KN/ml engendrant un moment de renversement M_Q .

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

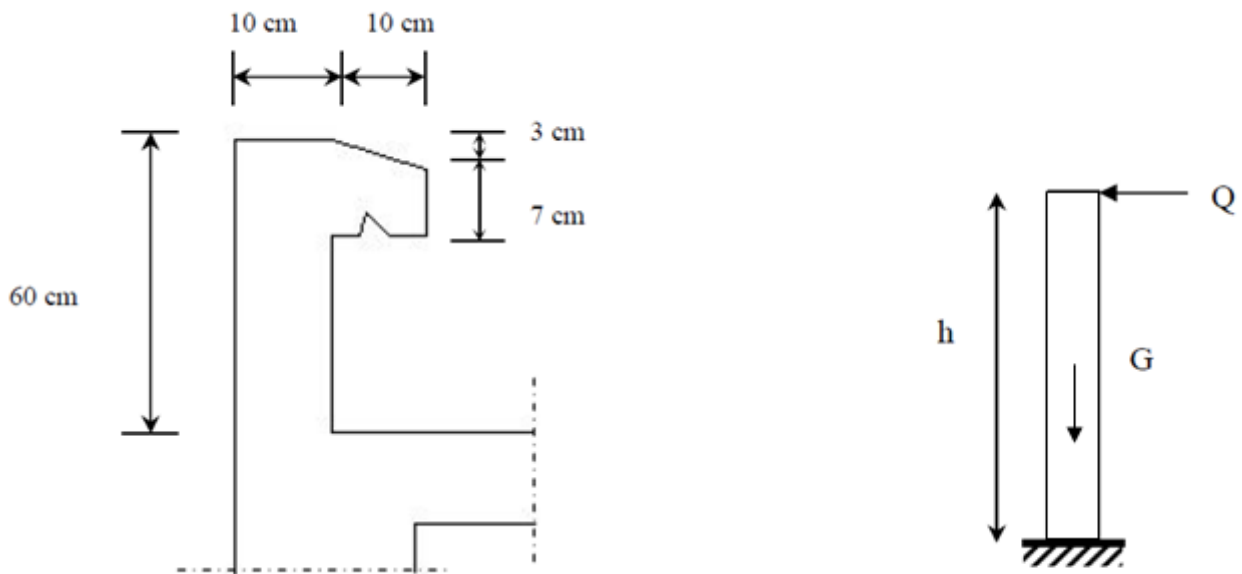


Figure III.1 Coupe transversale et schéma statique de l'acrotère

III.1.2 Calcul à l'ELU

Le calcul des sollicitations se fait pour une bande de 1 m de largeur.

A) Evaluation des sollicitations

- **charge permanente « G » :**

$$\text{Poids propre: } G = \rho \times S \times 1 \text{ ml} \Rightarrow G = 25 \times S$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[\frac{0,03 \times 0,1}{2} + 0,07 \times 0,1 + 0,1 \times 0,6 \right] = 1,7125 \text{ [KN/ml]}$$

- **Surcharge d'exploitation « Q » (Effort horizontal dû à la main courante) :**

$$Q = 1 \text{ [KN/ml].}$$

- **Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 / RPA 99)**

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale : $F_p = 4 A \cdot C_p \cdot w_p$

Avec A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas

$$A = 0,15 \text{ (Zone II}_a\text{, groupe d'usage 2)}$$

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires

$$C_p = 0,3$$

w_p : poids de l'acrotère

$$w_p = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

Donc : $F_p = 4 \times 0.3 \times 0.15 \times 1.7125 = 0.30825 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$. \Rightarrow le calcul se fait sous Q non pas sous P.

• **Calcul des sollicitations**

- Effort normal à la base dû au poids propre : $N_G = G \times 1 = 1.7125 \text{ KN}$

- Effort tranchant dû à la surcharge Q : $T_Q = Q \cdot 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$

- Moment de renversement dû à G : $M_G = 0$

Moment de renversement dû à Q à la base : $M_Q = T \cdot H = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$.

➤ **Diagramme des efforts internes**

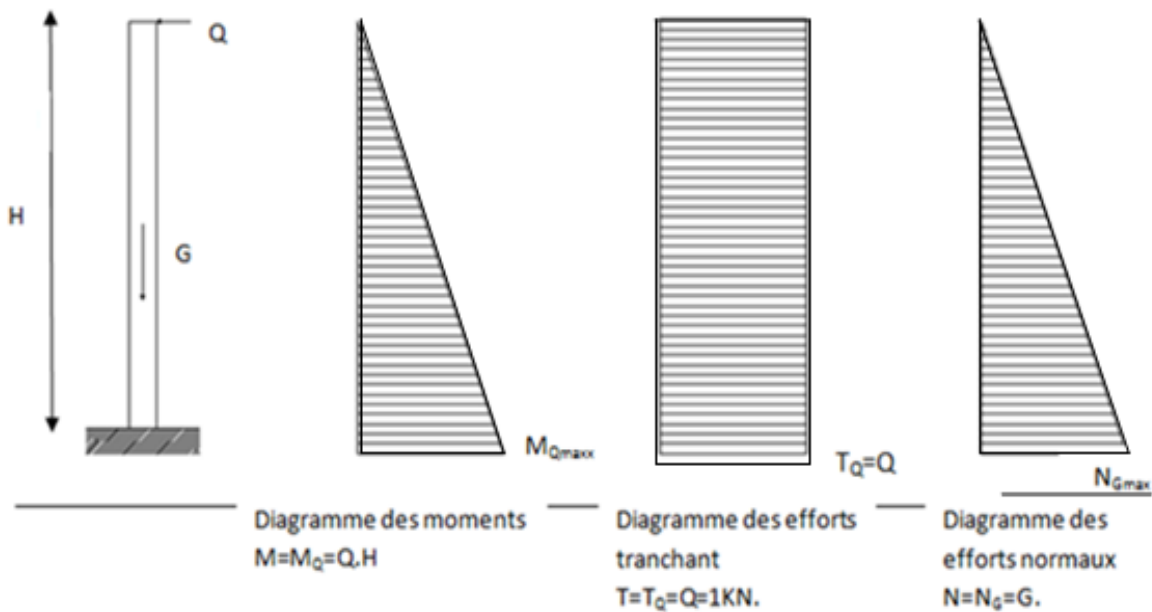


Figure III.2 Schématisation des efforts internes

B) Les combinaisons de charges**L'ELU**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La combinaison des charges est : } 1.35G + 1.5Q \\ N_u = 1.35.N_G = 1.35 \times 1.7125 = \mathbf{2.312 \text{ KN/ml.}} \\ M_u = 1.5M_Q = 1.5 \times 0.6 = \mathbf{0.90 \text{ KN}} \\ T_u = 1.5T_Q = \mathbf{1.5 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

L'ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La combinaison des charges est : } G + Q \\ N_s = N_G = \mathbf{1.7125 \text{ KN}} \\ M_s = M_Q = \mathbf{0.6 \text{ KN.m}} \\ T_s = T_Q = \mathbf{1 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

C) Ferraillage de l'acrotère

Le calcul se fera à L'ELU puis sera vérifié à L'ELS.

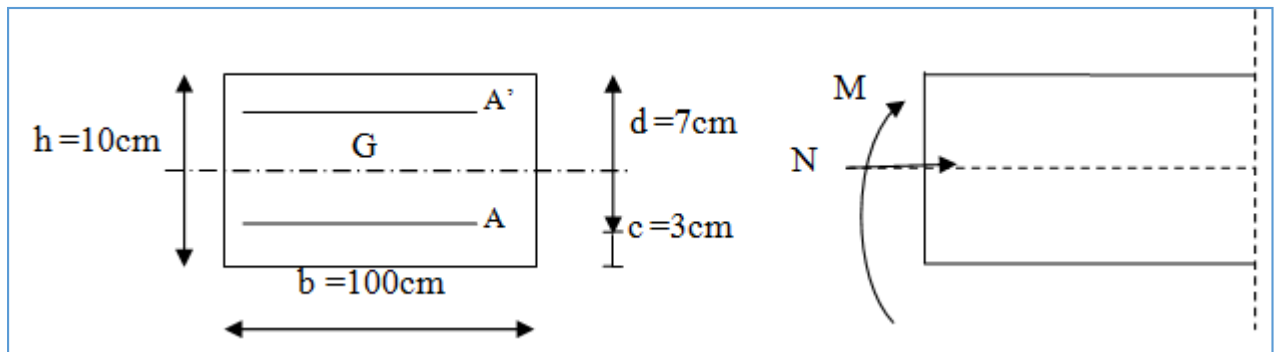
➤ Calcul des armatures à l'ELU

Figure III.3 La section de l'acrotère

Le ferraillage se fera comme pour une console qui travaille en flexion composée, ce qui nous conduit à l'étude d'une section rectangulaire de hauteur $h=10\text{cm}$ et de largeur $b=100\text{cm}$, soumise à la flexion composée à l'ELU sous N_u et M_u , puis passer aux vérifications de la section à l'ELS sous N_s et M_s .

Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.312} = 39cm > \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 3 = 2cm$$

Donc, le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures donc celle-ci est partiellement comprimée **SPC**. Par conséquent, l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment M_f , qui sert à déterminer la section des armatures fictives A_f , puis on passe à la flexion composée où la section des armatures sera déterminée en fonction de A_f déjà calculée.

Calcul de la section d'armature en flexion simple

Moment fictif M_f

$$M_f = N_u \cdot g \text{ avec } g = e_u + (h/2 - c)$$

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

$$\text{Donc : } M_f = N_u \left[e_u + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right]$$

$$M_f = 2.312 [0.39 + (0.05 - 0.03)] = 0.95 \text{ KN.m}$$

Armature fictives (flexion simple)

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.95 \times 10^3}{1000 \times (70)^2 \times 14,2} = 0,0136$$

$\mu_b = 0.0136 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$

On prend $\mu_b = 0.014 \rightarrow \beta = 0.993$ (valeur tirée du tableau des coefficients)

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{stf} = \frac{0.95 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times 348} = 0.393 \text{ cm}^2$$

Armature réelles (flexion composée)

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.392 - \frac{2.312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.327 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.327 \text{ cm}^2.$$

D) Vérfications à l'ELU**➤ Condition de non fragilité du béton (BAEL91/ Art 4.2.1)**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{0.7125} = 0,84 \text{ m} = 84 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$D'où : A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{35 - (0,455 \times 7)}{35 - (0,185 \times 7)} \right] = 0,8 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2 > A = 0.327 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La section n'est pas vérifiée alors on adoptera la section minimale d'armatures imposée par cette condition.

$$A = A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 5 \text{ HA8} \Rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}.$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3 \text{ HA8} \Rightarrow A_r = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement** (Art A.5.2.1 / BAEL 91)

La fissuration est considérée comme étant préjudiciable, donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = 3.333 MPa$$

$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN}$ avec V_u : effort tranchant à l'ELU

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^2 \times 70} = 0.21 MPa \leq \bar{\tau} = 3.33 MPa \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence**

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

$$\Psi_s = 1.5 \text{ (Acier de haute adhérence)}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.048} = 0.237 \text{ MPa.}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres. $\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.048 \text{ cm.}$

$$\tau_{se} = 0.238 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Ancrages des barres aux appuis** [A.6.1, 21/BAEL 91]

La longueur de scellement droit correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne.

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 28.17 \text{ cm} \quad \text{Av} \left\{ \begin{array}{l} \tau_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ \Psi_s = 1.5 \text{ (HA)} \end{array} \right.$$

D'après le BAEL 91 [Art .6.1, 22], la longueur de scellement pour les HA 400 est de :

$$l_s = 35\phi = 35 \times 8 = 28 \text{ cm avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Donc : on opte pour } l_s = 30 \text{ cm}$$

➤ **Espacement des barres**

- Armatures principales : $S_t=25\text{cm} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30\text{cm} \rightarrow$

Condition vérifiée

- Armatures de répartition : $S_t = 25\text{cm} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = 40 \text{ cm} \rightarrow$

Condition vérifiée

E) Vérifications à l'ELS

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries. C'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable. On doit donc vérifier les conditions suivantes :

➤ **Vérification des contraintes dans l'acier**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec : $\eta=1,6$ pour les aciers de Haute Adhérence (H.A) de diamètre supérieur à 6 mm.

$$\text{et on : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9155 \\ K_1 = 44.17 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.9155 \times 70 \times 201} = 46.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 46.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = (0.6) (25) = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{46.58}{44.17} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

F) Schéma de ferrailage de l'acrotère

Ferrailage adopté :

- Armatures principales : 5HA8/ml = 2,51 cm² avec un espacement de 25cm.
- Armatures secondaires : 3HA8/ml = 1.51 cm² avec un espacement de 25cm.

Ferrailage de l'acrotère

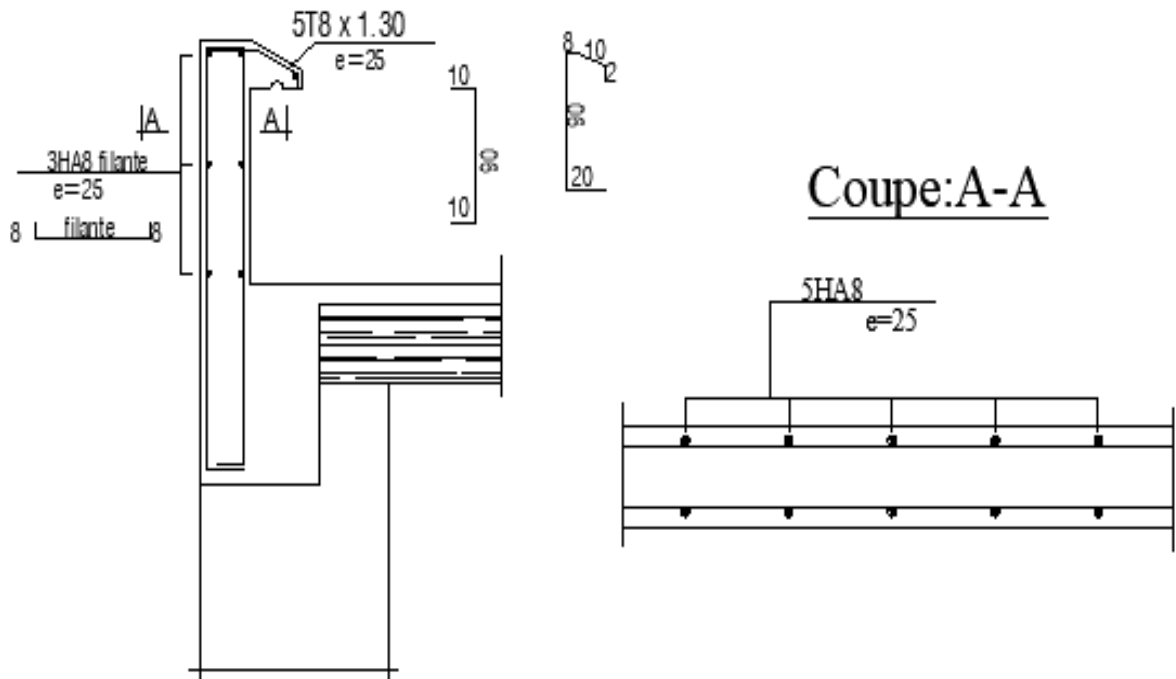


Figure III.4 Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2 Calcul des planchers

Introduction

La structure comporte des planchers à corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposées dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

On fera l'étude pour les deux types de planchers (plancher à usage service et à usage d'habitation)

Plancher en corps creux

III.2.1 Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm**) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au BAEL 91(art B.6.8.423).

33 cm pour les barres // aux poutrelles.

20 cm pour les barres \perp aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

Avec : **L = 65 cm** ; distance entre axes des poutrelles.

$$\text{D'où } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 15 cm

➤ Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 15 cm.

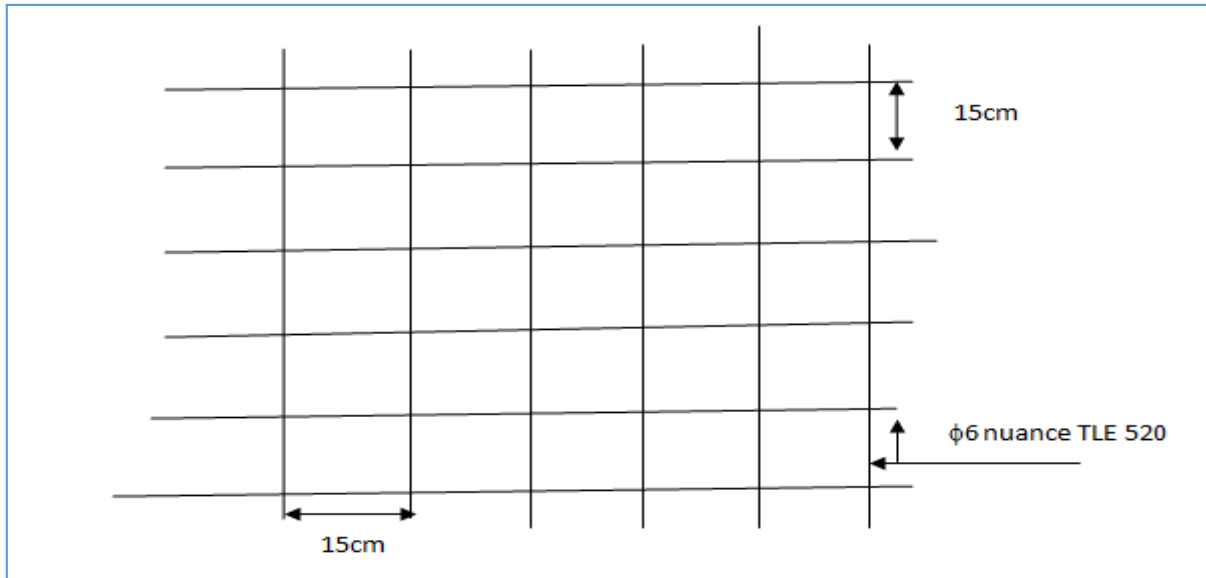


Figure III.5 Treillis soudés de 15 x15 cm

III.2.2 Calcul de la poutrelle

III.2.2.1 Calcul de la poutrelle (nervures)

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués. Leur section est en T, la distance entre axe est de 65 cm, le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu. Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression,
- Après le coulage de la dalle de compression.

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à $0.95 \text{ KN} / \text{m}^2$ et la surcharge de l'ouvrier.

Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN} / \text{ml}$

Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN} / \text{ml}$

Avec : $l = 65 \text{ cm}$; largeur de l'hourdis

$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN} / \text{ml}$

Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN} / \text{ml}$.

➤ Calcul à L'ELU

Combinaison de charges

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.50 (1) = 2.5 \text{KN/ml}$$

Calcul du moment en travée

$$M_u = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4^2}{8} = 5 \text{KN}$$

Calcul de l'effort tranchant

$$T = \frac{q_u \times l}{8} = \frac{2.5 \times 4}{2} = 5 \text{KN}$$

Calcul de la section d'armature

Soit un enrobage : $c = 2 \text{cm}$

La hauteur : $d = h - 2 = 4 - 2 = 2 \text{cm}$

Section doublement armée (SDA)

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = \frac{5000}{681.6} = 7.33 \gg 0.392 \rightarrow \text{SDA}$$

➤ Conclusion

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12 x 4) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ($A_{sc} = 0$) ne soient pas nécessaires. Ces étais sont généralement distants de 80cm à 120cm.

2^{ème} étapes : Après coulage de la dalle de compression

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples.

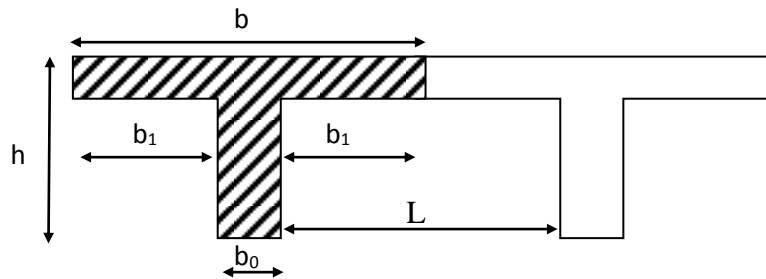
La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

À ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

➤ **Dimension de la poutrelle**

La largeur des hourdis est à prendre en compte de chaque côté une nervure à partir de son parement est limitée par les plus restrictives des conditions ci-après :

Avec : **L** : distance entre-axe des poutrelles.



$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{l_1}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} \end{array} \right.$$

l₁ : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 4.00$ m (la travée la plus sollicitée) ;

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs ;

b₀ : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm) ;

h₀ : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm)

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

$$b_1 \leq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} = 133.33 \text{ cm}$$

On prend: **b₁ = 26.5 cm**

$$\mathbf{b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \mathbf{b = 65 \text{ cm}}$$

➤ Charges permanentes et surcharges d'exploitations

Poids propre de plancher

- Étage courant : $G_e = 5.64 \text{ KN/m}^2$
- Plancher terrasse : $G_t = 5.61 \text{ KN/m}^2$

$$G_e = 5.64 \times 0.65 = 3.666 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 5.61 \times 0.65 = 3.64 \text{ KN/ml}$$

Surcharges d'exploitation :

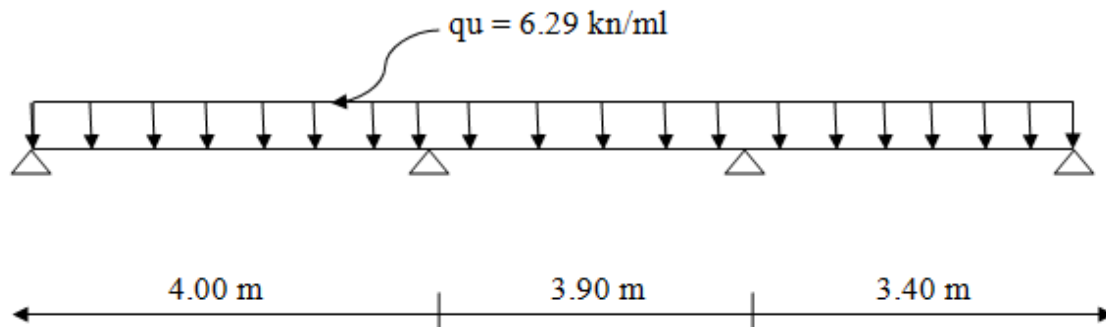
- Étage de service (RDC à usage bureaux)..... $Q=2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$
- Étages courants à usage d'habitation..... $Q=1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$
- Plancher terrasse..... $Q=1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

ELS : $q_s = G + Q$

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU	ELS
RDC	3.66	1.625	7.37	5.285
Étage courant	3.66	0.975	6.40	4.635
Plancher terrasse	3.64	0.65	5.89	4.296

➤ Schéma statique de calcul



➤ Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants

Choix de la méthode

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue à l'aide de l'une de ces 3 méthodes :

- ✓ Méthode forfaitaire ;
- ✓ Méthode de Caquot ;
- ✓ Méthode des trois moments ;

Méthode forfaitaire

➤ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux.....

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le BAEL 91 modifié 99, on peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivantes sont remplies :

1. La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5KN/m² c'est -à-dire :

$$Q \leq \min\{2G; 5\} \text{ KN/m}^2$$

- Q=2
- 1,5KN/m²
- 2G=2x5.64=11.28KN/m²

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min\{2G; 5\} = 5 \text{ KN/m}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

2- La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable → **Condition vérifiée**

3- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. Comme il n'y a pas de changement de section. → **Condition vérifiée**

4- Les portées successives sont dans un rapport compris entre « 0.8 » et « 1.25 »

$$\left. \begin{array}{l} \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{400}{390} = 1.02 \\ \phantom{\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{400}{390} = 1.02} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{390}{340} = 1.14$$

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

➤ **Application de la méthode**

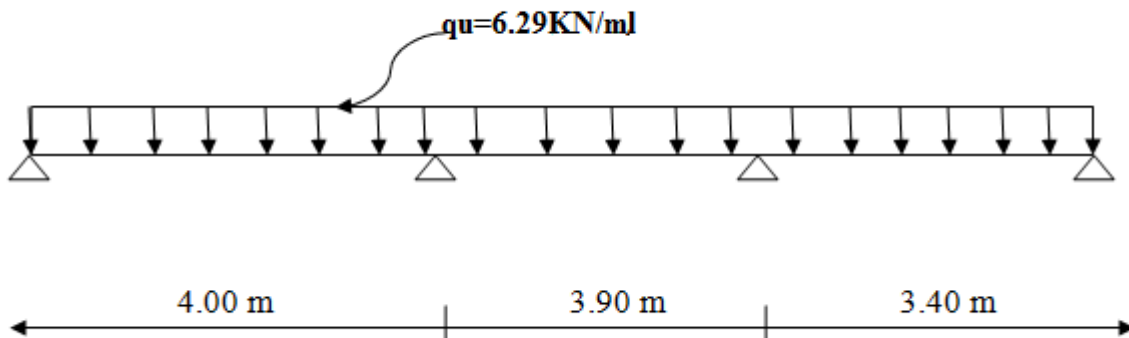
Combinaison des charge :

G = 5.50x0.65 = 3.575 kn/ml

Q= 1.5x0.65 = 0.975 kn/ml

ELU : qu = 1.35G + 1.5Q = 6.95 kn/ml

ELS : qs = G + Q = 4.55 kn/ml



Principe de la méthode

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment « M_0 » dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges qu'à celles de la travée considérée.

Exposé de la méthode

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

✓ M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$$M_0 = q l^2 / 8.$$

✓ M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur les appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

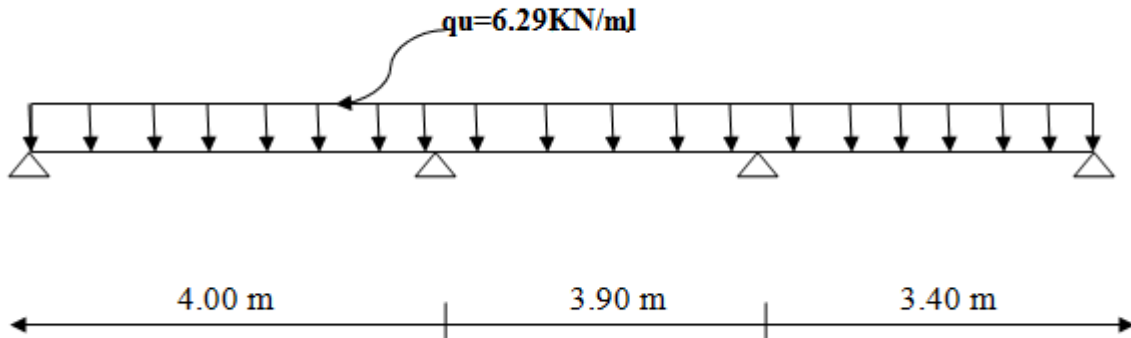
✓ M_t : moment maximal en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

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

$$2) \quad M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans une travée intermédiaire}$$

$$3) \quad M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans une travée de rive.}$$

Dans notre cas on a une poutre reposant sur quatre (04) appuis, on aura le diagramme suivant :



Calcul des sollicitations à L'ELU

Calcul des rapports des charges

$$0 < \alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{2.5}{2.5 + 5.64} = \frac{2.5}{8.14} = 0.30 < \frac{2}{3} \quad \cdot \alpha = 0.3$$

	Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.3	0.545	0.645

Calcul des moments isostatiques

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

Travée	A-B	B-C	C-D
L(m)	4,00	3,90	3,40
M_0 (KN.m)	12,58	11,95	9,08

▪ Aux appuis

$$M_{\text{appui}} = \beta M_0^{\text{max}}$$

Appuis	A	B	C	D
Coefficient forfaitaire β	0,3	0,5	0,5	0,3
$M_{\text{appui}}(\text{KN.m})$	3,77	6,29	5,97	2,72

Calcul des moments en travées

• Travée de rive

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.645 M_0 \\ M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq \max[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0] \Rightarrow M_t = 0.69 M_0 \end{array} \right.$$

On prend $M_t = 0.69 M_0$

• Travée intermédiaire

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq \max[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0] \Rightarrow M_t = 0.64 M_0 \\ M_t + \frac{0.4M_0 + 0.4M_0}{2} \geq \max[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0] \Rightarrow M_t = 0.69 M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.545 M_0 \end{array} \right.$$

On prend $M_t = 0.64 M_0 ; M_t = 0.69 M_0$

travée	A-B	B-C	C-D
M_t (KN.m)	10,23	6,57	6,67

Calcul des efforts tranchants

$$T_i = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} + \frac{q_u \times L}{2}$$

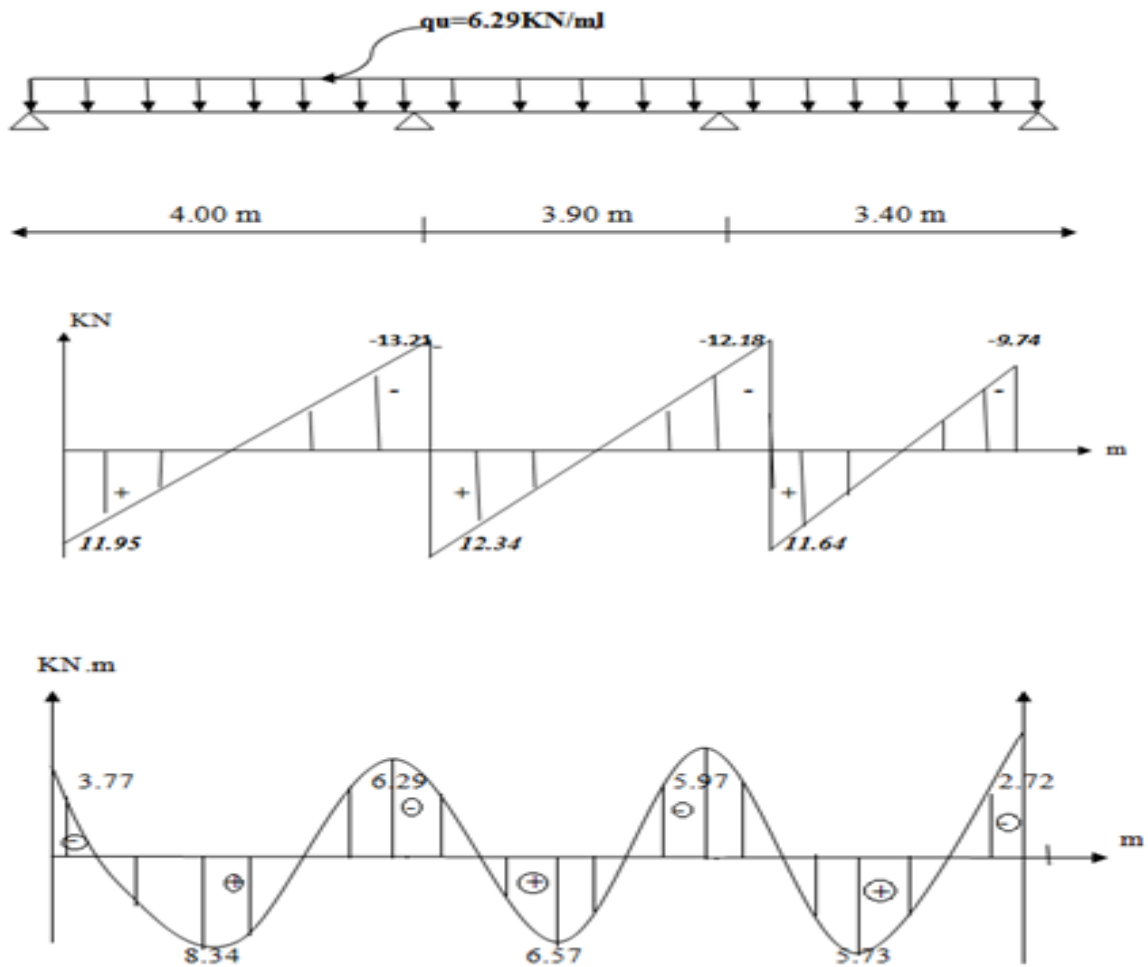
$$T_{i+1} = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} - \frac{q_u \times L}{2}$$

Avec T_i, T_{i+1} respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Les valeurs des efforts tranchants sont résumées dans le tableau suivant :

Travée	A-B		B-C		C-D	
T_i(KN)	T _A	11.95	T _B	12.34	T _C	11.64
T_{i+1} (KN)	T _B	-13.21	T _C	-12.18	T _D	-9.74

Les diagrammes des moments et les efforts tranchants



➤ Ferraillage à l'ELU

Armatures longitudinales

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 8.34 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 6.29 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

$$b = 65\text{cm}; b_0 = 12\text{cm}; h = 20\text{cm}; h_0 = 4\text{cm}; d = 18\text{cm}$$

▪ En travées

$$M_t^{\max} = 8.34 \text{ KN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3$$

$$M_{0t} = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 8.34 \text{ KN.m} \quad \{ M_{0t} \Rightarrow \text{axe neutre est dans la table de compression ;}$$

D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de (65 x 20) cm².

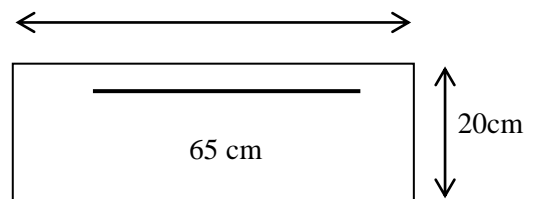
$$\mu = \frac{M^{\max}}{b d f_{bu}} = \frac{8.34 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,027$$

$$0,027 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\rightarrow \mu = 0.027 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{b d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.34 \times 10^5}{0.986 \times 18 \times \frac{400}{1.15}} = 1,35 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 HA12 = 3,36 cm²**



▪ Aux appuis

$$M_a^{\max} = 6.29 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur **b₀=12cm** et de hauteur **h =20cm**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{6.29}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0,114$$

$$0,114 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\rightarrow \mu = 0,114 \rightarrow \beta = 0,939$$

$$A_a = \frac{Ma^{max}}{bd\delta_s} = \frac{8,34 \times 10^5}{0,939 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3} = 1,07 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,07 \text{ cm}^2$$

On adopte **2HA10 = 1,57 cm²**

Conclusión

En travée: **3HA 10 = 2,36 cm²**.

Aux appuis : **2HA 10 = 1,57 cm²**.

Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t = \min(h/35, b_0/10, \phi_1)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1\right) = 0,57 \text{ cm}$$

On adopte : **2 HA8 = 1,00 cm²**

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

Espacement des armatures transversales : (Art. A.5.1.22.BAEL91)

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(16,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité

- En travée

$$A_{\min} = 0,23 b d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1/400 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Sur appuis

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1/400 = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte tangentielle

$$V_u^{\max} = 14.703 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 13,21 \times 10^3 / 120 \times 180$$

$$\tau_u = 0,611 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,611 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte d'adhérence et entrainement des barres : [BAEL91/Art

A.6.1, 3]

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad , \quad \Psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum u_i} = \frac{13,21 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113,04} = 0,721 \text{ MPa avec } \sum u_i = n \pi \phi = 3 \times 3.14 \times 12$$

$$= 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 0.721 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

\(\Rightarrow\) pas de risque d'entrainement des barres.

L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art : A.5. 1. 313/BAEL91)

▪ Sur le béton

$$V_u^{\max} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d b_0$$

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129.6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 13.21 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ KN}$$

▪ Sur l'acier

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9 d} \right)$$

$$A_a = 2.7 \geq \frac{1,15}{400} \left(13.21 + \frac{6,29}{0,9 \times 18} \right) = 0.039 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Ancrage des barres

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} , \text{ avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

La longueur de scellement droit : $L_s = \phi \frac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = 1,2 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm}$

Pour acier HA: $f_e = 400 \text{ MPa}$

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0,4L_s$

$$L_s = 0,4 \times 42,4 = 16,96 \text{ cm}$$

$$L_s = 17 \text{ cm}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91 Art A.5.1.1)

$$V_{u \max} = 13,21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{13,21 \times 10^3}{650 \times 180} = 0,113$$

$$\tau_u = 0,113 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (BAEL 91 Art 5.1,2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,15}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 4,347, 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 4,347 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,113 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4,347 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul à l' ELS**

Moment de flexion et les efforts tranchants à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments et les efforts tranchants à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient « q_s / q_u »

$$\text{C.-à-d. : } M_{ELS} = \frac{q_s}{q_u} M_{ELU} ; T_{ELS} = \frac{q_s}{q_u} T_{ELU}$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,29 \text{ KN / ml} \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \Rightarrow q_s / q_u = 4,55 / 6,29 = 0,72$$

$$q_s = G + Q = 4,55 \text{ KN / ml}$$

Les résultats des moments isostatiques sont résumés dans le tableau suivant :

Travée	A-B	B-C	C-D
M_0	6	4.73	4.12

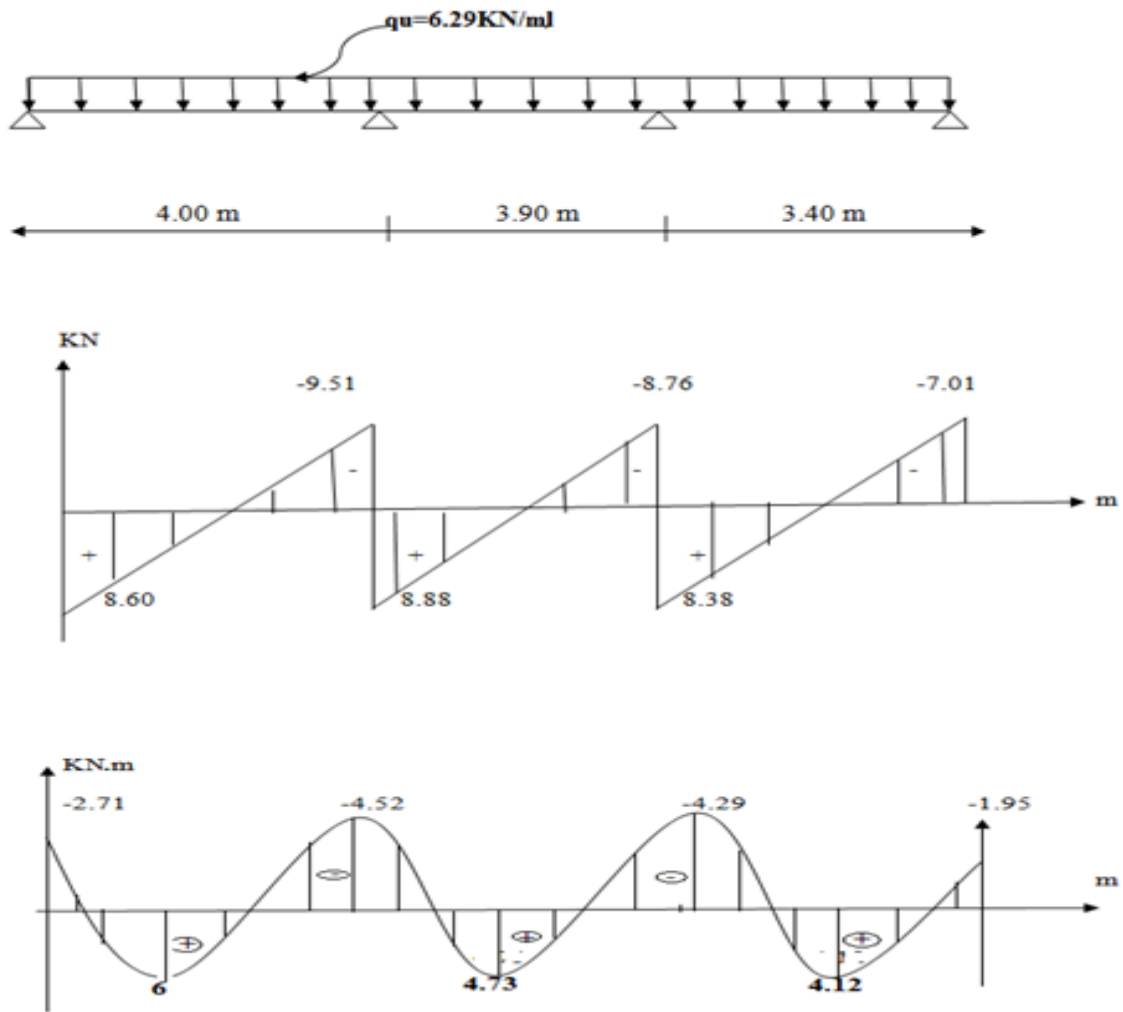
Les résultants des moments aux appuis sont résumés dans le tableau suivant :

Appuis	A	B	C	D
M_{app}^{ELS}	2,71	4.52	4.29	1.95

Calcul des efforts tranchants

travée	A-B		B-C		C-D	
T_i	T_A	8.60	T_B	8.88	T_C	8.38
T_{i+1}	T_B	-9.51	T_C	-8.76	T_D	-7.01

Les diagrammes des moments et les efforts tranchants



➤ Vérification à l'E.L.S

État limite d'ouverture des fissures

Les fissurations étant peu préjudiciable \Rightarrow aucune vérification n'est à effectuer.

État limite de résistance à la compression du béton

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ avec: $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s$ avec: $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$

▪ **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1,56$$

$$\beta_1 = 0.876$$

$$K_1 = 15.67 \Rightarrow K = 1/K_1 = 0.051$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{6 \times 10^6}{0.837 \times 18 \times 3.39 \times 10^3} = 117.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k = 7.49 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **Sur appuis**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,727 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} K=25..32 \\ \beta = 0.876 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{4,77 \times 10^6}{0.876 \times 18 \times 1,57 \times 10^3} = 182.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k = 7.20 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

État limite de déformation (Vérification de la flèche) : (BAEL91 A.3.6.51)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \frac{h}{L} = \frac{20}{375} = 0,053 > \frac{1}{22.5} = 0,04 \Rightarrow \text{c.v}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = 0,05 < \frac{8.34}{15 \times 12.58} = 0.04 \Rightarrow \text{c.v}$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_c} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015 \leq 0,009 \Rightarrow C.N.V$$

Le 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4000}{500} = 8mm$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 MPa$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 3,39$$

$$B_0 = 502,85 c$$

Calcul de V₁ et V₂

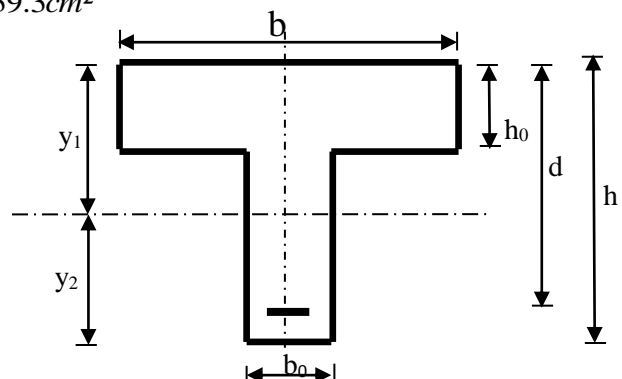
Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18 = 3739,3cm^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3739,3}{502,8} = 7,43cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,43 = 12,57cm$$



$$I_0 = \frac{b_0}{3}(V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A_s(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3}(7.43^3 + 12.57^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.43 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39(12.57 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799.84 \text{ cm}^2$$

Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0,015$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,015} = 1,096$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{0,72 ; 0\} = 0,761$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 21799,84}{1 + 1,096 \times 0,76} = 13074,75 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \quad f = \frac{6,57 \times 3,8^2}{10 \times 10818,86 \times 10^3 \times 16251,81 \times 10^{-8}} = 0,0053 \text{ m} < \bar{f} = 7,6 \text{ mm}$$

⇒ Condition vérifiée

Conclusion :

Le ferrailage retenu pour les poutrelles est le suivant :

-En travée: **3HA 10**

-Aux appuis **2HA10**

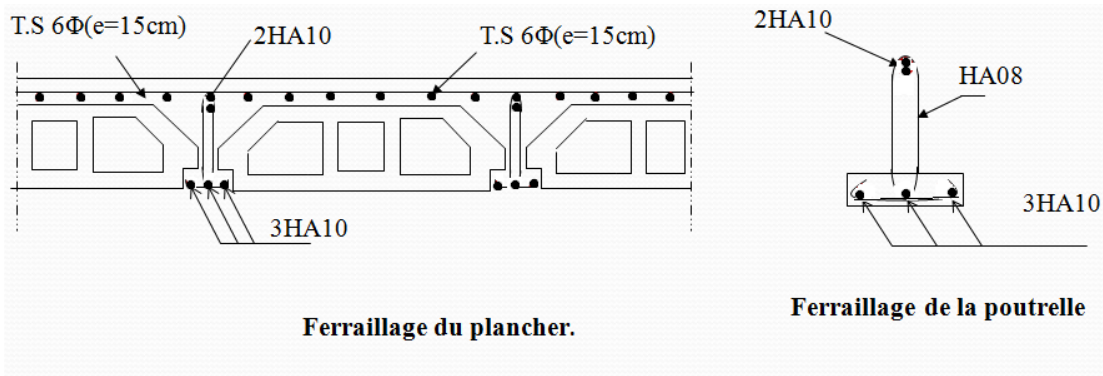


Figure III.6 Ferraillage du plancher

III.3 Balcon en dalle pleine

Introduction

Le balcon est assimilé à une console encadrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Il est réalisé en dalle pleine avec un garde-corps en brique pleine de hauteur $h = 1.20\text{m}$.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations G et Q .

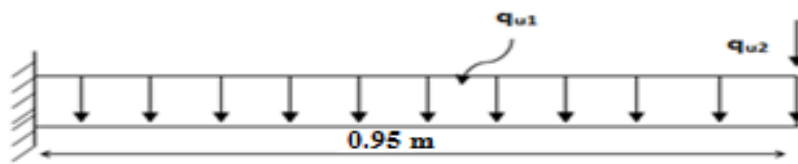


Figure III.7 Schéma Statique du balcon

Avec :

- q_{u1} : charges et surcharges verticales revenant au balcon.
- q_{u2} : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du garde corps en brique creuses de 10cm d'épaisseur.

III.3.1 Pré -dimensionnement

L'épaisseur de la dalle de balcon est déterminée comme suit :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{95}{10} = 9.5\text{cm} \quad \text{donc : } e_p = 15\text{cm}$$

➤ Les charges revenant à la console (charges G et surcharges Q):

Charges permanentes = 5.55 KN/ml

Charges permanentes du mur. $g = 1.78\text{ KN}$

<u>Eléments</u>	<u>Epaisseur(m)</u>	<u>Masse volumique(KN/m³)</u>	<u>Résultats(KN/m²)</u>
<u>Brique(e_p=0.1m)</u>	0.1	9	0.90
<u>Enduitdeciment</u>	0.02x2	22	0.88
<u>Somme(g)</u>			g=1.78

Tableau III.3.1 La Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps

Donc : le Poids propre revenant au balcon : $G_1=5,55 \times 1\text{ml}=5,55\text{KN/ml}$

Donc : la charge concentrée due au poids de garde-corps : $G_2=1.78 \times 1\text{ml} = 1.78 \text{ KN}$

La Charge d'exploitation

Elle est donnée par le DTR BC.22 : $Q= 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$

Surcharge revenant au balcon : $Q=3.5 \times 1\text{ml}=3.5\text{KN/ml}$

III.3.2 Les combinaisons des charges

A L'ELU : 1.35G+1.5Q

$$\begin{cases} q_{u1} = (1.35G_1 + 1.5Q) 1\text{ml} = (1.35 \times 5.55 + 1.5 \times 3.5) \times 1\text{ml} = 12.74\text{KN/m.} \\ q_{u2} = 1.35 \times G_2 = 1.35 \times 1.78 = 2.403\text{KN/m.} \end{cases}$$

A L'ELS : G+Q

$$\begin{cases} q_{s1} = (G_1 + Q) \times 1\text{ml} = (5.55 + 3.5) \times 1\text{ml} = 9.05\text{KN/ml.} \\ q_{s2} = G_2 \times 1\text{ml} = 1.78 \times 1\text{ml} = 1.78\text{KN/ml.} \end{cases}$$

III.3.3 Calcul des efforts

➤ Les moments

$$L'ELU : \begin{cases} M_{qu1} = \frac{q_{u1}}{2} l^2 = \frac{12.74 \times 0.95^2}{2} = 5.75 \text{ KN.m} \\ M_{qu2} = q_{u2} \times l = 2.403 \times 0.95 = 2.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_u^t = M_{qu1} + M_{qu2} = 5.75 + 2.28 = 8.03 \text{ KN.m}$$

$$L'ELS : \begin{cases} M_{qs1} = \frac{q_{s1}}{2} l^2 = \frac{9.05 \times 0.95^2}{2} = 4.083 \text{ KN.m} \\ M_{qs2} = q_{s2} \times l = 1.78 \times 0.95 = 1.691 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_s^t = M_{qs1} + M_{qs2} = 4.083 + 1.691 = 5.774 \text{ KN.m}$$

➤ Les efforts tranchants

$$L'ELU : V_u = q_{u1} l + q_{u2} = 12.74 \times 0.95 + 2.403 = 14.506 \text{ KN}$$

$$L'ELS : V_s = q_{s1} l + q_{s2} = 9.05 \times 0.95 + 1.78 = 10.3775 \text{ KN.}$$

III.3.4 Ferrailage

➤ Les armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8.03 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.033$$

$$\mu = 0.033 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0.05 \Rightarrow \beta = 0.983$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.06 \times 10^3}{0.983 \times 13 \times 348} = 1.80 \text{ cm}^2$$

On adopte pour une section : $A = 5 \text{ HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$ Avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ Les armatures de répartition

$$A = \frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } 6 \text{ HA}8 = 2.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

III.3.5 Vérification à L'ELU

➤ **Vérification la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91)**

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

$$\text{avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + (0.06)(25) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 5.65 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'entraînement des armatures :** (Art6.1, 3/BAEL 91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \\ \text{et : } \psi = 1.5 \text{ HA} \\ \Sigma u_i = 3.14 \times 6 \times 10 = 18.84 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.506 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188} = 0.66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec :} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration}$$

préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{14.506 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.111 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'écartement des barres**

- Pour les armatures principales : $St < \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$.

$$St = 15\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les armatures de répartition : $S_r < \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$

$$St = 15\text{cm} < 45\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.6 Vérification à L'ELS

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$avec : \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 13} = 0.360 \begin{cases} \beta_1 = 0.907 \\ K_1 = 38.76 \end{cases}$$

➤ **Vérification des contraintes dans les aciers**

La fissuration est considérée comme étant très préjudiciable, d'où :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

avec : $\eta=1:6$ pour les aciers de haute adhérence(HA) de diamètre supérieur à 6 mm

$$\bar{\sigma}_s = 164.97 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{5.774 \times 10^3}{0.907 \times 13 \times 4.71} = 103.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 103.97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 164.97 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

donc : le calcul des armatures à l'ELS n'est pas obligatoire.

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{103.97}{38.76} = 2.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.68 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'état limite de déformation**

On procédera à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{95} = 0.157 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.157 \geq \frac{M_s}{10M_0} = \frac{5.774}{10 \times 8.03} = 0.072 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{4.71}{100.13} = 0.0036 \leq \frac{4.2}{f_c} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

Conclusion

Le ferrailage retenu pour les balcons est le suivant :

- Armatures principales : 6 HA 10 (St= 15 cm).
- Armatures de répartition : 6 HA 8 (St= 15 cm).

Ferrailage des balcons

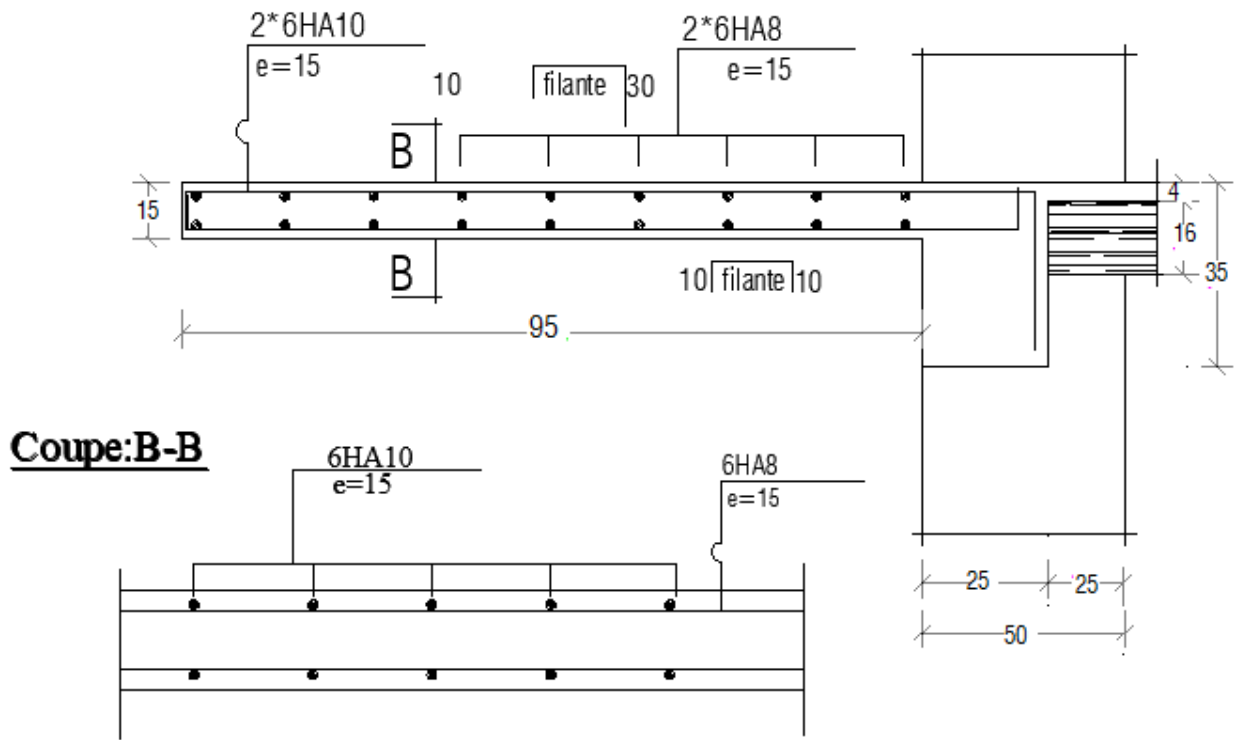


Figure III.8 Ferrailage du balcon

III.4 Les escaliers

III.4.1 Calcul des escaliers

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et de type du bâtiment.

➤ Définition d'ordre fonctionnel et caractéristiques géométriques

Les principaux termes utiles sont illustré sur la fig.III.5.

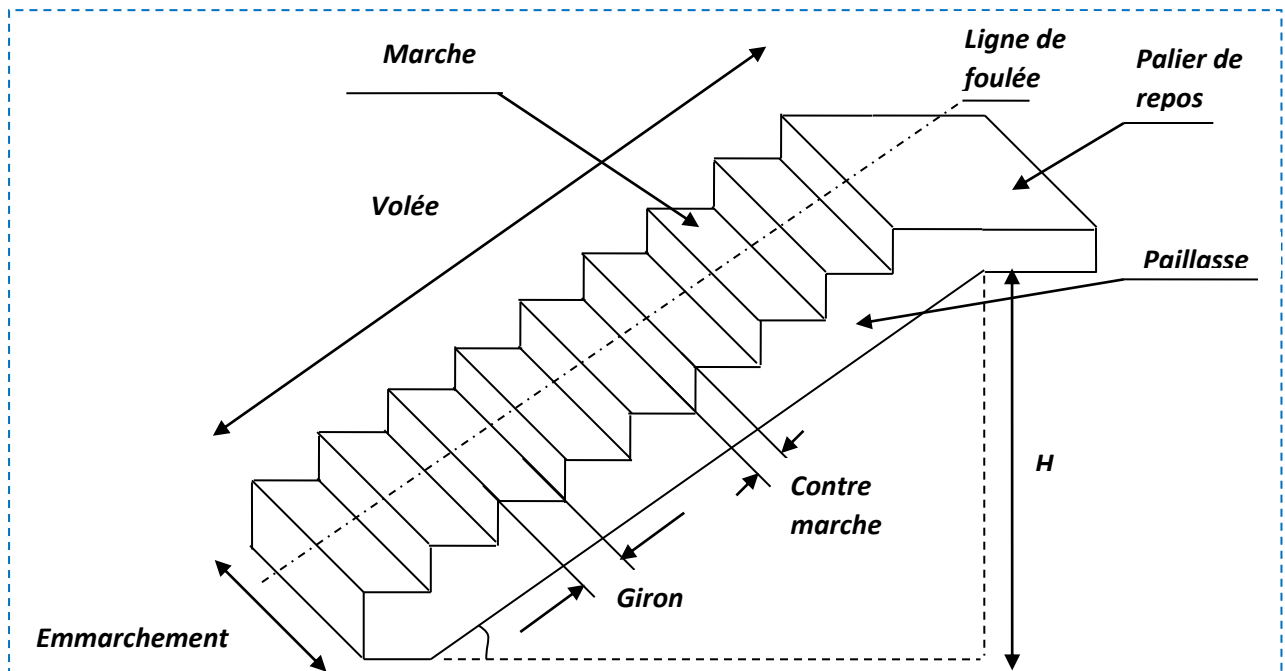


Figure III.9 Principaux termes relatifs à un escalier

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit l'utilisateur; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et de la contre marche, nommée nez de marche, est parfois sailli sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche h** : c'est la différence de niveau entre deux marches successives. Les valeurs courantes sont $h = 13$ à 17 cm, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.

- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il a une valeur constante, de 28 cm au minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h + g = 59$ à 64 .
- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.

n : nombre de contre marches.

m : nombre de marches

Afin de permettre le passage entre les étages, notre ouvrage est doté d'une cage d'escalier, de type escalier droit, réalisé en béton armé et coulé sur place.

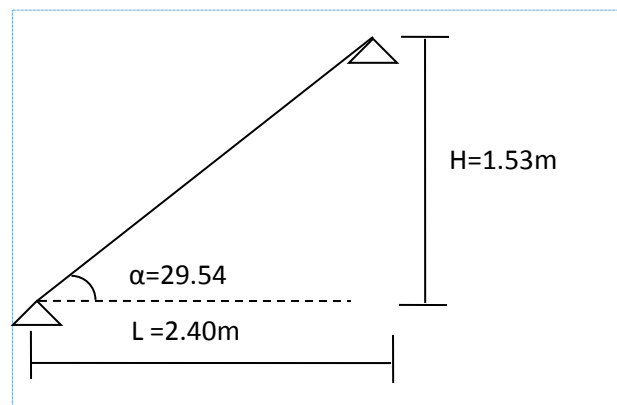


Figure III.10 Schéma statique de l'escalier.

Remarque

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant la circulation verticale entre les différents niveaux. Notre bâtiment comporte un escalier composé de trois volées avec deux paliers au niveau du rez-de-chaussée et deux volées avec un palier au niveau des étages.

➤ Vérification de la loi de BLONDEL

Avec une hauteur d'étage $H = 3,06\text{m}$, dans notre cas, on a un escalier à marches droites d'après la relation de BLONDEL : $60\text{cm} \leq g + h \leq 64\text{cm}$

Avec :

h : hauteur des contre marches

Celle-ci correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen. Pour un escalier courant d'une habitation, les valeurs moyennes de h et g sont :

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$27 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

$$n = H/h$$

n : nombre de contre marche

On a : $H=306 \text{ cm}$

- Pour des marches de hauteur $h=17 \text{ cm}$

$$n = 306/17 = 18 \quad \text{soit} \quad n = 18$$

Détermination de la hauteur des marches :

$$h = H/n \implies \text{pour } n=18 \dots \dots \dots h = 306/18 = 17 \text{ cm}$$

Détermination du giron :

En considérant une valeur moyenne de la relation de BLONDEL soit :

$$2g + h = 64 \text{ cm} \implies g = 62 - 2h \quad h = 17 \text{ cm} \quad g = 62 - 2(17) = 28 \text{ cm}$$

➤ **Récapitulation**

On a :

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$27 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

Donc :

Hauteur des marches : $h=17 \text{ cm}$

Giron : $g=30 \text{ cm}$

III.4.2 Pré dimensionnement de la paillasse

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation $L_0/30 \leq e_p \leq L_0/20$

Avec L_0 : longueur du palier et de la paillasse.

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{170}{300} = 0,566 \quad \implies \alpha = 29,54^\circ$$

$$\text{Cos } \alpha = \frac{L}{L_1} \quad \implies L = \frac{L_1}{\text{cos } \alpha} = \frac{240}{\text{cos } 29,54} = 276 \text{ cm}$$

$$L_0 = L_1 + L_2 = 276 + 170 = 446 \text{ cm}$$

L : longueur de la paillasse.

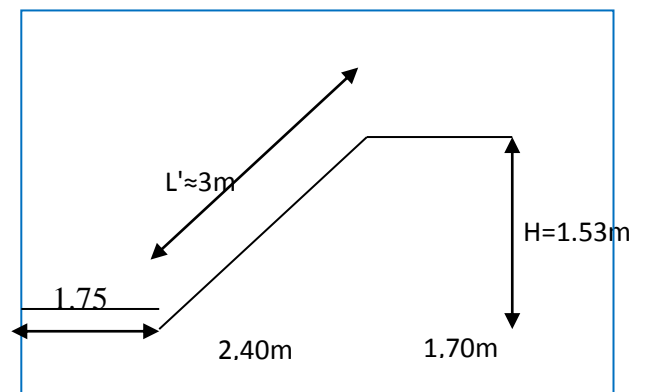


Figure III. 11 Pré dimensionnement de la paillasse.

$$\frac{446}{30} \leq e_p \leq \frac{446}{20}$$

$$14,86 \leq e_p \leq 22,3 \text{ cm}$$

On opte pour $e_p = 18 \text{ cm}$

G) Détermination des charges et surcharges

➤ **Les charges permanentes**

1) la paillasse

- Poids propre de la paillasse : $25 \times 0.18 / \cos(29,54) = 5,17 \text{ KN/m}^2$

- Poids de la marche : $25 \times 0.17 / 2 \times 1 = 2,125 \text{ KN/m}^2$

➤ **Surcharge d'exploitation**

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

III.4.3 Calcul à l'ELU

NB : le calcul se fera pour une bonde de 1 m.

H) Combinaison des charges

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} \text{la paillasse : } q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.17 + 1.5 \times 2.5) = 10.73 \text{ KN/m}^2 \\ \text{le palier : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.94 + 1.5 \times 2.5 = 11.77 \text{ KN/m}^2 \\ \text{voleè : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.73 + 1.5 \times 2.5 = 15.54 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Mur - ext : } P = 1.35G = 1.35 \times 6.8 = 9.18 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} \text{la paillasse : } q_s = G + Q = (5.17 + 2.5) = 7.67 \text{ KN/m}^2 \\ \text{le palier : } q_s = G + Q = 5.94 + 2.5 = 8,44 \text{ KN/m}^2 \\ \text{voleè : } q_s = (8.73 \times 2.5) = 11.23 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Mur - ext : } P = 6.80 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

I) Ferrailage à l'E.L.U

À l'ELU le calcul se fera en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale uniformément chargée.

➤ Schéma statique

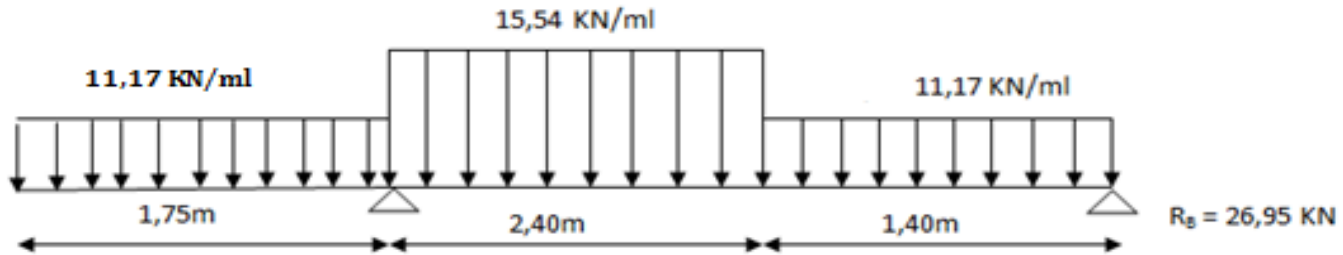


Figure III.12 Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU.

➤ Réaction d'appui

$R_A = 68.61 \text{ KN}$

$R_B = 18.45 \text{ KN}$

➤ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Tableau III.4.1 : Effort tranchant à l'ELU

Tronçon	Expression	X (m)	T_y (KN)
$0 \leq x \leq 1.75$	$-11.77x - 9.18$	0	-9.18
		1.75	-29.77
$1.75 \leq x \leq 4.15$	$-15.54x + 66.03$	1.75	38.83
		4.15	1.54
$0 \leq x \leq 1.70$	$11.77x - 18.45x$	0	-18.45
		1.70	1.54

Tableau III.4.2 : Moments fléchissant à L'ELU

Tronçon	Expression	X (m)	M _Z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1.75	-5.885x ² -9.18x	0	0
		1.75	-34.08
1.75 ≤ x ≤ 4.15	-7.77x ² +66.03x-125.827	1.75	-34.06
		4.15	14.39
0 ≤ x ≤ 1.70	-5.885x ² +18.45x	0	0
		1.70	14.37

La valeur maximale du moment M_Z (x)

T_y=0 → M_Z=M_{max}

T_y=0 → 11.77x - 18.45 = 0 → x=1.6m (de la droite)

Donc x= 1,6 m et M_Z^{max}= 14.45KN.m

➤ Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

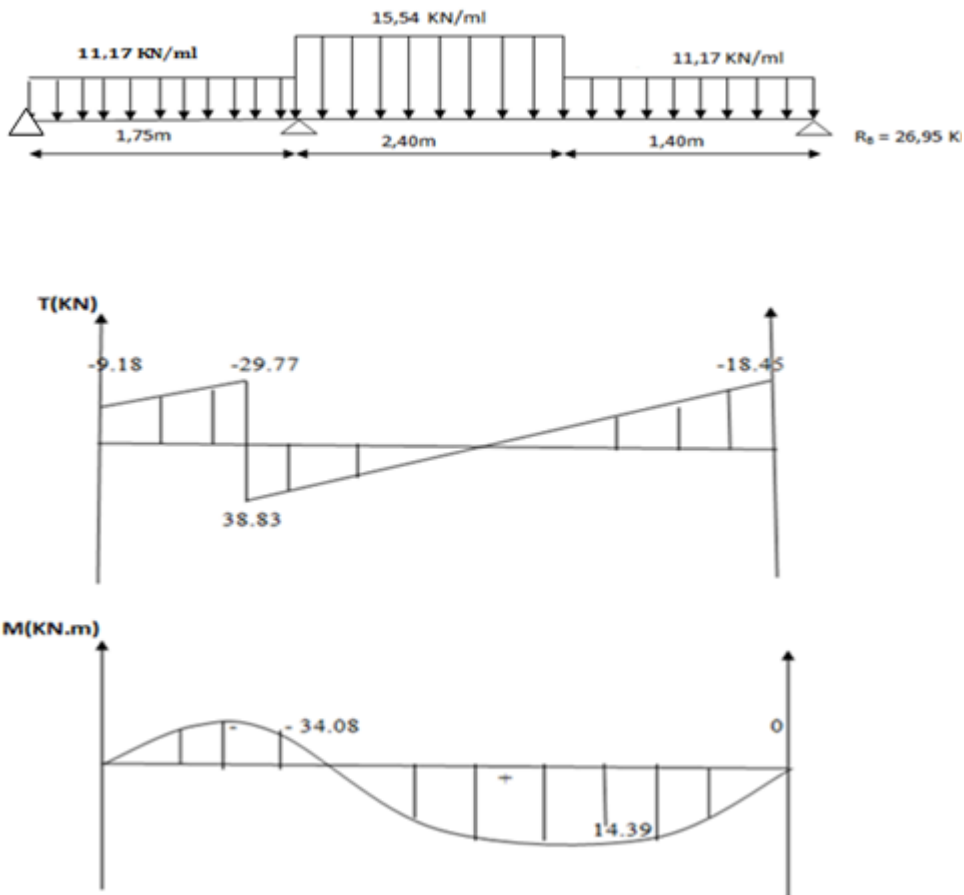
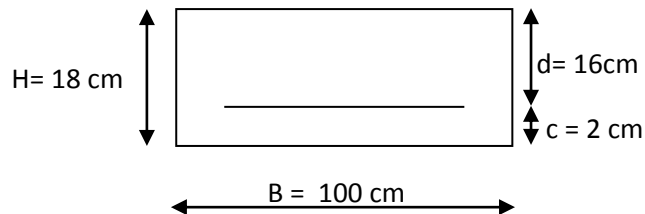


Figure III.13 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

Calcul des armatures principales

Calcul des armatures en flexion simple pour une poutre de 1m, d = 16cm



En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12,28 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14.2} = 0.034 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.034 \Rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{12,28 \times 10^3}{0.983 \times 16 \times 348} = 2.24 \text{ cm}^2$$

soit : $A_{\text{adop}} = 5\text{HA}10 = 3.92 \text{ cm}^2$ Avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Aux appuis

Appui b

$M_a = -4.34 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4.34 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14.2} = 0.012 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.012 \Rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{4.34 \times 10^3}{0.994 \times 16 \times 348} = 0.78 \text{ cm}^2$$

soit : $A_{\text{adop}} = 5\text{HA}10 = 3.92 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Appui A:

$M_a = 34.08 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{34.08 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14.2} = 0.094 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.094 \Rightarrow \beta = 0.951$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{34.08 \times 10^3}{0.951 \times 16 \times 348} = 6.44 \text{ cm}^2$$

soit : $A_{\text{adop}} = 5\text{HA}14 = 7.69 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Armature de répartition

$$\text{En travée: } A_t = \frac{A_t}{4} = \frac{7.69}{4} = 1,91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis: } A_a = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 4HA10/m1= 3.14 cm² avec e=25 cm.

J) Vérification (Art. A2.2 BAEL 91)**➤ Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f}{f e} = \frac{0,23 \times 100 \times 16 \times 2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 3.92 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

Aux appuis : $A_b = 3 \times 0.92 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

$A_a = 7.69 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

➤ Écartement des barres : (Art A.8.2.42/BAEL91)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armateurs principales

$$e \leq \min(3h, 33) = 33 \text{ cm}$$

En travée : $e = 20 \text{ cm} \leq 33 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

Aux appuis : $e = 20 \text{ cm} \leq 33 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

Armature de répartition

$$e \leq \min(4h, 45) = 45 \text{ cm}$$

Travée : $e = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

Appuis : $e = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

➤ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 2.5\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée

Dans notre cas : $V_u \text{ max} = 38,83 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{38,83 \times 1000}{1000 \times 160} = 0,242 \text{ MPA} \leq 2,5 \text{ MPA}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ Vérification de la condition d'adhérence (Art. A.6.13/BAEL91)

On doit vérifier que

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$$

appui A

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \quad V_u = 38,83 [\text{KN}]$$

Avec $\sum U_i$: la somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = \pi \times n \times \emptyset = 3,14 \times 4 \times 1,0$$

$$\sum U_i = 21,98 [\text{cm}]$$

$$\tau_{se} = \frac{38,83 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 219,8} = 1,228 [\text{MPa}]$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec Ψ_s coefficient de scellement ($\Psi_s = 1,5$ pour les aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [\text{MPa}]$$

$\tau_{se} = 1,228 [\text{MPa}] < \bar{\tau}_{se} = 3,15 [\text{MPa}] \longrightarrow$ La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Appui B

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 5 \times 1,0 = 15.7 [\text{cm}]$$

$$\tau_{se} = \frac{18.45 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 157} = 0.816 [\text{MPa}]$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [\text{MPa}]$$

$\tau_{se} = 0.816 [\text{MPa}] < \overline{\tau_{se}} = 3,15 [\text{MPa}] \longrightarrow$ La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

Influences de l'effort tranchant au voisinage des appuis**Influence sur le béton**

On doit vérifier que : $T_u \leq 0.4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $a = 0.9d = 14.4 \text{cm}$

$$T_u = 30,81 \leq 0.4 \times 100 \times 14.4 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$T_u = 38,83 \text{ KN} < 960 \text{ KN} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

Calcul de longueur d'encrage

Longueur de scellement : BAEL 91/ Art A.6.1.23)

$$L_s = \frac{\phi_e}{4\tau_s} \quad \text{avec : } \tau_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre ; on adoptera un crochet normal dont la largeur est fixée forfaitairement à $0.4 L_s = 14.10 \text{ cm}$ soit 35.27 cm

K) Vérification à l'ELS

➤ **Réaction d'appuis**

$R_A=49,662\text{KN}$

$R_B=13,207\text{KN}$

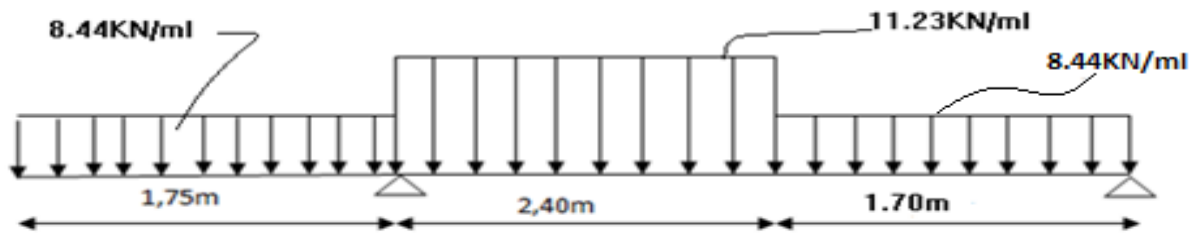


Figure III.14 Schéma statique de calcul à l'ELS

Tableau III.6 : Effort tranchant à L'ELS

Tronçon	Expression	X (m)	T _y (KN)
$0 \leq x \leq 1.75$	$-8.44x - 6.80$	0	-6.80
		1.75	-21.57
$1.75 \leq x \leq 4.15$	$-11.23x + 47.74$	1.75	28.09
		4.15	1.14
$0 \leq x \leq 1.70$	$-8.44x - 13.207$	0	-13.207
		1.70	1.14

Tableau III.7 : Moments fléchissant à L'ELS

Tronçon	Expression	X (m)	M _Z (KN)
$0 \leq x \leq 1.75$	$-4.22x^2 - 6.80x$	0	0
		1.75	-24.82
$1.75 \leq x \leq 4.15$	$-5.615x^2 + 47.74x - 91.172$	1.75	-24.82
		4.15	10.26
$0 \leq x \leq 1.70$	$-4.22x^2 + 13.207x$	0	0
		1.70	10.25

Le moment fléchissant $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 1,6\text{m}$.

D'où $M_z^{\max} = 10,33\text{KN.m}$

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants

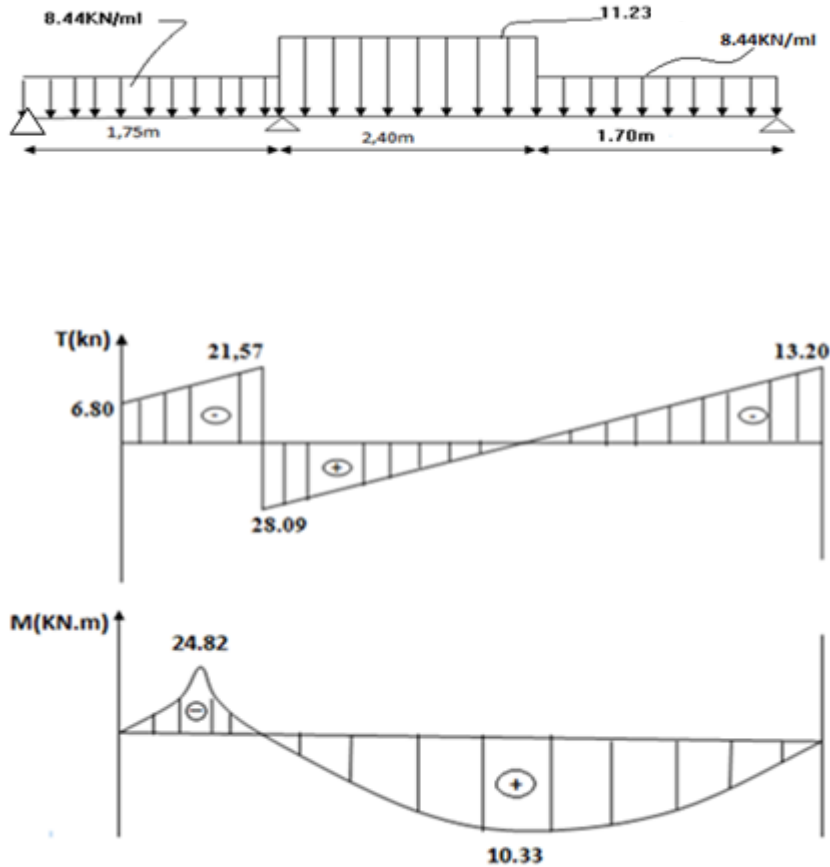


Figure III.15 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants

L) Vérification de l'ELS

➤ État limite d'ouverture des fissures

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers :

On doit vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 [MPa]$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

- Contrainte de compression du béton :

- Aux appuis :

$$M_a = 24,82[\text{KN.m}]$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 16} = 0,483 \longrightarrow \beta_1 = 0,895, K_1 = 32,62$$

$$\text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{24,82 \times 10^3}{0,895 \times 16 \times 3,14} = 225,38[\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 225,38[\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{st} = 400[\text{MPa}] \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{32,62} = 0,03$$

$$\sigma_{bc} = 0,03 \times 225,38 = 6,76[\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{bc} = 15[\text{MPa}] \text{ Condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$M_t = 8,78[\text{KN.m}]$$

$$\rho = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 16} = 0,245, \beta_1 = 0,921, K_1 = 48,29$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8,78 \times 10^3}{0,921 \times 16 \times 3,92} = 152[\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 152[\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{st} = 400[\text{MPa}] \text{ Condition vérifiée.}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{48,29} = 0,02$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,020 \times 152 = 3,04[\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{bc} = 15[\text{MPa}] \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ État limite d'ouverture des fissures (BAEL 91 modifiée 99/Art A.4.5.3)

L'élément est dans un endroit couvert et par conséquent la fissuration est peu nuisible. Donc, aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier,

➤ État limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2)

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

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

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

$$\frac{M_t}{10M_0} \geq \frac{h}{L}$$

Avec :

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

M_t : Moment max en travée.

M₀ : Moment max isostatique.

Vérification

$$h = 18 \text{ cm} \quad ; \quad L = 410 \text{ cm} \quad ; \quad A_{\text{utr}} = 3,92 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{str}} = 8,78 \text{ KN m}; \quad M_0 = 24,82 \text{ KN m} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{410} = 0,043 \leq \frac{1}{16} = 0,06 \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,043 \leq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{8,78}{10 \times 24,82} = 0,035 \rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{3,92}{100 \times 16} = 0,00245 \leq \frac{3,6}{f_e} = 0,009 \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

On doit vérifier que :

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 \times E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : module de déformation différé du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} E_V = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 [\text{MPa}]$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d}$$

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

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \mu\lambda_v}$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogène.

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

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

S_{xx} : Moment statique de la section, $S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$

B_0 : aire de la section homogénéisée, $B_0 = bh + 15A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 3,92 \times 16}{100 \times 18 + 15 \times 3,92} = 9,22 [\text{cm}]$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,22 = 8,78 [\text{cm}]$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3}(9,22^3 + 8,78^3) + 15 \times 3,92(8,78 - 3)^2$$

$$I_0 = 50561,533 [\text{cm}^4]$$

Avec :

I_{fv} : Module d'inertie fictif de longue durée.

I_0 : moment d'inertie total de la section homogène

E_v : module de déformation différé du béton.

$$\sigma_{st} = 152 [\text{MPa}]$$

Calcul des paramètres :

$$\rho = \frac{4,1}{100 \times 16} = 0,00425$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,00425} = 3,23$$

$$\mu = \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00425 \times 152 + 2,1} = 0,784$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 50561,533}{1 + 0,784 \times 3,52} = 14793,197 [\text{cm}^4]$$

$$f_v = \frac{4,52 \times 10^6 \times 3800^2}{10 \times 10818,86 \times 14793,197 \times 10^4} < \bar{f} = \frac{3800}{500}$$

$f_v = 2,78[\text{mm}] < \bar{f} = 7,6[\text{mm}] \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Résultats:

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant:

Appuis A: 5HA14=7.69cm²/ml avec un espacement de 20cm.

Appuis B: 5HA10= 3.92cm²/ml avec un espacement de 20cm.

Travée: 5HA10=3.92cm²/ml avec un espacement de 25cm.

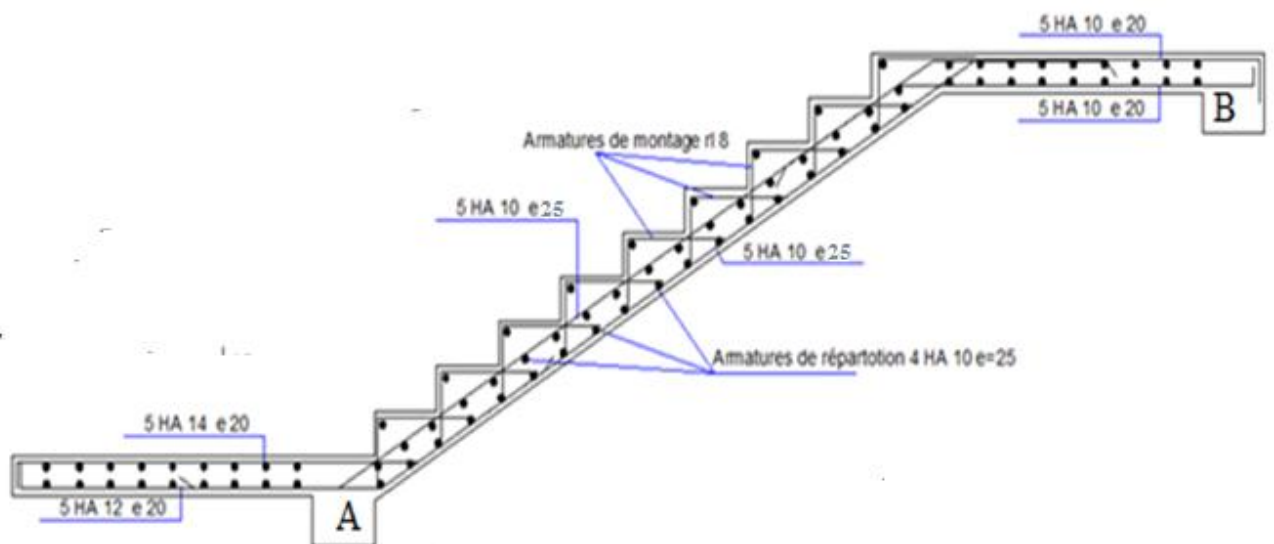


Figure III.20 Ferrailage de l'escalier

III.5 Étude de la poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux. Sa portée est de 3,40 m (entre nu d'appuis).

III.5.1 Pré dimensionnement

On dimensionne la poutre palière par la formule suivante :

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10 \quad 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

L : portée libre de la poutre 20

H_t : hauteur de la portée

B : largeur de la poutre.

Hauteur de la poutre

$$340 / 15 \leq h_t \leq 340 / 10 \quad \rightarrow \quad 22,66 \leq h_t \leq 34$$

On adopte h_t = 35 cm

Largeur de la poutre

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \rightarrow \quad 14 \leq b \leq 24,5$$

On prend b = 30 cm

D'après : [Art.7.5.1.5 / RPA 99]

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \\ b_{\max} = 1.5 h + b_t \end{array} \right\} \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La poutre palière aura donc : **(b x h) = (30x 35) cm²**

III.5.2 Détermination des charges et surcharges

La poutre palière sera sollicitée par son poids propre → 25x0.35x0.30 = 2.625 KN/ml.

➤ Effort tranchant à l'appui

E.L.U : T_U = 68,84KN.

E.L.S : T_S = 49,80KN.

➤ Combinaison des charges et surcharges

À l'E.L.U $q_u = 1.35 G + T_u = 1,35 \times 2,625 + 68,84 = 72,38 \text{KN}$.

À l'E.L.S $q_s = G + T_s = 2,625 + 49,80 = 52,42 \text{KN}$.

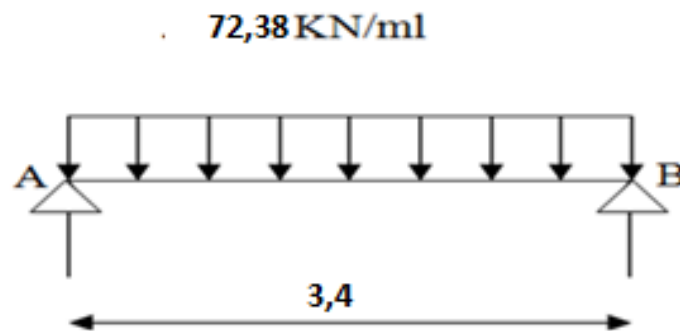


Figure III.21 Schéma statique à l'ELU

A l'E.L.U

Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{72,38 \times 3,40}{2} = 123,05 \text{KN.m}$$

Moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{72,38 \times 3,40^2}{8} = 104,59 \text{KN.m}$$

Moments corrigé :

En travée : $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 104,59 = 88,90 \text{kN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 104,59 = -31,38 \text{KN.m}$

Efforts tranchant max : $V_u^{\max} = 123,05 \text{KN}$

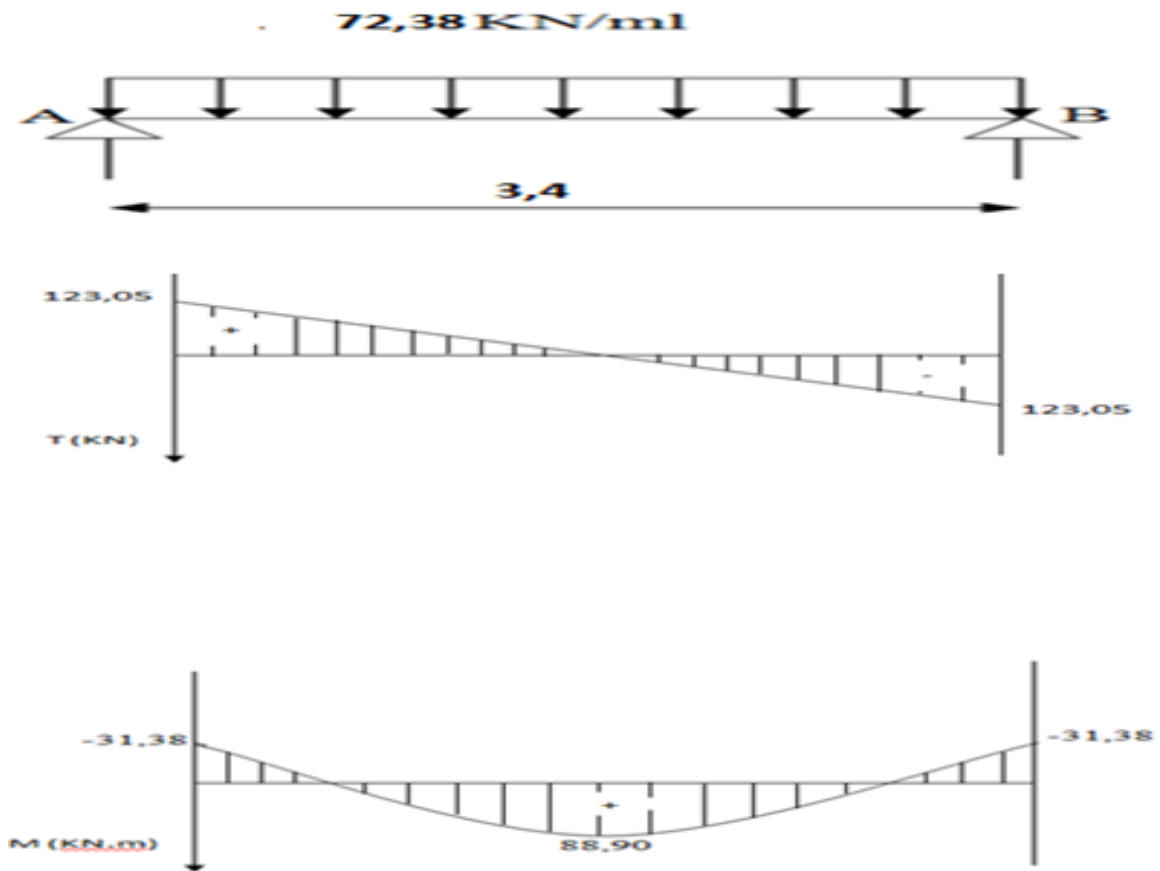


figure III.16 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

III.5.3 Ferrailage à l'E.L.U

M) Calcul des armatures principales

En travée :

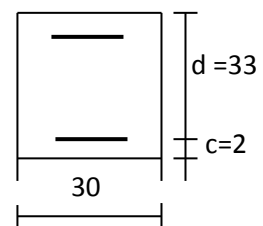
$$M_t = 31,38 \text{ kN.m.}$$

$$d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{31,38 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,068$$

$$\mu_b = 0,068 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,965$$



$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{31,38 \times 10^3}{0,965 \times 33 \times 348} = 2,83 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA12 = 3,39 cm² Sur appuis**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{88,90 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,191$$

$\mu_b = 0,191 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$$\beta = 0,892$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{88,90 \times 10^3}{0,892 \times 33 \times 348} = 8,67 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **6 HA14 = 9,24 cm².**

NB : Le RPA exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5 en toute section, d'où :

$$3,39 + 9,24 = 12,63 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \times 30 \times 35}{100} = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 12,63 \text{ cm}^2 \geq 5,25 \text{ cm}^2$$

III.5.4 Vérification à l'ELU

➤ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 33 \times 2,1}{400} = 1,195 \text{ cm}^2$$

Aux appuis $A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,815 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

En travée $A_t = 9,24 \text{ cm}^2 > 0,815 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de l'adhérence**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{123,05}{0.9 \times 33 \times 3 \times 3.14 \times 1,2} = 0,367 MPa$$

$$\tau_{se} = 0,367 MPa \quad \langle \bar{\tau}_{se} = 3.15 MPa \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Vérification de l'effort tranchant** (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$T_u^{\max} = 123,05 KN$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{123,05 \times 1000}{300 \times 330} = 0.124 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13 f_{c28} ; 5 MPa\} = 3.33 MPa$$

$$\tau_u = 0,124 MPa \quad \langle \bar{\tau}_u = 3,33 MPa \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{12; 10 ; 30\} = 10 mm$$

On choisit un diamètre : $\phi 8$

Donc on adopte 4 HA8 = 2,01 cm². ⇒ (1 cadre + 1 étrier) $\phi 8$

➤ **Espacement des barres :** RPA2003 (A7.5.2.2)

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \{h/4; 12\phi; 30\} = \min \{8,75; 12; 30 cm\} = 8,75 cm \quad \rightarrow \quad \text{Soit } S_t = 7 cm.$$

En dehors de la zone nodale:

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 cm \quad \rightarrow \quad \text{Soit } S_t = 15 cm.$$

On prend un cadre et un étrier en HA8. A_t = 4 HA8 = 2.01 cm² (1 cadre + 1 étrier) $\phi 8$

➤ Quantité des armatures transversales minimales

$$A_{\min} = 0.003St b = 1,35 \text{ cm}^2.$$

2.01 > 1,35 → Exigence vérifiée.

A l'E.L.S

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{52,42 \times 3,40}{2} = 89,11 \text{ KN.m}$$

-Moments isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{54,42 \times 3,40^2}{8} = 75,75 \text{ KN.m}$$

-Moments corrigé :

$$\text{Aux travées : } M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 75,75 = 64,39 \text{ kN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 89,11 = -26,73 \text{ KN.m}$$

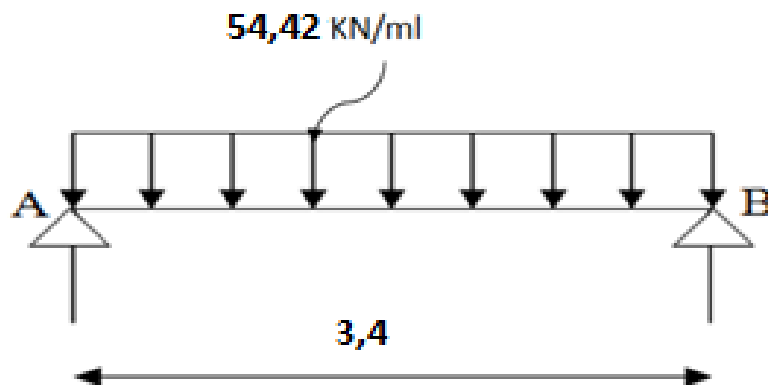


Figure 22 Schéma statique à l'ELS

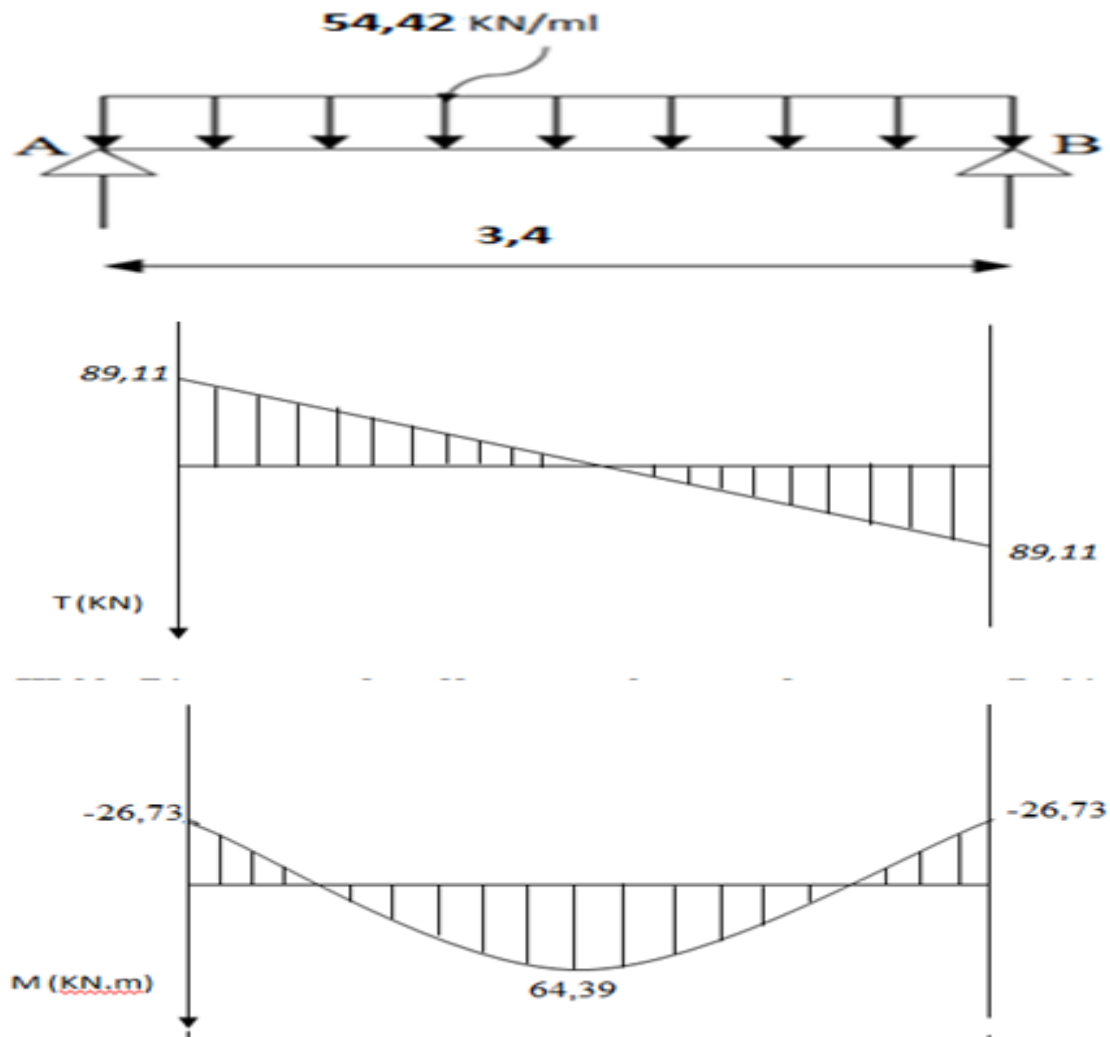


Figure III.23 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

III.5.5 Vérification à l'ELS

➤ État limite d'ouverture de fissures

La fissuration est considéré comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

➤ État limite de compression du béton :(Art A.4.5.2 du BAEL91)

Si l'inégalité suivante est vérifiée, aucune vérification n'est exigée pour σ_{bc} :

En travée**1. Contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{64,39 \times 10^3}{0,864 \times 33 \times 9,24} = 244,41 \text{MPa}$$

$$\varphi = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 9,24}{33 \times 33} = 0,933$$

$$K_1 = 21,76 \quad \rightarrow \beta = 0,864$$

La fissuration est peu nuisible

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Contrainte dans le béton

$$K = \frac{1}{21,75} = 0,046$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,046 \times 244,41 = 11,23 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,23 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

Aux appuis :**1. Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{ap}} = \frac{26,73 \times 10^3}{0,909 \times 33 \times 3,39} = 262,88 \text{MPa}$$

$$\varphi = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 33} = 0,342$$

$$K_1 = 39,65 \quad \rightarrow \beta = 0,908$$

La fissuration est peu nuisible

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Contrainte dans le béton:

$$K = \frac{1}{39,65} = 0,025$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,025 \times 262,88 = 6,58 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 6,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Zone	M _s KN.m	A _s (cm ²)	ρ	B	K	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc}
Travée	64,39	9,24	0,933	0,864	21,76	244,41	11,23	15
appuis	26,73	3,39	0,342	0,909	39,95	262,88	6,58	15

➤ **Vérification de la flèche**

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{340} = 0.103 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.10 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{64,39}{10 \times 75,75} = 0.085 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{924}{300 \times 330} = 0.009 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

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

FERRAILLAGE : POUTRE PALIERE (30X35)

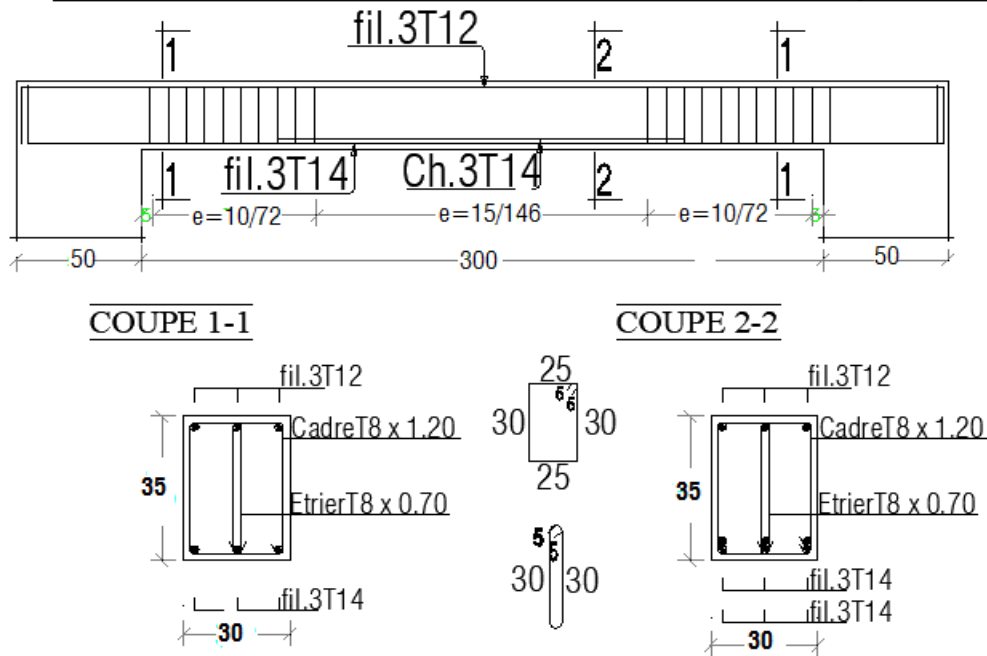


Figure III.24 Ferrailage de la poutre palière

III.6 Poutre de chaînage

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre, le poids du mur (double cloison) et celui du plancher.

III.6.1 Pré dimensionnement

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La hauteur : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ \text{Largeur : } 0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \end{array} \right. \quad \text{Avec L:la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré}$$

$$\text{La largeur de la poutre principale « b » } \frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \text{ donc : } 26\text{cm} \leq h_t \leq 40\text{cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1), On opte pour $h_t = 30 \text{ cm}$

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad \text{D'ou : } 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b = 25 \text{ cm}$

Donc : la poutre de chaînage à pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$

III.6.2 Évaluation des charges G et surcharges Q

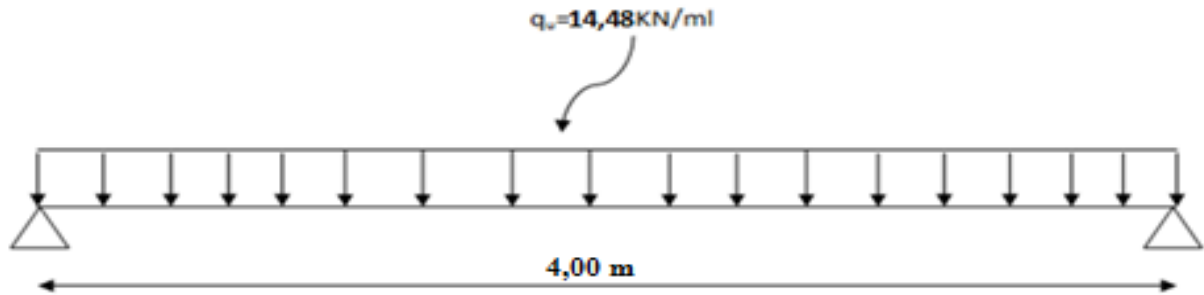
- Poids propre de la poutre = $25 \times 0,25 \times 0,35 = 2.875 \text{ KN / ml}$
 - Poids du mur (double cloison) = $2,36(3,06-0,30) = 6,514 \text{ KN/ml}$
 - Le poids du plancher = $5,50 \times (0,65/2) = 1,7875 \text{ KN/ml}$.
- $$\left\{ \begin{array}{l} \text{Le poids propre total} \quad \quad \quad G = \mathbf{10.18 \text{ KN/ml.}} \\ \text{La charge d'exploitation} \quad \quad \quad Q = 1,5 \times (0,64/2) = \mathbf{0,487 \text{ KN/ml.}} \end{array} \right.$$

➤ Combinaison des charges

- À l'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 10.18 + 1.5 \times 0.487 = \mathbf{14.48 \text{ KN/ml}}$
- À l'ELS : $q_s = G + Q = 10.18 + 0.487 = \mathbf{10.66 \text{ KN/ml}}$

III.6.3 Étude de la poutre à l'ELU

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée.



➤ calcul des moments

Le moment isostatique :

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14,48 \times (4,00)^2}{8} = 28,96 \text{ kN.m}$$

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux appuis, on affectera les moments par des coefficients : 0.85 en travée et -0.3 aux appuis.

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 28,96 = 24,62 \text{ kN.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 28,96 = -8,69 \text{ kN.m}$$

➤ Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14,48 \times 4,00}{2} = 29,6 \text{ kN}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

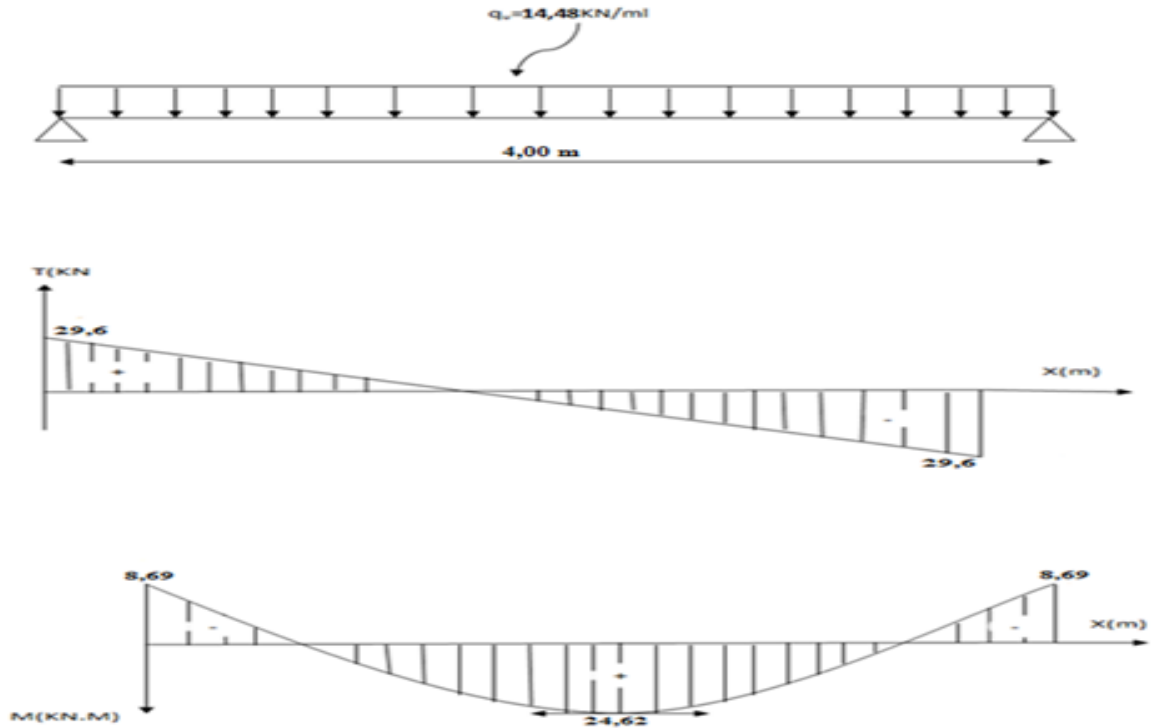


Figure III.25 Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant.

II.6.4 Ferrailage

➤ Les armatures longitudinales

En travée

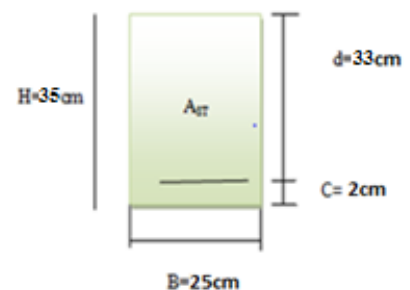
$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{24,62 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.063$$

$$\mu = 0.063 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0.063 \Rightarrow \beta = 0.967$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{24,62 \times 10^3}{0.967 \times 33 \times 348} = 2.21 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3 HA12 = 3.39 cm²**



Sur appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,69 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,022$$

$$\mu_b = 0,022 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,69 \times 10^3}{0,989 \times 33 \times 348} = 0,76 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3 HA12 = 3,39 cm²**.

➤ Les armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1 ; 8,57 ; 2,5 \} = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

Avec :

$$\begin{cases} h : \text{La hauteur totale de la poutre.} \\ \Phi : \text{Le diamètre des barres longitudinales.} \\ b : \text{La largeur totale de la poutre} \end{cases}$$

On choisit un diamètre : **ϕ8 (1 cadre ϕ8)**

➤ Vérification l'espacement des armatures transversales (RPA99, Art 7.5.2.2)

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi_t ; 30 \text{ cm} \right) = \min \left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1 ; 30 \text{ cm} \right) = \min \{ 8,75 ; 12 ; 30 \} \text{ cm}$$

$$S_t \leq 8,75 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$$

$$\text{En zone nodale : } A_t \geq 0,003 \times S_t \times b \Rightarrow S_t = 7 \text{ cm} \leq \frac{A_t}{0,003 \times b} = \frac{3,39}{0,003 \times 25} = 45,2 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante (travée) : } S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm, soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

III.6.5 Vérifications à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité (BAEL91.Art. A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{aligned} A_a &= 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2 \\ A_t &= 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art. A.5.2.2)**

L'influence sur le béton : On doit vérifier que

$$T_{u\max} \leq 0.4.d.b.0.9\frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

$$\text{On a: } \left. \begin{aligned} T_u^{\max} &= 29,6 \text{ KN} \\ T_u^{\max} &= 29,6 \text{ KN} < 480 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$0.4.d.b.0.9\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 32 \times 25 \times 0.9 \times \frac{25}{1.5} = 480 \text{ KN}$$

L'influence sur les aciers :

$$\text{On doit vérifier : } A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_{au}}{0.9.d} \right)$$

$$A_a = 3.39 \geq \frac{1.15}{400} \left(29,6 \times 10^3 + \frac{8,69 \times 10^3}{0.9 \times 330} \right) = 85 \text{ mm}^2 \rightarrow 0.85 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.85 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Et aussi : } A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.85 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91 modifié 99.Art .A.6.1.3)**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s . f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$ avec : $\Psi = 1.5 \text{ HA}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d.\sum u_i} = \frac{29,6 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 113.4} = 0.878 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \sum u_i = n.\pi.\phi$$

$$\tau_{se} = 0.878 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}$$

$$\text{avec: } \bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{29,6}{25 \times 33} \times 10^3 = 0.358 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.333 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification l'espacement des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99, art A.7.51.22)**

$$St \leq \text{Min} (0,9d; 40\text{cm}) = \text{min} (0,9 \times 33; 40) = 29.7 \text{ cm}$$

$$St \leq 29.7 \text{ cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

On doit aussi vérifier la section des armatures transversales par la condition suivante :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2.01 \times 400}{20 \times 25} = 1.608 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.6.6 Étude de la poutre à l'ELS

➤ **Moment isostatique**

On a : $q_s = 10.66 \text{ KN/ml}$.

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{10.66 \times 4^2}{8} = 21.32 \text{ KN.m}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_s^a = -0.3 \times M_s^{\max} = -0.3 \times 21.32 = -6.39 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_s^t = 0.85 \times M_s^{\max} = 0.85 \times 21.32 = 18.12 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant**

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{10.66 \times 4}{2} = 21.32 \text{ KN}$$

III.6.7 Vérifications à l'ELS

➤ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Aux appuis

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \quad ; \quad M_s^a = 6.39 \text{ KN.m}$$

Dans le béton : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 33} = 0.411$$

$$\rho_1 = 0.411 \longrightarrow \beta = 0.901 \longrightarrow K_1 = 35.50$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{6.39 \times 10^6}{0.901 \times 3.39 \times 10^2 \times 330} = 63.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{63.39}{35.5} = 1.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Dans l'acier : on doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\sigma_{st} = 63.39 \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travée

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \quad ; \quad M_s^t = 18.12 \text{ KN.m}$$

Dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 33} = 0.411$$

$$\rho_1 = 0.411 \Rightarrow \beta_1 = 0.901 \Rightarrow K_1 = 35.50$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sT}}{\beta_1 \cdot A_t \cdot d} = \frac{18.12 \times 10^3}{0.901 \times 3.39 \times 33} = 179.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{179.77}{35.50} = 5.06MPa < \bar{\sigma} = 0.6 \times 25 = 15MPa \rightarrow \text{Condition vérifi}$$

Dans l'acier : on doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\sigma_{st} = 179.77 \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche**

L'article B.6.5, 1 précise les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites pour les poutres. Les conditions à vérifier sont :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{400} = 0.087 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h = 0.3 \geq \frac{M^u}{10M_0} = \frac{21.32}{10 \times 18.12} = 0.11 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{3.39}{25 \times 33} = 0.004 \leq \frac{3.39}{f_e} = 0.0084 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Poutre de chaînage (25X30)

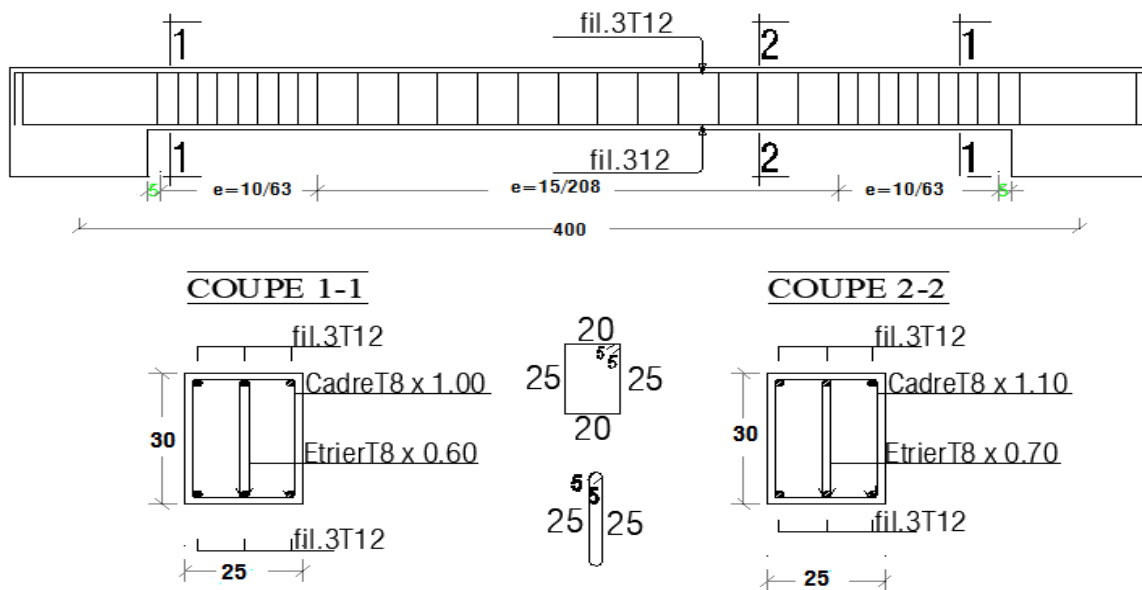


Figure III.26 Schéma du ferrailage de la poutre de chaînage

III.7 Calcul de la dalle de la salle machine

Introduction

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis, il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettant manifestement l'accès des personnes, se déplaçant le long de guides verticaux.

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé réalisée en dalle pleine de dimensions $(1.65 \times 1.75) = 2.88 \text{ m}^2$ appuyée sur ses 4 cotés. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau, estimée à 8 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ et transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle donne lieu à des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées suivant la petite et la grande portée.

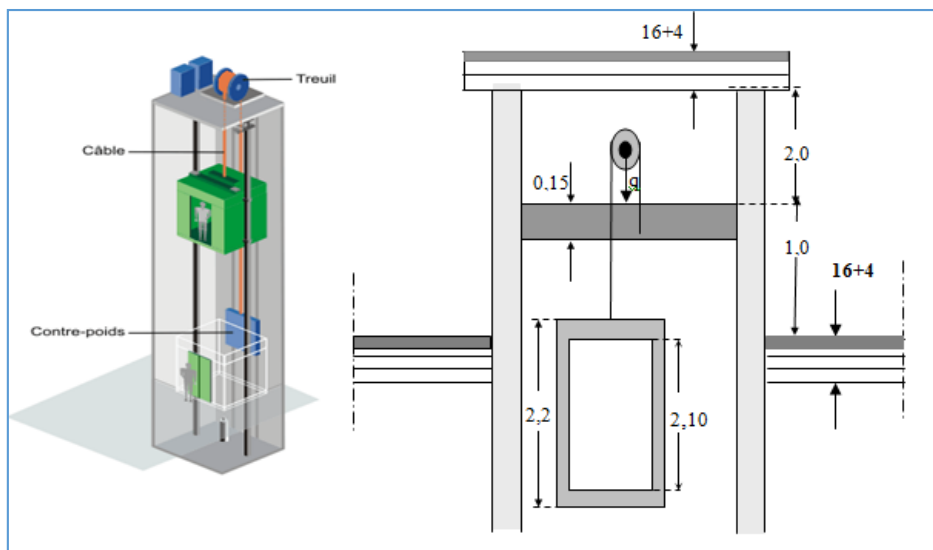


Figure III.27 Schéma représentatif de la salle machines

III.7.1 Dimensionnement

La dalle repose librement sur les porteurs et est soumise à une charge localisée. Le calcul s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.65}{1.75} = 0.94 \rightarrow 0.4 < \rho < 1$$

$0.4 < 0.94 < 1 \rightarrow$ le panneau de dalle travaille dans deux sens

Avec une épaisseur de la dalle : $h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{165}{30} = 5 \text{ cm}$

Nous avons la limite du **RPA** minimale qui est de 12cm. Pour notre cas, on opte pour $h_t = 15 \text{ cm}$

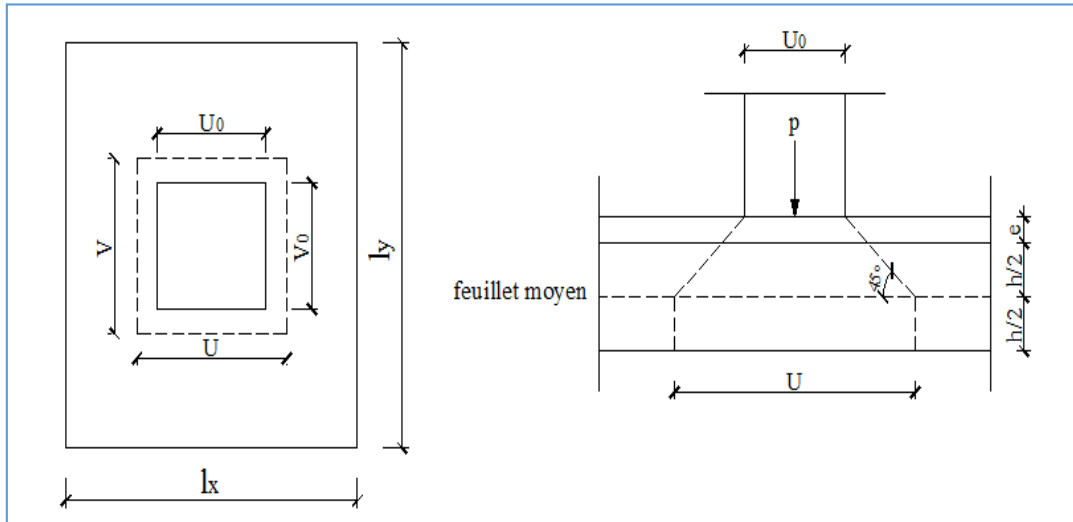


Figure III.28 Diffusion de charges dans le feuillet moyen.

Calcul de U et V

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_t \\ V = V_0 + 2\xi e + h_t \end{cases}$$

Avec:

- h_t : épaisseur de la dalle. ($h_t = 15 \text{ cm}$)
- e : épaisseur du revêtement (5cm)
- ξ : Coefficient de remplissage qui est égale à 1 pour un remplissage en béton.
- U_0, V_0 : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($U_0 = V_0 = 80\text{cm}$).

Donc :

$$\begin{cases} U = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105\text{cm} \\ V = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105\text{cm} \end{cases}$$

➤ Évaluation de moments M_{x1} et M_{y1} dus aux systèmes de levage à l'ELU

$$\left. \begin{aligned} M_{x1} &= q \cdot (M_1 + v M_2) \\ M_{y2} &= q \cdot (M_2 + v M_1) \end{aligned} \right\}$$

Avec :

- M_1 et M_2 : coefficients déterminés à partir des abaques de PIGEAUD en fonction des rapports (L_x/L_y , U/L_x , V/L_y)
- q : charge totale appliquée sur un rectangle centré.
- U, V : cotés de la surface réduite.
- v : Coefficient de poisson de béton qui est égal à : $v=0$ à l'ELU
 $v=0.2$ à l'ELS

Détermination les coefficients M_{01} et M_{02}

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.65}{1.75} = 0,94$$

$1 < \rho = 0.94 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Le calcul se fera en flexion on considérant deux bandes de 1m de longueur au milieu de chaque portée.

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.65}{1.5} \approx 0.9 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{105}{165} = 0,6 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{105}{175} = 0,6 \end{aligned} \right\}$$

Donc : à partir des abaques de PIGEAUD, en fonction de ces rapports et par interpolation, nous aurons : $M_{01}=0.085$; $M_{02}=0.067$

Calcul les moments M_{x1} et M_{y1} dues au poids propre de la dalle à l'ELU

$$\left. \begin{aligned} M_{x1} &= (M_1 + v M_2) q_u \\ M_{y1} &= (M_2 + v M_1) q_u \end{aligned} \right\} \text{ avec } v=0 \text{ à l'ELU et } P=90\text{KN/ml et } q_u=1.35P=1.35 \times 90=121.5\text{KN/ml}$$

Donc :

$$M_{x1} = q_u M_{01} = 121.5 \times 0.085 = 10.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_u M_{02} = 121.5 \times 0.067 = 8.14 \text{ KN.m}$$

➤ Évaluation de moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_y q_u l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_x M_{x2} \end{cases}$$

Avec : μ_x et μ_y données en fonction de $\rho = 0.94$ donc : $\mu_x = 0.0458$, $\mu_y = 0.778$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \quad \text{et} \quad \begin{cases} Q: \text{ charge d'exploitation} = 1 \text{ KN/ml} \\ G: \text{ poids propre de la dalle:} \end{cases}$$

$$G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) \times 1 = 4.85 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_y q_u l_x^2 = 0.0458 \times 8.05 \times 1.65^2 = 1 \text{ KN/ml} \\ M_{y2} = \mu_x M_{x2} = 0.778 \times 1 = 0.778 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Superposition des moments : M^t s

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.33 + 1 = 11.33 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.14 + 0.778 = 8.918 \text{ KN.m}$$

Correction des M_x et M_y :

Les moments calculés seront affectés par le coefficient (0.85) en travée et (-0.3) aux appuis.

En travée :

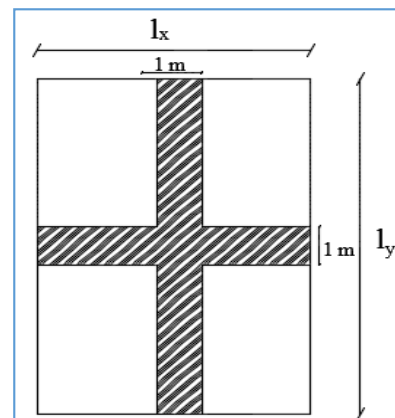
$$M_x^t = 0.85 \times 11.33 = 9.63 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 8.918 = 7.58 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = -0.3 \times 11.33 = -3.34 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times 11.33 = -3.34 \text{ KN.m}$$



III.7.2 Ferrailage à L'ELU

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $d = 12 \text{ cm}$.

➤ Dans le sens de la petite portée x-x

En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.63 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.040$$

Avec : $f_{bu} = 14.20 \text{ MPa}$

$d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

$\mu = 0.040 < \mu_x^t = 9.63 \text{ KN.m}$ ment armée

$\mu = 0.047$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.63 \times 10^3}{0.980 \times 13 \times 348} = 2.16 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4 \text{ HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement du $S_t = 25 \text{ cm}$.

Aux appuis

$M_x^a = 3.382 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.382 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.014 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{section simple armée (SSA)}$$

$\mu = 0.014 \rightarrow \beta = 0.993$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.382 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.75 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_a = 4 \text{ HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Dans le sens de la grande portée y-y

- En travée : $M_y^t = 7.543 \text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{7.54 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.031$$

$\mu = 0.031 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$$\mu = 0.031 \rightarrow \beta = 0.9845$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{7.54 \times 10^3}{0.9845 \times 13 \times 348} = 1.69 \text{cm}^2$$

$A_t = 1.022 \text{cm}^2$ adopté a une section : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2$ Avec : un espacement : $S_t = 25 \text{cm}$.

- Aux appuis : $M_y^a = 3.382 \text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{3.382 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{section simple armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.014 \beta = 0.993 \rightarrow$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{3.382 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.75 \text{cm}^2$$

On adopte à : $A_a = 4 \text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 25 \text{cm}$

III.7.3 Vérification à l'ELU

➤ Condition de non fragilité

La condition de non fragilité donne la section minimale des armatures tendues, qui sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence $W_0 = 80\%$ dépend de la nuance des aciers, de leur diamètre et de la résistance à la compression du béton.

Direction principale sens x-x

$$W_x = \frac{A_{x\min}}{bh} \geq W_0 (3 - \alpha_x) / 2 \rightarrow A_{x\min} \geq W_0.b.h (3 - \alpha_x) / 2$$

Avec : $\alpha_x = 0.94$ et $W_0 = 0.8\%$ pour les H.A FeE400 de diamètre supérieur à 6mm

$$W_0.b.h (3 - \alpha_x) / 2 = 0.008 \times 100 \times 15 \times (3 - 0.94) / 2 = 1.23 \text{cm}^2$$

$A_x = A_{x\min} = 1.23 \text{cm}^2 < A_x = 3.14 \text{cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

Direction secondaire sens y-y

$$W_y = \frac{A_{y\min}}{bh} \geq W_0 (3 - \alpha_y) / 2 \iff W_0 \cdot b \cdot h (3 - \alpha_y) / 2$$

Avec : $\alpha_y = 0.8$

$$W_0 \cdot b \cdot h (3 - \alpha_y) / 2 = 0.0008 \times 100 \times 15 \times (3 - 0.8) / 2 = 1.32 \text{ cm}^2$$

$A_y = A_{y\min} = 1.32 \text{ cm}^2 < A_y = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

➤ **Condition de non poinçonnement** (Art. A.5.2.42/BAEL91 modifiée 99)

$$P_u \leq Q = 0.045 \mu_c h f_{c28} / \gamma_b = (0.045)(4.2)(0.15)(25 / 1.5) = 472.5 \text{ KN}$$

Avec : $\mu_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m}$ Périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen.

P_u : Charge de calcul à l'ELU = 1.35P

h : épaisseur totale de la dalle

$P_u = 90 \text{ KN/ml} < Q = 472.5 \text{ KN/ml} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

Donc : aucune armature transversale n'est nécessaire.

➤ **Contrainte tangentielle**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left(\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \bar{\tau}$;

La fissuration est peu nuisible

U = V, alors on a l'expression de V_u dans les deux sens est :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u = \frac{P_u}{U + 2V} = \frac{90}{3 \times 1.05} = 28.57 \text{ KN} \text{ donc } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{34.286}{100 \times 13} = 0.219 \text{ MPa} \\ \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Donc : $\tau_u = 0.219 < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

➤ Écartement des barres (Art A.8.2.42 BAEL 91)

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

Direction principale ou plus sollicitée : min (2h, 25cm).

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min (2h, 25\text{cm}) = \min (30\text{cm}, 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$$

Direction secondaire ou moins sollicitée: min (3h, 33cm).

$$St = 25 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = (45\text{cm}, 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

➤ Diamètre minimale des barres

Il faut vérifier la condition suivante : $\phi_{\max} \leq h_0/10 = 15/10 = 1.5\text{cm}$

$$\phi_{\max} = 10\text{mm} \leq 15\text{mm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.7.4 Vérification de l'E.L.S

➤ Évaluation les moments M_x et M_y dus aux system à L'ELS

$$M_{01} = 0.085 \quad M_{02} = 0.067$$

Moment engendré par le système de levage

$$M_{x1} = (M_1 + V M_2) P_s.$$

$$M_{y1} = (M_2 + V M_1) P_s. \quad \text{Avec : } P_s = 90\text{KN/m}^2$$

$$M_{x1} = (0,085 + 0,2 \times 0,067) \times 90 = 1.667\text{KN.m}$$

$$M_{y1} = (0.065 + 0,2 \times 0,085) \times 90 = 2.02\text{KN.m}$$

Moment engendré par le poids propre de la dalle

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5,85 \text{ KN/m}^2. \quad \text{Avec : } G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) \times 1 = 4.85\text{KN/ml}$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_x = 0,0529. \\ \rho = 0,94 \rightarrow \end{array} \right\} \mu_y = 0,846.$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0529 \times 5,85 \times (1.65)^2 = 0.842\text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.712\text{KN.m}.$$

Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 1.667 + 0.842 = 2.509\text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2.02 + 0.712 = 2.732\text{KN.m}$$

Correction des M_{ix} et M_y :

Les moments calculés seront munies en leur affectant le coefficient (0.85) en travée et (-0.3) aux appuis.

En travée :

$$M_x^t = 0.85 \times 2.509 = 2.132 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 2.732 = 2.322 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = -0.3 \times 2.509 = -0.7527 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times 2.732 = -0.8196 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**Sens x-x****En travée**

$$M_x^t = 2.132 \text{ kN.ml} \quad ; \quad A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

Contrainte de compression dans l'acier

$$\text{et : } \rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.921 \\ K_1 = 48.29 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times A_s} = \frac{2.132 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 56.70 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\sigma_s = 56.70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = (0.6) (25) = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{56.70}{48.29} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.17 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis

$M_{xa}=0.7527\text{kN.ml}$; $A_a=3.14\text{cm}^2$

Contrainte de compression dans l'acier

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.169 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.921 \\ K_1 = 48.29 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_s = 348\text{MPa} \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M'_x}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0.7527 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 20.02\text{MPa}$$

$\sigma_s = 20.02\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6f_{c28} = (0.6) (25)=15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{20.02}{48.29} = 0.41\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0.41\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$ condition vérifier

Sens y-y

En travée

$M_y^t=2.322 \text{ kN.ml}$. $A_t=2.01\text{cm}^2$

Contrainte de compression dans l'acier :

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.921 \\ K_1 = 48.29 \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa} \quad \text{et : } \sigma_s = \frac{M'_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{2.322 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 61.76\text{MPa} \\ \sigma_s = 61.76\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6f_{c28} = (0.6) (25)=15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{61.76}{48.29} = 1.28 \text{MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = 1.28 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

Aux appuis

Contrainte de compression dans l'acier :

$$M_y^a = 0.8196 \text{kN.ml} \quad ; \quad A_a = 2.01 \text{cm}^2 \quad \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.921 \\ K_1 = 48.29 \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa} \\ \sigma_s = 21.80 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa} \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0.8196 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 21.80 \text{MPa}$$

Condition vérifiée

Contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = (0.6)(25) = 15 \text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{21.80}{48.29} = 0.45 \text{MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = 0.45 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

➤ Vérification de l'état limite de déformation

On procédera à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{165} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = 0.09 \geq \frac{M_u}{10M_0} = \frac{7.58}{10 \times 9.53} = 0.08 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{3.14}{100.13} = 0.002 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

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

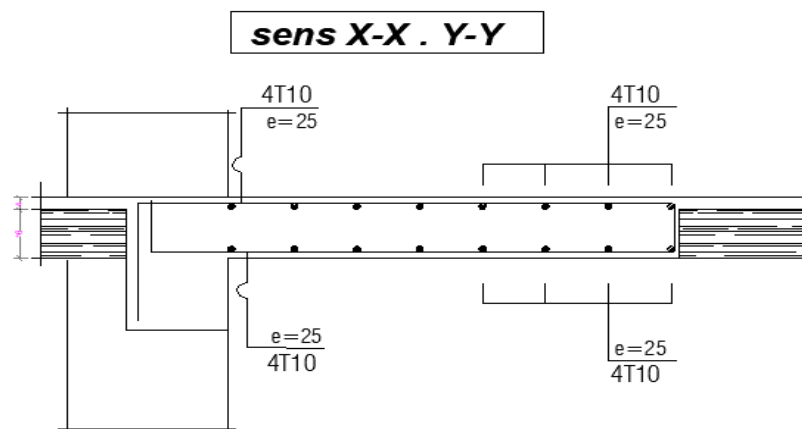
Ferrailage dalle salle machine

Figure III.29 Ferrailage de la dalle salle machine

IV. Modélisation

IV.1 Introduction

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

IV.2 Logiciel utilisé pour la modélisation

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par les différentes actions appliquées (charges statiques et dynamiques). « ETABS » est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems ». Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures de Génie Civil, particulièrement celles de type bâtiment. Ces dernières peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau choisi par l'utilisateur.

ETABS permet en une seule interface la saisie graphique des éléments ainsi que de nombreuses possibilités d'analyses statiques et dynamiques avec des compléments de conception et vérification des structures en béton armé et/ou en charpente métallique. L'interprétation des résultats est facilitée, avec deux méthodes possibles : tableaux ou graphismes. Il donne ainsi un accès facile et rapide aux résultats tel que la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc. Dans notre projet on a utilisé la version **ETABS V 9.7.0**

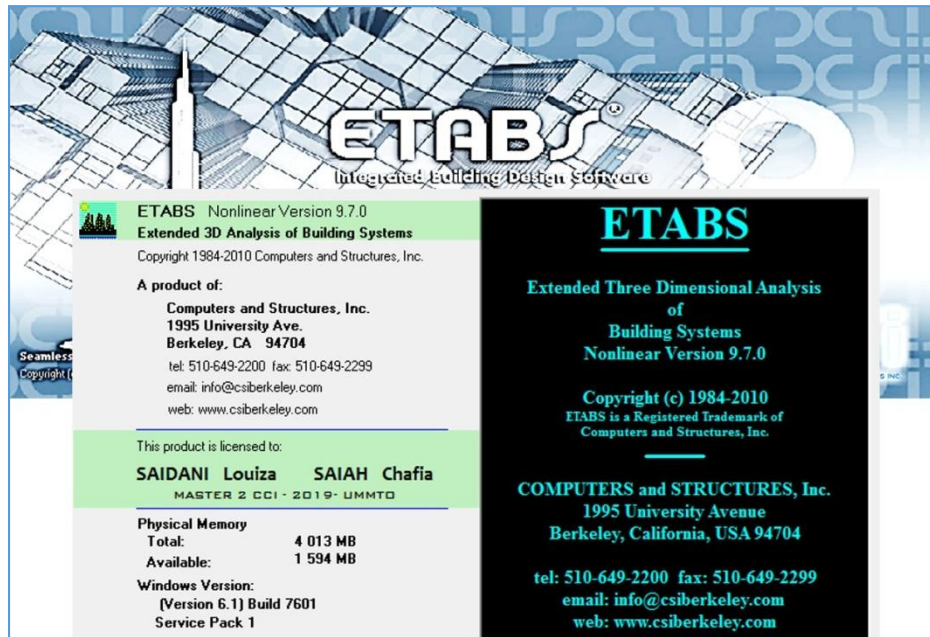


Figure IV.17 Version utilisée du logiciel ETABS

IV.2.1 Historique

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie « computers and structures Inc. Berkeley, California », sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire date de l'année 2009, désignée par ETABS Non linéaire 9.7.0. Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), et des améliorations sont apportées au fur et à mesure. Parmi elles, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde.

IV.2.2 Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages du Génie Civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi :

- La modélisation de tous types de bâtiments.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.

IV.2.3 Rappel (terminologie)

Frame section :	Coffrage
Colonne :	Poteau
Beam :	Poutre
File :	Fichier
Copy :	Copier
Move :	Déplacer
Save :	Enregistrer
Save as :	Enregistrer sous
Add :	Ajouter
Delete :	Supprimer
Story :	Étage
Height :	Hauteur
Grid line :	Ligne de grille
Joints :	Nœuds
Frame :	Portique (cadre)
Shell :	Voile
Elément :	Élément
Restraintes :	Points d'application de la charge
Loads :	Charges
Uniformed loads :	Charges uniformes
Define :	Définir
Material :	Matériaux
Concrete :	Béton
Steel :	Acier

IV.3 Manuel d'utilisation du logiciel ETABS

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- A) Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- B) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- C) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...)
- D) Définition des charges statiques (G, Q).
- E) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.

- F) Définition de la charge sismique E.
- G) Chargement des éléments.
- H) Introduction des combinaisons d'actions.
- I) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

Pour accéder à l'interface du logiciel, notre machine fonctionne sur un système d'exploitation « Windows 7 ». On clique sur l'icône exécutable représentée sur la figure suivante :

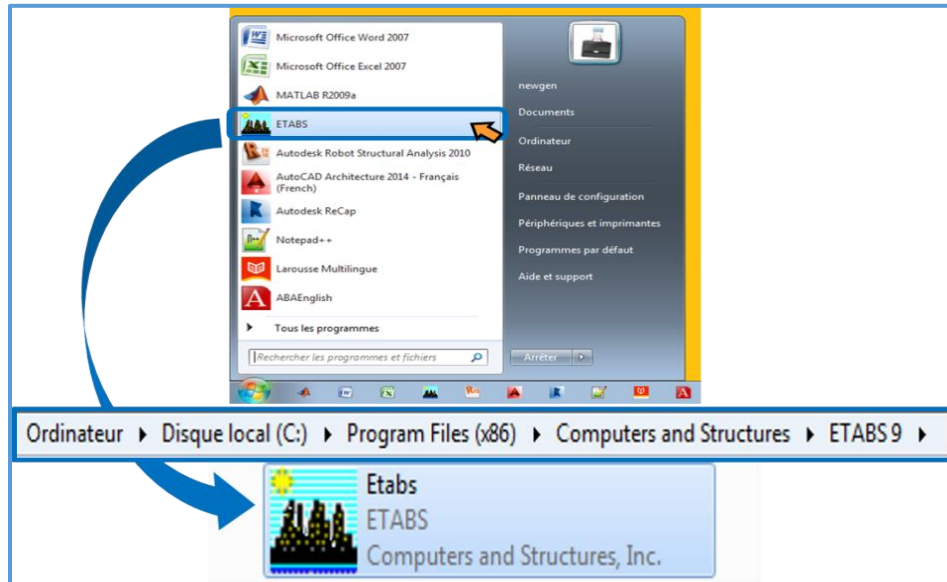


Figure IV.18 Icône du logiciel ETABS sur système d'exploitation Windows 7

Étape A : Introduction de la géométrie de l'ouvrage

➤ Choix des unités

C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**

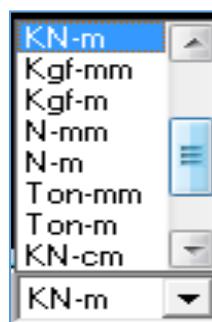


Figure IV.19 Choix des unités

➤ Géométries de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, puis on clique sur **Default.edb**.

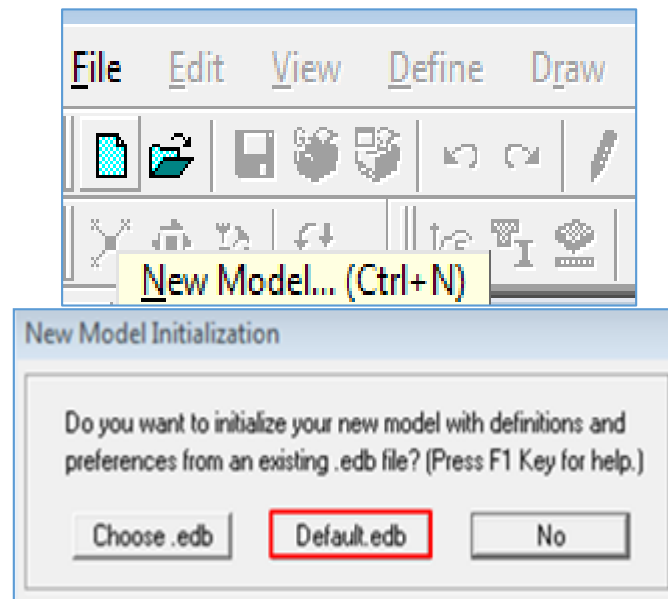


Figure IV.20 Démarrer un nouveau model

Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre de ligne de construction suivant les deux directions X et Y.
- Le nombre de travées dans les deux sens X et Y.
- Les hauteurs des différents étages.
- Les longueurs des travées.

NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure

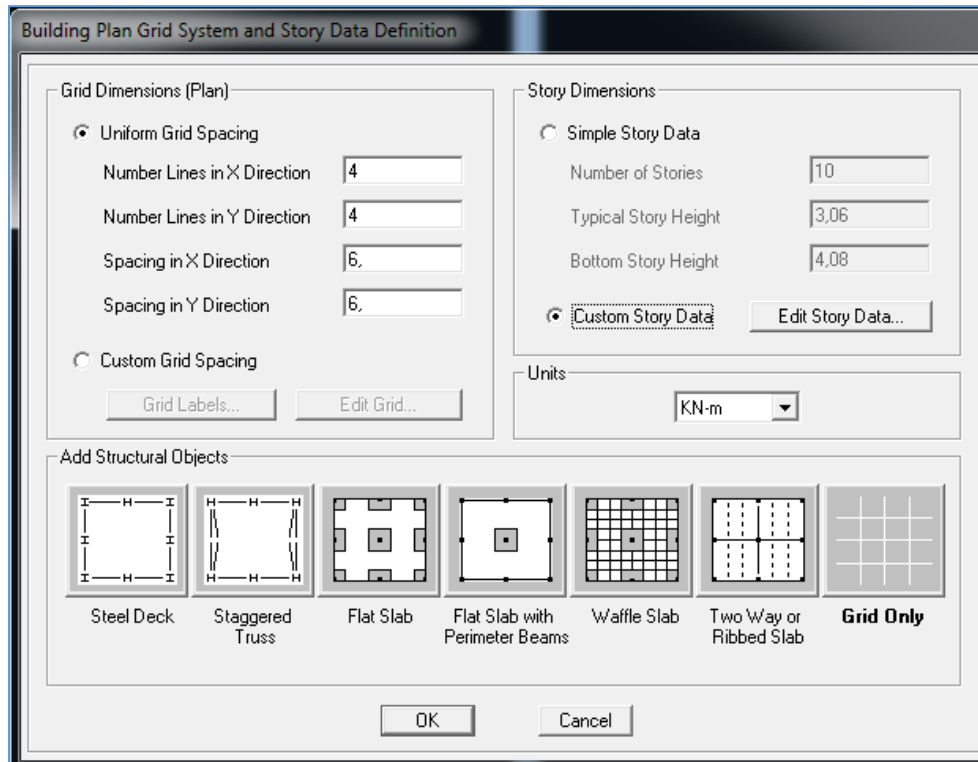


Figure IV.21 Introduction de la géométrie de base

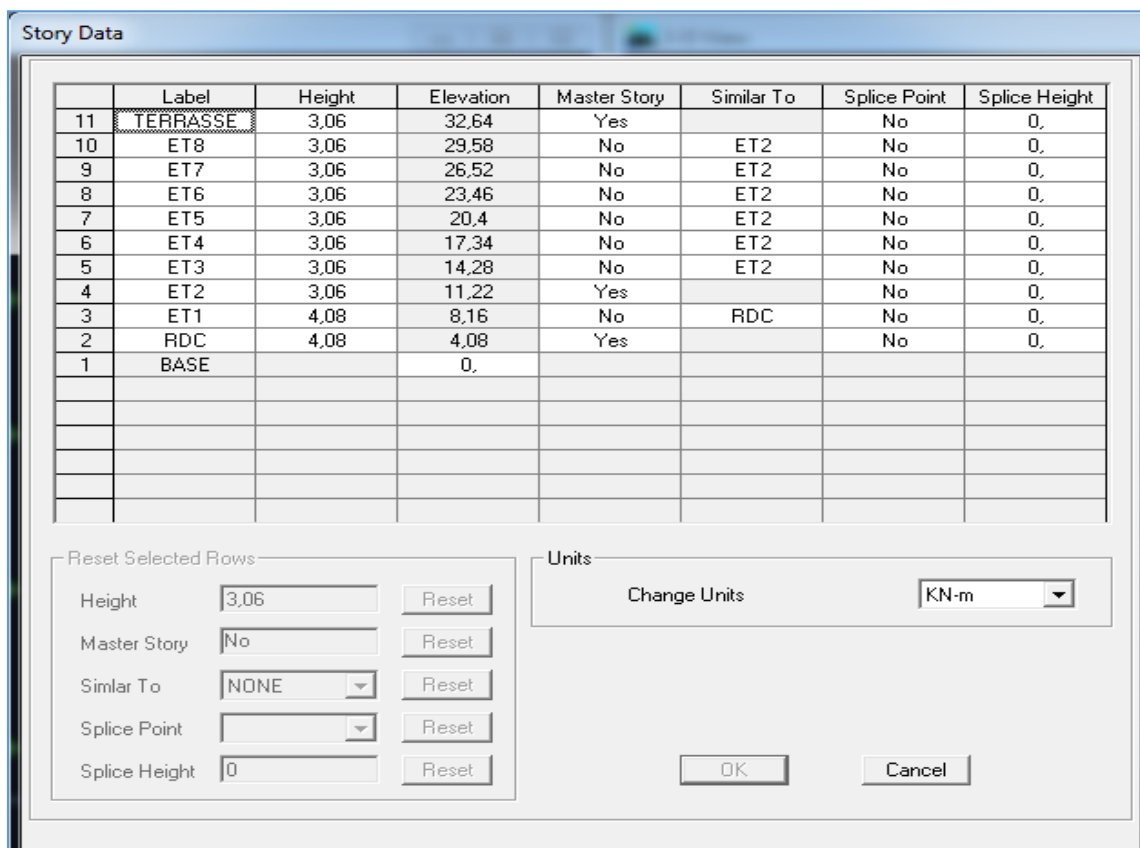


Figure IV.22 Introduction des étages

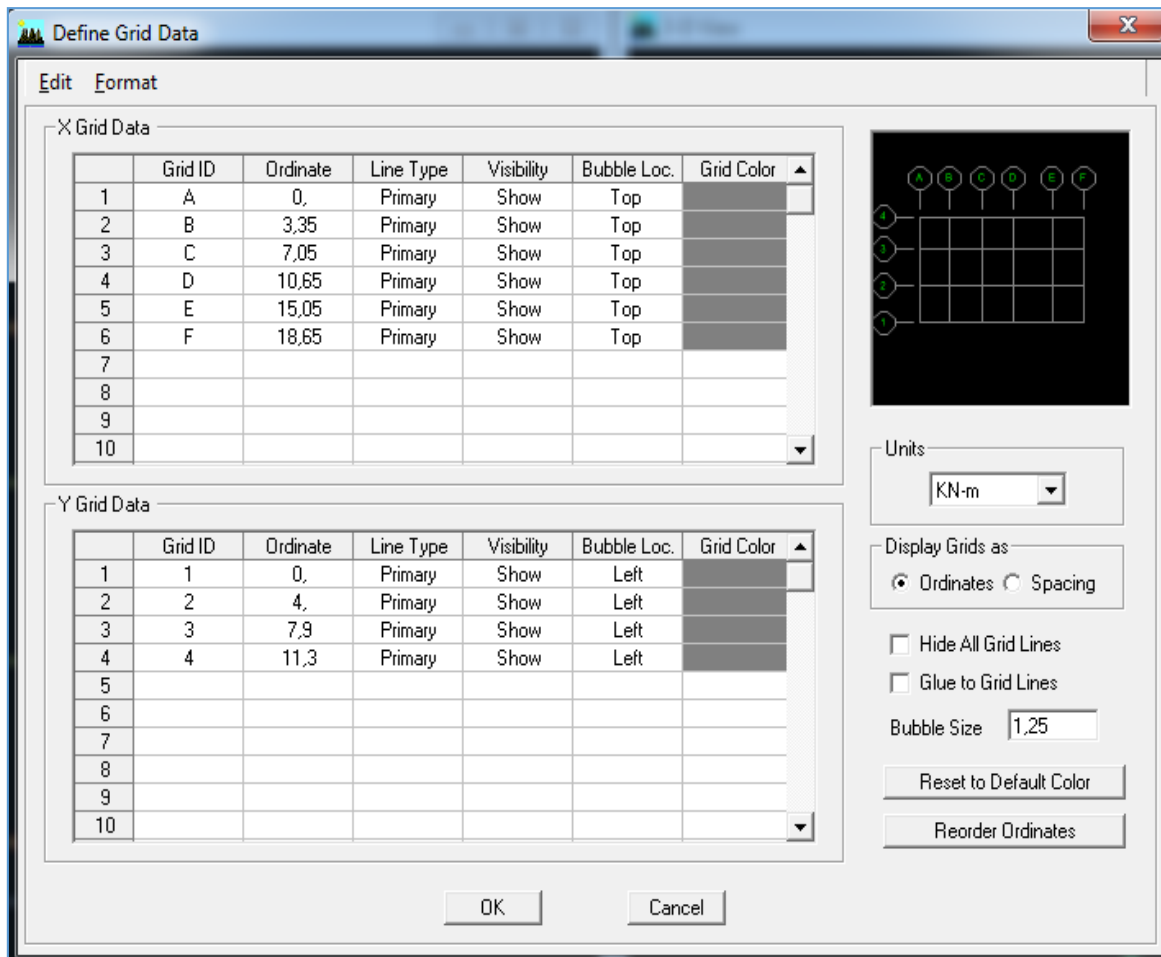


Figure IV.23 Les lignes de construction

Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

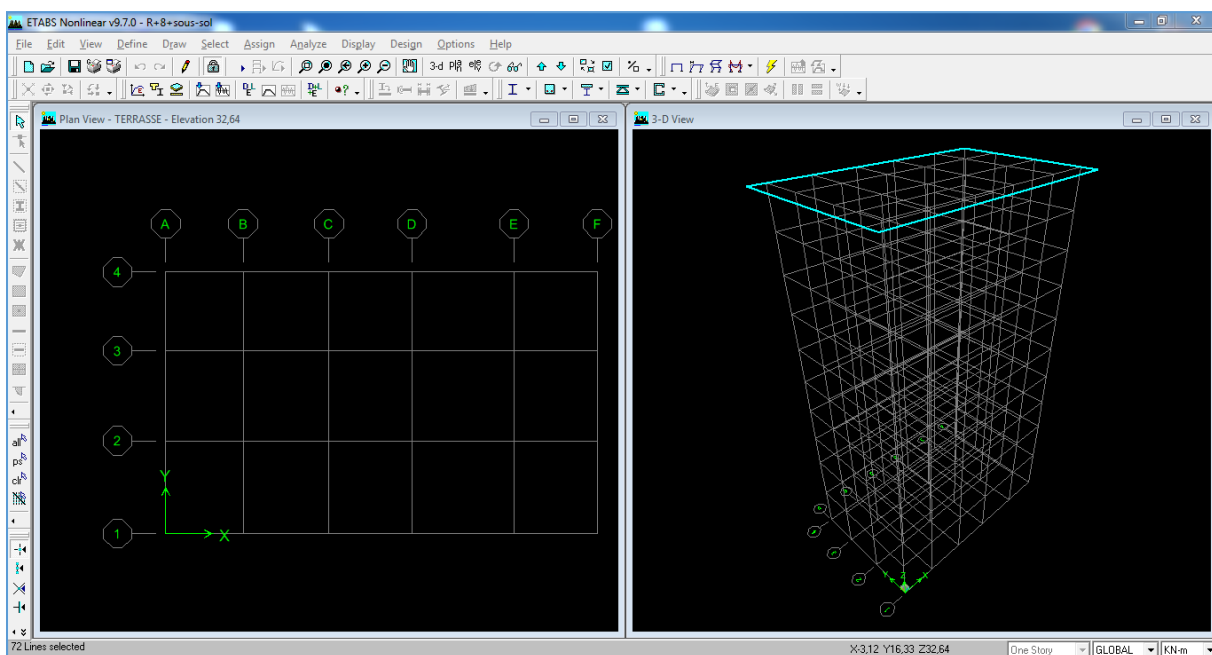


Figure IV.24 Affichage en plan et en 3D

Étape « B » : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre), pour cela on clique sur :

Define → **Material Properties** → **Conc**→**Modify/Show Material**

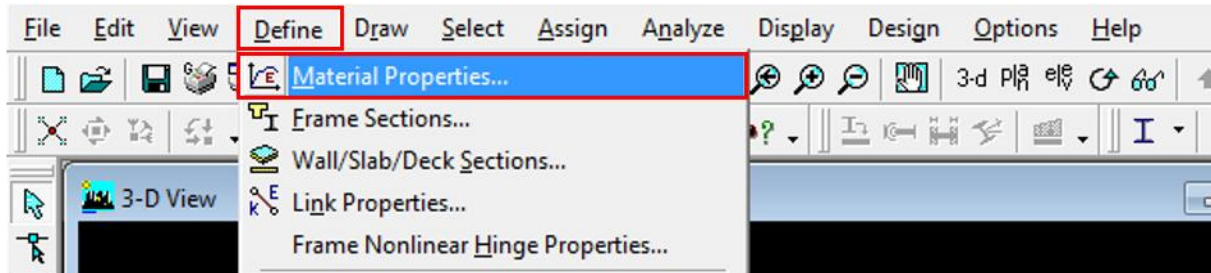


Figure IV.25 Définition des matériaux

Dans la boîte dialogique qui apparaît, on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

Material Property Data	
Material Name	B25
Display Color	Color: [Red]
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
Type of Design	Design: Concrete
Analysis Property Data	
Mass per unit Volume	2,5
Weight per unit Volume	25,
Modulus of Elasticity	32164200,
Poisson's Ratio	0,2
Coeff of Thermal Expansion	9,900E-06
Shear Modulus	13401750,
Design Property Data (Eurocode 2-2004)	
Charact. Conc Cyl Strength, fck	25000,
Bending Reinf. Yield Stress, fyk	400000,
Shear Reinf. Yield Stress, fywk	400000,
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>	

Figure IV.26 Caractéristiques du béton

Étape « C » : Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à définir les propriétés géométriques des éléments structuraux. On commence par les poutres principales (PP) puis les poutres secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

Define →  → **ADD Rectangular.**

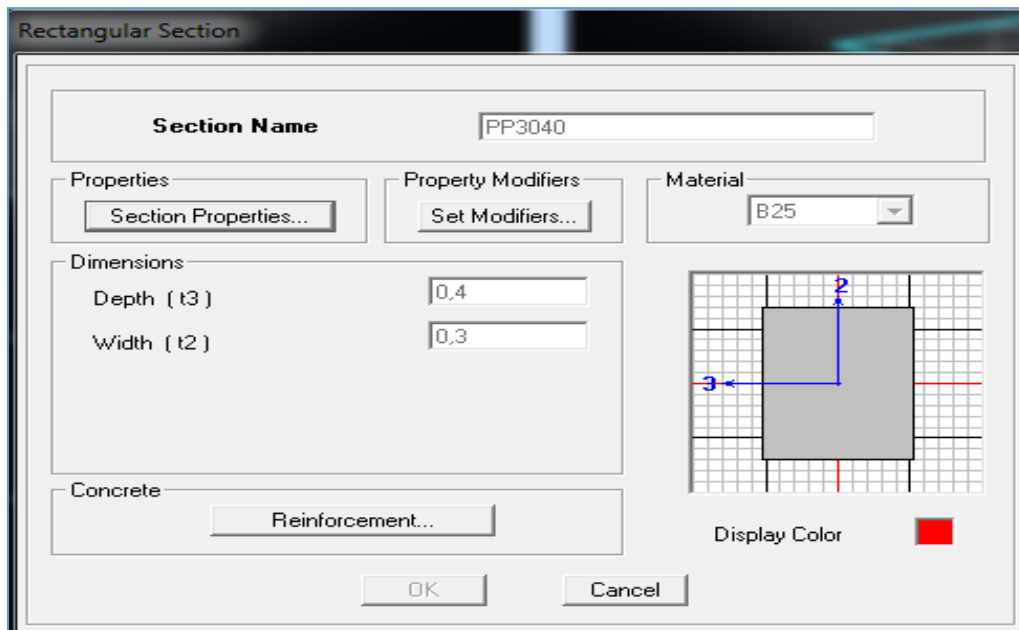


Figure IV.27 Définition des poutres

On procède de la même manière pour les poteaux.

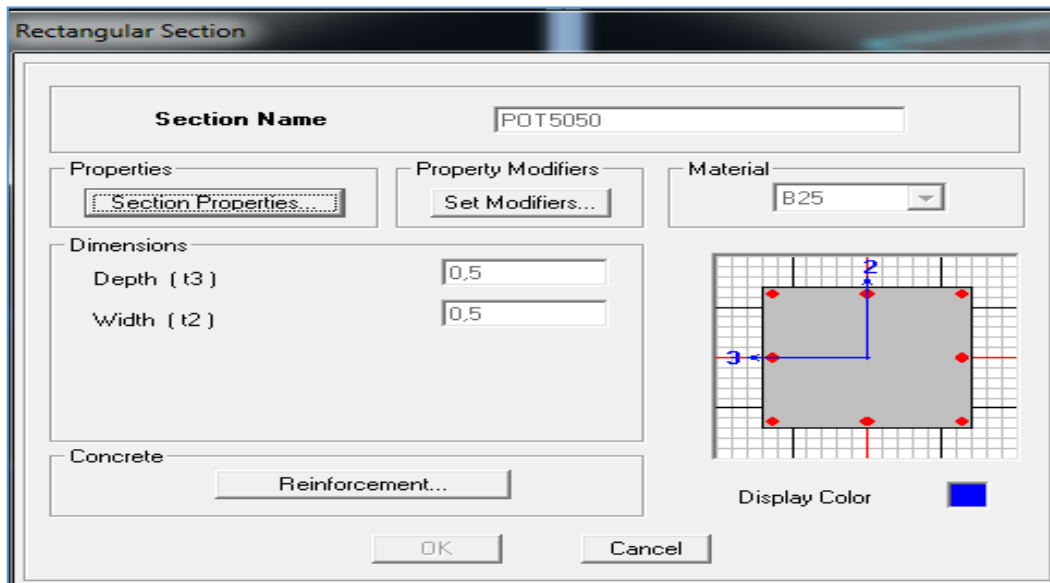



Figure IV.28 Définition des poteaux

Une fois qu'on termine la définition des poteaux et des poutres, on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, d'abord on commence par définir leurs

caractéristiques géométriques, on clique : **Define** → **Wall/Slabs/ decks Section**  → **Add New Section** → Puis on définit leurs propriétés.

- On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

Elément Shell : il est utilisé pour la modélisation des voiles et des dalles. Les sections de ces éléments sont définies par l'épaisseur.

Elément membran : il est utilisé pour les éléments minces.

Elément plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

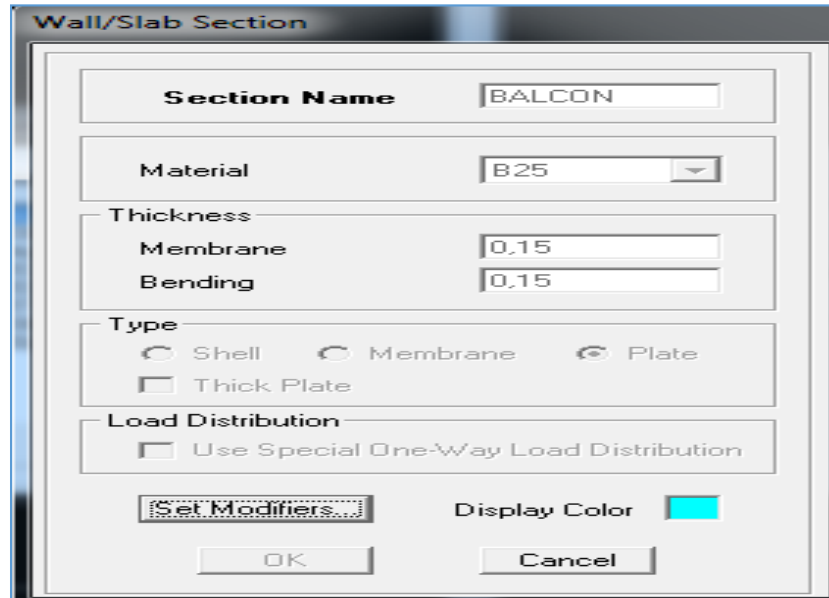


Figure IV.29 Définition des dalles

➤ Dessin des éléments de la structure

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

Pour les poteaux

On clique sur le bouton



Une fenêtre s'affiche (**propertés of Object**) • **None** on choisit le nom de la section pot (35× 35)par exemple et on valide.



Pour la poutre et les voiles

De même que pour les poteaux, sauf qu'on clique cette fois sur le bouton



pour les poutres et sur  Pour les voiles.

Pour les planchers et dalle pleine

On clique sur le bouton  ou 

Une fenêtre s'affiche (**propertés of Object**) →**None** on choisit le nom de la section et on valide.

Enfin, on obtient la structure suivante :

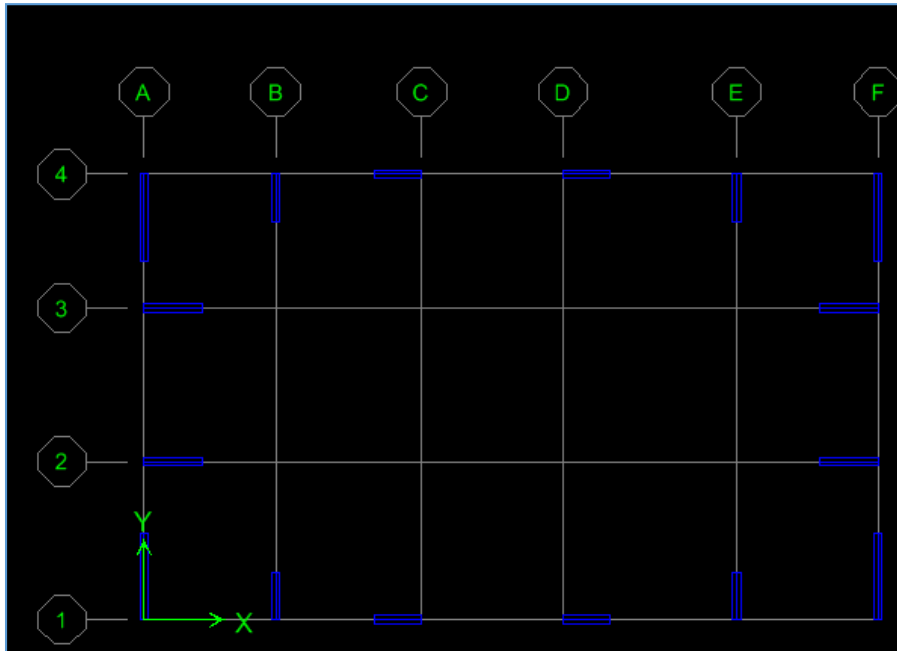



Figure IV.30 Vue en plan des éléments structuraux d'un étage

Après avoir terminé l'étape de modélisation des différents éléments structuraux, on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On

sélectionne tout les nœuds à la base et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :

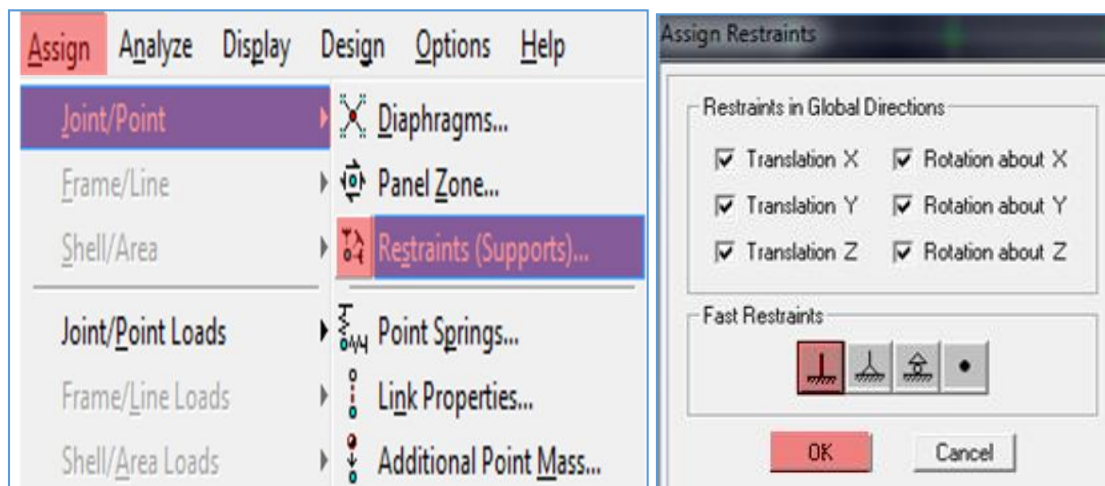


Figure IV.31 Définition des appuis

On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

➤ **Masse source**

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{équation 4-5 RPA 99}).$$

W_i : poids total de la structure.

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003. On le prend dans notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation).

Pour ce qui est de l'inertie massique, elle est déterminée automatiquement par ETABS.

Define → Masse Source  → From Loads.

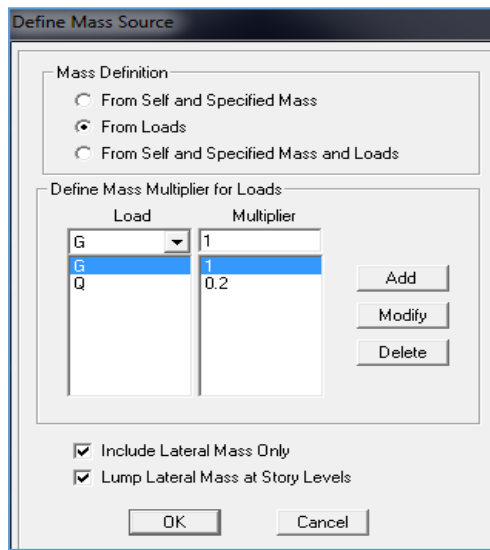





Figure IV.32 Définition du poids propre

➤ **Diaphragme**

Les masses de planchers sont supposées être concentrées en leurs centres. Ces derniers sont désignés par la notation de « Nœuds Maitres ».

Comme les planchers sont supposés être infiniment rigides, on doit relier les nœuds d'un même plancher (nœuds esclaves) à leur nœud maitre, de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS, et aussi le comportement de la structure suivra les degrés de libertés des nœuds maitres des différents planchers.

On sélectionne le premier étage → Assign  → Joint/Point  → Diaphragmas  → D1
→ OK.

On suit la même procédure pour les autres étages.

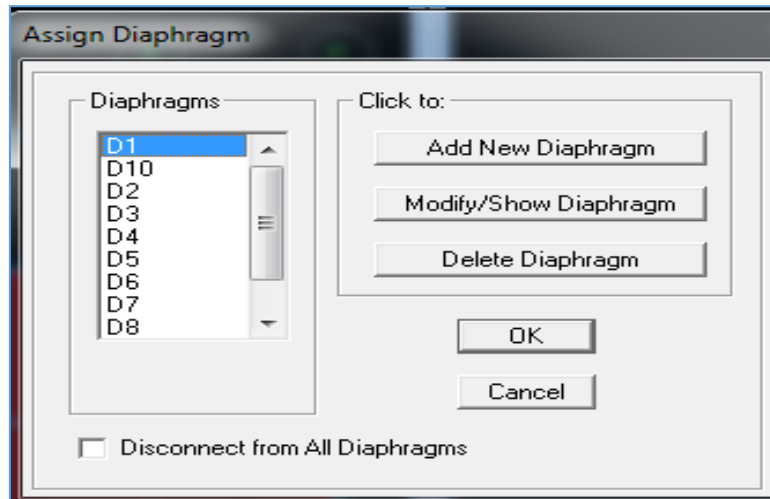



Figure IV.33 Introduction des diaphragmes

Étape « D » : Définition des charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et à des charges d’exploitations

(Q), pour les définir on clique sur : **Define→StaticLoad Cases.** 

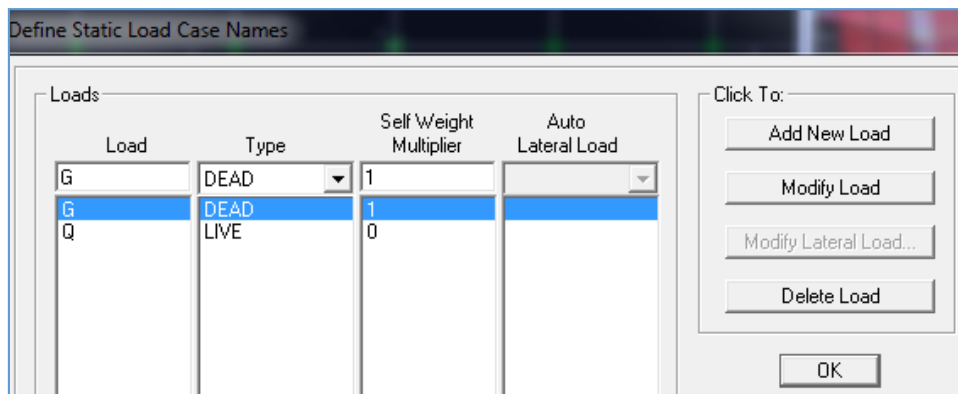


Figure IV.34 Définition des charges statiques

Étape « E » : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse. Il s’agit d’une courbe de réponse maximale d’accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T.

On tire le spectre de réponse du RPA99/version 2003 après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, puis on clique sur : **Text → Enregistrer.**

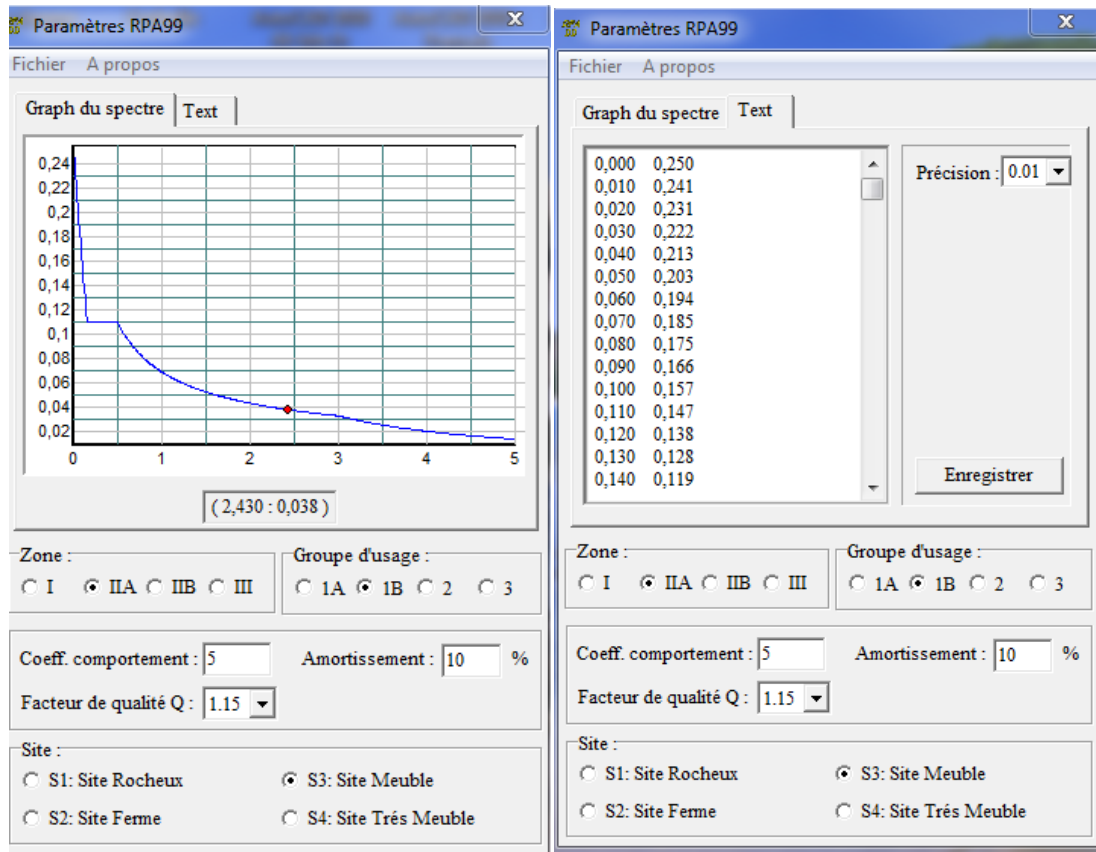


Figure IV.35 Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, on clique sur :

Define → **Response spectrum** → **Function Spectre from file.**

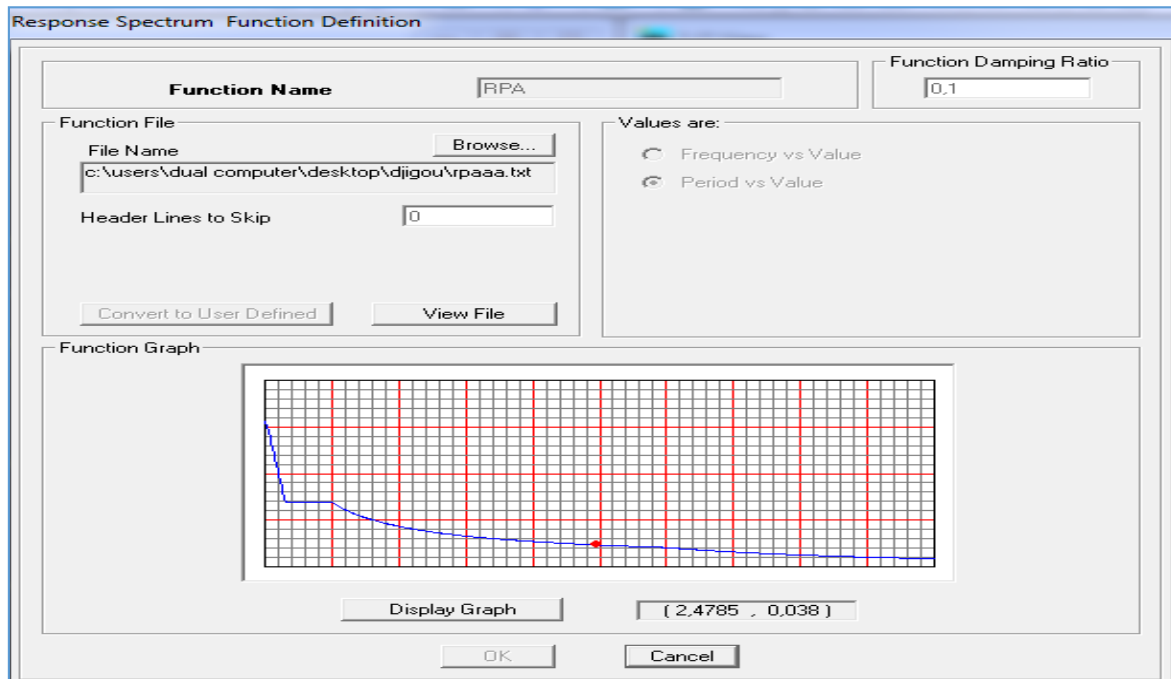


Figure IV.36 Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

Étape « F » : Définition de la charge sismique « E »

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique « E » suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define**→**Response Spectrum Cases** → **Add New Spectrum**.

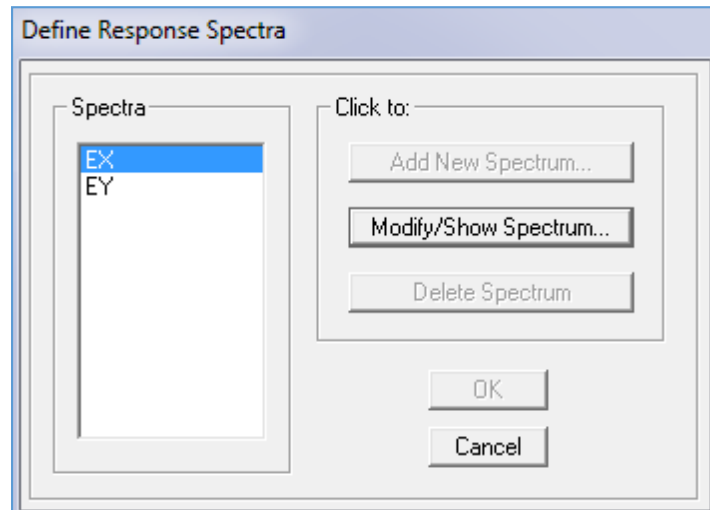


Figure IV.37 Définition des charges sismiques

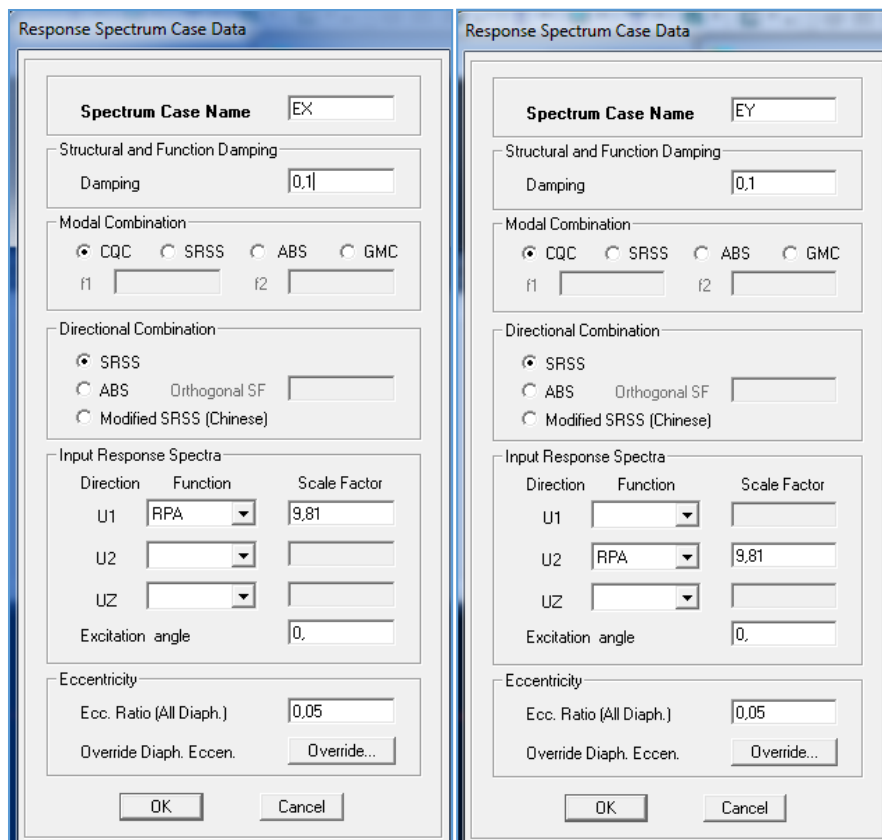



Figure IV.38 Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales

Étape « G » : Chargement des éléments

On sélectionne les éléments poutre de la périphérie et on leur affecte le chargement/ml (dus aux : mur extérieur, l'acrotère, l'escalier) qui leur revient en cliquant sur :

Assign→ **frame/ line load**→**distributed**.

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : **assign**→**shell/areas load** →**uniform**. 

Étape « H » : Introduction des combinaisons d'actions

➤ **Combinaisons aux états limites**

ELU : 1,35 G+1,5 Q

ELS : G+Q

➤ **Combinaisons accidentelle du RPA99/version 2003**

GQE : G+Q ± E

08 GE : 0,8G ± E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel, on clique sur :

Define →**Loads Combinaisons**  →**Add New Combo**.

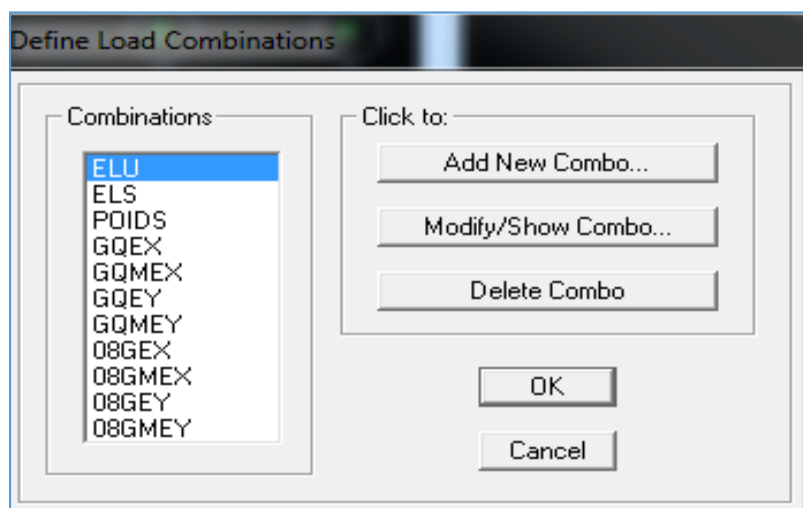



Figure IV.39 Introduction des combinaisons d'actions

Étape « I » : Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

➤ Lancement de l'analyse

Avant de lancer l'analyse de la structure on clique d'abord sur **Lock /unlock model**  pour bloqué le model, et on se positionne sur : **Analyze→RunAnalysis (F05)** pour lancer l'analyse.

➤ Visualisation des résultats


Déformée de la structure : on clique sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites afin de visualisé la déformé suivant la charge introduite.

Diagramme des efforts internes : on se positionne sur un portique, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces / Stresses Diagrame** .

Déplacement : pour extraire les déplacements, on sélectionne tout le plancher du niveau Considéré, puis on clic sur **Show Tables** puis on coche **Displacement** et on choisi la combinaison.

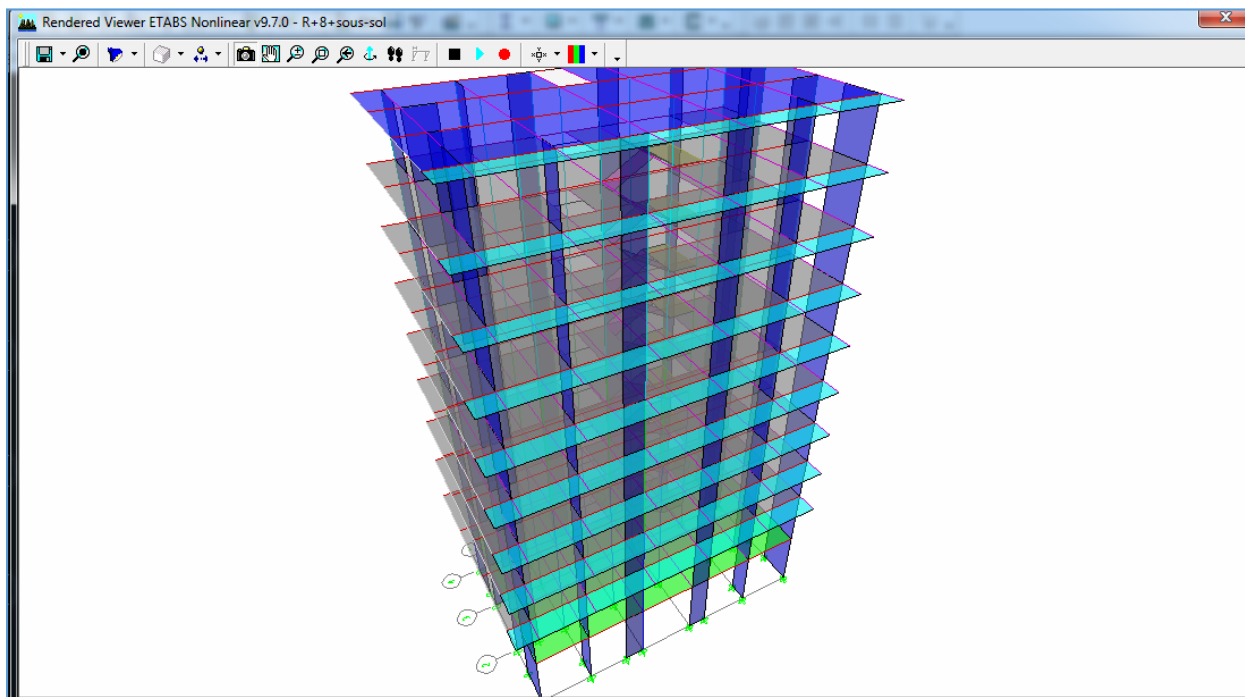


Figure IV.40 Vue en 3D de la structure

V. Vérification des exigences du RPA

Introduction

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA99 version2003 qui sont :

- 1) Le pourcentage de participation de la masse modale.
- 2) L'effort tranchant à la base.
- 3) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux
- 4) Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R
- 5) Justification vis-à-vis des déplacements
- 6) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- 7) Vérification de l'effet de torsion d'axe vertical.

V.1 Caractéristiques de l'ouvrage

- ✓ Notre projet est un bâtiment en **R+8+sous-sol**, implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou, classée selon le RPA 99 version en 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone II-a).
- ✓ Bâtiment à usage multiples (habitation).
- ✓ Site meuble S3 (rapport géotechnique)
- ✓ Système structurel : portiques + voiles

V.1.1 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Après l'exécution des étapes suivantes, la période maximale donnée par le logiciel ETABS est égale à 0.91 s

**Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → modal information
→ Building Modal Information → Modal Participating Mass Ratios**

On aura la fenêtre représentée sur la page suivante.

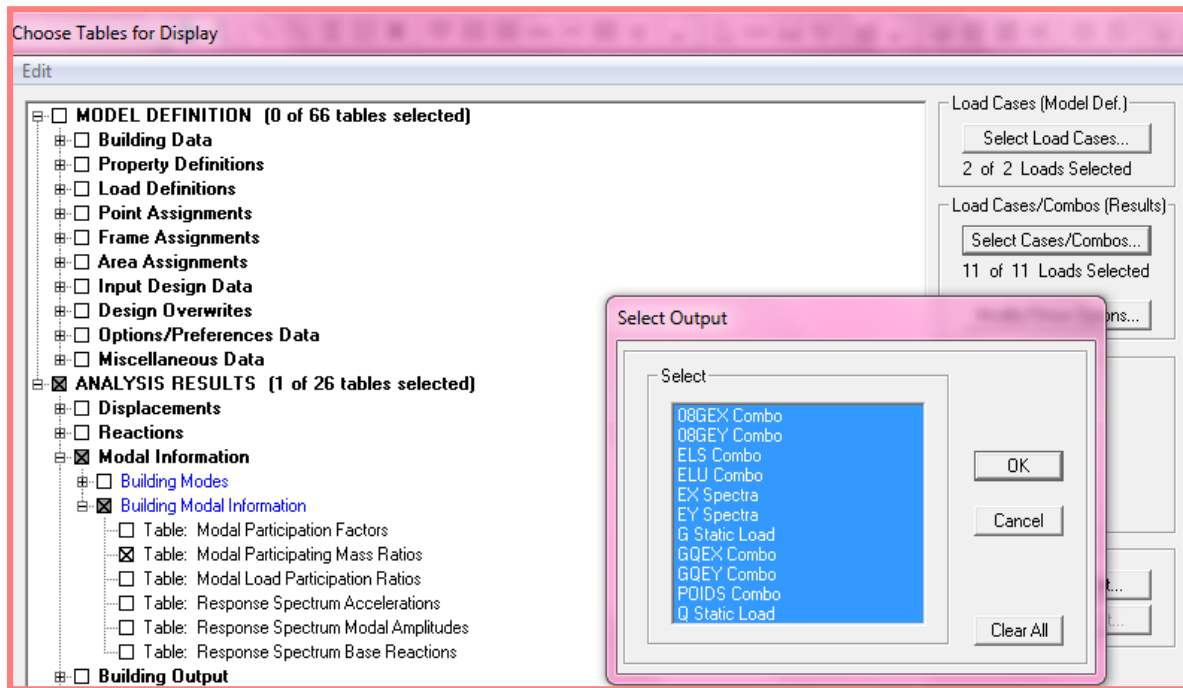


Figure V.41 Affichage des informations modales

Les résultats seront affichés comme suit :

Tableau V.1 : La période et des masses participantes

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,911233	0,5578	70,5584	0	0,5578	70,5584	0	94,4281
2	0,855924	74,2061	1,2064	0	74,7639	71,7648	0	1,6257
3	0,71274	4,3413	2,5092	0	79,1052	74,274	0	3,3159
4	0,262588	10,4736	0,2218	0	89,5789	74,4958	0	0,0027
5	0,251964	0,2797	13,5932	0	89,8585	88,089	0	0,3005
6	0,202939	0,1711	0,6599	0	90,0296	88,7489	0	0,018
7	0,131438	3,7439	0,0034	0	93,7735	88,7523	0	0,0002
8	0,1143	0,0093	4,4927	0	93,7828	93,245	0	0,2141
9	0,09356	0,0271	0,2007	0	93,8099	93,4457	0	0,0076
10	0,078137	2,0651	0,0009	0	95,875	93,4466	0	0
11	0,064596	0,0031	2,3545	0	95,8781	95,8011	0	0,0365
12	0,053127	0,0323	0,0989	0	95,9104	95,9	0	0,0016

- ◆ Le premier mode de vibration est : **une translation suivant l'axe X-X,**

Il mobilise 70,5584% de la masse

- ◆ Le deuxième mode de vibration est : **une translation suivant l'axe Y-Y,**

Il mobilise 74,2061% de la masse

Le troisième mode de vibration est : **une torsion**

➤ Nombres de modes propres (Article 4.3, 4 RPA99 version 2003)

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soit égales au moins à 90% de la masse totale de la structure.

Dans notre cas le nombre de mode à retenir est : **08 modes.**

8ème mode → Sens X-X : 93,7828% > 90% → **Condition vérifiée.**

Sens Y-Y : 93,245% > 90% → **Condition vérifiée.**

V.1.2 Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{Formule 4-1 ; article 4.2.3 RPA 99 version 2003}).$$

A: coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA 99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, de facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).

W : poids de la structure.

L'application numérique dans notre cas nous amène aux résultats qui suivent.

A) Coefficient d'accélération de zone (A)

Il est donné par le tableau 4.1 du RPA 99 version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone IIa, groupe d'usage 2 → **A=0.15**

B) Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad (\text{Formule 4.2 RPA 99 version 2003}).$$

D'après le tableau 4.7 du RPA 99 version 2003 :

$$\left. \begin{matrix} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{matrix} \right\} \text{Site meuble S3}$$

➤ **Facteur de correction d'amortissement η**

Il est donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$ (Formule 4.3 RPA99 version 2003)

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique. Il est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages. Nous avons un

contreventement par voiles donc on prend : $\xi = 10\% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 \geq 0.7$

$\eta = 0.76 > 0,7$

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec h_N la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n. $h_n = 32,64\text{m}$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du RPA 99 version 2003

$$C_T = 0,05.$$

Remarque

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T = 0,05 \times (32,64)^{3/4} \rightarrow T = 0,68\text{sec}$$

Selon l'article 4.24 du RPA 99 version 2003

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur "D" est déterminée à partir du tableau suivant :

$$1,3 \times 0,68 = 0,88 \text{ sec} \rightarrow$$

$$\text{Finalement : } D = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,91}\right)^{2/3} \rightarrow D = 1,28$$

C) Facteur de qualité (Q)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Les conditions minimales sur les files de contreventement ;
- La redondance en plan ;
- La régularité en plan ;
- La régularité en élévation ;
- Le contrôle de la qualité des matériaux ;
- Le contrôle de l'exécution des travaux ;

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Avec P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité, sa valeur est donnée par les tableaux suivants :

Sens x-x

Critère q	Observé (oui ou non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Oui	0,00
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Non	0,10

Sens y-y

Critère q	Observé (oui ou non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Oui	0,00
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Non	0,10

On aura finalement :

$$Q_x = 1,15 \text{ et } Q_y = 1,15.$$

D) Détermination du poids de la structure W

Pour chaque niveau « i » on aura :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

D'où : $W_T = \sum_1^9 W_i$

Avec W_{Gi} : Le poids du niveau i revenant à la charge permanente.

W_{Qi} : Le poids du niveau i revenant à la charge d'exploitation.

$\beta = 0,20$ (cas de bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés) ; donné par le tableau 4-5 du RPA 99 version 2003

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes :

Display → **show tables** → **selectionner Building Output Table**
 → **Story Shears** → **POIDS Combo**

On aura la fenêtre suivante :

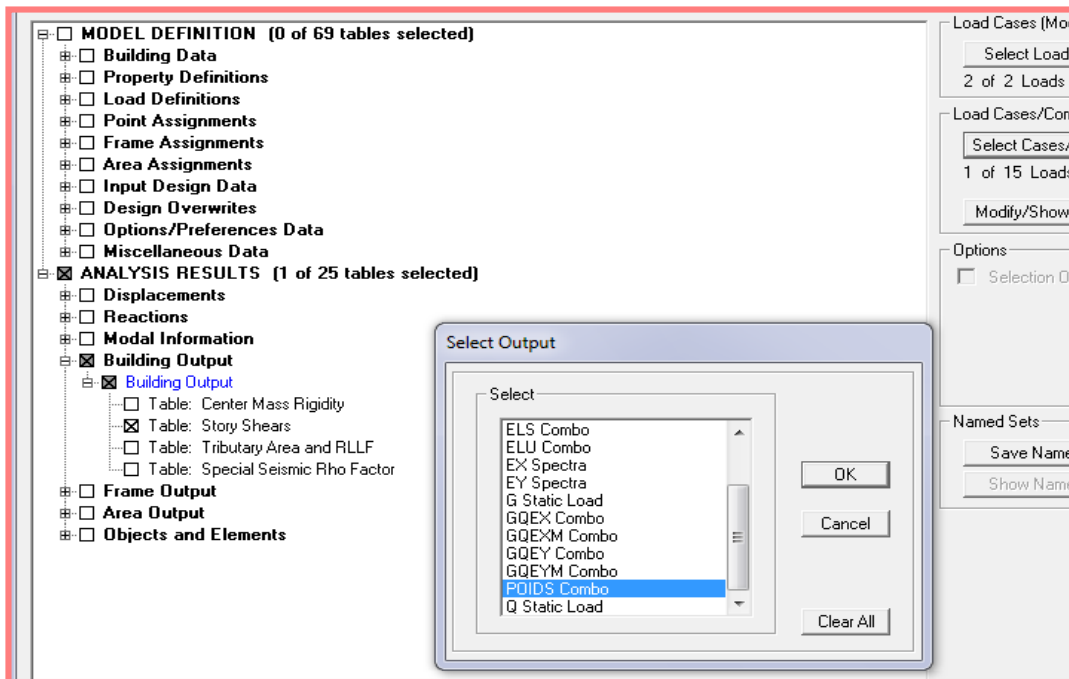


Figure V.42 Extraction du poids de la structure sur ETABS.

On aura les résultats représentés par le tableau suivant.

Tableau V.2 Valeur du poids total de la structure

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
TERRASSE	POIDS	Top	1908,74	0,00	0,00	0,000	9698,312	-16395,1
TERRASSE	POIDS	Bottom	2575,82	0,00	0,00	0,014	13537,877	-22513,3
ET8	POIDS	Top	4299,73	0,00	0,00	0,014	21826,825	-36971,1
ET8	POIDS	Bottom	5071,92	0,00	0,00	0,033	26674,248	-44458,1
ET7	POIDS	Top	6795,82	0,00	0,00	0,033	34963,195	-58916,1
ET7	POIDS	Bottom	7568,01	0,00	0,00	0,065	39809,509	-66403,3
ET6	POIDS	Top	9291,92	0,00	0,00	0,065	48098,456	-80861,1
ET6	POIDS	Bottom	10064,10	0,00	0,00	0,100	52943,908	-88348,1
ET5	POIDS	Top	11788,01	0,00	0,00	0,100	61232,856	-102806,1
ET5	POIDS	Bottom	12638,23	0,00	0,00	0,134	66530,275	-111004,1
ET4	POIDS	Top	14362,13	0,00	0,00	0,134	74819,223	-125462,1
ET4	POIDS	Bottom	15212,35	0,00	0,00	0,167	80116,279	-133661,1
ET3	POIDS	Top	16936,26	0,00	0,00	0,167	88405,227	-148119,1
ET3	POIDS	Bottom	17786,47	0,00	0,00	0,194	93702,347	-156317,1
ET2	POIDS	Top	19510,38	0,00	0,00	0,194	101991,295	-170775,1
ET2	POIDS	Bottom	20447,81	0,00	0,00	0,213	107794,693	-179770,1
ET1	POIDS	Top	22171,71	0,00	0,00	0,213	116083,641	-194228,1
ET1	POIDS	Bottom	22994,88	0,00	0,00	0,237	123537,875	-205838,1

On choisit la valeur indiquée pour RDC _ Bottom

Donc : $W = 27014.29KN$

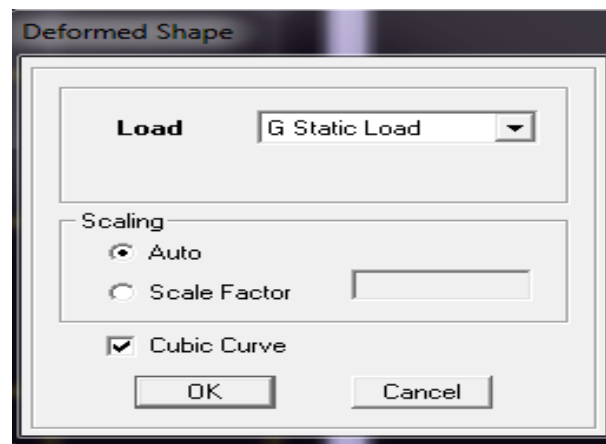
E) Étude du contreventement et calcul du coefficient de comportement R

Dans cette étape, on doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer. Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

View → **set 3D view** → une fenêtre apparait on sélectionne XZ et on met 0 pour Aperture.



Ensuite → **display** → **show deformed shape** → on sélectionne la combinaison E.



Ensuite **draw** → **draw section cut**

→ On dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient cette fenêtre accompagnée en bas.

Pour avoir les efforts repris par les portiques on décoche **Floors Beams Braces Columns Ramps** et on clique sur **refresh** on aura une nouvelle valeur dans force case 1 ainsi :

Les charges horizontales

Sens X-X

Section Cutting Line

	X	Y	Z
Start Point	-2,725	0,	2,2848
End Point	19,9952	0,	2,2848

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8,6351	0,	2,2848	0,

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-2,8137	2,7335	4852,9716	2,8137	-2,7335	-4651,012
Moment	-5,111	-1409,8924	1,2817	4,8263	1324,465	-1,2814

Section Cutting Line

	X	Y	Z
Start Point	-2,725	0,	2,2848
End Point	19,9952	0,	2,2848

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8,6351	0,	2,2848	0,

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-2,3575	0,2796	1303,0647	2,3575	-0,2796	-1254,1047
Moment	-0,1528	-357,9036	0,1015	0,0761	347,3977	-0,1012

On a 4852.97 → 100%

1303.06 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{1303.06 \times 100}{4852.9716} = 26.85\%$$

Donc : Effort repris par les voiles=26.85%

Effort repris par les portiques=73.15%

Sens Y-Y

De l'Etabs on obtient les tableaux suivant :

Right Side			Left Side			
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1,9554	5,1153	2990,9079	-1,9554	-5,1153	-2799,1479
Moment	4,3042	749,5813	1,0937	-4,2882	-812,8771	-1,0933

Right Side			Left Side			
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1,135	0,5464	1318,2062	-1,135	-0,5464	-1228,4462
Moment	0,4591	309,0473	0,1442	-0,4522	-331,5099	-0,1438

On a 2990.90 → 100%

1318.20 → X

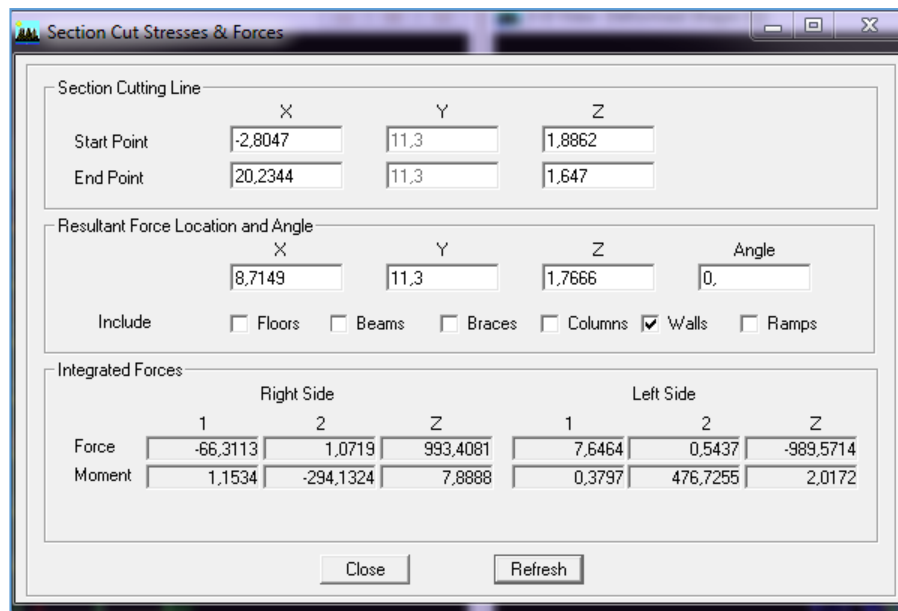
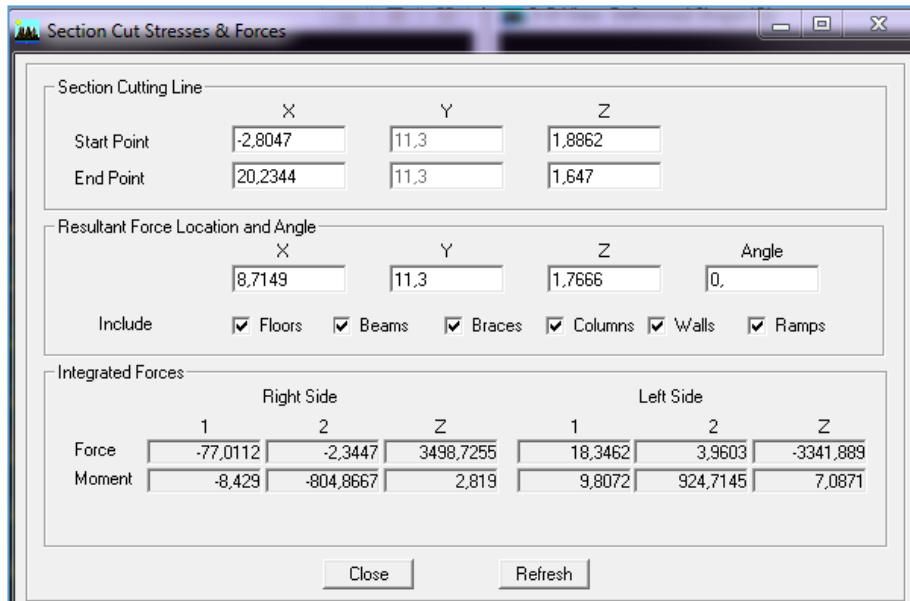
X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{1318.2062 \times 100}{2990.9079} = 44.07\%$$

Donc : Effort repris par les voiles=44.07%

Effort repris par les portiques=55.93%

Les Charges verticales



On a 3499.72 → 100%

993.40 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{993.40 \times 100}{3499.72} = \mathbf{28.38\%}$$

Donc : Effort repris par les voiles=**28.38%**

Effort repris par les portiques=**71.62%**

Selon les résultats trouvés et le tableau 4.3 du RPA 99 version 2003 :

Tableau V.3 :valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Selon les résultats trouvés, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles $\geq 20\%$

D’après l’article 3.4 du RPA 99 version 2003, qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement mixte avec interaction (voiles-portique) **R=5**

Finalement, le calcul de la force sismique à la base par la méthode statique équivalent nous donne les valeurs suivantes :

MSE (RPA 99 V/ 2003)	Sens X		Sens Y	
Coefficient	A	0,15	A	0,15
	D	1,28	D	1,28
	Q	1,15	Q	1,15
	W	27014.29	W	27014.29
	R	5	R	5
Forces sismiques V (Kn)	1192.95		1192.95	

➤ Détermination de l’effort tranchant par l’ETABS

En procédant par les étapes suivantes :

Display → **Show tables** → on selection **Building Modal Information**
 → **Table: story shears** → on choisit **EX spectra** et **EY spectra**

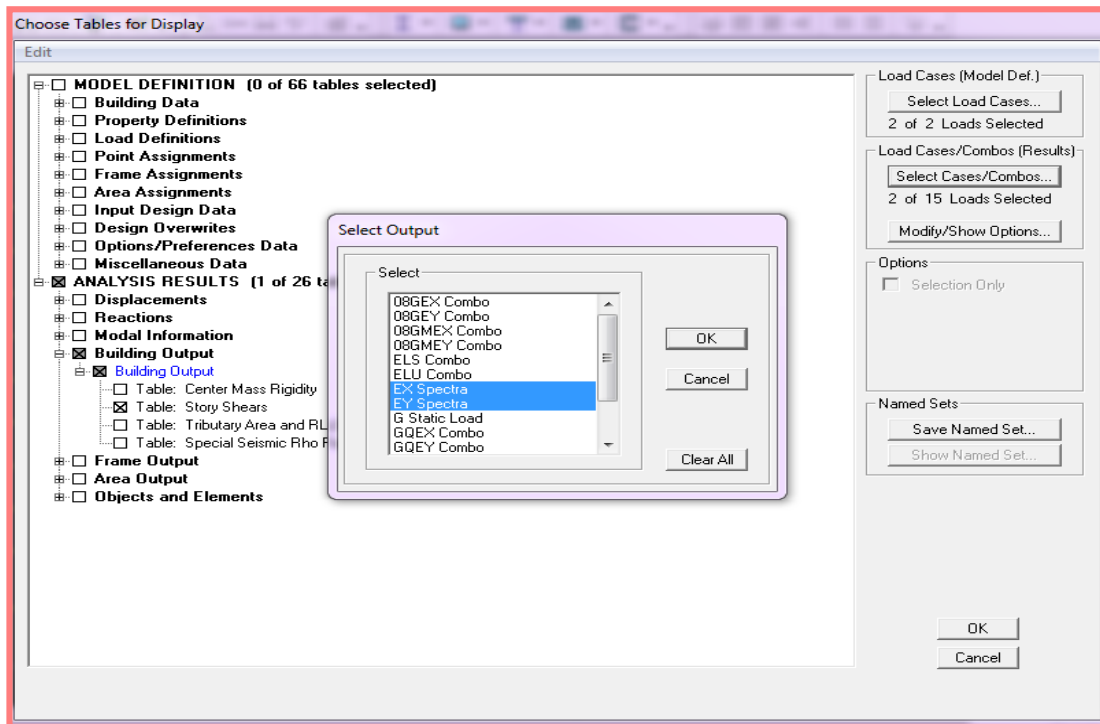


Figure V.43 Méthode d’affichage des valeurs de l’effort sismique sur le logiciel ETABS.

En cliquant sur ok, on aura le tableau suivant :

Tableau V.4 : Efforts tranchants à la base donnés par ETABS

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	TERRASSE	EX	Top	0,00	271,40	15,16	1484,738	0,000	0,000
	TERRASSE	EX	Bottom	0,00	271,40	15,16	1484,748	46,628	832,82
	TERRASSE	EY	Top	0,00	16,78	292,50	2620,692	0,000	0,000
	TERRASSE	EY	Bottom	0,00	16,78	292,50	2620,709	898,922	51,50
	ET7	EX	Top	0,00	505,35	27,54	2725,720	46,628	832,82
	ET7	EX	Bottom	0,00	509,58	28,10	2765,271	131,548	2380,6
	ET7	EY	Top	0,00	29,81	518,35	4658,565	898,922	51,50
	ET7	EY	Bottom	0,00	30,30	522,11	4706,886	2484,532	141,42
	ET6	EX	Top	0,00	714,20	38,93	3892,716	131,548	2380,6
	ET6	EX	Bottom	0,00	717,97	39,49	3929,044	250,031	4545,5
	ET6	EY	Top	0,00	43,22	706,89	6417,316	2484,532	141,42
	ET6	EY	Bottom	0,00	43,61	710,15	6459,545	4612,608	271,13
	ET5	EX	Top	0,00	899,02	48,84	4952,537	250,031	4545,5
	ET5	EX	Bottom	0,00	902,30	49,30	4984,053	398,161	7259,1
	ET5	EY	Top	0,00	53,78	869,57	7951,835	4612,608	271,13
	ET5	EY	Bottom	0,00	54,11	872,31	7987,518	7209,118	435,08
	ET4	EX	Top	0,00	1059,09	56,91	5863,063	398,161	7259,1
	ET4	EX	Bottom	0,00	1061,00	57,37	5889,351	571,050	10451,1

On choisit la valeur maximale dans chaque sens : $V_x = 1545,67KN$

$V_y = 1429,96KN$

➤ Comparaison des résultats des forces sismiques

	V _{MSE} (KN)	0.8V _{MSE} (KN)	V _{ETABS} (KN)	V _{ETABS} > 0.8V _{MSE}
Sens (x-x)	1192.95	954.36	1545.67	Condition vérifiée
Sens (y-y)	1192.95	954.36	1429.96	Condition vérifiée

V.1.3 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

On doit satisfaire la condition suivante : $v = \frac{N_d}{B.f_{c28}} \leq 0,3$.

Avec N_d : Effort normal sismique;

B : Section transversale du poteau considéré.

Les valeurs obtenues après calcul sont données comme suit :

- Pour les poteaux 50x50: $N_d = 1752.3$ KN

$$v = \frac{1752.3}{50 \times 50 \times 25} = 0.28 \leq 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les poteaux 40x40 : $N_d = 987.36$ KN

$$v = \frac{987.36}{45 \times 45 \times 25} = 0.19 < 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les poteaux 40x40 : $N_d = 505.94$ KN

$$v = \frac{505.93}{40 \times 40 \times 25} = 0.12 < 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.1.4 Justification vis-à-vis des déplacements

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, sont tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99 version 2003. Ils ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k « δ_k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} : \quad (\text{RPA 99 version 2003, formule 4-19})$$

δ_{ek} déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

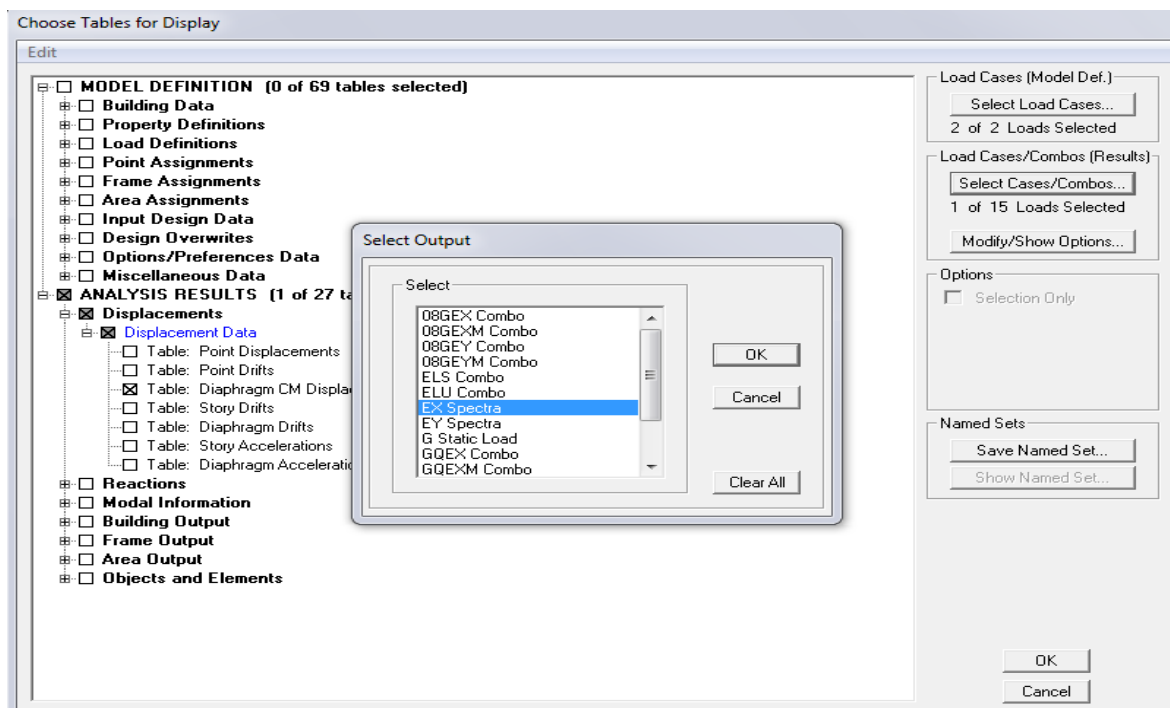
$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

- δ_{kx} déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure
- δ_{ky} déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure
- H_e hauteur de l'étage courant

➤ **Dans le sens longitudinal**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → **Show Tables** → Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



Ensuite :

ANALYSIS RESULTS → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison **Ex** on cliquant sur :

Select Cases/Combos → 2 fois sur **OK**

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	TERRASSE	D10	EX	0,0164	0,0012	0,0000	0,00000	0,00000	0,00066
	ET8	D9	EX	0,0155	0,0011	0,0000	0,00000	0,00000	0,00061
	ET7	D8	EX	0,0144	0,0009	0,0000	0,00000	0,00000	0,00055
	ET6	D7	EX	0,0130	0,0008	0,0000	0,00000	0,00000	0,00049
	ET5	D6	EX	0,0115	0,0007	0,0000	0,00000	0,00000	0,00042
	ET4	D5	EX	0,0097	0,0006	0,0000	0,00000	0,00000	0,00034
	ET3	D4	EX	0,0078	0,0004	0,0000	0,00000	0,00000	0,00027
	ET2	D3	EX	0,0058	0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,00019
	ET1	D2	EX	0,0037	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00012
	RDC	D1	EX	0,0012	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004

- Dans le sens transversal de même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur : *Select cases/combo* → 2 fois sur *OK*

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	TERRASSE	D10	EY	0,0012	0,0206	0,0000	0,00000	0,00000	0,00079
	ET8	D9	EY	0,0011	0,0188	0,0000	0,00000	0,00000	0,00073
	ET7	D8	EY	0,0010	0,0169	0,0000	0,00000	0,00000	0,00067
	ET6	D7	EY	0,0009	0,0148	0,0000	0,00000	0,00000	0,00059
	ET5	D6	EY	0,0008	0,0126	0,0000	0,00000	0,00000	0,00051
	ET4	D5	EY	0,0007	0,0102	0,0000	0,00000	0,00000	0,00042
	ET3	D4	EY	0,0005	0,0079	0,0000	0,00000	0,00000	0,00033
	ET2	D3	EY	0,0004	0,0056	0,0000	0,00000	0,00000	0,00023
	ET1	D2	EY	0,0003	0,0034	0,0000	0,00000	0,00000	0,00014
	RDC	D1	EY	0,0001	0,0010	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004

Tableau V.5 : déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal.

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek}	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$	$\Delta_x=\delta_k-\delta_{k-1}$	1%He	conclusion
ETAGE 8	D10	EX	0.0173	3.5	0.0605	0.0035	0.0306	CV
ETAGE 7	D9	EX	0.0163	3.5	0.057	0.0052	0.0306	CV
ETAGE 6	D8	EX	0.0148	3.5	0.0518	0.0022	0.0306	CV
ETAGE 5	D7	EX	0.0134	3.5	0.0496	0.0083	0.0306	CV
ETAGE 4	D6	EX	0.0118	3.5	0.0413	0.0063	0.0306	CV
ETAGE 3	D5	EX	0.01	3.5	0.035	0.007	0.0306	CV
ETAGE 2	D4	EX	0.008	3.5	0.028	0.0073	0.0306	CV
ETAGE 1	D3	EX	0.0059	3.5	0.02065	0.0077	0.0306	CV
RDC	D2	EX	0.0037	3.5	0.01295	0.00875	0.0408	CV
SOUS SOL	D1	EX	0.0012	3.5	0.0042	0.0042	0.0408	CV

Tableau V.6 : déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal.

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek}	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$	$\Delta_x=\delta_k-\delta_{k-1}$	1%He	conclusion
ETAGE 8	D10	EY	0.0249	3.5	0.08715	0.014	0.0306	CV
ETAGE 7	D9	EY	0.0209	3.5	0.07315	0.0077	0.0306	CV
ETAGE 6	D8	EY	0.0187	3.5	0.06545	0.00495	0.0306	CV
ETAGE 5	D7	EY	0.0173	3.5	0.0605	0.0098	0.0306	CV
ETAGE 4	D6	EY	0.0145	3.5	0.0507	0.0098	0.0306	CV
ETAGE 3	D5	EY	0.0117	3.5	0.0409	0.00975	0.0306	CV
ETAGE 2	D4	EY	0.0089	3.5	0.03115	0.00945	0.0306	CV
ETAGE 1	D3	EY	0.0062	3.5	0.0217	0.00875	0.0306	CV
RDC	D2	EY	0.0037	3.5	0.01295	0.0091	0.0408	CV
SOUS SOL	D1	EY	0.0011	3.5	0.00385	0.00385	0.0408	CV

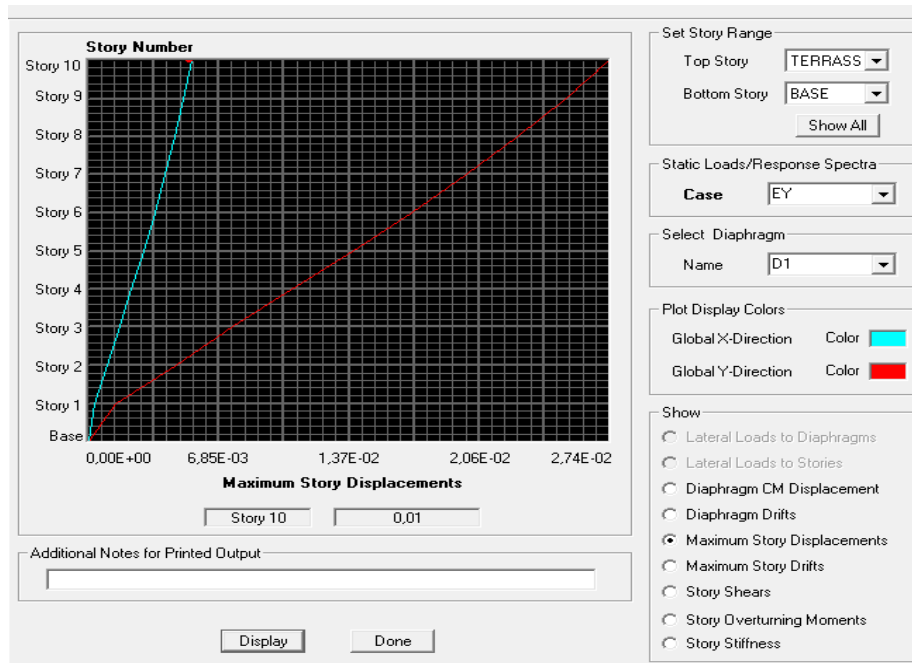
➤ **Déplacement maximal**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{Max} \leq f = \frac{h_t}{500} \quad (\text{Art B.6.5,3/BAEL91}) \text{ avec } f : \text{ la flèche admissible.}$$

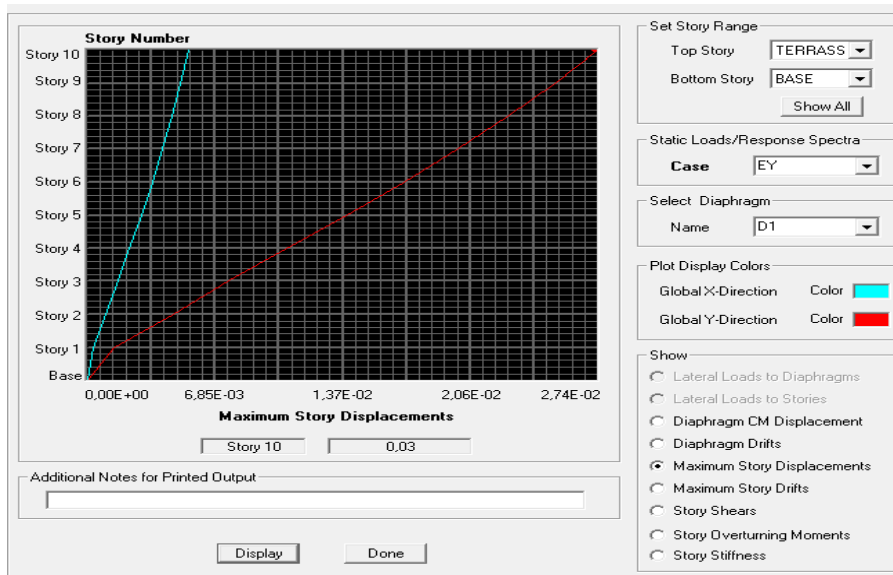
h_t : la hauteur totale du bâtiment

Suivant Ex



$$\delta_{Max} = 0.01\text{m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{32.64}{500} = 0.06\text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant Ey



$$\delta_{Max} = 0.02\text{ m} \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{32.64}{500} = 0.06\text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.1.5 Vérifications de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non-linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

Tableau V.7 : justification vis-à-vis de l'effet p- Δ dans le sens Y on constate que θ_k est inférieur à << 0.1 >>

Story	Diaphragm	Mass Y	P_k	Δ_k	V_k	h_k	θ_k	observation
ET8	D10	224,0835	2198,25914	0,014	283,36	3,06	0,03549335	cv
ET7	D9	242,1161	2375,15894	0,0077	504	3,06	0,01185855	cv
ET6	D8	244,9852	2403,30481	0,00495	685,95	3,06	0,00566761	cv
ET5	D7	244,9852	2403,30481	0,0098	843,7	3,06	0,00912274	cv
ET4	D6	248,3929	2436,73435	0,0098	976,52	3,06	0,00799156	cv
ET3	D5	252,3713	2475,76245	0,00975	1094,28	3,06	0,00720881	cv
ET2	D4	252,3713	2475,76245	0,00945	1195,29	3,06	0,00639655	cv
ET1	D3	256,247	2513,78307	0,00875	1276,06	3,06	0,00563305	cv
RDC	D2	274,9742	2697,4969	0,0091	1346,86	4,08	0,00446704	cv
S-S	D1	267,4901	2624,07788	0,00385	1378,06	4,08	0,00179684	cv

Avec P_k poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

V_k effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k hauteur de l'étage « k »

On a :

- Si $\theta_k < 0.10$: les effets du 2ème ordre sont négligés.
- Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets calculés de l'action sismique par un facteur égale à $1/(1-\theta_k)$.

- Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 1^{er} ordre suivant les sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après.

Tableau V.8: justification vis-à-vis de l'effet p-Δ dans le sens X on constate que Θ_k est inférieur à $\ll 0.1 \gg$

Story	Diaphragme	MassX	P_k	Δ_k	V_k	h_k	Θ_k	observation
ET8	D10	224,0835	2198,25914	0,0035	2198,25914	3,06	0,00114379	cv
ET7	D9	242,1161	2375,15894	0,0052	2375,15894	3,06	0,00169935	cv
ET6	D8	244,9852	2403,30481	0,0022	2403,30481	3,06	0,00071895	cv
ET5	D7	244,9852	2403,30481	0,0083	2403,30481	3,06	0,00271242	cv
ET4	D6	248,3929	2436,73435	0,0063	2436,73435	3,06	0,00205882	cv
ET3	D5	252,3713	2475,76245	0,007	2475,76245	3,06	0,00228758	cv
ET2	D4	252,3713	2475,76245	0,0073	2475,76245	3,06	0,00238562	cv
ET1	D3	256,247	2513,78307	0,0077	2513,78307	3,06	0,00251634	cv
RDC	D2	274,9742	2697,4969	0,00875	2697,4969	4,08	0,00214461	cv
S-S	D1	267,4901	2624,07788	0,0042	2624,07788	4,08	0,00102941	cv

L'évaluation de cet effet du 1^{er} ordre suivant le sens (y-y) est résumée dans le tableau ci-après.

Conclusion

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\Theta \leq 0,1$.

Pour déterminer les valeurs des efforts tranchants V_x et V_y et le poids P par logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes :

Pour V_x

Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → Building Output
 → Table: Story Shears → on définit la combinaison Ex on cliquant sur : 2 fois OK

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	TERRASSE	EX	Top	0,00	244,17	15,00	1306,465	0,000	0,000
	TERRASSE	EX	Bottom	0,00	244,17	15,00	1306,495	46,135	749,24
	ET8	EX	Top	0,00	450,80	28,09	2406,686	46,135	749,24
	ET8	EX	Bottom	0,00	454,49	28,77	2441,652	133,334	2128,3
	ET7	EX	Top	0,00	635,30	40,09	3435,159	133,334	2128,3
	ET7	EX	Bottom	0,00	638,61	40,70	3466,697	256,688	4049,3
	ET6	EX	Top	0,00	799,33	50,27	4356,317	256,688	4049,3
	ET6	EX	Bottom	0,00	802,21	50,80	4383,752	410,576	6456,6
	ET5	EX	Top	0,00	941,10	58,88	5163,173	410,576	6456,6
	ET5	EX	Bottom	0,00	943,57	59,33	5186,728	590,171	9289,5
	ET4	EX	Top	0,00	1067,18	66,15	5897,052	590,171	9289,5
	ET4	EX	Bottom	0,00	1069,36	66,50	5917,867	791,044	12489,7
	ET3	EX	Top	0,00	1175,39	71,99	6527,495	791,044	12489,7
	ET3	EX	Bottom	0,00	1177,18	72,26	6544,400	1008,814	16002,3
	ET2	EX	Top	0,00	1262,00	76,44	7040,669	1008,814	16002,3
	ET2	EX	Bottom	0,00	1263,38	76,62	7053,650	1239,431	19768,8
	ET1	EX	Top	0,00	1333,15	79,72	7488,741	1239,431	19768,8
	ET1	EX	Bottom	0,00	1334,40	79,94	7498,907	1456,547	26064,1

OK

Pour Vy

De même, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey.

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	TERRASSE	EY	Top	0,00	14,70	283,36	2549,361	0,000	0,000
	TERRASSE	EY	Bottom	0,00	14,70	283,36	2549,394	870,755	45,14
	ET8	EY	Top	0,00	28,07	500,39	4507,088	870,755	45,14
	ET8	EY	Bottom	0,00	28,56	504,00	4553,445	2400,146	131,93
	ET7	EY	Top	0,00	40,37	682,78	6214,955	2400,146	131,93
	ET7	EY	Bottom	0,00	40,77	685,95	6256,107	4452,531	255,90
	ET6	EY	Top	0,00	50,98	841,04	7711,523	4452,531	255,90
	ET6	EY	Bottom	0,00	51,33	843,70	7746,092	6961,316	411,65
	ET5	EY	Top	0,00	60,30	974,28	8994,303	6961,316	411,65
	ET5	EY	Bottom	0,00	60,59	976,52	9023,517	9861,243	594,81
	ET4	EY	Top	0,00	68,53	1092,29	10159,351	9861,243	594,81
	ET4	EY	Bottom	0,00	68,79	1094,28	10185,250	13092,999	801,74
	ET3	EY	Top	0,00	75,60	1193,68	11165,218	13092,999	801,74
	ET3	EY	Bottom	0,00	75,82	1195,29	11185,917	16607,330	1028,8
	ET2	EY	Top	0,00	81,42	1274,78	11997,329	16607,330	1028,8
	ET2	EY	Bottom	0,00	81,59	1276,06	12013,727	20351,289	1272,5
	ET1	EY	Top	0,00	85,96	1345,88	12768,133	20351,289	1272,5
	ET1	EY	Bottom	0,00	86,07	1346,95	12780,508	26500,776	1815,5

OK

Pour P

On effectue les mêmes étapes, on remplace seulement la combinaison P du poids

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	TERRASSE	POIDS	Top	1908,74	0,00	0,00	0,000	9698,312	-16395,...
	TERRASSE	POIDS	Bottom	2575,82	0,00	0,00	0,014	13537,877	-22513,...
	ET8	POIDS	Top	4299,73	0,00	0,00	0,014	21826,825	-36971,...
	ET8	POIDS	Bottom	5071,92	0,00	0,00	0,033	26674,248	-44458,...
	ET7	POIDS	Top	6795,82	0,00	0,00	0,033	34963,195	-58916,...
	ET7	POIDS	Bottom	7568,01	0,00	0,00	0,065	39809,509	-66403,...
	ET6	POIDS	Top	9291,92	0,00	0,00	0,065	48098,456	-80861,...
	ET6	POIDS	Bottom	10064,10	0,00	0,00	0,100	52943,908	-88348,...
	ET5	POIDS	Top	11788,01	0,00	0,00	0,100	61232,856	-102806,...
	ET5	POIDS	Bottom	12638,23	0,00	0,00	0,134	66530,275	-111004,...
	ET4	POIDS	Top	14362,13	0,00	0,00	0,134	74819,223	-125462,...
	ET4	POIDS	Bottom	15212,35	0,00	0,00	0,167	80116,279	-133661,...
	ET3	POIDS	Top	16936,26	0,00	0,00	0,167	88405,227	-148119,...
	ET3	POIDS	Bottom	17786,47	0,00	0,00	0,194	93702,347	-156317,...
	ET2	POIDS	Top	19510,38	0,00	0,00	0,194	101991,295	-170775,...
	ET2	POIDS	Bottom	20447,81	0,00	0,00	0,213	107794,693	-179770,...
	ET1	POIDS	Top	22171,71	0,00	0,00	0,213	116083,641	-194228,...
	ET1	POIDS	Bottom	23361,88	0,00	0,00	0,237	123537,875	-205828,...

V.1.7 Vérification de l’Effet de la torsion d’axe vertical

D’après le **RPA 99 version 2003 (article 4.3.7)**, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l’excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.05 L$, doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$\pm 5\%$ de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion)

- excentricité théorique résultant des plans.

Soit: C_M : centre de masse.

C_R : centre de rigidité.

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

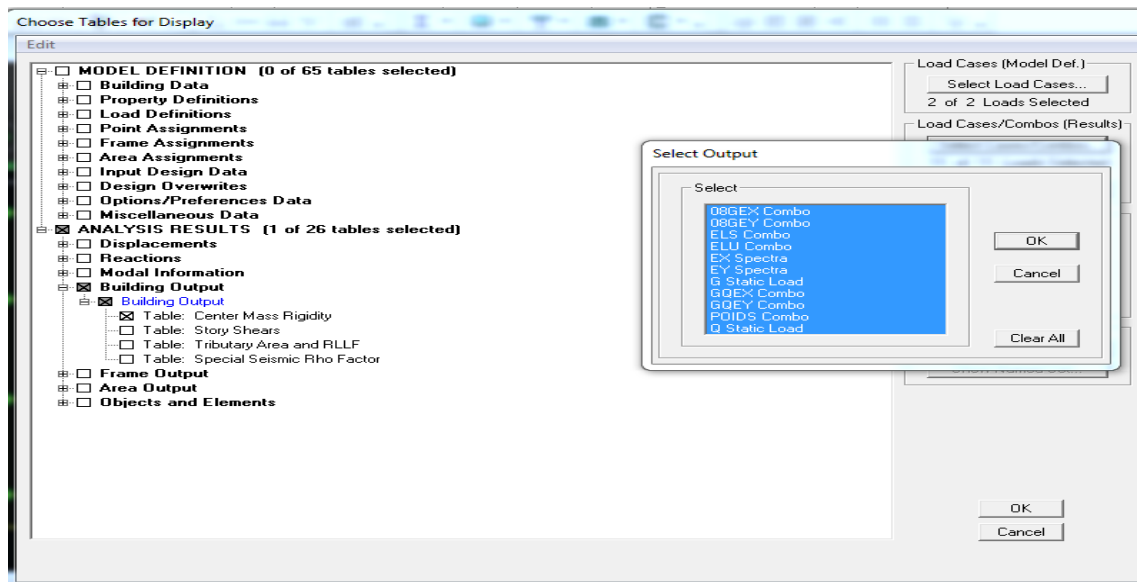
Pour déterminer les valeurs de C_M et C_R par logiciel ETABS, on suit l’étape suivante :

Display → **show tables** → Un tableau s’affichera, et on coche les cas es suivantes :

ANALYSIS RESULTS → **Building Output**.

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combo → **CenterMassRigidity** → **OK** → **OK**



On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (centre de gravité et centre de torsion) puis on effectue les calculs. Leur écartement est tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Tableau V.9 : Excentricité suivent les deux sens X-X et Y-Y

Story	Diaphragm	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		CONCLUSION
		XCCM	YCCM	XCR	YCR	Ex	ey	ex2	ey3	
SS	D1	9,217	5,639	9,467	5,867	-0,25	-0,228	0,9475	0,58	CV
RDC	D2	8,754	5,242	9,571	5,874	-0,817	-0,432	0,9475	0,58	CV
ET1	D3	8,724	5,201	9,618	5,871	-0,894	-0,57	0,9475	0,58	CV
ET2	D4	8,717	5,191	9,642	5,88	-0,925	-0,489	0,9475	0,58	CV
ET3	D5	8,717	5,191	9,646	5,895	-0,929	-0,304	0,9475	0,58	CV
ET4	D6	8,71	5,182	9,636	5,913	-0,926	-0,231	0,9475	0,58	CV
ET5	D7	8,703	5,172	9,617	5,935	-0,914	-0,563	0,9475	0,58	CV
ET6	D8	8,703	5,172	9,592	5,956	-0,889	-0,484	0,9475	0,58	CV
ET7	D9	8,655	5,114	9,559	5,968	-0,904	-0,554	0,9475	0,58	CV
ET8	D10	8,678	5,176	9,514	5,956	-0,836	-0,48	0,9475	0,58	CV

Conclusion

On remarque que la condition de l'effet de torsion est vérifiée pour tous les étages dans le sens X-X et dans le sens Y-

Introduction:

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux – poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genres de sollicitations.

VI.1. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations.

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont les suivantes :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow$ à l'ELU.
 - $G+Q \rightarrow$ à l'ELS
 - $G+Q \pm E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.
 - $0,8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.
- } RPA99 (Article 5 .2)

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ✓ Effort normal maximal et le moment correspondant.
- ✓ Effort normal minimal et le moment correspondant.
- ✓ Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Tableau VI.1.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Situation	γ_b	γ_s	θ	f_{c28}	f_{bu}	F_e (Mpa)	σ_s (Mpa)
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

VI.1.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :**A. Armatures longitudinales :(RPA Art 7.4.2.1)**

- Les armatures longitudinales doivent être à la Haute Adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal d'armatures sera de : $0,8\% \times b \times h$ (en zone II)
Poteau (50 × 50) : $A_{\min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20,00 \text{ cm}^2$
Poteau (45 × 45) : $A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,20 \text{ cm}^2$
Poteau (40 × 40) : $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,80 \text{ cm}^2$
- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times b \times h$ (en zone II)
Poteau (50 × 50) : $A_{\max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150,00 \text{ cm}^2$
Poteau (45 × 45) : $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,50 \text{ cm}^2$
Poteau (40 × 40) : $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96,00 \text{ cm}^2$
- Le pourcentage maximal en zone de courante sera de $4\% \times b \times h$ (en zone II)
Poteau (50 × 50) : $A_{\max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100,00 \text{ cm}^2$
Poteau (45 × 45) : $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81,00 \text{ cm}^2$
Poteau (40 × 40) : $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64,00 \text{ cm}^2$
- Le diamètre minimal est de 12[mm]
- La longueur maximale de recouvrement est de $40 \varnothing$ en zone IIa
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

B. Armatures transversales :(Art 7.4.2.2 RPA99/2003)

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre \emptyset_t des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\emptyset_t = \frac{1}{3} \emptyset_L^{\max}$$

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min\{15\emptyset_L^{\min}; 40 \text{ cm}; (a + 10)\text{cm}\} \text{(BAEL 91 Art 8.1.3)}$$

Avec : a : est la petite dimension transversale des poteaux.

- D'après le RPA 99 révisée 2003 :

$$S_t \leq \min\{10\emptyset_L^{\min}; 15 \text{ cm}\}, \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq 15\emptyset_L^{\min}, \text{ En zone de recouvrement.}$$

Avec : \emptyset_L : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **Le rôle des armatures transversales consiste à :**

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :(RPA99révisée 2003.Art7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2,50$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3,75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$.

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

- **Calcul d'élançement (élançement géométrique):**

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.

λ_g : élançement géométrique.

- **Quantité d'armatures transversales (RPA99 révisée 2003.Art7.4.22):**

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135^0 ayant une longueur droite de $10\phi_{\min}$.

$\frac{A_t}{b \cdot S_t}$ en % est donné comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%$.

Si $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%$.

Si $3 < \lambda_g < 5$ par interpolation entre les valeurs précédentes.

VI.1.2. Calcul du ferrailage à l'ELU :

A. Armatures longitudinales :

Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

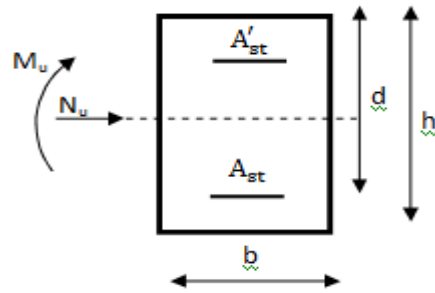


Figure VI.1.1.Schéma de ferraillage.

Section partiellement comprimée (SPC):

La section partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

Si Le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression)

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort normal est un effort de compression :

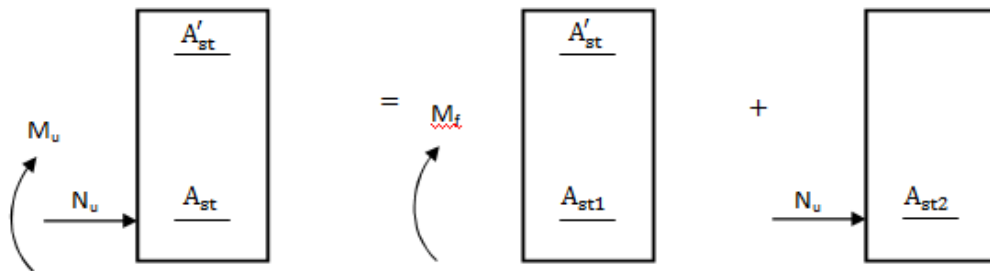
$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec: M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



- Calcul des armatures :

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \text{ Avec : } f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta_{\gamma_b}} = 14,2 \text{ Mpa}$$

1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée(SAA).

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta_d \cdot \sigma_s}, \quad A'_{st} = 0$$

D'où la section réelle est : $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_s}$ si l'effort est négatif.

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

$$A'_{st} \neq 0$$

On calcul:

$$M_r = \mu_1 b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_s}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ [MPa]}$$

La section réelle d'armature est $A'_{st} = A'$; $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

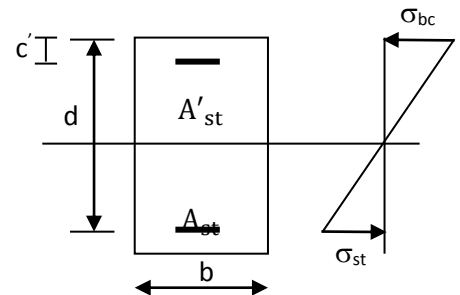


Figure VI.1.3.Schéma de ferrailage.

Section entièrement comprimée (SEC):

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u(d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

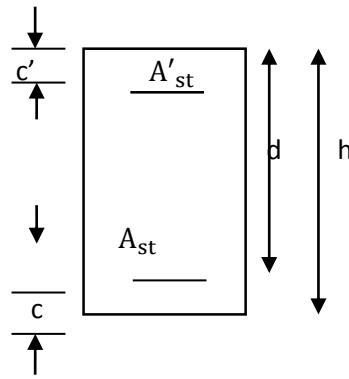


Figure VI.1.4.Schéma de ferrailage.

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas : SSA (Section Simplement Armée) :

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} A'_{st} > 0 \text{ et } \longrightarrow A_{st} = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N_u - \psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \text{ et } A_s = 0$$

$$\psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d-c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,8 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\gamma_b = 1,5 \quad \text{En situation durable}$$

$$\gamma_b = 1,15 \quad \text{En situation accidentelle}$$

2^{ème} cas : SDA (Section doublement Armée) :

$$N_u(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} A'_{st} > 0 \text{ et } \longrightarrow A_{st} \rightarrow 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_f - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s \times (d - c')}$$

$$A_{st} = \frac{N_u - \psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A'_{st}$$

Sollicitations de calcul:

Zone	Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	Effort normal N_u (KN)	Moment M_u (KN.m)
Zone I	Sous-sol RDC, 1 ^{er} étage	(50 x 50)	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	ELU	-1857.04	-4.93
			$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	0,8G+E	982.11	14.813
			$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	GQE	-541.25	106.459
Zone II	2,3,4 ^{ème} étage	(45 x 45)	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	ELU	-1216.5	-9.337
			$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	0,8G+E	139.33	8.339
			$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	GQE	-414.72	87.519
Zone III	5,6,7,8 ^{ème} , étage	(40 x 40)	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	ELU	-680.91	-11.797
			$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	0,8G+E	60.77	3.049
			$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	GQE	-272.33	61.719

Tableau VI.1.2. Les différentes sollicitations dans les poteaux.

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens xx : Longitudinal (M_{xx})

Exemple de calcul manuel :

a) Exemple de calcul pour le poteau (50 x 50) cm² à l'ELU :

Sens x-x :

$$b = 50 \text{ cm} \quad h = 50 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$d = 47 \text{ cm} \quad c = c' = 3 \text{ cm} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$N_u = 1857.04 \text{ kN} ; M_u = 4.93 \text{ kN.m}$$

Calcul de l'excentricité (e) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{4.93 \times 10^2}{1875.04} = 0.0026 \text{ cm}$$

$$e = 0.0026 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{50}{2} - 3\right) = 22 \text{ cm} \Rightarrow \text{SEC}$$

$$\text{Calcul de : } N_u(d - c') - M_f \text{ et } (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$$

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$\text{Et } d = h - c = 0.50 - 0.03 = 0.47 \text{ m}$$

- **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = 4.93 + 1857.04 \left(\frac{0.50}{2} - 0.03 \right) = 413.479 \text{ kN.m}$$

Et :

$$(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc} = \left(0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.50} \right) (0.50)^3 \times 14,2 \times 10^3 = 511,91 \text{ kN.m}$$

$$N_u(d - c') - M_f = 1875.04(0,47 - 0,03) - 413.4789 = 411.54 < 511,91 \text{ kN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

- **Calcul des armatures:**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{413.479 \times 10^6}{500 \times 470^2 \times 14,2} = 0,264$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée(**SAA**).

$$\mu = 0,264 \rightarrow \beta = 0,843$$

$$A'_{st} = 0$$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{413.479 \times 10^3}{0,843 \times 47 \times 348} = 29.99 \text{ cm}^2$$

D'où la section réelle d'armature est :

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 29,99 - \frac{1384.42 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = -23.37 \text{ cm}^2$$

Remarque :

La section d'armature est négative, les armatures ne sont pas nécessaires. De la même manière on trouve les autres sections.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau VI.1.3. : Ferrailage des poteaux a L'ELU suivante les deux sens.

Zone	Sollicitations	N(KN)	M _x (KN.m)	NATURE	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Ferrailage
Zone I (50x50)	N ^{max} – M ^{corr}	-1857.04	-4.93	SEC	0	0	20,00	20,60	4HA20 + 4HA16
	N ^{min} – M ^{corr}	982.11	14.813	SEC	0	0			
	N ^{corr} – M ^{max}	-541.25	106.46	SEC	0	0			
Zone II (45x45)	N ^{max} – M ^{corr}	-1216.5	-9.337	SEC	0	0	16,20	18.71	4HA20 + 4HA14
	N ^{max} – M ^{corr}	139.33	8.339	SEC	0	0			
	N ^{min} – M ^{corr}	-414.72	87.519	SEC	0	0			
Zone III (40x40)	N ^{max} – M ^{corr}	-680.91	-11.797	SEC	0	0	12,80	14,19	4HA16 + 4HA14
	N ^{min} – M ^{corr}	60.77	3.049	SEC	0	0			
	N ^{corr} – M ^{max}	-272.33	61.719	SEC	0	0			

VI.1.3. Vérification à l'ELU :

a. Armatures transversales :(Art 7.4.2.2 RPA99/2003)

- Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \quad \text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec :

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

On fixe pour les armatures transversales une section de $A_t=4HA8=2.01\text{cm}^2$ (un cadre+ un losange).

- Espacement des armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/2003)

$$St \leq \min \{15\phi_L^{\min}, 40\text{cm}, (a + 10)\text{cm}\} = \min \{15 \times 1,2 ; 40\text{cm}; (35 + 10)\}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Avec :

a: est la petite dimension du poteau

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

✚ En zone nodale :

$$S_t \leq \min \{10\phi_L^{\min}; 15 \text{ cm}\} = \min\{10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}\} = 12 \text{ cm.}$$

Nous adoptons : $S_t = 10 \text{ cm.}$

NB : au niveau du nœud, on introduit des armatures en U superposées (avec alter nuance dans l'orienta

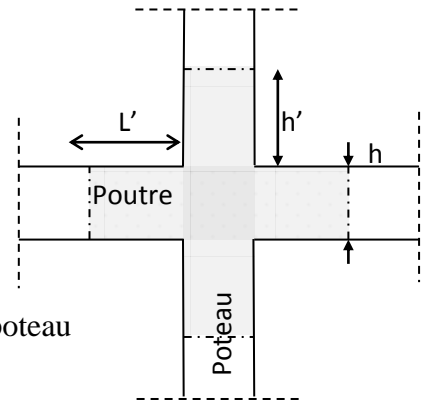
tion) afin de le consolider donc le rendre moins vulnérable au séisme.

✚ En zone de courante :

$$S_t \leq 15\phi_L^{\min} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm.}$$

Nous adoptons : $S_t = 15 \text{ cm.}$

Avec : ϕ_L : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau



- La disposition des cadres dans la zone nodale : **Figure VI.1.5. Délimitation de la zone nodale.**

La zone nodale est définie par l'et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b₁, h₁ : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage).

Tableau VI.1.4. Délimitation des zones nodales.

Niveaux	Poteau x	h_e (cm)	$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$
5, 6, 7,8ème, étage	40 × 40	306	$h' = \max(51, 40; 40 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$
2,3,4ème étage	45 × 45	306	$h' = \max(51, 45; 45 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$
1 ^{er} étage	50 × 50	306	$h' = \max(51, 50; 50 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$
Sous-sol RDC	50 × 50	408	$h' = \max(68, 50; 50 ; 60\text{cm}) = 68\text{cm}$

❖ **Poteaux de Sous-sol :**

Soit 7 cadres espacés de 10 cm

❖ **Poteaux RDC + étage courant :**

Soit 6 cadres espacés de 10cm.

Et à l'intérieur du nœud il est recommandé de mettre des cadres sous forme d'un U.

• **Quantité d'armatures transversales (RPA99 révisée 2003.Art7.4.22) :**

Si $\lambda g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%$.

Si $\lambda g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%$.

Si $3 < \lambda g < 5$ par interpolation entre les valeurs précédentes.

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

-Si $\lambda g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\%$. $S_t.b_1$

-Si $\lambda g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0,8\%$. $S_t.b_1$

-Si $3 < \lambda g < 5$par interpolation entre les valeurs précédentes.

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} ; l_f = 0,707 l_0$$

Avec :

l_f : longueur de flambement du poteau.

l_0 : hauteur libre du poteau.

✓ **Poteaux (50 x 50) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,88}{0,50} = 5,48 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$... condition vérifiée

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2$... condition non vérifiée

✓ **Poteaux (45 x 45) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 2,86}{0,45} = 4,49 \Rightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,0035\%$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0035 \times 10 \times 45 = 1,575 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$... condition vérifiée

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0035 \times 15 \times 45 = 2,36 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2$... condition non vérifiée

✓ **Poteaux (40 x 40) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 2,86}{0,40} = 5,05 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$... condition vérifiée

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 12 \times 50 = 1,8 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$... condition vérifiée

Poteaux (45 x 45) :

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$... condition vérifiée

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$... condition vérifiée

Remarque : D'après les résultats obtenus, la quantité d'armatures transversales

($A_t^{\min} > A_t$) aux niveaux des poteaux (50 x 50) et (45 x 45) cm^2 , alors pour cela en

diminue l'espacement en zone courante.

Soit : $S_t = 12\text{cm}$ (zone courante)

Poteaux (50 x 50) :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,88}{0,50} = 5,48 > 5$$

✓

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 2,88}{0,45} = 4,49 \Rightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,0035\%$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0035 \times 10 \times 45 = 1,575 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ condition vérifiée

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0035 \times 12 \times 45 = 1,89 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ condition vérifiée

Conclusion :

Les armatures transversales des poteaux (50 x 50), (45 x 45) seront composées de 2 cardes $\emptyset 8$, $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$, un espacement en zone nodale de 10cm et en zone courante de 12cm.

Les armatures transversales des poteaux (40 x 40), (35 x 35) seront composées de 2 cardes $\emptyset 8$, $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$, un espacement en zone nodale de 10cm et en zone courante de 15cm.

b. La longueur minimale des recouvrements est de:

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement pour la zone II est: $L = 40 \times \phi$

Pour les **4HA20** : $L_R = 40 \times \phi = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 80 \text{ cm}$.

Pour les **4HA16** : $L_R = 40 \times \phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 64 \text{ cm}$.

Pour les **4HA 14** : $L_R = 40 \times \phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 56 \text{ cm}$.

c. Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91 Article A.6.1.221) :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} ; f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$\Psi_s = 1$: Pour les aciers à haute adhérence.

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa} .$$

$$\text{Pour les } \mathbf{4HA20} : l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 70,55 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 70,55 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \mathbf{4HA16} : l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 56,44 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les 4HA14 : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 49,38 \text{ cm}$$

Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003):

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaisons sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\bar{\tau}_{bu}$.

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Selon le RPA :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Selon le BAEL :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} [\text{Art A.5.1,211/BAEL 91}]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Zone	V_u [KN]	λ_g	ρ_d	b (cm)	d (cm)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Zone I (50x50)	86.13	5.48	0,075	50	47	0,36	1,875	CV
Zone II (45x45)	74.3	4,49	0,04	45	42	0,39	1	CV
Zone III (40x40)	55.51	5,05	0,075	40	37	0,37	1,875	CV

Tableau VI.1.5. Vérification des contraintes tangentielles.

VI.1.4. Vérification à l'ELS:

a. Condition de non fragilité :

La section d'armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \times bd$$

Avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Zone	Sollicitations	N _s (KN)	M _{s_x} (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Condition
Zone I (50x50)	N ^{max} – M ^{corr}	-1857.04	-4.93	0,0026	6,98	20,60	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	982.11	14.813	0,015	7,09		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	-541.25	106.46	0,196	7,19		CV
Zone II (45x45)	N ^{max} – M ^{corr}	-1216.5	-9.337	0,0076	5,64	18.71	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	139.33	8.339	0,059	5,69		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	-414.72	87.519	0.21	7,84		CV
Zone III (40x40)	N ^{max} – M ^{corr}	-680.91	-11.797	0,017	4,45	14,19	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	60.77	3.049	0,05	4,64		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	-272.33	61.719	0.226	9,30		CV

Tableau VI.1.6. Ferrailage des poteaux a l'ELS suivant les deux sens

b. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL91):

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

❖ Poteaux RDC + étage courant :

$$\frac{h}{6} = \frac{306}{6} = 51\text{cm.}$$

- Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant logiciel [SOCOTEC]

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bsup} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{asup} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{binf} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{ainf} : Contrainte max dans les aciers inférieur

Sens longitudinal

Zone	Sollicitations	N(KN)	M(KN.m)	e _s (cm)	Nature	A _{adop} (cm ²)	σ _{bsup} [MPa]	σ _{binf} [MPa]	σ̄ _{bc} [MPa]	σ _{asup} [MPa]	σ _{ainf} [MPa]	σ̄ _s [MPa]	Condition
ZoneI (50x50)	N ^{max} – M ^{corr}	-1857.04	-4.93	0,0026	SEC	20,60	5.8	6.14	15	87.3	91.9	348	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	982.11	14.813	0,015	SEC		3.59	2.72		53.1	41.6		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	-541.25	106.46	0,196	SEC		5.25	0.0		71.9	29		CV
ZoneII(45x45)	N ^{max} – M ^{corr}	-1216.5	-9.337	0,0076	SEC	18.71	4.25	5.31	15	64.8	78.6	348	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	139.33	8.339	0,059	SEC		0.87	0.21		12.4	3.84		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	-414.72	87.519	0.21	SEC		5.6	0.0		74.9	44.3		CV
ZoneIII (40x40)	N ^{max} – M ^{corr}	-680.91	-11.797	0,017	SEC	14,19	2.62	4.19	15	41	61.1	348	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	60.77	3.049	0,05	SEC		0.48	0.12		6.97	2.25		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	-272.33	61.719	0.226	SEC		5.63	0,0		72.8	59.3		CV

Tableau VI.1.7. Vérification des contraintes à l'ELS suivant les deux sens

✓ Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

VI.1.5. Conclusion :

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferrailage calculé à l'ELU.

On a opté pour le ferrailage suivant :

➤ **Poteaux (50x50) :**

-Les armatures longitudinales : $4\text{HA}20 + 4\text{HA}16 = 20,06 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales : $4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$

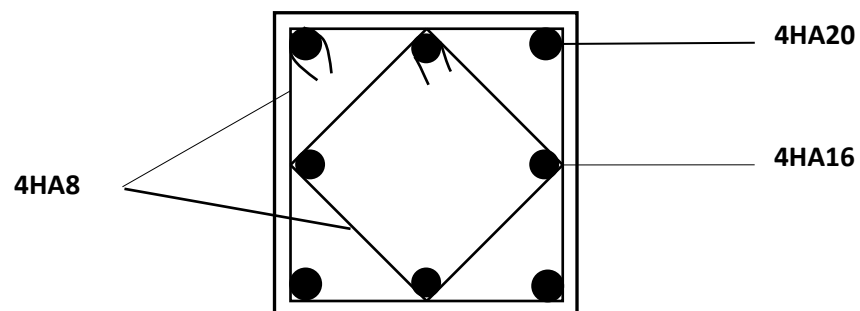


Figure VI.1.6. Schéma de ferrailage du poteau Sous-sol.RDC 1^{er} étage

➤ **Poteaux (45 x 45) :**

-Les armatures longitudinales : $4\text{HA}20 + 4\text{HA}14 = 18,71 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales : $4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$

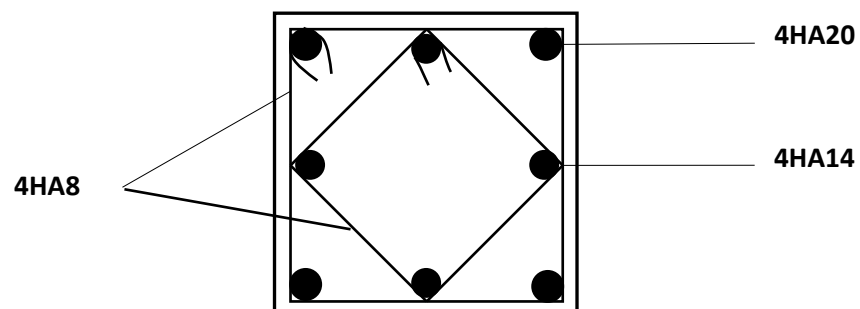


Figure VI.1.7. Schéma de ferrailage du poteau 2, 3, 4^{ème} étage

➤ Poteaux (40 x 40) :

-Les armatures longitudinales : $4\text{HA}16 + 4\text{HA}14 = 14,19 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

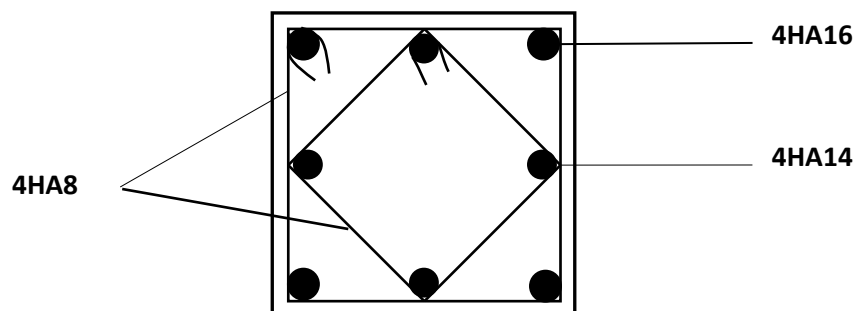


Figure VI.1.8. Schéma de ferrailage du poteau 5, 6, 7, 8ème, étage.

VI.2 Ferrailage des poutres

VI.2.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Les poutres comportent des armatures longitudinales et transversales.

Le calcul de la section d'armature se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$ à l'ELU ; BAEL 91
- $G + Q$ à l'ELS ; BAEL91
- $G + Q \pm E$; RPA99/ version 2003
- $0,8G \pm E$; RPA99/version 2003

VI.2.2 Recommandations du RPA99/version 2003 :

1) Armatures longitudinales (art 7.5.2.1 RPA/version 2003) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

❖ Poutres principales : (30x40)

❖ Poutres secondaires : (25 × 35)

Donc : Poutres principales $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ [cm}^2\text{]}$

Poutres secondaires $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ [cm}^2\text{]}$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

✓ 4% en zone courante

Poutres principales $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ [cm}^2\text{]}$

Poutres secondaires $A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ [cm}^2\text{]}$

✓ 6% en zone de recouvrement.

Poutres principales $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ [cm}^2\text{]}$

Poutres secondaires $A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ [cm}^2\text{]}$

2) Armatures transversales (art 7.5.2.2RPA/version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} s_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{En zone nodale.} \\ s_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{En dehors de la zone nodale.} \end{array} \right.$$

Avec :

ϕ Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

VI.2.3 Calcul des armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \text{ Avec } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action, il a pour valeur :

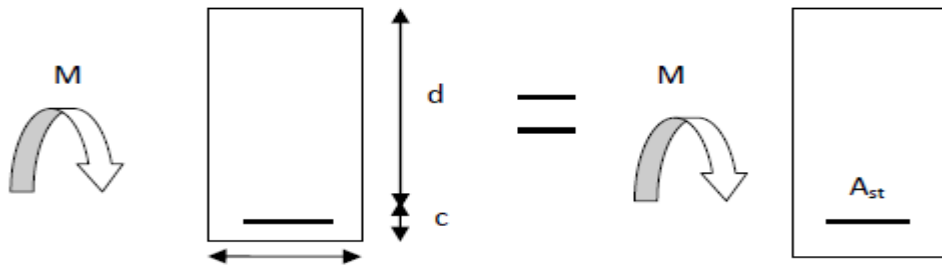
$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ Si } t \geq 24h \\ \theta = 0,9 \text{ Si } 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0,85 \text{ Si } t \leq 1h \end{array} \right.$$

❖ **1er cas:**

Si $\mu < \mu_l = 0,392$ \longrightarrow Section simplement armée (SSA) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

La section d'acier tendue :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$



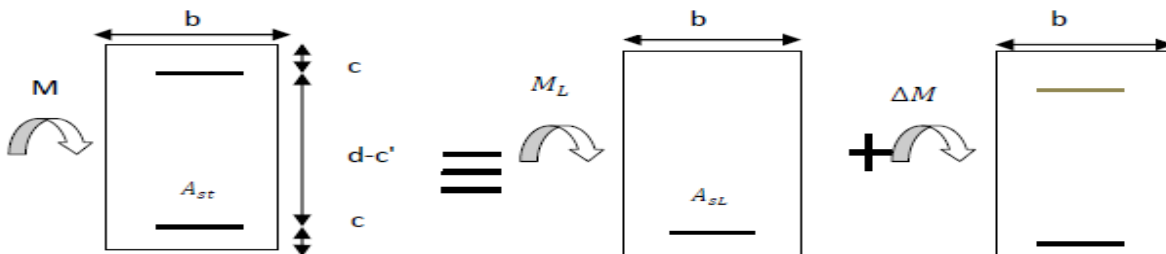
Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

d : Distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

❖ 2^{eme} cas:

$\mu > \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{sC} = \frac{M_e}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{sC} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u -$$

M_u : Moment sollicitant.

M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

Remarque :

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

Tableau VI.2.1 Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

	f_{c28} [MPa]	f_e [MPa]	f_{bu} [MPa]	γ_b	γ_s	θ	σ_{st} [MPa]
Situation accidentelle	25	400	21,74	1,15	1	0,85	400
Situation courante	25	400	14,2	1,5	1,15	1	348

Exemple de calcul :**1-Poutres principales(30 × 40)**➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{48.83 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0,083 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,083\beta \longrightarrow \beta = 0,958$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{48.83 \times 10^3}{0,958 \times 37 \times 348} = 3.95 [\text{cm}^2]$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{68.64 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0,117 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,117 \longrightarrow \beta = 0,937$$

$$A_t = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{68.64 \times 10^3}{0,937 \times 37 \times 348} = 5.69 [\text{cm}^2]$$

Tableau VI.2.2 : ferrailage des poutres principales

Poutre principale	M_{\max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_s (cm ²)	ferrailage	A adoptée (cm ²)
En travée	44.91	0,083	SSA	0,958	3.95	3HA14	4.617
Aux appuis	71.6	0,117	SSA	0,937	5.69	3HA14+2HA12	6.879

2-Poutre secondaires(25 × 35) :➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{31.802 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14,2} = 0,087 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,087 \longrightarrow \beta = 0,954$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{31.802 \times 10^3}{0,954 \times 32 \times 348} = 3 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{35.978 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14,2} = 0,098 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,098 \longrightarrow \beta = 0,948$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{35.978 \times 10^3}{0,948 \times 32 \times 348} = 3,40 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Tableau VI.2.3 : ferrailage des poutres secondaires

Poutre secondaire	$M_{\max}(\text{KN.m})$	μ	Obs	β	$A_s (\text{cm}^2)$	Ferrailage	A adoptée (cm ²)
En travée	31.802	0.087	SSA	0,954	3.00	3HA12	3.39
Aux appuis	35.978	0.098	SSA	0.948	3.40	3HA12+2HA12	5.65

VI.2.4 Vérification des armatures longitudinales :**Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)****1. Poutres principales PP :**

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,34[\text{cm}^2]$$

- **Aux appuis :**

$$A_{\text{adoptée}} = 6,879\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,34[\text{cm}^2] \text{ Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 6,879\text{cm}^2 > A_{\text{min}}(\text{RPA}) = 6[\text{cm}^2]$$

- **En travée :**

$$A_{\text{adoptée}} = 4,617 > A_{\text{min}} = 1,34[\text{cm}^2] \text{ Condition vérifiée.} \rightarrow$$

2. Poutres secondaires PS :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 32 \times 2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$A_{\text{adoptée}} = 5,65\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,966[\text{cm}^2] \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 5,65 > A_{\text{min}}(\text{RPA}) = 4,375[\text{cm}^2]$$

- **En travée :**

$$A_{\text{adoptée}} = 3,39 > A_{\text{min}} = 0,966[\text{cm}^2] \text{ Condition vérifiée.} \rightarrow$$

Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**1. Poutres principales PP :**

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$ Avec : $T_u^{\text{max}} = 102,23[\text{KN}]$ effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{102,23 \times 10^3}{300 \times 370} = 0,92[\text{MPa}]$$

$$\diamond \quad \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5[\text{MPa}]\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ [MPa]}\right) \bar{\tau}_u = \longrightarrow \min(3,33; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 0,92 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ [MPa]} \text{ Condition vérifiée.}$$

2. Poutres secondaires PS :

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$ Avec : $T_u^{\max} = 87.15 \text{ [KN]}$ effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{87.15 \times 10^3}{250 \times 320} = 0.785 \text{ [MPa]}$$

$$\diamond \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ [MPa]}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ [MPa]}\right) \bar{\tau}_u = \longrightarrow \min(3,33; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 0.785 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Influence de l'effort tranchant :

1. Poutres principales PP :

➤ **Sur le béton : (Art A.5.1.313. BAEL 91 modifiée)**

$$T_u = \frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = \frac{0,4 \times 25}{1,5} \times 0,9 \times 0.370 \times 0.300 = 666 \text{ [KN]}$$

On a :

$$T_u^{\max} = 102.23 \text{ [KN]} < 666 \text{ [KN]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sur acier : (Art A.5.1.312. BAEL 91 modifiée)**

On doit vérifier que :

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{a\max}}{0,9 \times d}\right) > 0$$

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{a\max}}{0,9 \times d}\right) = \left(102.23 - \frac{35.978}{0,9 \times 0,37}\right) = -5.81 < 0 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

2. Poutres secondaires PS :

➤ **Sur le béton : (Art A.5.1.313. BAEL 91 modifiée)**

$$\frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = \frac{0,4 \times 25}{1,5} \times 0,9 \times 320 \times 250 = 480 \text{ [KN]}$$

On a :

$$T_u^{\max} = 87.15 \text{ [KN]} < 480 \text{ [KN]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sur acier : (Art A.5.1.312. BAEL 91 modifiée)**

On doit vérifier que :

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{a\max}}{0,9 \times d} \right) > 0$$

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{a\max}}{0,9 \times d} \right) = \left(87,15 - \frac{68,64}{0,9 \times 0,32} \right) = -118,97 < 0 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A.6.1. 3 BAEL91)

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{a\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

1. Poutres principales PP :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 2 \times 3,14 \times 1,2 = 20,724 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{102,23 \times 10}{0,9 \times 37 \times 20,724} = 1,48 \text{ [MPa]}$$

$\tau_{se} = 1,48 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ [MPa]}$] → **Condition vérifiée.**

2. Poutres secondaires PS :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,2 + 2 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{87,15 \times 10}{0,9 \times 32 \times 18,84} = 1,39 \text{ [MPa]}$$

Ancrage des armatures (longueur de scellement) (art 6.1.22 BAEL 91 modifié 99) :

La longueur de scellement est telle que : $L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ [MPa]}$$

- Pour les \emptyset_{12} : $L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ [cm]}$
- Pour les \emptyset_{14} : $L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ [cm]}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0.4l_s$, pour les aciers HA.

- Pour les ϕ_{12} : $L_a = 16,932$ [cm]
- Pour les ϕ_{14} : $L_a = 19,75$ [cm]

Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min(1; 1,2; 2,5) = 1 \text{ [cm]}$$

ϕ_l : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

on prend $\phi = 8$ [mm]

On choisira un cadre +un étrier soit $\phi = 8$ [mm]

❖ **Espacement d'armatures :**

• **Poutres principales :**

➤ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) \longrightarrow S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1,4\right)$$

$$S_t \leq \min(10; 16,8) \text{ Soit : } S_t = 8 \text{ [cm]}$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b \quad (\text{Art 7.5.2RPA/version 2003})$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ [cm}^2\text{]}$$

➤ **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S_t \leq \frac{40}{2} \quad S_t \leq 20\text{cm}$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ [cm]}$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Poutres secondaires :

➤ **Zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) S_t \leq \longrightarrow \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1,4\right)$$

$$S_t \leq \min(8,75; 16,8) \text{ Soit : } S_t = 8 \text{ [cm]}$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 8 \times 25 = 0,6 \text{ [cm}^2\text{]}$$

➤ **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \longrightarrow \quad S_t \leq \frac{35}{2} \quad \longrightarrow \quad S_t \leq 17,5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ [cm]}$

$$A_{t\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA99/version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} L' = 2 \times h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\right) \text{ [cm]} \end{array} \right.$$

h: Hauteur de la poutre.

b₁, h₁: Dimensions du poteau.

h_e: Hauteur entre nus des poteaux.

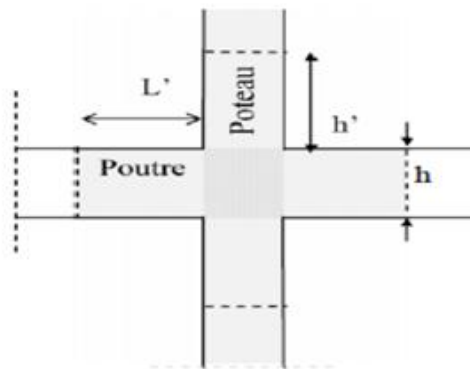


Figure VI.2.1 Délimitation de la zone nodale.

On aura :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\right) \text{ [cm]}$$

- Poutres principales : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ [cm]}$
- Poutres secondaires : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ [cm]}$

✓ **Remarque :**

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5[cm]** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- Armatures transversales minimales :
- Poutres principales

❖ Zone nodale :

$$A_{tmin} = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{adop} = 2,01 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{tmin} = 0,72 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Zone courante:

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{adop} = 2,01 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{tmin} = 1,35 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

poutre secondaire :

❖ Zone nodale :

$$A_{tmin} = 0,003 \times 8 \times 25 = 0,6 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{adop} = 2,01 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{tmin} = 0,6 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Zone courante:

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{adop} = 2,01 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{tmin} = 1,125 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.5 Vérification à L'ELS :

1. Etat d'ouverture des fissures :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

2. Etat limite de compression du béton :

On détermine les contraintes max. du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- ❖ Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ [MPa]}$
- ❖ Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$

- Vérification de la contrainte dans le béton :

La contrainte de compression de béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

β_1 Est en fonction de : $\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

(β_1, K_1) Sont tirer du tableau à l'ELS.

Poutre principale :

Tableau VI.2.4 : Vérification du ferrailage des poutres principales à L'ELS

PP	M _{max} (KN.m)	A _{st}	ρ	α	β	K ₁	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
En travée	48.83	4.617	0.41	0,126	0.958	104	298.37	2.87	15	cv
Aux appuis	68.64	6.879	0.62	0,189	0,937	64.37	287.81	4.47	15	cv

➤ **poutre secondaire :**

Tableau VI.2.5 : Vérification du ferrailage des poutres secondaire à L'ELS

PS	M _{max} (KN.m)	A _{st}	ρ	α	β	K ₁	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
En travée	31.802	3.39	0.423	0,138	0.954	93.7	307.29	3.28	15	cv
Aux appuis	35.978	5.65	0.71	0,156	0,948	81	209.91	2.59	15	cv

VII.2.6 Vérification de la flèche :

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens .BAEL99 (art.6.5.2)

$$f_{ETABS} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

➤ **Poutres principales :**

$0,084[\text{cm}] < \frac{440}{500} = 0,88[\text{cm}] \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

➤ **Poutres secondaires :**

$0,03917[\text{cm}] < \frac{400}{500} = 0,8[\text{cm}] \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

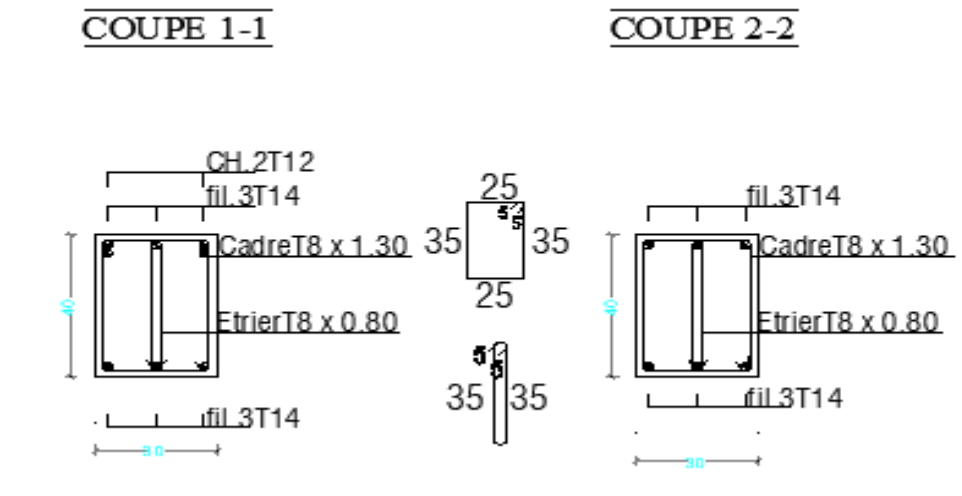


Figure VI. 2.2 Ferrailage des poutres principales

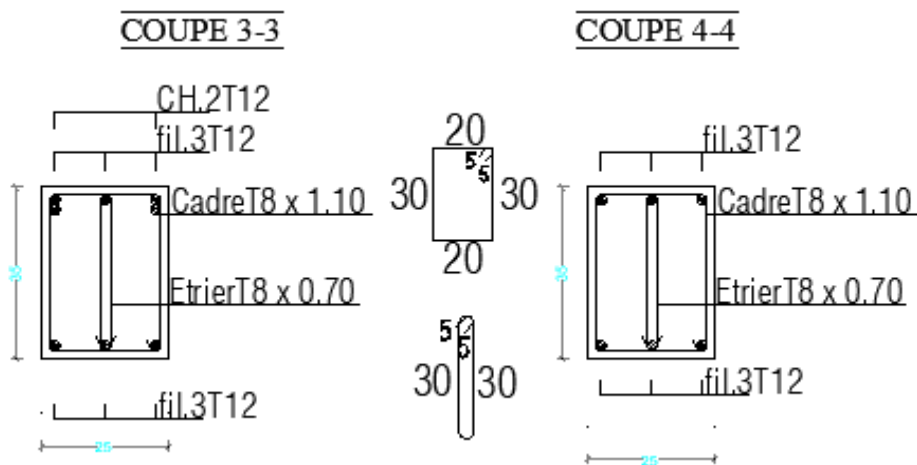


Figure VI. 2.3 Ferrailage des poutres secondaires

VII - Ferrailage des voiles :

VII -1- Introduction:

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

VII-2- Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

BAEL.91/modifié 99 :RPA.99/modifié 2003 :

ELU : $1,35G+1,5Q$ $0,8G \pm E$

ELS : $G+Q$ $G +Q\pm E$

VII-3- Ferrailage des voiles pleins :

Le calcul se fera en procédant par la méthode des tronçons de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

- **Zone I** : SS+RDC+1^{er} étage
- **Zone II** : 2^{eme}+3^{eme} +4^{eme} étage
- **Zone III** : 5^{eme}+6^{eme} et 7^{eme} +8^{eme} étage

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques, et on adoptera le ferrailage du voile le plus défavorable pour chaque groupe.

Groupe I : VL1 ;VL2 ;VL5 ;VL6

Groupe II : VL3 ;VL4 ;VL7 ;VL8

Groupe III : VT1 ;VT4 ;VT5 ;VT8.

Groupe IV : VT2 ; VT3 ; VT6 ;VT7

Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

B : La section horizontale du voile ($B = e.L$).

I : Moment d'inertie du voile.

V, V' : Bras de levier (la distance entre l'axe neutre et la fibre la plus tendue

ou la plus comprimée) $\left(V = V' = \frac{L}{2} \right)$.

L : La longueur du voile.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2.L_c}{3}\right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus du plancher du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})} . L$

L_T : Longueur de la zone tendue $L_T = (L - L_c)$

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

a) Armatures verticales :

• Section entièrement comprimée :

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) . d . e \right]$$

$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) . d . e \right]$$

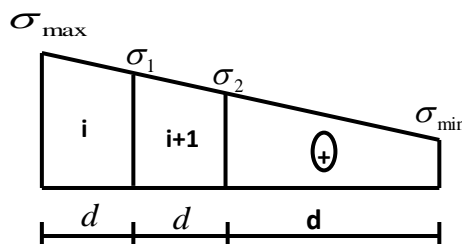


Figure VII.2 : Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

Avec : e : épaisseur du voile.

Détermination des armatures :

$$\left[A_i = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \right]$$

B : section du voile

$\sigma_s(2\%) =$ Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2%).

Combinaisons courantes : $\sigma_s(2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Combinaisons accidentelles : $\sigma_s(2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

• Section partiellement comprimée :

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) \cdot d \cdot e \right]$$

$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1}{2} \right) \cdot d \cdot e \right]$$

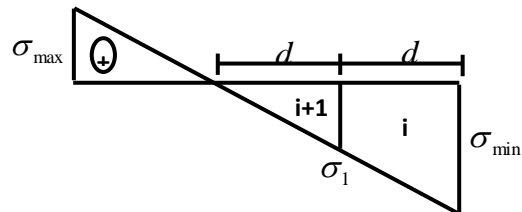


Figure VII.3 : Diagramme des contraintes

D'une (S.P.C).

Détermination des armatures :

$\sigma_s(10\%) =$ Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (10%).

Combinaisons courantes : $\sigma_s(10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Combinaisons accidentelles : $\sigma_s(10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

• Section entièrement tendue :

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) \cdot d \cdot e \right]$$

$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \cdot d \cdot e \right]$$

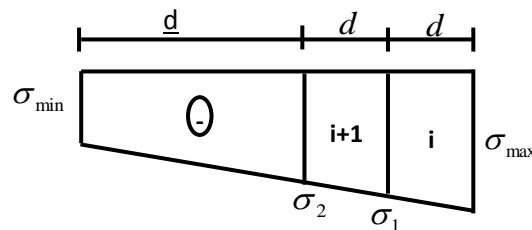


Figure VII.4 : Diagramme des contraintes D'une (S.E.T)

Détermination des armatures :

$$\left[A_i = \frac{N_i}{\sigma_s} \right]$$

$\sigma_s(2\text{‰})$ = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

Combinaisons courantes : $\sigma_s(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Combinaisons accidentelles : $\sigma_s(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

b) Armatures minimales**Compression du béton :**

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Ainsi que : $0,20\% \leq \frac{A_{min}}{B_c} \leq 0,5\%$ [Art A.8.1, 21 /BAEL 91 modifié 99]

Avec : B : section du béton comprimée.

Traction simple :

$$A_{min} \geq \frac{B_t \cdot f_{t28}}{f_e}$$

B_t : La section horizontale du béton tendu. **B = d. e**

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu. $A_{min} \geq 0,20\% B_t$

c) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales. La section de ces armatures est :

• **D'après le RPA99 :**

$A_H = 0.15 \% B$ Globalement dans la section du voile.

$A_H = 0.10 \% B$ En zone courante.

• **D'après le BAEL91 :** $A_H = \frac{A_V}{4}$

Avec :

AH: section d'armatures horizontales

B : section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

d) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04)épingles au mètre carré

e) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{T}}{f_e}$$

Avec :

\bar{T} : L'effort tranchant majoré à la base du voile. $\bar{T} = 1,4.T$

T : L'effort tranchant au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

f) Les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

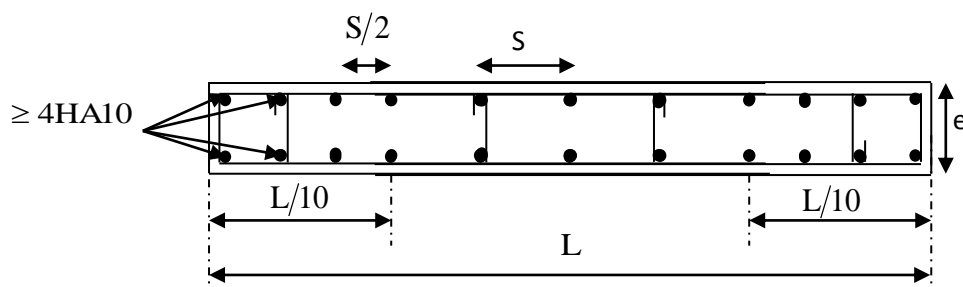
i) Dispositions constructives :

Figure VII.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

• **Espacement :**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

• **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

40 Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20 Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges

• **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

$$\Phi_{max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

VII-4-Vérification:

• **Vérification à L'ELS :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15.A} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} \end{array} \right.$$

N_{ser} : Effort normal appliqué sous la combinaison à l'ELS. $N_{ser} = G + Q$

B : Section du béton.

A : Section d'armatures verticales adoptée.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée par les conditions

suivantes :
$$\tau_b = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1,4.T}{b.d}$$

$$T = 1.4T_u \text{ calcul}$$

Avec :

b : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0,20.f_{c28}$$

D'après le BAEL 91 : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} \cdot f_{c28} ; 4MPa \right\} \quad \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VII-5-Exemple de calcul :

A titre d'exemple, soit à ferrailer le voile transversale VL1 au niveau de la zone I.

➤ **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 1.2m \quad ; \quad e = 0,20m$$

$$B = 0,24m^2 \quad ; \quad V = V' = 0.85m$$

➤ **Les contraintes :**

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \sigma_{\max} = 9779,4 \text{ KN} / m^2 \\ \bullet \sigma_{\min} = 4155,93 \text{ KN} / m^2 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

$$L_t = \left(\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \right) \cdot L = \left(\frac{9779,4}{9779,4 + 4155,93} \right) \times 1,20 = 0,84m$$

$$L_c = L - L_t = 1,2 - 0,84 = 0,36m$$

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2.L_c}{3} \right)$$

D'où $d = \min(1.68 ; 0.56)$

On prend : $d = \frac{L_t}{2} = 0.56$

• **Longueur d'extrémité :**

$$L/10 = 1.20/10 = 0.12\text{m} = 12\text{ cm}$$

• **Calcul de N :**

Zone tendue :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\max} \cdot (L_t - d)}{L_t} = \frac{9779.4 \times (0.84 - 0.56)}{0.84} = 3259.8 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) \cdot d \cdot e \right]$$

$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \cdot d \cdot e \right]$$

$$N_1 = \frac{9779.4 + 3259.8}{2} \times 0.56 \times 0.2 = 746.99 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{1986.06}{2} \times 0.80 \times 0.25 = 182.54 \text{ KN}$$

• **Calcul des armatures :**

Armatures vertical :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{746.99}{40} = 18.67 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{182.54}{40} = 4.56 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \text{Max} \left(0.20\% B ; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$\text{Avec : } B = d \times e = 56 \times 20 = 1120 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq \text{Max} \left(0.20\% \times 1120 = 2.24 ; \frac{2000 \times 2.1}{400} = 5.88 \right)$$

$$A_{\min} = 5.88 \text{ cm}^2$$

• **Armatures de coutures :**

$$A_{Vj} = 1,1 \cdot \frac{1,4.T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 394,34}{400 \times 10^{-1}} = 13,8 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 18,67 + \frac{13,8}{4} = 22,12 \text{ cm}^2 \right.$$

$$\left\{ A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 4,56 + \frac{13,8}{4} = 8,01 \text{ cm}^2 \right.$$

• **Le ferrailage adopté :**

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action Sismique :

- On opte pour : 12HA16 = 24.11 cm²/dsoit:6HA16 /nappe .avec espacement de 10cm.

• **Calcul des armatures horizontales :**

Selon le RPA : $A_H = 0,15\% . B = 0,0015 \times 20 \times 120 = 3,6 \text{ cm}^2$

Selon le BAEL : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{13,8 + 4,56}{4} = 4,59 \text{ cm}^2$

On prend : 6HA12 / ml / nappe $\xrightarrow{\text{soit}}$ $A_H = 6,78 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{nappe}$

Avec un espacement de 15cm.

• **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré. **Soit :** 04 épingles de HA8 / m²

• **Vérification des contraintes de cisaillement :**

RPA99-modifié2003 :

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 394,34 \times 10}{0,9 \times 120 \times 20} = 2,55 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2,55 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

BAEL91 :

$$b_o = e = 20\text{cm} \quad d = 0,9 \times 1,2 = 1,08\text{m}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{1,15} \times 25\text{MPa} ; 4\text{MPa} \right\} = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{394,34 \times 10}{20 \times 108} = 1,825\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,825\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Vérification à l'ELS :

$$\bar{\sigma}_s = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{814,48 \times 10^3}{200 \times 1200 + 15 \times 24,11 \times 10^2} = 2,94\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 2,949\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 15\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

N.B :

La même procédure de calcul à suivre pour le ferrailage du restes des voiles que ce soit dans le sens longitudinal ou bien transversal.

Les résultats des calculs sont donnés dans les tableaux suivants :

Voile 1.2m sens X

Tableau VI.3.1 : Ferrailage des voiles : VL1.VL2.VL5.VL6 dans le sens longitudinal

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	
	hpoutre(m)		0,4	0,4	0,4	
	hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06	
	L (m)		1,2	1,2	1,2	
	e (m)		0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)		0,24	0,24	0,24	
	He		3,63	3,06	3,06	
	H		3,68	2,66	2,66	
Solicitation de calcul	T(kN)		394,34	317,68	347,54	
	N _{ser} (kN)		814,48	615,91	390,5	
	Vu (kN)		552,076	444,752	486,556	
	σ_{max} (kN/m ²)		9779,4	5881,9	4624,4	
	σ_{min} (kN/m ²)		4155,93	2080,99	1823,68	
	σ_s (kN/m ²)		400	400	400	
	Lt		0,84	0,89	0,86	
	Lc		0,36	0,31	0,34	
	D		0,56	0,59	0,57	
	σ_1		3259,8	1960,633	1541,467	
	N _i		732,04	463,44	353,76	
armature armatures verticale	A _{v1} /bande (cm ²)		18,3	11,59	8,84	
	A _{vj} (cm ²)		15,18	12,23	13,38	
	A'v1/bande/nappe		22,1	14,64	12,19	
armature armatures minimale	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		2,25	2,36	2,29	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		24,11	18,46	13,56	
	Choix de A (cm ²)		2*6HA16	2*6HA14	2*6HA12	
	Stmax		30	30	30	
	Espacement (cm)		10	10	10	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		6,03	4,62	3,6	
	AH adopté (cm ²)		11,775	7,85	7,85	
	choix de la section		15HA10	10HA10	10HA10	
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes constructives	T _b		2,556	2,059	2,253	
	3,26 Mpa		T _u	1,826	1,471	1,609
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$		σ_{bc}	2,949	2,301	1,5

Voile 1.5m sens X

Tableau VI.3.2 : Ferrailage des voiles : VL3.VL4.VL7.VL8 dans le sens longitudinal

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,4	0,4	0,4
	hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		1,5	1,5	1,5
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m ²)		0,3	0,3	0,3
	He		3,63	3,06	3,06
	H		3,68	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)		165,45	112,8	86,35
	N _{ser} (kN)		848,61	625,02	388,02
	Vu (kN)		231,63	157,92	120,89
	σ_{max} (kN/m ²)		9006,51	5888,31	5060,51
	σ_{min} (kN/m ²)		4593,75	2566,4	4245,86
	σ_s (kN/m ²)		400	400	400
	Lt		0,99	1,04	0,82
	Lc		0,51	0,46	0,68
	D		0,66	0,7	0,54
	σ_1		3002,17	1962,77	1686,837
	N ₁		795,25	546,79	366,9
	armature armatures verticale	A _{v1} /bande (cm ²)		19,88	13,67
A _{vj} (cm ²)		6,37	4,34	3,32	
A'v1/bande/nappe		21,47	14,76	10	
armature armatures minimale	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		2,65	2,79	2,18
	A'v1 adopté (cm ²)		24,11	18,46	11,3
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de A (cm ²)		2*6HA16	2*6HA14	2*6HA12
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		10	10	10
	AH /nappe (cm ²)		6,03	4,5	4,5
Armatu res horizon tales	AH adopté (cm ²)		11,775	7,85	7,85
	choix de la section		15HA10	10HA10	10HA10
	Espacement st(cm)		25	25	25
es tran sver sale s	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T _b	0,858	0,585	0,448
ation des contructi on	3,26 Mpa	T _u	0,613	0,418	0,32
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}		1,931	1,224

Voile 1.2m sens Y

Tableau VI.3.3 : Ferrailage des voiles : VT2.VT3.VT6.VT7 dans le sens transversal

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,4	0,4	0,4
	hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		1,2	1,2	1,2
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m ²)		0,24	0,24	0,24
	He		3,63	3,06	3,06
	H		3,68	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)		77,04	74,69	52,2
	N _{ser} (kN)		715,71	559,56	361,02
	Vu (kN)		107,856	104,566	73,08
	σ _{max} (kN/m ²)		7834,92	5660	4818,07
	σ _{min} (kN/m ²)		3331,86	2269,69	2301,71
	σ _s (kN/m ²)		400	400	400
	Lt		0,84	0,86	0,81
	Lc		0,36	0,34	0,39
	D		0,56	0,57	0,54
	σ ₁		2611,64	1886,667	1606,023
armatures verticales	N ₁		586,37	430,93	347,78
	A _{v1} /bande (cm ²)		14,66	10,77	8,69
	A _{vj} (cm ²)		2,97	2,88	2,01
armatures minimales	A'v1/bande/nappe		15,4	11,49	9,2
	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		2,25	2,28	2,17
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		18,46	13,56	11,304
	Choix de A (cm ²)		2*6HA14	2*6HA12	2*5HA12
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		10	10	10
Armatu res horizontales	AH /nappe (cm2)		4,62	3,6	3,6
	AH adopté (cm2)		11,775	7,85	7,85
	choix de la section		15HA10	10HA10	10HA10
Armatu res transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérfication des contruction	T _b		0,499	0,484	0,338
	3,26 Mpa T _u		0,357	0,346	0,242
	σ _{bc} = 15MPa		σ _{bc}	2,674	2,149

Tableau VI.3.4 : Ferrailage des voiles : VT1.VT4.VT5.VT8 dans le sens transversal

Voile 2.2m sens Y

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	
	hpoutre(m)		0,4	0,4	0,4	
	hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06	
	L (m)		2,2	2,2	2,2	
	e (m)		0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)		0,44	0,44	0,44	
	He		3,63	3,06	3,06	
	h		3,68	2,66	2,66	
Solicitation de calcul	T(kN)		303,4	204,65	123,66	
	N _{ser} (kN)		1052,9	818,22	514,59	
	Vu (kN)		424,76	286,51	173,124	
	σ_{max} (kN/m ²)		10562,05	5428,35	4836,36	
	σ_{min} (kN/m ²)		6767,25	2618,41	2402,18	
	σ_s (kN/m ²)		400	400	400	
	Lt		1,34	1,48	1,47	
	Lc		0,86	0,72	0,73	
	d		0,89	0,99	0,98	
	σ_1		3520,683	1809,45	1612,12	
	N ₁		1258,88	716,12	631,91	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		31,47	17,9	15,8	
	A _{vj} (cm ²)		11,68	7,88	4,76	
	A ^v 1/bande/nappe		34,39	19,87	16,99	
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		3,58	3,96	3,92	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A ^v 1 adopté (cm ²)		36,69	21,54	18,46	
	Choix de A (cm ²)		2*9HA16	2*7HA14	2*6HA14	
	Stmax		30	30	30	
	Espacement (cm)		12	12	12	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		9,17	6,6	6,6	
	AH adopté (cm ²)		11,775	7,85	7,85	
	choix de la section		15HA10	10HA10	10HA10	
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5MPa$		T _b	1,073	0,724	0,437
	3,26 Mpa		T _u	0,766	0,517	0,312
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$		σ_{bc}	2,127	1,732	1,102

INTRODUCTION :

Le mur plaque sera prévu au niveau de l'infrastructure pour reprendre les poussées des terres ainsi que les charges d'exploitation. Sa hauteur est de 4.42 m. L'épaisseur minimale exigée par le RPA 2003 (Article 10.1.2) doit être ≥ 15 cm, dans notre cas on optera pour une épaisseur de 30cm.

Le mur plaque sera réalisé en béton armé, celui-ci sera revêtu d'une couche de bitume et aussi un joint de 1 cm d'épaisseur de polystyrène le séparant des poteaux.

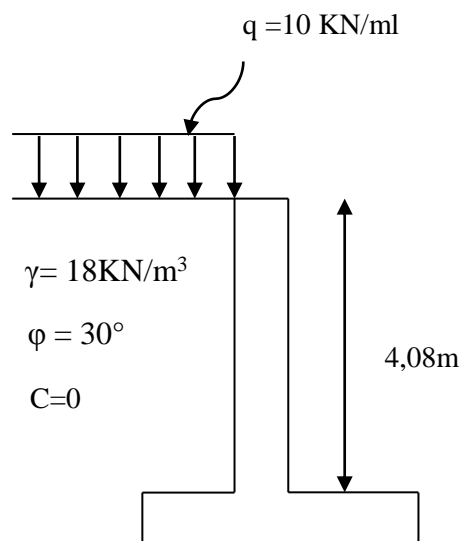


Figure VII.1. Schéma statique du mur plaque.

VII.1. Détermination des sollicitations :

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile. Le calcul se fera pour une bande de 1 m de longueur.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_h : Contrainte horizontale

σ_v : Contrainte verticale

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = q + (\gamma \times h) \text{ tel que : } 0 < h < H$$

Avec :

K_a : Coefficient de poussée des terres.

φ : Angle de frottement interne.

VII.2. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$
 Poids volumique des terres: $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$
 Angle de frottement: $\varphi = 30^\circ$
 Cohésion : $C = 0$
 Contrainte du sol : $\sigma = 2 \text{ Bars}$

VII.3. Calcul des sollicitations :

$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = K_a(q + \gamma \times h)$
 Nous avons $C = 0 \rightarrow$ sol pulvérulent
 Donc : $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right) = 0,333$

ELU :

$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = K_a(1,35\gamma h + 1,5q)$
 $= 0,333(1,35 \times 18 \times h + 1,5 \times 10)$
 $\sigma_h = 8,09h + 5$
 $h = 0 \rightarrow \sigma_{h1} = 5 \text{ KN/m}^2$
 $h = 4,08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 38 \text{ KN/m}^2$

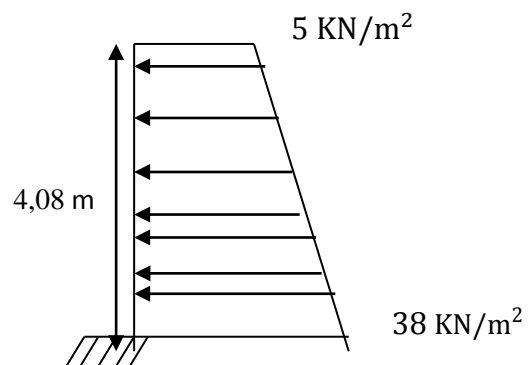


Figure VII.2. Diagramme des contraintes à l'ELU.

ELS :

$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = K_a(\gamma h + q)$
 $= 0,333(18 \times h + 10)$
 $\sigma_h = 5,994h + 3,33$
 $h = 0 \rightarrow \sigma_{h1} = 3,33 \text{ KN/m}^2$
 $h = 4,08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 27,78 \text{ KN/m}^2$

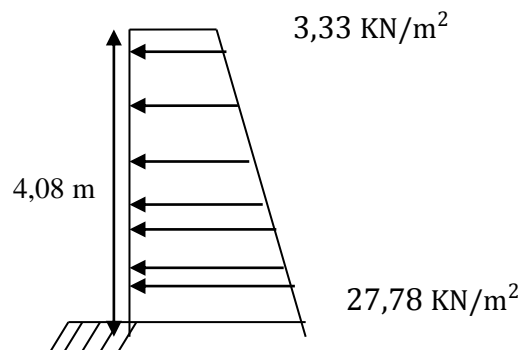


Figure VII.3. Diagramme des contraintes à l'ELS.

VII.4. Charges moyennes:

Les charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1 m sont :

ELU :

$$P_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 38 + 5}{4} = 29,75 \text{ KN/ml.}$$

ELS :

$$P_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 27,78 + 3,33}{4} = 21,66 \text{ KN/ml.}$$

VII.5. Ferrailage du mur plaque :**A. Méthode de calcul :**

Le mur sera calculé comme une console verticale encadrée au niveau de la semelle (débord) et simplement appuyée au plancher du sous-sol.

B. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encadrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Moment en appui: 0.5

Identification des panneaux :

$$L_x = 4,08 \text{ m}$$

$$L_y = 4,40$$

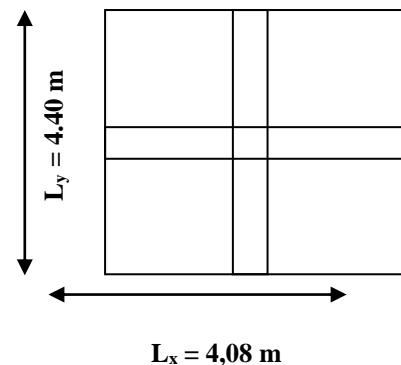


Figure VII.4. Le panneau le plus sollicité.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,08}{4,40} = 0,92 > 0,4 \longrightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

C. Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0,92 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0438 \\ \mu_y = 0,819 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0438 \times 29,75 \times 4,08^2 = 21,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,819 \times 21,69 = 17,76 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :**Sens x-x :**

Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 21,69 = 10,84 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 21,69 = 16,26 \text{ KN.m}$

Sens y-y :

Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 17,76 = 8,88 \text{ KN.m}$

En travées : $M_t = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 17,76 = 13,32 \text{ KN.m}$

D. Calcul à l'ELS :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,08}{4,40} = 0,92 > 0,4 \longrightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0510 \\ \mu_y = 0,875 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0510 \times 21,66 \times 4,08^2 = 18,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,875 \times 18,38 = 16,08 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :**Sens x-x :**

Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 18,38 = 9,19 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 18,38 = 13,785 \text{ KN.m}$

Sens y-y :

Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 16,08 = 8,04 \text{ KN.m}$

En travées : $M_t = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 16,08 = 12,06 \text{ KN.m}$

E. Ferrailage à l'ELU :

A. Les armatures longitudinales:

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, en considérant le moment maximal au niveau d'appuis et en travée.

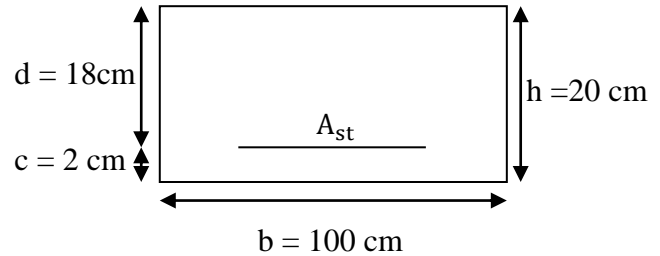


Figure VII.5.Schéma statique de ferrailage.

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} \text{ Avec : } f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$A_{st1} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Le résumé des calculs est donné dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M _u (KN.m)	μ _u	Section	β	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Ferrailage	st (cm)
x-x	Appuis	10,48	0.022	SSA	0.989	1,69	2.17	4,52	4HA12	25
	Travée	16,62	0,036	SSA	0.982	2.70	2.17	4,52	4HA12	25
y-y	Appuis	8,88	0.019	SSA	0.990	1.41	2.17	4,52	4HA12	25
	travée	13,32	0.028	SSA	0.986	2.15	2.17	4,52	4HA12	25

Tableau VII.1.Ferrailage du mur plaque.

B. Les armatures transversales:

➤ Travée : $A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$

Soit : 4HA8/ml = 2.01 cm²

➤ Appuis : $A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$

Soit : 4HA8/ml = 2.01 cm²

C. Recommandations du RPA :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de (0,10%B) dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$A \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m² de HA8.

VII.6. Vérifications à l'ELU:**a) Espacement des barres :**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales : $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm})$

Dans le sens x-x : $15 \text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Dans le sens y-y : $15 \text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

b) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2/ BAEL) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} = 4,52 > A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 4,52 > A_{\text{min}} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Calcul de la longueur de scellement des barres (Art A.6.1.23) :

$$\text{Longueur de scellement : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \text{avec: } \tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les HA 12 : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égales à : $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

$$\text{Pour les HA 12 : } l_{cr} = 16,93 \text{ cm} \Rightarrow l_{cr} = 18 \text{ cm}$$

VII.7. Vérifications à l'ELS :**a) Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.4.5, 33 /BAEL 91) :**

Notre mur plaque peut être en contact direct avec l'eau, dans notre cas nous allons considérer les fissurations comme étant très préjudiciable.

La contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur σ_{st} (MPa) donnée par l'expression :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2}, 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\}$$

Avec :

f_{tj} : La résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa.

η : Coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les ronds lisse y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1,6 pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils diamètre inférieur 6mm pour lesquels nous prendrons 1,3.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} \times 400; 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{200; 164,97\} = 164,97 \text{ MPa}$$

b) Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL91):

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 164,97 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d}$

Avec : $\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18} = 0,251$

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens		M_s [KN.m]	A_u [cm ²]	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	OBS
x-x	Appuis	9,19	4,52	0,251	0,920	47,50	122,78	164,97	2,37	15	CV
	Travées	13,785	4,52	0,251	0,920	47,50	154,16	164,97	3,87	15	CV
y-y	Appuis	8,04	4,52	0,251	0,920	47,50	107,41	164,97	2,26	15	CV
	travées	12,06	4,52	0,251	0,920	47,50	161,12	164,97	3,39	15	CV

Tableau VII.2.Vérification des contraintes à l'ELS.

c) Etat limite de déformation (BAEL99/Art B.6.5) :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h_t : Hauteur total **20 cm**.

l_x : portée entre nus d'appuis.

M_t : Moment max a l'ELS.

M_0 : Moment max de la travée isostatique.

A_{st} : Section des armatures **4,52 cm²**.

b : largeur de la section **100 cm**.

d : hauteur utile de la section droite **18 cm**.

Sens x-x :

$$M_t = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 18,38 = 13,78 \text{ KN.m}$$

$$q_s = 21,66 \text{ KN/ml.}$$

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 21,66 \times \left(\frac{4,40^2}{8}\right) = 52,42 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots$ **condition vérifié**
- $\frac{h}{l} = 0,2 \geq \frac{M_t}{20 M_0} = \frac{13,78}{10 \times 52,42} = 0,026 \dots \dots \dots$ **condition vérifié**
- $\frac{A}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 18} = 0,0025 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots$ **condition vérifié**

Sens y-y :

$M_t = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 16,08 = 12,06 \text{ KN.m}$

$q_s = 21,66 \text{ KN/ml.}$

$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 21,66 \times \left(\frac{4,40^2}{8}\right) = 52,42 \text{ KN.m}$

- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots$ **condition vérifié**
- $\frac{h}{l} = 0,2 \geq \frac{M_t}{20 M_0} = \frac{12,06}{10 \times 52,42} = 0,023 \dots \dots \dots$ **condition vérifié**
- $\frac{A}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 18} = 0,0025 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots$ **condition vérifié**

✓ Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

VII.8. Conclusion :

Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :

Armatures longitudinales :

➤ **Sens x-x :**

En travée : 4HA12 avec un espacement de 25 cm.

Aux appuis : 4HA12 avec un espacement de 25 cm.

➤ **Sens y-y :**

En travée : 4HA12 avec un espacement de 25 cm.

Aux appuis : 4HA12 avec un espacement de 25 cm.

Armatures transversales : 4HA8 = 2,01 cm²

VII.9. Schéma de ferrailage du mur plaque :

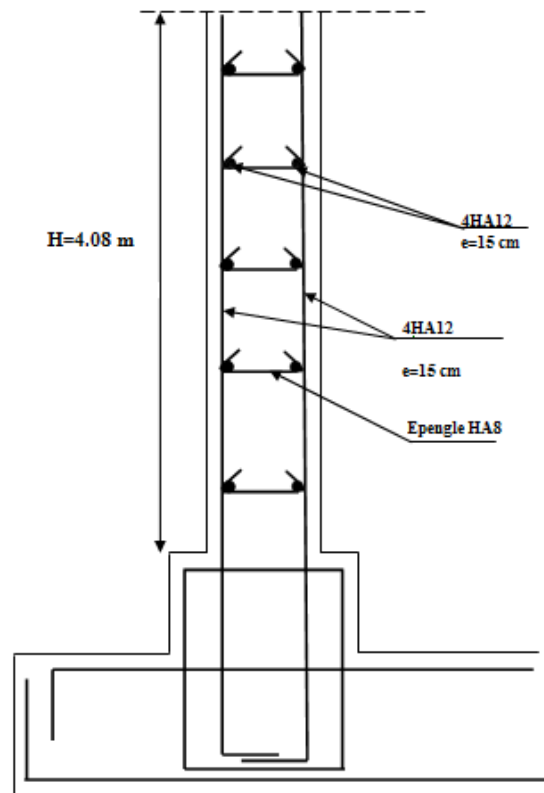


Figure VII.6.Ferrailage du mur plaque.

INTRODUCTION :

Les fondations sont des éléments de la structure, ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut s'exercer dans différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

Fondations superficielles:

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, les principaux types de fondations superficielles sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

VIII.1. Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Profondeur du bon sol.

- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure : L'économie.

Vu qu'on ne dispose pas d'un rapport géotechnique nous avons supposé que la construction sera fondée sur un site meuble d'une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 2$ bars.

VIII.2. Dimensionnement :

A. Semelle filante :

B.1. Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N , données par la condition la plus défavorable.

Avec : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L} \leq B$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

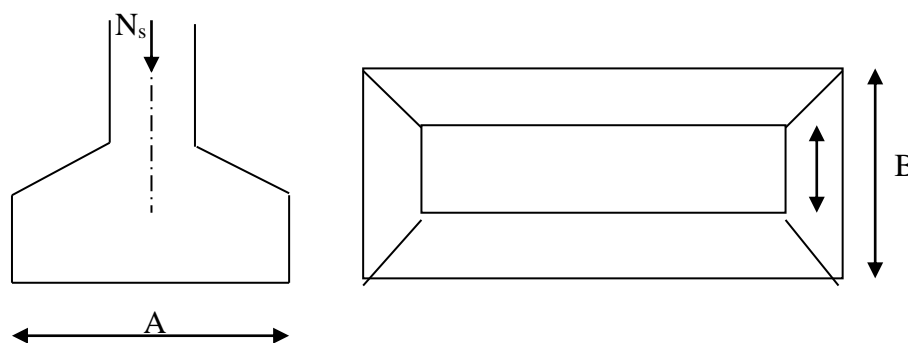


Figure VIII.1.Semelle filante sous voile

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	N _s (KN/ml)	L(m)	S = B	
			B(m)	L(m ²)
VI ₁	345,52	1,5	1,15	1,72
VI ₂	327,99	1,5	1,09	1,63
VI ₃	417,35	1,5	1,39	2,08
VI ₄	424,07	1,5	1,41	2,12
VI ₅	305,88	1,2	1,01	1,22
VI ₆	233,67	1,2	0,97	1,16
VI ₇	411,57	1,2	1,71	2,05
VI ₈	386,64	1,2	1,61	1,93
			ΣS	13,91

Tableau VIII.1. Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Voiles	N _s (KN/ml)	L(m)	S = B	
			B(m)	L(m ²)
VT ₁	432,99	2,2	0,98	2,156
VT ₂	352,7	2,2	0,801	1,76
VT ₃	388,16	2,2	0,882	1,94
VT ₄	519,31	2,2	1,18	2,596
VT ₅	248,13	1,2	1,03	1,24
VT ₆	278,48	1,2	1,16	1,4
VT ₇	353,06	1,2	1,47	1,76
VT ₈	337,41	1,2	1,4	1,68
			ΣS	14,532

Tableau VIII.2. Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

$$S_v = \sum S_i = 28.442 \text{ m}^2$$

Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

B.2. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

- Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- Etape du calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.

- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

e_i : Position de N_i par rapport au centre de la file considérée.

- Détermination de la distribution par (mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \quad \text{et} \quad q \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q(\frac{B}{4})}{\sigma_{\text{sol}}}$

- Exemple de calcul :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité (1).

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux sens horizontal

Poteaux	$N_s(\text{KN})$	$M_s(\text{KN.m})$	$e_i (\text{m})$	$N_s \times e_i$
A	1256,3	-4,201	-5,65	-7098,095
B	1348,59	3,501	-1,65	-2225,174
C	1179,09	-2,759	2,26	2664,7434
D	1031,12	-4,76	5,65	5825,828
somme	$R = \sum N_i =$ 4815,1	-8,219		-832,6971

Tableau VIII.3. Résultante des charges sous poteaux

La charge totale transmise par les poteaux est : $R = \sum N_i = 4815,1 \text{ KN}$

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{832,6971 + 8,219}{4815,1} = 1,93 \text{ m}$$

Distribution de la réaction par mètre linéaire:

$$e = 1,93 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{11,6}{6} = 5,44 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

Les contraintes sous la semelle sont :

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{4815,1}{11,6} \left(1 - \frac{6 \times 1,93}{11,6} \right) = 414,09 \text{ KN/m.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{4815,1}{11,6} \left(1 + \frac{6 \times 1,93}{11,6} \right) = 416,09 \text{ KN/m.}$$

$$q \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{4815,1}{11,6} \left(1 + \frac{3 \times 1,93}{11,6} \right) = 415,59 \text{ KN/m.}$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4} \right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{415,59}{200} = 2,07 \text{ m.}$$

On prend $B = 2,10 \text{ m}$.

On aura donc : $S = B \times L = 2,10 \times 11,60 = 24,36$

La surface totale occupée par la semelle filante sous poteaux :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_t = n S_p + S_v$$

$$S_t = 5 \times 24,36 + 28,442$$

$$S_{t1} = 150,24 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment : $S_{\text{bat}} = 11,65 \times 18,95 = 219,82 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{150,24}{219,82} = 0,68$$

La surface totale des semelles représente 97% de la surface du bâtiment.

Donc : $S_t > 50\% S_{\text{bat}}$

Remarque :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage.
- Une rapidité d'exécution.
- Présentera une grande rigidité.
- Permettra une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Evitera les tassements différentiels important.

VIII.3. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

VIII.3.1. Pré-dimensionnement du radier :

- **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

- **Selon la condition forfaitaire :**

Sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h : épaisseur du radier.

L_{\max} : la plus grande portée.

$$\frac{440}{8} \leq h \leq \frac{440}{5} \rightarrow 55 \leq h \leq 88 \text{ cm}$$

On prend : **$h = 80 \text{ cm}$**

Sous poteaux :**1. La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d > \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25 \text{ cm.}$$

$$h_d > \frac{440}{20} = 22 \text{ m Soit } h_d = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

2. Nervure (poutre) :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n > \frac{L_{\max}}{10} = \frac{440}{10} = 44 \text{ cm Soit } h_n = \mathbf{80 \text{ cm}}$$

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \rightarrow 32 \leq b_n \leq 56 \text{ Soit } b_n = \mathbf{55 \text{ cm}}$$

3. Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{425}{50} \leq h_t \leq \frac{425}{40} \rightarrow 8,8 \text{ cm} \leq h_t \leq 11 \text{ cm Soit } h_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant:

$h_n = 80 \text{ cm}$Hauteur de la nervure.

$b_n = 55 \text{ cm}$Largeur de la nervure.

$h_d = 30 \text{ cm}$Hauteur de la dalle.

VIII.3.2. Détermination des sollicitations :

La charge permanente : $G = 25218.19 \text{ KN}$.

La surcharge d'exploitation : $Q = 4490.26 \text{ KN}$.

Combinaison d'actions :

ELU : $N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 40779.94 \text{ KN}$.

ELS: $N_s = G + Q = 29708.45 \text{ KN}$.

VIII.3.3. Détermination de la surface du radier :

$$\mathbf{ELU} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}}} = \frac{40779.94}{1,33 \times 200} = 153.30 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{ELS} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{29708.45}{200} = 148.54 \text{ m}^2$$

La surface nécessaire du radier :

$$S_{\text{radier}} = \max(S_{\text{radier}}^{\text{ELU}}; S_{\text{radier}}^{\text{ELS}})$$

$$S_{\text{radier}} = 306.61 \text{ m}^2$$

D'où : $S_{\text{batiment}} = 219.82 > S_{\text{radier}} = 153.30 \text{ m}^2$

Remarque :

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40$$

On prend: $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$.

$$S_{\text{déb}} = (11.6 + 18.95) \times 2 \times 0,5 = 30.55 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$$

$$S_{\text{radier}} = 219.82 + 30.55 = 250.37 \text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{radier}} = 250.37 \text{ m}^2$.

VIII.3.4. Détermination des efforts à la base du radier :

1. Poids du radier :

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 250.37 \times 0,3 \times 25 = 1877.77 \text{ KN}$$

Poids de la nervure :

$$P_{\text{nervure}} = b_n (h_n - h_d) \rho_b (L_x \times n + L_y \times m) = 0,55 \times (0,8 - 0,3) \times (18.95 \times 5 + 11.6 \times 3) \times 25$$

$$P_{\text{nervure}} = 890.65 \text{ KN}$$

Poids de T.V.O :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) (h_n - h_d) \rho_{\text{TVO}}$$

$$P_{\text{TVO}} = (250.37 - 71.25) \times (0,8 - 0,3) \times 17 = 1522.5 \text{ KN}$$

$$\text{Sachant que : } S_{\text{ner}} = b_n \cdot l_x \cdot n + b_n \cdot l_y \cdot m = 0,55 \times (18.95 \times 5 + 11.6 \times 3) = 71.25 \text{ m}^2$$

Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \times e_{\text{pdf}} \times \rho_b$$

$$P_{\text{df}} = 250.37 \times 0,1 \times 25 = 625.925 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 1877.77 + 890.65 + 1522.5 + 625.925 = 4916.84 \text{ KN}$$

Donc : Le poids totale du radier $G_{\text{rad}} = 4916.84 \text{ KN}$

2. Poids total de l'ouvrage :

Poids du bâtiment : $G_{\text{bat}} = 25218.19 \text{ KN}$.

Poids totale du radier : $G_{\text{rad}} = 4916.84 \text{ KN}$

$$G_{\text{tot}} = G (\text{superstructure}) + G (\text{infrastructure}) = 30135.03 \text{ KN}$$

- Charges d'exploitation totale Q_{tot} :

$$Q_{\text{bat}} = 4490.26 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q (\text{Superstructure}) + Q (\text{infrastructure}) = 4490.26 + (2,5 \times 250.37) = 5116.187 \text{ KN}$$

3. Combinaison d'actions :

- A l'état limite ultime :

$$N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 30135,03 + 1,5 \times 5116,187 = 48356,55 \text{ KN.}$$

- A l'état ultime de service : $N_s = G + Q = 30135,03 + 5116,187 = 35251,217 \text{ KN.}$

VIII.3.4. Vérification :

1) Vérification à la contrainte de cisaillement (BAEL91 Art A.5.1.1):

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,25 \text{ MPa.}$$

$$b = 1 \text{ m}; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \cdot 0,3 = 0,27 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{48356,55 \times 1}{250,37} \times \frac{4,4}{2} = 424,90 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{424,90 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,25 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification de la stabilité du radier :

a) Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 9,975 \text{ m}; Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 6,3 \text{ m.}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{19,95 \times 12,6^3}{12} = 3325,62 \text{ m}^4; I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{12,6 \times 19,95^3}{12} = 8337,15 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.

- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec : $M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Ainsi on doit vérifier que :

$$A\text{'ELU} : \sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33. \sigma_{sol}$$

$$A\text{'ELS} : \sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

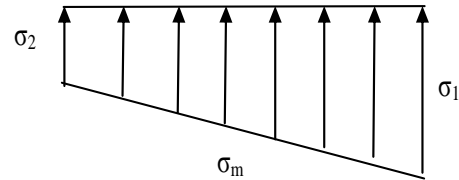


Figure VIII.2. Diagramme des contraintes.

Effort normal :

$$N_u = 48356.55 \text{ KN}, N_s = 35251.217 \text{ KN}$$

$$\text{Calcul des moments : } M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

$$M_x = 30234.598 + (1362.49 \times 0,8) = 31324.59 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 30715.067 + (1378.06 \times 0,8) = 31817.515 \text{ KN.m}$$

Sens longitudinal :

▪ **A'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{48356.55}{250.37} + \frac{31324.59}{3325.62} \times 9.975 = 286.14 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{48356.55}{250.37} - \frac{31324.59}{3325.62} \times 9.975 = 99.19 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 286.14 + 99.19}{4} = 239.40 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2 \dots \text{CV}$$

▪ **A'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{35251.217}{250.37} + \frac{31324.59}{3325.62} \times 9.975 = 234.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{35251.217}{250.37} - \frac{31324.59}{3325.62} \times 9.975 = 46.84 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 234.75 + 46.84}{4} = 187.77 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \text{CV}$$

Sens transversal :

▪ **A'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{48356.55}{250.37} + \frac{31817.515}{8337.15} \times 6.3 = 217.18 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{48356.55}{250.37} - \frac{31817.515}{8337.15} \times 6.3 = 169.10 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 217.18 + 169.10}{4} = 205.16 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2 \dots \text{CV}$$

▪ A PELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{35251.217}{250.37} + \frac{31817.515}{8337.15} \times 6.3 = 164.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{35251.217}{250.37} - \frac{31817.515}{8337.15} \times 6.3 = 116.75 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 164.83 + 116.75}{4} = 152.81 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{CV}$$

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU				ELS				Obs
	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_m (MPa)	$1,33\sigma_{sol}$	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_m (MPa)	σ_{sol}	
X-X	286.14	99.19KN	239.40	266	234.75	46.84	187.77	200	OK
Y-Y	217.18	169.10	205.16	266	164.83	116.75	152.81	200	OK

VIII.3.5. Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constituer des panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91.pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastres sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

1) Panneaux encastres sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas: Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas : Si $\alpha \leq 0,4 \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$.

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$.

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}; L_x < L_y$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

2) Identification du panneau le plus sollicité:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4.40} = 0.90$$

$0,4 \leq \rho \leq 1$ donc la dalle travaille dans les deux sens.

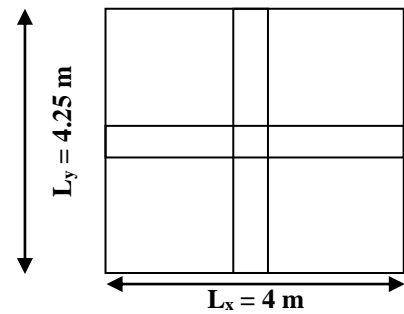


Figure VIII.3. Le panneau le plus sollicité.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- A l'ELU

$$q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 239.40 - \frac{4916.84}{250.37} = 219.77 \text{ KN/m}^2.$$

- A l'ELS

$$q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 187.77 - \frac{4916.84}{250.37} = 168.14 \text{ KN/m}^2.$$

A. Calcul à l'ELU : ($\nu = 0$)

$$\rho = 0,90 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0458 \\ \mu_y = 0.778 \end{cases}$$

Evaluation des moments M_x , M_y :

On obtient $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0458 \times 219.77 \times 4^2 = 161.04 \text{ KN} \cdot \text{m}.$

$M_y = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.778 \times 161.04 = 125.28 \text{ KN} \cdot \text{m}.$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant des coefficients suivants :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

- Moment en travée : $0,75M_{ox}$ ou $0,75M_{oy}$.
- Moment sur appuis : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$. :

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

- Moment en travée : $0,85M_{ox}$ ou $0,85M_{oy}$.
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{ox}$ ou $0,3M_{oy}$.
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$.

- **Moments en travées :**

$$M_t^x = 0,75 M_x = 0,75 \times 161.04 = 120.78 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0,75 M_y = 0,75 \times 125.28 = 93.96 \text{ KN.m.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_a^x = -0,5 M_x = -0,5 \times 161.04 = -80.52 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^y = -0,5 M_y = -0,5 \times 125.28 = -62.64 \text{ KN.m.}$$

B. Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml :

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $d = 27 \text{ cm}$.

Ferrailage longitudinal suivant le sens x-x:

En travée:

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{120.78 \cdot 10^3}{100 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0.11 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.11 \rightarrow \beta_u = 0.942$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{120.78 \cdot 10^3}{0.942 \cdot 27 \cdot 348} = 13.64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 7HA16 = 14,07 cm², avec un espacement de 15 cm.

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{80.52 \cdot 10^3}{100 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0.07 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.07 \rightarrow \beta_u = 0.964$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{80.52 \cdot 10^3}{0.964 \cdot 27 \cdot 348} = 8.88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 7HA14 = 10.77 cm², avec un espacement de 15 cm.

Ferraillage longitudinal suivant le sens y-y:

En travée:

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{93.96 \cdot 10^3}{100 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0.09 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.09 \rightarrow \beta_u = 0.953$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{93.96 \cdot 10^3}{0.953 \cdot 27 \cdot 348} = 10.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 7HA14 = 10.77 cm², avec un espacement de 15 cm.

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{62.64 \cdot 10^3}{100 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0.06 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.06 \rightarrow \beta_u = 0.969$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{62.64 \cdot 10^3}{0.969 \cdot 27 \cdot 348} = 6.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 7HA12 = 7.91 cm², avec un espacement de 15 cm.

Les résultats de ferraillage de panneau le plus sollicité sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M _u (KN.m)	μ	β	Secti on	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	S _t (cm)
x-x	Travée	120.78	0,11	0,942	SSA	13.64	7HA16 = 14.07	15
	Appuis	80.52	0,07	0,964	SSA	8.88	7HA14 = 10.77	15
y-y	Travée	93.96	0,09	0,953	SSA	10.49	7HA14 = 10.77	15
	Appuis	62.64	0,06	0,969	SSA	6.87	7HA12 = 7.91	15

Tableau VIII.4. Résultats des ferrailages.

C. Vérification à l'ELU :

✓ **Vérification de la condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99)**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} \text{ Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400.}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \cdot 100 \cdot 30 \cdot \frac{3 - 0,9}{2} = 2,52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Aux appuis: $\begin{cases} A_{ua}^x = 10,77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,75 \text{ cm}^2 \\ A_{ua}^y = 7,91 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,75 \text{ cm}^2 \end{cases}$

En travée: $\begin{cases} A_{ut}^x = 14,07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,75 \text{ cm}^2 \\ A_{ut}^y = 10,77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,75 \text{ cm}^2 \end{cases}$

✓ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ **Dans le sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

D. Calcul à l'ELS :(v = 0,2)

$$\rho = 0,9 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0529 \\ \mu_y = 0,846 \end{cases} \quad v=0.2$$

$$q_s = 168.14 \text{ KN/m}^2.$$

Evaluation des moments M_x, M_y :

On obtient $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0529 \times 168.14 \times 4^2 = 142.31 \text{ KN.m.}$

$$M_y = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,846 \times 142.31 = 120.39 \text{ KN.m.}$$

• **Moments en travées :**

$$M_t^x = 0,75 M_x = 0,75 \times 142.31 = 106.73 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0,75 M_y = 0,75 \times 120.39 = 90.29 \text{ KN.m.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_a^x = -0,5 M_x = -0,5 \times 142,31 = -71,15 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^y = -0,5 M_y = -0,5 \times 120,39 = -60,19 \text{ KN.m.}$$

E. Vérification à l'ELS :
Vérification des contraintes dans le béton:
- Sens longitudinal :

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}; \sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

-En travées :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 14,04}{100,27} = 0,521 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,891 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{30,87} = 0,032 \end{cases}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{106,73 \cdot 10^3}{0,891 \cdot 27 \cdot 14,07} = 315,32 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,032 \times 315,32 = 1,9 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 10,77}{100,27} = 0,39 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,903 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{36,55} = 0,027 \end{cases}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{71,15 \cdot 10^3}{0,903 \cdot 27 \cdot 10,77} = 270,36 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,027 \times 270,36 = 7,31 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens transversal :
-En travées :

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{90,29 \cdot 10^3}{0,891 \cdot 27 \cdot 10,77} = 347,32 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,032 \cdot 347,32 = 11,11 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Aux appuis :

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{60,19 \cdot 10^3}{0,903 \cdot 27 \cdot 7,91} = 312,10 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,027 \cdot 312,10 = 8,42 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

VIII.4.Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur

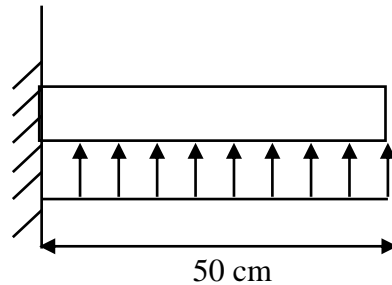


Figure VIII.4.Schéma statique du débord.

1) Sollicitation de calcul :

À l'ELU : $q_u = 219.77 \text{ KN/ml}$.

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-219.77 \times 0,5^2}{2} = -27.47 \text{ KN.}$$

À l'ELS : $q_s = 168.14 \text{ KN/ml}$.

$$M_s = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-168.14 \cdot 0,5^2}{2} = -21.01 \text{ KN.}$$

2) Calcul des armatures :

$b = 1 \text{ m}$; $d = 27 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{27.47 \cdot 10^3}{100 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0,0265.$$

Si $\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée ($A_s' = 0$)

$$\mu = 0,0265 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{27.47 \cdot 10^3}{0,987 \cdot 27 \cdot 348} = 2,96 \text{ cm}^2.$$

Soit : 5HA10 = 3,93cm², avec un espacement de 20 cm.

3) Vérification à l'ELU:

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 27 \cdot \frac{2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2.$$

$A_u = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2$Condition vérifiée.

4) Armatures de répartition :

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,983 \text{ cm}^2$. On prend 4HA8 = 2,01 cm², avec un espacement de 25 cm.

5) Vérification à l'ELS :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 3,93}{100 \cdot 27} = 0,146 \rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,1875 \\ \beta_1 = 0,9375 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{21.01 \cdot 10^3}{0,9375 \cdot 27 \cdot 3,93} = 211,21 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 211,21 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$K_1 = \frac{1}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,0154$$

$$\sigma_b = K_1 \cdot \sigma_s = 3,25 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

VIII.5. Etude de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

a. Chargement revenant à la nervure :

Cela consiste à trouver la largeur de la dalle (panneau) correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire, dans ce cas le calcul devient classique.

Cas de chargement trapézoïdal :

$$\text{Moment fléchissant : } l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$

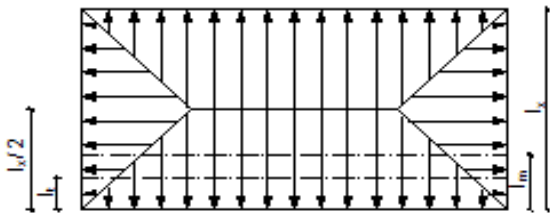


Figure VIII.5. Répartition trapézoïdale et triangulaire.

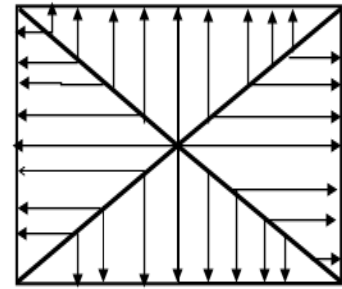


Figure VIII.6. Répartition triangulaire.

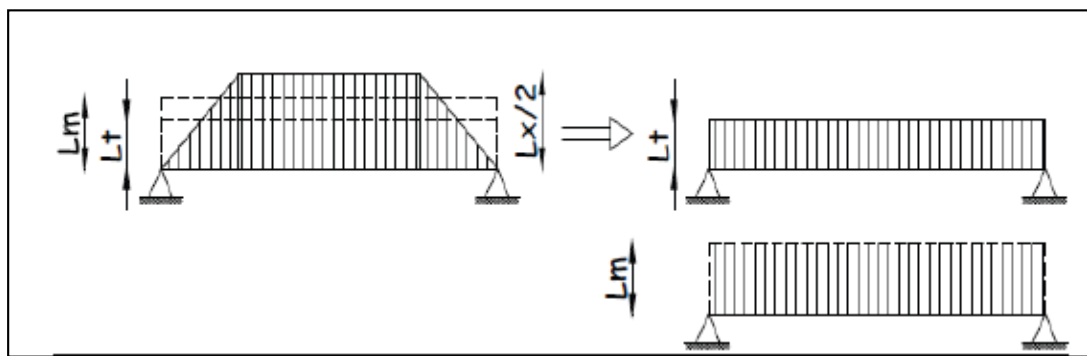


Figure VIII.7. Répartition trapézoïdale.

Cas de chargement triangulaire :

Moment fléchissant : $l_m = 0.333xl_x$

Effort tranchant : $l_t = 0.25xl_x$

b. Charges à considérer :

Moment fléchissant :

$$Q_{um} = q_u \times l_m$$

$$Q_{sm} = q_s \times l_m$$

Efforts tranchant :

$$Q_{ut} = q_u \times l_t$$

$$Q_{st} = q_s \times l_t$$

c. Détermination des charges :

• **ELU :**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(239.40 - \frac{4916.84}{250.37} - \frac{890.65}{71.25} \right) = 207.27 \text{ KN/m}^2$$

- ELS :

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(187.77 - \frac{4916.84}{250.37} - \frac{890.65}{71.25} \right) = 155.64 \text{ KN/m}^2$$

d. Détermination des sollicitations :

Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel d'ETABS.

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

- Sens longitudinal :XX

Travée	Panneau	Lx	Ly		Charge	lm	lt	qu	Qs
A_B	1	3,35	4	0,838	Triangulaire	1,12	0,84	207,27	155,64
	2	3,35	3,9	0,859	Triangulaire	1,26	1,06	207,27	155,64
B_C	1	3,7	4	0,925	Triangulaire	1,23	0,93	207,27	155,64
	2	3,7	3,9	0,949	Triangulaire	1,29	1,02	207,27	155,64
C_D	1	3,6	4	0,900	Triangulaire	1,20	0,90	207,27	155,64
	2	3,6	3,9	0,923	Triangulaire	1,29	1,03	207,27	155,64
D_E	3	4	4,4	0,909	Trapézoïdal	1,33	1,00	207,27	155,64
	4	3,9	4,6	0,848	Trapézoïdal	1,48	1,25	207,27	155,64
E_F	1	3,6	4	0,900	Triangulaire	1,20	0,90	207,27	155,64
	2	3,6	3,9	0,923	Triangulaire	1,20	0,90	207,27	155,64

Q _{um}	Q _{um}	Q _{sm}	Q _{sm}	Q _{ut}	Q _{ut}	Q _{st}	Q _{st}
231,22	493,01	173,62	370,20	173,59	392,69	130,35	294,87
261,79		196,58		219,10		164,52	
255,38	523,78	191,76	393,31	191,72	402,61	143,97	302,32
268,41		201,55		210,88		158,35	
248,48	515,60	186,58	387,16	186,54	400,68	140,08	300,87
267,12		200,58		214,14		160,80	
276,08	583,42	207,31	438,09	207,27	466,18	155,64	350,06
307,33		230,78		258,91		194,42	
248,48	496,95	186,58	373,16	186,54	373,09	140,08	280,15
248,48		186,58		186,54		140,08	

Tableau VIII.5.chargement de la nervure la plus sollicitée dans le sens longitudinal

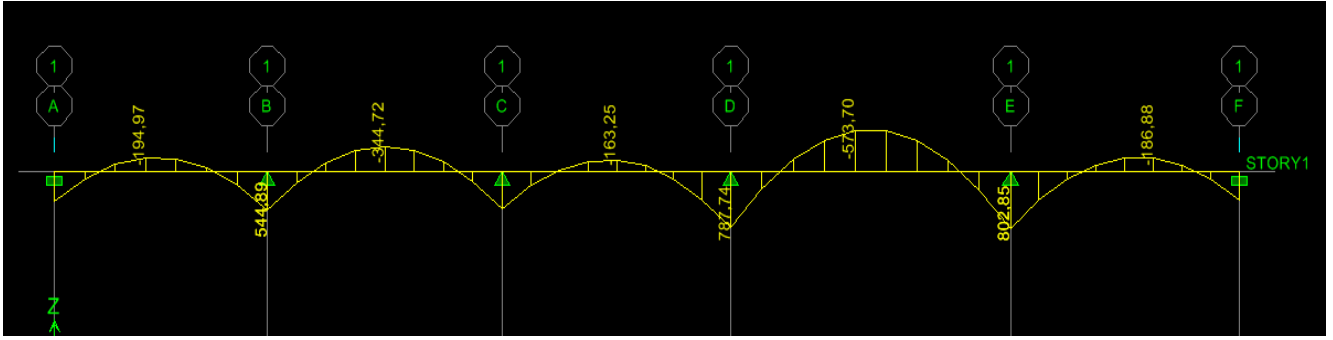


Figure VIII.8. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

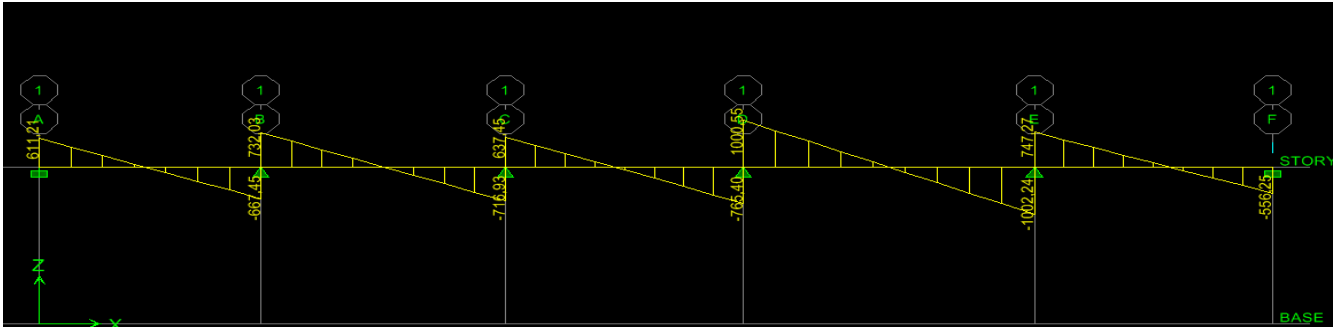


Figure VIII.9. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

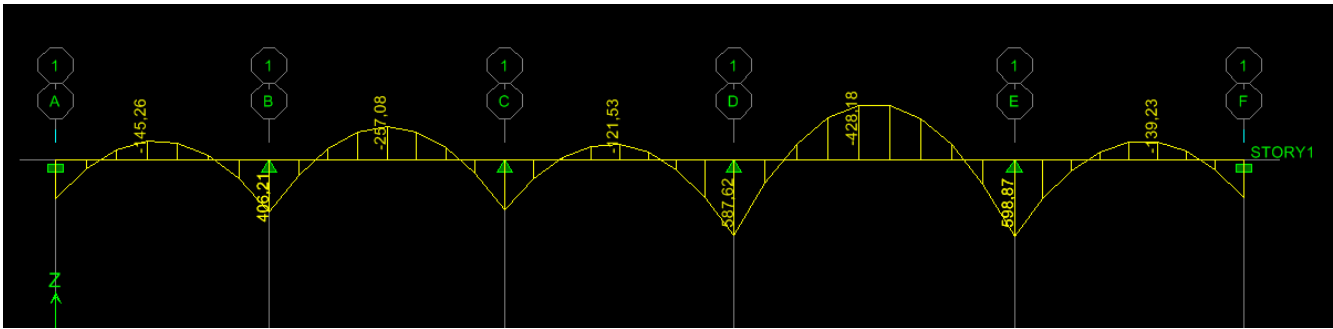


Figure VIII.10. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

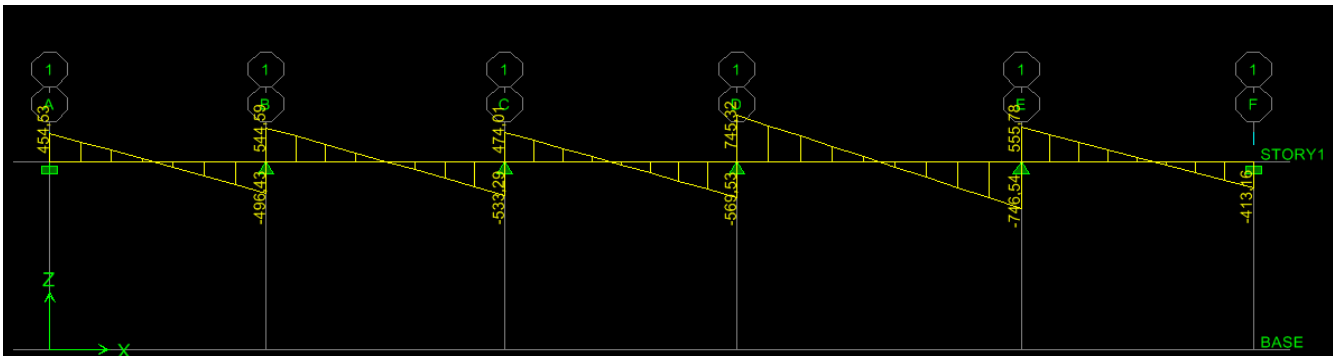


Figure VIII.11. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

- Sens transversal :

Travée	Panneau	Lx	Ly		Charge	lm	lt	qu	qs
A_B	1	3,6	4	0,900	Triangulaire	1,20	0,90	207,27	155,64
	2	4	4,4	0,909	Triangulaire	1,45	1,17	207,27	155,64
B_C	1	3,6	3,9	0,923	Triangulaire	1,20	0,90	207,27	155,64
	2	3,9	4,4	0,886	Triangulaire	1,44	1,18	207,27	155,64
C_D	1	3,4	3,6	0,944	Triangulaire	1,13	0,85	207,27	155,64
	2	3,4	4,4	0,773	Triangulaire	1,36	1,19	207,27	155,64

Q _{um}	Q _{um}	Q _{sm}	Q _{sm}	Q _{ut}	Q _{ut}	Q _{st}	Q _{st}
248,48	548,82	186,58	412,11	186,54	429,79	140,08	322,73
300,34		225,53		243,24		182,65	
248,48	546,81	186,58	410,60	186,54	431,95	140,08	324,35
298,33		224,02		245,41		184,28	
234,67	516,90	176,22	388,14	176,18	423,34	132,29	317,89
282,23		211,93		247,16		185,59	

Tableau VIII.6. chargement de la nervure la plus sollicitée dans le sens transversal

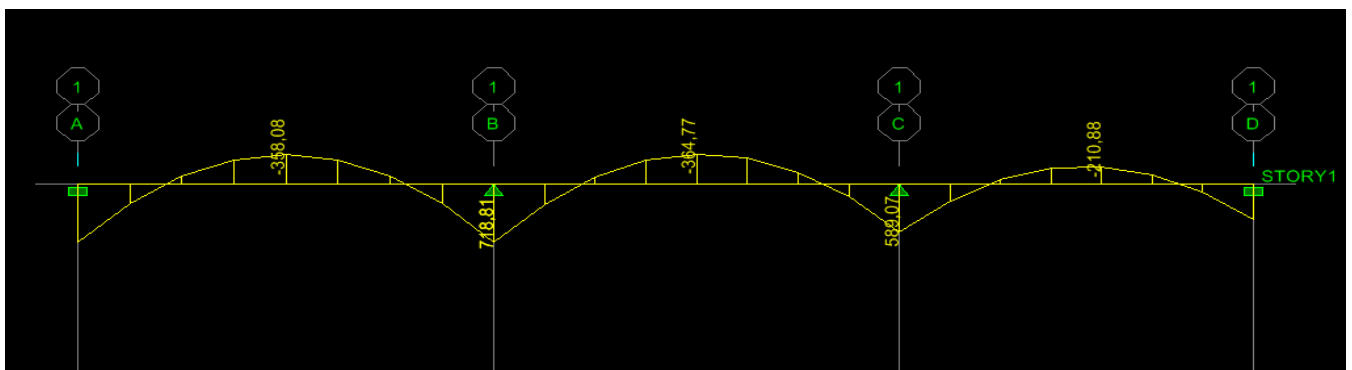


Figure VIII.12. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

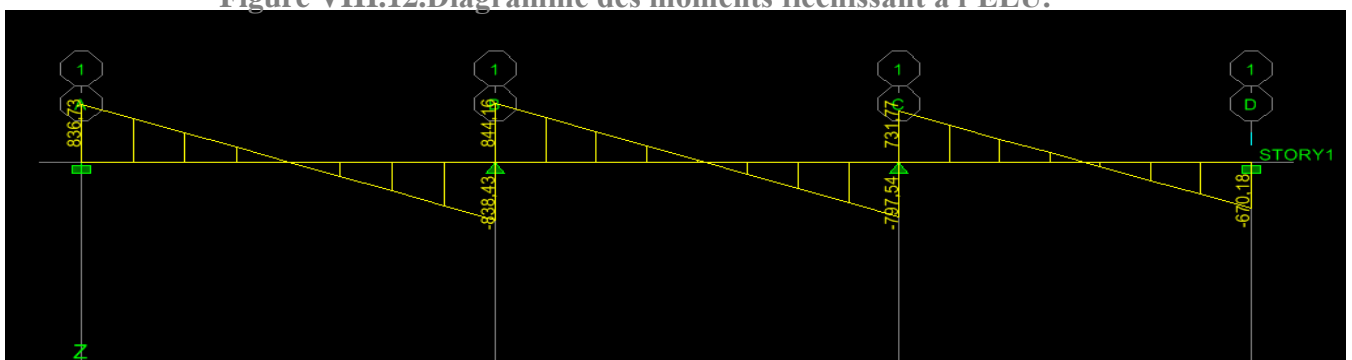


Figure VIII.13. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

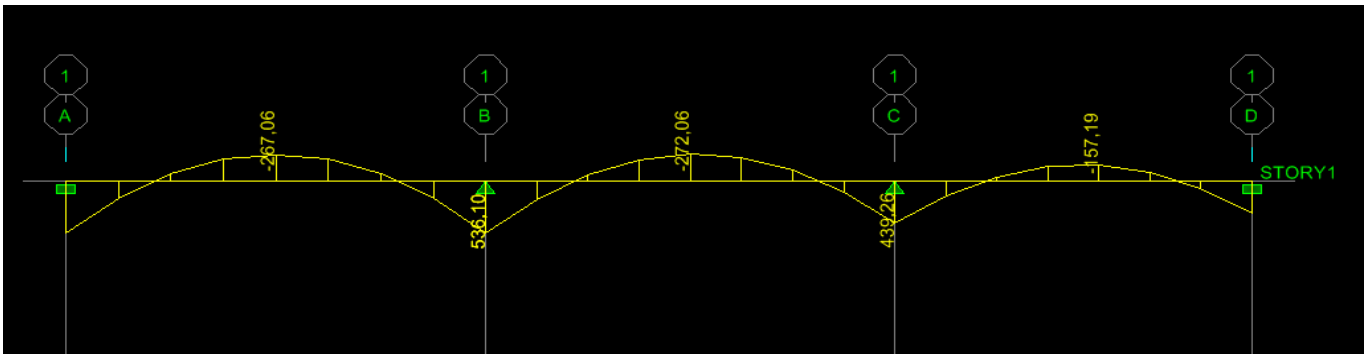


Figure VIII.14. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

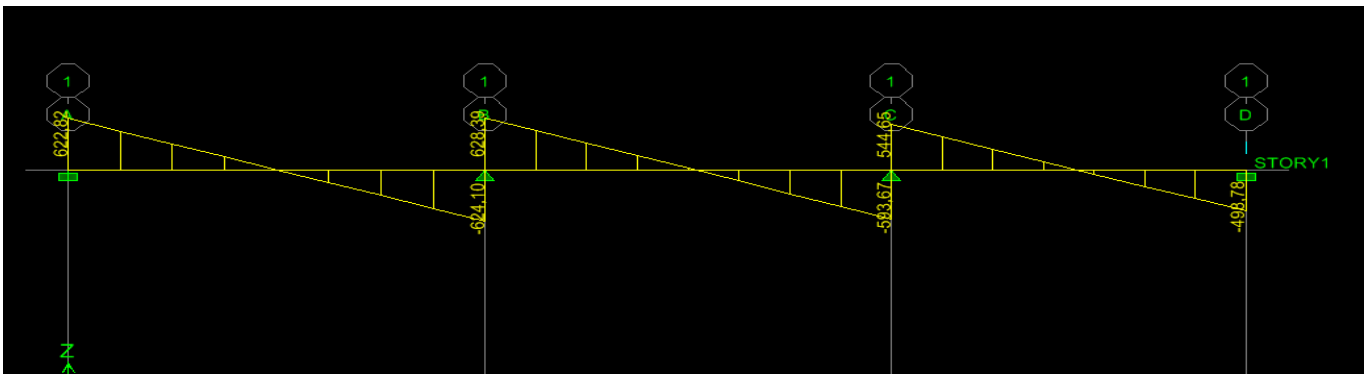


Figure VIII.15. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

e. Ferrailage :

Les efforts internes dans les nervures:

Tableau VIII.7.Les efforts internes dans les nervures.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	802.85	598.87	718.81	536.10
M_{tmax} (KN.m)	573.70	428.18	364.77	272.06
T_{max} (KN)	1002.24	746.54	844.16	628.39

Armatures longitudinales:

$h_n = 80 \text{ cm}$, $b_n = 55 \text{ cm}$, $d = 77 \text{ cm}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

		M (KN.cm)	μ	obs	β	A_s	Choix	A_{ad}
X-X	Appuis	802,85	0,019	S.S.A	0,9955	30,90	10HA20	31.41
	Travée	573,7	0,0135	S.S.A	0,9955	22,08	5HA20+5HA16	25.75
Y-Y	Appuis	718,81	0,0169	S.S.A	0,995	27,68	10HA20	31.41
	Travée	364,77	0,009	S.S.A	0,995	14,05	5HA20	15.70

Tableau VIII.8.Le ferrailage adopté pour la nervure.

Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99):

Diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_{l_{\max}}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

Espacement des armatures :

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l_{\max}} \right\} = \min \left\{ \frac{80}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min\{20; 24\} = 10 \text{ cm}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3 \text{ cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 80 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 0,8 = 2,4 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA14 = 3,08 cm²**

f. Vérification à l'ELU :

- ✓ **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 77 \times \frac{2,1}{400} = 5,12 \text{ cm}^2$$

Sens longitudinal :

- **Aux appuis :**

$$A_a = 31,41 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

▪ **En travées :**

$$A_t = 25.75\text{cm}^2 > A_{\min} = 5,12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal :

▪ **Aux appuis :**

$$A_a = 31.41\text{cm}^2 > A_{\min} = 5,12\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

▪ **En travées :**

$$A_t = 15.70\text{cm}^2 > A_{\min} = 5,12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

Sens longitudinal : $T_u^{\max} = 426.32\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{426.32 \cdot 10^3}{550 \times 770} = 2.36\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

f. Vérification à l'ELS :

Dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

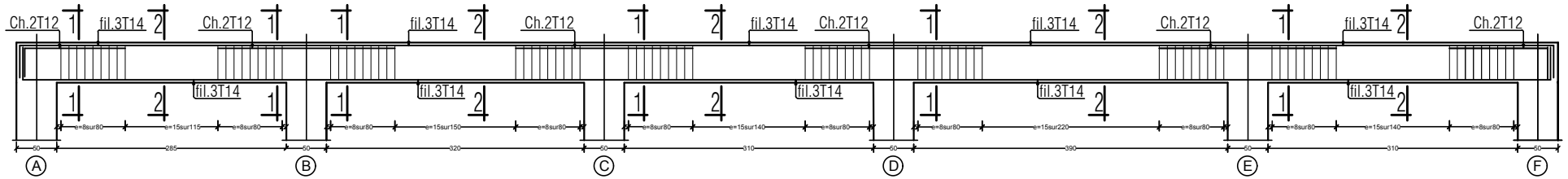
$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

Sens	Zone	As	Ms	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _b	σ̄ _b	Observation
		(cm ²)									
x-x	Travée	31,41	271,21	0,838	0,829	23,17	138,87	348	5,99	15	Condition vérifiée
	Appuis	25,75	273,02	0,687	0,839	26,32	168,50	348	6,40	15	Condition vérifiée
y-y	Travée	31,41	321,22	0,838	0,829	23,19	164,48	348	7,09	15	Condition vérifiée
	Appuis	15,7	309,94	0,419	0,86	35	306,07	348	8,74	15	Condition vérifiée

Tableau VIII.9. Vérification des contraintes à l'ELS.

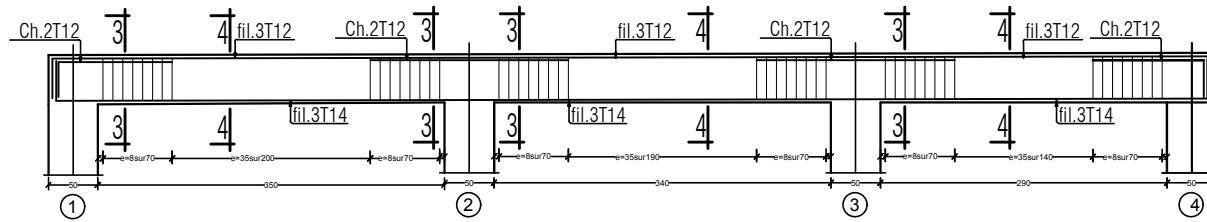
POUTRES PRINCIPALES (30*40).

POUTRE PRINCIPALE (30*40) Fils: *1*.*2*.*3*.*4*. NIV+0,00

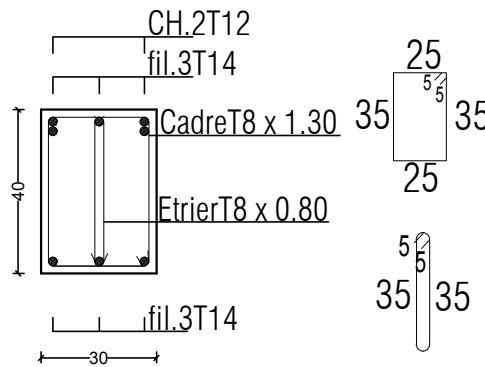


POUTRES SECONDAIRE (25*35).

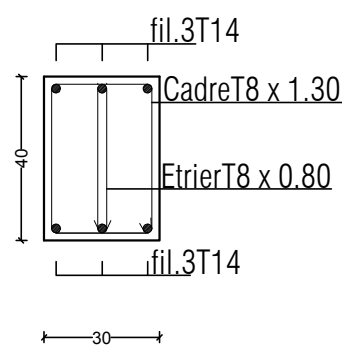
POUTRE PRINCIPALE (25*35) Fils: *A*.*B*.*C*.....*F*. NIV+0,00



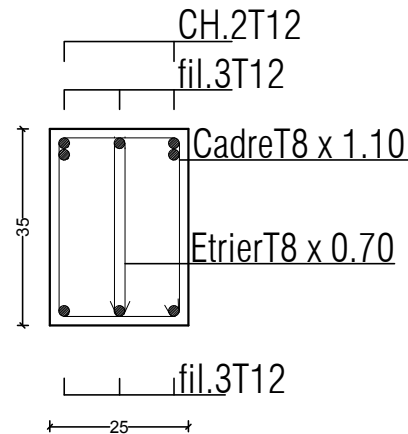
COUPE 1-1



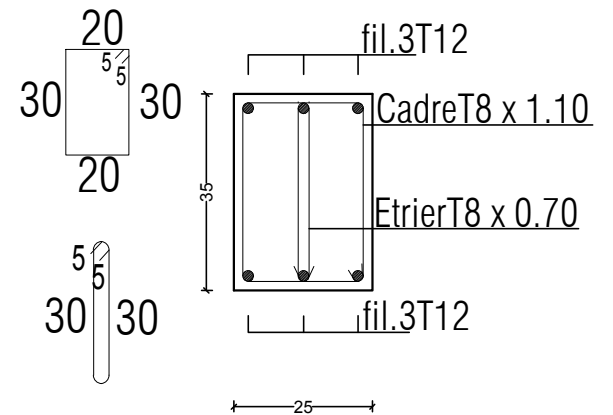
COUPE 2-2



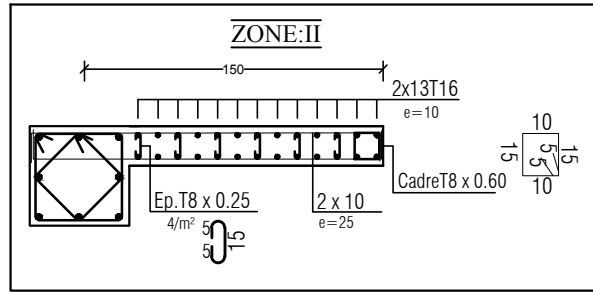
COUPE 3-3



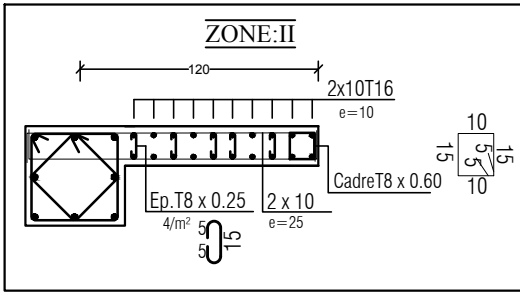
COUPE 4-4



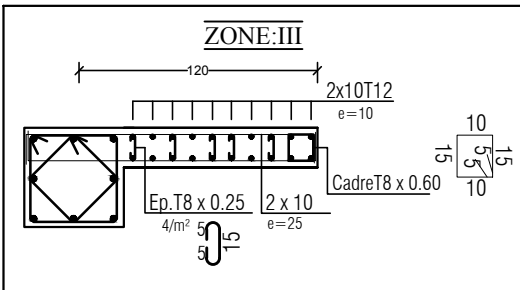
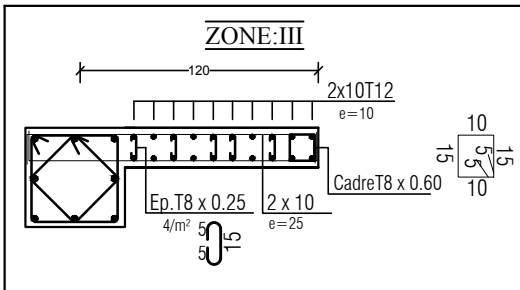
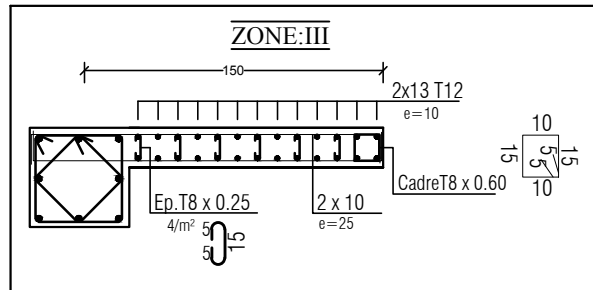
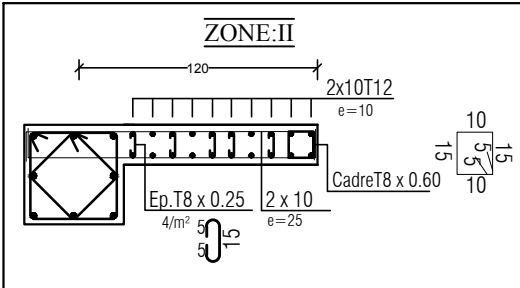
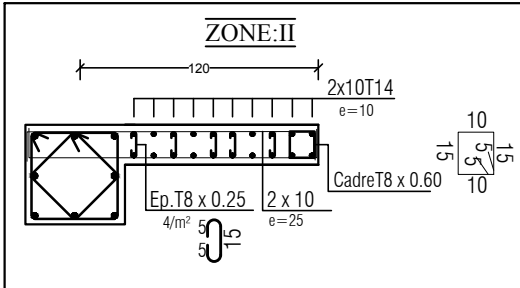
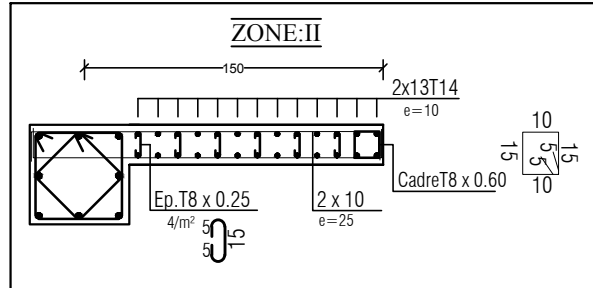
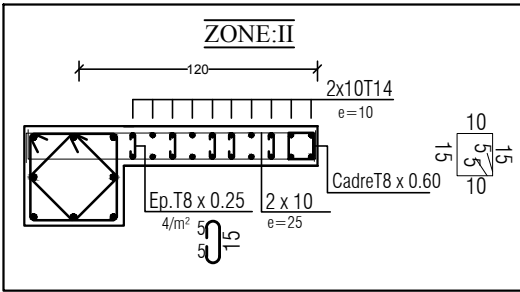
VL1,VL4,VL5,VL8 :1,5m



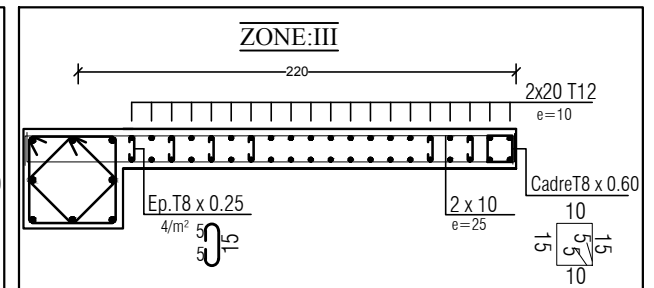
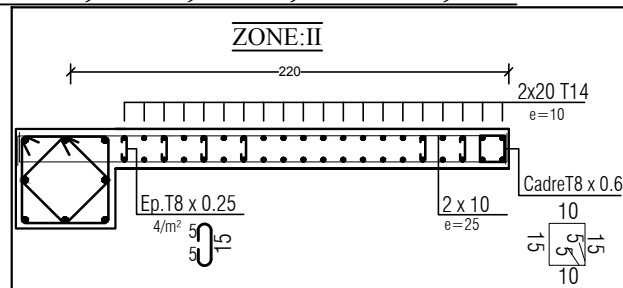
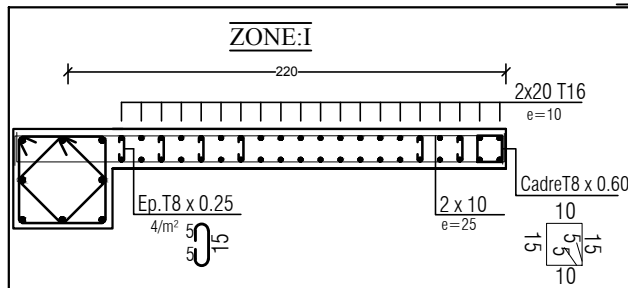
VL2,VL3,VL6,VL7:1,2m



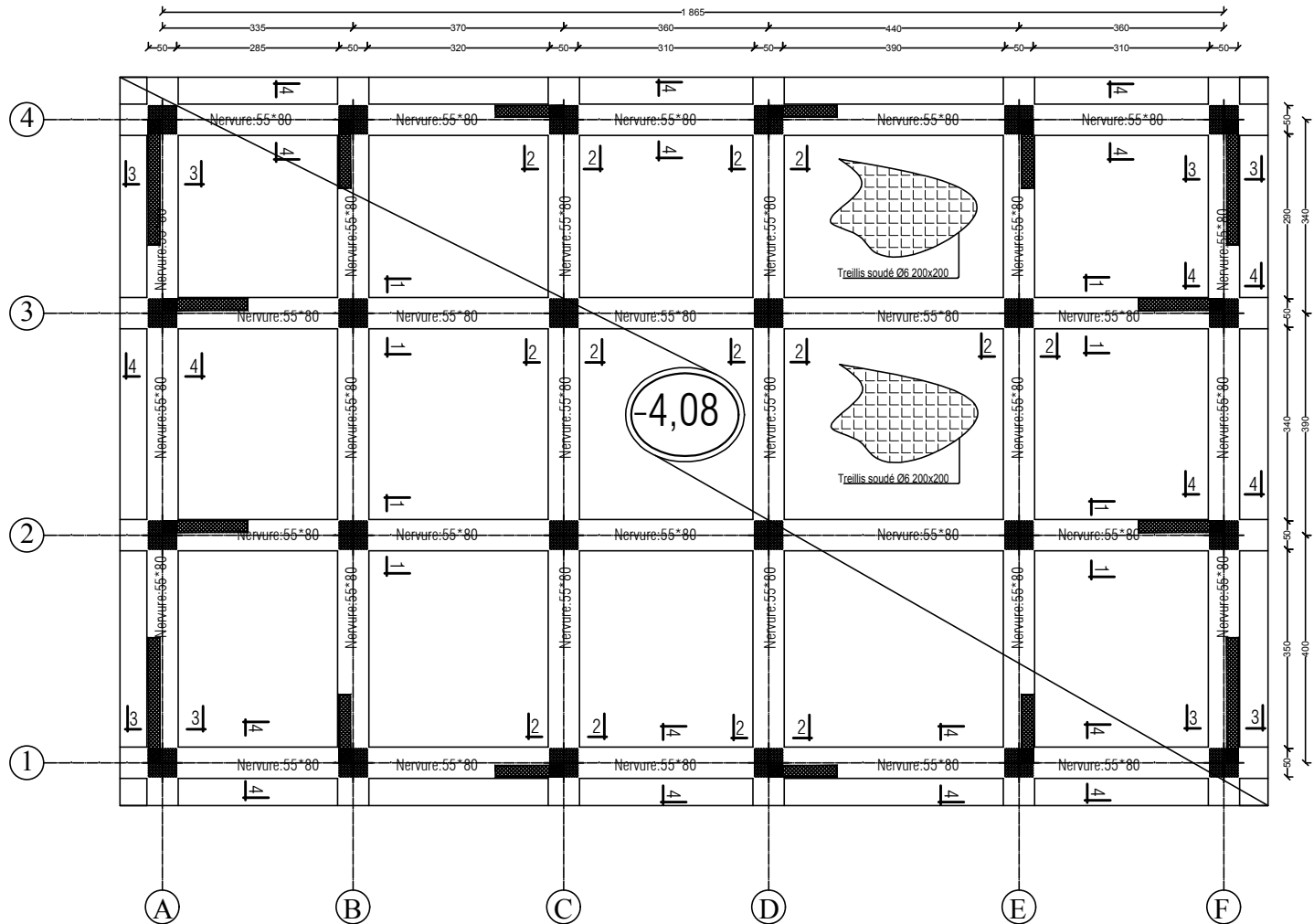
VT1,VT2,VT5,V6:1,2m



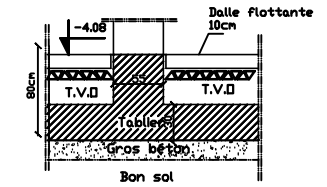
VT1,VT4,VT5,VT8 :2,2m



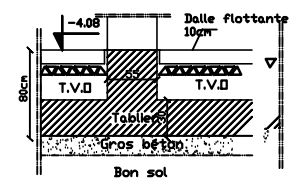
PLAN DE COFFRAGE RADIER NIV :-4,08 m



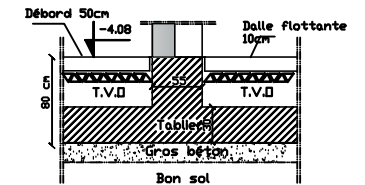
Coupe 1-1



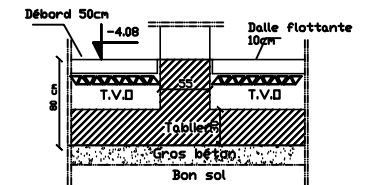
Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 4-4



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMARI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
 Mémoire de fin d'étude

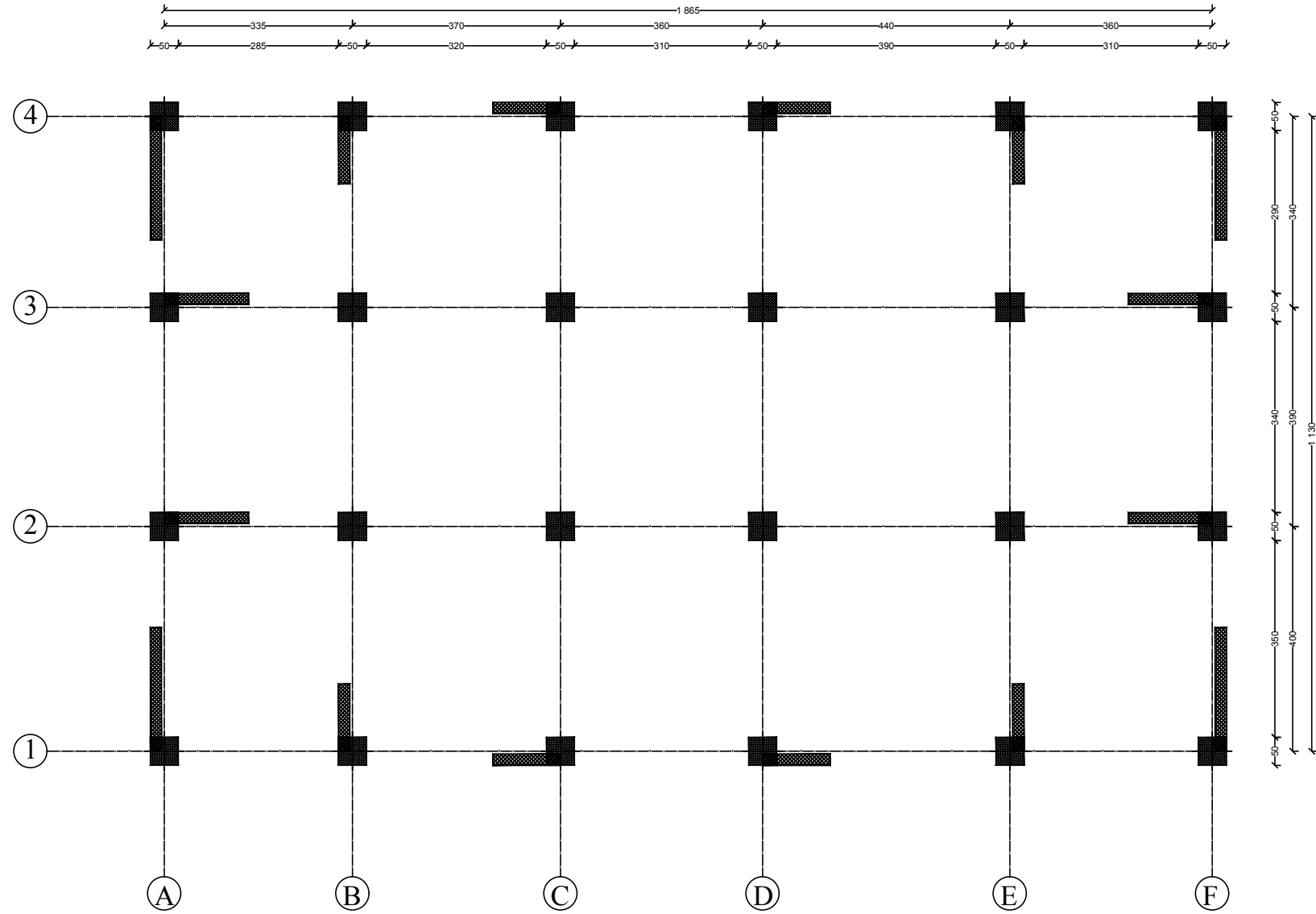
Etude d'un bâtiment R+8+sous-sol à usage multiple

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

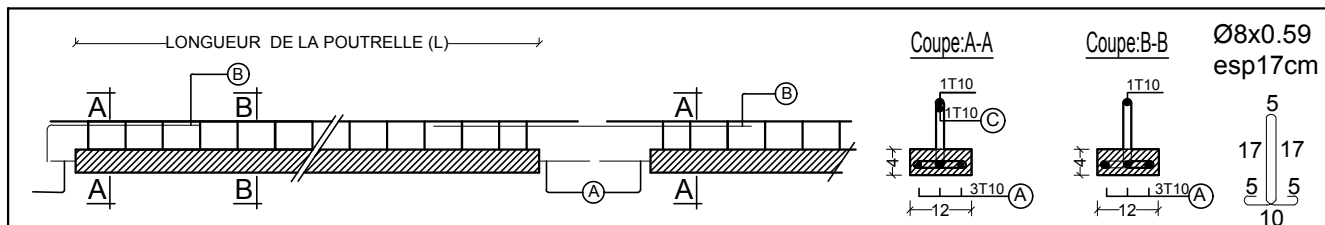
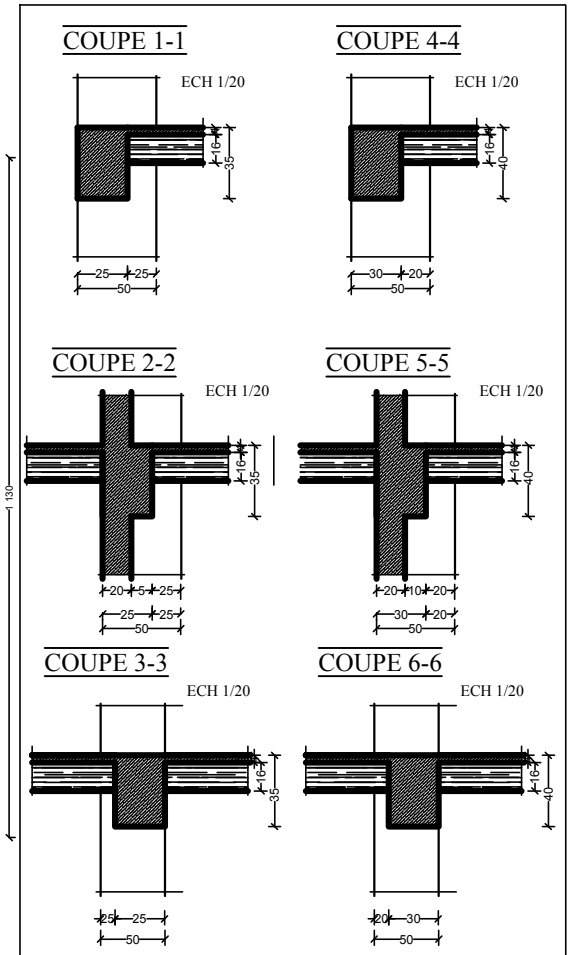
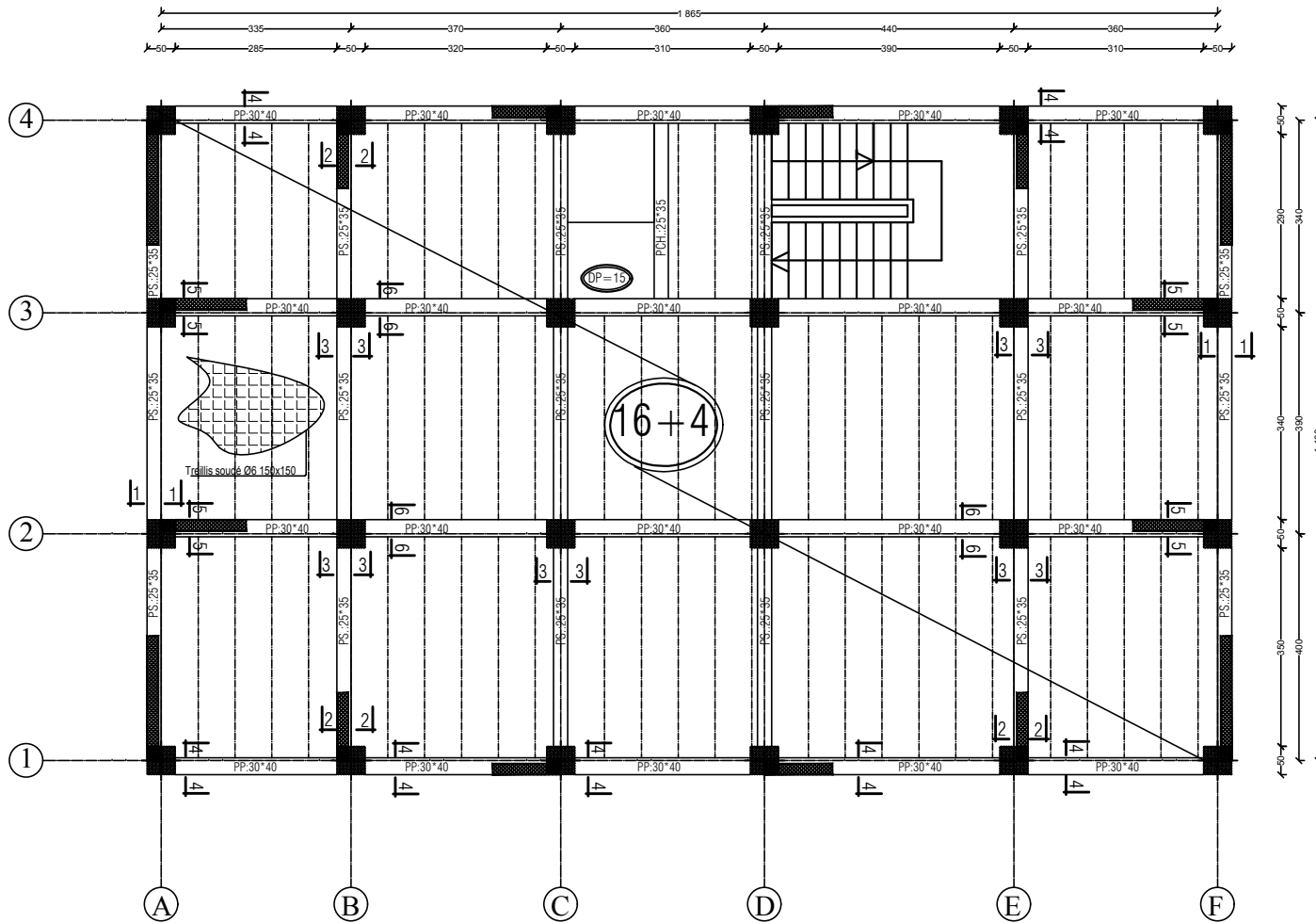
Réalise par : ISSOLAH_KHERROUBI,
 HAMDANE

Encadrée par : CHAHOUR.K

PLAN DISPOSITION DES VOILES



PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 0.00 m



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Memoire de fin d'étude

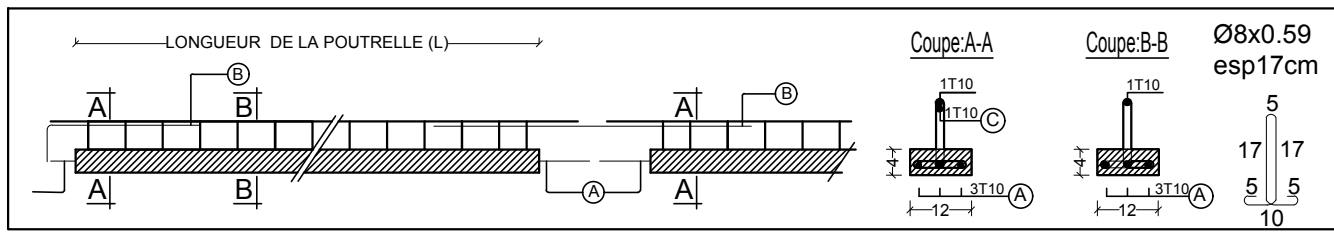
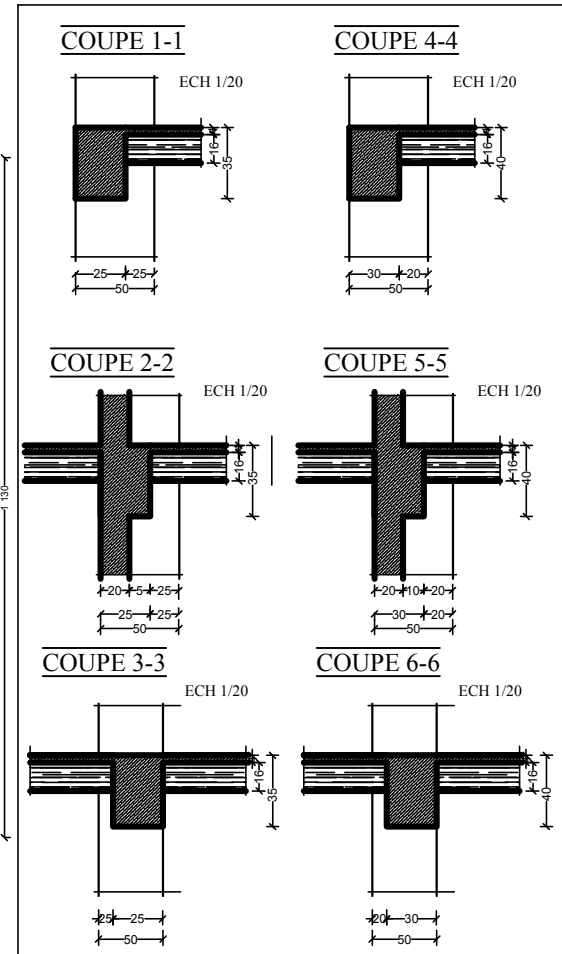
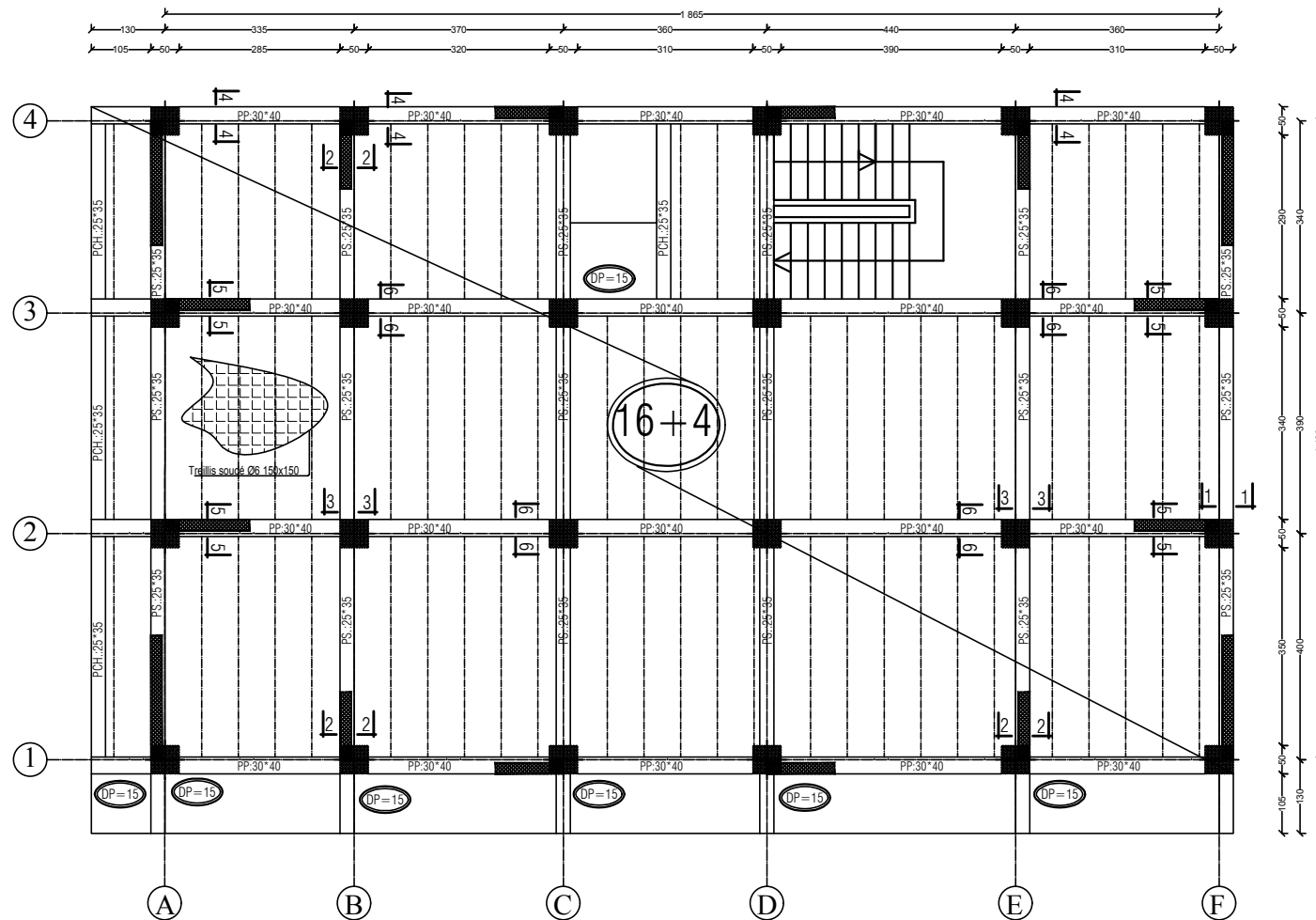
Etude d'un bâtiment R+8+sous-sol à usage multiple

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

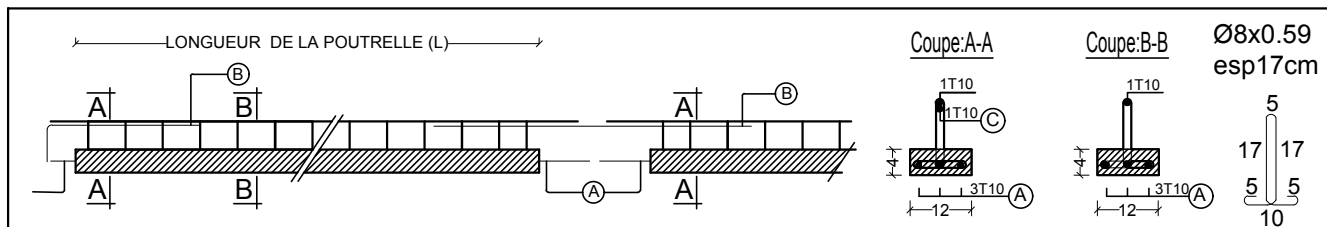
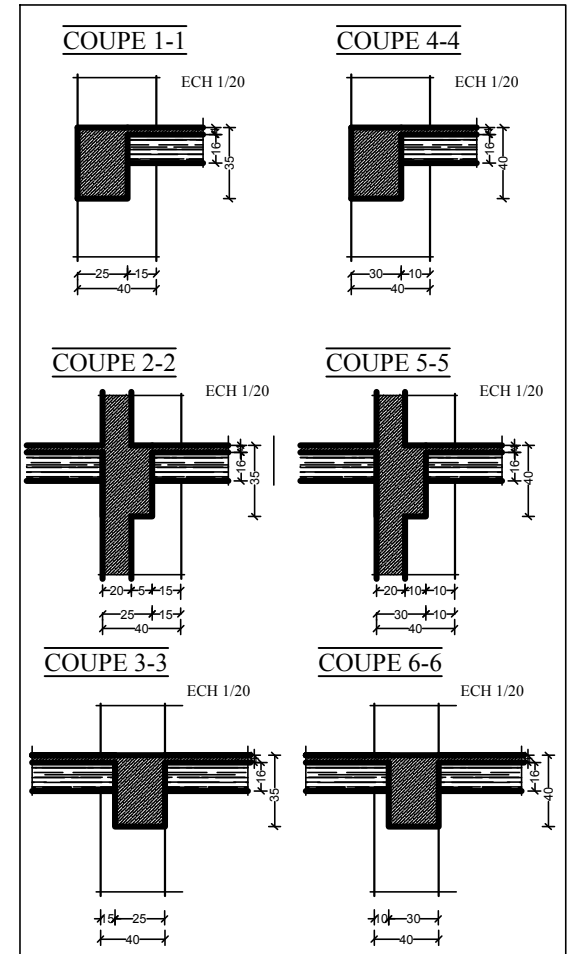
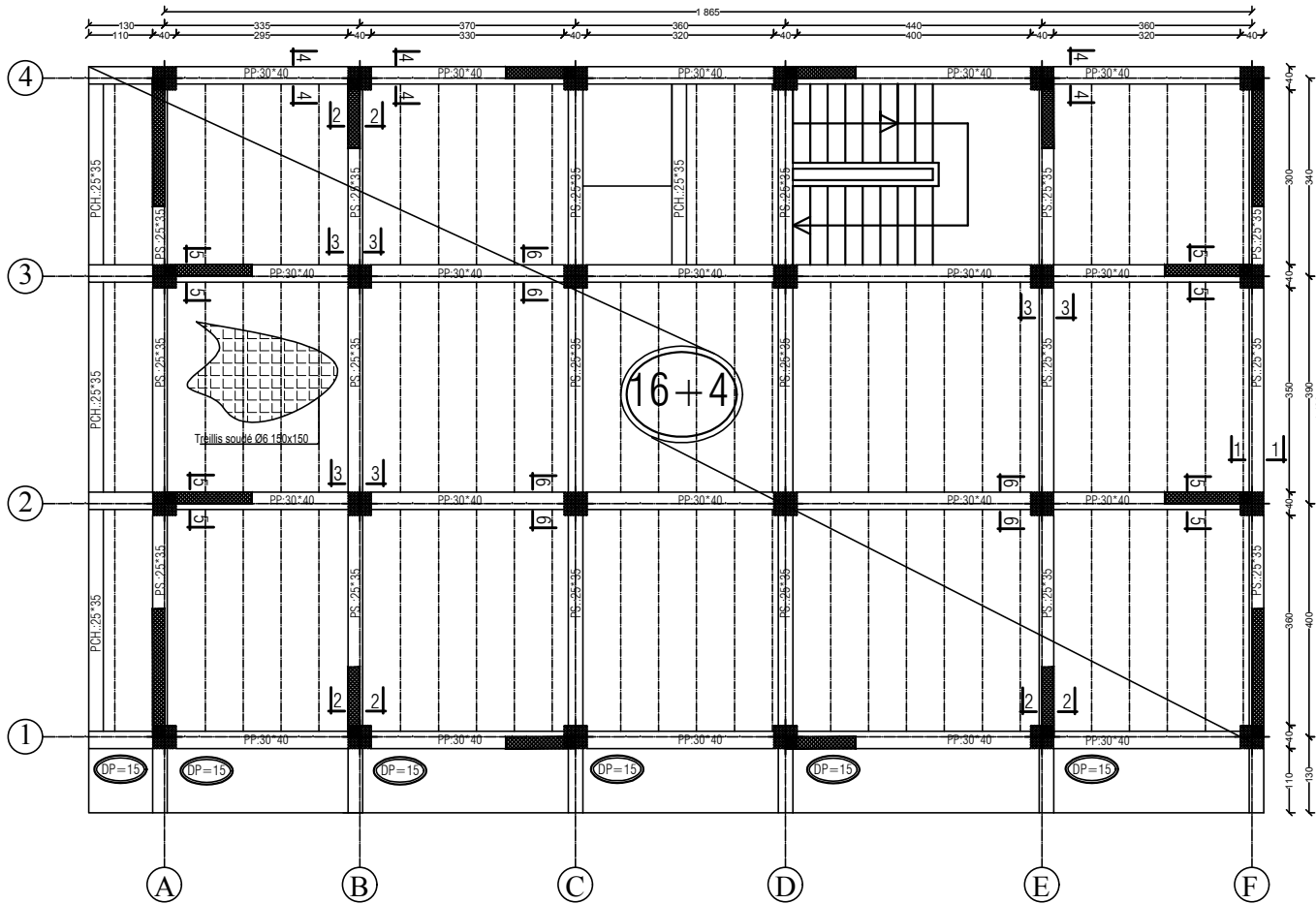
Réalisé par : ISSOLAH, KHERROUBI,
 HAMDANE
 Encadrée par : CHAHOUR.K

promotion :2021/ 2022

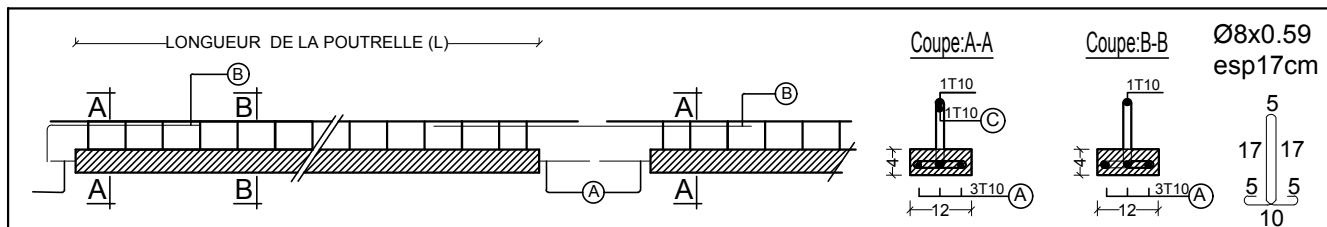
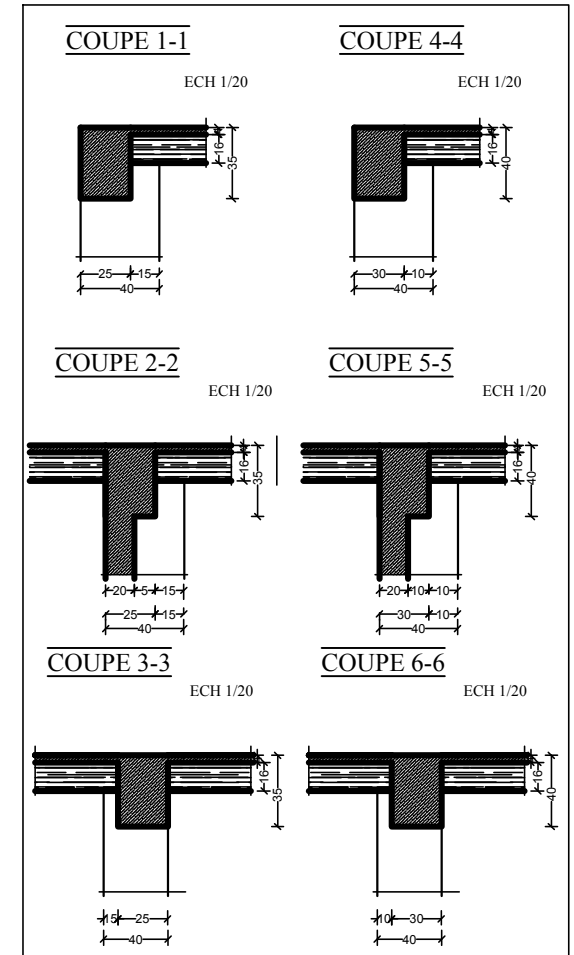
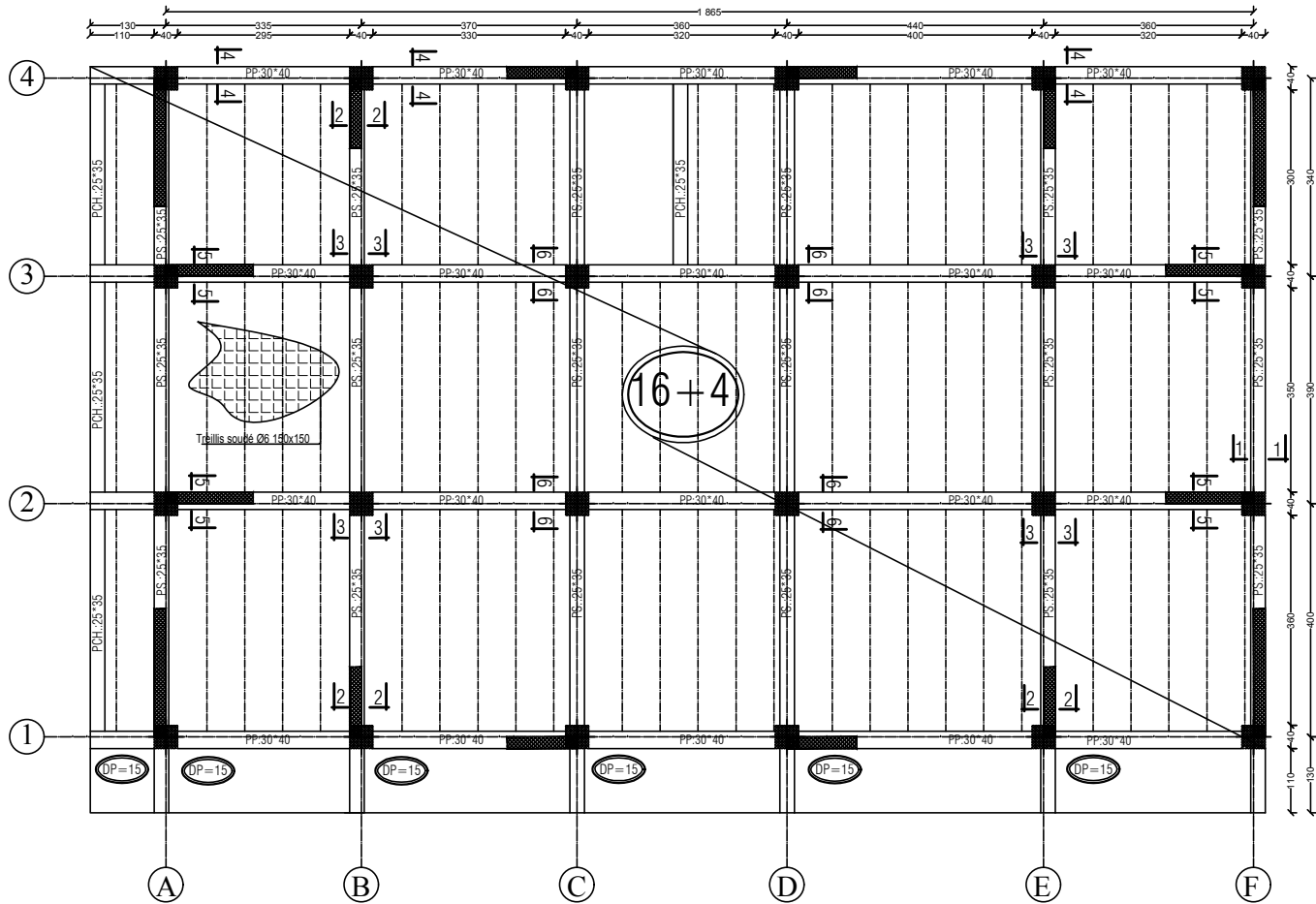
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 4,08m ;+7,14 m

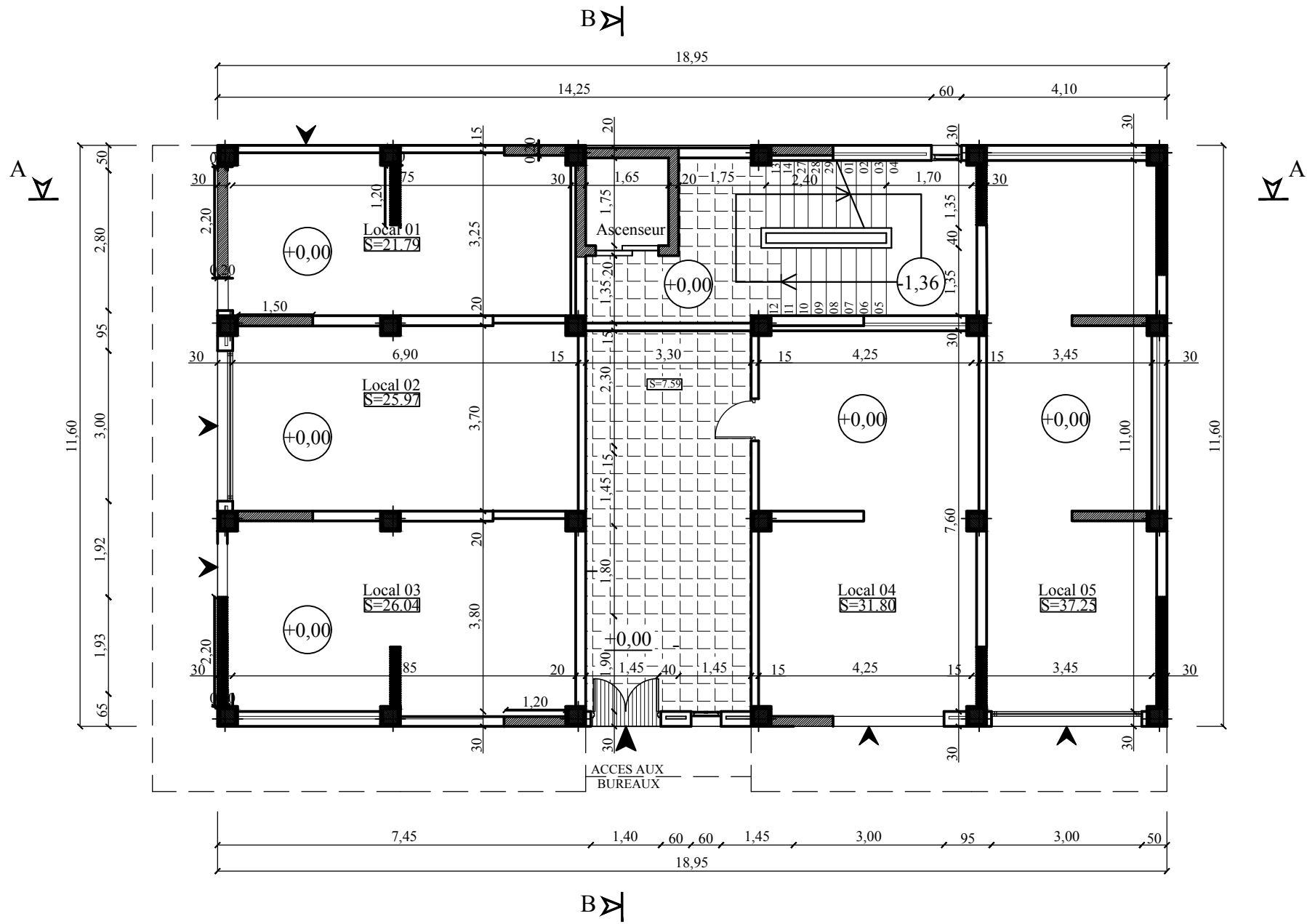


PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 19,38;+22,44;+25,5 m



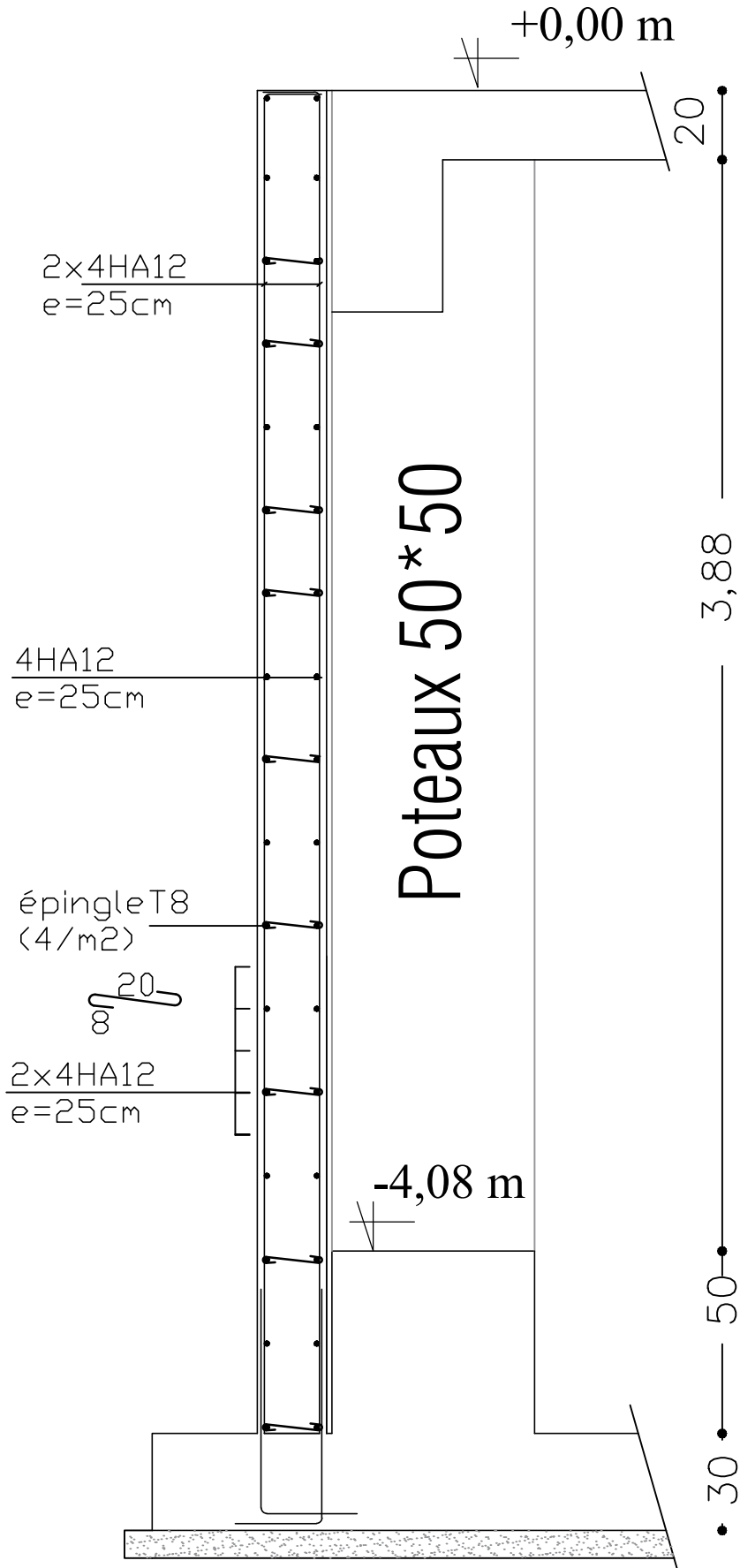
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 28,56 m





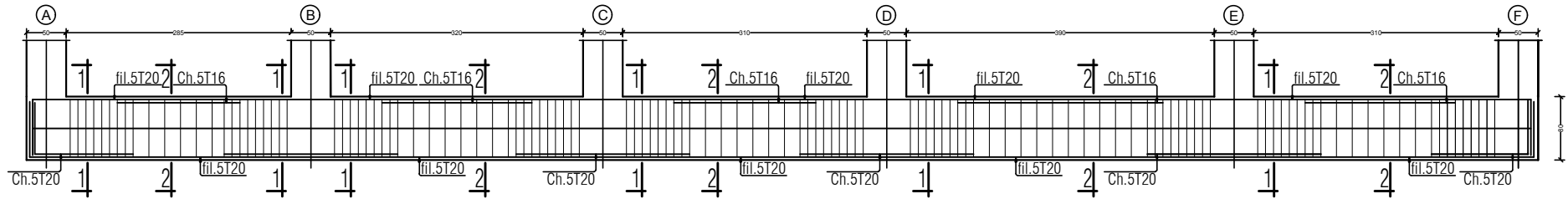
PLAN DU REZ-DE-CHAUSSEE
ECH 1/50

Détails de ferrailage du mur plaque

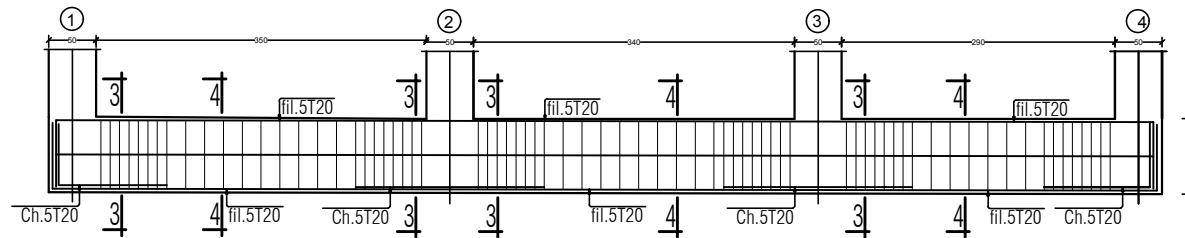


FERRAILLAGE DES NERVURES (55*80).

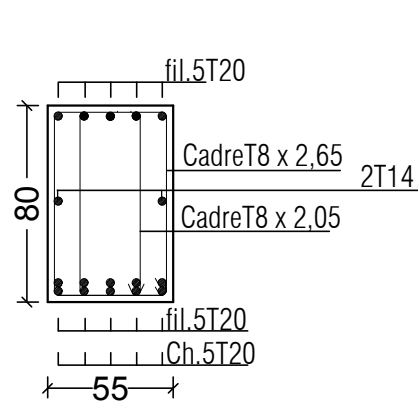
SENS *X-X* Fils: *1*.*2*.*3*.*4*. NIV:-4.08



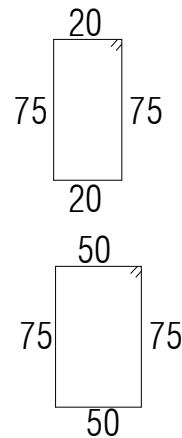
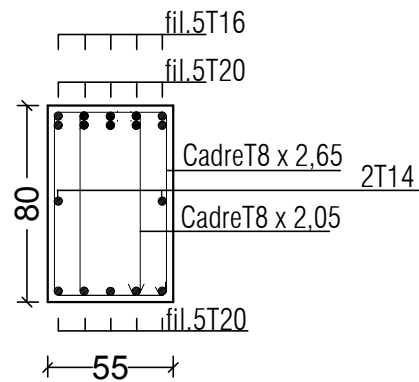
SENS *Y-Y* Fils: *A*.*B*.*C*.....*F*. NIV:-4.08m



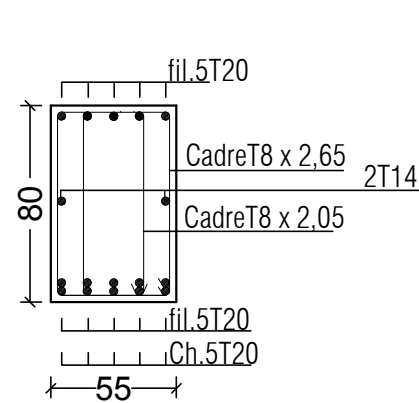
COUPE 1-1



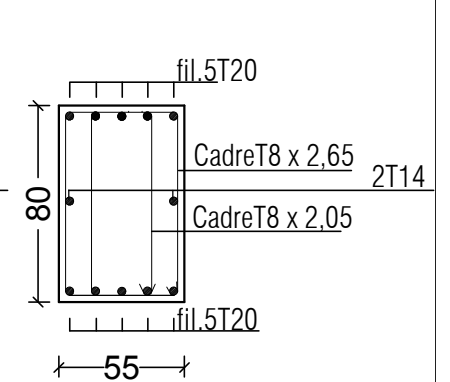
COUPE 2-2



COUPE 3-3

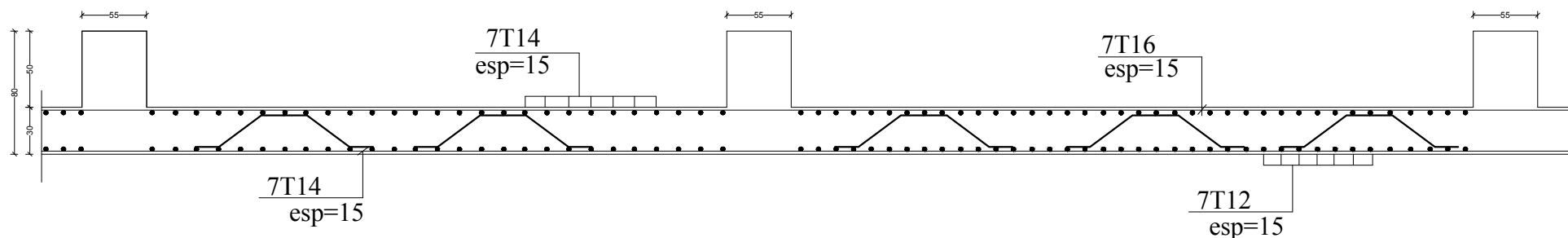


COUPE 4-4

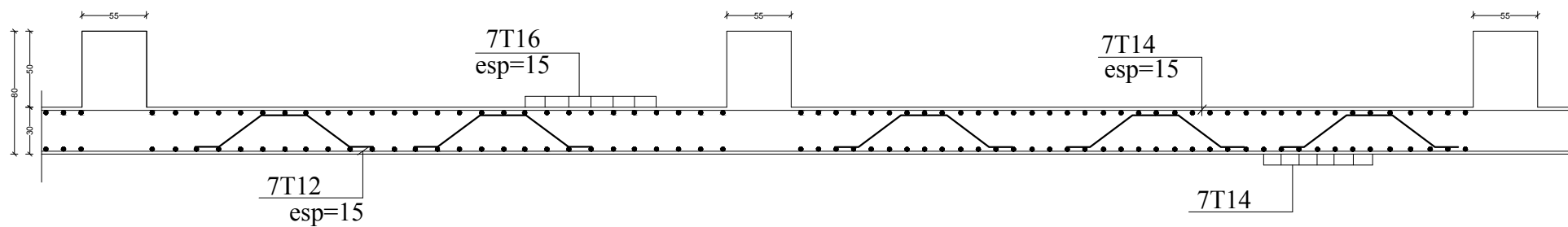


COFFRAGE / FERRAILLAGE DALLE DE RADIER

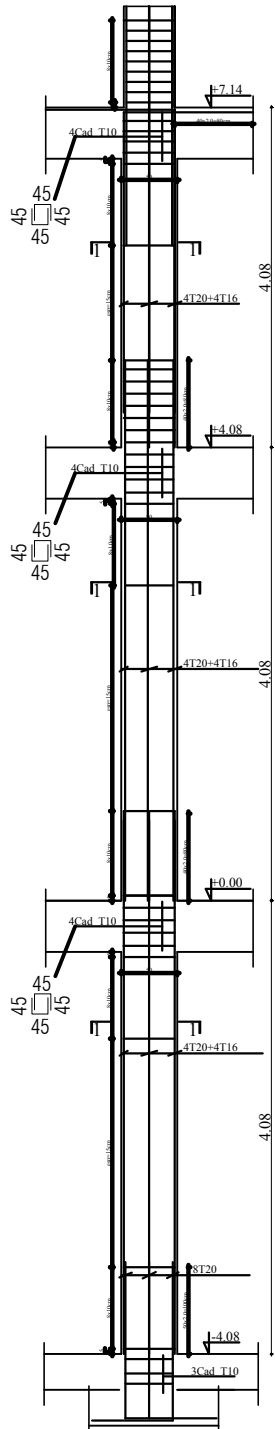
sens X-X



sens Y-Y

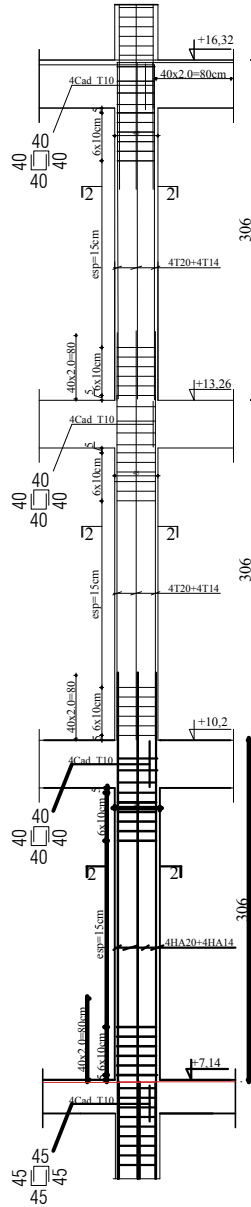


POTEAU 50*50

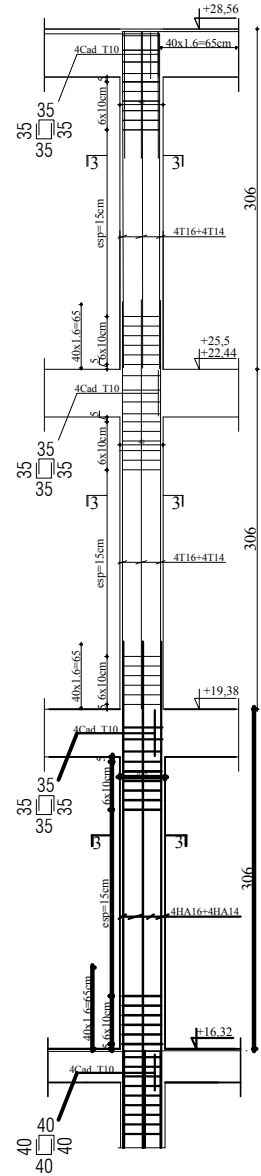


POTEAUX

POTEAU 45*45

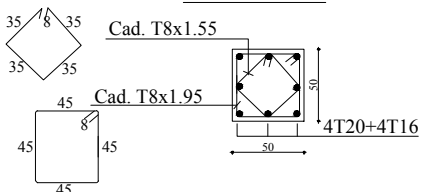


POTEAU 40*40



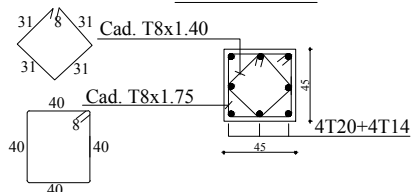
COUPE 1-1

1--1



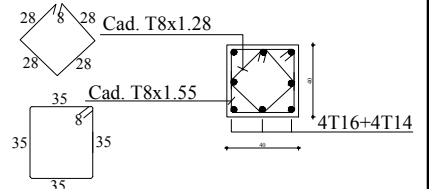
COUPE 2-2

2--2



COUPE 3-3

3--3



CONCLUSION GENERALE

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du

Cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une

Part.

Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur la pratique des logiciels comme ETABS ; AUTOCAD ... qui permet de réduire le temps et facilite l'analyse et le dessin des structures.

Les avancées scientifiques significatives en matière de connaissance des séismes et la maîtrise de leur phénomènes imposent des mises à jour régulières des règlements parasismiques afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des actions sismiques, sans oublier le cote économique.

Dans le domaine de génie civil, on s'intéresse à la résistance, durabilité et l'économie.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

BIBLIOGRAPHIE

REGLEMENTS :

- Règles Parasismiques Algériens RPA99/version 2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures – Béton Arme CBA93.
- Règles de Calcul de BétonArmée Aux Etats Limites BAEL91.
- Document technique règlementaire DTR B.C 2.2.

OUVRAGE :

- Tables de Pigeaud et table de calcule a l'ELU et l'ELS.
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes