

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En vue de l'obtention du diplôme de master
de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*

Filière : Génie Civil

Spécialité : Construction civil et industrielle

Thème

**Etude d'une structure en R+6 à usage
d'habitation et commerciale
Contreventée par Voiles et portiques
Avec logiciel ETABS**

Présenté par :

M^{elle} BEN-AMRANE LYNDA

Devant le jury composé de :

Mr Si SALEM	Professeur à l'UMMTO	Président.
Mme SAIB	Maitre-assistant (e) à l'UMMTO	Examinatrice.
Mme ALKAMA	Maitre de conférences à l'UMMTO	Encadrante.

Promotion : 2024/2025

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I

I.2.1 Caractéristique géométrique de l'ouvrage	3
I.2.2 Propriétés mécanique du sol d'assise	3
I.3.1 Ossature	3
I.3.2 Les planchers	3
I.3.2 Les dalles pleines	4
I.3.3 Maçonnerie (remplissage)	4
I.3.4 Les escaliers.....	4
I.3.5 Cage d'ascenseur	4
I.3.6 L'acrotère.....	4
I.3.7 Les revêtements	4
I.3.8 Les Coffrages.....	5
I.4.1 États limites ultimes (ELU)	5

Chapitre II

II.1 Introduction	11
II.2 Pré dimensionnement des planchers en corps creux	11
II.3 Les dalles pleines	12
II.4 Prédimensionnement des poutres	12
II 5 Détermination des charges et surcharges	15
II 6 Prédimensionnement des poteaux	18
II 8 Vérification au flambement.....	25
II 9 Prédimensionnement des voiles	26

Chapitre III

Introduction.....	28
III.1 Calcul de l'acrotère	28
III.1.1 Définition	28
III.1.2 Calcul des sollicitations	29
III.1.3 Combinaison des efforts (art A.3.2.2 BAEL)	30
III.3 étude de la salle machine	59
III.3.1 Calcul de la dalle pleine de la salle machine	60
III.3.1.1 Sous charges localisées	60
III.3.5 État limite de fissuration:(BAEL99 Art 4.5.32).....	70
III.3.6 Vérification de la flèche.....	70
III.4 Les escaliers	73
III.4.1 Introduction.....	73
III.4.2 Pré dimensionnement de l'escalier	74
III.4.3. Détermination des charges et surcharges	75
III.4.3.2 Ferrailage et calcul des efforts à l'ELU	76
III.4.5 Détermination des efforts internes dans les escaliers à l'ELS	83
III.4.6 Vérification à l'ELS	85
III.4 Calcul de la poutre palière	89
III.4.1 Introduction.....	89
III.4.2 Pré dimensionnement.....	89
III.4.3 Détermination des charges et surcharges	90
III.4.4 Combinaison des charges et surcharges.....	90
III.4.5 Schémas statiques	90
III-4-6 Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants	92
III.4.7 Ferrailage (ELU).....	92
III-4-8 Vérification à l'ELU.....	93
III.4.9 Vérification à l'ELS	96
III.5 Calcul des balcons.....	99
III.5.1 Pré dimensionnement.....	99

III.5.2 Détermination des charges et surcharges	99
III.5.3 Combinaison de charges	99
III.5.4 Calcul des moments fléchissant	99
III.5.5 Ferrailage	106
III.5.5 Vérification à l'ELU	106
III.5.5 Vérification à l'ELS	108
III.6 Étude de la poutre de chaînage	110
III.2 Pré dimensionnement de la poutre	110
III.6.2 Détermination des charges et surcharges	111
III.6.3 Combinaison des charges	111
III.6.4 Calcul des efforts à l'ELU	112
Chapitre IV	
IV.1 Introduction.....	112
IV.2 Logiciel utilisé pour la modélisation	112
IV.2.1 Historique	113
IV.2.2 Description du logiciel ETABS	113
IV.2.3 Rappel (terminologie).....	113
IV.3 Manuel d'utilisation du logiciel ETABS	114
Étape A : Introduction de la géométrie de l'ouvrage	115
Étape « B » : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux	118
Étape « C » : Spécification des propriétés géométriques des éléments	119
Étape « D » : Définition des charges statiques (G, Q)	124
Étape « E » : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003	125
Étape « F » : Définition de la charge sismique « E »	126
Étape « G » : Chargement des éléments	127
Étape « H » : Introduction des combinaisons d'actions	127
Étape « I » : Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats	128
Chapitre V	
Introduction.....	129
V.1 Présentation de l'ouvrage.....	129
V.1.1 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale.....	129
Tableau V.1 La période et des masses participantes.....	130
V.1.2 Vérification de l'effort tranchant à la base.....	131
Tableau V.2 Valeur du poids total de la structure	135
Tableau V.3 Efforts tranchants à la base donnés par ETABS	137
V.1.3 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux	137
V.1.4 Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R.....	138
V.1.5 Justification vis-à-vis des déplacements	143
V.1.6 Vérifications de l'effet P-Delta	147
V.1.7 Vérification de l'excentricité	149
Chapitre VI	
VI.1.1 Introduction.....	152
VI.1.2 Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des poteaux (Article 7.4.2)	152
VI.2.1 Introduction.....	162
VI.2.2 Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des poutres (Article 7.5.2) [13].....	162
VI.2.3 Calcul des armatures (ELU)	163
VI.2.4 Vérifications à l'ELU	166
VI.2.5 Vérifications à l'ELS	168
VI.3.1 Exposé de la méthode de calcul.....	172
VII.3.2 Exigences du RPA 99 révisée 2003	175
VII.3.3 Vérifications	177
VII.3.4 Exemple de calcul	178
Chapitre VII	
VII.1 Introduction :	187

VII.2 Type de fondation :	187
VII.3 Etude géotechnique du sol :	187
VII.4 Choix du type de fondation :	187
VII.5 Dimensionnement :	188
VII.5.1 Semelle isolé :	188
VII.5.2 Semelles filantes :	188
VII.6 Application	190
VII.6.1 Détermination de la résultante des charges :	190
VII.6.2 Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :	191
VII 7 Étude du radier :	192
VII 7.1 Pré dimensionnement du radier :	192
VII 7.1.1 Conditions de vérification de la longueur élastique :	192
VII 7.1.2 Détermination de l'épaisseur de la dalle :	193
VII 7.1.3 Détermination de la hauteur de la nervure :	193
VII 7.1.4 Largeur de la nervure :	193
VII 7.1.5 Hauteur de la dalle flottante « hd »	193
VII 7.2 Calcul de la surface nécessaire au radier :	194
VII 7.2.1 Calcul des sollicitations à la base du radier :	195
VII 7.2.2 Calcul des caractéristiques géométriques du radier:	196
VII 7.3 Vérifications :	196
Ferraillage du radier :	200
Calcul à l'ELU :	201
Ferraillage du débord :	206
Etudes des nervures :	208
Conclusion générale	

Liste des figures

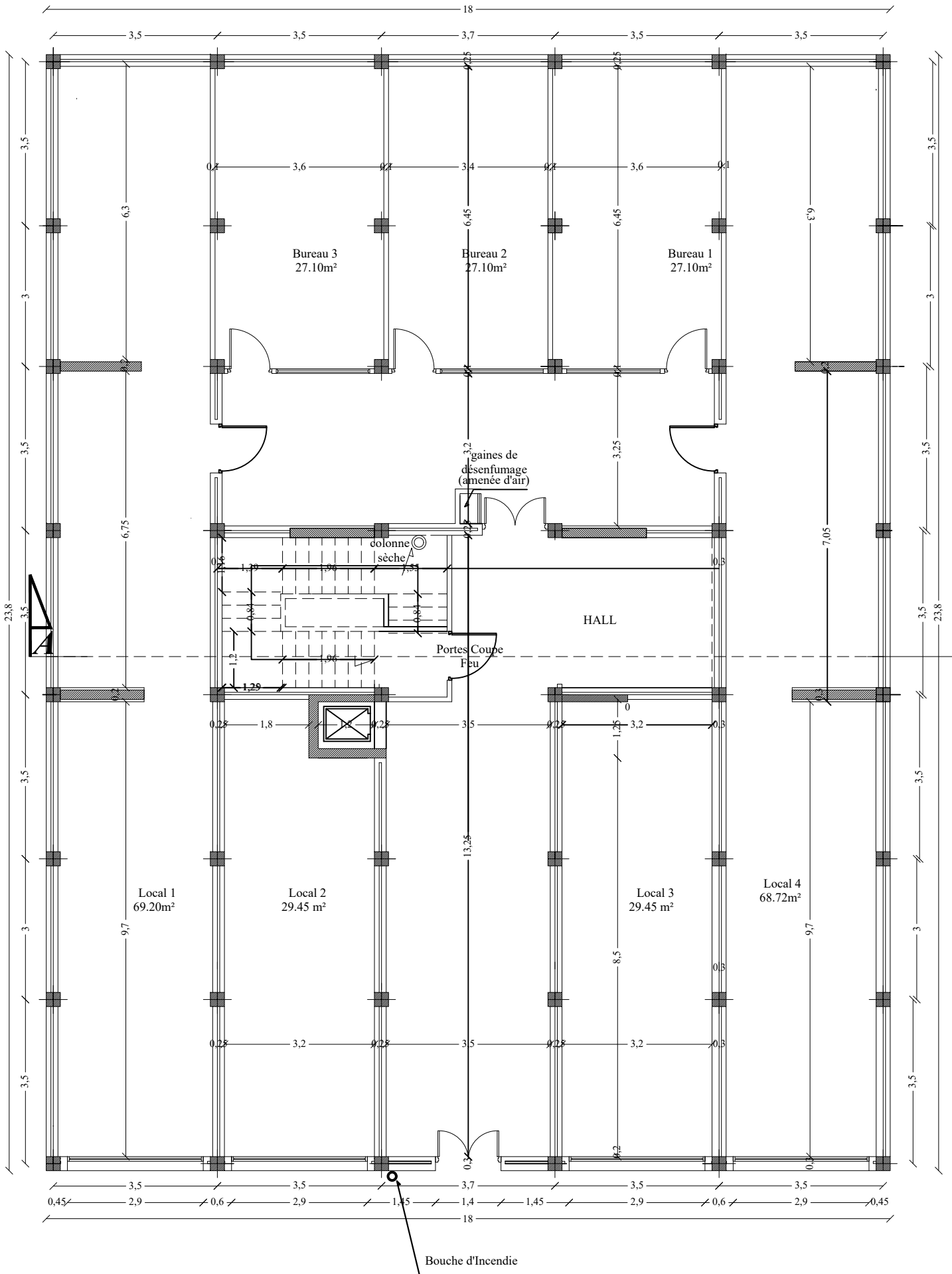
Figure I.1	diagramme contraintes-déformations (ELU).....	6
Figure I.2	Diagramme contraintes-déformations (ELS).	7
Figure I.3	Diagramme contraintes - déformations de l'acier, cas 1 : à l'ELU.....	9
Figure II.1	Plancher en corps creux (16+4).....	12
Figure II.4	Coupe verticale de plancher étage courant.....	16
Figure II.5	Coupe verticale de balcon.	17
Figure II. 6	Coupe verticale d'une cloison extérieure.	17
Figure II.7	Coupe verticale d'une cloison intérieure.....	18
Figure II. 8	Surface d'influence du poteau le plus sollicité.	19
Figure II.9	Descente des charges.....	22
Figure II.10	Épaisseur des voiles.	26
Figure II.11	Coupe d'un voile en élévation.	27
Figure III.1	Coupe transversale de l'acrotère	
Figure III.2	Schéma statique de l'acrotère	27
Figure III.3	Diagramme des efforts internes	28
Figure III.4	Schéma de calcul de l'acrotère	30
Figure III.5	Ferraillage de l'acrotère.....	36
Figure III.6	Schéma descriptif d'un plancher en corps creux	37
Figure III.7	Treillis soudé de (25×25) cm ²	39
Figure III.8	Construction de la section en Té.....	39
Figure III.9	Dimensions de la poutrelle	40
Figure III.10	Dalle de compression (section rectangulaire).....	41
Figure III.11	Schéma de calcul des poutrelles	41
Figure III.12	Schéma statique	44
Figure III.13	Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU	46
Figure III.14	Diagramme des efforts tranchants	47
Figure III.15	Ferraillage de la poutrelle	49
Figure III.16	Schéma statique de la poutrelle.....	52
Figure III.17	Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELS.....	53
Figure III.18	Plan de ferraillage du plancher	58
Figure III.19	Cage de l'ascenseur	58
Figure III.20	Schéma représentant la diffusion de charges au niveau du feuillet moyen	60
Figure III.21	Les moments de la dalle de la salle machine	62
Figure III.22	Ferraillage de la dalle pleine de la salle machine dans le sens x-x.....	70
Figure III.23	Ferraillage de la dalle pleine de la salle machine dans le sens y-y.....	70
Figure III.24	Schéma statique de l'escalier	71
Figure III.25	Schéma statique à l'ELU	75
Figure III.26	Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU.	77
Figure III.27	Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS.....	83
Figure III.28	Schéma statique de la poutre palière.....	87
Figure III.29	Les diagrammes des efforts internes.....	90
Figure III.30	Schéma de ferraillage de la poutre palière.....	96
Figure III.31	Schéma du balcon	97
Figure III.32	Ferraillage des balcons.....	102
Figure III.33	Schéma de chargement à l'ELU	104
Figure III.34	Schéma de chargement à l'ELS	104

Figure III.35	Diagrammes des efforts internes à l'ELU.....	105
Figure III.36	Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS	109
Figure III.37	Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	111
Figure IV.1	Icône du logiciel ETABS sur système d'exploitation Windows 7.....	115
Figure IV.2	Choix des unités.....	115
Figure IV.3	Démarrer un nouveau model	116
Figure IV.4	Introduction de la géométrie de base	116
Figure IV.5	Introduction des étages	117
Figure IV.6	Les lignes de construction	117
Figure IV.7	Affichage en plan et en 3D	118
Figure IV.8	Définition des matériaux	118
Figure IV.9	Caractéristiques du béton.....	119
Figure IV.10	Définition des poutres.....	120
Figure IV.11	Définition des poteaux.....	120
Figure IV.12	Définition des dalles	121
Figure IV.13	Vue en plan des éléments structuraux d'un étage	122
Figure IV.14	Définition des appuis	122
Figure IV.15	Définition du poids propre.....	123
Figure IV.16	Introduction des diaphragmes.....	124
Figure IV.17	Définition des charges statiques	124
Figure IV.18	Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.....	125
Figure IV.19	Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003	126
Figure IV.20	Définition des charges sismiques	126
Figure IV.21	Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.....	127
Figure IV.22	Introduction des combinaisons d'actions	128
Figure IV.23	Vue en 3D de la structure	129
Figure V.1	Affichage des informations modales	130
Figure V.2	Extraction du poids de la structure sur ETABS.....	135
Figure V.3	Méthode d'affichage des valeurs de l'effort sismique sur le logiciel ETABS.....	136
FIGURE VI.2:	Ferrailage Poteau 45x45	161
FIGURE VI.3 :	Ferrailage Poteau 35x35	161
FIGURE VI.4 :	Ferrailage Poteau 35x35	162
FIGURE VI.5:	Ferrailage en travée d'une poutre principale.....	170
FIGURE VI.6:	Ferrailage aux appuis d'une poutre principale.....	170
FIGURE VI.7 :	Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.....	171
FIGURE VI.8 :	Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.....	171
Fig.VI.4 :	Disposition des armatures verticales dans les voiles	176
Figure VII.1 :	dimensionnement d'une semelle isolée.....	188
Figure VII.2 :	schéma des efforts et des moments appliqués sur la semelle.....	190
Figure VII.4	Périmètre utile des voiles et des poteaux.....	199
Figure VII.5	schéma du panneau le plus sollicité.....	200
Figure VII.6 :	schéma statique du débord.....	206
Figure VI.8:	Présentation des chargements simplifiés.....	209
Figures VII.9:	Répartition triangulaire.....	209
Figure VII.10:	diagramme de chargements des nervures à L'ELU (sens longitudinal).....	211
Figure VII.11:	diagramme des moments fléchissant a l'ELU (sens longitudinal).....	211
Figure VII.12:	diagramme de chargements des nervures a l'ELS (sens longitudinal).....	212
Figure VII.13 :	diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens longitudinal).....	212
Figure VII.14:	diagramme du chargement pour l'effort tranchant a l'ELU (sens longitudinal).....	212
Figure VII.15:	diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (sens longitudinal).....	213

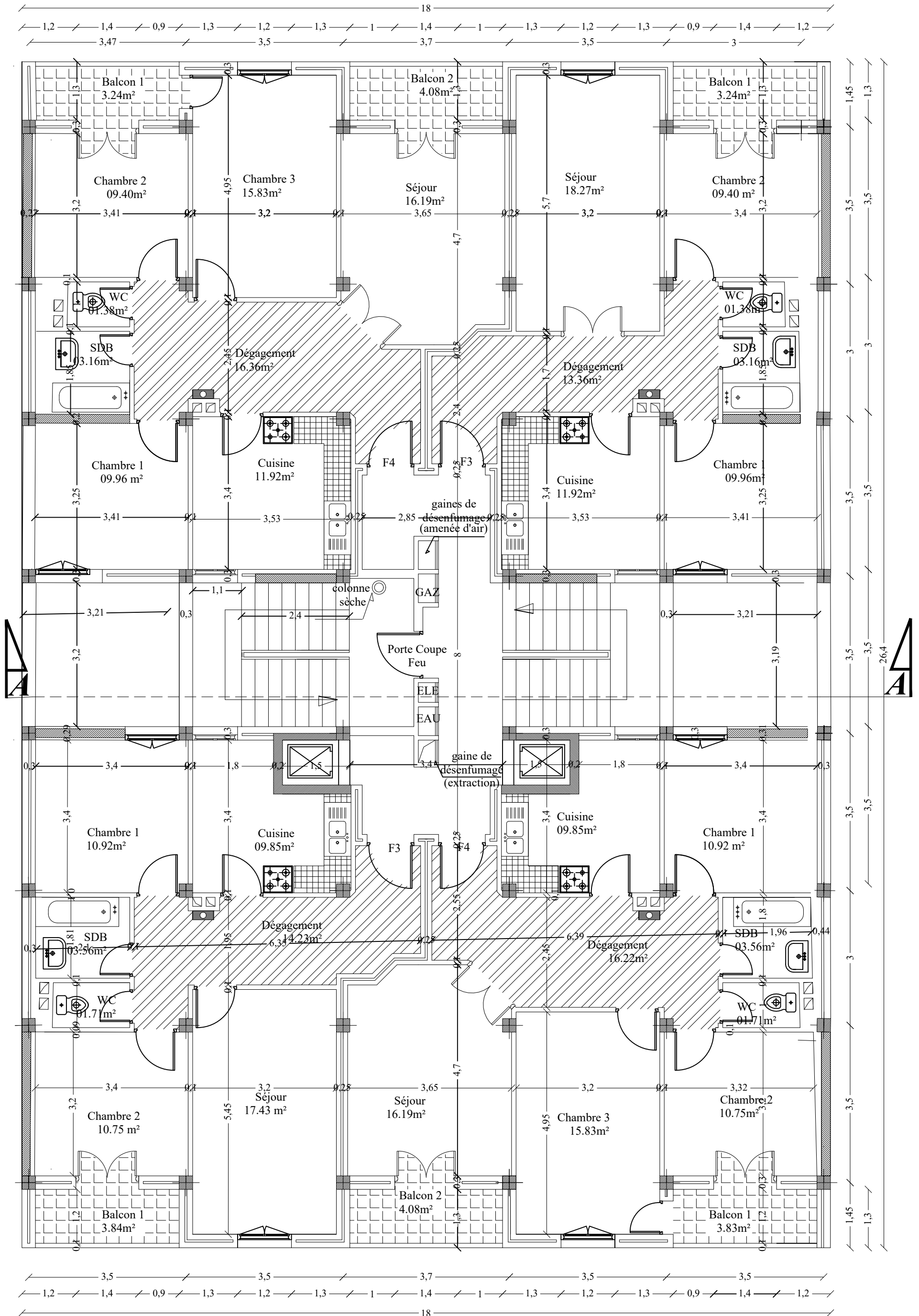
Figure VI.16 : diagramme du chargement pour l'effort tranchant à l'ELS (sens longitudinal).....	213
Figure VII.17 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (sens longitudinal).....	214
Figure VII.18: diagramme de chargements des nervures a l'ELU (sens transversal).....	214
Figure VII.19 : diagramme des moments fléchissant a l'ELU (sens transversal).....	214
Figure VII.20: diagramme de chargements des nervures à l'ELS (sens transversal).....	215
Figure VII. 21: diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens transversal).	215
Figure VII.22 : diagramme du chargement pour l'effort tranchant à l'ELU (sens transversal).....	215
Figure VII.23:diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (sens transversal).	216
Figure VII.24 : diagramme du chargement pour l'effort tranchant à l'ELS (sens transversal).	216
Figure VII.25 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (sens transversal).....	216

Liste des tableaux

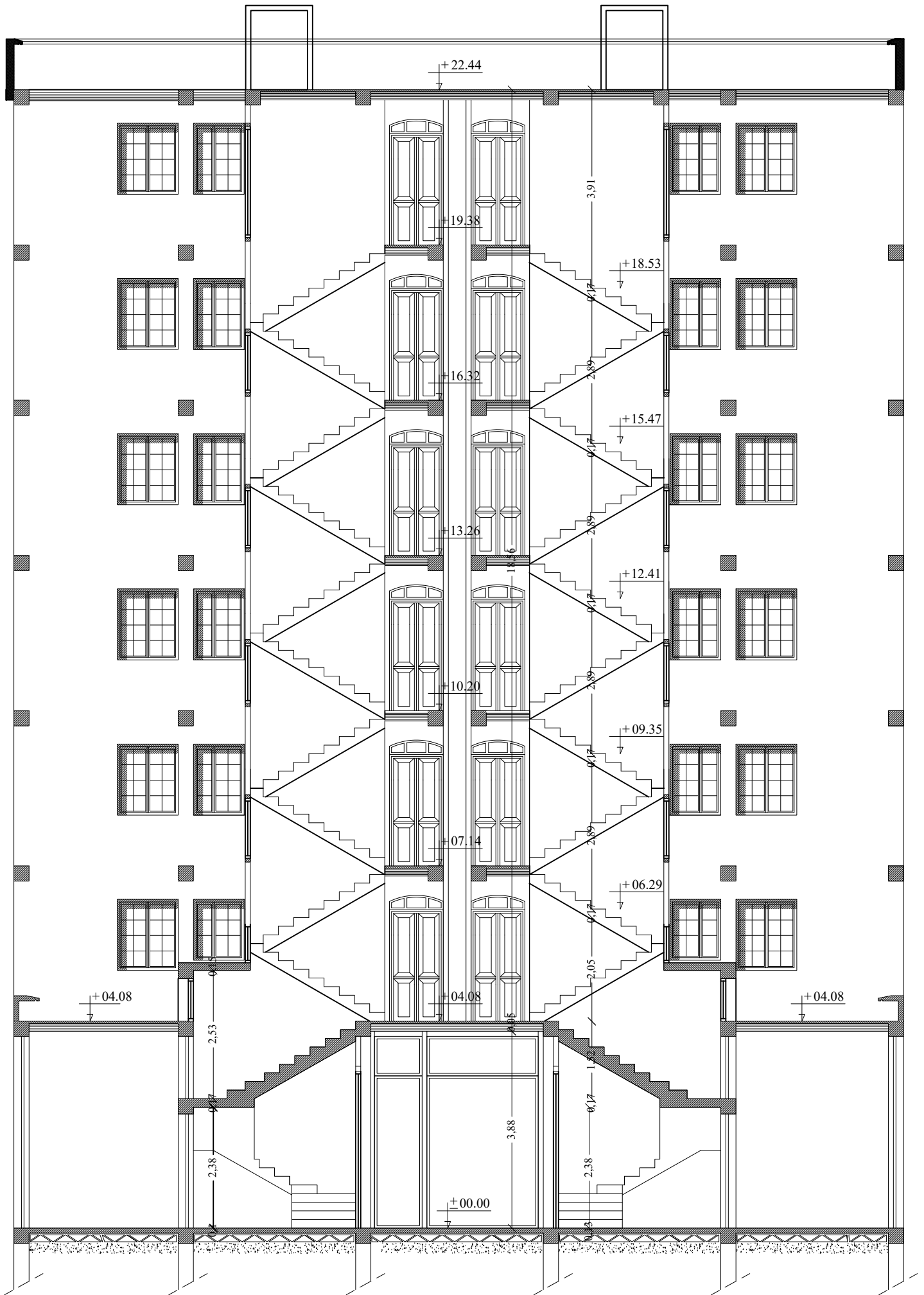
Tableau II.1	Caractéristiques du plancher terrasse inaccessible	15
Tableau II.2	Charges permanentes des planchers des étages courants.....	15
Tableau II. 3	Charges permanentes des balcons.....	16
Tableau II.4	Charges permanentes des cloisons extérieures	17
Tableau II.5	Charges permanentes des cloisons intérieures.....	18
Tableau II. 6	Tableau des coefficients de régression des charges.....	22
Tableau II.7	Calculs relatifs à chaque niveau et détermination de la section des poteaux	23
Tableau II.8	Vérification au flambement	25
Tableau II.9	Prédimensionnement des voiles.....	26
Tableau III. 1	Moments aux appuis et en travées.....	45
Tableau III. 2	Efforts tranchant	46
Tableau III. 3	Moments aux appuis et en travées.....	53
Tableau V.1	La période et des masses participantes	130
Tableau V.2	Valeur du poids total de la structure	135
Tableau V.3	Efforts tranchants à la base donnés par ETABS.....	137
Tableau VI.1	caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle	152
Tableau VI.2	Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.....	153
Tableau VI.3	Détermination des armatures longitudinales des poteaux	155
Tableau VI.4	Valeurs de « λg » et « ρ_a » pour les différentes sections des poteaux.	156
Tableau VI.5	Détermination des armatures transversales	157
Tableau VI.6	Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux.....	159
Tableau VI.7	Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux.....	160
Tableau VI.8	Pourcentage total des aciers longitudinaux des poutres.	163
Tableau VI.9	Détermination des armatures longitudinales des poutres principales	164
Tableau VI.10	Détermination des armatures longitudinales des poutres secondaires	164
Tableau VI.11	Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres principales ..	169
Tableau VI.12 :	Caractéristiques géométriques	178
Tableau VI.13:	Ferraillage adopté.....	179
Tableau VI.14	voiles VL1	181
Tableau VI.15	voiles VL2.....	182
Tableau VI.16	voiles VL3	183
Tableau VI.17	voiles VT1	184
Tableau VI.18	voiles VT2.....	185
Tableau VII.1:	Sens longitudinal	199
Tableau VII.2:	Sens transversal	199
Tableau VII.3:	Résultante des forces appliquées sur les poteaux (file longitudinale).	200
Tableau VII .4 :	Vérification de la condition de non fragilité.....	214
Tableau VII.5 :	Vérification des contraintes à l'ELS.....	216
Tableau VII.7:	charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens xx).....	209
Tableau VII.6 :	charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens yy).....	210
Tableau VII.7 :	Les efforts internes dans les nervures	217
Tableau VII-8 :	Ferraillage des nervures à L'ELU	218



PLAN DE RDC



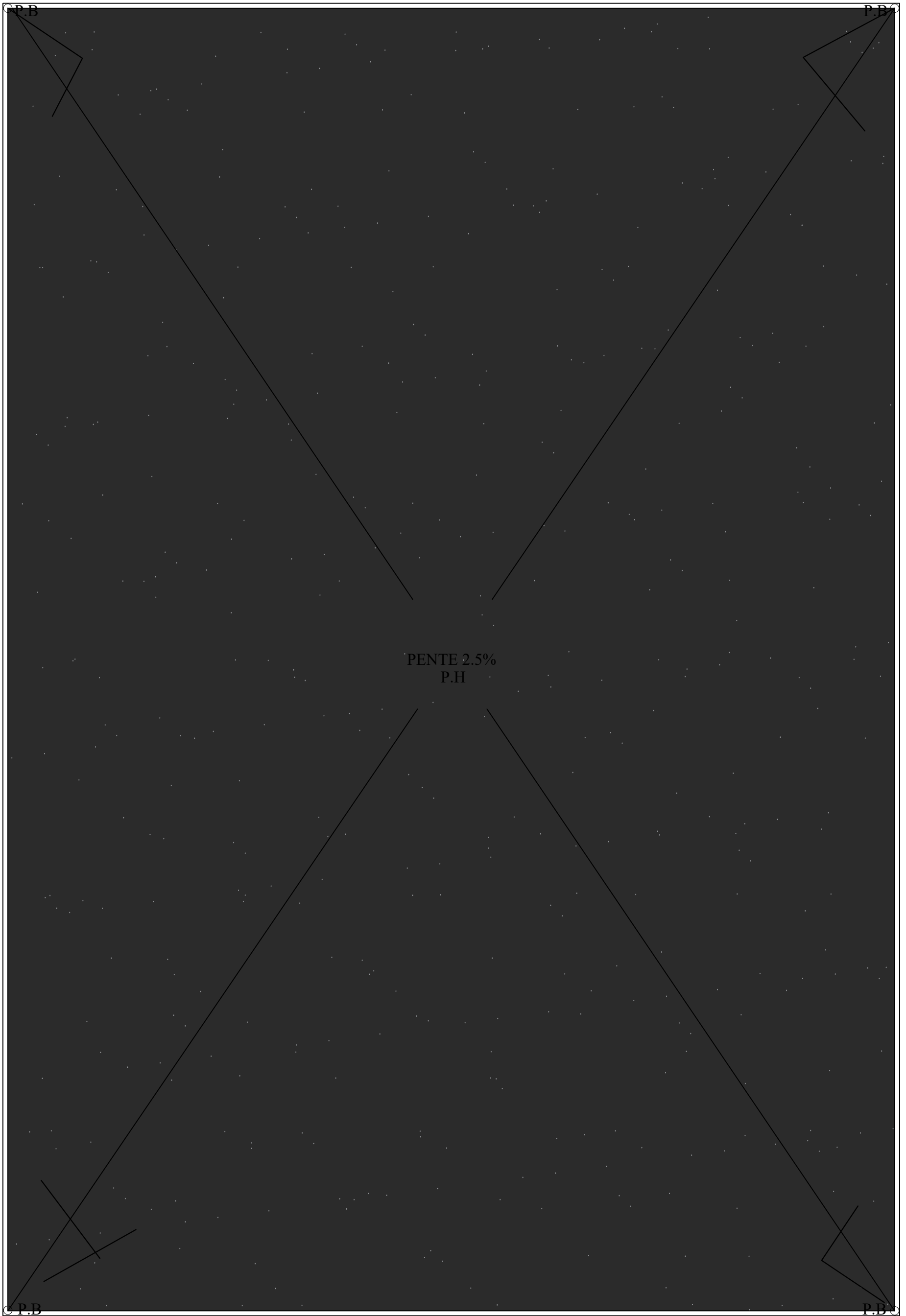
PLAN D'ETAGE COURANT



COUPE A A



FACADE PRINCIPALE



PLAN DE LA TERRASSE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Pour répondre à une demande sans cesse croissante des constructions civiles et industrielles née de besoins économiques et sociaux depuis quelques décennies, la réalisation d'ouvrages plus volumineux est apparue comme une alternative à même de tenir compte de cette nouvelle exigence.

Dès lors, il devient nécessaire d'assurer la résistance et la stabilité de ces constructions. En fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation et d'autres facteurs, la réponse à cette exigence implique la prise en compte de certaines normes et règles parasismiques.

L'étude que nous nous proposons de réaliser dans le cadre d'un mémoire de fin d'étude consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation, service et commercial. Cette étude nous doit permettre d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, ainsi que le confort pour les occupants.

Pour répondre à la problématique posée, notre démarche s'articule autour de huit chapitres.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a pré- dimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux.

Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère. Une fois que la disposition des voiles est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse de RPA99 version 2003. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABS. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre six. L'étude des fondations fera l'objet du septième chapitre.

Tous les calculs ont été menés en utilisant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003.

CHAPITRE 1

Présentation et description de l'ouvrage

I.1 Introduction

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale des éléments constitutifs de l'ouvrage ainsi que les principaux matériaux utilisés.

I.2 Présentation de l'ouvrage

Le projet consiste en l'étude et le calcul d'un bâtiment **R+6** à usage habitation, bureaux et commercial. L'ossature de la structure est mixte (portiques poteaux-poutres et voiles en béton armé). La bâtisse est composée comme suit :

- Étage RDC constitué de locaux commerciaux et bureaux.
- 5 étages à usage d'habitation.
- Un étage attique à usage d'habitation.
- Deux escaliers.
- Deux ascenseurs.

Ce bâtiment est classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) selon l'article III.3.1 du RPA99 version 2003. Il sera implanté dans **la commune de Tizi Ouzou, wilaya de Tizi Ouzou**, qui représente une zone de **moyenne sismicité (zone II a)**.¹

I.2.1 Caractéristique géométrique de l'ouvrage

Le bâtiment est constitué d'un seul bloc en forme rectangulaire de dimensions suivantes :

- La hauteur totale du bâtiment 22,44 m
- La hauteur du RDC 4,08 m
- La hauteur des étages courants 3,06 m
- La longueur totale du bâtiment..... 24,25 m
- La largeur totale du bâtiment 18,15 m
- La hauteur de l'acrotère 0,60 m

I.2.2 Propriétés mécaniques du sol d'assise

Le dossier géotechnique nous fournit les données suivantes :

1 RPA99 version2003- Annexe I
CARTE DE ZONAGE SISMIQUE DU TERRITOIRE NATIONAL –RPA99/ APRES ADDENDA

- La contrainte admissible du sol : **2 bars**
- La classification du site : **site meuble : catégorie S3** 2

I.3 Éléments constitutifs de la structure

I.3.1 Ossature

Le bâtiment a une ossature mixte composée de portiques transversaux et longitudinaux et un ensemble de voiles en béton armé disposés dans les deux sens, constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

I.3.2 Les planchers

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les différents niveaux. Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Ils ont pour fonctions principales :

- La résistance mécanique (ils supportent leurs poids propres ainsi que les surcharges du niveau) ;
- L'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux ;
- L'étanchéité à l'eau et à l'humidité ;
- La protection contre les incendies ;
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

I.3.2 Les dalles pleines

Les dalles pleines en béton armé sont prévues pour les balcons et les dalles porteuses des appareils de levage (ascenseurs).

I.3.3 Maçonnerie (remplissage)

- **Les murs extérieurs** : ils seront réalisés en double cloisons de 25 cm d'épaisseur, en briques creuses de 10 cm avec une lame d'air de 5 cm.

² RPA99 version 2003- Art III.3.3.1.

- **Les murs de séparation intérieurs** : ils seront réalisés en simples cloisons (briques creuses de 10 cm d'épaisseur).

I.3.4 Les escaliers

Un escalier est une structure constituée d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. Notre bâtiment est composé d'un escalier de type droit avec deux (02) volées.

I.3.5 Cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte deux cages d'ascenseur, réalisées en voiles en béton armé.

I.3.6 L'acrotère

Au niveau du dernier plancher, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

I.3.7 Les revêtements

Les revêtements seront comme suit :

- carrelage pour les planchers et les escaliers.
- céramique pour les salles d'eaux et les cuisines.
- mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- enduit en plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.3.8 Les Coffrages

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

I.3.9 Les fondations

Ce sont les éléments qui constituent la liaison directe entre la structure et le sol et assurent ainsi la transmission des charges et surcharges au sol. Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.4 Hypothèses de calcul

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément au règlement **BAEL 91 modifié 99** basé sur la théorie des états limites.

I.4.1 États limites ultimes (ELU)

Le calcul est conforme au règlement « règles BAEL 91 révisées 99 » basé sur la théorie des états limites.

▪ **a) États limites ultimes (ELU) :**

Correspond à la capacité portante maximale de la structure, dont le dépassement entraîne la ruine. Il doit être justifié vis-à-vis :

- La résistance globale de la structure
- L'équilibre statique (absence de renversement)
- La stabilité de forme (absence de flambement)

Les hypothèses de calcul correspondantes sont les suivantes :

3

- Les sections droites avant déformation restent planes après déformation et conservent leurs dimensions.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton tendu est négligée.
- Le raccourcissement relatif ϵ_{bc} du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion et à 2 ‰ en compression simple.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à 10 ‰.
- Le diagramme déformations-contraintes est le suivant :

4

³ Art A4.3.2, Règles BAEL 91 révisées 99

⁴ Art A4.3.41, Règles BAEL 91 révisées 99

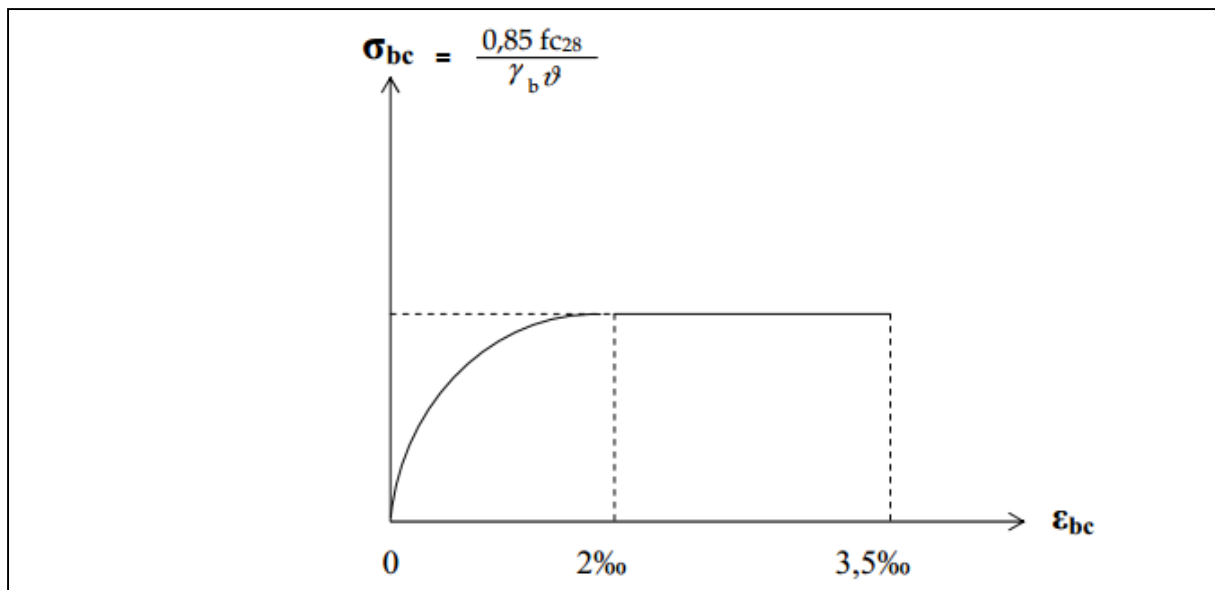


Figure I.1 diagramme contraintes-déformations (ELU).

▪ **b) États limites de service (ELS)**

Correspond aux limites à partir desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites. Il s'agit essentiellement de :

- l'ouverture des fissures.
- La déformation des éléments porteurs.
- La compression dans le béton.

Les hypothèses de calcul correspondantes sont les suivantes :

5

- les sections droites et planes avant déformation restent ainsi après déformation.
- Absence de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- le béton tendu est négligé.
- le béton et l'acier sont considérés linéaires et élastiques, le retrait et le fluage du béton ne sont pas considérés.
- le module d'élasticité longitudinal de l'acier est plus grand que celui du béton, l'équivalence est tel que : $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$
- un ensemble d'armatures est supposé concentré en un centre de gravité de l'ensemble.

⁵ Art A4.5.1, Règles BAEL 91 révisées 99

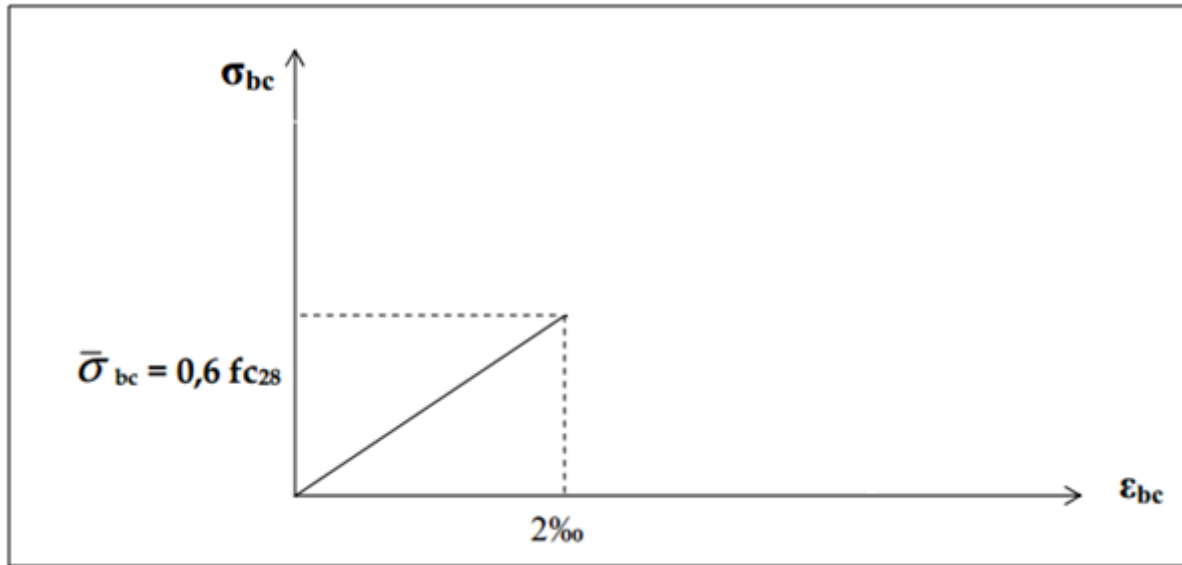


Figure I.2 Diagramme contraintes-déformations (ELS).

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux

A) Le béton

Composé par mélange de ciment, granulats (sable et gravier), eau et adjuvant, il se caractérise par sa résistance mécanique à la compression et sa compatibilité avec l'acier ainsi que par sa bonne durabilité. Le béton à mettre en œuvre doit présenter une conformité aux normes BAEL 91 révisées 99 et RPA 99 modifié 2003.

La résistance caractéristique souhaitée en compression est : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$** 6

Les autres caractéristiques sont données comme suit :

■ Résistance caractéristique à la traction : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ 7

■ Module de déformation longitudinale :

▶ Instantané : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$ 8

▶ Différé : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow E_{v28} = 10818,865 \text{ MPa}$ 9

■ Module de déformation transversale : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ 10

6 Voir commentaire Art A2.1, 13 Règles BAEL 91 révisées 99.

7 Art A2.1.12, Règles BAEL 91 révisées 99.

8 Art A2.1.21, Règles BAEL 91 modifiés 99.

9 Tenant compte de retrait et de fluage. Art A2.1.22, Règles BAEL 91 révisées 99.

- Coefficient de Poisson : $\nu = 0$ en considérant le béton non fissuré (à l'ELU) ¹¹
 $\nu = 0,2$ en considérant le béton fissuré (à l'ELS)

Les dosages en conditions normales sont :

- **Le ciment :** à raison de la disponibilité sur le marché, Ciment CPA: 400 Kg/m³
- **Graviers :** Grains rocheux concassés, entre 5 et 25 mm de diamètre : 800 Kg/m³
- **Sables :** provenant de la désagrégation des roches, diamètre <5 mm : 400 Kg/m³
- **Eau :** Eau de gâchage, toute eau considérée comme étant propre : 175 Kg/m³

a. L'acier

Il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

- Module d'élasticité longitudinale : $E_s = 210000 \text{ MPa}$
- Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Contrainte limite : (voir les deux cas suivants)

Cas 1 : à l'ELU

$$\bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec : γ_s étant un coefficient de sécurité tel que :

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

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

10 Cours élasticité M1 Structure 2017 ; cours Plasticité et endommagement M2 Structure 2018 ; UMMTO.
 11 Art A2.1.3, Règles BAEL 91 révisées 99.

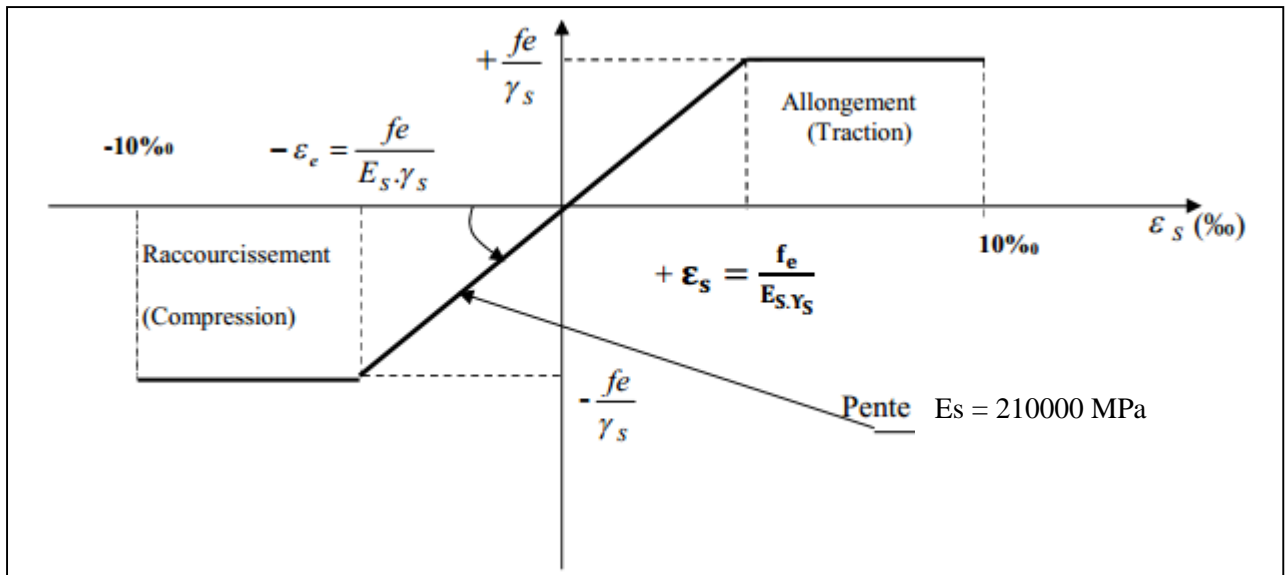


Figure I.3 Diagramme contraintes - déformations de l'acier, cas 1 : à l'ELU.

Cas 2 : à l'ELS

Une limitation des contraintes dans les armatures tendues est prévue par les Règles BAEL 91 révisées 99, dans l'objectif de limiter l'ouverture des fissures. Selon le type de ces dernières, au moins un des trois (03) cas suivants peut se présenter :

- Fissuration peu nuisible :

Dite aussi « peu préjudiciable », concerne les éléments couverts, non soumis à aucune condensation. Il n'ya pas de vérification à effectuer, néanmoins certaines dispositions pratiques doivent être prises en compte. 12

- Fissuration préjudiciable :

Concerne les éléments exposés aux condensations et aux intempéries. La contrainte de traction des armatures doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \quad 13$$

Avec η : coefficient de fissuration (voir le tableau suivant)

- Fissuration très préjudiciable :

Concerne les éléments exposés au milieu agressif ou qui doivent assurer une certaine étanchéité. Dans ce cas, la condition suivante concernant la contrainte de traction des armatures doit être vérifiée :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \left[\max(0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \quad 14$$

¹² Voir Art A4.5.32, Règles BAEL 91 révisées 99.

¹³ Art A4.5.33, Règles BAEL 91 révisées 99.

D'autres points peuvent être pris en considération tel que le diamètre minimal des armatures (dans ce cas 8 mm). Pour ce, voir Art A4.5.34, Règles BAEL 91 révisées 99.

Tableau I.1 Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés

Nomination	Type	Limite d'élasticité	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Rond Lisse (RL) FeE235	Aciers en barres	fe= 235 MPa	1	1
Haute Adhérence (HA) FeE400	Aciers en barres	fe= 400 MPa	1,6	1,5
Treillis Soudés (TS) TL520 ($\Phi < 6\text{mm}$)	Aciers en treillis	fe= 520 MPa	1,3	1

I.6 Protection des armatures

Les règles BAEL 91 révisées 99 définissent un enrobage C à prendre en considération selon le milieu d'exposition :

Tableau I. 2 Protection des armatures (enrobage)

Enrobage	Milieu
$C \geq 1$	Parois couvertes, non exposées aux condensations.
$C \geq 3$	Exposition aux actions agressives, intempéries, condensations ou au contact d'un liquide.
$C \geq 5$	Exposition à la mer, embruns ou brouillards salins et atmosphères agressives.

¹⁴ Art A4.5.34, Règles BAEL 91 révisées 99.

CHAPITRE II

Pré-dimensionnement des éléments

II.1 Introduction

Ce chapitre présente l'évaluation des charges et surcharges ainsi que le dimensionnement préliminaire des différentes sections des éléments de la structure (poutres, poteaux et voiles).

II.2 Pré dimensionnement des planchers en corps creux

Le plancher est une structure horizontale constituée de corps creux s'appuyant sur des poutrelles préfabriqués disposées suivant la petite portée. Cet ensemble est complété par une dalle de compression armé avec des treillis soudés.

Ses fonctions essentielles sont :

- la séparation entre les niveaux successifs de la bâtisse.
- transmission des différentes charges et efforts aux éléments porteurs ou de contreventement.
- la résistance aux charges et surcharges.
- l'isolation thermique et phonique.

Portée libre maximale : $L_{\max} = 370 - 25 = 345 \text{ cm}$ 1

Hauteur du plancher: $ht \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$ 2

$$ht \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \rightarrow ht \geq \frac{345}{22,5} \rightarrow ht \geq 15,33 \text{ cm}$$

Avec :

- ht : hauteur total du plancher en (cm).
- L_{\max} : portée libre (entre nus d'appuis) dans le sens des poutrelles en (cm).

L'épaisseur adaptée est (16+4), tel que :

- Épaisseur de corps creux = 16 cm
- Épaisseur de la dalle de compression = 4 cm.

¹ La section minimale des poteaux en zone sismique (IIa) est de (25×25) cm², RPA99 modifié 2003- Art VII.7.4.1.

² Condition de la flèche, Art B.6.8, 424. Règles BAEL 91 révisées 99

Soit donc : $ht = 20 \text{ cm}$.

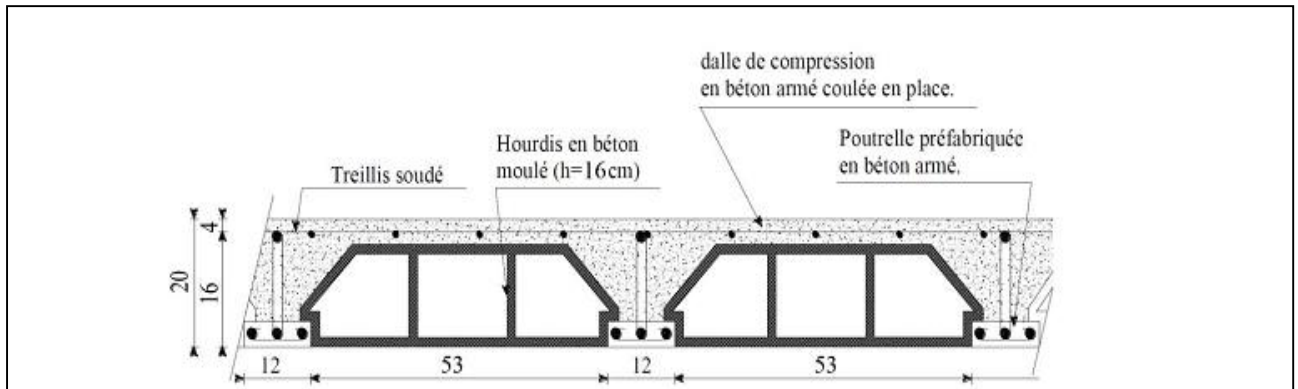


Figure II.1 Plancher en corps creux (16+4)

II.3 Les dalles pleines

Il consiste en une plaque mince de faible épaisseur, donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L_o}{10} \rightarrow e \geq \frac{130}{10} \rightarrow e \geq 13 \text{ cm}$$

Avec :

- L_o : portée libre du balcon. $L_o = 1,30 \text{ m}$
- e : épaisseur de la dalle.

L'épaisseur adaptée est : $e = 15 \text{ cm}$

II.4 Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, qui transmettent les charges aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les dimensions d'une poutre de section rectangulaire simplement appuyée (poutres isostatiques) sont données par les formules empiriques suivantes :

$$\text{Hauteur de la poutre : } \frac{L_{\max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\text{Largeur de la poutre : } 0,4 ht \leq b \leq 0,7 ht$$

Avec :

- ht: hauteur totale de la poutre.
- b : largeur de la poutre.
- Lmax: portée libre maximale entre nus d'appuis.

A) Poutres principales: (sens longitudinal)

$$L_{\max} = 370 - 25 = 345 \text{ cm}$$

$$\frac{345}{15} \leq ht \leq \frac{345}{10} \rightarrow 23 \leq ht \leq 34,5 \text{ cm}$$

La hauteur adaptée : **ht = 35 cm**

$$0,4(35) \leq b \leq 0,7(35) \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

La largeur adaptée : **b = 30 cm**

Vérifications :

3

- | | | |
|---------------------------|-----------------------------------|----------------------|
| ▪ $b \geq 20 \text{ cm}$ | 30 cm $\geq 20 \text{ cm}$ | (condition vérifiée) |
| ▪ $ht \geq 30 \text{ cm}$ | 35 cm $\geq 30 \text{ cm}$ | (condition vérifiée) |
| ▪ $ht / b \leq 4$ | $35 / 30 = \mathbf{1,16} \leq 4$ | (condition vérifiée) |

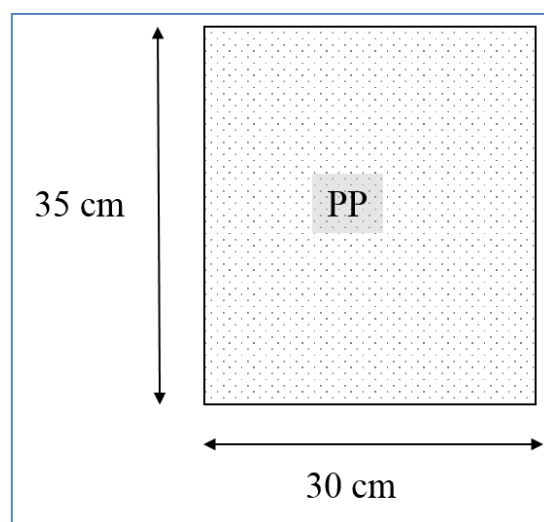


Figure II.2 Section des poutres principales (sens transversal).

³ RPA99 modifié 2003- Art VII.7.5.1.

B) Poutres secondaires : (sens transversal)

$$L_{\max} = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$$

$$\frac{325}{15} \leq ht \leq \frac{325}{10} \rightarrow 21,66 \leq ht \leq 32,5 \text{ cm}$$

La hauteur adaptée : **ht = 35 cm**

$$0,4(35) \leq b \leq 0,7(35) \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

La largeur adaptée : **b = 30 cm**

Vérifications :

4

- $b \geq 20 \text{ cm}$ **30 cm** $\geq 20 \text{ cm}$ (condition vérifiée)
- $ht \geq 30 \text{ cm}$ **35 cm** $\geq 30 \text{ cm}$ (condition vérifiée)
- $ht/b \leq 4$ $35/30 = \mathbf{1,16} \leq 4$ (condition vérifiée)

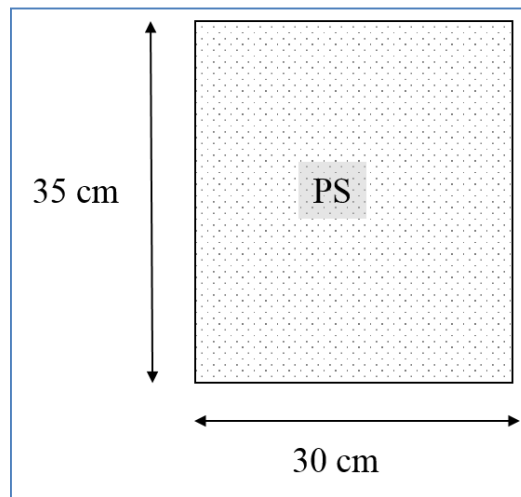


Figure II.3 Section des poutres secondaires (sens longitudinal).

II 5 Détermination des charges et surcharges

Les charges et surcharges permettant d’effectuer le prédimensionnement des éléments sont déterminées par le document technique réglementaire DTR B.C. 2.2 _ charges permanentes et charges d’exploitation.

A) Les charges permanentes

Tableau II.1 Caractéristiques du plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	G (KN/m2)
1	Couche de gravier	0.05	20	1
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.8
7	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
G total =				5.61 KN/m2

Tableau II.2 Charges permanentes des planchers des étages courants

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Données du DTR B.C. 2.2		Charges (KN/m ²)
			Valeurs	Référence	
01	Enduit en plâtre	0,02	(/cm) 0,10 KN/m ²	VI.C.2.1	0,20
02	Plancher à corps creux	0,20	2,75 – 2,85 KN/m ²	VI.C.3, B	2,80
03	Couche de sable	0,03	17– 19 KN/m ²	VI.A	0,54
04	Chape en mortier de pose	0,20	(/cm) 0,20 KN/m ²	VI.C.4, A	0,40
05	Revêtement en carrelage	0,02	(/cm) 0,20 KN/m ²	VI.C.4, D	0,40
06	Cloison de séparation interne	0,10	0,90 KN/m ²	VI.C.1.1, B	0,90
G total :					5,24

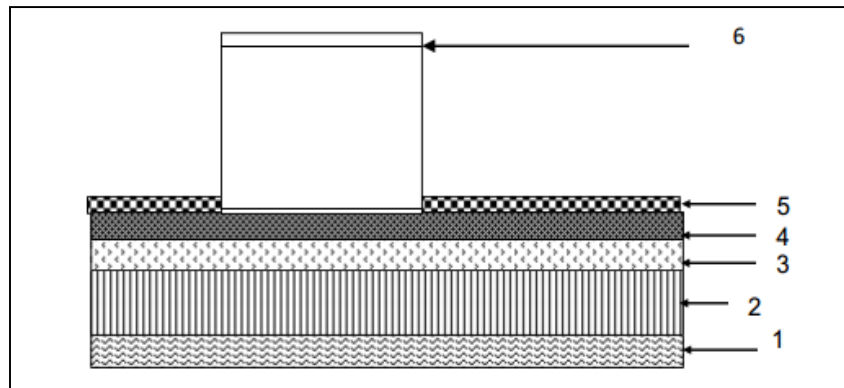


Figure II.4 Coupe verticale de plancher étage courant.

Tableau II. 3 Charges permanentes des balcons

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Données du DTR B.C. 2.2		Charges (KN/m ²)
			Valeurs	Référence	
01	Enduit en ciment	0,03	(/cm) 0,18 KN/m ²	VI.C.2.2	0,54
02	Dalle pleine	0,15	(/cm) 0,25 KN/m ²	VI.C.3, A	3,75
03	Couche de sable	0,03	17– 19 KN/m ²	VI.A	0,54
04	Chape en mortier de pose	0,02	(/cm) 0,20 KN/m ²	VI.C.4, A	0,40
05	Revêtement en carrelage	0,02	(/cm) 0,20 KN/m ²	VI.C.4, D	0,40
06	Cloison de séparation interne	0,10	0,90 KN/m ²	VI.C.1.1, B	0,90
G total :					6,53

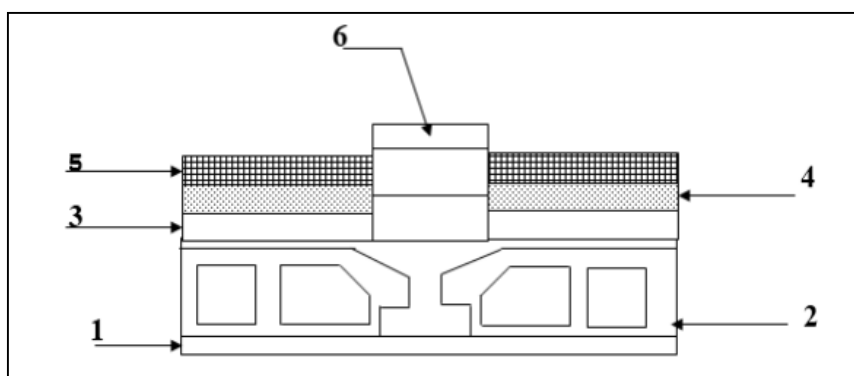


Figure II.5 Coupe verticale de balcon.

Tableau II.4 Charges permanentes des cloisons extérieures

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Données du DTR B.C. 2.2		Charges (KN/m ²)
			Valeurs	Référence	
01	Enduit en ciment	0,02	(/cm) 0,18 KN/m ²	VI.C.2.2	0,36
02	Brique creuse	0,10	0,90 KN/m ²	VI.C.1.1, B	0,90
03	Lame d'air	0,05	/	/	0,00
04	Brique creuse	0,10	0,90 KN/m ²	VI.C.1.1, B	0,90
05	Enduit en plâtre	0,02	(/cm) 0,10 KN/m ²	VI.C.2.1	0,20
G total :					2,36

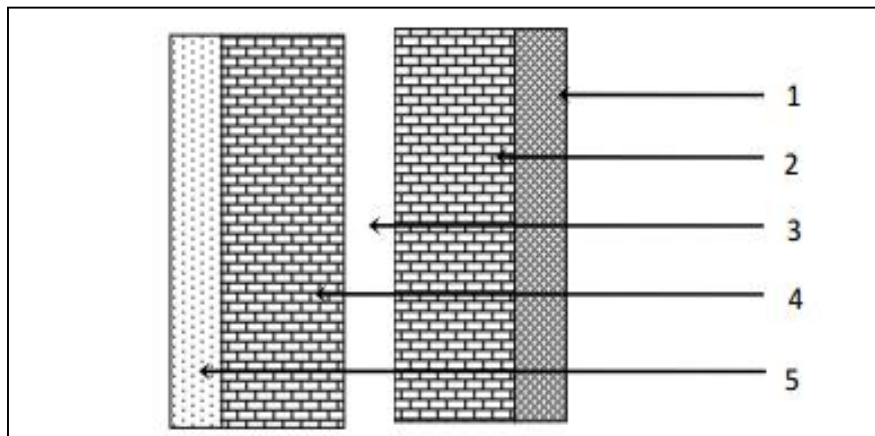


Figure II.6 Coupe verticale d'une cloison extérieure.

Tableau II.5 Charges permanentes des cloisons intérieures

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Données du DTR B.C. 2.2		Charges (KN/m ²)
			Valeurs	Référence	
01	Enduit en plâtre	0,02	(/cm) 0,18 KN/m ²	VI.C.2.2	0,20
02	Brique creuse	0,10	0,90 KN/m ²	VI.C.1.1, B	0,90
03	Enduit en plâtre	0,02	(/cm) 0,10 KN/m ²	VI.C.2.1	0,20
G total :					1,30

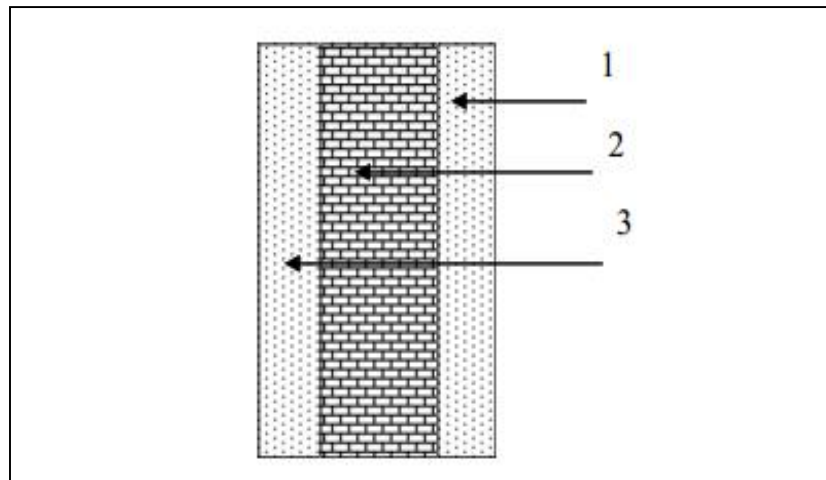


Figure II.7 Coupe verticale d'une cloison intérieure

A) Les surcharges d'exploitation

Elles sont données par le DTR B.C. 2.2 comme suit :

- | | |
|---|-----------------------------|
| ▪ Terrasse inaccessible : | $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$. |
| ▪ Plancher terrasse accessible | $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$. |
| ▪ Plancher étage courant à usage d'habitation : | $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$. |
| ▪ Plancher étage à usage commercial | $Q = 4,00 \text{ KN/m}^2$. |
| ▪ Escalier : | $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$. |
| ▪ Balcon : | $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$. |
| ▪ Acrotère : | $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$. |

II 6 Prédimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations les efforts provenant de la superstructure.

Les poteaux sont pré-dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal : $N_s = G + Q$

Cette section transversale est donnée par la relation suivante : $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$ avec :

N_s : Effort de compression $N_s = G + Q$

S : section transversale du poteau.

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Pour cela, il sera considéré le poteau le plus sollicité, en déterminant les charges et surcharges qui lui reviennent.

A) Surface d'influence :

Le poteau le plus sollicité correspond au croisement des portiques **C 4**.

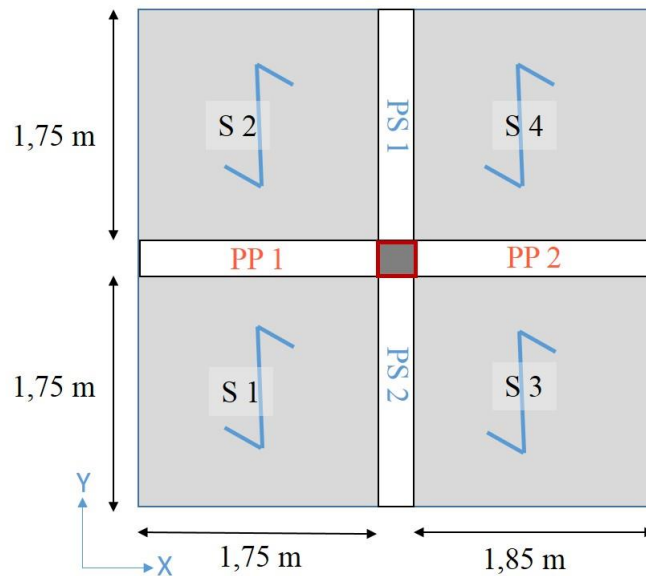


Figure II. 8 Surface d'influence du poteau le plus sollicité.

La surface d'influence: $S_G = S1 + S2 + S3 + S4$

$$S1 = 1,75 \times 1,75 = 3,0625 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1,75 \times 1,75 = 3,0625 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1,75 \times 1,85 = 3,2375 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1,75 \times 1,85 = 3,2375 \text{ m}^2$$

La surface d'influence du poteau le plus sollicité est : $S_G = 12,60 \text{ m}^2$

B) Poids propres

Terrasse: $G_{\text{total}} \times S_G = 5,61 \times 12,60 = \mathbf{70,686 \text{ KN}}$

Plancher étages courants : $G_{\text{total}} \times S_G = 5,24 \times 12,60 = \mathbf{66,024 \text{ KN}}$

Poutres principales : $G_{pp} = G_{pp1} + G_{pp2} = \mathbf{09,45 \text{ KN}}$

Poutres secondaires : $G_{ps} = G_{ps1} + G_{ps2} = \mathbf{09,188 \text{ KN}}$

Poids propre total des poutres : $G_p = \mathbf{18,638 \text{ KN}}$

Poids propre du poteau : $G = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = \mathbf{4,78 \text{ KN}}$ ⁵

Poteau du dernier niveau : $G = 0,25 \times 0,25 \times 4,20 \times 25 = \mathbf{6,56 \text{ KN}}$

Poteau du RDC : $G = 0,25 \times 0,2 \times 4,08 \times 25 = \mathbf{6,38 \text{ KN}}$

Avec :

$G_{pp1} = 0,30 \times 0,35 \times 1,75 \times 25 = 4,594 \text{ KN}$

$G_{pp2} = 0,30 \times 0,35 \times 1,85 \times 25 = 4,856 \text{ KN}$

$G_{ps1} = 0,30 \times 0,35 \times 1,75 \times 25 = 4,594 \text{ KN}$

$G_{ps2} = 0,30 \times 0,35 \times 1,75 \times 25 = 4,594 \text{ KN}$

C) Surcharges d'exploitation

Plancher terrasse : $Q = 1 \times 12,60 = 12,60 \text{ KN.}$

Planchers étages courants (habitation): $Q = 1,5 \times 12,60 = 18,90 \text{ KN.}$

Planchers étages courants (RDC commerces): $Q = 4,0 \times 12,60 = 50,40 \text{ KN.}$

Planchers étages courants (E1 Bureaux): $Q = 2,5 \times 12,60 = 31,50 \text{ KN.}$

⁵ En utilisant la section minimale préconisée du RPA pour la zone (II. a), à savoir (25x25) cm².

D) Descente des charges

Selon le DTR B.C. 2.2 ; la descente des charges se fait suivant une dégression qui tient compte de la non-simultanéité des chargements sur les planchers. ⁶

Cette régression s'applique en fonction du nombre de niveaux de la structure, aussi en fonction des valeurs des surcharges d'exploitation et de la nature d'usage de chaque étage. ⁷

Pour notre cas le schéma suivant représente les points d'appuis des charges d'exploitation :

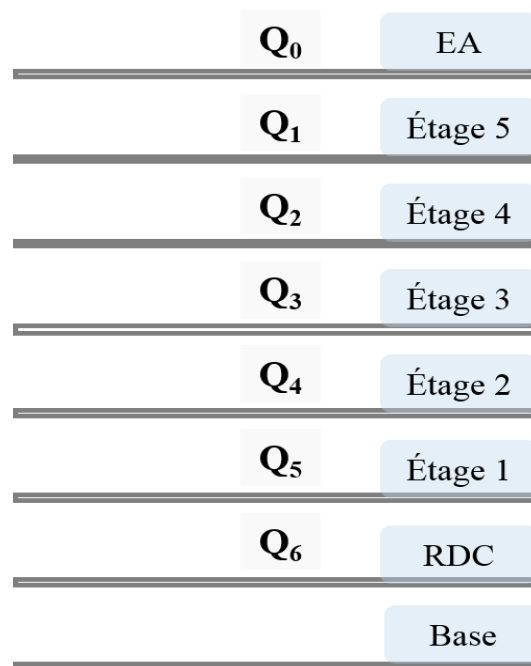


Figure II.9 Descente des charges.

Tableau II. 6 Tableau des coefficients de régression des charges

Désignation	Q0	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
Niveau (m)	22,44	19,38	16,32	13,26	10,2	7,14	4,08
Coefficient	1	0.95	0.90	0.85	0.8	0.75	0.72

⁶ DTR B.C. 2.2 ; article IV.6

⁷ DTR B.C. 2.2 ; article IV.6.3

$$EA = Q_0$$

$$\text{Étage 5} = Q_0 + Q_1$$

$$\text{Étage 4} = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\text{Étage 3} = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\text{Étage 2} = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\text{Étage 1} = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$\text{Étage RDC} = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

Application numérique :

$$EA = \quad \quad \quad \mathbf{12,60 \text{ KN}}$$

$$\text{Étage 5} = 12,60 + 18,90 = \quad \quad \quad \mathbf{31,50 \text{ KN}}$$

$$\text{Étage 4} = 12,60 + 0,95 \times 2 \times 18,90 = \quad \quad \quad \mathbf{48,51 \text{ KN}}$$

$$\text{Étage 3} = 12,60 + 0,90 \times 3 \times 18,90 = \quad \quad \quad \mathbf{63,63 \text{ KN}}$$

$$\text{Étage 2} = 12,60 + 0,85 \times 4 \times 18,90 = \quad \quad \quad \mathbf{76,86 \text{ KN}}$$

$$\text{Étage 1} = 12,60 + 0,80 \times 5 \times 18,90 = \quad \quad \quad \mathbf{88,20 \text{ KN}}$$

$$\text{RDC} = 12,60 + 0,75 \times (6 \times 18,90) = \quad \quad \quad \mathbf{97,65 \text{ KN}}$$

Tableau II.7 Calculs relatifs à chaque niveau et détermination de la section des poteaux

Niveau	Poids des planchers (KN)	Poids des poteaux (KN)	Poids des poutres (KN)	G tot	G cumul	Q cumul	Ns = Gc + Qc	S min (cm ²)	A min (cm)	S adoptée (cm ²)
EA	70,69	0,00	18,64	89,33	89,33	12,60	101,60	67,73	8,23	35 × 35
Étage 5	66,02	6,56	18,64	91,22	180,55	31,50	212,05	141,37	11,89	35 × 35
Étage 4	66,02	4,78	18,64	89,44	269,99	48,51	318,50	212,33	14,57	40 × 40
Étage 3	66,02	4,78	18,64	89,44	359,43	63,63	423,06	282,04	16,79	40 × 40
Étage 2	66,02	4,78	18,64	89,44	448,87	76,86	525,73	350,49	18,72	45 × 45
Étage 1	66,02	4,78	18,64	89,44	538,31	88,20	626,51	417,67	20,44	45 × 45
RDC	66,02	4,78	18,64	89,44	627,75	97,65	725,40	483,60	21,99	45 × 45

Les sections adoptées pour les poteaux sont comme suit :

- Étage RDC : 45 × 45 cm²
- Étage 1 : 45 × 45 cm²
- Étage 2 : 45 × 45 cm²
- Étage 3 : 40 × 40 cm²
- Étage 4 : 40 × 40 cm²
- Étage 5 : 35 × 35 cm²
- Étage 6 : 35 × 35 cm²

Ces sections ne présentent qu'un pré dimensionnement et peuvent être modifiées si les sections de ferrailage sont importantes ou si la période n'est pas vérifiée.

II 7 Vérification des sections des poteaux

8

Min (b1, h1) ≥ 25 cm (zone II. a) Condition vérifiée.

Min (b1, h1) ≥ he/20 = 306 /20 = 15,3 Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4$ =1 Condition vérifiée.

Les recommandations du RPA ci-dessus sont vérifiées pour toutes les sections choisies pour les poteaux.

II 8 Vérification au flambement

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

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \quad 9$$

$$\text{Avec : } L_f = L_o \times 0,707 \quad 10$$

$$i : \text{ rayon de giration ; } \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$I : \text{ moment d'inertie du poteau ; } \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$B : \text{ section transversale du poteau ; } \quad B = b \times h$$

⁸ RPA99 modifié 2003- Art VII.7.4.

⁹ Art B.8.4 .1, COMMENTAIRE, Règles BAEL 91 révisées 99.

¹⁰ Art B.8.3.2, Règles BAEL 91 révisées 99.

Tableau II.8 Vérification au flambement

Section des poteaux (cm ²)	$I = \frac{b \times h^3}{12}$ × 10 ⁻² (m ⁴)	$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ × 10 ⁻² (m)	Lo (m)	Lf (m)	$\lambda = \frac{Lf}{i}$	Vérification
(45 × 45)	0,34	1,30	4,08	2,88	22,21 ≤ 50	Condition vérifiée
(45 × 45)	0,34	1,30	3,06	2,16	16,65 ≤ 50	Condition vérifiée
(40 × 40)	0,21	1,15	3,06	2,16	18,74 ≤ 50	Condition vérifiée
(35 × 35)	0,13	1,01	3,06	2,16	21,41 ≤ 50	Condition vérifiée

II 9 Prédimensionnement des voiles

A) Épaisseur

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

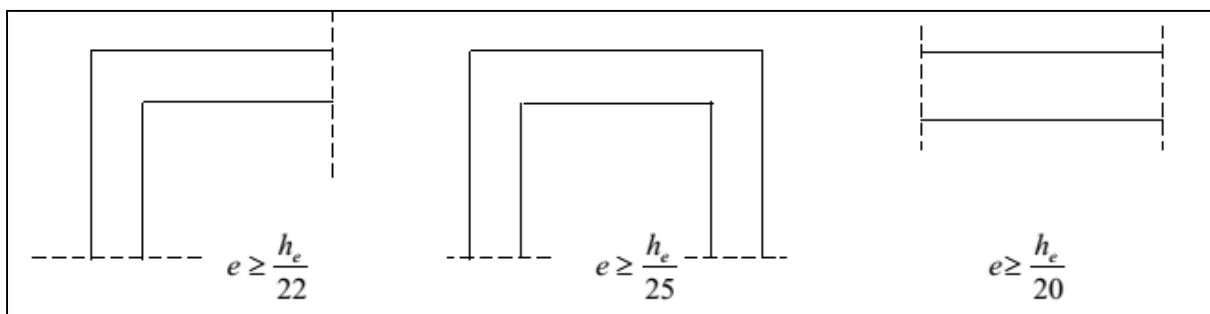


Figure II.10 Épaisseur des voiles.

$$h_e = h - e_p$$

Avec : h étant la hauteur de l'étage et e_p l'épaisseur du plancher.

Tableau II.9 Prédimensionnement des voiles

h (m)	ep (m)	he (m)	$e = \frac{he}{20}$ (m)	Épaisseur adaptée (cm)
4,08	0,20	3,88	0,19	20
3,06	0,20	2,86	0,14	20

L'épaisseur adaptée est : $e = 20$ cm.

B) La longueur

La condition suivante doit être vérifiée : $L \geq 4e$

D'où la longueur minimale : $L_{\min} = 4 \times 20 = 80$ cm

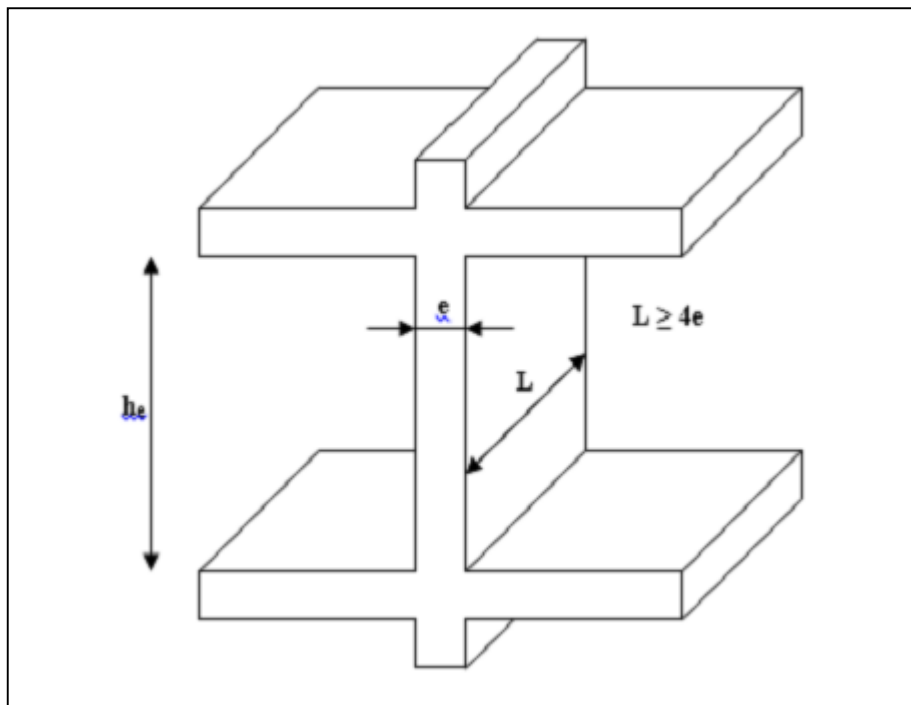


Figure II.11 Coupe d'un voile en élévation.

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaire

Introduction

Dans le présent chapitre nous calculerons les éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et les balcons.

Le calcul de ces éléments s'effectuera suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique algérien **RPA99**, version 2003.

III.1 Calcul de l'acrotère

III.1.1 Définition

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, il sera calculé comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre de largeur soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « G » et à une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « M_r ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

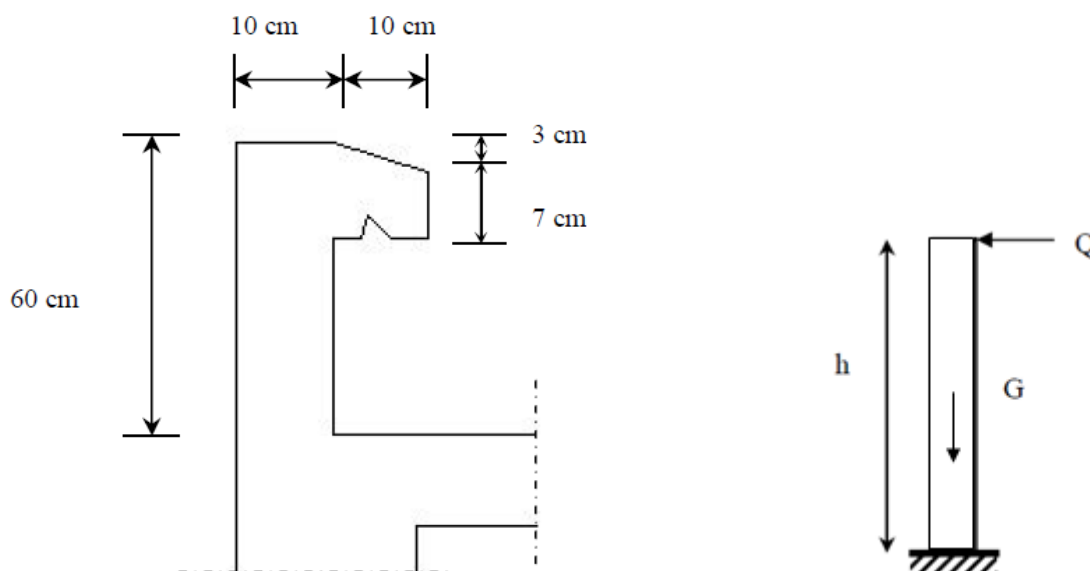


Figure III. 1 Coupe transversale de l'acrotère Figure III. 2 Schéma statique de l'acrotère

III.1.2 Calcul des sollicitations

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

a) Inventaire des charges

➤ **Poids propre « G »**

$$G = \rho \times S \times 1ml \rightarrow G = 25 \times S$$

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)**

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

b) Les efforts internes

b.1) Effort normal dû au poids propre « G »

$$N_G = G \times 1ml = 1,7125 \text{ KN.}$$

b.2) Moment de flexion (renversement) dû à la main courante « Q »

$$M_Q = Q \times H \times 1ml = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.m}$$

b.3) Effort tranchant dû à la main courante « Q »

$$T_Q = Q \times 1ml = 1 \text{ KNm}$$

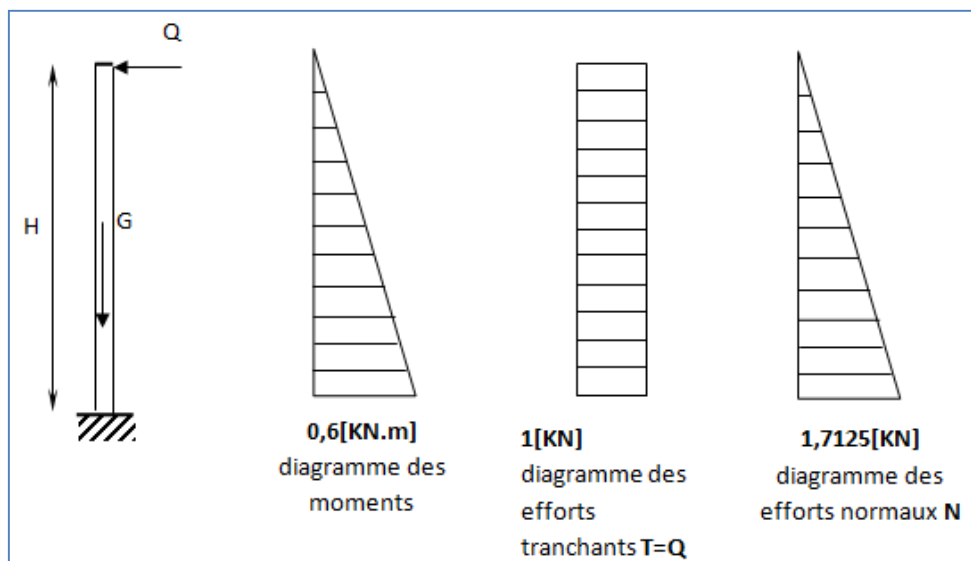


Figure III. 3 Diagramme des efforts internes

III.1.3 Combinaison des efforts (art A.3.2.2 BAEL)

III.1.3.1 à l'état limite ultime (ELU)➤ **Effort normal**

$$N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q \rightarrow N_U = 1,35 \times 1,7125$$

$$N_u = 2,312 \text{ [KN]}.$$

➤ **Moment de renversement**

$$M_U = 1,35M_G + 1,5M_Q \rightarrow M_U = 1,5 \times 0,6$$

$$M_U = 0,9 \text{ [KN.m]}$$

➤ **Effort tranchant**

$$T_U = 1,5 \times T_Q \rightarrow T_U = 1,5 \times 1$$

$$T_U = 1,5 \text{ [KN]}$$

III.1.3.2 à l'état limite de service (ELS)➤ **Effort normal**

$$N_S = N_G + N_Q \rightarrow N_S = 1,7125 + 0$$

$$N_S = 1,7125 \text{ [KN]}$$

➤ **Moment de renversement**

$$M_S = M_G + M_Q \rightarrow M_S = 0 + 0,6$$

$$M_S = 0,6 \text{ [KN.m]}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T_S = T_Q \rightarrow T_S = 1 \text{ [KN]}$$

III.1.4 Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur $H = 10 \text{ cm}$ et de largeur $B = 100 \text{ cm}$, soumise à un effort normal N et à un moment de renversement M .

La fissuration est considérée comme préjudiciable puisque ces éléments sont exposés aux intempéries (variation de température, eau, neige....etc.).

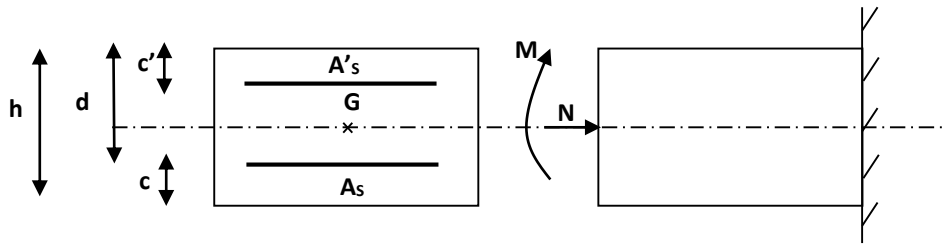


Figure III.4 Schéma de calcul de l'acrotère

h : épaisseur de la section = **10 cm** .

b : largeur de la section = **100 cm** .

c' : enrobage (c'est la distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton)
c' = **2 cm** .

d : hauteur utile = **h - c = 8 cm** .

III.1.4.1 calcul a l'ELU :

- Position de l'axe neutre :

- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Avec :

M_u : moment dû à la compression.

N_u : effort de compression.

e_u : excentricité

Donc :

$$e_u = \frac{0,9}{2,312} = \mathbf{0,389[m]} \rightarrow \mathbf{e_u = 38,9[cm]}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = \mathbf{[3cm]} \rightarrow \mathbf{e_u > \frac{h}{2} c}$$

Donc le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

$\frac{h}{2} - c$: la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendus, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

Donc : la section sera calculée en **flexion simple** sous l'effet d'un moment fictif « **Mf** » puis on déduira la section d'armatures réelles « **AS** » en **flexion composée**.

- **Calcul de la section en flexion simple :**

- **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité des armatures.

$$\text{Avec : } g = e_u + \frac{h}{2} - c'$$

$$M_f = 2,312 \left[0,389 + \left(\frac{0,1}{2} - 0,02 \right) \right] = 0,969 [\text{KN.m}]$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,969 \times 10^3 \times 10^2}{100 \times 8^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,01066$$

Avec :

$$f_{bu} = \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{bu}}{\gamma_b}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} \rightarrow f_{bu} = \sigma_{bc} = 14,2 [\text{MPa}]$$

$$\mu_b = 0,01066 < \mu = 0,392 \rightarrow \text{la section est simplement armée (SSA)}$$

à partir des abaques on tire la valeur de $\rightarrow \beta = 0,995$

- **Armature fictives :**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 [\text{MPa}] \text{ avec : } \beta = 0,995$$

$$A_{stf} = \frac{0,969 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,350 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de la section en flexion composée**

- **Armatures réelles**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,350 - \frac{2,312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,284 [\text{cm}^2]$$

$$A_{st} = 0,284 \text{ [cm}^2\text{]}$$

III.1.4.2 vérifications a L'ELU :

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

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

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}(e_s - 0,455 \times d)}{f_e(e_s - 0,185 \times d)}$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7125} = 0,350 \text{ [m]} \rightarrow e_s = 35 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} \rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times (25)$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ [MPa]} .$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1(35 - 0,455 \times 8)}{400(35 - 0,185 \times 8)} = 0,90 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures principales :

$$A_{st} = 0,284 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{min} = 0,90 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{min} = 0,90 \text{ [cm}^2\text{]} \geq A_{st} = 0,284 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow A = \max(A_{st}; A_{min})$$

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée, on adoptera alors la section minimale.

$$A_s = A_{min} = 0,90 \text{ cm}^2$$

La section d'acier est :

$$A_{adoptée} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : 3HA8 = 1,50 cm² avec un espacement :

$$S_t = \frac{60}{3} = 20[\text{cm}]$$

➤ vérification de l'espacement des barres :

Armatures principales :

$$S_t = 25 [\text{cm}] < \min\{3h; 33[\text{cm}]\} = 30[\text{cm}] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartitions :

$$S_t = 20 [\text{cm}] < \min\{4h; 45[\text{cm}]\} = 40[\text{cm}] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification au cisaillement : [Art A.5.1 ; 1.BAEL91]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

$$V_u = 1,5 \times QV_u = 1,5 \times 1$$

$$V_u = 1,5[\text{KN}]$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,019 [\text{MPa}]$$

V_u : la valeur de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU ;

b : largeur de la barre considérée = 100 cm ;

d : hauteur utile de la section, $d = h - c$.

Comme la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, il est nécessaire de vérifier la

condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}, 4[\text{MPa}]\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}, 4[\text{MPa}]\right) = \min(2,5; 4) = 2,5[\text{MPa}]$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Vérification de l'adhérence des barres : [Art A 6.1, 3..BAEL]

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec :

$$\Psi_s: \text{Coefficient de scellement droit} = \begin{cases} 1,5 \text{ HA} \\ 1 \text{ rond lisse} \end{cases}$$

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

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum U_i : \text{Somme des périmètres ultimes des barres.} \\ \sum U_i = \pi \times n \times \varnothing = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec :

n : Nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 10,048} = \mathbf{0,207 \text{ [MPa]}}$$

$$\tau_{se} = 0,207 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

c) ancrage des barres : [Art A.6.1, 23...BAEL 91]

La longueur de scellement l_s est donnée par : $l_s = 40\varnothing = 40 \times 0,8 = \mathbf{32 \text{ cm}}$.

Les barres étant comprimées, un scellement d'une longueur de $\mathbf{0,6L_s = 20 \text{ cm}}$ et un crochet normal suffiraient largement pour garantir son ancrage.

III.1.4.3 Calcul à L'ELS :

Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites est les aciers.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} ; \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

➤ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \rho_1 = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0,921 \\ K_1 = 48,29 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,921 \times 8 \times 2,01} = 40,51 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{48,29} \times 40,51 = 0,839 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée,}$$

Cela veut dire qu'il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

➤ **Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier : [Art. A.4.5.23]**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

Avec :

$\eta = 1,6$: Coefficient de fissuration (barres à haut adhérence)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} \quad \rightarrow \quad \overline{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67; 201,63 \}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = 40,51 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **vérification de l'acrotère au séisme**

L'action des forces horizontales «Fp» doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante «Q».

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale suivant la formule :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le Tableau III. (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, zone IIa et groupe 2 $\rightarrow A = 0,15$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 \rightarrow soit $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère.

$$W_p = 1,7125 \text{ [KN/ml]}$$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125$$

$$F_p = 0,822 \text{ KN/ml} \leq Q = 1 \text{ [KN/ml]} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal

$Q = 1 \text{ KN/ml}$ supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

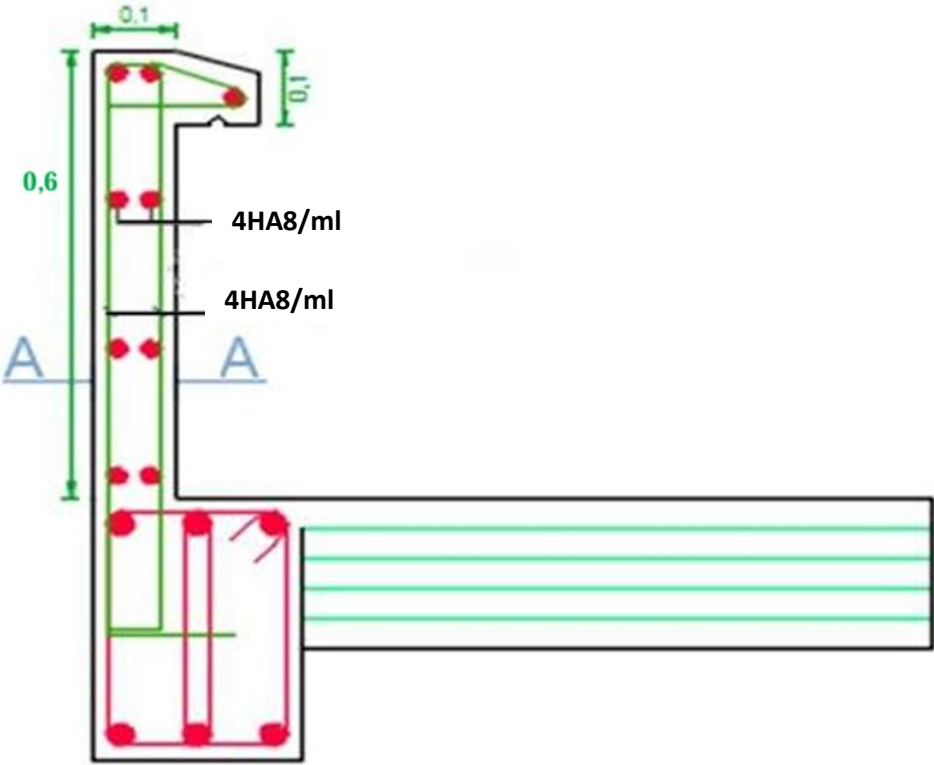
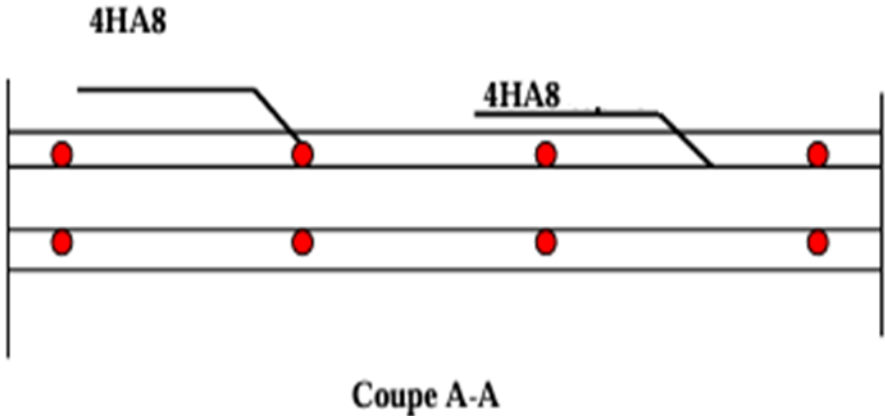


Figure III. 5 Ferrailage de l'acrotère



Introduction

Les planchers sont des éléments plans horizontaux supposés infiniment rigides dans leur plan. Dans notre cas, on a deux types de planchers :

- Plancher à corps creux d'épaisseur (16+4) pour les étages courants.
- Plancher à dalle pleine pour l'étage commercial, les porte-à-faux et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur).

III.2 Le Plancher à corps creux (étage courant)

La dalle de compression en béton armé est de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudés de nuance TLE520 et ayant pour but de :

- limitée les risques de fissuration par retrait,
- résistance aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites,
- répartir aux poutrelles voisines les charges localisées notamment celles des cloisons.

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

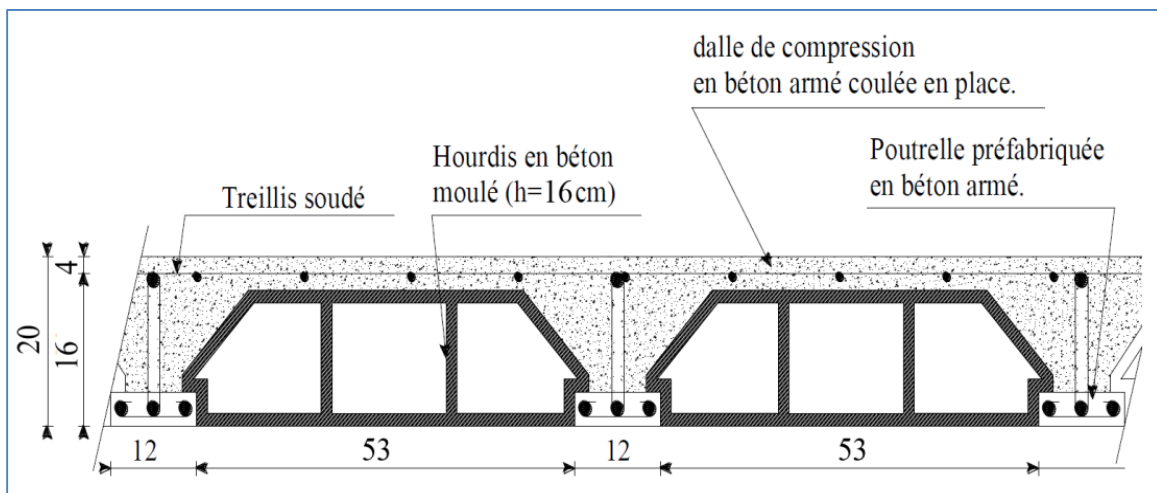


Figure III.6 Schéma descriptif d'un plancher en corps creux

La hauteur d'un plancher doit être déterminée de manière à éviter la flèche défavorable.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{BAEL 91, modifié 99, Art.6.8.423})$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\max} : \text{portée entre nu des plus grande portée dans le sens des poutrelles.} \\ h_t : \text{hauteur totale du plancher.} \end{array} \right.$$

$$L_{\max} = 370 - 30 = 340 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{340}{22,5} = 15,11 \text{ cm}$$

Nous adopterons un plancher de **(16+4) cm**. Donc : **h_t=20 cm**

III.2.1 ferrailage de la dalle de compression

➤ Calcul des armatures

• armatures perpendiculaire aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq \frac{4l'}{f_e} \text{ Lorsque } 50 \text{ cm} \leq l' \leq 80 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \text{ Lorsque } l' \leq 50 \text{ cm}$$

l' : l'entraxe des poutrelles en cm

f_e : limite d'élasticité de l'acier en MPa

A_{\perp} : section d'armatures en cm² par mètre linéaire.

Dans notre cas $50 \text{ cm} \leq l' \leq 80 \text{ cm}$

$$A_{\perp} \geq \frac{4(65)}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

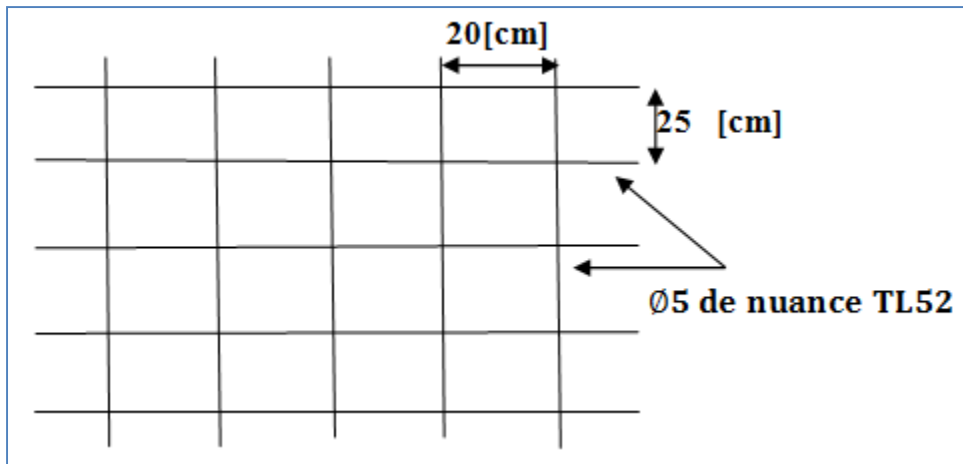
Soit : **$A_{\perp} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$** Avec : **$e=20 \text{ cm}$**

• Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **$A_{//} = 4T5 = 0,78 \text{ cm}^2$** avec : **$e=25 \text{ cm}$**

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520).

Figure III. 7 Treillis soudé de (25×25) cm²

III.2.2 Étude des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti. Leur largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L}{2}, \frac{L_1}{10}, 8h_0 \right)$$

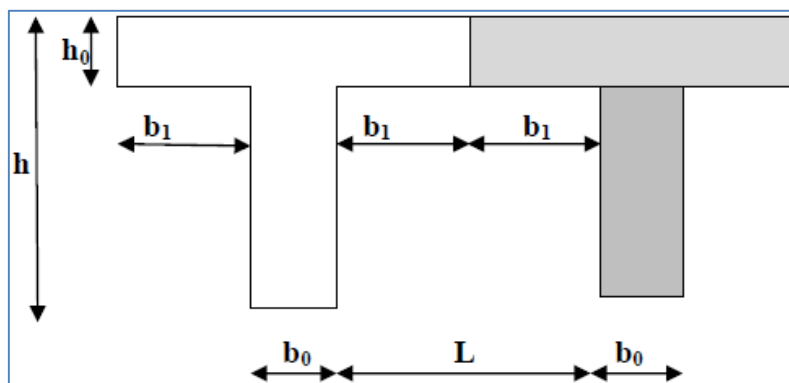


Figure III.8 Construction de la section en T

- La hauteur de la section : $h = 16 + 4 = 20$ cm
- L'épaisseur de la table de compression : $h_0 = 4$ cm
- L'enrobage : $c = 2$ cm
- La hauteur utile : $d = 18$ cm
- b_1 : la largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessous :

- L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.
- L_1 : longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.

$$L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L_1 = 370 \text{ cm}$$

Donc on a :

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}, \frac{370}{10}, 8 \times 4\right) \longrightarrow b_1 \leq \min(26,5 ; 37 ; 32)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 = 26,5 \text{ cm} \\ b = 2 \times b_1 + b_0 \quad b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm} \end{array} \right.$$

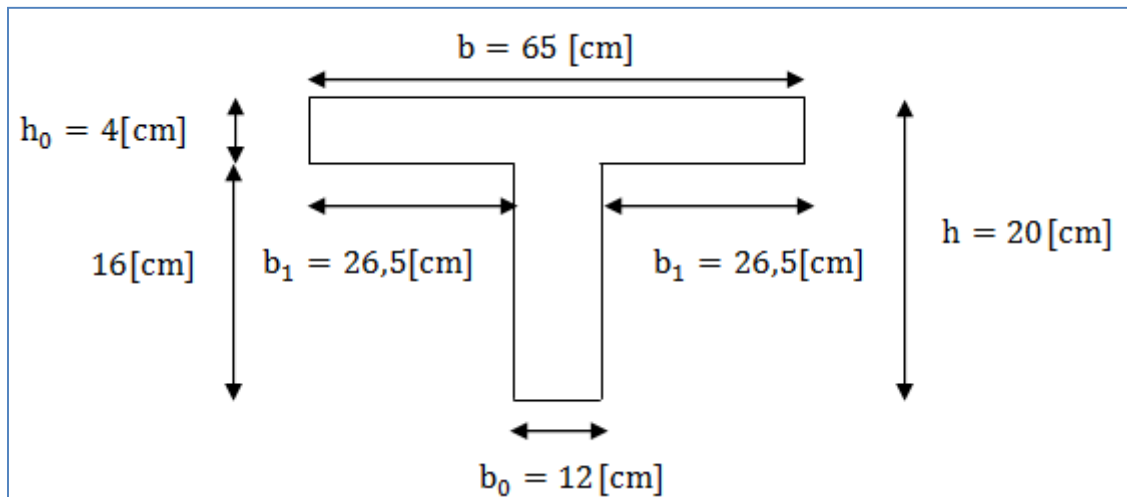


Figure III. 9 Dimensions de la poutrelle

III.2.3 Calcul des poutrelles

Le calcul des poutrelles est fait en deux étapes : avant coulage et après coulage de la dalle de compression.

a) Calcul avant coulage de la dalle de compression :

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant posées sur deux appuis simples. Elles travaillent en flexion simple et soumises aux charges suivantes : le poids propre, le poids du corps creux et le poids propre de l'ouvrier.

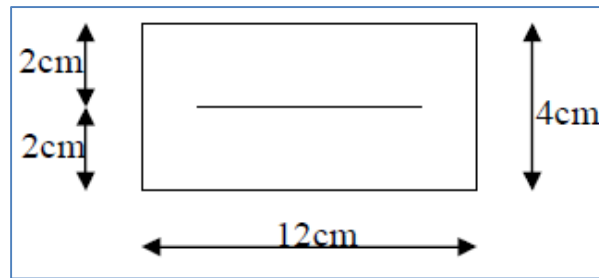


Figure III. 10 Dalle de compression (section rectangulaire)

➤ Chargement de la poutrelle

- Poids de la poutrelle : $G_1 = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du corps creux : $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- Avec : $0,95 \text{ KN/m}^2$ est le poids propre du corps creux.
- Charge permanente $G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 \rightarrow G_{\text{tot}} = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$
- Surcharge de l'ouvrier : $Q=1 \text{ KN/ml}$

III.2.3.1 Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable ($L=3,70\text{m}$).

➤ Combinaison de charges :

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

$$q_u = 1,35 \times (0,74) + 1,5 \times (1) \rightarrow q_u = 2,5 \text{ KN/ml}$$

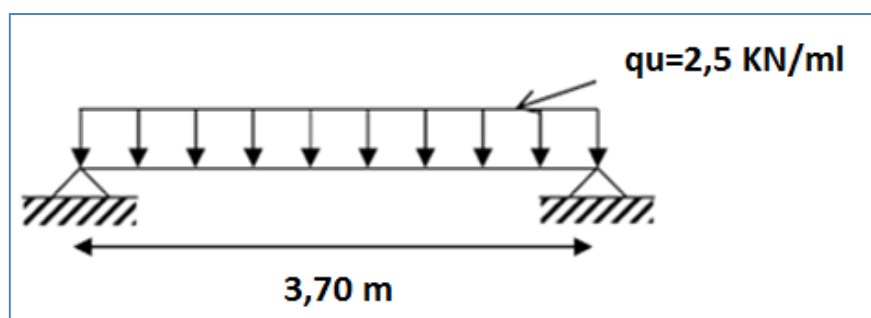


Figure III. 11 Schéma de calcul des poutrelles

➤ Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} \rightarrow M_u = \frac{2,5 \times (3,70)^2}{8} = 4,28 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} \rightarrow T_u = \frac{2,5 \times 3,70}{2} = 4,625 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

On a :

$$\mu_u = \frac{4,28 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 6,28 \quad \mu_u \gg \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{La section est doublement armée (SDA).}$$

Conclusion :

La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui soient pas utiles.

b) Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement à ses deux extrémités. Elle a une section en T et est soumise aux charges uniformes suivantes :

➤ **Dimensionnement de la poutrelle :**

- **h :** hauteur de la poutrelle (**16+4**).
- **h₀ :** hauteur de la dalle de compression (**h₀= 4 cm**).
- **b₀ :** largeur de la nervure (**b₀= 12 cm**).
- **b :** distance entre axes de deux poutrelles (**b=65 cm**).

➤ **Combinaison des charges**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,24 + 1,5 \times 4) \times 0,65$$

$$q_u = 8,498 \text{ KN/ml}$$

III.2.3.2 Choix de la méthode

Les efforts internes peuvent être déterminés à l'aide des méthodes suivantes :

- ✓ Méthode forfaitaire
- ✓ Méthode de Caquot
- ✓ Méthode des trois moments
- **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (Art B.6.2,210/BAEL91modifié 99) :**

1) La valeur de la surcharge doit vérifier la condition suivante : $Q \leq (2G; \text{ou bien } 5\text{KN/m}^2)$.

$$\left\{ \begin{array}{l} 2G = 2 \times 3,41 = 6,82 \text{ KN/ml} \\ Q = 2,6 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

Donc : $Q \leq (2G; \text{ou bien } 5\text{KN/m}^2) \rightarrow$ Condition vérifiée

2) Le moment d'inertie des sections transversales est le même pour les différentes travées considérées. \rightarrow **Condition vérifiée**

3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre (0,8 et 1,25)

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{3,5}{3,5} = 1,00 \leq 1,25$$

$$\frac{3,5}{3,7} = 0,95 \leq 1,25$$

$$\frac{3,7}{3,5} = 1,06 \leq 1,25$$

$$\frac{3,5}{3,5} = 1,00 \geq 1,25$$

4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable \rightarrow **Condition vérifiée.**

Conclusion :

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

Application de la méthode :

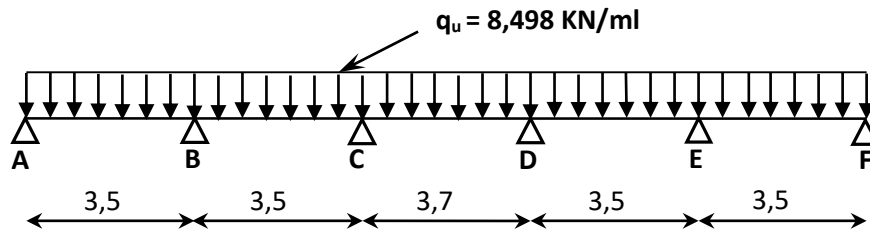


Figure III. 12 Schéma statique

➤ Calcul du rapport des charges α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2,6}{2,6+3,41} = 0,43$$

➤ Calcul des moments statiques :

$$M_{01} = M_{02} = M_{04} = M_{05} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8,498 \times 3,5^2}{8} = 13,013 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8,498 \times 3,7^2}{8} = 14,542 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments fléchissant sur appuis :

$$M_A = M_F = 0,3 M_{01} = 3,901 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_E = 0,5 M_{01} = 6,501 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = 0,4 M_{03} = 5,817 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments fléchissant en travées :

A. Étude des travées AB et EF (de rive) :

$$1) M_{t_{AB}} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 \text{ avec } (1 + 0,3\alpha) = 1,129 > 1,05 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_{t_{AB}} \geq - \left(\frac{3,901 + 6,501}{2} \right) + (1,129 \times 13,013) = 19,893 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{AB}} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 = \left(\frac{1,2 + (0,43 \times 0,30)}{2} \right) \times 13,013 = 8,647 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t_{AB}} = M_{t_{EF}} = 19,893 \text{ KN.m}$

B. Étude de la travée BC et DE :

$$1) M_{t_{BC}} \geq - \left(\frac{6,501+5,817}{2} \right) + (1,129 \times 13,013) = 20,851 \text{ KN.}$$

$$2) M_{t_{BC}} \geq \left(\frac{1+(0,3 \times 0,43)}{2} \right) \times 13,013 = 7,346 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t_{BC}} = M_{t_{DE}} = 20,851 \text{ KN.}$

C. Étude de la travée CD :

$$1) M_{t_{CD}} \geq - \left(\frac{5,817+5,817}{2} \right) + (1,129 \times 14,542) = 22,235 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{CD}} \geq \left(\frac{1+(0,3 \times 0,43)}{2} \right) \times 14,542 = 8,209 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t_{CD}} = 22,235 \text{ KN.m}$

Tableau III. 1 Moments aux appuis et en travées

Travée	ELU
Mt A-B	19,893
Mt B-C	20,851
Mt C-D	22,235
Mt D-E	20,851
Mt E-F	19,893

Appuis	ELU KN.m
MA	3,901
MB	6,501
MC	5,817
MD	5,817
ME	6,501
MF	3,901

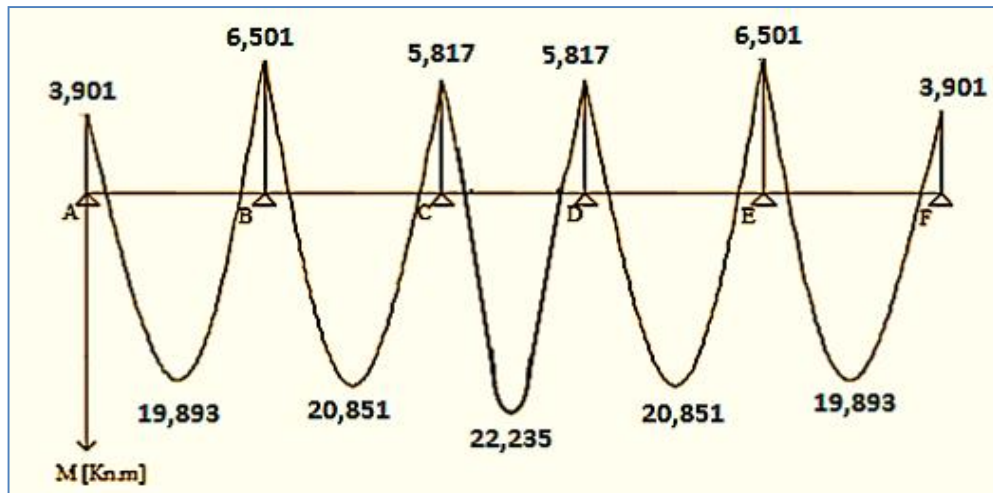


Figure III. 13 Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU

Calcul des efforts tranchants : $T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1}-M_i}{L}$

Travée AB : $T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{8,498 \times 3,5}{2} + \frac{(-6,501) - (-3,901)}{3,5} = 14,129 \text{ KN}$

$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{8,498 \times 3,5}{2} + \frac{(-6,501) - (-3,901)}{3,5} = -15,614 \text{ KN}$

Travée BC: $T_B = \frac{8,498 \times 3,5}{2} + \frac{(-5,817) - (-6,501)}{3,5} = 15,067 \text{ KN}$

$T_C = -\frac{8,498 \times 3,5}{2} + \frac{(-5,817) - (-6,501)}{3,5} = -14,676 \text{ KN}$

Travée CD $T_C = \frac{8,498 \times 3,5}{2} + \frac{(-5,817) - (-5,817)}{3,7} = 14,872 \text{ KN}$

$T_D = -\frac{8,498 \times 3,5}{2} + \frac{(-5,817) - (-5,817)}{3,7} = -14,872 \text{ KN}$

Travée DE : $T_D = \frac{8,498 \times 3,5}{2} + \frac{(-6,501) - (-5,817)}{3,5} = 14,676 \text{ KN}$

$T_E = -\frac{8,498 \times 3,5}{2} + \frac{(-6,501) - (-5,817)}{3,5} = -15,067 \text{ KN}$

Travée EF : $T_E = \frac{8,498 \times 3,5}{2} + \frac{(-3,901) - (-6,501)}{3,5} = 15,614 \text{ KN}$

$T_F = -\frac{8,498 \times 3,5}{2} + \frac{(-3,901) - (-6,501)}{3,5} = -14,129 \text{ KN}$

Tableau III. 2 Efforts tranchant

Travée	ELU KN	
	T(i)	T (i+1)
M _t A-B	14,129	-15,614
M _t B-C	15,067	-14,676
M _t C-D	14,872	-14,872
M _t D-E	14,676	-15,067

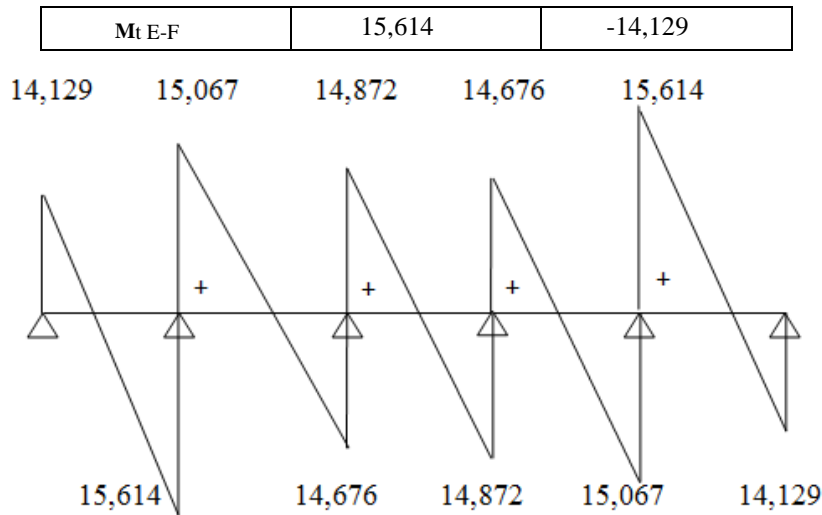


Figure III. 14 Diagramme des efforts tranchants

III.2.4 Ferrailage à l'ELU

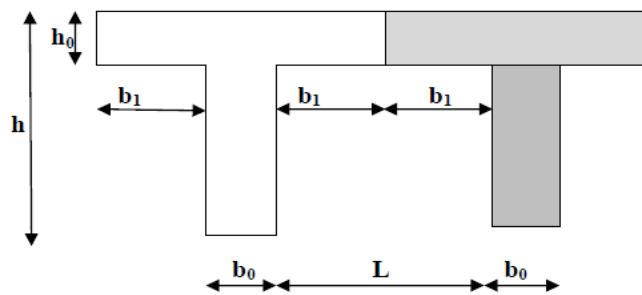
1) Armatures longitudinales

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_{amax} = 6,501 \text{ KNm} \quad \text{et} \quad M_{tmax} = 22,135 \text{ KNm}$$

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

b=65 cm; b₀=12 cm; h=20 cm; h₀=4 cm; d=18 cm



• **Armatures en travées**

$$M_{tmax} = 22,135 \text{ KN.m}$$

❖ **Position de l'axe neutre :**

- Si $M_{tmax} > M_0$; l'axe neutre tombe dans la nervure.
- Si $M_{tmax} < M_0$; l'axe neutre tombe dans la table de compression.

Avec :

$$M_0 = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} = 22,135 \text{ KNm} < M_0 = 59,07 \text{ KNm}$$

L'axe neutre est dans la table de compression la section en T sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h = 65 \times 20$).

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22,135 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,074 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{La section simplement armée (S.S.A.)}$$

$$\text{On a : } \mu = 0,074 \quad \beta = 0,962 \rightarrow A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} A_{st} = \frac{22,135 \times 10^3}{0,962 \times 18 \times 348} = 3,673 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adp} = 3HA14 = 4,62 \text{ cm}^2$

- **Armatures aux appuis :**

$$M_{amax} = 6,501 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction. Le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{amax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,501 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,117$$

$$\mu = 0,117 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée (S.S.A.)}$$

$$\mu = 0,117 \rightarrow \beta = 0,9435$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} A_{st} = \frac{6,501 \times 10^3}{0,9435 \times 18 \times 348} = 1,10 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adp} = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$

Conclusion

On adopte le ferrailage suivant :

En travée : **3HA14**

Aux appuis : **2HA12**

Pour les aciers de continuité on opte pour **2HA8 = 1.00 cm²**

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

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max}\right)$$

Avec :

ϕ_l^{\max} : Diamètre max des armatures longitudinales.

$$\phi_t = \min\left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 14\right) = (5,7 ; 12 ; 14) = 5,7 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

3) Espacement des armatures

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

$$S_{t\min} \leq (16,2, 40 \text{ cm})$$

Donc on prend un espacement :

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

Conclusion

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers en **HA8**, avec un espacement **St = 15 cm** sur la totalité de la poutrelle.

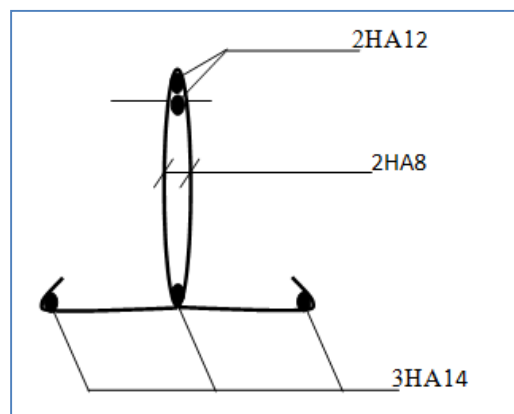


Figure III. 15 Ferrailage de la poutrelle

III.2.5 Vérification à l'ELU**III.2.5.1 Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.2.1)**➤ **En travée**

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

$$A = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\text{On a: } A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad A_{\min} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1/ BAEL91 modifié 99) :**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte τ_u , prise conventionnellement et égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d}$$

Avec :

$$V_u^{\max} = 15,614 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{15,614 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,723 \text{ MPa}$$

Article A.5.1, 21 BAEL91 : dans le cas où les armatures d'âme sont droites et les fissurations sont peut nuisibles, la contrainte $\overline{\tau}_u$:

En doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

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

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa}\right) \quad \overline{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,723 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**

a) **Sur le béton :**

$$\frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = \frac{0,4 \times 25}{1,5} \times 0,9 \times 180 \times 120 = 129,6 \text{ KN}$$

On a :

$$V_u^{\max} = 15,614 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) **Sur acier :**

On doit vérifier que :

$$A_{st} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400 \times 10^2} \left(15,614 + \frac{6,501 \times 10^5}{0,9 \times 18} \right) = 1,15 \text{ cm}^2$$

$$A = 4,62 \text{ cm}^2 > 1,15 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence :(Art A.6.1. 3 BAEL91)**

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i} \text{ Avec : } T_{\max} = 15,614 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{15,614 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3,14 \times 1 \times 12} = 2,56 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Ancrage des barres aux appuis :(Art A.6.1.22.1 BAEL91 modifié 99)**

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} : \text{contrainte d'adhérence}$$

$$\emptyset = 12 L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,38 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : $L_c = 0,4$. $L_s = 20$ cm

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :(Art. A.5.1.1 BAEL91 modifié 99)**

$$V_u^{max} = 15,614 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{15,614 \times 10^3}{650 \times 180} = 0,133$$

$$\tau_u = 0,133 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (Art. A.5.1.2.1.1 BAEL91 modifié 99)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,15}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 4,35; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 4,35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,133 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4,35 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.6 Vérifications à l'ELS

III.2.6.1 Combinaison de charge a L'ELS

$$q_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,24 + 4) \times 0,65.$$

$$q_s = 6,006 \text{ KN/m}$$

Lorsque la charge est la même sur tous les travées, pour obtenir les valeurs des moments a L'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul a L'ELU par le coefficient q_s/q_u

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{6,006}{8,498} = 0,707$$

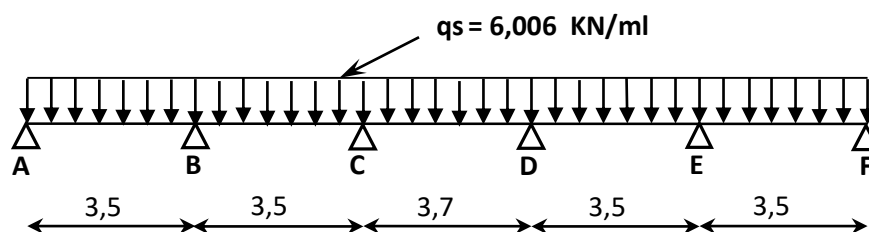


Figure III.16 Schéma statique de la poutre

Tableau III. 3 Moments aux appuis et en travées

Appuis	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
MA	-3,901	-2,758
MB	-6,501	-4,596
MC	-5,817	-4,113
MD	-5,817	-4,113
ME	-6,501	-4,596
MF	-3,901	-2,758

Travée	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
Mt A-B	19,893	14,064
Mt B-C	20,851	14,742
Mt C-D	22,235	15,720
Mt D-E	20,851	14,742
Mt E-F	19,893	14,064

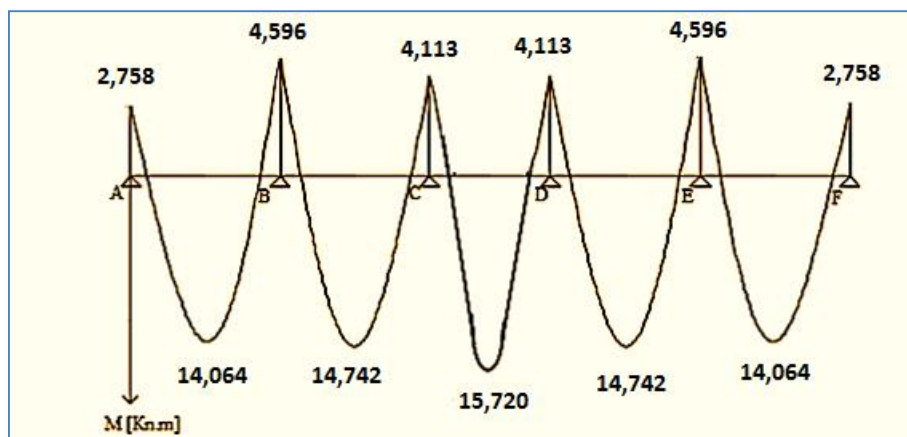


Figure III. 17 Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELS

III.2.6.2 État limite d'ouverture des fissures : (Art A.4.5, 3 BAEL91 modifié 99), (Art B 6.5.2/BAEL91 modifié 99)

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

III.2.6.3 État limite de résistance du béton à la compression : (Art A 4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

On doit vérifier que dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K_1 \times \sigma_{st} \text{ Avec}$$

Et que dans l'acier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ avec ; $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$\beta_1 ; K_1$: valeurs tirées du Tableau III. des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ , qui est égale à : $\rho = \frac{100A_s}{b_0 \times d}$

➤ **Contrainte dans le béton :**

• **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,05 \quad \beta_1 = 0,858 \quad K_1 = 20,21$$

$$M_a = 4,590 \text{ KN.m} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{4,590 \times 10^3}{0,858 \times 18 \times 2,26} = 131,506 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 131,506 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{20,21} = 0,047$$

$$\sigma_{bc} = 131,506 \times 0,047 = 6,181 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times 4,62}{12 \times 18} = 2,139 \quad \beta_1 = 0,819 \quad K_1 = 12,62$$

$$M_t = 15,715 \text{ KNm} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{15,715 \times 10^3}{0,819 \times 18 \times 4,62} = 230,736 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{12,62} = 0,079$$

$$\sigma_{bc} = K_1 \times \sigma_{st} = 230,736 \times 0,079 = 18,228144 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Contrainte dans l'acier :**

• **Aux appuis :**

$$\sigma_{st} = 126,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\sigma_{st} = 132,16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 [\text{MPa}] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.6.4 Vérification de la flèche (Article B.6.8.424 BAEL91) :

Les déformations des différents éléments du plancher doivent rester suffisamment faible pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction, pour ne pas occasionner des désordres dans les éléments porteurs, et pour que les revêtements, les cloisons ou autre ouvrages supportés s'il en existe ne soient pas endommagés d'une façon inadmissible par suite des déformations excessives de leurs supports. Les déformations ne doivent également pas conduire par leurs effets à une redistribution des efforts susceptibles de remettre en cause certaines des hypothèses de calcul. S'il y a lieu de se prémunir contre l'un des risques précédents, on doit justifier de l'état limite de déformation par un calcul de flèche qui ne doit pas dépasser la valeur limite. Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- 1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$
- 3) $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec :

h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle de compression).

M_0 : moment isostatique maximum.

L : portée entre nus d'appuis.

M_t : moment max en travée.

b_0 : Largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \frac{20}{420} = 0,048 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \quad \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \frac{20}{420} = 0,048 \leq \frac{8,091}{10 \times 11,723} = 0,07 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \frac{2,26}{12 \times 18} = 0,0105 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Toutes les conditions ne sont pas vérifiées, alors le calcul de la flèche est indispensable.

➤ **Valeur limite des flèches (Article B.6.5, 3 BAEL) :**

Les valeurs limites des flèches liées au bon comportement des revêtements et des cloisons dans le cas des éléments supports reposant sur deux appuis sont :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \text{ Pour } L \leq 5 \text{ m}$$

$$\bar{f} = 0,5\text{cm} + \frac{L}{1000} \text{ Pour } L > 5 \text{ m}$$

Dans notre cas $L_{\max} = 3,70 < 5 \text{ m}$

$$\bar{f} = \frac{3700}{500} = 7,4 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche :

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

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

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

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

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

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.

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

$$\sigma_{st} = 132,16 [\text{MPa}]$$

I_0 : moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec (n=15).

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(Y_1 - \frac{h_0}{20} \right)^2 \right] + 15 A_t (Y_2 - c)^2$$

Y : position de l'axe neutre.

$$Y_1 = \frac{S_{XX}}{B_0}$$

S_{XX} : Moment statique de la section

$$B_0 : \text{aire de la section homogénéisée} Y_1 = \frac{(b \times h_0) \times \frac{h_0}{2} + (h - h_0) \times b_0 \left[\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right] + n A_{St} \times d}{(b \times h_0) + (h - h_0) \times b_0 + n A_{St}}$$

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4) \times \frac{4}{2} + (20 - 4) \times 12 \left[\frac{20 - 4}{2} + 4 \right] + 15 \times 4,52 \times 18}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 4,52} = 7,78 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 20 - 7,78 = 12,22 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,78^3 + 12,22) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,78 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 4,52 (12,22 - 2)^2$$

$$I_0 = 16379,37 [\text{cm}^4]$$

Calcul des paramètres

$$\rho = \frac{4,52}{12 \times 18} = 0,021$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,021} = 0,783$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,021 \times 180,1 + 2,1} = 0,213$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 21799,84}{1 + 1,028 \times 0,213} = 19672,30 [\text{MPa}]$$

$$f_v = \frac{8,091 \times 10^6 \times 3700^2}{10 \times 10818,86 \times 19672,30 \times 10^4} < \bar{f} = \frac{3700}{500}$$

$f_v = 5,21 [\text{mm}] < \bar{f} = 7,4 [\text{mm}] \rightarrow$ Condition vérifiée.

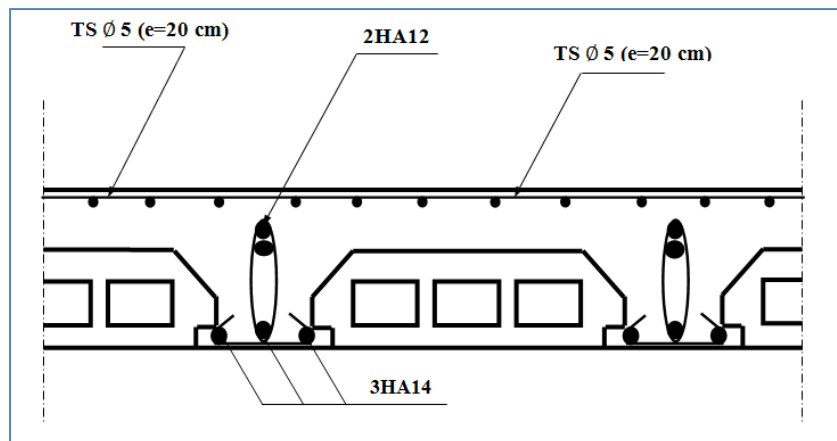


Figure III.18 Plan de ferrailage du plancher

III.3 étude de la salle machine

Notre salle machine comporte d'une cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine reposant sur quatre cotés de caractéristiques suivantes :

- $L_x=1,40$ m
- $L_y=1,80$ m
- La vitesse de l'entraînement de l'ascenseur : $V = 1$ m/s.
- La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée : 9 tonnes.

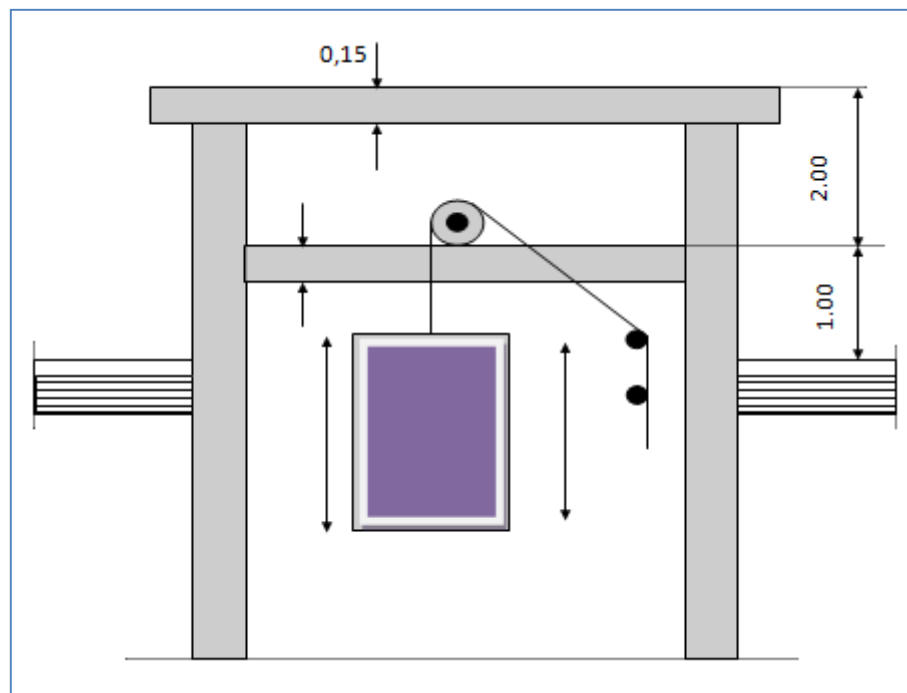


Figure III.19 Cage de l'ascenseur

III.3.1 Calcul de la dalle pleine de la salle machine

La dalle est soumise aux charges suivantes :

- Charges localisées sur un rectangle concentrique de la dalle.
- Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle.

III.3.1.1 Sous charges localisées

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

a. Pré dimensionnement :

$$\text{On a : } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{180} = 0,8 \leq 1$$

Dans ce cas, la dalle travaille dans deux directions.

$$h_0 \geq L_x / 30 = 120 / 30 = 4,66 \text{ cm}$$

h_0 : épaisseur minimal de la dalle pleine.

h_0 doit être au minimum égale à 12 cm selon le RPA 99 version 2003.

❖ Donc on adopte une épaisseur $h_0 = 15$ cm.

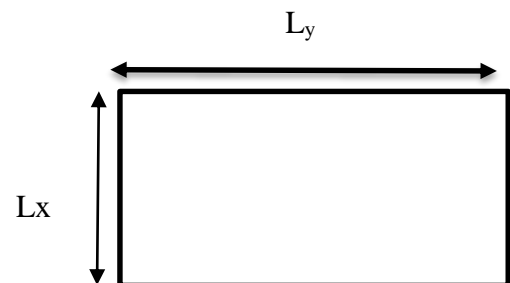
$$\begin{cases} U = U_0 + 2.e + h_0 \\ V = V_0 + 2.e + h_0 \end{cases}$$

U_0, V_0 : zone dans laquelle q est concentrée

e : épaisseur de revêtement égal à 5 cm.

h_0 : hauteur de la dalle

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \\ V = V_0 + 2e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \end{cases}$$



Panneau de la dalle salle machine

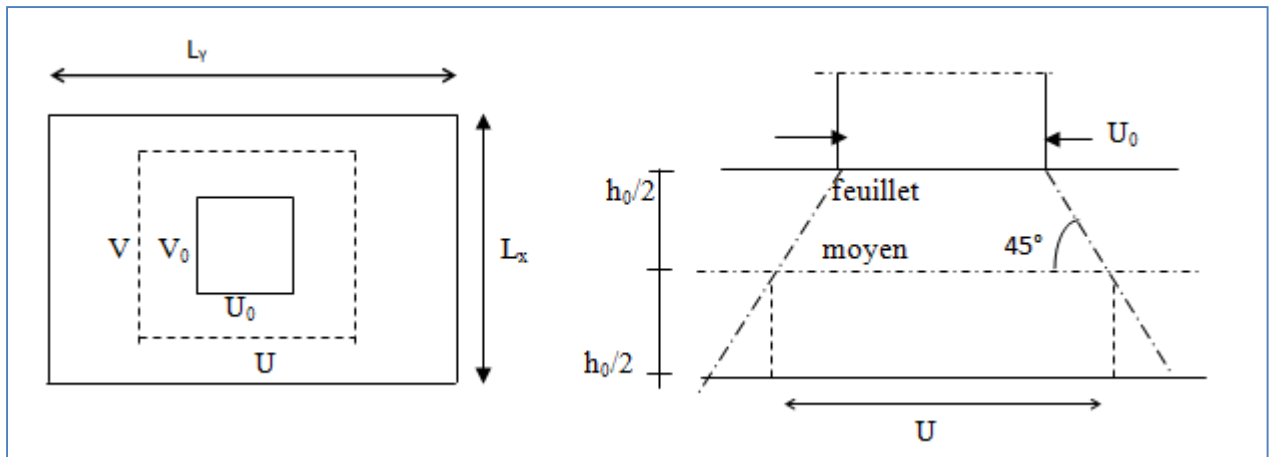


Figure III. 20 Schéma représentant la diffusion de charges au niveau du feuillet moyen

b. Calcul des moments à l'ELU

b.1 évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dû au système de levage :

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1 m de largeur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$$M_{x1} = P (M_1 + \gamma M_2)$$

$$M_{y1} = P (M_2 + \gamma M_1)$$

Avec γ : coefficient de poisson $\gamma = 0,2$ à l'ELS ; $\gamma = 0$ à l'ELU

M_1, M_2 : des coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ et des rapports :

$(U/L_x ; V/L_y)$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,40}{1,80} = 0,8 ; \frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,40} = 0,75 ; \frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{1,80} = 0,58$$

- ❖ Les abaques de PIGEAUD nous donnent $M_1 = 0,074$ $M_2 = 0,051$
- ❖ détermination de la charge concentrique P :

La charge déterminée à l'ELU et a pour valeur :

$$P = 1,35 G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = P (M_1) = 121,5 \times 0,074 = 8,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P (M_2) = 121,5 \times 0,051 = 6,197 \text{ KN.m}$$

b.2 Évaluation des moments M_{x2} , M_{y2} dus au poids propre de la dalle et de la surcharge

$$M_{x2} = \mu_x q (L_x)^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$\rho = 0,8 ; \nu = 0 \quad \rightarrow \quad \mu_x = 0,0565 ; \mu_y = 0,595$$

❖ Poids propre de la dalle à l'ELU

$$G_d = \rho_b \times h_0 = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_d = 1 \text{ KN/m}^2$$

❖ Combinaison de charges :

$$q_u = 1,35 G_d + 1,5 Q_d = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,56 \text{ KN/m}^2$$

Ce qui nous donne :

$$M_{x2} = 0,0565 \times 6,56 \times (1,40)^2 = 0,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,72 \times 0,595 = 0,43 \text{ KN.m}$$

b.3 Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,99 + 0,72 = 9,71 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,19 + 0,43 = 6,62 \text{ KN.m}$$

b.3.1 Prise en compte des conditions d'appuis

Le panneau choisi pour le calcul est un panneau intermédiaire. En tenant compte de l'encastrement de la dalle aux appuis, les moments deviennent comme suit :

❖ Moment aux appuis $0,3 M_x$

❖ moment en travée $M_x^t = 0,85 M_x ; M_y^t = 0,85 M_y$

En travées :

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 9,71 = 7,648 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 6,62 = 5,63 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = 0,3 \times 9,71 = -2,9 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = -0,3 \times 6,62 = -1,98 \text{ KN.m}$$

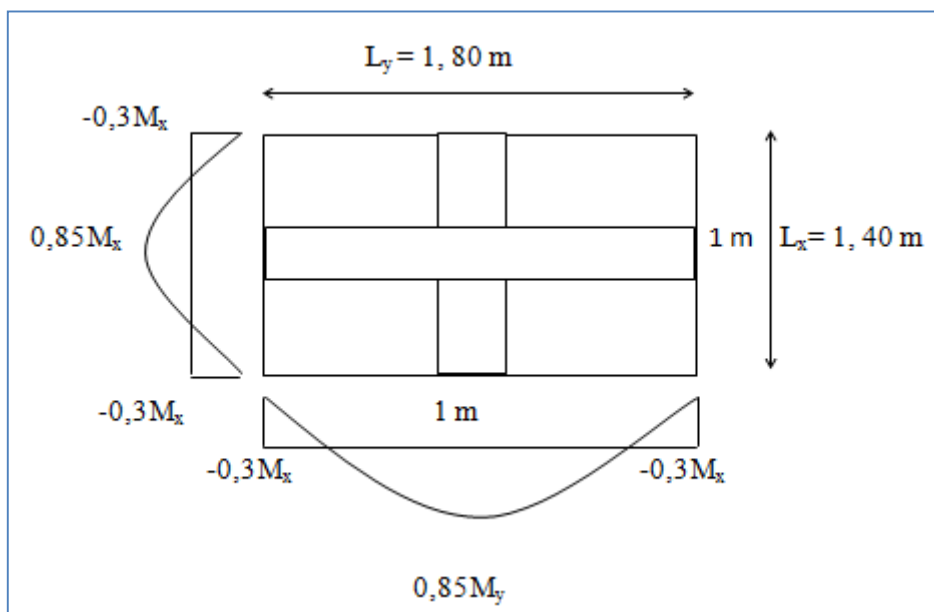


Figure III. 21 Les moments de la dalle de la salle machine

c. Calcul des efforts tranchants :

Charges réparties sur toute la dalle :

Les efforts tranchants max pour les bandes égales à 1 m de largeur sont :

Au milieu de L_y :
$$T_y = \frac{P}{2(L_y+L_x)} = \frac{q \cdot L_x \cdot L_y}{2(L_y+L_x)} = \frac{6,56 \times 1,4 \times 1,8}{2(1,8 + 1,4)} = 2,58 \text{ KN}$$

Au milieu de L_x :
$$T_x = \frac{P}{3(L_y)} = \frac{q \cdot L_x \cdot L_y}{3(L_y)} = \frac{6,56 \times 1,4 \times 1,8}{3(1,8)} = 3,06 \text{ KN}$$

Charge répartie sur U x V :

Au milieu de U : $T_y = \frac{P}{2(U+V)} = \frac{121,5}{2(1,05+1,05)} = 28,928 \text{ KN}$

Au milieu de V : $T_x = \frac{P}{3(U)} = \frac{121,5}{3(1,05)} = 38,571 \text{ KN}$

d. Détermination de la section d'armature

Le calcul des armatures s'effectue en flexion simple à l'ELU :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur et de 15 cm de hauteur (épaisseur de la dalle).

• **En travée :**

- Armature // à XX

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{8,25 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,034 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,034 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,983$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,25 \times 10^3}{0,983 \times 13 \times 348} = 1,86 \text{ cm}^2$$

❖ Soit 4HA10 ($A_t = 3,14 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

- Armature // à YY

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5,72 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,02 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,02 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,990$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,72 \times 10^3}{0,990 \times 13 \times 348} = 1,27 \text{ cm}^2$$

❖ Soit 4HA10 ($A_t = 3,14 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

• **Aux appuis :**

- Armature // à XX :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,9 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,01 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,01 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,9 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,64 \text{ cm}^2$$

❖ Soit 4HA10 ($A_t = 3,14 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Armature // à YY :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,98 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,008 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,008 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,996$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,98 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,44 \text{ cm}^2$$

❖ Soit 4HA10 ($A_t = 3,14 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

III.3.2 Vérification à l'ELU :

A. Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91)

Sens x-x :

$$W_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \frac{W_0(3-0,8)}{2} \rightarrow A_x \geq \frac{W_0(3-\rho)}{2} \times b \cdot h$$

Avec :

A_x : la section des armatures

$b \cdot h$: section total du béton

w_0 : taux d'acier minimale (réglementaire) = 0,8‰ (acier HA Fe400).

$$A_x = \frac{0,0008 \times (3-0,8)}{2} \times 100 \times 15 = 1,32 \text{ cm}^2$$



- En travées : $A_{\text{adoptée}} = 3,14\text{cm}^2 > A_x = 1,32\text{cm}^2$
 - Aux appuis : $A_{\text{adoptée}} = 3,14\text{cm}^2 > A_x = 1,32\text{cm}^2$
- Condition vérifiée

✓ **Sens y-y :**

$$W_x = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq W_0 \rightarrow A_y \geq W_0 \times b \cdot h$$

$$A_y = W_0 \times b \cdot h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2\text{cm}^2$$

- En travées : $A_{\text{adoptée}} = 3,14\text{cm}^2 > A_x = 1,2\text{cm}^2$
 - Aux appuis : $A_{\text{adoptée}} = 3,14\text{cm}^2 > A_x = 1,2\text{cm}^2$
- } Condition vérifiée

• **Vérification au cisaillement :**

Avec : $T_{\text{max}} = 38,571 \text{ KN}$, $b = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$, $e_p = 15 \text{ cm}$.

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot d} = \frac{38,571 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0,297 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,297 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Vérification au poinçonnement**

On admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise si la condition suivante est satisfaite :

$$Q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul vis-à-vis de l'ELU.

h : épaisseur totale de la dalle.

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de la feuille moyenne.

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420 \text{ cm}.$$

$$Q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 10^3 \frac{25}{1,5} = 472,5 \text{ KN.}$$

$$Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN} < 472,5 \text{ KN.} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont inutiles.

III.3.3 Vérification à l'état limite de service :

a) **Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} :**

$$M_{x1} = P (M_1 + \gamma M_2)$$

$$M_{y1} = P (M_2 + \gamma M_1)$$

À l'ELS :

$$P = 90 \text{ KN} \quad ; \quad \nu = 0.2$$

$$M_{x1} = 90 (0,074 + 0,2 \times 0,051) \quad \rightarrow \quad M_{x1} = 7,578 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0,051 + 0,2 \times 0,074) \quad \rightarrow \quad M_{y1} = 5,922 \text{ KN.m}$$

b) **Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0632 \\ \mu_y = 0,710 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0,0632 \times 4,75 \times (1,4)^2 = 0,588 \text{ KN}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,710 \times 0,588 = 0,417 \text{ KN}$$

c) **Superposition des moments:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,578 + 0,588 = 8,166 \text{ KN}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,922 + 0,417 = 6,339 \text{ KN}$$

d) **Prise en compte des conditions d'appuis :**

En travées :

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 8,166 = 6,94 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 6,339 = 5,388 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = 0,3 \times 8,166 = -2,44 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 6,339 = -1,9 \text{ KN.m}$$

III.3.4 Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens X-X :**En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{8,25}{6,94} = 1,19 ; \mu_b = 0,034 \xrightarrow{\text{tableau}} \alpha = 0,0432$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,19 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,345 > \alpha = 0,0432 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aux Appuis :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{2,9}{2,44} = 1,18 ; \mu_b = 0,01 \xrightarrow{\text{tableau}} \alpha = 0,0126$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,18 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34 > \alpha = 0,0126 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y-Y :**En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{5,63}{5,388} = 1,04 ; \mu_b = 0,02 \xrightarrow{\text{tableau}} \alpha = 0,0252$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,04 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,27 > \alpha = 0,0252 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aux Appuis :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{1,98}{1,9} = 1,04 ; \mu_b = 0,008 \xrightarrow{\text{tableau}} \alpha = 0,0100$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,04 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,27 > \alpha = 0,01 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Le calcul de la contrainte dans le béton n'est pas nécessaire.

III.3.5 État limite de fissuration:(BAEL99 Art 4.5.32)

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

III.3.6 Vérification de la flèche

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ses côtés, on peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tu}}{20M_x}$$

$$\text{b) } \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

h : hauteur de la dalle

M_{tu} : moment en travée dans le sens x-x

M_x : moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m de largeur.

A_x : section d'armature /ml

b : largeur de la bande ; égale à 1m

d : hauteur utile de la bande.

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} = \frac{15}{140} = 0,107$$

$$\frac{M_{tu}}{20M_x} = \frac{8,25}{20 \times 9,71} = 0,04$$

$$\frac{h}{L_x} = 0,107 > \frac{M_{tu}}{20M_x} = 0,04 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{2}{fe} = 0,005 (\text{BAEL99 Art 4.5.32})$$

$$\frac{A_{tx}}{b \times d} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024$$

$$\frac{A_{tx}}{b \times d} = 0,0023 < \frac{2}{fe} = 0,005 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Après toutes les vérifications effectuées, nous avons adopté le ferrailage suivant :

▪ Sens x-x :

- Appuis : **4HA10** = 3,14 cm²/ml avec un espacement $S_t = 25$ cm
- Travée : **4HA10** = 3,14 cm²/ml avec un espacement $S_t = 25$ cm

▪ Sens y-y :

- Appuis : **4 HA10** = 3,14 cm²/ml avec un espacement $S_t = 25$ cm
- Travée : **4 HA10** = 3,14 cm²/ml avec un espacement $S_t = 25$ cm

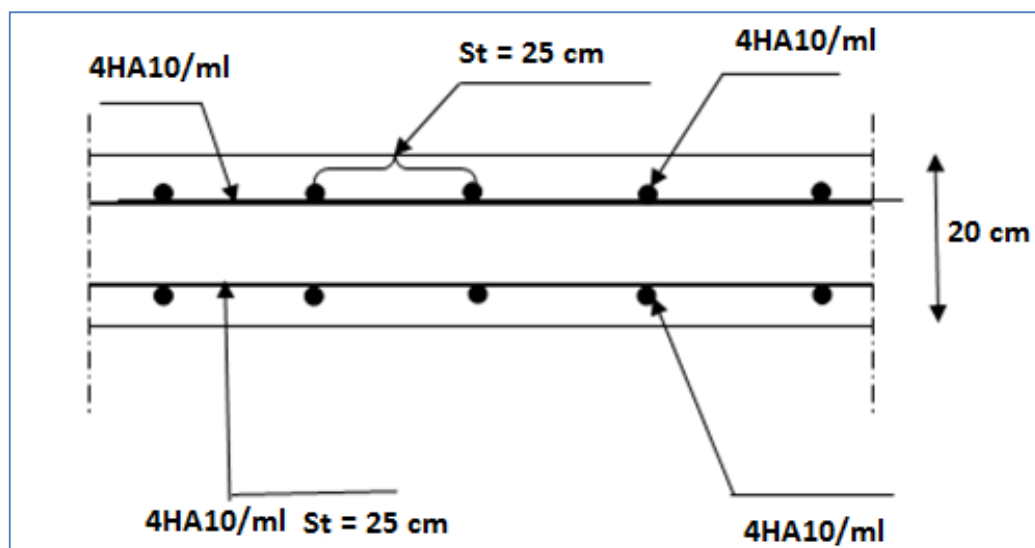


Figure III. 22 Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine dans le sens x-x

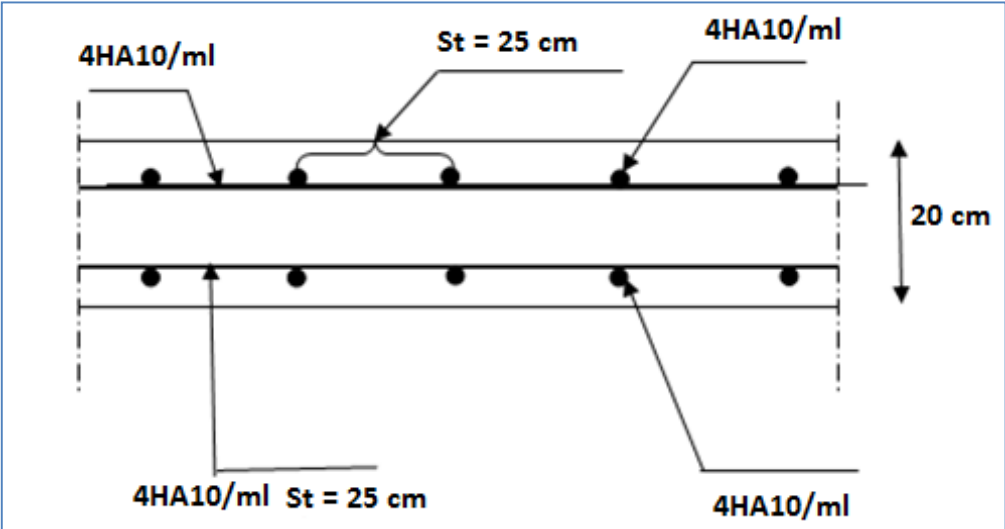


Figure III. 23 Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine dans le sens y-y

III.4 Les escaliers

III.4.1 Introduction

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.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place.

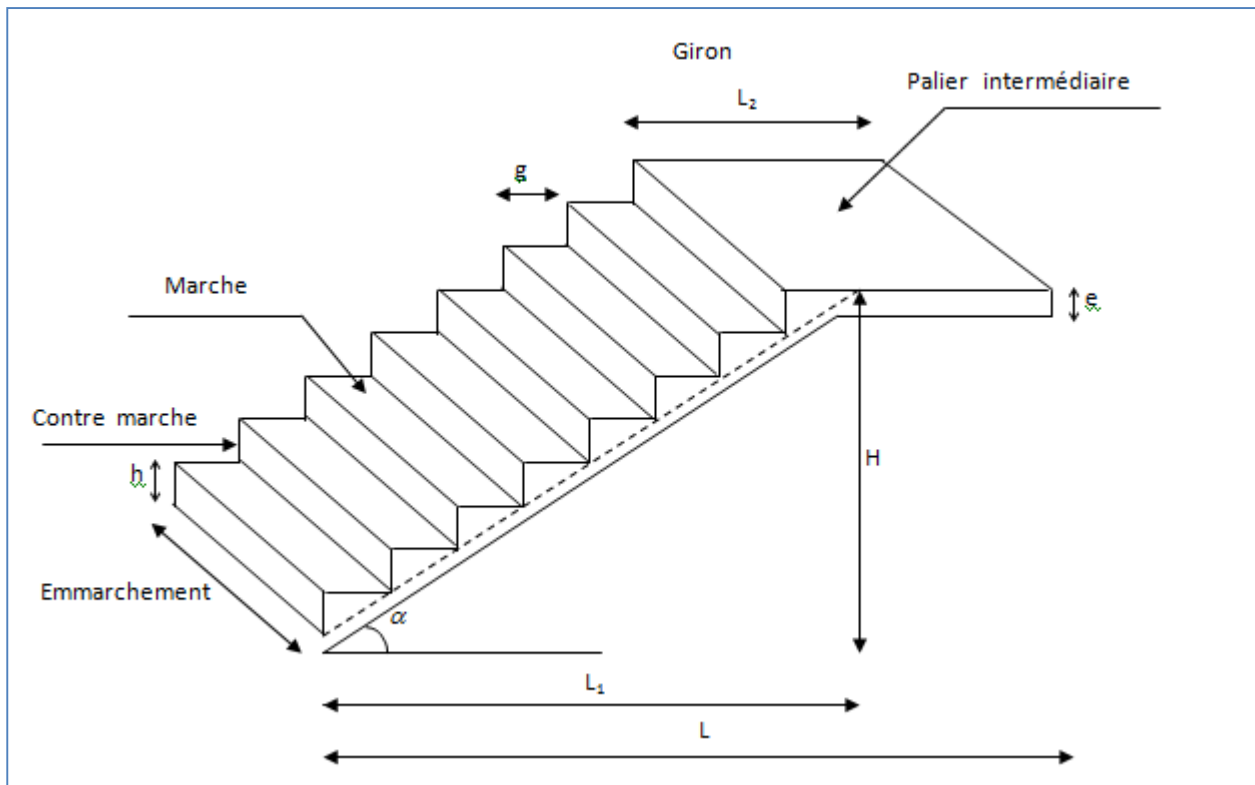


Figure III. 24 Schéma statique de l'escalier

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier qui est réparti en 2 volées.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place.

- escalier du RDC : à 3 volés avec 2 paliers de repos intermédiaires
- escalier d'autres niveaux : sont à 2 volés avec un palier de repos intermédiaire

La marche : c'est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire ou arrondis.

La contre marche : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.

Le giron(g) : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches successives.

La volée : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers consécutifs.

Un palier : est une plateforme de repos entre deux volées de chaque étage.

La paillasse : est la dalle inclinée en béton armé comportant les marches et les contre marches.

L'emmarchement(E) : représente la largeur de la marche.

La ligne de foulée : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier

III.4.2 Pré dimensionnement de l'escalier

Pour les dimensions des marches et contre marches, on utilise généralement la formule de

BLONDEL qui est la suivante :

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

Hauteur des marches h : $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

On prend : $h=17$

➤ Girant g :

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

$$59 \leq g + (2 \times 17) \leq 66$$

$$25 \leq g \leq 32 \quad \rightarrow \quad \text{soit } g = 30 \text{ cm.}$$

a. Calcul du nombre de marches et contre marches :

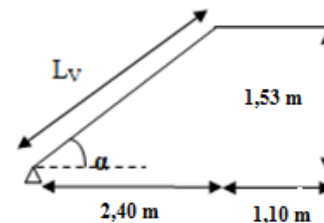
- Nombre de contre marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

- Nombre de marches :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$$

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse et des paliers :



La longueur de la ligne de foulée : $L_{vp} = g (n-1) = 30 (9-1) = 240 \text{ cm}$

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{h}{g} = \frac{153}{240} = 0,637 \quad \rightarrow \quad \alpha = 32,52^\circ$$

C . Epaisseur de la paillasse (ep) :

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

$$\cos\alpha = \frac{L_{vp}}{L_v} \quad \rightarrow \quad L_v = \frac{240}{\cos\alpha} = 285 \text{ cm}$$

$$L = 285 + 110 = 395 \text{ cm}$$

$$\frac{395}{30} \leq e_p \leq \frac{395}{20} \Rightarrow 13.16 \leq e_p \leq 19.75$$

On prend : $e_p = 18 \text{ cm}$

III.4.3. Détermination des charges et surcharges

▪ **Charges permanents :**

- Carrelage= $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44[\text{KN/ml}]$
- Mortier de pose= $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44[\text{KN/ml}]$
- Lit de sable= $0,02 \times 1 \times 18 = 0,36[\text{KN/ml}]$
- Enduit en plâtre= $0,02 \times 1 \times 10 = 0,2[\text{KN/ml}]$

$$G_r = 1.44 \text{ KN/m}^2$$

➤ **La paillasse :**

ELEMENTS	Charges (KN/ml)
Poids propre de la paillasse	$25 \times 0,18 \times \frac{1}{\cos\alpha} = 5,34 \text{ KN/ml}$
Poids de la marche	$25 \times \frac{0,17}{2} \times 1 = 2,125 [\text{KN/ml}]$
Poids de revêtements	1.44
poids du garde-corps	0.2
Total	$G_{ps} = 9,105 \text{ KN/ml}$

➤ **Palier :**

ELEMENTS	Charges (KN/ml)
Poids de la dalle plein	$25 \times 0.18 = 4.5$
Poids de revêtements	1.44
Total	$G_P = 5.94 \text{ KN/ml}$

- **Les charges d'exploitation : (Art. 7.2.1/DTR B.C.2.2)**

La surcharge d'exploitation des escaliers données par le (DTR B.C.2.2) est :

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

III.4.4. Combinaison de charge :

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} \text{La paillasse : } q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 9.105 + 1.5 \times 2.5) = 16.04 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Le palier : } q_u = 1.35 \times 5.94 + 1.5 \times 2.5 = 11.77 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} \text{La paillasse : } q_s = G + Q = 8.38 + 2.5 = 11.605 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Le palier : } q_s = 5.77 + 2.5 = 8.44 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

III.4.3.2 Ferrailage et calcul des efforts à l'ELU

1) détermination des efforts internes dans les escaliers à l'ELU :

Pour la détermination des efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM

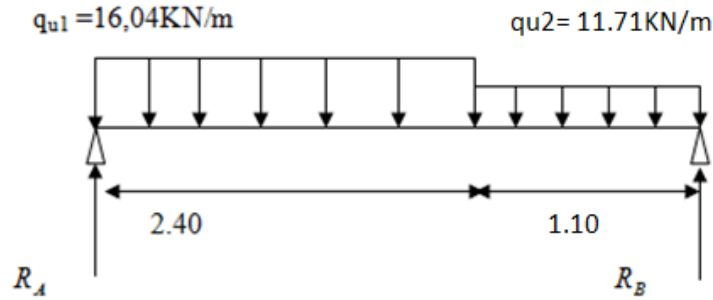


Figure III. 25 Schéma statique à l'ELU

• Calculs les réactions d'appuis :

- $\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (16,04 \times 2,4) - (11,77 \times 1,1) = 0$
 $\Rightarrow R_A + R_B = 51,44 \text{ KN}$
- $\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 3,50 - (16,04 \times 2,4)(1,2) - (11,77 \times 1,1)(0,55 + 2,4) = 0$
 $\Rightarrow R_B \times 3,5 = 84,39$

$R_B = 24, 11 \text{ KN}$

$R_A = 51, 44 - 24, 11 = 27,33 \text{ KN}.$

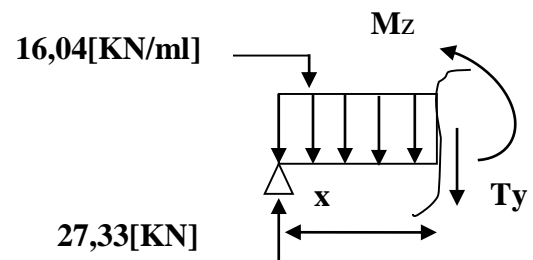
$R_A = 27, 33 \text{ KN}.$

➤ calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 2,4$

$T(x) = 27,33 - 16,04 x.$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_y = 27,33 \text{ KN} \\ T(x=2,4) = -11,17 \text{ KN} \end{array} \right.$$



$M(x) = 27,33x - 16, 04 \frac{x^2}{2} = 27,33x - 8,02x^2$

$M(x) = 27,33x - 8, 02 x^2.$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0, \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=2,4 \text{ m}, \quad M(x=2,4) = 19,40 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

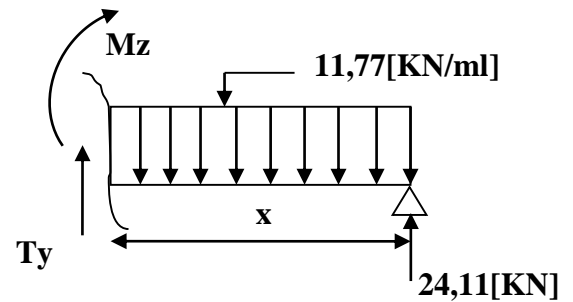
$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{27,33}{16,04} = 1,70 \text{ m}$$

$$M^{\max}(x=1,70) = -8,02(1,70)^2 + 27,33(1,70) = \mathbf{23,28 \text{ KN.m}}$$

2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,10$.

$$T(x) = 11,77x - 24,11$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_y = -24,11 \text{ KN} \\ T(x=1,10) = -11,17 \text{ KN} \end{array} \right.$$



$$M(x) = 24,11x - 11,77 \frac{x^2}{2} = 24,11x - 5,885x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0, \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1,10 \text{ m}, \quad M(x=1,10) = 19,40 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u\max}$ au niveau des appuis et en travée.

$$\text{Aux appuis : } M_u^a = -0,3 M^{\max} = -0,3 (23,28) = -6,984 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_u^t = 0,85 M^{\max} = 0,85 (23,28) = 19,788 \text{ KN.m}$$

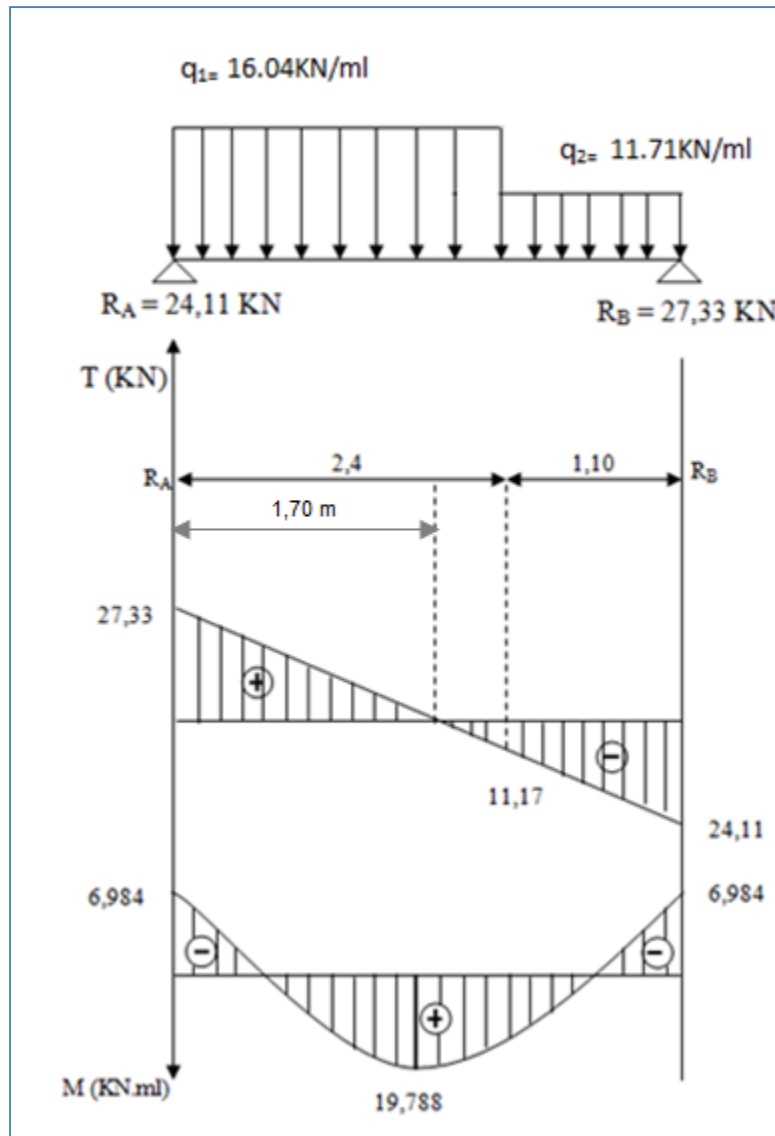


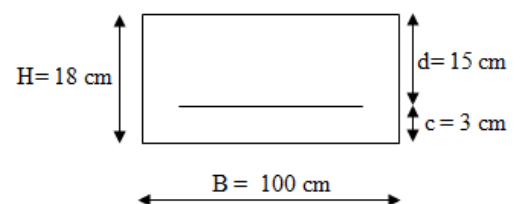
Figure III. 26 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU.

2) Ferrailage des paillasses

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts tranchants calculés précédemment pour une bande de ($b = 1[m]$) de largeur et de 20 cm de hauteur.

➤ **Les armatures principales :**

- **Aux appuis :**



$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,984 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,022$$

$$\mu = 0,022 \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6,984 \times 10^3}{0,989 \times 15 \times 348} = 1,35 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **4 HA10** ($A_a = 3,14[\text{cm}^2]$) avec un espacement de **25 cm**

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19,788 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,062$$

$$\mu = 0,062 \leq \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,062 \longrightarrow \beta = 0,968$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{19,788 \times 10^3}{0,968 \times 15 \times 348}$$

$$A_t = 3,92[\text{cm}^2]$$

Soit une section de **4HA12** ($A_a=4,52[\text{cm}^2]$) Avec un espacement de **25 cm**

➤ **Les armatures de répartitions :**

- **Aux appuis :**

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

Soit une section de **4HA8** ($A_a = 2,01[\text{cm}^2]$) avec un espacement de **25 cm**.

- **En travée :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13[\text{cm}^2]$$

Soit une section de **4HA8** ($A_a = 2,01[\text{cm}^2]$) avec un espacement de **25 cm**.

III.4.4 Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.2.1) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1}{400} = 1,81 [\text{cm}^2]$$

• **En travée :**

$$A_t = 4,52 [\text{cm}^2] > A_{\min} = 1,81 [\text{cm}^2] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sur appuis :**

On a :

$$A_a = 3,14 [\text{cm}^2] > A_{\min} = 1,81 [\text{cm}^2] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Espacement des barres

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

Armatures principales :

$$S_{\text{tmx}} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} \quad S_{t \text{ max}} \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{Sur appuis} : S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travée} : S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Armatures de répartition**

$$S_{t \text{ max}} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\}$$

$$\text{Sur appuis} : S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travée} : S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

D'après l'article [A.5.1, 1 du BAEL91] :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \overline{\tau_u}$$

On a $V_u = 27,33$ [KN]

$$\tau_u = \frac{27,33 \times 10}{100 \times 15} = 0,182 \text{ [MPa]}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{t28}}{\gamma_b}; 5 \text{ [MPa]} \right)$$

$$= \min \left(0,2 \frac{25}{1,5}; 5 \text{ [MPa]} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ [MPa]})$$

Comme la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, il est nécessaire de vérifier

La condition suivante [article A.5.3, 21 du BAEL] :

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = 0,182 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ vérification de l'adhérence des barres (article A.6.1,3/BAEL91) :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \longrightarrow V_u = 27,33 \text{ [KN]}$$

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

$$\sum U_i = \pi \times n \times \emptyset = 3,14 \times 6 \times 1$$

$$\sum U_i = 18,84 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{27,33 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 188,4} = 1,07 \text{ [MPa]}$$

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

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

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

$\tau_{se} = 1,07 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ [MPa]} \rightarrow$ La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ ancrage des barres (Art.6.1 ; 23 BAEL) :

La longueur de scellement «L_s» est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6(\Psi_s)^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84[\text{MPa}]$$

D'où :

$$\phi = 10 \longrightarrow L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,27 \text{ cm}$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre dans laquelle les barres sont ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochet est $L_{sc} = 0,4L_s$

$$L_{sc} = 0,4L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,108 \text{ cm}$$

On prend $L_{sc} = 15 \text{ cm}$

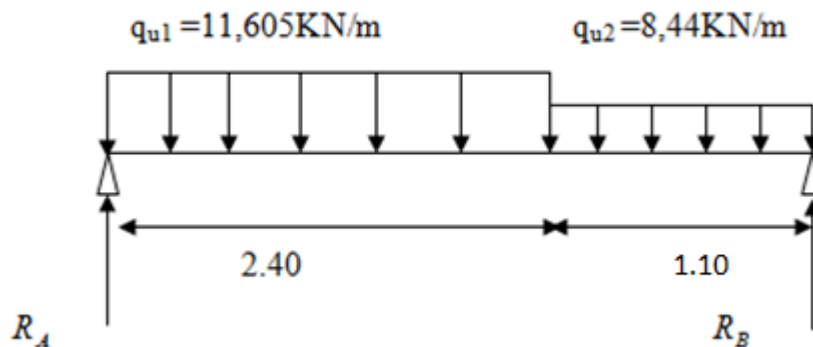
Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$\frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,15 \times 1 = 900[\text{KN}]$$

On a :

$$V_u^{\max} = 27,33[\text{KN}] < [900] \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.4.5 Détermination des efforts internes dans les escaliers à l'ELS



• **Calculs les réactions d'appuis :**

➤ $\sum F/y = 0$

$\Rightarrow R_A + R_B - (11,605 \times 2,4) - (8,44 \times 1,10) = 0$

$\Rightarrow R_A + R_B = 37,14 \text{ KN}$

➤ $\sum M/A = 0$

$\Rightarrow R_B \times 3,5 - (11,605 \times 2,4)(1,2) - (8,44 \times 1,10)(0,55 + 2,4) = 0$

$\Rightarrow R_B \times 3,5 = 60,8$

$R_B = 17,37 \text{ KN}$

$R_A = 37,14 - 17,37 = 19,77 \text{ KN}$.

$R_A = 19,77 \text{ KN}$.

➤ **calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

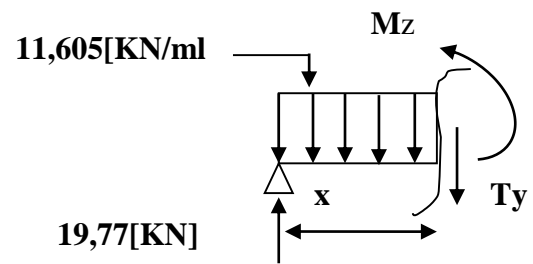
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,4$

$T(x) = 19,77 - 11,605 x$.

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_y = 19,77 \text{ KN} \\ T(x=2,4) = -8,08 \text{ KN} \end{cases}$$

$M(x) = 19,77x - 5,80 x^2$.

$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=2,4 \text{ m}, & M(x=2,4) = 14,04 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

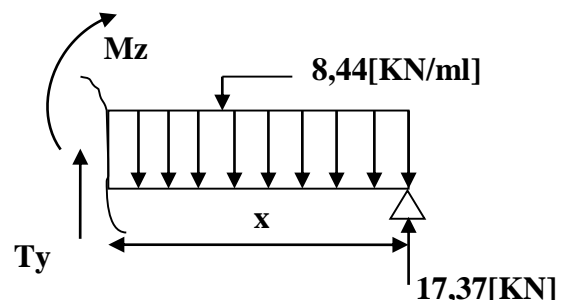
$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{19,77}{11,605} = 1,70 \text{ m}$

$M^{\max}(x=1,70) = -5,8(1,70)^2 + 19,77(1,70) = 16,85 \text{ KN.m}$

2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,10$

$T(x) = 8,44x - 17,37$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_y = -17,37 \text{ KN} \end{cases}$$



$$T(x=1,10) = -8,08 \text{ KN}$$

$$M(x) = 17,37x - 4,22x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,10 \text{ m} \quad , \quad M(x=1,10) = 14,00 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u\max}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = - 0.3 M^{\max} = - 0.3 (16,85) = -5,055 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (16,85) = 14,32 \text{ KN.m}$

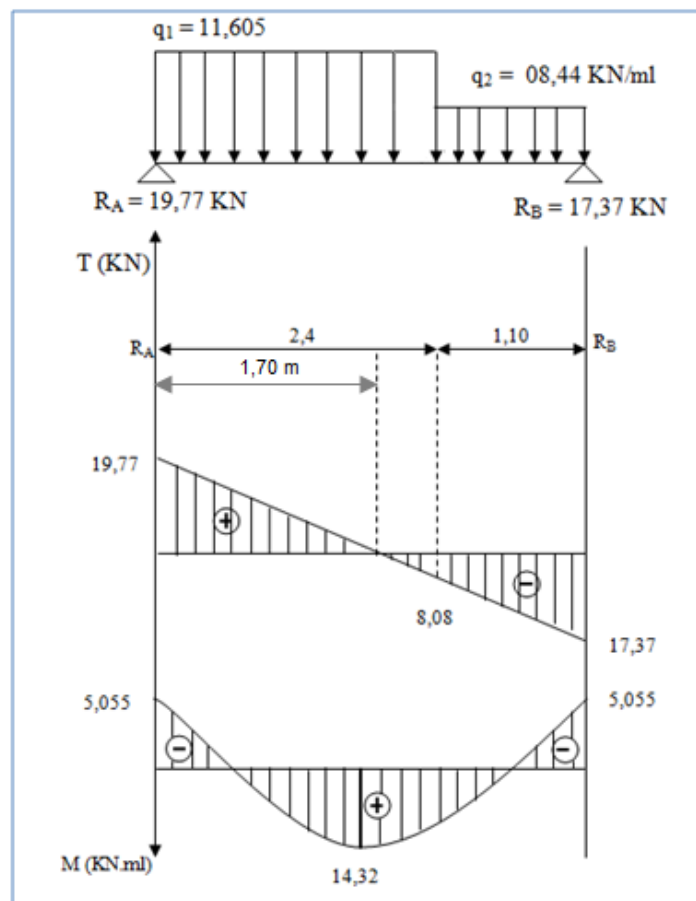


Figure III. 27 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS.

III.4.6 Vérification à l'ELS

- **État limite de fissuration :**

La fissuration étant non préjudiciable, donc 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 :**

$$M_a = 5,055 [KN.m]$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 15} = 0,209 \rightarrow \beta_1 = 0,927, K_1 = 53,03$$

$$\text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{5,055 \times 10^3}{0,927 \times 15 \times 3,14} = 115,78 [MPa]$$

$$\sigma_{st} = 115,78 [MPa] < \bar{\sigma}_{st} = 348 [MPa] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{53,03} = 0,019$$

$$\sigma_{bc} = 115,78 \times 0,019 = 2,20 [MPa] < \bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$M_t = 14,32 [KN.m]$$

$$\rho = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 15} = 0,314, \beta_1 = 0,913, K_1 = 42,15$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{14,32 \times 10^3}{0,913 \times 15 \times 4,71} = 222,00 [MPa]$$

$$\sigma_{st} = 222,00 [MPa] < \bar{\sigma}_{st} = 348 [MPa] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{42,15} = 0,024$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,024 \times 222,00 = 5,33 [MPa] < \bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Valeur limite des flèches (Article B.6.5, 3BAEL) :**

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

- 4) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{18}{395} = 0,046 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow$ **Condition non vérifiée.**
- 5) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{20}{395} = 0,051 \leq \frac{14,32}{10 \times 16,85} = 0,085 \rightarrow$ **Condition non vérifiée.**
- 6) $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{4,52}{100 \times 15} = 0,0030 \rightarrow$ **Condition non vérifiée.**

Toutes les conditions ne sont pas vérifiées, 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.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \longrightarrow E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ [MPa]}$$

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

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

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

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

I_0 : moment d'inertie de la section homogène.

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

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

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

$$B_0 : \text{aire de la section homogénéisée, } B_0 = bh + 15 A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 15}{100 \times 18 + 15 \times 4,52} = \mathbf{9,23 \text{ cm}}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,23 = \mathbf{8,77 \text{ [cm]}}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} (9,23^3 + 8,77^3) + 15 \times 4,71 (8,77 - 2)^2$$

$$\mathbf{I_0 = 51933,31 [cm^4]}$$

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.

$$\sigma_{st} = 188,29 [\text{MPa}]$$

Calcul des paramètres :

$$\rho = \frac{4,52}{100 \times 15} = 0,0030$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,0030} = 2,71$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0030 \times 188,29 + 2,1} =$$

0,17

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 51933,31}{1 + 3,23 \times 0,17} = 36877,310 [\text{cm}^4]$$

$$f_v = \frac{14,32 \times 10^6 \times 3950^2}{10 \times 10819 \times 36877,310 \times 10^4} < \bar{f} = \frac{3950}{500}$$

$$f_v = 5,6 [\text{mm}] < \bar{f} = 7,9 [\text{mm}] \quad \rightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

III.4 Calcul de la poutre palière

III.4.1 Introduction

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux.

Sa portée est de 3.25 m (longueur entre nus des appuis).

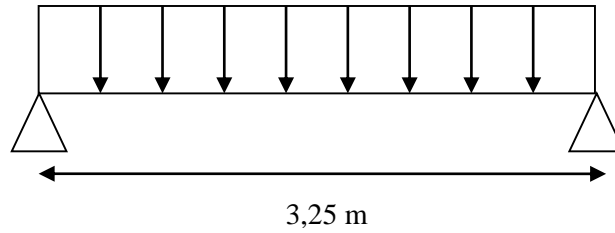


Figure 28 Schéma statique de la poutre palière

III.4.2 Pré dimensionnement

$L = 3,25\text{m}$ Portée libre de la poutre

➤ **Hauteur de la poutre palière**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{325}{15} \leq h_t \leq \frac{325}{10} \Rightarrow 21.66\text{cm} \leq h_t \leq 32.5\text{cm}$$

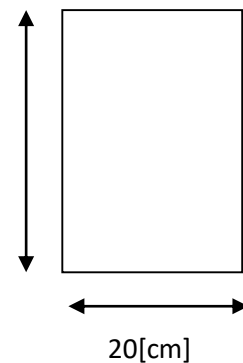
A priori compte tenu des exigences de **RPA**, on prend une hauteur de la poutre : $h_t = 30\text{ cm}$

➤ **Largeur de la poutre palière**

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \longrightarrow 12\text{cm} < b \leq 21\text{cm}, \text{ on prend } b = 20\text{cm}$$

• **Vérification des conditions de RPA**

$$\left. \begin{aligned} b &= 25\text{ cm} > 20[\text{cm}] \\ h &= 35\text{ cm} > 30[\text{cm}] \\ \frac{h}{b} &= \frac{30}{20} = 1,5 < 4 \end{aligned} \right\} \text{Toutes les conditions sont vérifiées.}$$



Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (20 \times 30)\text{ cm}^2$

III.4.3 Détermination des charges et surcharges

- Poids propre :

$$G = 25 \times 0,20 \times 0,30 = 1,5 \text{ KN/ml.}$$

- Réactions d'appuis de palier :

$$\text{A l'ELU: } R_A^U = 27,33 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS: } R_A^S = 19,77 \text{ KN/ml}$$

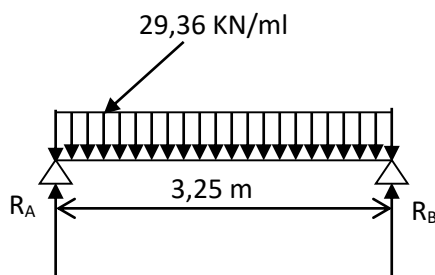
III.4.4 Combinaison des charges et surcharges

$$\text{A l'ELU: } q_u = 1,35G + R_A^U = 1,35 \times 1,5 + 27,33 = 29,36 \text{ KN/ml.}$$

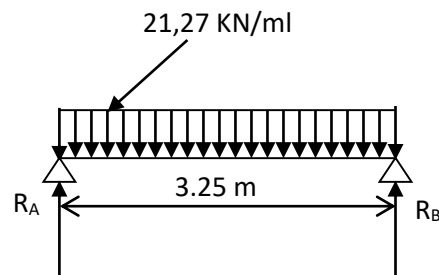
$$q_u = 29,36 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS: } q_s = G + R_A^S = 1,5 + 19,77 = 21,27 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 21,27 \text{ KN/ml}$$

III.4.5 Schémas statiques

-Schéma statique (ELU)



-Schéma statique (ELS)

A l'ELU :

- Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{29,36 \times 3,25}{2} = 47,71 \text{ KN}$$

- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{29,36 \times (3,25)^2}{8} = 38,76 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Pour tenir compte de semi encastrement on fait les corrections suivantes :

➤ **Moments corrigés :**

En travée : $M_t = 0,85 \cdot M_{\max} = 0,85 \times 38,76 = \mathbf{32,95KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0,3 \cdot M_{\max} = -0,3 \times 38,76 = \mathbf{-11,63KN.m}$

➤ **Effort tranchant :**

$$T_U^{\max} = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{29,36 \times 3,25}{2} = 47,71 \text{ KN}$$

A P'ELS :➤ **Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{21,27 \times 3,25}{2} = \mathbf{34,56 \text{ KN}}$$

➤ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{21,27 \times (3,25)^2}{8} = 28,08 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments corrigés :**

En travée : $M_t = 0,85 \times 28,08 = 23,87 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times 28,08 = -8,42 \text{ KN.m}$

➤ **Effort tranchant :**

$$T_S^{\max} = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{21,27 \times 3,25}{2} = 34,56 \text{ KN}$$

III-4-6 Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

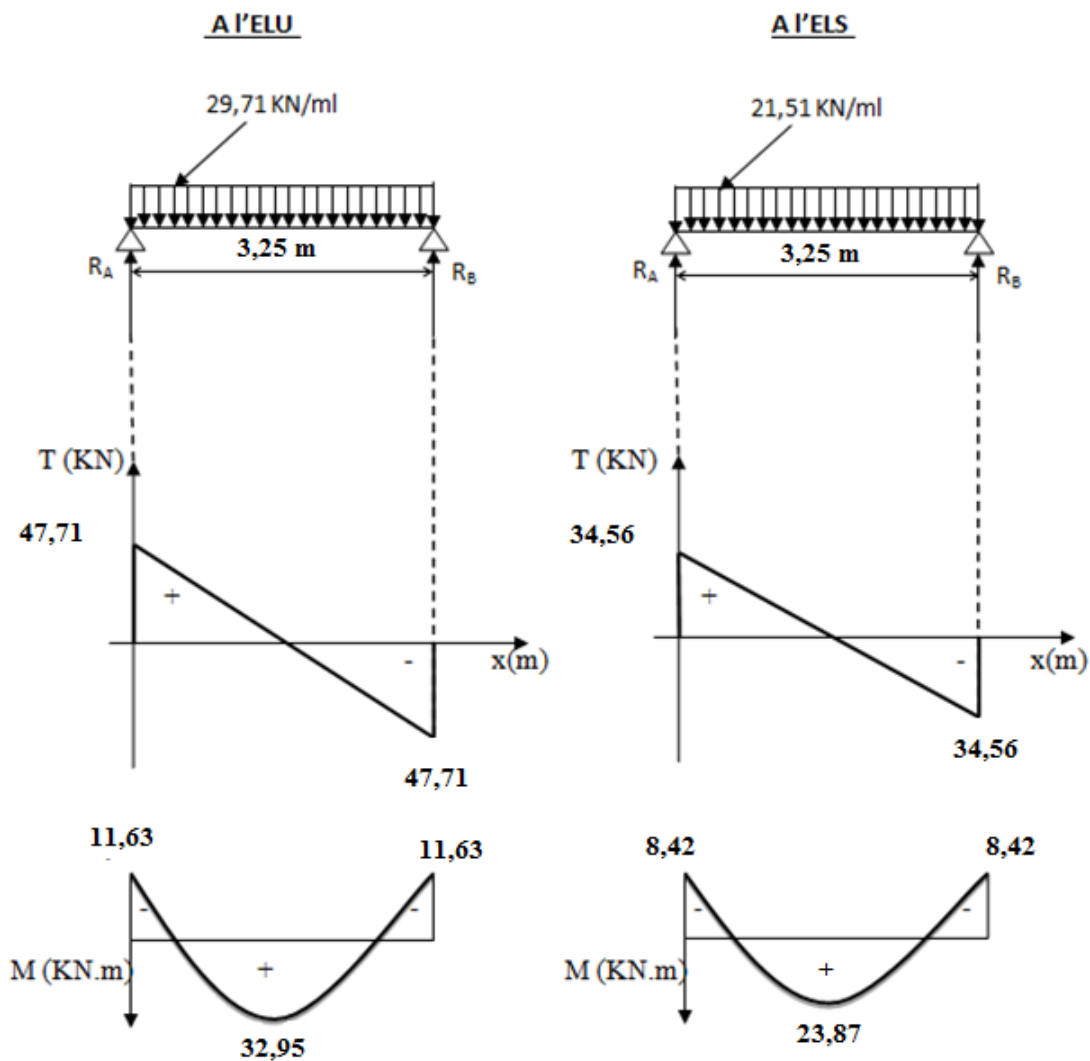


Figure III. 29 Les diagrammes des efforts internes

III.4.7 Ferrailage (ELU)

En travée :

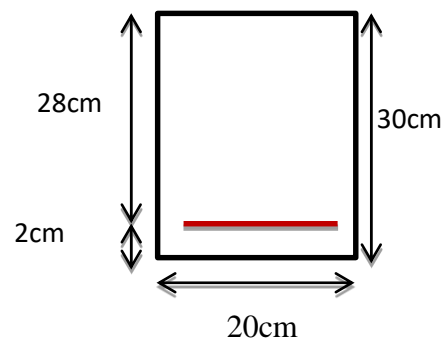
$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{32,95 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,148$$

$$u_b < u_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$u_b = 0,107 \Rightarrow \beta = 0,919$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \sigma_{st}} = \frac{32,95 \times 10^3}{0,919 \times 28 \times 348} = 3,68 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$.



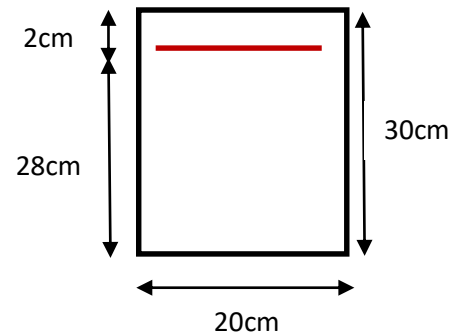
Aux appuis:

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,63 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14.2} = 0,052$$

$$u_b \cdot 0.052 < u_r = 0.391 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$u_b = 0.052 \Rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.63 \times 10^3}{0.973 \times 28 \times 348} = 1.23 \text{ m}^2$$



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

Zone	M_u	μ_b	β	obs.	A_s	A adoptée	S_t
Travée	32,95	0,148	0,919	SSA	3,68	4,62	10
Appuis	11,63	0,052	0,973	SSA	1,23	3,39	10

- Le RPA99 exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$4,62 + 3,39 = 8,01 \text{ cm}^2 > \frac{0,5 \times b \times h}{100} = \frac{0,5 \times 20 \times 30}{100} = 3 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

III-4-8 Vérification à l'ELU

- Vérification de la condition de non fragilité (Art 4-2-1, BAEL91/ modifié 99) :

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\text{min}} = 0,23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \times 28 \times 20 \times \frac{2,1}{400} = 0.676 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2 > 0.676 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_{sa} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0.676 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte tangentielle (art. A.5,1.1/BAEL91 modifiées 99)

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa \right\} = \{3,33MPa, 5MPa\} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{47,71 \times 10^3}{200 \times 280} = 0,852 < 3,33MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :(BAEL91Art5.132)**

• **Influence des aciers**

$$A_u = \frac{T_{max}}{\sigma_s} \leq A_{uapp}$$

$$A_u = \frac{47,71 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 1,37cm^2 < A_{uapp} = 3,39cm^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Influence sur le béton**

$$T_u^{max} \leq 0,4 \times 0,9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u^{max} = 47,71 \text{ KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times 200 \times 280 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1,5} = 336 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 47,71 \text{ KN} < 336 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis**

On doit vérifier :

$$\bar{\tau}_{Se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : $\psi_s = 1,5$ pour les barres à haute adhérence (HA).

$$\bar{\tau}_{Se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa.$$

$$\tau_{Se} = \frac{T_{Umax}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \text{ Avec : } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times (3,14) \times 1,2 = 11,304 \text{ cm}$$

$$\tau_{Se} = \frac{47,71 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 1,67MPa.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_e = 1.41 MPa \\ \bar{\tau}_e = 3,15 MPa \end{array} \right. \Rightarrow \tau_{Se} < \bar{\tau}_{Se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Ancrage des barres (BAE L91 modifié 99Art-6-1-2) :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \rightarrow \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 MPa$$

Soit $L_s = 35,21 \phi$

Pour $\phi = 1.2cm \rightarrow L_s = 42.25cm > b = 20cm$

Pour $\phi = 1.4cm \rightarrow L_s = 49.29cm > b = 20cm$

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

Aux appuis : $L_c = 0,4.L_s = 0,4 \times 42.25 = 16.9 \text{ cm}$; **Soit un crochet de 17 cm.**

En travée : $L_c = 0,4.L_s = 0,4 \times 49.29 = 19.42 \text{ cm}$; **Soit un crochet de 20 cm.**

➤ **Calcul des armatures transversales**

• **Diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35}, \frac{200}{10}, 12 \right\} = 8.57 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 ; $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

• **espacement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99-Art 5-1-2.2) :**

$$St \leq St_{\max} = \min \{0,9 \times d; 40 \text{ cm}\} = \min \{25.2; 40 \text{ cm}\} = 25.2 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

• **Exigence du RPA 99 (Art-7-5-2.2) :**

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1.2; 30 \right\} = 7.5 \text{ cm.}$$

Soit $S_t = 7 \text{ cm.}$

Zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm.}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm.}$

Remarque : Les premières armatures transversales, doivent être disposés à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Quantité d'armatures transversales minimales**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 20 = 09 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Pourcentage minimal des armatures transversales (art : 5.1, 22/BAEL91)**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4bS_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 20 \times 15}{400} = 0.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min \text{ du BAEL}} = 0.3 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.4.9 Vérification à l'ELS

- **Les réactions d'appuis**

$$R_A = R_B = 34,56 \text{ KN}$$

- **Les moments corrigés**

$$M_t = 23,08 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -8,42 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

- **État limite de résistance à la compression : [BAEL91/Art.4.5,2]**

On doit avoir : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$

$$\rho = \frac{100A_s}{b.d} \quad ; \quad \sigma_{bc} = K \sigma_s \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$$

zone	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$
travée	28,08	4.62	1,27	0.941	69,75	305,03	6,27	15
appuis	8,42	3.39	0,942	0.864	21,63	107,60	2,45	15

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

- **Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{325} = 0.092 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{30}{325} = 0.093 > \frac{23.87}{10(28.08)} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{20 \times 28} = 0.0083 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

CONCLUSION :

Après calcul et vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Appuis :** 3 HA12 = 3.39cm².
- **Travée :** 3 HA 14 = 4,62cm².
- **Armature transversales :** 4 HA8 =2,01cm²

Avec :

$St=15$ cm zone courante (l'espacement des armatures transversales).

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

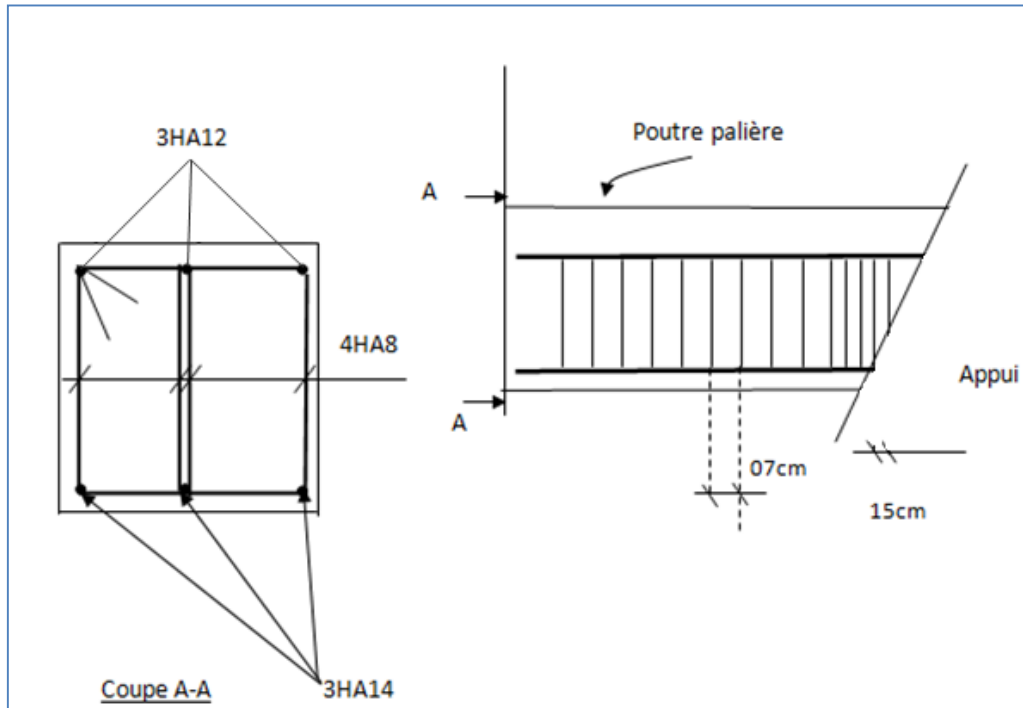


Figure III. 30 Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.5 Calcul des balcons

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde-corps de hauteur $h=1$ [m] en brique creuse de 10 cm d'épaisseur. Dans notre cas le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, il est réalisé en dalle pleine.

GF

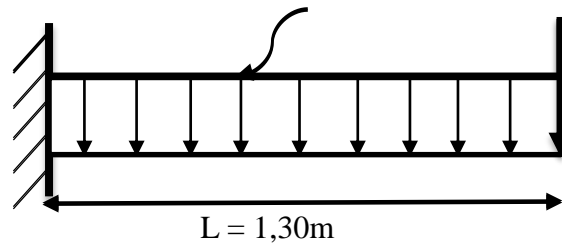


Figure III. 31 Schéma du balcon

III.5.1 Pré dimensionnement

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{130}{10} = 13 \text{ cm. Avec } L : \text{ largeur du balcon}$$

Nous adopterons $e_p = 15 \text{ cm}$

III.5.2 Détermination des charges et surcharges**a. Charges permanent**

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (Kn/m ³)	Epaisseur (m)	Charge (KN/m ²)
Enduit en ciment	18	0.03	0.54
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Couche de sable	17-19	0.03	0.54
Chape en mortier de pose	20	0.02	0.40
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Cloison de séparation interne	90	0.10	0.90
Gtot :			6.53

Charges concentrée : (poids du mur extérieur) : $G=2,36 \times 1 \text{ ml}=2,36 \text{ KN/ml}$

Charge due à la main courante (horizontale) : $Q_1=1 \text{ KN/ml}$

b. Charges d'exploitations

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

III.5.3 Combinaison de charges

➤ à l'ELU :

Pour la dalle : $q_{u1} = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m} = 1,35(6,53) + 1,5(3,5) \times 1 \text{ m} = \mathbf{14.066 \text{ KN/m}}$

$$q_{u1} = \mathbf{14.066 \text{ KN/m}}$$

Le mur : $q_{u2} = 1,35 \times 2,36 = \mathbf{3,186 \text{ KN/ml}}$

Main courante : $q_{u3} = 1,35 \times 1 = \mathbf{1,35 \text{ KN/ml}}$

➤ à l'ELS :

Pour la dalle $q_{s1} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (6,53 + 3,5) \times 1 \text{ m} = \mathbf{10,03 \text{ KN/ml}}$

Le mur : $q_{s2} = \mathbf{2,36 \text{ KN/ml}}$

Main courante : $q_{s3} = \mathbf{1 \text{ KN/ml}}$

III.5.4 Calcul des moments fléchissant

➤ à l'ELU :

$$M_u = q_{u1} \frac{L^2}{2} + q_{u2} \times L = 14.066 \frac{(1,30)^2}{2} + 3,186 (1,30) = \mathbf{16.03 \text{ KN.m}}$$

➤ à l'ELS :

$$M_s = q_{s1} \frac{L^2}{2} + q_{s2} \times L = 10,03 \frac{(1,30)^2}{2} + 2,36 (1,30) = \mathbf{11,54 \text{ KN.m}}$$

Remarque

Le moment de la main courante est nul ($M=0$).

III.5.5 Ferrailage

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

▪ **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16,03 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,067 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,067 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,920$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16,03 \times 10^3}{0,920 \times 13 \times 348} = 3,85 \text{ cm}^2$$

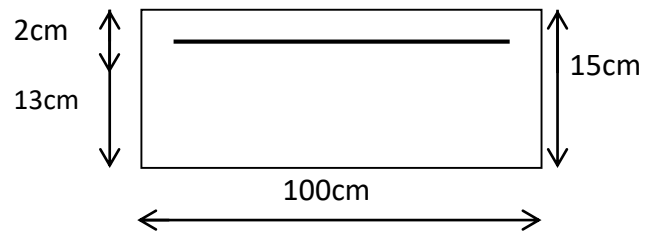
❖ Soit 5HA12 ($A_t = 5,65 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$.

▪ **Armature de répartition :**

$$A_s = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA8 ($A_s = 2,51 \text{ cm}^2$) avec un espacement

$S_t = 20 \text{ cm}$.

**III.5.5 Vérification à l'ELU****III.5.5.1 Condition de non fragilité : (BAEL91, Art A.4.2)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante : $A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$= 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,57 \leq A_{\text{adoptée}} = 5,65 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Espacement des barres : (BAEL 91, Art A.8.2, 42)

- Armatures principales : $St \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} > St = 20\text{cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.
- Armatures répartitions : $St \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} > St = 20\text{cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

III.5.4.2 Vérification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL 91, Art A.5.1)

La console soumise à des efforts tranchants est justifiée vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte τ_u , prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \text{ avec : } T_{\max} = T_u = q_{u1} \times L + q_{u2} = 14,066(1,30) + 3,186 = \mathbf{21,47\text{KN}}$$

$$\tau_u = \frac{21,47 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,165\text{MPa.}$$

Article A.5.1, 21 BAEL 91 : dans le cas où les armatures d'âme sont droites et les fissurations sont peu nuisibles, la contrainte $\overline{\tau_u}$:

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = \min \left\{ 0,20 \times \frac{25}{1,5} ; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{ 3,333 ; 5\text{MPa} \} = \mathbf{3,333\text{ MPa}}$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ la condition est vérifiée

III.5.4.3 Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91, Art. A.6.1, 3)

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15\text{ MPa.}}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_j} = \frac{21,47 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 3,14 \times 5 \times 12} = \mathbf{0,974\text{Mpa}}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \text{ Pas de risque}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \text{ Pas de risque d'entraînement des barres} \rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

III.5.4.4 Ancrage des barres : (BAEL 91, Art 6.1, 23)

La longueur de scellement est donnée par :

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} ; \text{ Avec } \tau_{su} : \text{ contrainte d'adhérence.}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = \mathbf{2,835\text{ MPa}}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Soit la longueur hors du crochet égal a : $l_r = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm}$

III.5.5 Vérification à l'ELS

a) Vérification de la contrainte dans les aciers :

Le balcon est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée peu préjudiciable, on doit alors vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,434$$

$$\rho_1 = 0,434 \quad \beta_1 = 0,899 \rightarrow K_1 = 34,50 \rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,029$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{11,54 \times 10^3}{0,899 \times 13 \times 5,65} = 174,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 174,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la Contrainte dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,029 \times 174,76 = 5,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Cela veut dire qu'il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimée.

c). Valeur limite des flèches : (BAEL 91, Art B.6.5, 3)

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{130} = 0,12$
- $\frac{1}{16} = 0,0625$. $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$ **Condition vérifiée**
- $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043$
- $\frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105$. $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4,2}{f_e}$ **Condition vérifiée**
- $\frac{h}{L} = \frac{15}{130} = 0,115$

$$\frac{M_s}{10 \times M_u} = \frac{11,54}{10 \times 16,03} = 0,0720 \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.6

✓ **Conclusion :**

- 1) toutes les conditions sont vérifiées, la flèche est bien vérifiée
- 2) les balcons seront ferrailés comme suit

- ❖ **Armatures principales : 5HA12 avec $S_t=20$ cm**
- ❖ **Armatures secondaires : 5HA8 avec $S_t=25$ cm**

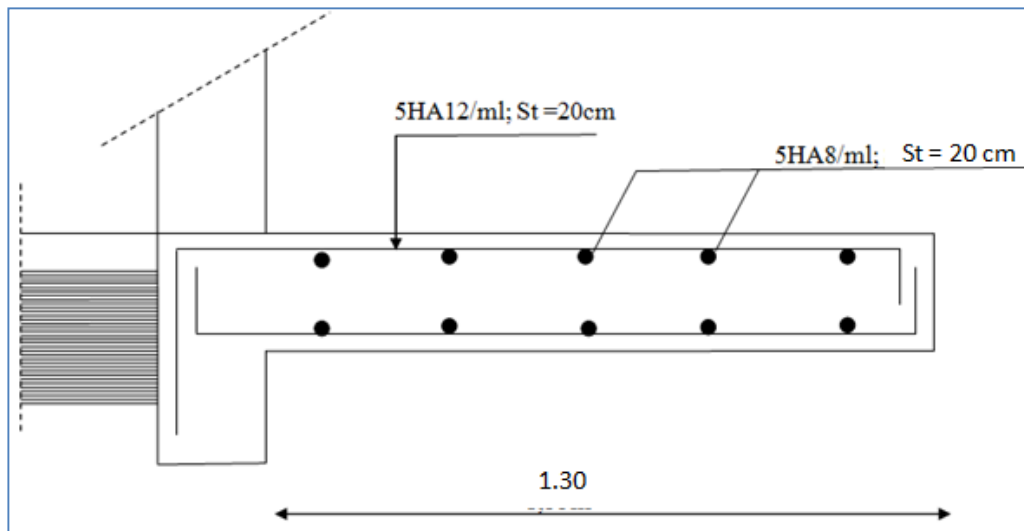


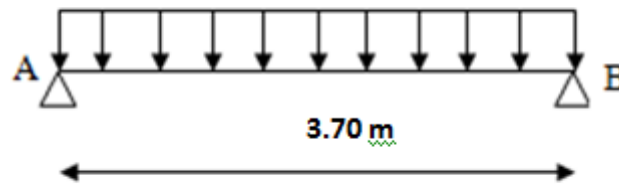
Figure III. 32 Ferrailage des balcons

Étude de la poutre de chaînage

Nous allons étudier une poutre continue qui repose sur deux appuis ; elle supporte son poids propre et le poids du aux cloisons (mur en double cloisons).

III.2 Pré dimensionnement de la poutre

Hauteur h_t :
$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

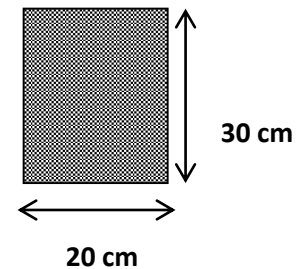


Avec :

$L = 370 - 30 = 340 \text{ cm}$; 30 cm la largeur de la poutre principale.

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes du **R.P.A.99 modifié 2003**

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



$$\frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22,66 \text{ cm} \leq h \leq 34 \text{ cm}$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$ (pour que la condition du RPA soit vérifiée)

Largeur b :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}.$$

On prend $b = 20 \text{ cm}$.

Vérification du rapport $\frac{h}{b}$:

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Alors, on opte pour la poutre de chaînage d'une section de **(20x30) cm²**

III.6.2 Détermination des charges et surcharges

Charges permanentes :

- Le poids propre de la poutre..... $0,30 \times 0,20 \times 25 = 1.5 \text{KN/ml}$.
- Le poids propre de mur en double cloison..... $2,36(3.06-0,20) = 6.75 \text{KN/ml}$.
- Le poids du plancher..... $5,68 \times 0,65/2 = 1.85 \text{KN/ml}$

$G_p=10,1 \text{ KN/ml}$.

Surcharges d'exploitation :

$Q = 1,5 \times 0,65/2 = 0,49 \text{ KN/ml}$

III.6.3 Combinaison des charges

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10,1 + 1,5 \times 0,49 = 14,37 \text{KN/ml}$.

ELS: $q_s = G + Q = 10,1 + 0,49 = 10,59 \text{KN/ml}$.

$q_u=14,37 \text{KN/ml}$

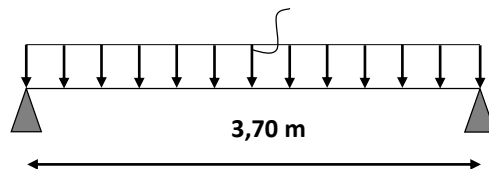


Figure III.33 Schéma de chargement à l'ELU

$q_s=10,59 \text{KN/ml}$

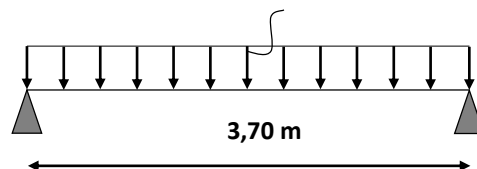


Figure III.34 Schéma de chargement à l'ELS

III.6.4 Calcul des efforts à l'ELU

- Le moment isostatique :

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14,37 \times (3,70)^2}{8} = 24,59 \text{N.m}$$

- L'effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14,37 \times 3,70}{2} = 26,58 \text{KN}.$$

Compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments deviennent :

Sur appuis : $M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 24,59 = -7,38 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 24,59 = 20,90 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

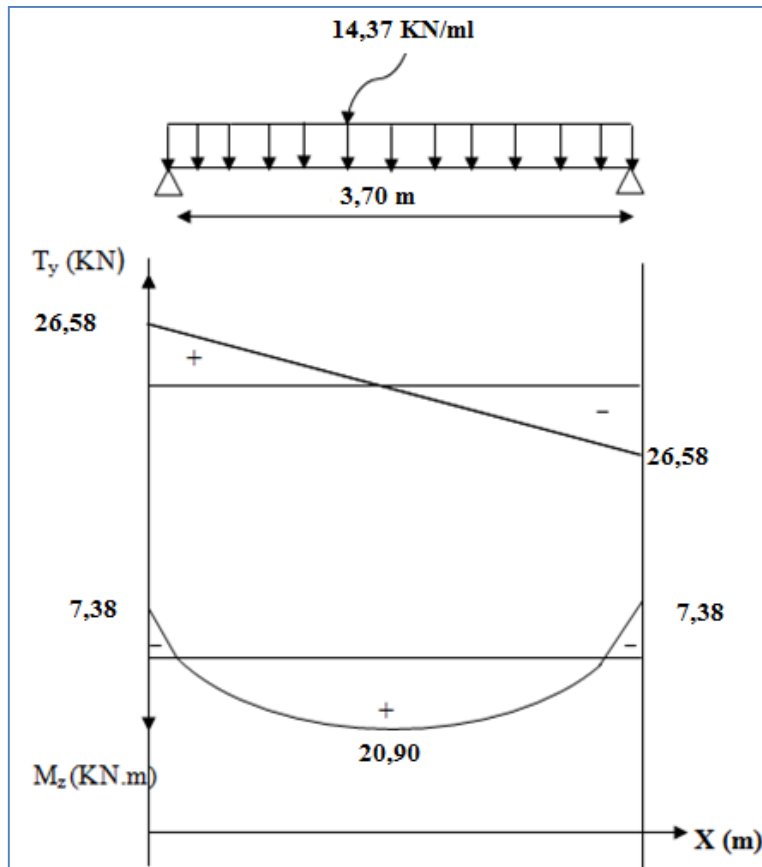


Figure III. 35 Diagrammes des efforts internes à l'ELU

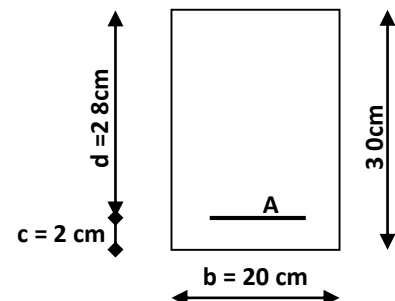
III.6.4.1 Calcul des armatures

a) Aux appuis :

$M_{au} = 7,38 \text{ KN.m}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $c = 2 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,38 \times 10^2}{25 \times 38^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A.$$

$\mu = 0,020 \Rightarrow \beta = 0,993$



$$A_{au} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{7,38 \times 10^2}{0,993 \times 28 \times 34,8} = 0,76 \text{ cm}^2.$$

Soit : 3HA12 = 3,39 cm²

b) En travée :

M_{tu} = 20,90 kN.m.

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20,90 \times 10^2}{20 \times 28^2 \times 1,42} = 0,094 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A.$$

$$\mu = 0,104 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{20,90 \times 10^2}{0,995 \times 28 \times 34,8} = 2,16 \text{ cm}^2.$$

Soit 3HA12 = 3,39 cm²

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section (RPA99 modifié en 2003).

$$3,39 + 3,39 = 6,78 \text{ cm}^2 > \frac{0,5 \times b \times h}{100} = \frac{0,5 \times 20 \times 30}{100} = 3 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

III.6.4.2 Vérification à l'E.L.U

✓ Condition de non fragilité :

$$A > A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,68 \text{ cm}^2.$$

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91, md99/Art. A5.1.211) :

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{26,58 \times 10^3}{200 \times 2800} = 0,047 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = \min(2,5 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,047 \text{ Mpa} \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

✓ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

Sur le béton :

$$T_u \leq \frac{0,4}{\gamma_b} b.d.0,9.f_{c28} \Rightarrow T_u \leq \frac{0,4}{1,5} \times 20 \times 28 \times 0,9 \times 2,5 = 336 \text{ kN.}$$

$$T_u = 26,58 \text{ kN} \lll 336 \text{ kN} \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

Sur les armatures inférieures :

$$T_u = 26,58 \text{ KN}, M_a = 7,38 \text{ kn.m}, d = 28 \text{ cm.}$$

$$A_u \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a}{0,9d} \right] = \frac{1,15}{40} \left[26,58 + \frac{-7,38}{0,9 \times 28} \right] = 0,756 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0,756 \text{ cm}^2 < 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right\} = \min\left\{\frac{300}{35}; 12; \frac{200}{10}\right\} = \min\{8,57; 12; 20\}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

✓ **Écartement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min\{0,9.d; 40 \text{ cm}\} = 25,2 \text{ cm}; \text{ soit : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{3,39 \times 400}{20 \times 25} = 2,712 \text{ Mpa} > 0,4 \text{ Mpa. (Condition vérifiée)}$$

Vérification selon le R.P.A 99 :

D'après le R.P.A 99, l'espacement est donné selon deux zones.

✓ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}; 12\phi_t; 30cm \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1; 30cm \right\}.$$

$$S_t \leq \min \{ 7.5 ; 12 ; 30cm \}.$$

Soit : $S_t = 7$ cm.

✓ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h_t}{2} = \frac{30}{2} = 15cm.$$

Soit : 15cm.

Selon le R.P.A 99 la section d'armatures transversale doit vérifier :

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003.S.b.$$

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9cm^2$$

$$A_t = 3.39 \geq A_{\min} \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

III.6.5 Les différents calculs à l'ELS :

Calcul des efforts internes :

➤ **Le moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{10.59 \times 3,70^2}{8} = 18,12KN.m$$

➤ **L'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{10.59 \times 3,70}{2} = 19,59KN$$

En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

- Aux appuis : $M_A = -0.3M_0 = -0.3 \times 18,12 = -5,44 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 18,12 = 15,40 \text{ KN.m}$

Diagramme des efforts internes à l'ELS :

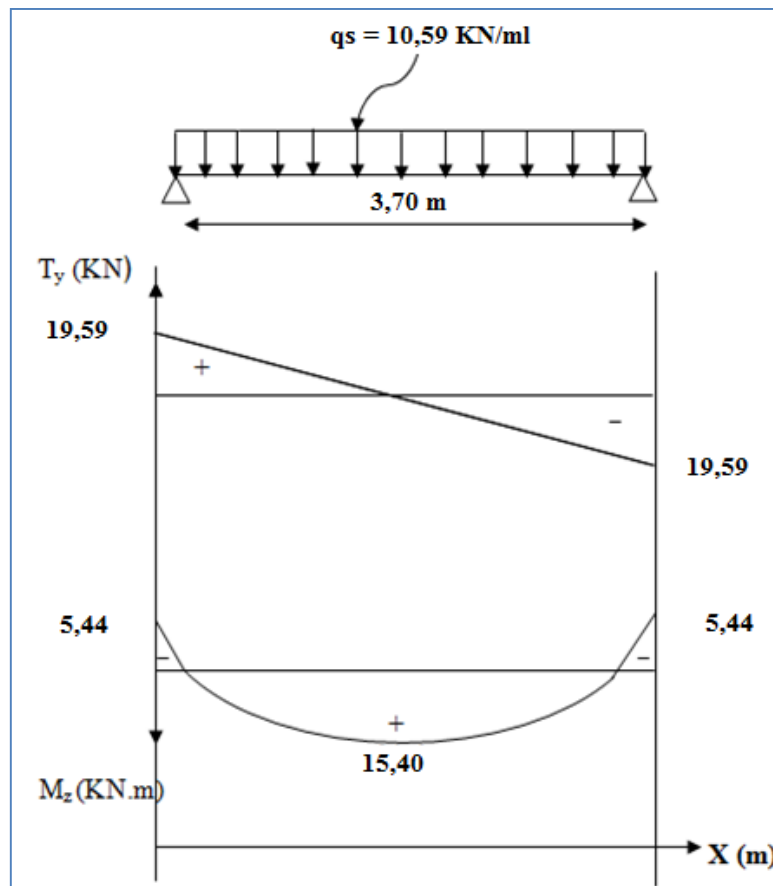


Figure III. 36 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

Vérifications à l'ELS

- ✓ État limite d'ouvertures des fissures : (BAEL 91 / Art A.4.5.3)

Les fissurations sont peut nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer

- ✓ État limite de compression du béton : (BAEL 91/ Art B.6.6.1)

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}; \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A}; \rho_1 = \frac{100A}{b_0 x d} \rightarrow \beta_1 \text{ et } K_1.$$

• **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 28} = 0,605 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,885 \\ \kappa_1 = 28,48 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{5,44 \times 10^6}{0,885 \times 280 \times 339} = 64,76 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{64,76}{28,48} = 2,27 \text{ MPA. } \sigma_{bc} = 2,27 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA. } \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

• **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 28} = 0,605 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,885 \\ \kappa_1 = 28,48 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{15,40 \times 10^6}{0,885 \times 280 \times 339} = 183,32 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{183,32}{28,48} = 6,44 \text{ MPA. } \sigma_{bc} = 6,44 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

✓ **État limite de déformation :**

Vérification de la flèche : (BAEL 91/ Art B .6.5.2)

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{370} = 0,081 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{370} = 0,081 \geq \frac{15,40}{10 \times 24,59} = 0,063 \text{(condition vérifiée)}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{20 \times 28} = 0,00605 \leq 0,0105 \dots\dots\dots (\text{condition vérifiée}).$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors la flèche est vérifiée.

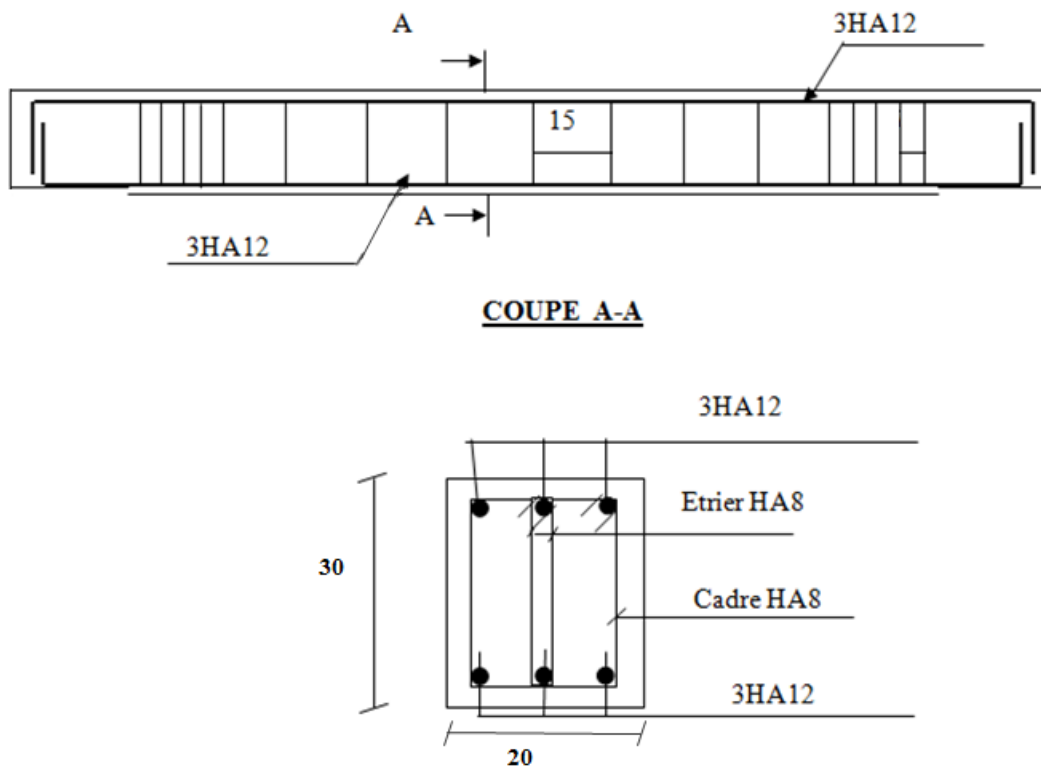


Figure III. 37 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

CHAPITRE IV

Modélisation

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**

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	Grid line :	Ligne de grille
Colonne :	Poteau	Joints :	Nœuds
Beam :	Poutre	Frame :	Portique (cadre)
File :	Fichier	Shell :	Voile
Copy :	Copier	Elément :	Élément
Move :	Déplacer	Restraintes :	Points d'application de la charge
Save :	Enregistrer	Loads :	Charges
Save as :	Enregistrer sous	Uniformed loads :	Charges uniformes
Add :	Ajouter	Define :	Définir
Delete :	Supprimer	Material :	Matériaux
Story :	Étage	Concrete :	Béton
Height :	Hauteur	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 :

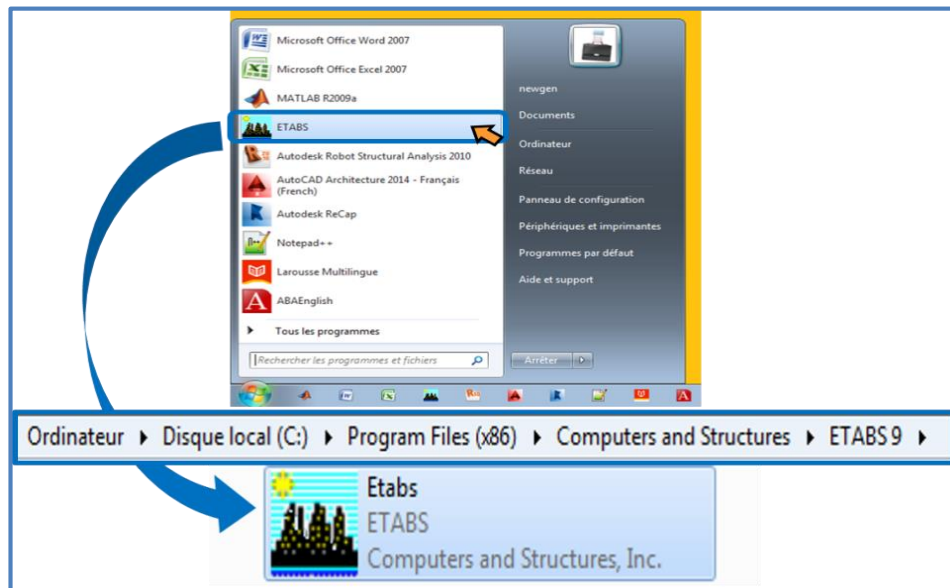


Figure IV.1 Icône du logiciel ETABS sur système d'exploitation Windows 7

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**

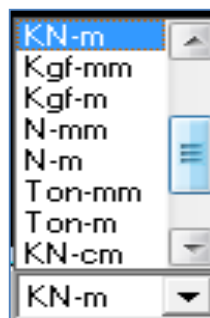


Figure IV.2 Choix des unités

➤ Géométries de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, puis on clique sur **Default.edb**.

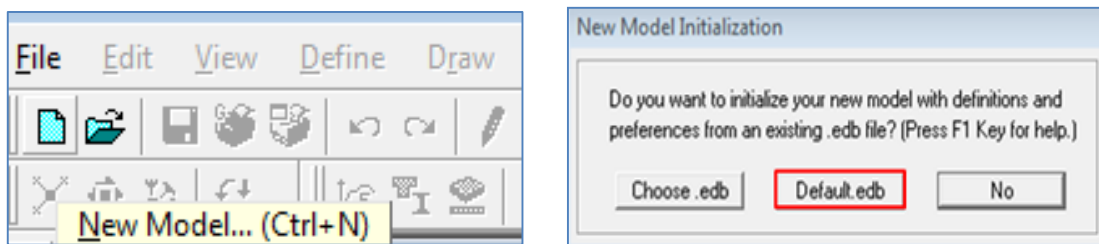


Figure IV.3 Démarrer un nouveau modèle

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

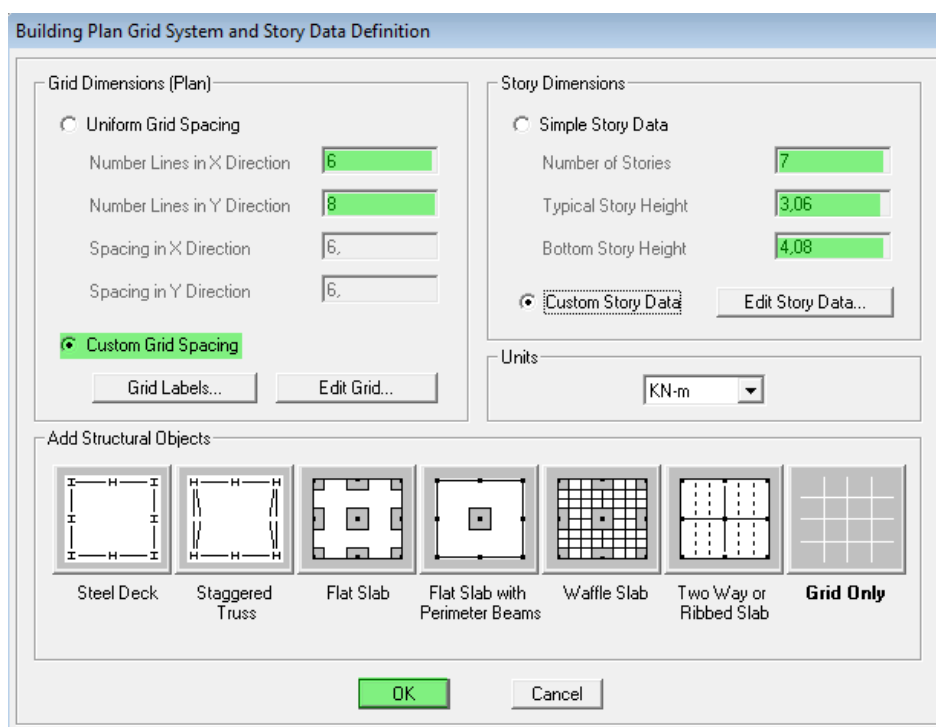


Figure IV.4 Introduction de la géométrie de base

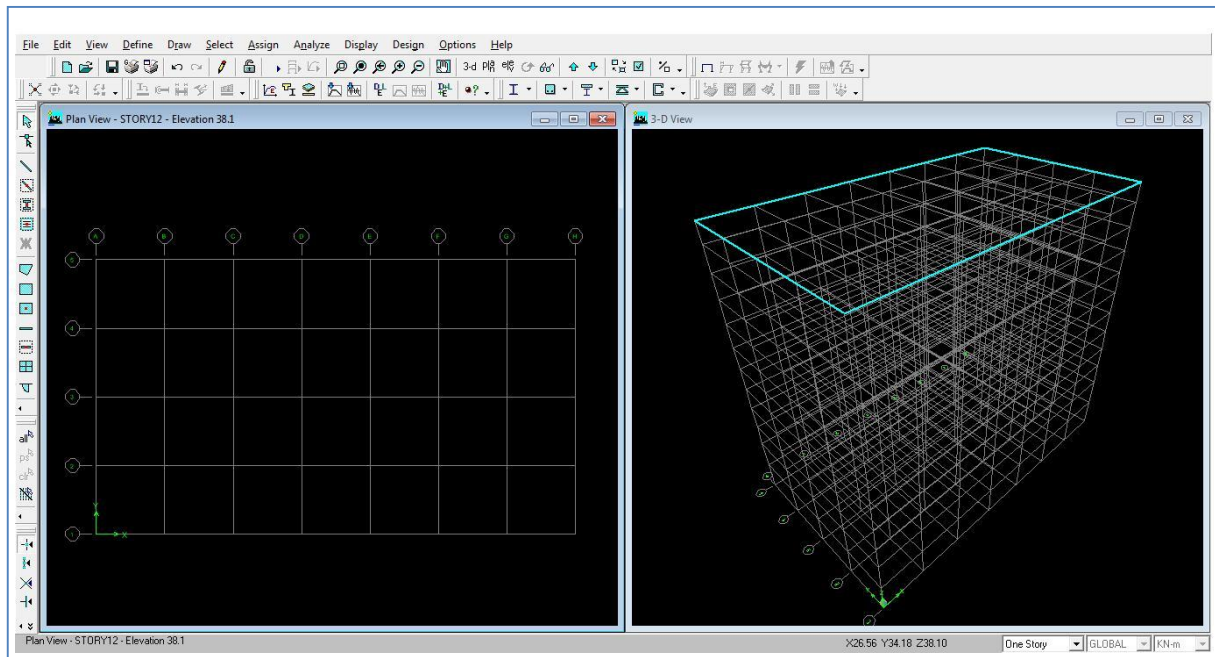


Figure IV.7 Affichage en plan et en 3D

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**

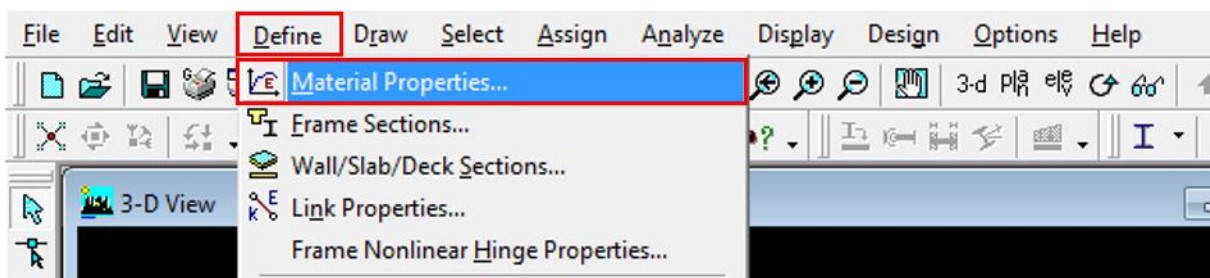


Figure IV.8 Définition des matériaux

Dans la boîte dialogique qui apparaît, on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

Material Property Data

Material Name

Display Color
Color

Type of Material
 Isotropic Orthotropic

Type of Design
Design

Analysis Property Data

Mass per unit Volume

Weight per unit Volume

Modulus of Elasticity

Poisson's Ratio

Coeff of Thermal Expansion

Shear Modulus

Design Property Data (ACI 318-99)

Specified Conc Comp Strength, f'c

Bending Reinf. Yield Stress, fy

Shear Reinf. Yield Stress, fys

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduc. Factor

Figure IV.9 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 → **Frame Sections**  → **ADD Rectangular**.

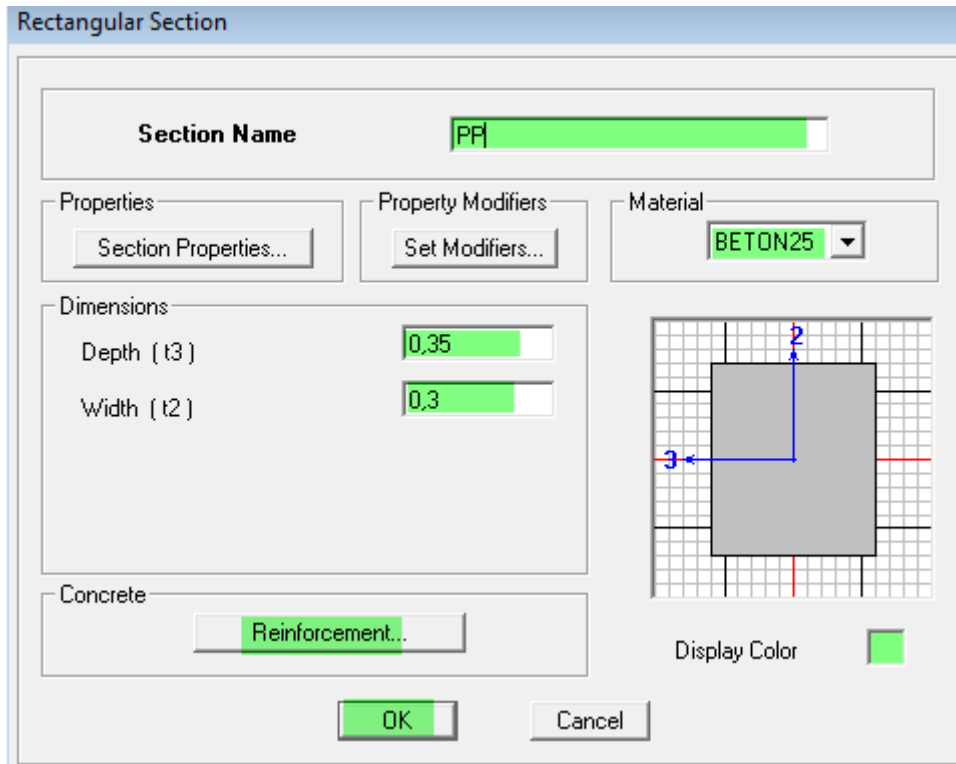


Figure IV.10 Définition des poutres

On procède de la même manière pour les poteaux.

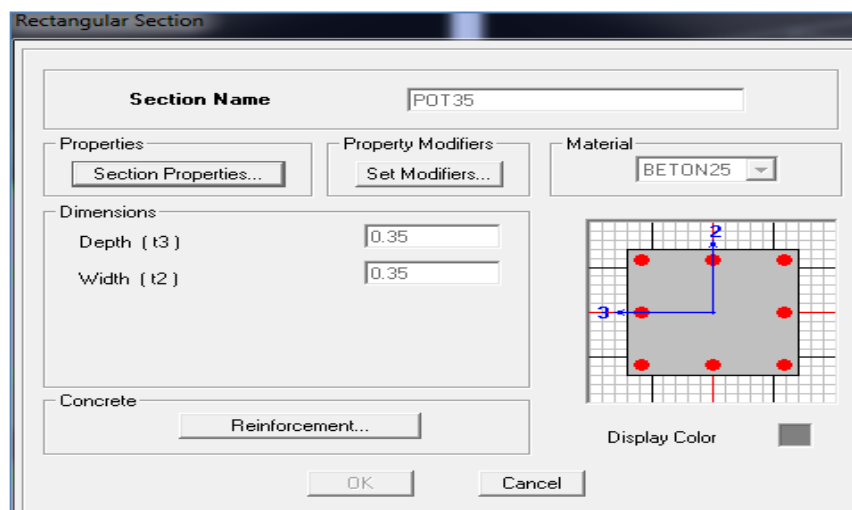


Figure IV.11 Définition des poteaux

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.

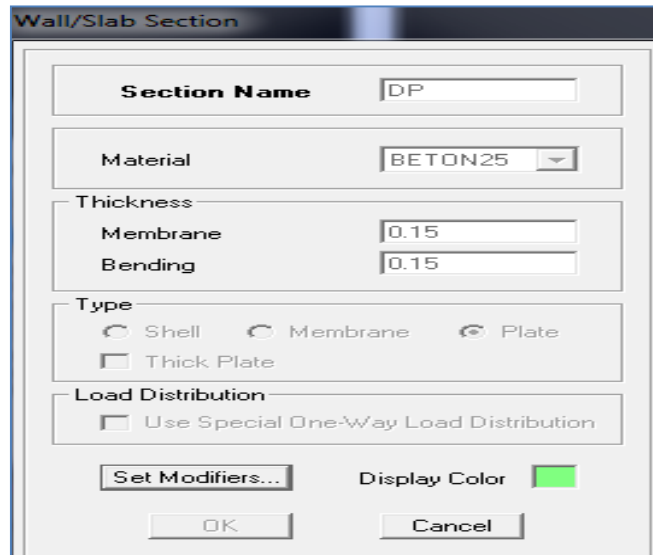


Figure IV.12 Définition des dalles

➤ 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 (**proprietés 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 voiles.

Pour les planchers et dalle pleine

On clique sur le bouton



Une fenêtre s'affiche (**proprietés of Object**) → **None** on choisit le nom de la section et on valide.

Enfin, on obtient la structure suivante :

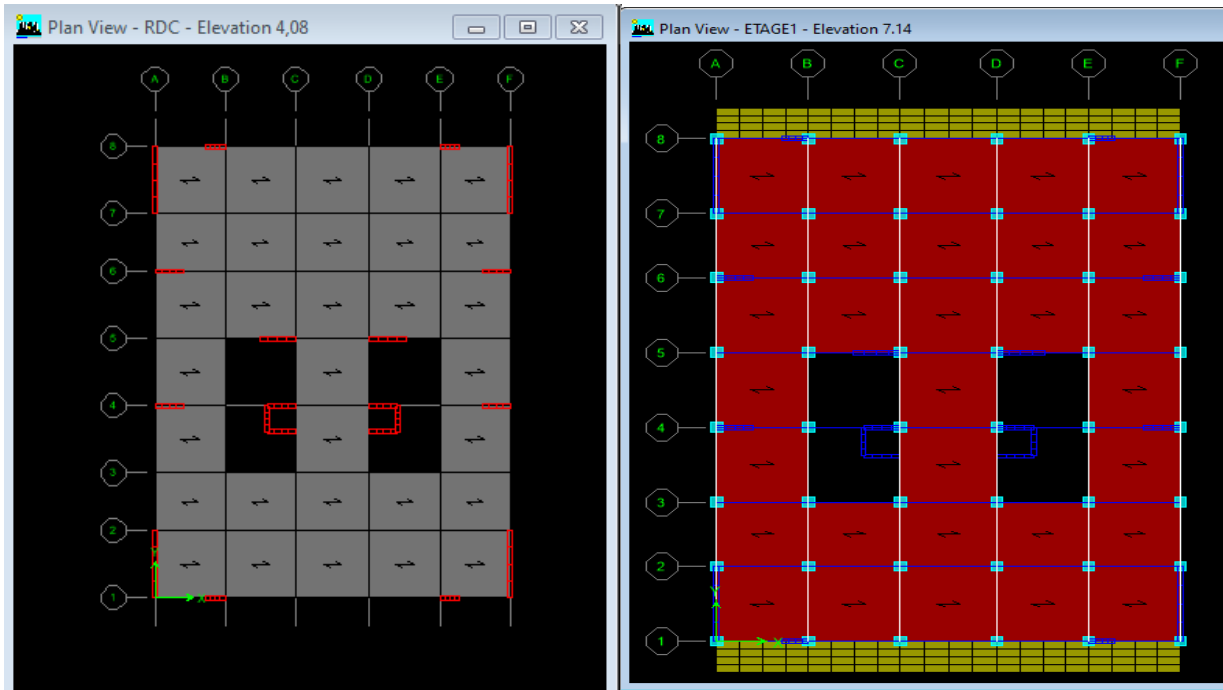



Figure IV.13 Vue en plan des éléments structuraux des étages

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 :

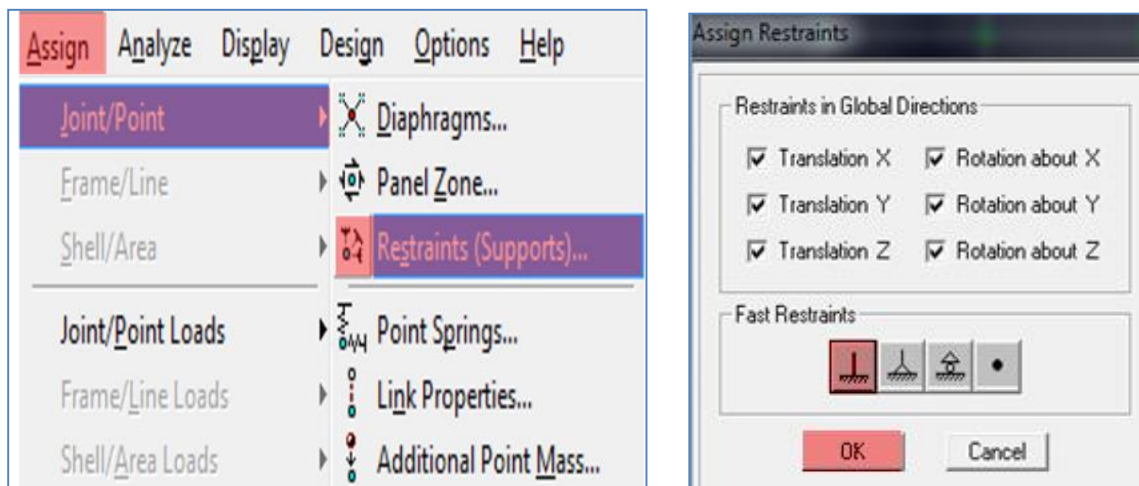


Figure IV.14 Définition des appuis

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.

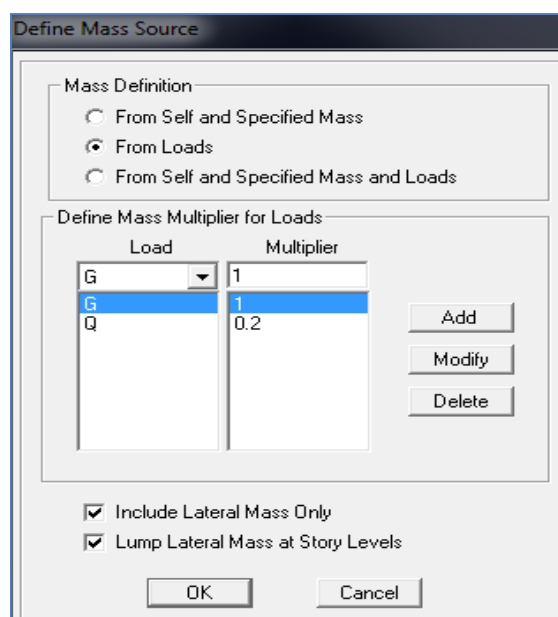


Figure IV.15 Définition du poids propre

➤ 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.

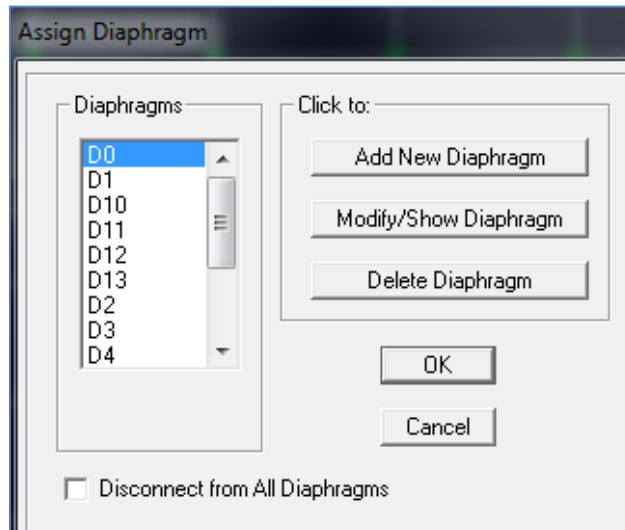


Figure IV.16 Introduction des diaphragmes

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. 

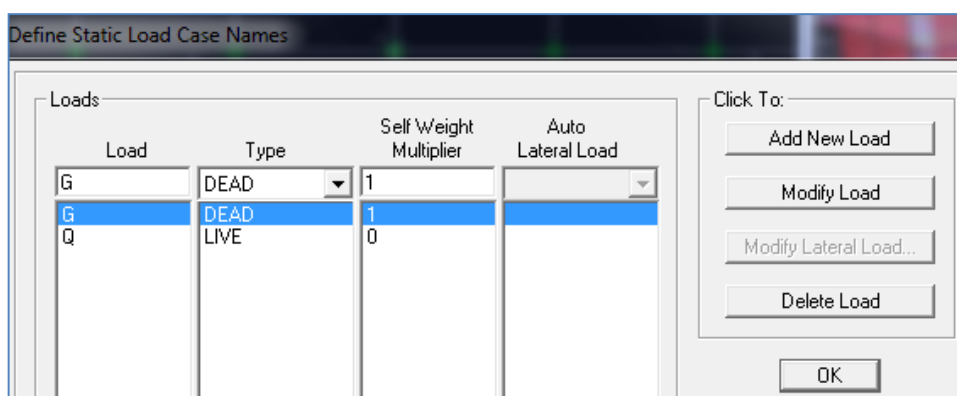


Figure IV.17 Définition des charges statiques

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**.

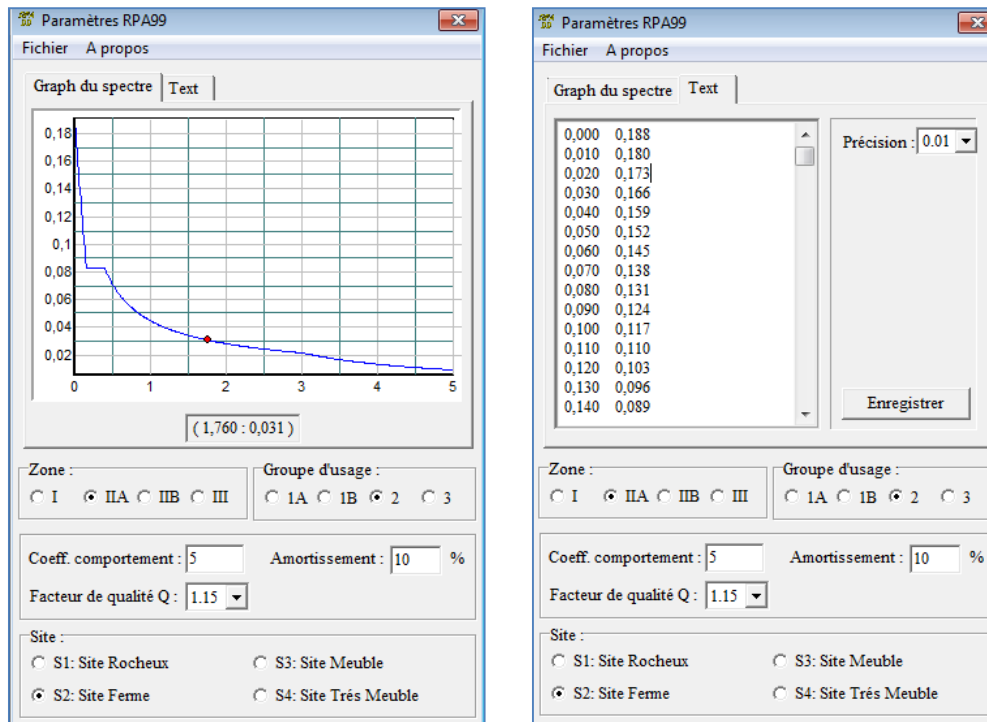


Figure IV.18 Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, on clique sur :

Define → **Response spectrum** → **Function Spectre from file.**

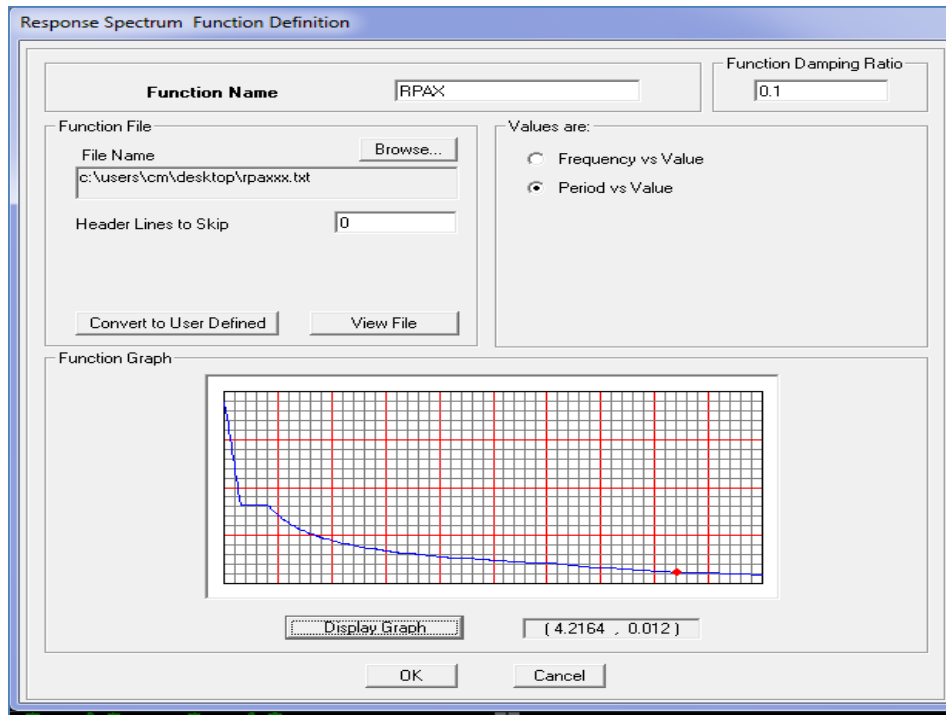


Figure IV.19 Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

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**.

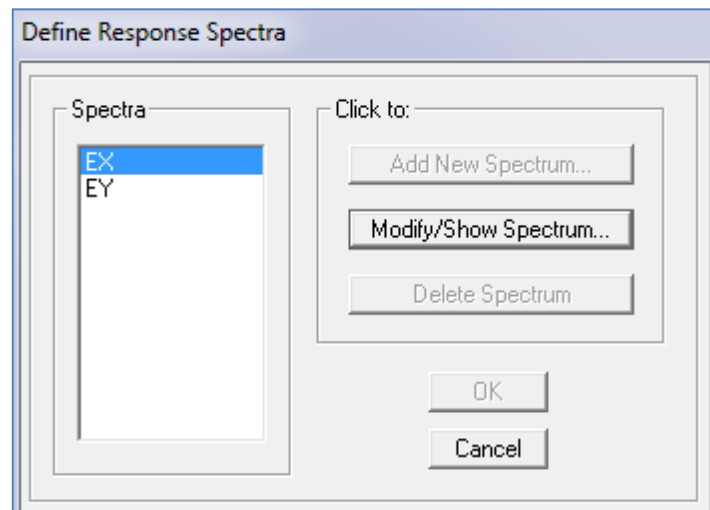


Figure IV.20 Définition des charges sismiques

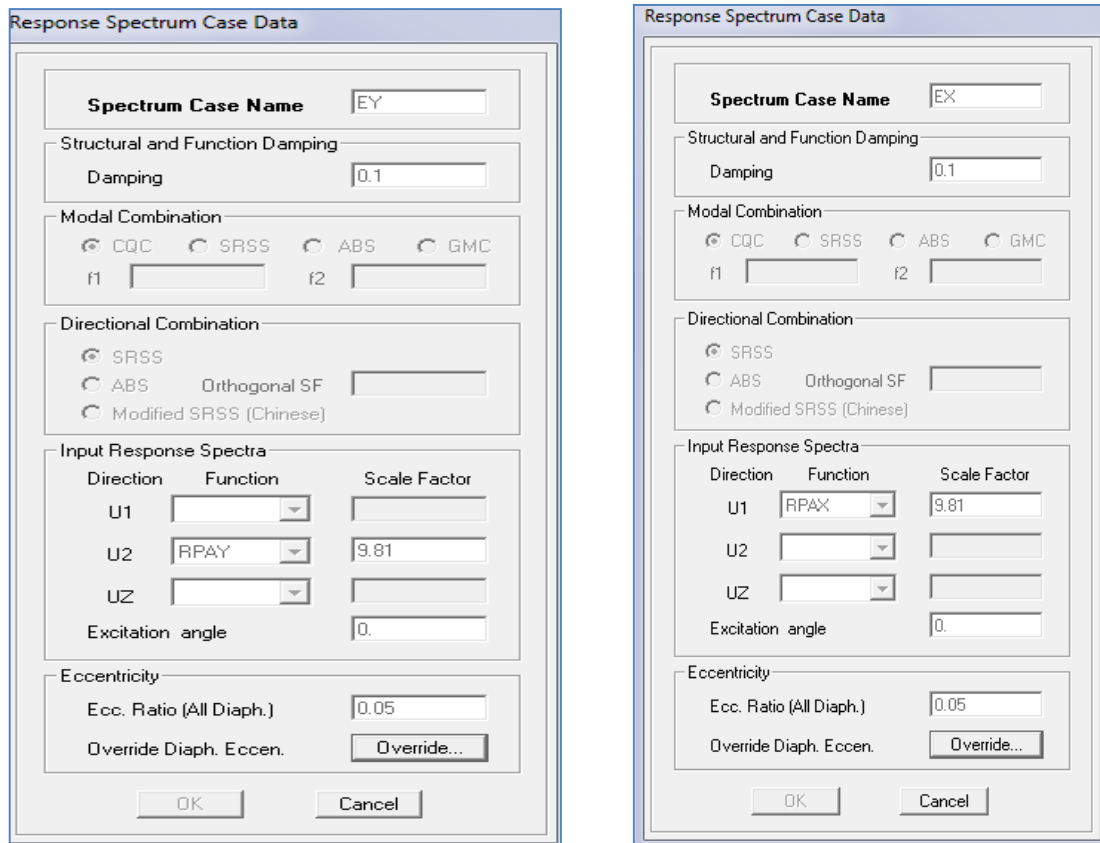


Figure IV.21 Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales

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.**

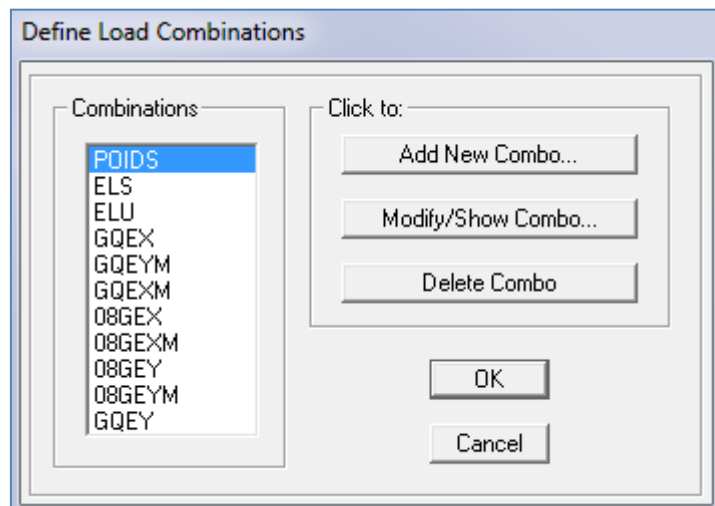



Figure IV.22 Introduction des combinaisons d'actions

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 Diagramme** .

Déplacement : pour extraire les déplacements, on sélectionne tout le plancher du niveau

Considééré, puis on clic sur **Show Tables** puis on coche **Displacement** et on choisi la combinaison.

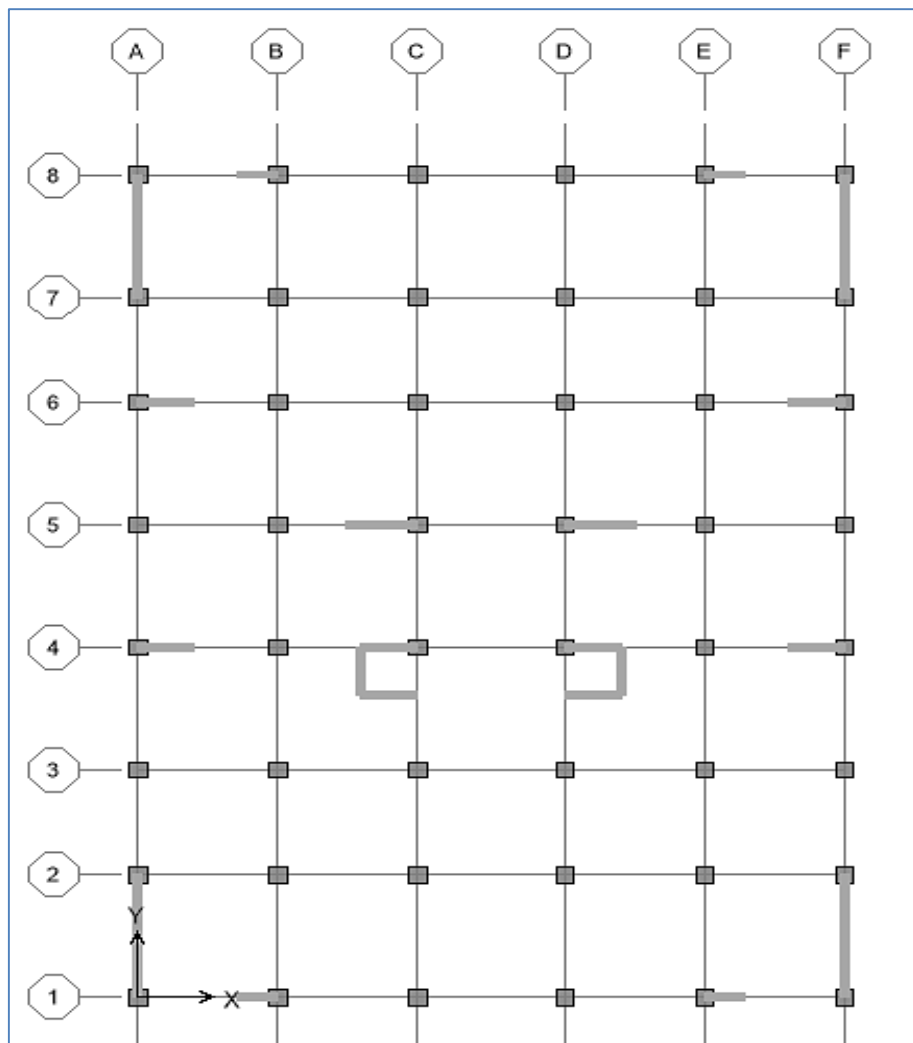
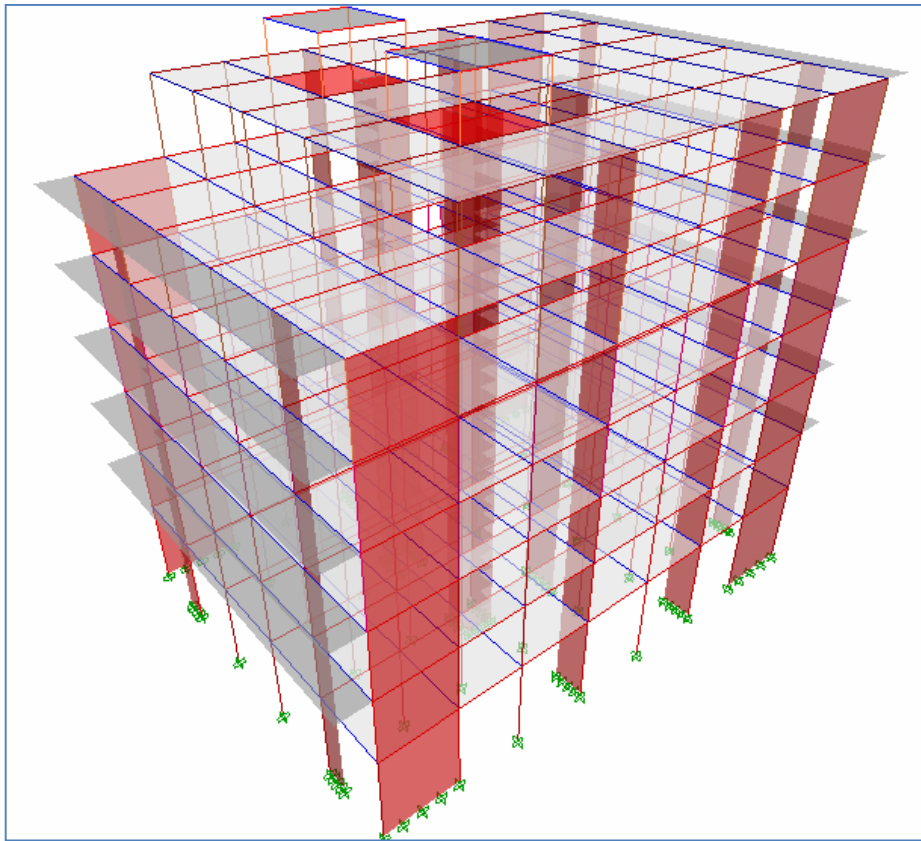


Figure IV.23 Vue en 3D et disposition des voiles de la structure

CHAPITRE V

Vérification des exigences du RPA

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 la torsion d'axe vertical.

V.1 Présentation de l'ouvrage

- ✓ Notre projet est un bâtiment en R+6, 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, commerces, bureautique).
- ✓ Site ferme S2 (rapport géotechnique)
- ✓ Système structurel : portiques + voiles

V.1.1 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période maximale donnée par le logiciel ETABS égale à 1.10 s

Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → modal information

→ Building Modal Information → Modal Participating Mass Ratios

On aura la fenêtre représentée sur la page suivante.

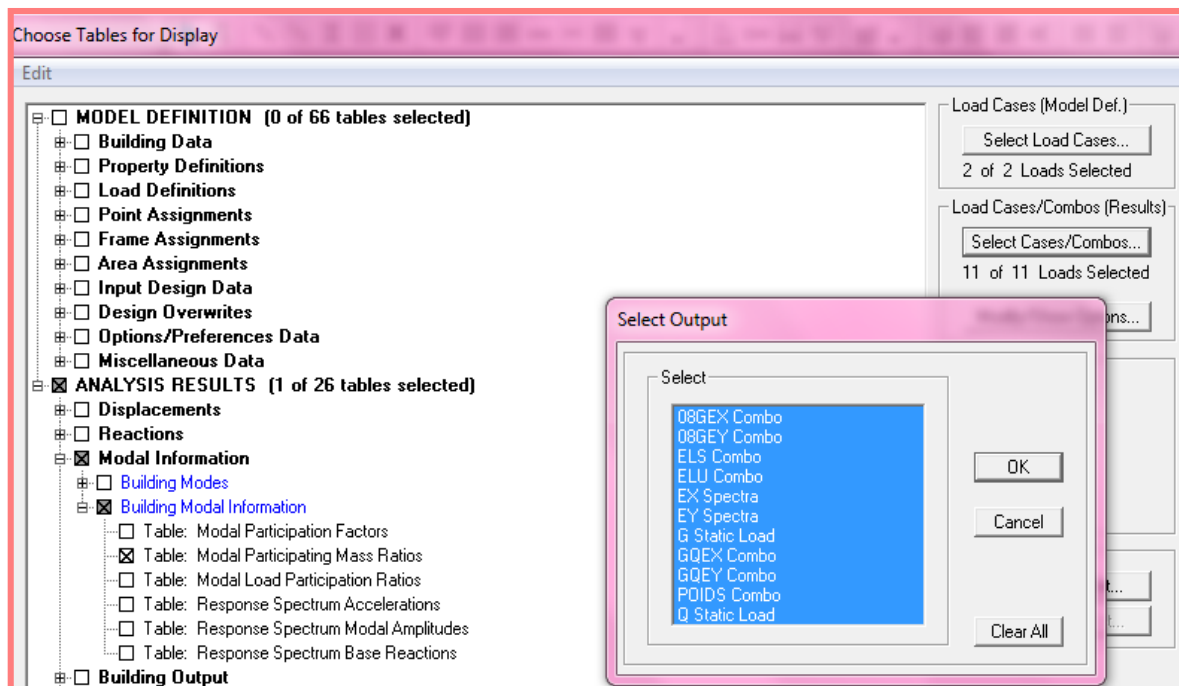


Figure V.1 Affichage des informations modales

Les résultats seront affichés comme suit :

Tableau V.1 La période et des masses participantes

	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
	1	0,655921	76,4863	0,0000	76,4863	0,0000	0,5838
	2	0,531549	0,0000	72,1598	76,4863	72,1598	0,0000
	3	0,500523	0,5941	0,0000	77,0804	72,1598	73,6565
	4	0,190024	13,9929	0,0000	91,0733	72,1598	0,0308
	5	0,131455	0,0241	0,0000	91,0974	72,1598	17,0970
▶	6	0,129763	0,0000	18,6091	91,0974	90,7688	0,0000
	7	0,089039	5,2141	0,0000	96,3115	90,7688	0,0031
	8	0,063222	0,0017	0,0000	96,3131	90,7688	4,8678
	9	0,061411	0,0000	5,0609	96,3131	95,8297	0,0000
	10	0,053840	1,4541	0,0000	97,7672	95,8297	0,1206
	11	0,051572	0,0000	0,0000	97,7672	95,8297	0,1380
	12	0,051562	0,0000	0,7784	97,7672	96,6081	0,0000

- ◆ Le premier mode de vibration est : **une translation suivant l'axe X-X,**
Il mobilise 76.4863% de la masse.
- ◆ Le deuxième mode de vibration est : **une translation suivant l'axe Y-Y,**
Il mobilise 72.1598% de la masse.
- ◆ Le troisième mode de vibration est : **une rotation.**

➤ **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 : **06 modes.**

6ème mode → Sens X-X : 91.0974 % > 90% → **Condition vérifiée.**

Sens Y-Y : 90.7688 % > 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 : acteur 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 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 fonction de la catégorie du site, de facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec: } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad (\text{Formule 4.2 RPA 99 version 2003}).$$

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.5 \end{array} \right\}$$

Site meuble S3

➤ Facteur de correction d'amortissement η

Il est donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0.7$ (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 : $\xi=10\%$ → $\eta = 0.76 > 0,7$

➤ 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.

$$h_n = 22.44 \text{ m}$$

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%

$$T = 0,05 \times (22.44)^{3/4} \rightarrow \quad \mathbf{T = 0,52 \text{ sec}}$$

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 :

	Condition sur T	Période choisie
1 ^{er} cas	T analytique < T empirique	T = T empirique
2 ^{ème} cas	T empirique < T analytique < 1,3 T empirique	T = T analytique
3 ^{ème} cas	1,3 T empirique < T analytique	T = 1,3 T empirique

$$D'où : T_{\text{analytique}} = 0,656 \text{ sec} \leq T = 1,3 \times 0,52 = 0,676 \text{ sec} \rightarrow \quad \mathbf{1^{er} \text{ cas}}$$

$$\text{Donc } T = T_{\text{empirique}} \rightarrow \quad \mathbf{T = 0.52 \text{ s}}$$

$$\text{Finalement : } D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,52} \right)^{2/3} \rightarrow \quad \mathbf{D = 1,85}$$

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 ;

$$\text{La valeur de Q est déterminée par la formule :} \quad \mathbf{Q=1+\sum P_q}$$

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 : $W_T = \sum_1^7 W_i$

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 → sélectionner Building Output Table

→ Story Shears → POIDS Combo

On aura la fenêtre suivante :

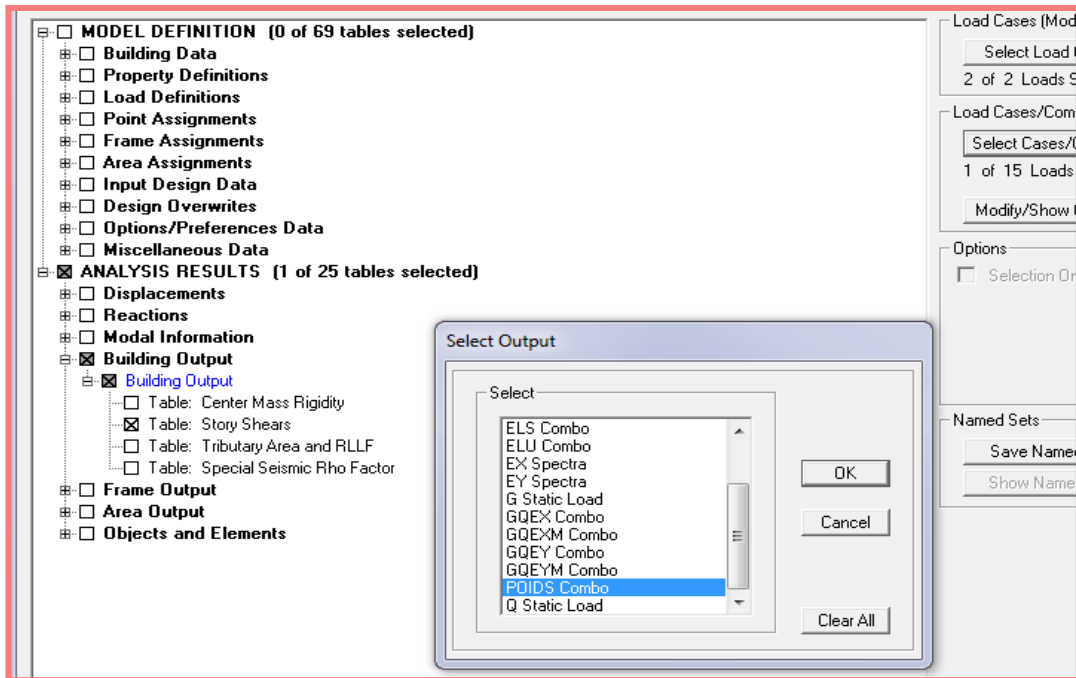


Figure V.2 Extraction du poids de la structure sur ETABS.

On aura les résultats représenté par ce tableau :

Tableau V.2 Valeur du poids total de la structure

Story	Load	Loc	P
ESM	POIDS	Top	123,91
ESM	POIDS	Bottom	172,91
EA	POIDS	Top	3343,11
EA	POIDS	Bottom	4142,15
ETAGE5	POIDS	Top	7774,22
ETAGE5	POIDS	Bottom	8767,19
ETAGE4	POIDS	Top	12399,26
ETAGE4	POIDS	Bottom	13529,93
ETAGE3	POIDS	Top	17162,00
ETAGE3	POIDS	Bottom	18292,67
ETAGE2	POIDS	Top	21924,74
ETAGE2	POIDS	Bottom	23211,47
ETAGE1	POIDS	Top	26843,54
ETAGE1	POIDS	Bottom	28130,27
RDC	POIDS	Top	31391,23
RDC	POIDS	Bottom	33106,87

On choisit la valeur indiquée pour RDC _ Bottom

Donc : **W = 33106, 87 KN**

Finalement, le calcul de la force sismique à la base par la méthode statique équivalente nous donne les valeurs suivantes :

MSE (RPA 99 V/ 2003)	Sens X		Sens Y	
Coefficient	A	0,15	A	0,15
	D	1,85	D	1,85
	Q	1,15	Q	1,15
	W	33106.87	W	33106.87
	R	5	R	5
Forces sismiques V (Kn)	1424,19		1424,19	

➤ **Détermination de l'effort tranchant par l'ETABS**

En procédant par les étapes suivantes :

Display → **Show tables** → on selection **Building Modal Information**

→ **Table: response spectrum base reactions** → on choisit **EX spectra** et **EY spectra**

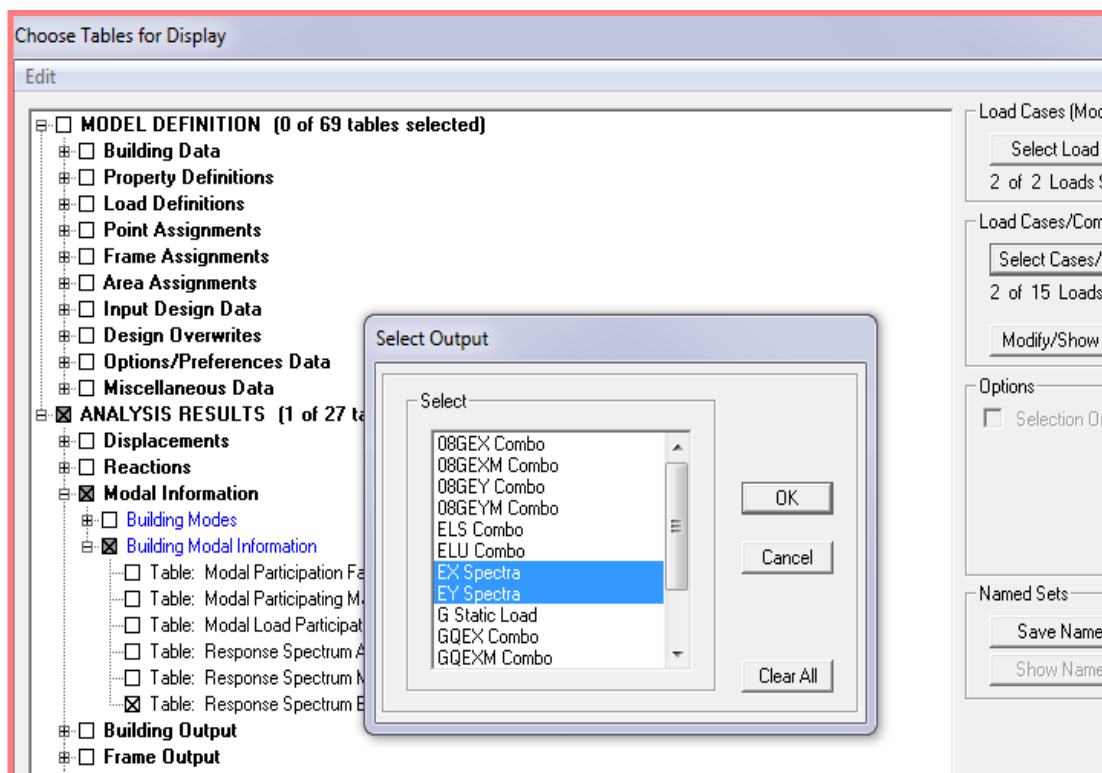


Figure V.3 Méthode d'affichage des valeurs de l'effort sismique sur le logiciel ETABS.

En cliquant sur ok, on aura le tableau suivant :

Tableau V.3 Efforts tranchants à la base donnés par ETABS

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	ESM	EX	Top	0,00	30,54	0,00	255,928	0,000	0,000
	ESM	EX	Bottom	0,00	30,54	0,00	255,928	0,000	61,080
	ESM	EY	Top	0,00	0,00	38,64	362,629	0,000	0,000
	ESM	EY	Bottom	0,00	0,00	38,64	362,629	77,279	0,000
	EA	EX	Top	0,00	389,71	0,00	5778,455	0,000	61,080
	EA	EX	Bottom	0,00	389,71	0,00	5778,455	0,002	1233,902
	EA	EY	Top	0,00	0,00	473,47	4608,507	77,279	0,000
	EA	EY	Bottom	0,00	0,00	473,47	4608,507	1500,169	0,001
	ETAGE5	EX	Top	0,00	699,86	0,00	10151,722	0,002	1233,902
	ETAGE5	EX	Bottom	0,00	699,86	0,00	10151,722	0,001	3326,995
	ETAGE5	EY	Top	0,00	0,00	814,79	7982,063	1500,169	0,001
	ETAGE5	EY	Bottom	0,00	0,00	814,79	7982,063	3935,465	0,002
	ETAGE4	EX	Top	0,00	958,91	0,00	13837,771	0,001	3326,995
	ETAGE4	EX	Bottom	0,00	958,91	0,00	13837,771	0,002	6148,780
	ETAGE4	EY	Top	0,00	0,00	1086,24	10712,480	3935,465	0,002
	ETAGE4	EY	Bottom	0,00	0,00	1086,24	10712,480	7119,428	0,002
	ETAGE3	EX	Top	0,00	1175,34	0,00	16932,037	0,002	6148,780
	ETAGE3	EX	Bottom	0,00	1175,34	0,00	16932,037	0,002	9593,004
	ETAGE3	EY	Top	0,00	0,00	1306,58	12956,638	7119,428	0,002
	ETAGE3	EY	Bottom	0,00	0,00	1306,58	12956,638	10910,988	0,000
	ETAGE2	EX	Top	0,00	1338,96	0,00	19321,720	0,002	9593,004
	ETAGE2	EX	Bottom	0,00	1338,96	0,00	19321,720	0,001	13520,180
	ETAGE2	EY	Top	0,00	0,00	1478,04	14756,645	10910,988	0,000
	ETAGE2	EY	Bottom	0,00	0,00	1478,04	14756,645	15174,204	0,002
	ETAGE1	EX	Top	0,00	1460,14	0,00	21183,084	0,001	13520,180
	ETAGE1	EX	Bottom	0,00	1460,14	0,00	21183,084	0,002	17785,218
	ETAGE1	EY	Top	0,00	0,00	1617,99	16268,591	15174,204	0,002
	ETAGE1	EY	Bottom	0,00	0,00	1617,99	16268,591	19801,872	0,002
	RDC	EX	Top	0,00	1532,87	0,00	22269,023	0,002	17785,218
	RDC	EX	Bottom	0,00	1532,87	0,00	22269,023	0,002	23770,629
	RDC	EY	Top	0,00	0,00	1703,14	17193,436	19801,872	0,002
	RDC	EY	Bottom	0,00	0,00	1703,14	17193,436	26346,994	0,001

On choisit la valeur maximale dans chaque sens : $V_x = 1532,87 \text{ KN}$

$$V_y = 1703,14 \text{ KN}$$

◆ Comparaison des résultats des forces sismiques

	$V_{MSE} \text{ (KN)}$	$0.8V_{MSE} \text{ (KN)}$	$V_{ETABS} \text{ (KN)}$	$V_{ETABS} > 0.8V_{MSE}$
Sens (x-x)	1424.19	1139.352	1532.87	Condition vérifiée
Sens (y-y)	1424.19	1139.352	1703.14	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 45×45 : $N_d = 1601.49 \text{ KN}$

$$v = \frac{979.06 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.19 \leq 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les poteaux 40×40 : $N_d = 967.19 \text{ KN}$

$$v = \frac{556.66 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.14 < 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les poteaux 35×35 : $N_d = 424.41 \text{ KN}$

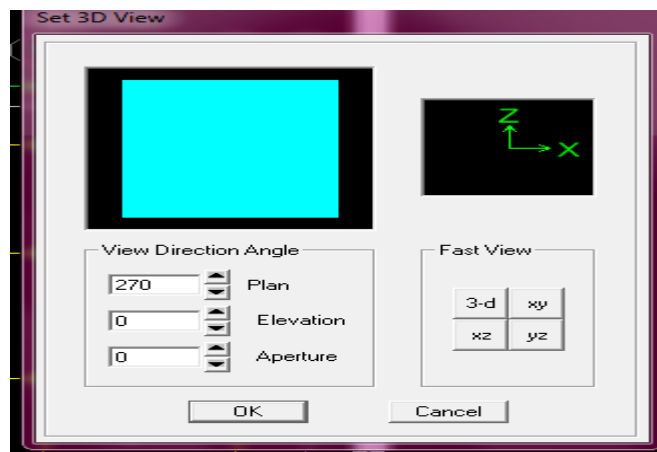
$$v = \frac{273.66 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.09 < 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.1.4 Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R

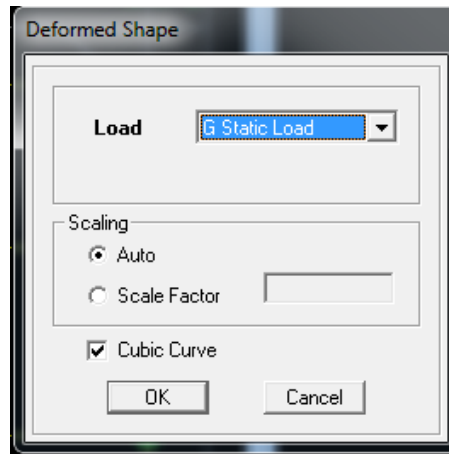
Dans cette étape, on doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

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 apparaît on sélectionne XZ et on met 0 pour Aperture.

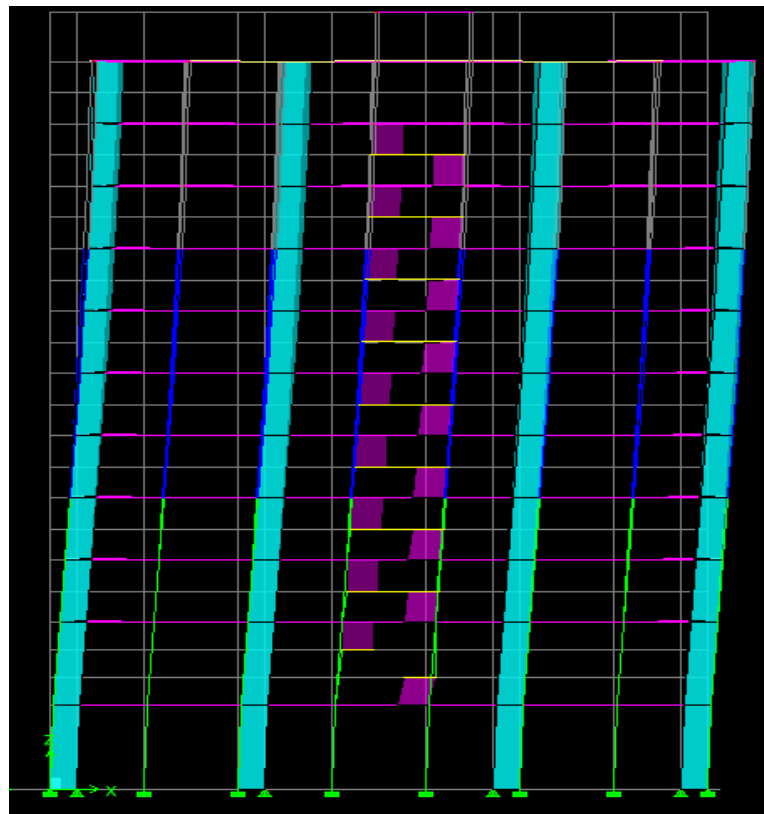


Ensuite → **display** → **show deformed shape** → on sélectionne la combinaison Ex.



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 Colums Ramps** et on clic sur **refresh** on aura une nouvelle valeur dans force case 1 ainsi :

Sens X-X

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	19,4827	0
End Point	-1,4563	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	9,0132	0,4681	0,	178,7241

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1532,4912	34,1329	9,935E-10	0,	0,	0,
Moment	529,2977	23764,7351	21553,6533	0,	0,	0,

Close Refresh

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	19,4827	0
End Point	-1,4563	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	9,0132	0,4681	0,	178,7241

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1121,8305	24,9864	2,199E-05	0,	0,	0,
Moment	247,5125	11112,9736	16070,1909	0,	0,	0,

Close Refresh

On a 1532,4912 → 100%

1121,8305 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{1121,8305 \times 100}{1532,4912} = 73.20 \%$$

Donc :

Effort repris par les voiles=**73.20%**

Effort repris par les portiques=**26.80%**

Sens Y-Y

De l'Etabs on obtient les deux tableaux suivant :

Section Cutting Line Projected Coordinates		
	X	Y
Start Point	24,2449	0
End Point	-2,7973	0

Resultant Force Location and Angle				
	X	Y	Z	Angle
	10,7238	0,5906	0,	180,

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	7,518E-04	1703,142	9,538E-09	0,	0,	0,
Moment	26346,9939	1,042E-03	5311,9805	0,	0,	0,

Section Cutting Line Projected Coordinates		
	X	Y
Start Point	24,2449	0
End Point	-2,7973	0

Resultant Force Location and Angle				
	X	Y	Z	Angle
	10,7238	0,5906	0,	180,

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,5038	1191,8599	344,8143	0,	0,	0,
Moment	7966,8129	670,791	4308,6837	0,	0,	0,

On a : 1703,142 → 100%

1191,8599 → X

$$X = \frac{1191,8599 \times 100}{1703,142} = \mathbf{69.98\%}$$

Donc :

- Effort repris par les voiles = **69.98 %**
- Effort repris par les portiques = **30.02 %**

Aussi, pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison ‘‘ELU’’ puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

Sens xx :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	19,0163	0
End Point	-1,8293	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8,5935	0,5847	0,	179,6155

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1,983E-11	6,711E-10	-50336,75	0,	0,	0,
Moment	580960,85	-9012,901	-1,741E-09	0,	0,	0,

Close Refresh

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	19,0163	0
End Point	-1,8293	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8,5935	0,5847	0,	179,6155

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-0,0234	3,4878	-15248,901	0,	0,	0,
Moment	176160,502	-2729,2371	-0,8946	0,	0,	0,

Close Refresh

On a : 50336,75 → 100%

15248,901 → X

$$X = \frac{15248,901}{50336,75} \times 100 = 30,29 \%$$

Donc :

Les portiques reprennent **69,71 %** des forces verticales.

Les voiles reprennent **30,29 %** des forces verticales

Pour les efforts horizontaux, les portiques reprennent **26.80 %** et **30.02 %** pour le sens xx et le sens yy respectivement, donc plus de **20%** des forces horizontales dans chaque sens. De plus, les voiles reprennent **30,29 %** des forces verticales donc plus de **25 %**.

Selon les résultats trouvés et le tableau 4.3 du RPA 99 version 2003 :

Tableau 4.3 : 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

On déduit que notre structure est contreventée par **un contreventement mixte portiques/voiles avec interaction.**

Donc **R= 5**

V.1.5 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 :

$\delta_k = R \delta_{ek}$: (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 :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (formule 4-20 de RPA 99).

δ_{kx} déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

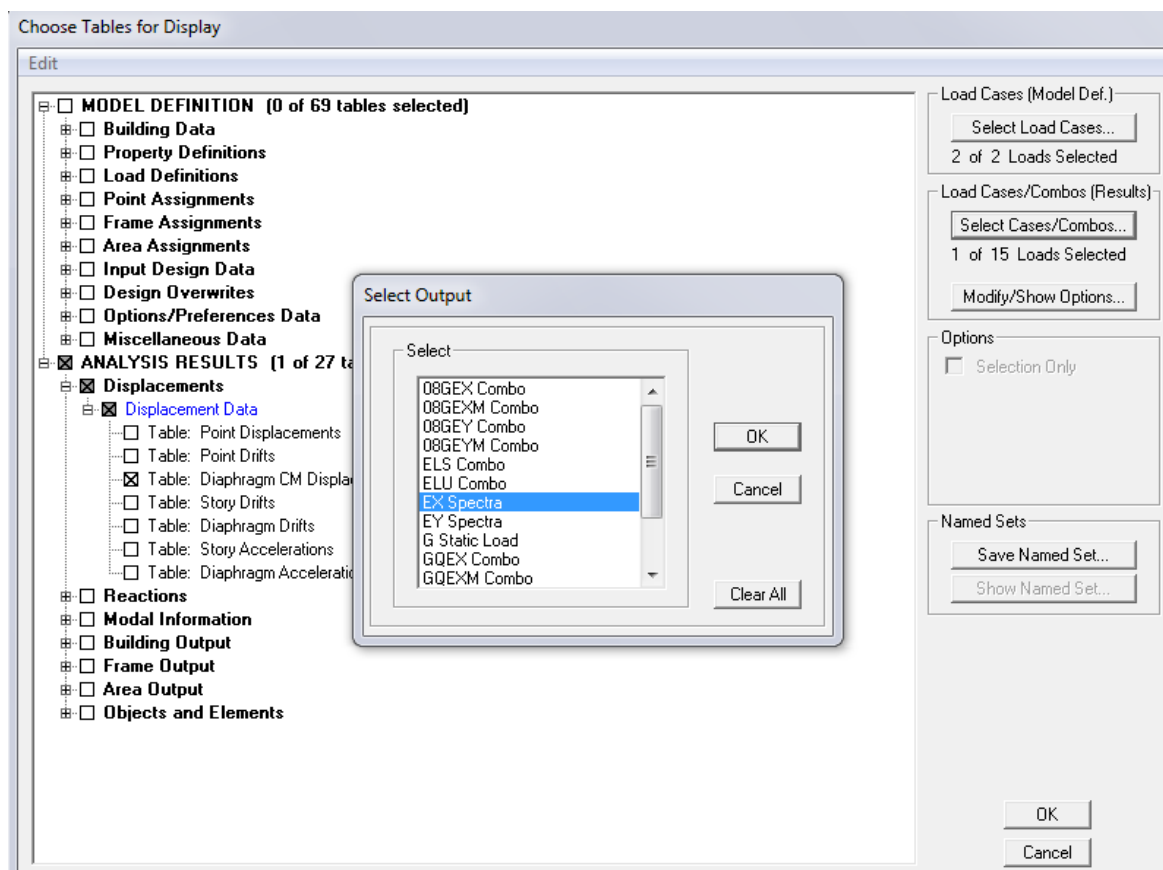
δ_{ky} déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

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								
Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
ESM	D8	EX	0,0094	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00019
EA	D7	EX	0,0093	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00018
ETAGE5	D6	EX	0,0079	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00016
ETAGE4	D5	EX	0,0067	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00013
ETAGE3	D4	EX	0,0053	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00010
ETAGE2	D3	EX	0,0038	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
ETAGE1	D2	EX	0,0023	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
RDC	D1	EX	0,0009	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002

➤ **Dans le sens transversal**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison **Ex** par **Ey** en cliquant

sur : **Select cases/combos** → 2 fois sur **OK**

Diaphragm CM Displacements								
Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
ESM	D8	EY	0,0003	0,0074	0,0000	0,00000	0,00000	0,00009
EA	D7	EY	0,0001	0,0071	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
ETAGE5	D6	EY	0,0000	0,0059	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
ETAGE4	D5	EY	0,0000	0,0047	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
ETAGE3	D4	EY	0,0000	0,0035	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
ETAGE2	D3	EY	0,0000	0,0024	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
ETAGE1	D2	EY	0,0000	0,0014	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
RDC	D1	EY	0,0000	0,0005	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

Le tableau des résultats du calcul avec Les combinaison E_x et E_y

Story	Diaphragm	UX	Δ_x	UY	Δ_y	1% h(cm)	Condition
ESM	D8	0.0094	0.0001	0.0074	0.0003	0.02	CV
EA	D7	0.0093	0.0014	0.0071	0.0012	0.0306	CV
ETAGE5	D6	0.0079	0.0012	0.0059	0.0012	0.0306	CV
ETAGE4	D5	0.0067	0.0017	0.0047	0.0012	0.0306	CV
ETAGE3	D4	0.0053	0.0014	0.0035	0.0011	0.0306	CV
ETAGE2	D3	0.0038	0.0015	0.0024	0.0011	0.0306	CV
ETAGE1	D2	0.0023	0.0015	0.0014	0.0010	0.0306	CV
RDC	D1	0.0009	0.0014	0.0005	0.0009	0.0408	CV

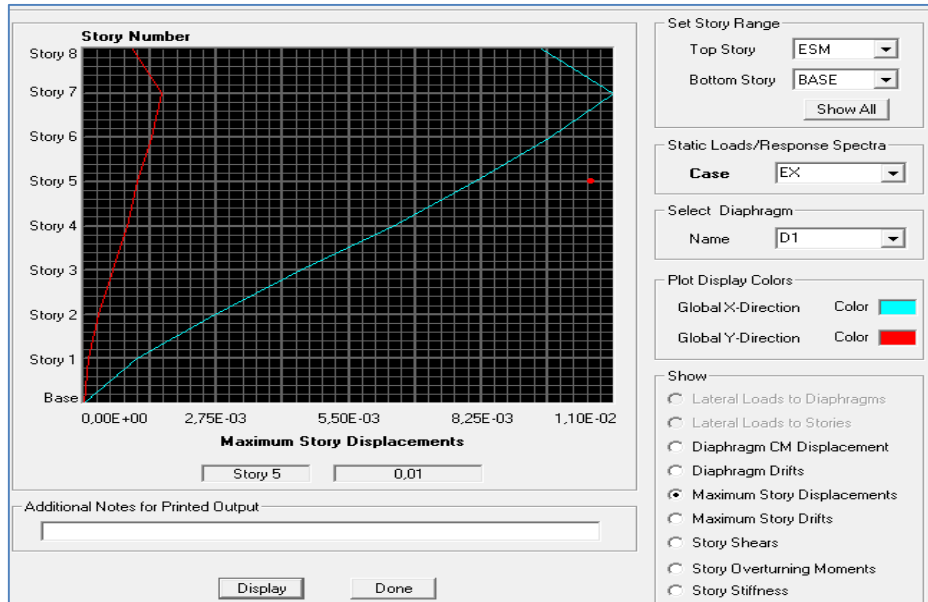
➤ **Déplacement maximal**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{Max} \leq f = \frac{h_t}{500} \quad (\text{ Art B.6.5,3/BAEL91}) \quad \text{avec} \quad f : \text{ la flèche admissible.}$$

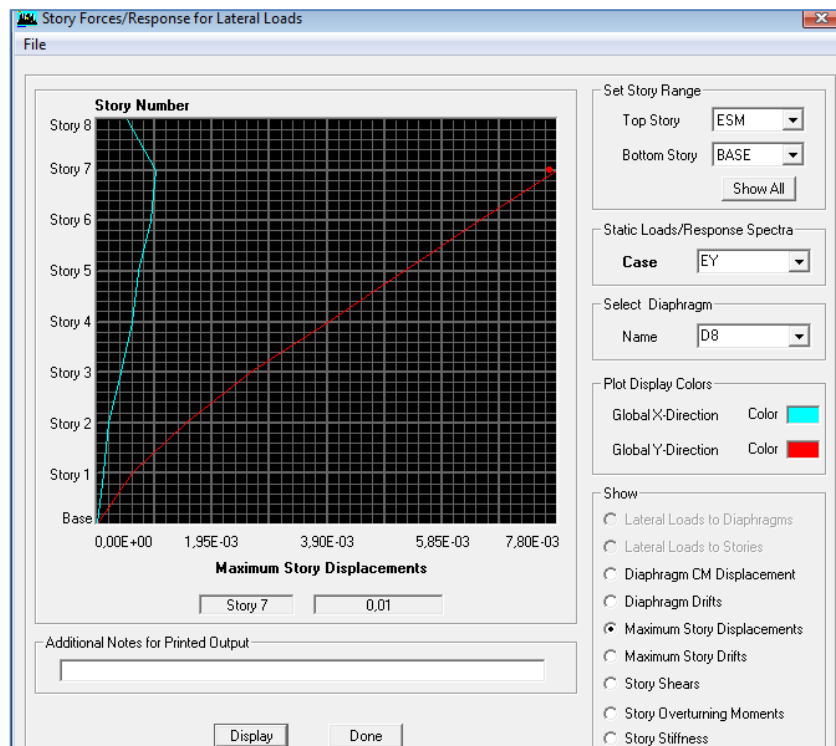
h_t : la hauteur totale du bâtiment

Suivant Ex



$$\delta_{Max} = 0.01\text{m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{22.44}{500} = 0.04488 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant Ey



$$\delta_{Max} = 0.01 \text{ m} \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{22.44}{500} = 0.04488 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.1.6 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).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

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 2^{ème} 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 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (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 et V_y

Display → **show tables** → **ANALYSIS RESULTS** → **Building Output** →

Table: Story Shears → on définit la combinaison **Ex et Ey** on cliquant sur : 2 fois **OK**

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	ESM	EX	Top	0,00	30,54	0,00	255,928	0,000	0,000
	ESM	EX	Bottom	0,00	30,54	0,00	255,928	0,000	61,080
	ESM	EY	Top	0,00	0,00	38,64	362,629	0,000	0,000
	ESM	EY	Bottom	0,00	0,00	38,64	362,629	77,279	0,000
	EA	EX	Top	0,00	389,71	0,00	5778,455	0,000	61,080
	EA	EX	Bottom	0,00	389,71	0,00	5778,455	0,002	1233,902
	EA	EY	Top	0,00	0,00	473,47	4608,507	77,279	0,000
	EA	EY	Bottom	0,00	0,00	473,47	4608,507	1500,169	0,001
	ETAGE5	EX	Top	0,00	699,86	0,00	10151,722	0,002	1233,902
	ETAGE5	EX	Bottom	0,00	699,86	0,00	10151,722	0,001	3326,995
	ETAGE5	EY	Top	0,00	0,00	814,79	7982,063	1500,169	0,001
	ETAGE5	EY	Bottom	0,00	0,00	814,79	7982,063	3935,465	0,002
	ETAGE4	EX	Top	0,00	958,91	0,00	13837,771	0,001	3326,995
	ETAGE4	EX	Bottom	0,00	958,91	0,00	13837,771	0,002	6148,780
	ETAGE4	EY	Top	0,00	0,00	1086,24	10712,480	3935,465	0,002
	ETAGE4	EY	Bottom	0,00	0,00	1086,24	10712,480	7119,428	0,002
	ETAGE3	EX	Top	0,00	1175,34	0,00	16932,037	0,002	6148,780
	ETAGE3	EX	Bottom	0,00	1175,34	0,00	16932,037	0,002	9593,004
	ETAGE3	EY	Top	0,00	0,00	1306,58	12956,638	7119,428	0,002
	ETAGE3	EY	Bottom	0,00	0,00	1306,58	12956,638	10910,988	0,000
	ETAGE2	EX	Top	0,00	1338,96	0,00	19321,720	0,002	9593,004
	ETAGE2	EX	Bottom	0,00	1338,96	0,00	19321,720	0,001	13520,180
	ETAGE2	EY	Top	0,00	0,00	1478,04	14756,645	10910,988	0,000
	ETAGE2	EY	Bottom	0,00	0,00	1478,04	14756,645	15174,204	0,002
	ETAGE1	EX	Top	0,00	1460,14	0,00	21183,084	0,001	13520,180
	ETAGE1	EX	Bottom	0,00	1460,14	0,00	21183,084	0,002	17785,218
	ETAGE1	EY	Top	0,00	0,00	1617,99	16268,591	15174,204	0,002
	ETAGE1	EY	Bottom	0,00	0,00	1617,99	16268,591	19801,872	0,002
	RDC	EX	Top	0,00	1532,87	0,00	22269,023	0,002	17785,218
	RDC	EX	Bottom	0,00	1532,87	0,00	22269,023	0,002	23770,629
	RDC	EY	Top	0,00	0,00	1703,14	17193,436	19801,872	0,002
	RDC	EY	Bottom	0,00	0,00	1703,14	17193,436	26346,994	0,001

Pour P

Mêmes étapes, on remplace seulement la combinaison P du poids

Story	Load	Loc	P	MX	MY
ESM	POIDS	Top	123,91	1022,290	-1096,639
ESM	POIDS	Bottom	172,91	1426,540	-1530,289
EA	POIDS	Top	3343,11	45833,967	-29586,529
EA	POIDS	Bottom	4142,15	57252,319	-36658,055
ETAGE5	POIDS	Top	7774,22	100404,196	-68801,874
ETAGE5	POIDS	Bottom	8767,19	112009,973	-77589,659
ETAGE4	POIDS	Top	12399,26	155161,850	-109733,478
ETAGE4	POIDS	Bottom	13529,93	168385,602	-119739,907
ETAGE3	POIDS	Top	17162,00	211537,479	-151883,727
ETAGE3	POIDS	Bottom	18292,67	224761,231	-161890,156
ETAGE2	POIDS	Top	21924,74	267913,108	-194033,976
ETAGE2	POIDS	Bottom	23211,47	282970,565	-205421,536
ETAGE1	POIDS	Top	26843,54	326122,442	-237565,355
ETAGE1	POIDS	Bottom	28130,27	341179,899	-248952,916
RDC	POIDS	Top	31391,23	379971,164	-277812,360
RDC	POIDS	Bottom	33106,87	400047,773	-292995,774

Story	H	δ_{ex}	δ_{ey}	Δx	Δy	P	VX	VY	θ_x	θ_y	Conclusion
ESM	2	0.0094	0.0074	0.0001	0.0074	172,91	30,54	38,64	0,0000283	0,016557	C.V.
EA	3.06	0.0093	0.0071	0.0014	0.0071	4142,15	389,71	473,47	0,0000486	0,020298	C.V.
ET5	3.06	0.0079	0.0059	0.0012	0.0059	8767,19	699,86	814,79	0,0088222	0,020744	C.V.
ET4	3.06	0.0067	0.0047	0.0017	0.0047	13529,93	958,91	1086,24	0,0078383	0,019131	C.V.
ET3	3.06	0.0053	0.0035	0.0014	0.0035	18292,67	1175,34	1306,58	0,0071206	0,016013	C.V.
ET2	3.06	0.0038	0.0024	0.0015	0.0024	23211,47	1338,96	1478,04	0,0084977	0,013596	C.V.
ET1	3.06	0.0023	0.0014	0.0015	0.0014	28130,27	1460,14	1617,99	0,0094438	0,007954	C.V.
RDC	4.08	0.0009	0.0005	0.0014	0.0005	33106,87	1532,87	1703,14	0,0074110	0,002382	C.V.

V.1.7 Vérification de l'excentricité

Définition : Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs d'excentricité (accidentelle et théorique).

Excentricité Accidentelle et Excentricité Théorique

a) Excentricité accidentelle

Les aspects aléatoires de la torsion sont supposés couverts par la prise en compte d'une excentricité dite «accidentelle », égale dans chaque direction principale à 5 % de la dimension du bâtiment dans la direction orthogonale.

D'après le RPA 99 version 2003 ; Art 4.2.7 :

« Elle est prise égale à 5 % de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré ». Cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion. Son calcul est donné comme suit : **$e = 0,05 L \max$**

L'article 4.3.7 du RPA 99 version 2003 stipule que dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, l'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à 0.05 L (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliqué au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction d'où :

- Suivant le sens x-x (ex) on vérifie que : $e_x = CM - CR \leq 5\% L_{\max}$
- Suivant y-y (ey) on vérifie que : $e_y = CM - CR \leq 5\% L_{\max}$

b) Excentricité théorique

C'est la distance entre le centre de flexion du système de contreventement et le centre de gravité, projetée sur la direction considérée. Cette excentricité est calculée par le concepteur sur la base des plans de la structure et elle doit être inférieure à la valeur de l'excentricité accidentelle calculée, Elle est donnée par les formules suivantes :

- $e_x = X_{CM} - X_{CR}$
- $e_y = Y_{CM} - Y_{CR}$

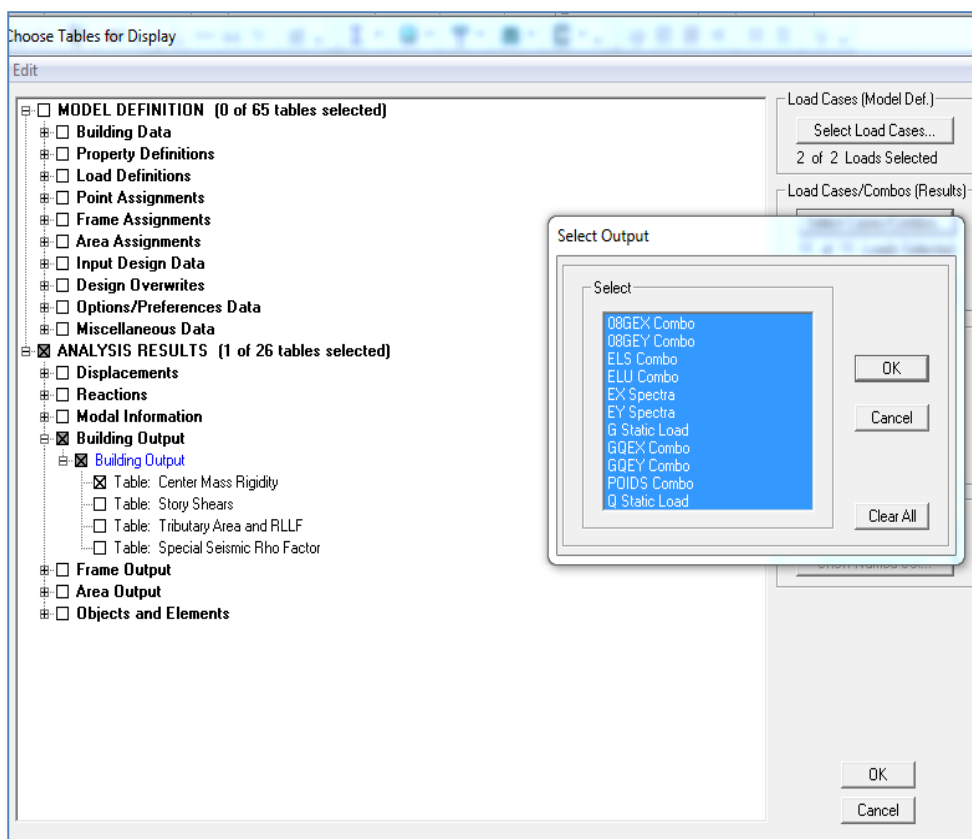
Pour déterminer les valeurs de C_M et C_R par logiciel ETABS, on suit l'étape suivante :

Display → **show tables** → Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → **Building Output**.

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combo → **Center Mass Rigidity** → **OK** → **OK**



Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
RDC	D1	475,7258	475,7258	8,850	11,836	8,850	11,969
ETAGE1	D2	491,7008	491,7008	8,850	11,836	8,850	12,000
ETAGE2	D3	483,7439	483,7439	8,850	11,837	8,850	11,997
ETAGE3	D4	476,8846	476,8846	8,850	11,838	8,850	11,994
ETAGE4	D5	469,8638	469,8638	8,850	11,840	8,850	12,004
ETAGE5	D6	454,0530	454,0530	8,850	12,078	8,850	12,049
EA	D7	359,8565	359,8565	8,850	14,011	8,850	12,246
ESM	D8	14,3845	14,3845	8,850	8,250	8,850	9,206

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 :

Story	XCM	XCR	ex	5% Lx	YCM	YCR	ey	5% Ly	Observation
RDC	8,850	8,850	0	1.19	11,836	11,969	-0.133	1.19	Condition vérifié
ET1	8,850	8,850	0	1.19	11,836	12,000	-0.164	1.19	Condition vérifié
ET2	8,850	8,850	0	1.19	11,837	11,997	-0.160	1.19	Condition vérifié
ET3	8,850	8,850	0	1.19	11,838	11,994	-0.156	1.19	Condition vérifié
ET4	8,850	8,850	0	1.19	11,840	12,004	-0.164	1.19	Condition vérifié
ET5	8,850	8,850	0	1.19	12,078	12,049	-0.029	1.19	Condition vérifié
EA	8,850	8,850	0	1.19	14,011	12,246	1,765	1.19	Condition non vérifié
ESM	8,850	8,850	0	1.19	8,250	9,206	-0.956	1.19	Condition vérifié

Conclusion

On remarque que la condition sur l'excentricité est vérifiée pour toutes les étages dans le sens X-X et aussi vérifiée pour la plupart des étages dans le sens Y-Y (sauf l'étage attique pour lequel l'excentricité est due au recule imposé par l'architecture).

CHAPITRE VI

Ferrailage des éléments structuraux

VI.1 Ferrailages des poteaux

VI.1.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments linéaires verticaux non-exposés aux intempéries et sollicités par des efforts normaux, tranchants ainsi que des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc, en flexion composée et en considérant un état de fissuration non préjudiciable. Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

- ❖ $1.35G + 1.5Q$ (ELU).
 - ❖ $G + Q \pm E$
 - ❖ $0.8G \pm E$
- } (Combinaisons d'actions sismiques du RPA 99 version 2003).

Les efforts à prendre en considération sont les suivants :

- Effort normal maximal « N » ainsi que les moments « M2 » et « M3 » correspondants.
- Effort normal minimal « N » ainsi que les moments « M2 » et « M3 » correspondants.
- Moments « M2 » et « M3 » ainsi que leurs efforts normaux « N » correspondants.

Tableau VI.1 caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.16	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

VI.1.2 Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des poteaux (Article 7.4.2)

A) Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Art 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être de haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à:

Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.

Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Tableau VI.2 Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

Section de poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{min}=0.8\% b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{max}=6\% b \times h$	Zone courante $A_{max}=4\% b \times h$
(45× 45)	16.2	121.5	81
(40× 40)	12.8	96	64
(35x35)	9.8	73.5	96

B) Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : (formule 7.1, RPA99 version 2003)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec A_t section d'armature transversale

V_u effort tranchant de calcul

h_1 hauteur totale de la section brute

f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 400 \text{ MPA}$.

ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec λ_g : L'élançement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

l_f : **longueur** de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement l_f est donnée suivant l'article **B.8.3, 3** du **BAEL91/99** :

$$l_f = 0.7 h_e$$

h_e : c'est la hauteur du poteau
 S_t : espacement des armatures transversales. La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit:

- **En zone nodale** $S_t \leq \text{Min} (10 \phi , 15\text{cm})$ → $S_t = 10 \text{ cm.}$
- **En zone courante** $S_t \leq 15 \phi$ soit: → $S_t = 15\text{cm.}$

Avec ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times s_t}$ en % est donnée comme suit:

0.3% → $\lambda g \geq 5$
0.8% → $\lambda g < 3$
3 < λg < 5 → interpoler entre les valeurs limites précédentes

➤ **Différence de la convention de signes entre les deux logiciels**

La convention de signes entre « ETABS » et « SOCOTEC » est différente. En effet, les efforts normaux positifs sur « ETABS » représentent des tractions et les moments négatifs représentent des compressions.

Contrairement à « SOCOTEC », où les efforts normaux positifs représentent des compressions et les négatifs des tractions.

➤ **Les coefficients γ_b , γ_s et θ**

La valeur de ces derniers varie en fonction de la situation et de la durée d'application (t) de l'action considérée tel que :

- En situation courante et pour $t > 24\text{h}$ (ELU et ELS) :
 $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$ et $\theta = 1$.
- En situation accidentelle et pour $t \leq 1\text{h}$ (Combinaisons sismiques) :
- $\gamma_b = 1.15$, $\gamma_s = 1$ et $\theta = 0.85$.

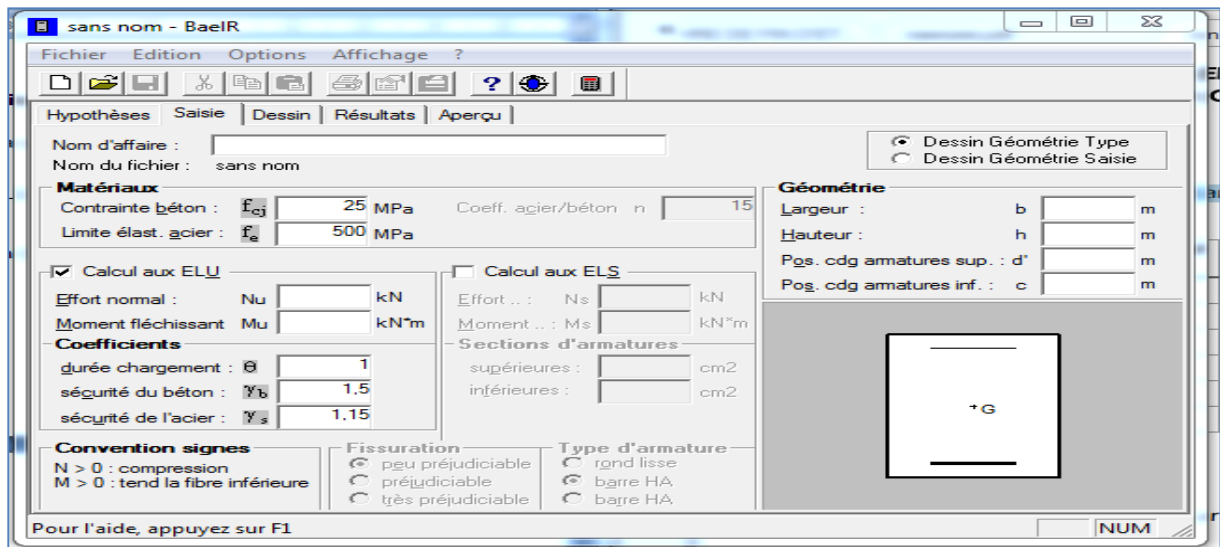


Tableau VI.3 Détermination des armatures longitudinales des poteaux

Section S [cm ²]	Sollicitations	N [kN]	M [kN.m]	Type	Max (A inf ; A sup) [cm ²]	Amin [cm ²]	Ferrailage	A adoptée [cm ²]
(45x45)	$N^{max} \rightarrow M2^{corr}$	-1229,19	5,874	ELU	0	16,20	4HA20+ 4HA16	20,60
	$N^{max} \rightarrow M3^{corr}$	-1229,19	0,976	ELU	0			
	$N^{min} \rightarrow M2^{corr}$	552,89	3,666	0.8G±E	7.15			
	$N^{min} \rightarrow M3^{corr}$	552,89	1,783	0.8G±E	7.03			
	$M2^{max} \rightarrow N^{corr}$	-396,13	34,599	G+Q±E	0			
	$M3^{max} \rightarrow N^{corr}$	-649,83	-52,809	G+Q±E	0			
(40x40)	$N^{max} \rightarrow M2^{corr}$	-725,21	-9,744	ELU	0	12,8	4HA16+ 4HA14	14,19
	$N^{max} \rightarrow M3^{corr}$	-725,21	6,015	ELU	0			
	$N^{min} \rightarrow M2^{corr}$	107,01	1,807	0.8G±E	1,47			
	$N^{min} \rightarrow M3^{corr}$	107,01	5,425	0.8G±E	1,74			
	$M2^{max} \rightarrow N^{corr}$	-237,17	37,163	G+Q±E	0			
	$M3^{max} \rightarrow N^{corr}$	-300,36	44,157	G+Q±E	0			
(35x35)	$N^{max} \rightarrow M2^{corr}$	-359,28	-9,138	ELU	0	9.8	4HA14+ 4HA12	10.06
	$N^{max} \rightarrow M3^{corr}$	-359,28	6,878	ELU	0			
	$N^{min} \rightarrow M2^{corr}$	33,41	0,579	0.8G±E	0.47			
	$N^{min} \rightarrow M3^{corr}$	33,41	5,538	0.8G±E	0.89			
	$M2^{max} \rightarrow N^{corr}$	-91,74	33,212	G+Q±E	0			
	$M3^{max} \rightarrow N^{corr}$	-96,65	33,742	G+Q±E	0			

C) Vérification à l'ELU

➤ Armatures transversales

Leur calcul se fait à l'aide de la formule. (RPA 99 révisé 2003/Art 7-4-2-2).

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

➤ Espacement des armatures selon le RPA version 2003

En zone nodale : $S_t \leq \min (10 \times 1,2) = 12 \text{ cm}$ soit : $S_t = 10 \text{ cm}$.

En zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l$ soit $S_t \leq 15 \times 1,2$

on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

L'élançement géométrique du poteau est donné par la relation :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

Tel que L_f : longueur libre du poteau.

$L_f = 0,7 l_0$ et l_0 : c'est la hauteur du poteau

Tableau VI.4 Valeurs de « λ_g » et « ρ_a » pour les différentes sections des poteaux.

Section des poteaux des différents niveaux	Niveau	hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$	ρ_a
45x45	RDC	$L_0 = 4,08 \text{ m}$	6,346	2,5
	1 ^{er} et 2 ^{eme}	$L_0 = 3,06 \text{ m}$	4,76	3,75
40x40	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	$L_0 = 3,06 \text{ m}$	5,355	2,5
35x35	5 ^{eme} et EA	$L_0 = 3,06 \text{ m}$	6,12	2,5

Tableau VI.5 Détermination des armatures transversales

Sections	Niveau	λ_g	A_{min}	Espacement (cm)		V_u	A_t	$A_{adopté}$
45 x 45	RDC	2,5	1,35	Zone nodale	10	28,9	0,04	4HA8= 2.01cm ² (2 cadres de ϕ 8)
			2,025	Zone courante	15		0,06	
	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3,75	1,35	Zone nodale	10	35,61	0,07	4HA8= 2.01cm ² (2 cadres de ϕ 8)
			2,025	Zone courante	15		0,111	
40 x 40	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	2,5	1,2	Zone nodale	10	30,07	0,04	4HA8= 2.01cm ² (2 cadres de ϕ 8)
			1,8	Zone courante	15		0,07	
35x35	5 ^{ème} et EA	2,5	1,05	Zone nodale	10	24,95	0,04	4HA8= 2.01cm ² (2 cadres de ϕ 8)
			1,575	Zone courante	15		0,07	

✚ **Longueur d’ancrage : (BAEL 91Article :A.6.1.221)**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.006 \times 25 = 2.1 \text{ MPA}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28}$$

$\psi = 1.5$ pour les acier haute adhérence

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

- pour HA 12: $l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 11.34 \text{ cm}$
- Pour HA 14 : $l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$
- Pour HA 16 : $l_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$
- Pour HA 20 : $l_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.54 \text{ cm}$

✚ **Longueur de recouvrement**

Selon le RPA ; la longueur minimale de recouvrement est : $L_r = 40 \times \phi$

Pour :

- **HA12** : $L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

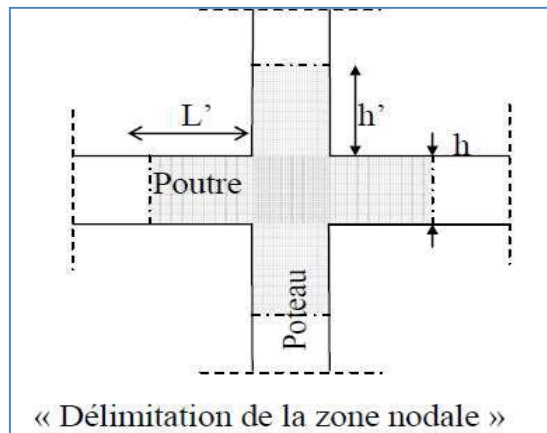
- HA14 : $L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$
- HA16 : $L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$
- HA20 : $L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

✚ Vérification au cisaillement :(RPA99/Art 7.4.3.2) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28} \quad \text{avec } f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$\text{Et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 & \text{d'ou } \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g < 5 & \text{d'ou } \rho_b = 0.04 \end{cases}$$

✚ Délimitation de la zone nodale



$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b, h, 60 \text{ cm} \right)$$

➤ Poteau 45X45

■ RDC

$$h = 4.08 \text{ m}$$

$$h' = \max \left(\frac{408}{6}, 45, 45, 60 \text{ cm} \right)$$

$$\text{On aura : } h' = 68 \text{ cm}$$

■ 1^{er} étage

$$h = 3.06 \text{ m}$$

$$h' = \max \left(\frac{306}{6}, 45, 45, 60 \text{ cm} \right)$$

$$\text{On aura : } h' = 60 \text{ cm}$$

➤ Poteau 40x40

$$h = 3.06 \text{ m}$$

$$h' = \max \left(\frac{306}{6}, 40, 40, 60 \text{ cm} \right)$$

$$\text{On aura : } h' = 60 \text{ cm}$$

➤ **Poteau 35X35**

$h=3.06m$

$$h' = \max\left(\frac{306}{6}, 35, 35, 60 \text{ cm}\right)$$

On aura : $h' = 60 \text{ cm}$

D) Vérification à L'ELS

✚ **Condition de non fragilité :** (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux

Section S [cm ²]	Sollicitations	N [kN]	M [kN.m]	es [cm]	Amin [cm ²]	A adoptée [cm ²]	A adoptée > Amin
(45x45)	N ^{max} → M2 ^{corr}	-887,46	4,247	0,0047	5,60	20.6	Condition vérifiée
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-887,46	-0,704	0,0007	5,60		
	N ^{min} → M2 ^{corr}	-136,07	0,317	0,0023	5,60		
	N ^{min} → M3 ^{corr}	-136,07	5,01	0,036	5,62		
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-539,52	12,442	0,023	5,61		
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-400,62	13,601	0,033	5,62		
(40x40)	N ^{max} → M2 ^{corr}	-552,97	-6,778	0,012	4,38	14.19	Condition vérifiée
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-552,97	-4,325	0,0078	4,38		
	N ^{min} → M2 ^{corr}	-53,75	1,807	0,033	4,39		
	N ^{min} → M3 ^{corr}	-53,75	1,421	0,026	4,38		
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-271,127	13,789	0,050	4,39		
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-272,97	15,088	0,055	4,39		
(35x35)	N ^{max} → M2 ^{corr}	-258,99	-6,35	0,046	3,33	10.06	Condition vérifiée
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-258,99	4,946	0,024	3,32		
	N ^{min} → M2 ^{corr}	-13,05	0,129	0,0098	3,32		
	N ^{min} → M3 ^{corr}	-13,05	-4.335	00,332	3,33		
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-106,49	14,131	0,132	3,36		
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-50,2	15,625	0,131	3,36		

Toutes les sections adoptées sont supérieures aux sections minimales imposées par la condition de non fragilité, les exigences de l'article A.4.2 ,1 du BAEL 91 sont donc satisfaites.

E) État limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5, 32 du BAEL 91).

F) Etat limite de compression du béton

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa. Afin de se simplifier le calcul, cette vérification est effectuée à l'aide du logiciel de ferrailage SOCOTEC.

Tableau VI.7 Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux

Section S [cm ²]	Sollicitations	N [kN]	M [kN.m]	A sup-adoptée [cm ²]	A inf-adopté e [cm ²]	σ_{bc-sup} [MPa]	σ_{bc-inf} [MPa]	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
(45x45)	N ^{max} → M2 ^{corr}	-887.46	4.247	20.6	20.6	3.52	3.19	CV
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-887.46	-0.704			3.39	3.33	CV
	N ^{min} → M2 ^{corr}	-136.07	0.317			0	0	CV
	N ^{min} → M3 ^{corr}	-136.07	5.01			0	0	CV
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-539.52	12.442			2.53	1.56	CV
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-400.62	13.601			2.05	0.99	CV
(40x40)	N ^{max} → M2 ^{corr}	-552.97	-6.778	14.19	14.19	3.13	2.33	CV
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-552.97	-4.325			2.99	2.47	CV
	N ^{min} → M2 ^{corr}	-53.75	1.807			0	0	CV
	N ^{min} → M3 ^{corr}	-53.75	1.421			0	0	CV
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-271.127	13.789			2.16	0.52	CV
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-272.97	15.088			2.24	0.45	CV
(35x35)	N ^{max} → M2 ^{corr}	-258.99	-6.35	10.06	10.06	2.29	1.11	CV
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-258.99	4.946			2.16	1.24	CV
	N ^{min} → M2 ^{corr}	-13.05	0.129			0	0	CV
	N ^{min} → M3 ^{corr}	-13.05	-4.335			0	0	CV
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-106.49	14.131			2.13	0	CV
	M3 ^{max} → N ^{corr}	--50.2	15.625			2.11	0	CV

G) Schéma de ferrailage des poteaux :

➤ Poteaux (45×45) :

-Les armatures longitudinales : $4HA20 + 4HA16 = 20,6\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

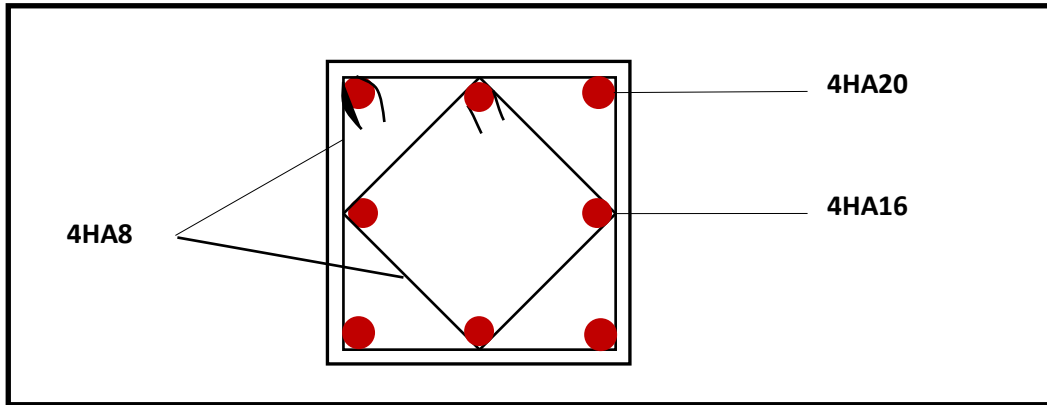


FIGURE VI.2: Ferrailage Poteau 45x45

➤ Poteaux (35×35) :

-Les armatures longitudinales : $4HA16 + 4HA14 = 14,19\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

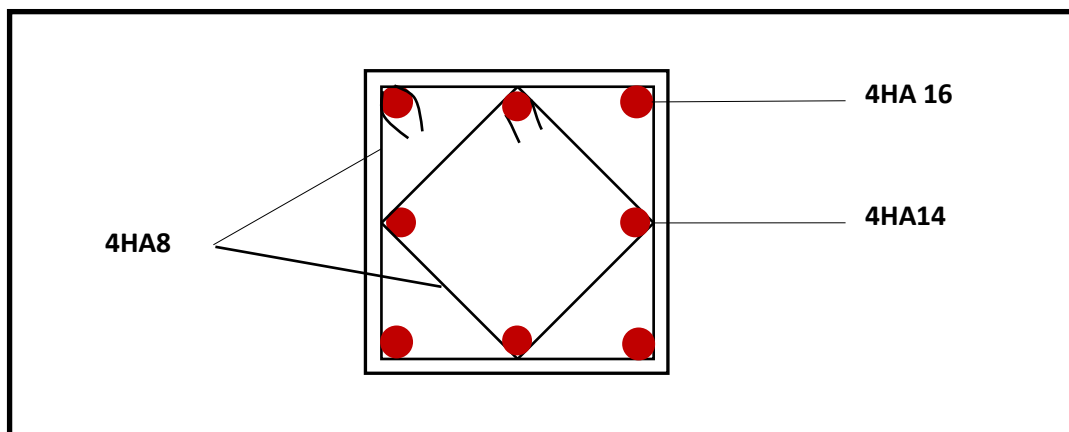


FIGURE VI.3 : Ferrailage Poteau 35x35

➤ Poteaux (35×35) :

-Les armatures longitudinales : $4HA14 + 4 HA12 = 10,06 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

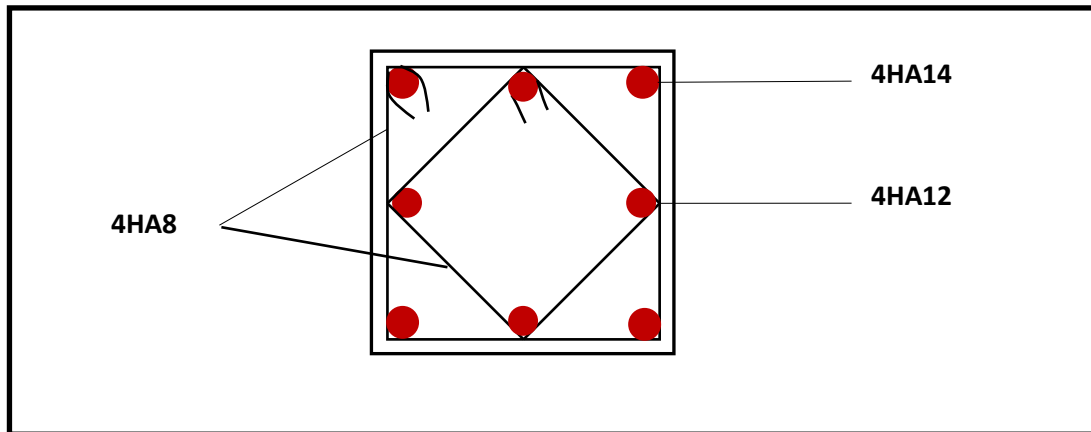


FIGURE VI.4 : Ferrailage Poteau 35x35

VI.2 Ferrailage des poutres

VI.2.1 Introduction

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible

$1.35G + 1.5Q$ (ELU).

- $G + Q \pm E$
 - $0.8G \pm E$
- } (Combinaisons d'actions sismiques (RPA 99 version 2003). [13])

VI.2.2 Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des poutres (Article 7.5.2) [13]

A) Armatures longitudinales (Article 7.5.2.1) [13]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui. La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40φ en zone I et I
- 50φ en zone III.

Tableau VI.8 Pourcentage total des aciers longitudinaux des poutres.

Dimensions des poutres	A minimal [cm ²] (0.5% de la section)	A maximal [cm ²]	
		Zone courante (4% de la section)	Zone de recouvrement (6% de la section)
PP 30X35	5.25	42	63
PS 30X35	5.25	42	63

B) Armatures transversales (Article 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$$

L'espaceur :

- Zone nodale : Minimum de (h/4, 12 φ).
- En dehors de la zone nodale : $S \leq h/2$.

La valeur du diamètre φ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.3 Calcul des armatures (ELU)

Armatures transversale

A) Poutre principale:

- **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{46,461 \times 10^3}{30 \times 32 \times 14,20} = 0,106 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,944$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{46,461 \times 10^3}{0,944 \times 32 \times 348} = 4,42 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{65,334 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 18,48} = 0,150 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,918$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{65,334 \times 10^3}{0,918 \times 32 \times 400} = 5,56 \text{ cm}^2$$

B) Poutre secondaires:

- En travées:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{32.259 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,20} = 0,074 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,962$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{32.259 \times 10^3}{0,962 \times 32 \times 348} = 3,01 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{43.635 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 18,48} = 0,146 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,921$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{43.635 \times 10^3}{0,921 \times 32 \times 400} = 3,70 \text{ cm}^2$$

➤ **Poutres principales**

Tableau VI.9 Détermination des armatures longitudinales des poutres principales

	M_{max} [Kn.m]	Combinaisons	A calculée [cm ²]	A min [cm ²]	A adoptée [cm ²]	La somme des A adoptée	Choix des barres	A min < A adoptée < A max
En travée	46.461	G+Q±E	4.42	5.25	4.62	9.24	3HA14	CV
Aux appuis	65.334	G+Q±E	5.56		4.62		3HA14	

➤ **Poutres secondaires**

Tableau VI.10 Détermination des armatures longitudinales des poutres secondaires

	M_{max} [Kn.m]	Combinaisons	A calculée [cm ²]	A min [cm ²]	A adoptée [cm ²]	La somme des A adoptée	Choix des barres	A min < A adoptée < A max
En travée	32.359	G+Q±E	3.01	5.25	4.62	9.24	3HA14	CV
Aux appuis	43.635	G+Q±E	3.70		4.62		3HA14	

+ Armatures transversales

A) Poutres principales

Espacement maximum entre les armatures transversales

- Zone nodale : $St_{\max} \leq \min(h/4, 12 \varphi) = \min(35/4, 12 \times 1.2) = \Rightarrow St = 10 \text{ cm.}$
- Zone courante : $St \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm.}$

D'où :

- Zone nodale : $A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2.$
- Zone courante : $A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2.$

Soit : **At = 4 HA 8** (1 un cadre et un étrier = 2.01 cm²)

B) Poutres secondaires

Espacement maximum entre les armatures transversales

- Zone nodale : $St_{\max} \leq \min(35/4, 12 \varphi) = \min(35/4, 12 \times 1.2) = \Rightarrow St = 10 \text{ cm.}$
- Zone courante : $St \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm.}$

D'où :

- Zone nodale : $A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2.$
- Zone courante : $A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2.$

Soit : **At = 4 HA 8** (1 cadre et un étrier de $\varphi 8$) = 2.01 cm².

Délimitation de la zone nodale

La zone nodale pour le cas des poutres est délimitée comme suit :

$$l' = 2.h$$

Avec :

l' : Longueur de la zone nodale.

h : Hauteur de la poutre.

D'où :

Poutres principales : $l' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$

Poutres secondaires : $l' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

VI.2.4 Vérifications à l'ELU

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

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Poutres principales : $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2.$

Poutres secondaires : $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2$

Toutes les sections adoptées sont supérieures à A_{min} , donc, la condition est vérifiée.

B) Vérification au cisaillement (BAEL 91 / Art. 5.1,211)

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\} = 3,33 \text{ MPA.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d}$$

Poutres principales :

$$\tau_u = \frac{81,25 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,85 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires:

$$\tau_u = \frac{(50,03 \times 10^3)}{300 \times 320} = 0,52 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

C) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 / Art A.6.1 ,3)

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

Où :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1,5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9dx\sum\mu_i}$$

Où :

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

Poutres principales : $\sum\mu_i = n.\pi.\varphi = 3 \times 3,14 \times 14 = 131.88 \text{ mm.}$

Poutres secondaires : $\sum\mu_i = n.\pi.\varphi = 3 \times 3,14 \times 14 = 131.88 \text{ mm.}$

D'où :

Poutres principales : $\tau_{se} = \frac{81.25 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 131.88} = 2.14 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA.}$

Poutres secondaires : $\tau_{se} = \frac{50.03 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 131.88} = 1.32 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA.}$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

D) Ancrage des barres BAEL 91/ Art. 6.1 ,221

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$, la longueur minimale de recouvrement est égale à :

$$l_s = 40\varphi \text{ (zone II) [RPA 99/ Art. 7.5.2.1]}$$

D'où :

Pour les HA 12 : $l_s = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm.}$

Pour les HA 14 : $l_s = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.}$

Is dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :

$$L_c = 0,4L_s$$

Pour les HA 12 : $L_c = 0,4 \times 48 = 19.2 \text{ cm.}$

Pour les HA 14 : $L_c = 0,4 \times 56 = 22.4 \text{ cm.}$

E) Influence de l'effort tranchant

Au niveau des appuis (BAEL 91 / Art. 5.1,312)

$$A_{st} \text{ adopté} > A_{st} \text{ ancrer} = \gamma_s \cdot \frac{V_{u \max}}{F_e}$$

Poutres principales :

$$\frac{1.15 \times 81.25 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 2.34 \text{ cm}^2 < A_{st} \text{ adopté} = 9.42 \text{ cm}^2.$$

Poutres secondaires:

$$\frac{1.15 \times 50.03 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 1.44 \text{ cm}^2 < A_{st} \text{ adopté} = 9.24 \text{ cm}^2.$$

La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

Sur le béton (BAEL 91 / Art. A.5.1, 313)

$$\frac{2V_u}{F_{e,0,9,d}} \leq 0,8 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPA}$$

Poutres principales :

$$\frac{2V_u}{F_{e,0,9,d}} = \frac{2 \times 81.25 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 325} = 1.41 \text{ MPA} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaire :

$$\frac{2V_u}{F_{e,0,9,d}} = \frac{2 \times 50.03 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 320} = 0.87 \text{ MPA} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.5 Vérifications à l'ELS**A) État limite de compression du béton**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_{1,d} \cdot A}$$

$$\rho = 100 \cdot \frac{A_s}{b \cdot d}$$

Tableau VI.11 Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres principales

	Localisation	Ms max [KN.m]	A adoptée [cm ²]	P	β1	K1	Σst [MPa]	σbc [MPa]	σbc < σ̄bc
PP	travée	16.789	4.62	0.481	0.896	32.85	126.74	3.86	C.V.
	Appuis	27.765	4.62	0.481	0.896	32.85	209.60	6.38	C.V.
PS	travée	13.569	4.62	0.481	0.896	32.85	102.43	3.1	C.V.
	Appuis	24.524	4.62	0.481	0.896	32.85	185.14	5.64	C.V.

Etat limite d'ouverture des fissures

Les poutres ne sont pas exposées aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire cette vérification n'est pas nécessaire.

Etat limite de déformation

$$f < f = \frac{L}{(500)}$$

Poutres principales

$$f = 0.0010 \text{ cm} < f = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires

$$f = 0.029 \text{ cm} < f = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✚ Schéma de ferraillage des poutres :

✚ Poutres principales :

✓ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

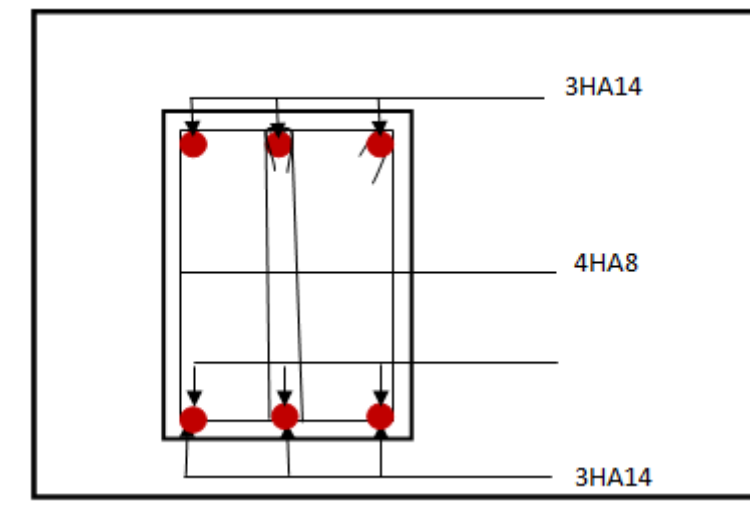


FIGURE VI.5: Ferrailage en travée d'une poutre principale.

- **Sur appuis :**
- Armatures longitudinales : 3HA14.
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

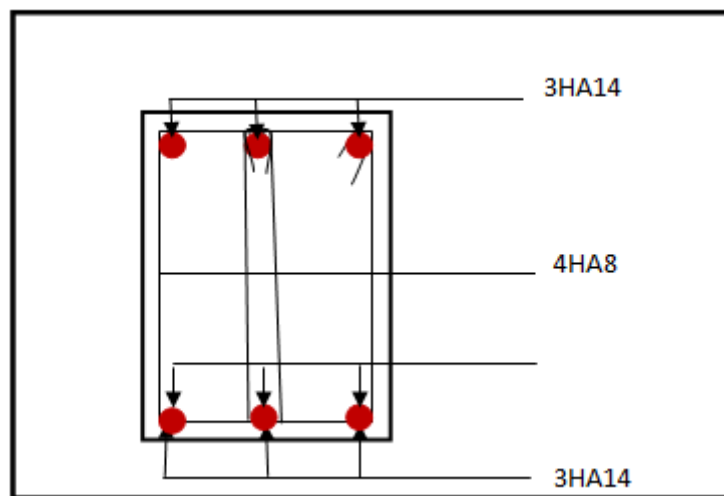


FIGURE VI.6: Ferrailage aux appuis d'une poutre principale.

✚ **Poutres secondaires :**

✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

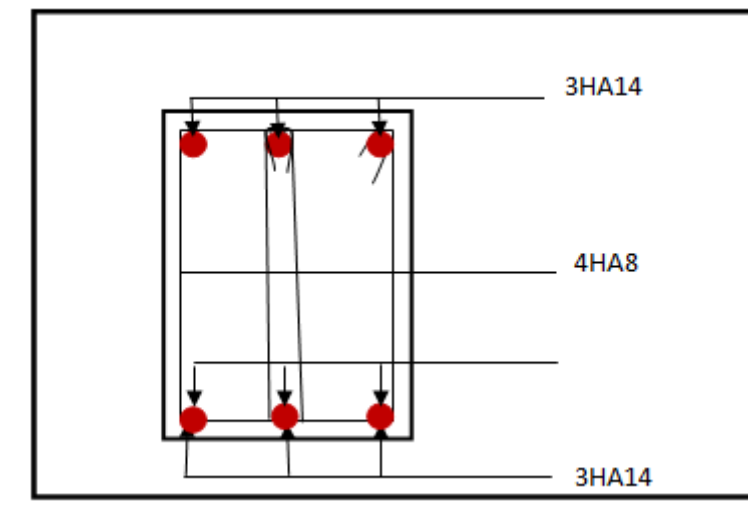


FIGURE VI.7 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

✓ **Sur appuis:**

- Armatures longitudinales : 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

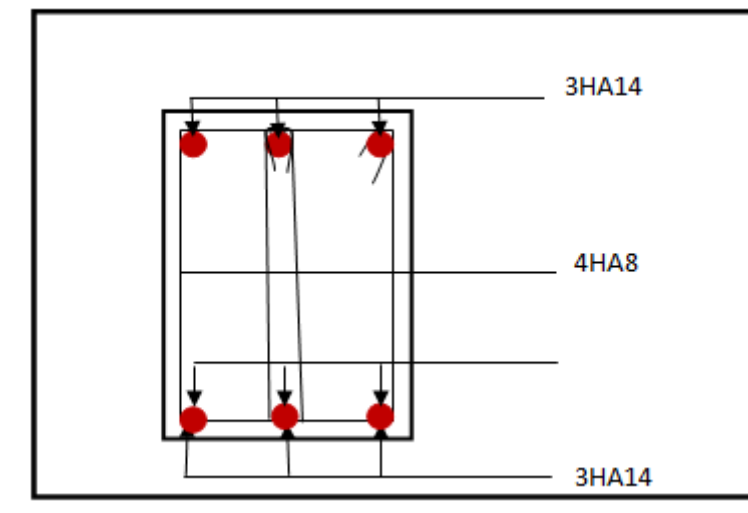


FIGURE VI.8 : Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.

VII.3 Ferrailage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales

(Charges et surcharges) ainsi qu'à des forces horizontales dues au séisme.

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 aux séismes(E).

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

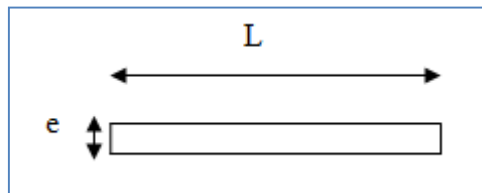
VI.3.1 Exposé de la méthode de calcul

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus

défavorables (N, M) en utilisant les formules de [Navier- Bernoulli] :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$



$B = L \cdot e$: section du béton du trumeau

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement tendue (SET)

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- Zone I : RDC au 2^{ème} étage
- Zone II : 3^{ème} étage au 4^{ème} étage.
- Zone III : 5^{ème} étage jusqu'à l'étage attique

Avec

VL1 : Voiles de 1.00 m de longueur.

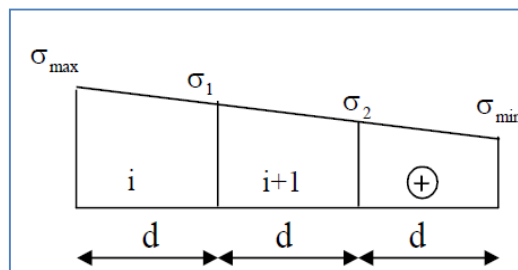
VL2 : Voiles de 1.40 m de longueur.

VL3 : Voiles de 1.40 m de longueur

VT1 : Voiles de 3.50 m de longueur.

VT2 : Voiles de 1.35 m de longueur

A) Ferrailage d'une section entièrement comprimé



$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

- **Situation accidentelle** : $\sigma_s = 400 \text{ MPA}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ MPA}$
- **Situation courante** : $\sigma_s = 348 \text{ MPA}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ MPA}$

➤ Armatures minimales

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5 \%$$

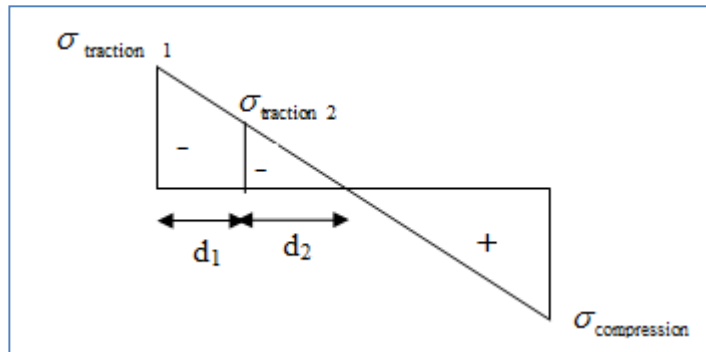
A) Ferrailage d'une section partiellement comprimé

$$N_1 = \frac{\sigma_{traction 1} + \sigma_{traction 2}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{traction 1}}{2} \cdot d \cdot e$$

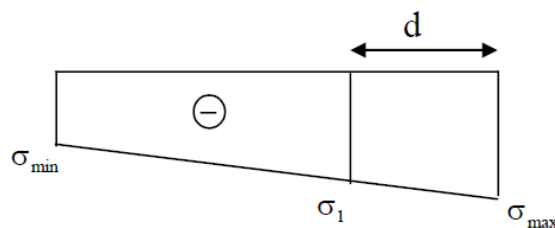
La section d'armature est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$



B) Ferrailage d'une section entièrement tendue

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➤ Armatures verticales minimales

$$A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e} \text{ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1, CBA93).}$$

$$A_{\min} \geq 0.002B \text{ (Section min du RPA art 7.7.4.1, CBA93).}$$

B : Section du tronçon considéré.

VII.3.2 Exigences du RPA 99 révisée 2003

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Globalement dans la section du voile } 15 \% \\ \text{En zone courante } 0.10 \% \end{array} \right.$$

A) Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ.

$$\text{D'après le BEAL 91/99 : } A_H = \frac{A_v}{4}$$

$$\text{D'après le RPA 2003 : } A_H \geq 0.15 \% \cdot B$$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

B) 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'Art 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (05) épingles par mètre carré.

C) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 V_u$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Ces aciers on les utilise en cas de reprise de bétonnage.

D) Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

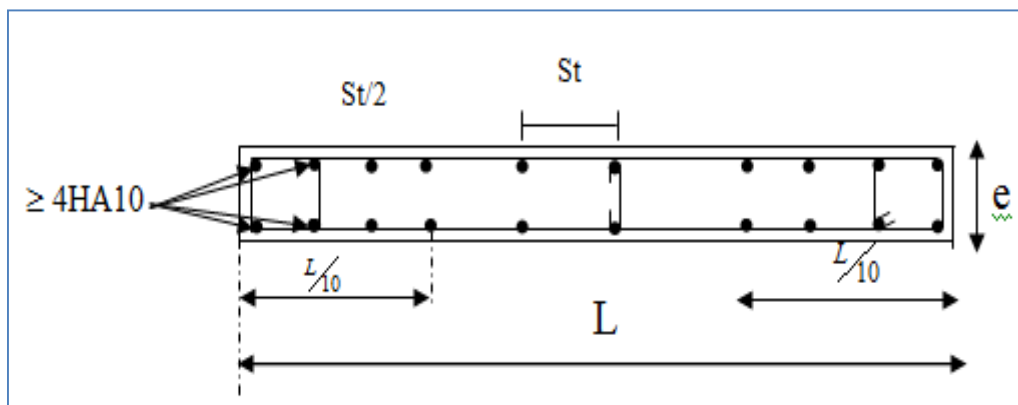


Fig.VI.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

E) Espacement

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

F) Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VII.3.3 Vérifications

A) Vérification à L'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Sections d'armatures adoptées (verticales).

B) Vérification de la contrainte de cisaillement

➤ Selon le RPA99 version 2003, Art 7.7.2

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

➤ Selon le BAEL 91 modifié 99

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

VII.3.4 Exemple de calcul

Ferrailage de voile longitudinal plein VL1 en Zone I

a. Caractéristiques géométriques :

Tableau VI.12 : Caractéristiques géométriques

L(m)	e(m)	B (m ²)	I (m ⁴)
3.5	0,20	0,7	0,715

b. Sollicitations de calcul :

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

- $\sigma_{\max} = 5071,55 \text{ KN/m}^2$
- $\sigma_{\min} = -2601,4 \text{ KN/m}^2$

c. Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{5071,55}{5071,55 + 2601,4} \times 3,5 = 2,21 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 3,5 - 2,21 = 1,29 \text{ m}$$

d. Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d1 \leq \min\left(\frac{h_c}{2}, \frac{2}{3}L_c, \frac{1}{2}L_t\right) = 0,645 \text{ m}$$

$$d2 = L_t - d1 = 0,645 \text{ m}$$

Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{2962,4(1,29 - 0,645)}{1,29} = 1481,2 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{2962,4 + 1481,2}{2} \times 0,645 \times 0,2 = 286,61 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1481.2}{2} \times 0.645 \times 0,2 = 95.54 \text{KN}$$

e. Calcul des armatures verticales :

$$1^{\text{ere}} \text{ bande : } A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{286.61}{348 \times 10^{-1}} = 8.24 \text{cm}^2$$

$$2^{\text{eme}} \text{ bande : } A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{95.54}{348 \times 10^{-1}} = 2.75 \text{m}^2$$

f. Les armatures de couture :

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{378.9 \times 1,4}{400 \times 104} = 14.59 \text{cm}^2$$

g. Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right)$$

$$= \max \left(\frac{0.645 \times 0,2 \times 2,1 \times 10000}{400}; 0,002 \times 0.7 \right)$$

$$A_{1\min} = 6.78 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right)$$

$$\max \left(\frac{0.645 \times 0,2 \times 2,1 \times 10000}{400}; 0,002 \times 0.7 \right)$$

$$A_{2\min} = 6.78 \text{cm}^2$$

Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = (8.24) + \left(\frac{14.59}{4}\right) = 11.89 \text{cm}^2 / \text{bande}$
- $A_2 = A_{\min} + \frac{A_{Vj}}{4} = (6.78) + \left(\frac{14.59}{4}\right) = 10.41 \text{cm}^2 / \text{bande}$

Ferrailage adopté :

Tableau VI.13: Ferrailage adopté.

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	$A_1=11.89 \text{cm}^2$	2 x 6HA12=13,56cm ²	$S_t=12 \text{cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2=10.41 \text{cm}^2$	2 x 6HA12 = 13,56cm ²	$S_t=12 \text{cm}$

h. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

i. Les vérifications :

▪ Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, \quad 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$S_t = 12 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

▪ Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{898,92 \times 10^3}{0,7 \times 10^6 + 15 \times 14,59 \times 10^2} = 1,25 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1,25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

▪ Vérification des contraintes de cisaillement :

- Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 378,9 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3500} = 0,842 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,842 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

- D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{378,9 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3500} = 0,60 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

Tableau VI.14 voiles VL1

Zones		Zone 1	Zone 2	Zone 3	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1	1	1	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,200	0,200	0,200	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	6543,08	6321,84	5098,92	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-2681,01	-2578,52	-2469,45	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	52,04	47,65	37,61	
	Lc(m)	0,709	0,710	0,674	
	Lt(m)	0,291	0,290	0,326	
	d1(m)	0,145	0,145	0,163	
	d2 (m)	0,145	0,145	0,163	
	σ_1 [KN/m ²]	1340,505	1289,260	1234,725	
	N (kN)	N ₁	58,443	56,027	60,431
		N ₂	19,481	18,676	20,144
	A _v (cm ²)	A _{v1}	1,68	1,61	1,74
		A _{v2}	0,56	0,54	0,58
	A _{min} (cm ²)	A _{min1}	1,53	1,52	1,71
		A _{min2}	1,53	1,52	1,71
	A _{vj} (cm ²)		2,00	1,83	1,45
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	2,18	2,07	2,10
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	2,03	1,98	2,07
	A _v adopté (cm ²)	Bande 1	4,7	4,7	4,7
		Bande 2	4,7	4,7	4,7
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2x3HA10	2x3HA10	2x3HA10
		Bande 2	2x3HA10	2x3HA10	2x3HA10
	S _t (cm)	Bande 1	6 cm	6 cm	6 cm
		Bande 2	6 cm	6 cm	6 cm
	Ls(cm)		64	48	48
	A _H (cm ²)		2,35	2,35	2,35
	A _H adopté/ml (cm ²)		4,71	4,71	4,71
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10/nappe	6HA10/nappe	6HA10/nappe
	S _t (cm)		15	15	15
	Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²
contrainte		τ_u max =3,26 (MPa)	0,094	0,087	0,068
		τ_b max =5 (MPa)	0,132	0,121	0,096
ELS		N _s (kN)	546,29	364,71	214,31
		$\sigma_{b\max}$ =15 (MPa)	2,55	1,70	1,00

Tableau VI.15 voiles VL2

Zones		Zone 1	Zone 2	Zone 3	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,4	1,4	1,4	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,280	0,280	0,280	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	6560,86	6402,86	6002,41	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5173,79	-4104,91	-3885,65	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	134,69	73,11	49,68	
	Lc(m)	0,783	0,853	0,850	
	Lt(m)	0,617	0,547	0,550	
	d1(m)	0,309	0,273	0,275	
	d2 (m)	0,309	0,273	0,275	
	σ_1 [KN/m ²]	2586,895	2052,455	1942,825	
	N (kN)	N ₁	239,517	168,378	160,327
		N ₂	79,839	56,126	53,442
	A _v (cm ²)	A _{v1}	6,88	4,84	4,61
		A _{v2}	2,29	1,61	1,54
	A _{min} (cm ²)	A _{min1}	3,24	2,87	2,89
		A _{min2}	3,24	2,87	2,89
	A _{vj} (cm ²)		5,19	2,81	1,91
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	8,18	5,54	5,09
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	4,54	3,57	3,37
	A _v adopté (cm ²)	Bande 1	9,05	6,28	6,28
		Bande 2	6,28	6,28	6,28
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2x4HA12	2x4HA10	2x4HA10
		Bande 2	2x3HA10	2x3HA10	2x3HA10
	S _t (cm)	Bande 1	9 cm	9 cm	9 cm
		Bande 2	13 cm	13 cm	13 cm
	Ls(cm)		64	48	48
	A _H (cm ²)		3,83	3,14	3,14
	A _H adopté/ml (cm ²)		4,71	4,71	4,71
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10/nappe	6HA10/nappe	6HA10/nappe
	St (cm)		15	15	15
	Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
contrainte		$\tau_{u \max}$ =3,26 (MPa)	0,245	0,133	0,090
		$\tau_{b \max}$ =5 (MPa)	0,342	0,186	0,126
ELS		N _s (kN)	504,12	356,76	165,31
		$\sigma_{b \max}$ =15 (MPa)	1,66	1,19	0,55

Tableau VI.16 voiles VL3

Zones		Zone 1	Zone 2	Zone 3	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,8	1,8	1,8	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,360	0,360	0,360	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	7153,37	3550,42	3250,06	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-3335,12	-2297,44	-2072,81	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	149,13	85,63	45,95	
	Lc(m)	1,228	1,093	1,099	
	Lt(m)	0,572	0,707	0,701	
	d1(m)	0,286	0,354	0,350	
	d2 (m)	0,286	0,354	0,350	
	σ_1 [KN/m ²]	1667,560	1148,720	1036,405	
	N (kN)	N ₁	143,167	121,850	108,970
		N ₂	47,722	40,617	36,323
	A _v (cm ²)	A _{v1}	4,11	3,50	3,13
		A _{v2}	1,37	1,17	1,04
	A _{min} (cm ²)	A _{min1}	3,00	3,71	3,68
		A _{min2}	3,00	3,71	3,68
	A _{vj} (cm ²)		5,74	3,30	1,77
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	5,55	4,54	4,12
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	4,44	4,54	4,12
	A _v adopté (cm ²)	Bande 1	6,78	4,71	4,71
		Bande 2	4,71	4,71	4,71
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2x3HA12	2x3HA10	2x3HA10
		Bande 2	2x3HA10	2x3HA10	2x3HA10
	S _t (cm)	Bande 1	11 cm	11 cm	11 cm
		Bande 2	11 cm	11 cm	11 cm
	Ls(cm)		64	48	48
	A _H (cm ²)		2,87	2,36	2,36
	A _H adopté/ml (cm ²)		4,71	4,71	4,71
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA12/nappe	6HA10/nappe	6HA10/nappe
	S _t (cm)		15	15	15
	Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
contrainte		τ_u max =3,26 (MPa)	0,271	0,155	0,083
		τ_b max =5 (MPa)	0,379	0,218	0,117
ELS		N _s (kN)	759,61	472,89	261,98
		$\sigma_{b\max}$ =15 (MPa)	2,01	1,26	0,70

Tableau VI.17 voiles VT1

Zones		Zone 1	Zone 2	Zone 3	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,5	3,5	3,5	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,700	0,700	0,700	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	5071,55	4917,49	3534,54	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-2962,4	-2455,73	-2329,7	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	378,9	216,19	137,52	
	Lc(m)	2,209	2,334	2,110	
	Lt(m)	1,291	1,166	1,390	
	d1(m)	0,645	0,583	0,695	
	d2 (m)	0,645	0,583	0,695	
	σ_1 [KN/m ²]	1481,200	1227,865	1164,850	
	N (kN)	N ₁	286,740	214,701	242,950
		N ₂	95,580	71,567	80,983
	A _v (cm ²)	A _{v1}	8,24	6,17	6,98
		A _{v2}	2,75	2,06	2,33
	A _{min} (cm ²)	A _{min1}	6,78	6,12	7,30
		A _{min2}	6,78	6,12	7,30
	A _{vj} (cm ²)		14,59	8,32	5,29
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	11,89	8,25	8,62
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	10,42	8,20	8,62
	A _v adopté (cm ²)	Bande 1	13,56	9,42	9,42
		Bande 2	13,56	9,42	9,42
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2x6HA12	2x6HA10	2x6HA10
		Bande 2	2x6HA12	2x6HA10	2x6HA10
	S _t (cm)	Bande 1	12 cm	12 cm	12 cm
		Bande 2	12 cm	12 cm	12 cm
	Ls(cm)		64	48	48
	A _H (cm ²)		6,78	4,71	4,71
	A _H adopté/ml (cm ²)		6,78	6,78	6,78
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA12/nappe	6HA12/nappe	6HA12/nappe
	S _t (cm)		15	15	15
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u max =3,26 (MPa)	0,688	0,393	0,250
		τ_b max =5 (MPa)	0,842	0,480	0,306
	ELS	N _s (kN)	898,92	555,28	303,1
		$\sigma_{b\max}$ =15 (MPa)	1,21	0,76	0,42

Tableau VI.18 voiles VT2

Zones		Zone 1	Zone 2	Zone 3	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,35	1,35	1,35	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,270	0,270	0,270	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	5398,06	4074,32	3357,02	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-2601,97	-2480,23	-2183,07	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	81,69	52,96	51	
	Lc(m)	0,911	0,839	0,818	
	Lt(m)	0,439	0,511	0,532	
	d1(m)	0,220	0,255	0,266	
	d2 (m)	0,220	0,255	0,266	
	σ_1 [KN/m ²]		1300,985	1240,115	1091,535
	N (kN)	N ₁	85,686	95,025	87,099
		N ₂	28,562	31,675	29,033
	A _v (cm ²)	A _{v1}	2,46	2,73	2,50
		A _{v2}	0,82	0,91	0,83
	A _{min} (cm ²)	A _{min1}	2,31	2,68	2,79
		A _{min2}	2,31	2,68	2,79
	A _{vj} (cm ²)		3,15	2,04	1,96
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	3,25	3,24	3,28
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	3,09	3,19	3,28
	A _v adopté (cm ²)	Bande 1	4,71	4,71	4,71
		Bande 2	4,71	4,71	4,71
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2x3HA10	2x3HA10	2x3HA10
		Bande 2	2x3HA10	2x3HA10	2x3HA10
	S _t (cm)	Bande 1	8 cm	8 cm	8cm
		Bande 2	8 cm	8 cm	8 cm
	Ls(cm)		64	48	48
	A _H (cm ²)		2,36	2,36	2,36
	A _H adopté/ml (cm ²)		4,71	4,71	4,71
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10/nappe	6HA10/nappe	6HA10/nappe
	St (cm)		15	15	15
	Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²
contrainte		τ_u max =3,26 (MPa)	0,148	0,096	0,093
		τ_b max =5 (MPa)	0,208	0,135	0,130
ELS		N _s (kN)	381,8	241,94	245,63
		$\sigma_{b\max}$ =15 (MPa)	1,34	0,85	0,86

CHAPITRE VII

Étude de l'infrastructure

VII.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments qui constituent la base d'une construction ayant pour objectif la transmission au sol des efforts apportés par les éléments de la superstructure, Ces efforts comprennent :

- Des efforts normaux : charges et surcharges verticales.
- Des forces horizontales : dues à l'action sismique.
- Moment s'exerçant dans les différents plans.

VII.2 Type de fondation :

- Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de grande capacité portante ; elles sont peu profondes (semelles isolées, semelles filantes, radiers).

- Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols de faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur (pieux et puits).

VII.3 Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.4 Choix du type de fondation :

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- La charge apportée par la superstructure.
- L'économie.

Dans notre cas, on aura à choisir entre les semelles filantes et le radier général selon les résultats du dimensionnement.

VII.5 Dimensionnement :

VII.5.1 Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s \max}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions ;

$$\frac{a}{b} = 1 = \frac{A}{B} = A = B \quad B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

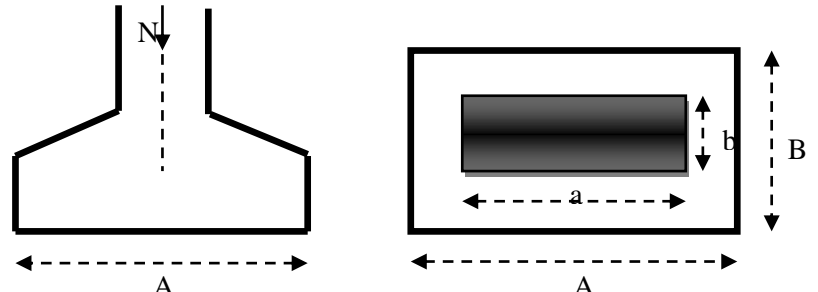


Figure VII.1 : dimensionnement d'une semelle isolée

Exemple de calcul :

$$\left. \begin{array}{l} N_s = 887.46 \text{ KN.} \\ \sigma_{sol} = 200 \text{ MPA} \end{array} \right\} B \geq \sqrt{\frac{1188.46}{200}} = 2,43m \quad \Rightarrow \text{Soit : } B = 5m.$$

👉 **Remarque :**

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour les semelles filantes.

VII.5.2 Semelles filantes :

🚦 **Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L} \quad \text{Avec :}$$

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge permanente et surcharge revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.1: Sens longitudinal

Voile	G+Q(KN)	L (m)	B (m)	S = B x L (m2)
VL1	406.337	1	2.03	2.03
VL2	406.337	1	2.03	2.03
VL3	473.738	1	2.37	2.37
VL4	473.738	1	2.37	2.37
VL5	438.539	1.4	1.57	2.20
VL6	438.539	1.4	1.57	2.20
VL7	399.947	1.4	1.43	2.002
VL8	399.947	1.4	1.43	2.002
VL9	434.831	1.4	1.55	2.17
VL10	434.831	1.4	1.55	2.17
VL11	659.094	1.8	1.83	3.29
VL12	659.094	1.8	1.83	3.29
VL13	430.834	1.8	1.20	2.16
VL14	430.834	1.8	1.20	2.16
			somme	32.444

Tableau VII.2: Sens transversal

Voile	G+Q(KN)	L (m)	B (m)	S = B x L (m2)
VT1	654.724	3.5	0.94	3.29
VT2	654.724	3.5	0.94	3.29
VT3	588.189	3.5	0.84	2.94
VT4	588.189	3.5	0.84	2.94
VT5	277.43	1.35	1.03	1.39
VT6	277.43	1.35	1.03	1.39
			Somme	15.24

⊗ La surface totale des semelles filantes sous voiles :

$$S_V = \sum S_i = 47.684 \text{ m}^2.$$

✚ Semelles filantes sous poteaux :

Hypothèse de calcul :

a) Déterminer la résultante des charges $R = \sum N_i$

b) Déterminer la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

c) Déterminer la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

Détermination de la largeur de la semelle $B = \frac{q_{L/4}}{\sigma_{sol}}$

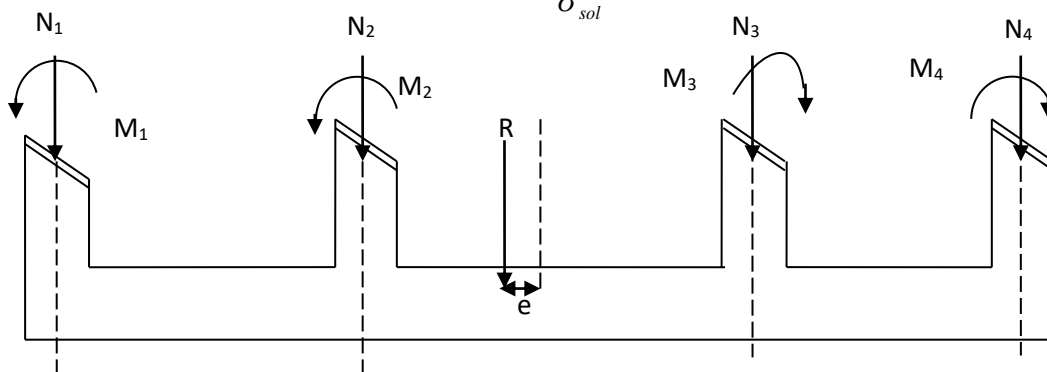


Figure VII.2 : schéma des efforts et des moments appliqués sur la semelle.

VII.6 Application

VII.6.1 Détermination de la résultante des charges :

Tableau VII.3: Résultante des forces appliquées sur les poteaux (file longitudinale).

Poteaux	N ser	Mi	ei (m)	Nser x ei
1	887.455	4.247	11.75	10427.59
2	876.510	-1.102	8.25	7231.20
3	680.001	0.832	5.25	3570.00
4	588.239	-1.238	1.75	1029.42
5	441.953	0.320	-1.75	-773.42
6	707.552	0.679	-5.25	-371.65
7	758.682	0.947	-8.25	-6259.13
8	529.832	-3.919	-11.75	-6225.53
Somme	3802.552	8.604	/	8628.48

VII.6.2 Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

La charge totale transmise par les poteaux est : $R = \sum N_i = 5506.6 \text{ KN}$

Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{8628.48 + 8.604}{3802.552} = 2.27 \text{ m}$$

$$e = 2.27 < \frac{L}{6} = \frac{24.25}{6} = 4.04 \text{ m}$$

Dans notre cas on aura une repartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{3802.552}{24.25} \left(1 + \frac{6 \times 2.27}{24.25}\right)$$

$$q_{\max} = \mathbf{158.37 \text{ KN/ml}}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{3802.552}{24.25} \left(1 - \frac{6 \times 2.27}{24.25}\right)$$

$$q_{\min} = \mathbf{157.25 \text{ KN/ml}}$$

$$q_{\frac{L}{4}} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{3e}{L}\right) = \frac{3802.552}{24.25} \left(1 - \frac{3 \times 2.27}{24.25}\right)$$

$$q_{\frac{L}{4}} = \mathbf{157.52 \text{ KN/m}}$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{157.52}{200} = 0.8 \text{ m}.$$

On prend : $B = 1 \text{ m}$

On aura donc : $S = 1 \times 24.25 = 24.25 \text{ m}^2$.

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :

$$S_p = (S \times n) = (24.25 \times 6) = 145.5 \text{ m}^2.$$

$$S_t = S_p + S_v = 145.5 + 24.25 \times 1 \times 6 = 291 \text{ m}^2.$$

La surface totale de la structure : $S_{str} = 24.25 \times 18.15 = 440.1375 \text{ m}^2$.

$$\frac{S_t}{S_{str}} = \frac{291}{440.1375} = 0.66 = \mathbf{60\%}$$

$$\frac{S_t}{S_{str}} > 50\%$$

Dans notre cas le rapport de la surface des semelles sur la surface du bâtiment est supérieur à **50%**.

👉 **Remarque :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VII 7 Étude du radier :

Un radier est défini comme étant un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux et les voiles de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminué du poids propre du radier. Un radier doit :

- Être rigide en son plan horizontal.
- Permettre une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation.
- Faciliter le coffrage et le ferrailage.
- Permettre la facilité de l'exécution.

VII 7.1 Pré dimensionnement du radier :

VII 7.1.1 Conditions de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times B}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_{\max} : distance maximale entre nus de nervure ($L = 3,5$ m)

L_e : longueur élastique

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ [MPa] pour un sol moyen

I : l'inertie de la section du radier (bande de 1[m])

E : module de déformation longitudinale différée $E = 10818.86$ [MPa]

B : largeur de la bande ($B = 1$ [m])

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 3,5\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,87}} = 0,65 \text{ m}$$

On prend $h = 1$ m

Soit : $h=100$ cm

VII 7.1.2 Détermination de l'épaisseur de la dalle :

Elle doit vérifier :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec un minimum de 25 cm}$$

$$h \geq \frac{370}{20} = 18.5 \text{ cm}$$

On prend $h_d = 30$ cm

VII 7.1.3 Détermination de la hauteur de la nervure :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{370}{10} = 37 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_n = 40 \text{ cm}$$

VII 7.1.4 Largeur de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \implies 70 \geq b_n \geq 40 \text{ cm}$$

Soit : $b_n = 50$ cm

VII 7.1.5 Hauteur de la dalle flottante « h_d »

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{370}{50} = 7,4 \text{ cm} \leq h_d \leq \frac{370}{40} = 9,25 \text{ cm}$$

On prend $h_d = 9$ cm

Remarque :

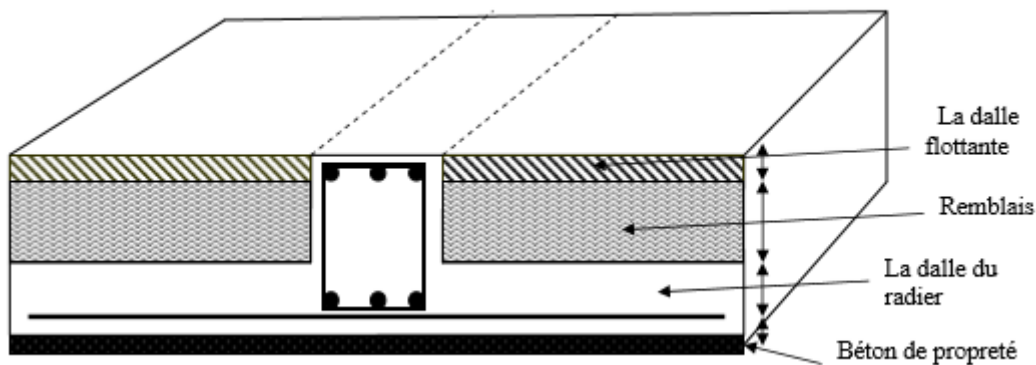
On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_d = 30$ cm \implies la hauteur de la Dalle.

$b_n = 50$ cm \implies la Largeur de la nervure.

$h_n = 100$ cm \implies la hauteur de la nervure.

$h_{df} = 9$ cm \implies la hauteur de la Dalle flottante.

**VII**

7.2 Calcul de la surface nécessaire au radier :

$$\text{À l'ELU} : N_U = 1.35G + 1.5Q$$

On tire d'ETABS les valeurs de G et Q Comme suit :

$$\text{À l'ELS} : N_S = G + Q$$

$$G = 31932,02 \text{ KN} \quad Q = 5874,26 \text{ KN}$$

D'où :

- $N_U = (1,35 \times 31932,02) + (1,5 \times 5874,26) = 51919,617 \text{ KN.}$
- $N_S = 31932,02 + 5874,26 = 37806,28 \text{ KN.}$

✿ À l'ELU:

$$S_{NEC}^{ELU} \geq \frac{N_U}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{51919,617}{1,33 \times 200} = 195,19 \text{ m}^2$$

✿ À l'ELS:

$$S_{NEC}^{ELS} \geq \frac{N_S}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{37806,28}{1,33 \times 200} = 142,13 \text{ m}^2$$

$$S_{RADIER} = \max(S_{NEC}^{ELU}, S_{NEC}^{ELS}) = \max(195,19; 142,13)$$

D'où: $S_{radier} = 195,19 \text{ m}^2$

$$S_{bat} = 440,1375 \text{ m}^2 > S_{rad} = 195,19 \text{ m}^2$$

👉 Remarque :

La surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord, Mais en revanche les règles BAEL, Nous imposent un débord qui sera calculé come suit :

$$L_{deb} \geq \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de $L_{déb} = 50 \text{ cm}$

$$S_{débord} = (24.25 \times 0.5 \times 2) + (18.15 \times 0.5 \times 2) = 42.4 \text{ m}^2$$

Donc la surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bât} + S_{déb} = 440,1375 + 42,4 = 482,54 \text{ m}^2$

On aura une surface totale du radier $S_{rad} = 482,54 \text{ m}^2$

VII 7.2.1 Calcul des sollicitations à la base du radier :

Charges permanentes :

$$G_{radier} = G_{dalle} + G_{nervure} + G_{TVO} + G_{dalle \text{ flottante}}$$

✚ Poids de la dalle:

$$G_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b = 482,54 \times 0,3 \times 25 = 3619,05 \text{ KN}$$

✚ Poids des nervures:

$$G_{nervures} = b \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n) + (L_y \times m) \times \rho_b$$

$$\text{Avec : } S_{ner} = (0.5 \times 24.25 \times 8) + (0.5 \times 18.15 \times 6) = 151.45 \text{ m}^2$$

$$G_n = 0.5(0.5 - 0.3) [(24,25 \times 8) + (18,15 \times 6)] \times 25 = 757,25 \text{ kn}$$

✚ Poids de TVO :

$$G_{TVO} = (S_{rad} - S_{nervure}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$$

$$G_{TVO} = [482,54 - 151,45] \times (0.5 - 0.30) \times 17 = 1125,706 \text{ kn}$$

$$G_{TVO} = 1125,706 \text{ kn.}$$

✚ Poids de la dalle flottante libre ($e_p = 9 \text{ cm}$) :

$$P_{df} = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = (482,54 - 151,45) \times 0.09 \times 25 = 744,95 \text{ kn}$$

$$G_{rad} = 3619,06 + 757,25 + 1125,706 + 744,95 = 6246,97 \text{ KN.}$$

$$G_{radier} = 6246,97 \text{ kn}$$

Charges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment : $Q = 5874,26 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q_{radier} = 5 \times 482,54 = 2412,7 \text{ KN}$

✚ Poids total de la structure :

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{structure} = 6246,97 + 31932,02 = 38178,99 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{structure} = 2412,79 + 5874,26 = 8287,05 \text{ KN}$$

Combinaison d'actions :

$$\text{À L'ELU : } N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 38178,99 + 1.5 \times 8287,05 = 63972,22 \text{ KN}$$

$$N_u = 63972,22 \text{ KN}$$

À L'ELS : $N_s = G + Q = 38178,99 + 8287,05 = 46466,04 \text{KN}$

$N_s = 46466,04 \text{KN}$

VII 7.2 Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_i = \frac{L_x}{2} = 9,075 \text{m} \quad \text{et} \quad Y_j = \frac{L_y}{2} = 12,125 \text{m}$$

- **Calcul des moments d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{18,15 \times 24,25^3}{12} = 21569,03 \text{m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{b^3 \times h}{12} = \frac{18,15^3 \times 24,25}{12} = 12082,60 \text{m}^4$$

VII 7.3 Vérifications :

VII 7.3.1 Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91/Art A.5.1.211) :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{MPa}$$

$b = 1 \text{m}$; $d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,3 = 0,27 \text{m}$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{63972,22 \times 1}{482,54} \times \frac{3,7}{2} = 245,26 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{243,73}{1 \times 0,27} = 908,38 \text{kN/m}^2 = 0,91 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0,91 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

VII 7.3.2 Vérification de la stabilité du radier :

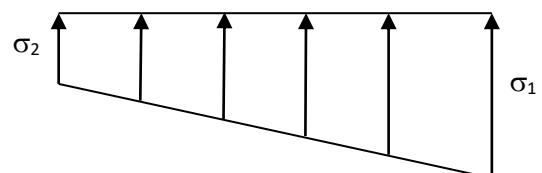
La stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- 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 ;
 Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

Figure VII.3 : Diagramme des contraintes.

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que

- A L'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{SOL}$

- A L'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec :

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

V: distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée.

$N_U = 63972,22KN$ $N_S = 46466,04KN$

$M_{Ox} = 26346,994KN.m$ $T = 1703,14KN$

$M_{Oy} = 23770,629KN.m$ $T = 1532,87KN$

⊛ **Calculs des moments :**

$M_x = 23770,629 + (1532,87 \times 1) = 25303,50KN.m$

$M_y = 26346,994 + (1703,14 \times 1) = 28050,134KN.m$

- A L'ELU:

a) Sens longitudinal XX:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{6397222}{482.54} + \frac{25303.50}{1208260} \times 9.075 = 151.58kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{6397222}{482.54} - \frac{25303.50}{1208260} \times 9.075 = 113.57kN/m^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times (151,58 + 113,57)}{4} = 198,86KN/m^2$$

$\sigma_m = 198,86KN/m^2$

$1.33 \sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 KN/m^2$

$\sigma_m = 198,86 < 1.33 \sigma_{SOL} = 266 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

b) Sens transversal yy:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{6397222}{482.54} + \frac{28050.134}{21569.03} \times 12.125 = 147.82 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{6397222}{482.54} - \frac{28050.134}{21569.03} \times 12.125 = 116.81 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times (147.82 + 116.81)}{4} = 198.47 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 198,47 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{SOL} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

✿ **A L'ELS:**

a) Sens longitudinal :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{46466.04}{482.54} + \frac{25303.50}{12082.60} \times 9.075 = 115.30 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{46466.04}{482.88} - \frac{25303.50}{12082.60} \times 9.075 = 77.29 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times (115.30 + 77.29)}{4} = 144.44 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 144.44 < 1.33 \sigma_{SOL} = 200 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

b) Sens transversal :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{46466.04}{482.54} + \frac{28050.134}{21569.03} \times 12.125 = 112.06 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{46466.04}{482.54} - \frac{28050.134}{21569.03} \times 12.125 = 80.53 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times (112.06 + 80.53)}{4} = 144.44 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$\sigma_m = 144,44 < \sigma_{SOL} = 200 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

👉 **Conclusion :**

Toutes les contraintes sont vérifiées.

VI.1.1.1 Vérification au poinçonnement : BAEL91 [Art.A.5.2.42]

Aucun calcul d'aciers transversaux n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau.

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du Feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

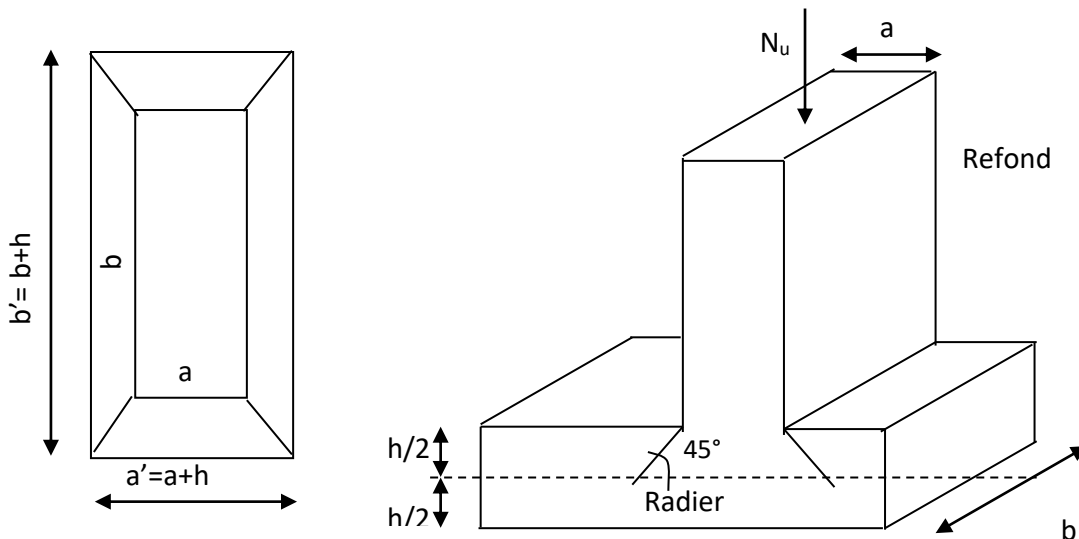


Figure VII.4 Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du périmètre utile μ_c :

- **Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2(a + b + 2.h) = 2(0,45 + 0,45 + 2.1) = 5,8m$$

$$N_u = 1229,19KN$$

$$N_u < \frac{(0,045 \times 5,8 \times 1 \times 25.10^3)}{1,5} = 4350kN \Rightarrow$$

$N_u = 1229,19KN < 4350KN$condition vérifiée

- **Voile :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2(a + b + 2.h) = 2(0,25 + 3,5 + 2.1) = 11,5m$$

$$N_u < \frac{(0,045 \times 11,5 \times 1 \times 25.10^3)}{1,5} = 8625kN \Rightarrow$$

$N_u = 1230,31 \text{ KN} < N_{U'} = 8625 \text{ KN}$condition vérifiée

VI.1.1.2 Vérifications de la poussée hydrostatique :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression Hydrolique telle que : $G_{\text{tot}} \geq \alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma \times h$

Avec :

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement est égale à 1,5.

γ : Poids volumique de l'eau est égale à 10 KN/m^3 .

$G_{\text{tot}} = 38178,99 \text{ KN} \geq 1,5 \times 482,54 \times 10 \times 1,00 = 7238,1 \text{ KN} \implies$ pas de risque de soulèvement de la structure.

Ferraillage du radier :

Pour le ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91(modifié 99). Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

☼ **1^{er} Cas :**

Si $\alpha < 0,4 \implies$ le panneau travaille suivant la petite portée.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

☼ **2^{eme} Cas :**

Si $0,4 \leq \alpha \leq 1 \implies$ les deux flexions intervient, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée} \quad L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée} \quad L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les abaques de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x \leq L_y)$$

Avec :

$$L_x = 3,7 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 3,5 \text{ m}.$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en Considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

VI.1.1.3 Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,5}{3,7} = 0,95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0410 \\ \mu_y = 0,888 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaillée dans les 2 directions

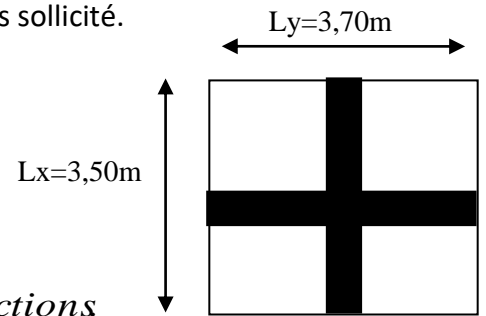


Figure VII.5 schéma du panneau le plus

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} la contrainte due au poids propre du radier. Ce dernier étant directement repris par le sol.

- La contrainte moyenne max à l'ELU : $\sigma_m = 197,27 \text{ KN/m}^2$

- La contrainte moyenne max à l'ELS : $\sigma_m = 143,27 \text{ KN/m}^2$

⊗ A l'ELU :

$$q_u^{\text{moy}} = \left| \sigma_{\text{moy}}^{\text{ELU}} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right| \times 1 \text{ ml} = \left| 198,86 - \frac{6246,97}{482,54} \right| \times 1 \text{ ml}$$

$$q_u^{\text{moy}} = 185,91 \text{ KN / ml}$$

⊗ A l'ELS :

$$q_s^{\text{moy}} = \left| \sigma_{\text{moy}}^{\text{ELS}} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right| \times 1 \text{ ml} = \left| 144,44 - \frac{6246,97}{482,54} \right| \times 1 \text{ ml}$$

$$q_s^{\text{moy}} = 131,49 \text{ KN / ml}$$

👉 Remarque :

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :
 - Moment en travée : $0,75.M_{0x}$ ou $0,75.M_{0y}$
 - Moment sur appuis : $0,5.m_{0x}$ ou $0,5.M_{0y}$
- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel alors :
 - Moment en travée : $0,85.M_{0x}$ ou $0,85.M_{0y}$
 - Moment sur appui de rive : $0,3.m_{0x}$ ou $0,3.M_{0y}$
 - Moment sur appui intermédiaire : $0,5.M_{0x}$ ou $0,5.M_{0y}$

Calcul à l'ELU :

⊗ **Evaluation des moments de flexion M_x et M_y :**

$$M_{0,x} = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_{0,x} = 0,0410 \times 185,91 \times (3,50)^2 = 93,37$$

$$M_{0,y} = 0,888 \times 93,37 = 82,91 \text{ KN.m}$$

⊗ **Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_x^a = (-0,5) \times M_{0,x}$$

$$M_x^a = (-0,5) \times 93,37 = -46,69 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = (-0,5) M_{0,y}$$

$$M_y^a = (-0,5) \times 82,91 = -41,46 \text{ KN.m}$$

⊗ **Moments aux appuis de rive :**

$$M_x^a = (-0,3) \times M_{0,x}$$

$$M_x^a = (-0,3) \times 93,37 = -28,01 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = (-0,3) M_{0,y}$$

$$M_y^a = (-0,3) \times 82,91 = -25,17 \text{ KN.m}$$

⊗ **Moments en travées :**

Dans le sens x-x :

$$M_x^t = (0,75) \cdot M_{0,x}$$

$$M_x^t = (0,75) \times 93,37 = 70,03 \text{ KN.m}$$

Dans le sens y-y :

$$M_y^t = (0,85) \cdot M_{0,y}$$

$$M_y^t = (0,85) \times 82,91 = 70,47 \text{ KN.m}$$

VI.1.1.4 Ferrailage du panneau dans le sens x-x :

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{46,69 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,045 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,045 \Rightarrow \beta_u = 0,978$$

$$A_a^x = \frac{M_x^a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{46,69 \times 10^6}{0,978 \times 270 \times 348 \times 100} = 5,08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_a^x = 5,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **4HA14 = 6,15 cm²/ml** avec : **S_t = 20cm**

• **En travées :**

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{70,03 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,068 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

=>Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,068 \Rightarrow \beta_u = 0,965$$

$$A_{ix} = \frac{M_{ix}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{70,03 \times 10^6}{0,965 \times 270 \times 348 \times 100} = 7,72 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ix} = 7,72 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **4HA16 = 8,04 cm²/ml** avec : **S_t = 20cm**

VI.1.1.5 Ferraillage dans le sens y-y:

- Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{41,46 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,040 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,040 \Rightarrow \beta_u = 0,980$$

$$A_a^x = \frac{M_y^a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{41,46 \times 10^6}{0,980 \times 270 \times 348 \times 100} = 4,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_a^x = 4,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **4HA14 = 6,15 cm²/ml** avec : **S_t = 20cm**

- En travées :

$$\mu_u = \frac{M_{iy}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{70,47 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,068 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

=>Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,068 \Rightarrow \beta_u = 0,965$$

$$A_{iy} = \frac{M_{iy}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{70,47 \times 10^6}{0,965 \times 270 \times 348 \times 100} = 7,77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{iy} = 7,77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **4HA16 = 8.04 cm²/ml** avec : **S_t = 20cm**

VI.1.1.6 condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{b \cdot h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow A_{\min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$

Avec : $\omega_0 = 0.0008$ pour fe 400

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3 - \rho}{2} \quad \text{Avec : } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour fe400}$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,95}{2} = 2,46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Tableau VII .4 : Vérification de la condition de non fragilité

Sens	Zone	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
Xx	Appuis	6,15	2,46	Condition vérifiée
	Travée	8,04		Condition vérifiée
Yy	Appuis	6,15		Condition vérifiée

VI.1.1.7 Espacements des armatures: (BAEL91/A8.2, 42):

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous:

dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle

• **Armatures parallèles à Lx:**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

S_t = 20 cm < 33cm.....Condition vérifiée.

• **Armatures parallèles à Ly:**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

S_t = 20 cm < 45cm.....Condition vérifiée

VI.1.1.8 Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = \frac{p}{3 \times l_y}$$

Avec : $p = q_{um} l_x l_y = 185,91 \times 3,5 \times 3,7 = 2407,53\text{KN/m}^2$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{1,5}; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{3,33\text{MPa}; 5\text{MPa}\} = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

-Sens x-x :

$$V_u = \frac{p}{3 \times l_y} = \frac{2407,53}{3 \times 3,7} = 216,89\text{KN}$$

-Sens y-y :

$$V_u = \frac{p}{2 \times l_y + l_x} = \frac{2407,53}{2 \times (3,7 + 3,5)} = 167,19\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{216,89 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 0,80 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,80 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

VI.1.2 Calcul et vérification à L'ELS :

$$q_s = 131,49 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{On a: } \rho = 0,95 \quad \text{et } \nu = 0,2 \quad \text{donc: } \begin{cases} \mu_x = 0,0483 \\ \mu_y = 0,923 \end{cases}$$

⊗ Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient :

$$M_{0,x} = 0,0483 \times 131,49 \times (3,5)^2 = 77,80 \text{ KN.m}$$

$$M_{0,y} = 0,923 \times 77,80 = 71,81 \text{ KN.m}$$

• Moments aux appuis de rive :

$$M_x^a = (-0,3) \times M_{0,x}$$

$$M_x^a = (-0,3) \times 77,80 = -23,34 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = (-0,3) M_{0,y}$$

$$M_y^a = (-0,3) \times 71,81 = -21,54 \text{ KN.m}$$

• Moments aux appuis intermédiaires :

$$M_x^a = (-0,5) \cdot M_{0,x}$$

$$M_x^a = (-0,5) \times 77,80 = -38,90 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = (-0,5) M_{0,y}$$

$$M_y^a = (-0,5) \times 71,81 = -35,9 \text{ KN.m}$$

• Moments en travée

$$M_{tx} = (0,75) \cdot M_{0,x}$$

$$M_{tx} = (0,75) \times 77,80 = 58,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0,75) M_{0,y}$$

$$M_{ty} = (0,75) \times 71,81 = 53,86 \text{ KN.m}$$

⊗ Les moments M_a, M_t dans les deux sens :

Sens xx :

$$M_{\text{app}} = -0,5 M_{0,x} = -38,90 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 M_{0,x} = 58,35 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$M_{app} = -0,5M_{0y} = -35,9 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_{0y} = 53,86 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes :**

Dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau VII.5 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _b	σ̄ _b	Obs
XX	Appuis	6,15	38,90	0,228	0,924	50,36	253,54	348	5,02	15	Cv
	Travée	8,08	58,35	0,299	0,914	43,14	292,63	348	6,76	15	Cv
YY	Appuis	6,15	35,9	0,228	0,924	50,36	233,89	348	4,63	15	Cv
	Travée	8,08	53,86	0,299	0,914	43,14	270,11	348	7,08	15	Cv

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, on adopte un même ferrailage pour tous les panneaux.

Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie .Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

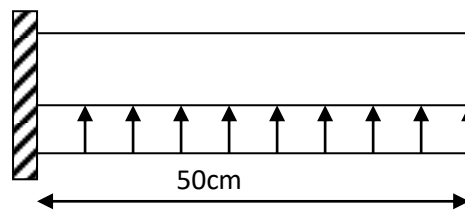


Figure VII.6 : schéma statique du débord.

VI.1.3 Sollicitation de calcul :

a) **A L'ELU :**

$$q_u = 185,91 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{185,91 \times (0,50)^2}{2} = 23,24 \text{ N.m}$$

A L'ELS :

$$q_s = 131,49 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} = \frac{131,49 \times 0,50^2}{2} = 16,44 \text{ KN.m}$$

VI.1.4 Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{23,24 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,20} = 0,022 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,022 \Rightarrow \beta_u = 0,989$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{23,24 \times 10^3}{0,989 \times 27 \times 348} = 2,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 2,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

VI.1.5 Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4 HA12 = 4,52 cm²/ml $A_a = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2$

• **Calcul de l'espacement :**

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ Avec : } S_t = 25 \text{ cm}^2.$$

VI.1.6 Vérification à l'ELS :

☼ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 27} = 0,167$$

$$\rho_1 = 0,167 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,935 ; \quad \alpha_1 = 0,197$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,197}{15(1 - 0,197)} = 0,016$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{16,44 \times 10^3}{0,935 \times 0,27 \times 4,52 \times 10^{-4}} = 144,07 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0,016 \times 144,07 = 2,31 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

☼ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$\sigma_{st} = 144,07 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord,

$A_{radier} > A_{débord}$, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

Etudes des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs).

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée a une poutre continues sur plusieurs appuis et les charge revenant a chaque nervures seront déterminer en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales).

Chargement simplifié admis :

Cela consiste à trouver la largeur de la dalle (panneau) correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment max (largeur L_m) et le même effort tranchant max (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal .Ainsi le chargement devient uniformément reparti et le calcul devient classique.

Charge trapézoïdale :

- Moment fléchissant : $I_m = I_x \left(0,5 - \frac{l^2}{6} \right)$
- Effort tranchant : $I_t = I_x \left(0,5 - \frac{l^2}{4} \right)$

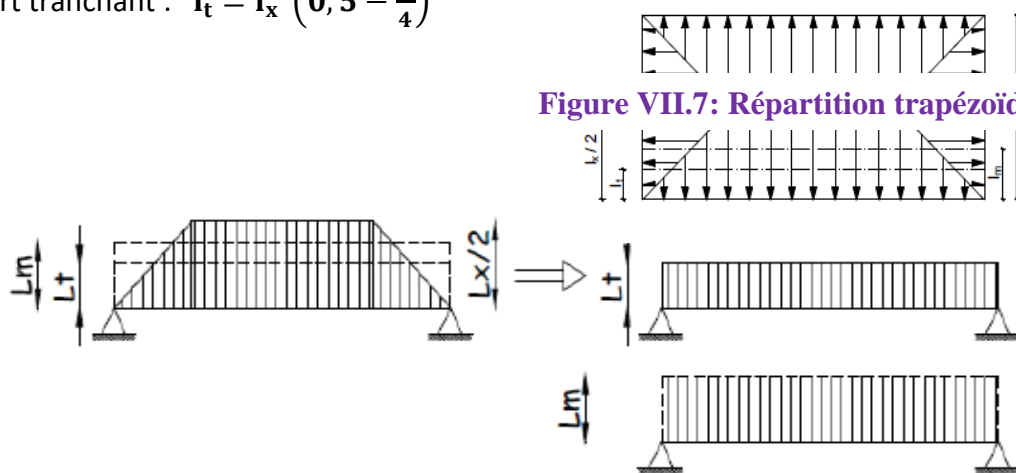
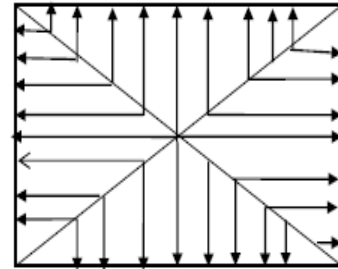


Figure VI.8: Présentation des chargements simplifiés.

✿ Cas de chargement triangulaire :

Moment fléchissant : $I_m = 0,333 \times l_x$

Effort tranchant : $I_t = 0,25 \times l_x$



Figures VII.9: Répartition triangulaire.

○ Déterminations des charges :

- A l'ELU :

$$q_u^{moy} = \left| \sigma_{moy}^{ELU} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right| \times 1ml = \left| 198,86 - \frac{6246,97}{482,54} \right| \times 1ml$$

$$q_u^{moy} = 185,91 \text{ KN / ml}$$

- A l'ELS :

$$q_s^{moy} = \left| \sigma_{moy}^{ELS} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right| \times 1ml = \left| 144,44 - \frac{6246,97}{482,54} \right| \times 1ml$$

$$q_s^{moy} = 131,49 \text{ KN / ml}$$

○ Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u I_m$$

$$Q_S = q_s I_m$$

○ Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u I_t$$

$$Q_S = q_s I_m$$

👉 Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Sens yy :

Tableau VII.6 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens yy).

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	lt	qu	qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	3,5	3,5		1 triangulaire	1,1655	0,875	185,91	131,49	216,678	433,356	153,252	306,503	162,671	325,343	115,054	230,108
	2	3,5	3,7	0,9459459	trapézoïdale	1,1655	0,875	185,91	131,49	216,678		153,252		162,671		115,054	
b-c	1	3	3,5	0,8571429	trapézoïdale	0,999	0,75	185,91	131,49	185,724	371,448	131,359	262,717	139,433	278,865	98,618	197,235
	2	3	3,7	0,8108108	trapézoïdale	0,999	0,75	185,91	131,49	185,724		131,359		139,433		98,618	
C-D	1	3,5	3,5		1 triangulaire	1,1655	0,875	185,91	131,49	216,678	433,356	153,252	306,503	162,671	325,343	115,054	230,108
	2	3,5	3,7	0,9459459	trapézoïdale	1,1655	0,875	185,91	131,49	216,678		153,252		162,671		115,054	
D-E	1	3,5	3,5		1 triangulaire	1,1666667	0,875	185,91	131,49	216,895	433,573	153,405	306,657	162,671	325,343	115,054	230,108
	2	3,5	3,7	0,9459459	trapézoïdale	1,1655	0,875	185,91	131,49	216,678		153,252		162,671		115,054	
E-F	1	3,5	3,5		1 triangulaire	1,1655	0,875	185,91	131,49	216,678	433,356	153,252	306,503	162,671	325,343	115,054	230,108
	2	3,5	3,7	0,9459459	trapézoïdale	1,1655	0,875	185,91	131,49	216,678		153,252		162,671		115,054	
F-G	1	3	3,5	0,8571429	trapézoïdale	1,1326531	0,94897959	185,91	131,49	210,572	396,296	148,933	280,291	176,425	315,857	124,781	223,399
	2	3	3,7	0,8108108	trapézoïdale	0,999	0,75	185,91	131,49	185,724		131,359		139,433		98,618	
G-H	1	3,5	3,5		1 triangulaire	1,1655	0,875	185,91	131,49	216,678	433,356	153,252	306,503	162,671	325,343	115,054	230,108
	2	3,5	3,7	0,9459459	trapézoïdale	1,1655	0,875	185,91	131,49	216,678		153,252		162,671		115,054	

VI.1.7 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

VI.1.7.1 Sens XX :

a) Diagramme des moments fléchissant :

à L'ELU:

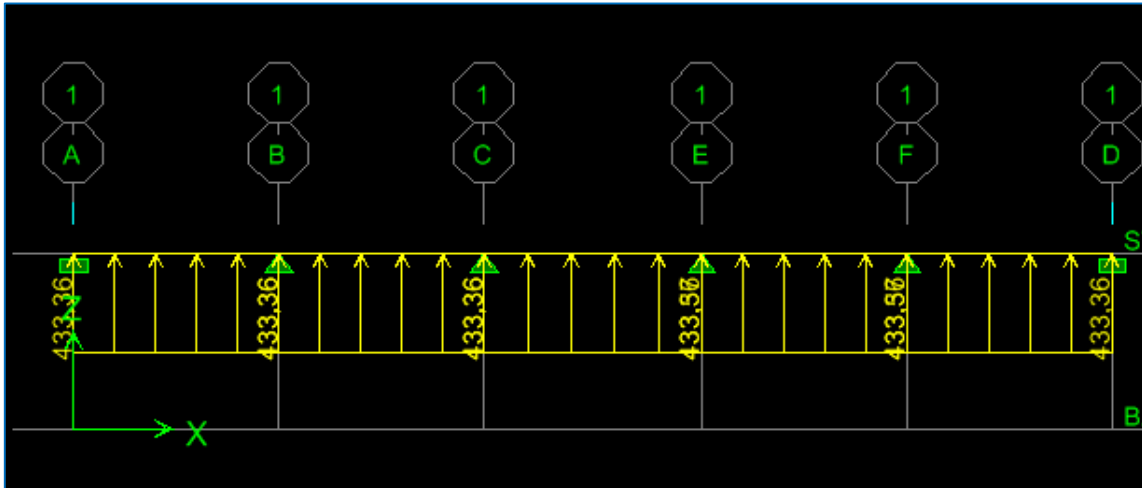


Figure VII.10: diagramme de chargements des nervures à L'ELU (sens longitudinal).

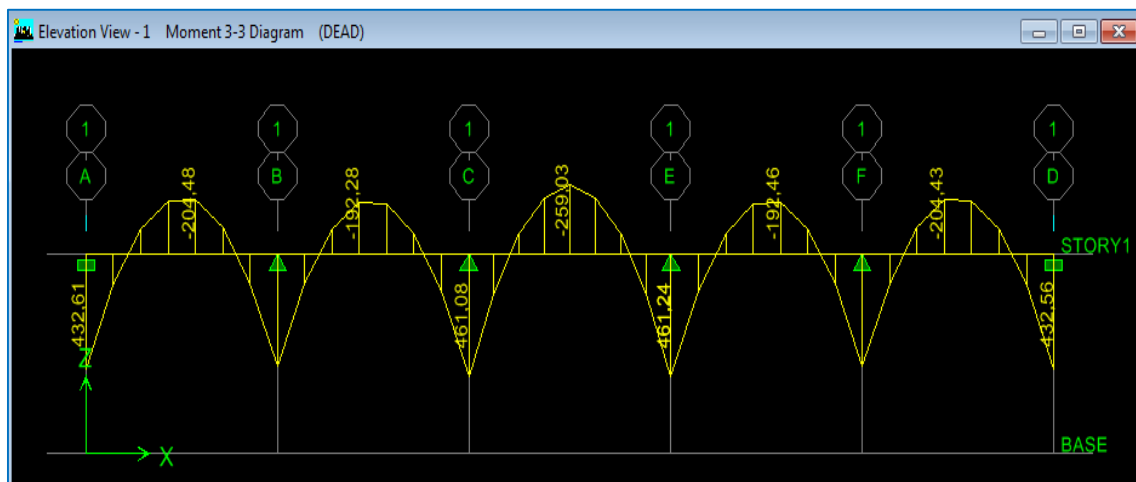


Figure VII.11: diagramme des moments fléchissant a l'ELU (sens longitudinal).

à L'ELS :

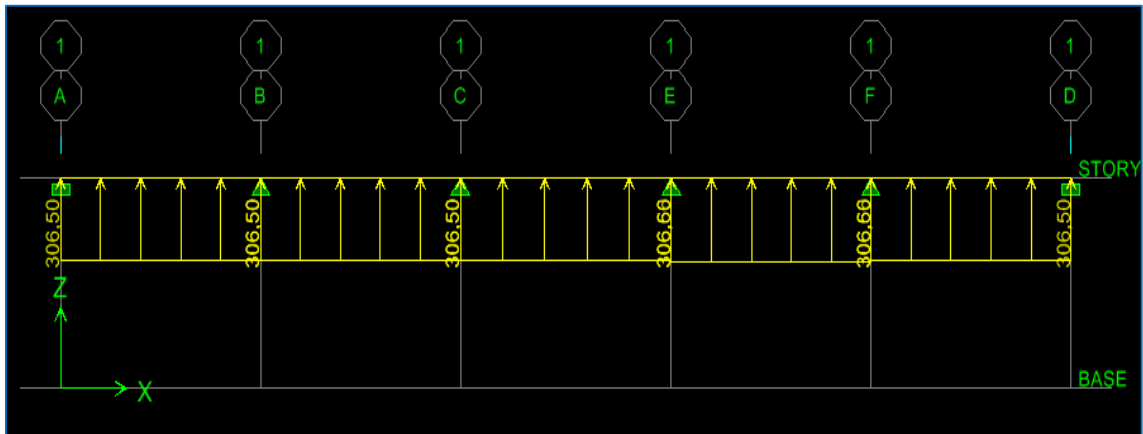


Figure VII.12: diagramme de chargements des nervures a l'ELS (sens longitudinal).

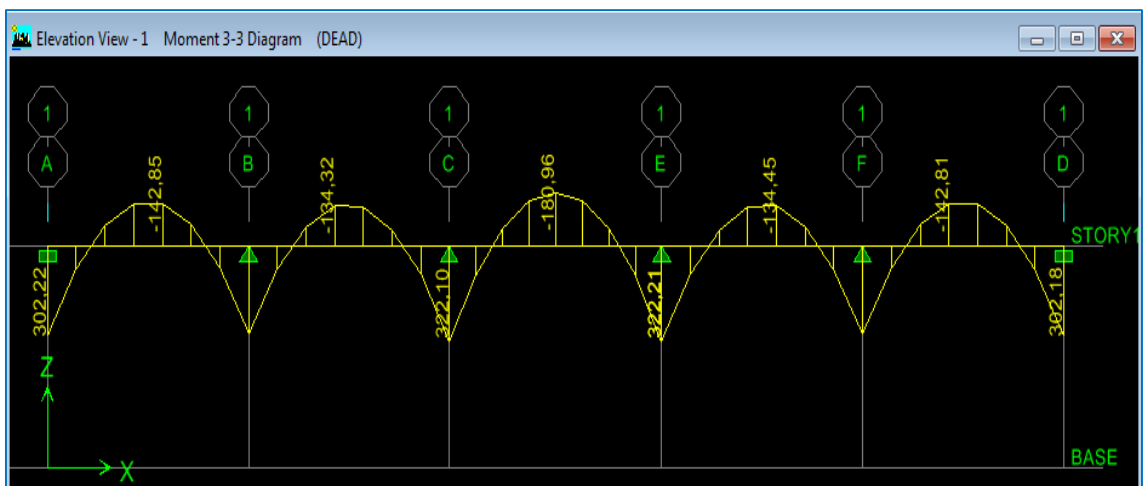


Figure VII.13 : diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens longitudinal).

Diagramme des efforts tranchants :

À L'ELU:

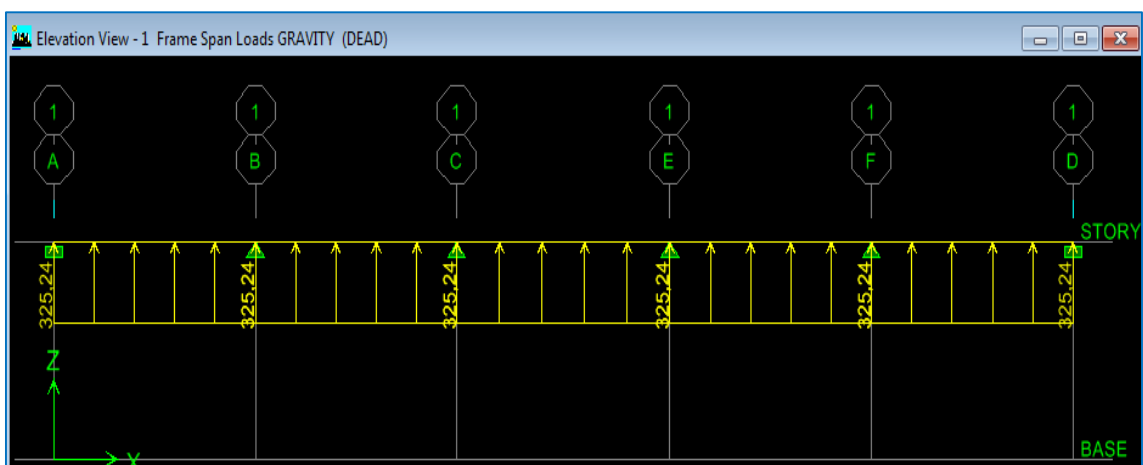


Figure VII.14: diagramme du chargement pour l'effort tranchant a l'ELU (sens longitudinal).

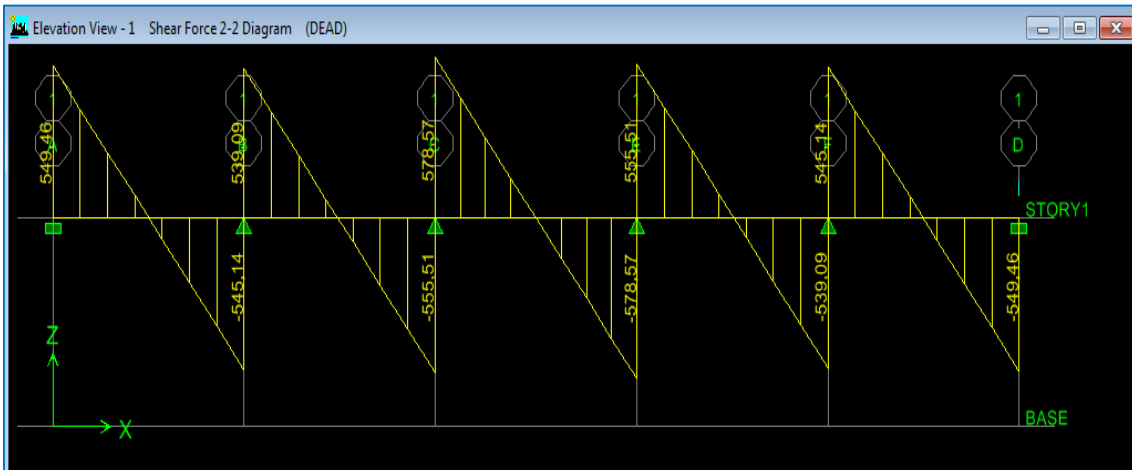


Figure VII.15:diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (sens longitudinal).

À L'ELS :

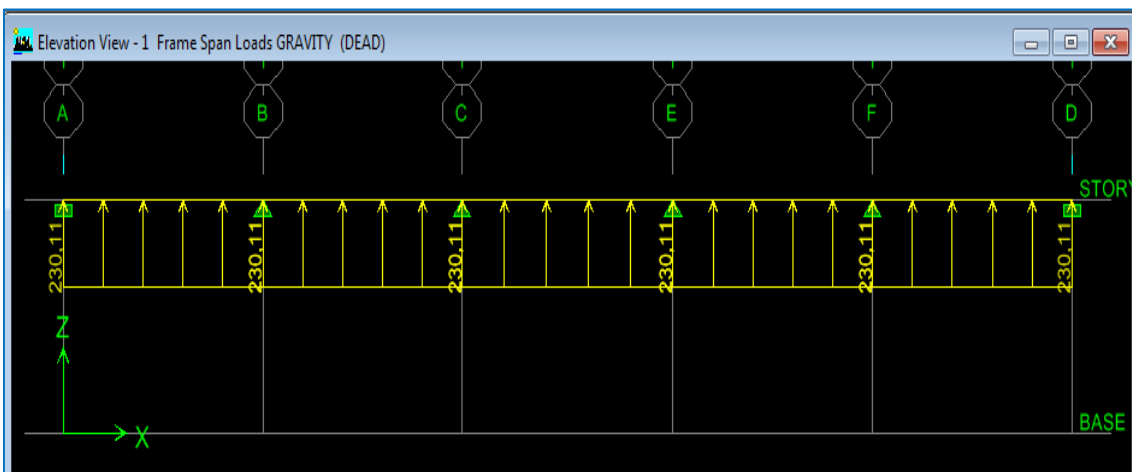


Figure VI.16 : diagramme du chargement pour l'effort tranchant à l'ELS (sens longitudinal).

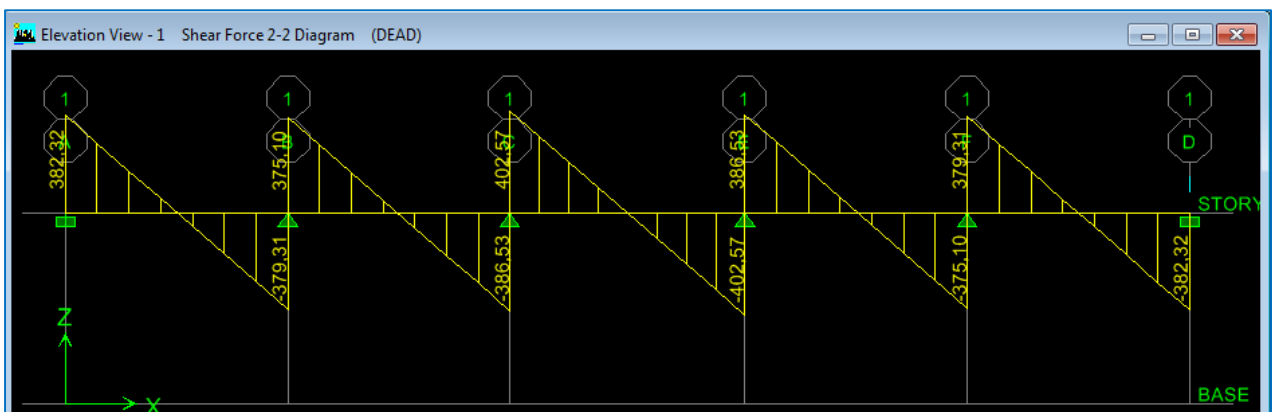


Figure VII.17 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (sens longitudinal).

VI.1.7.2 Sens transversal :

a) Diagramme des moments fléchissant:

À L'ELU:

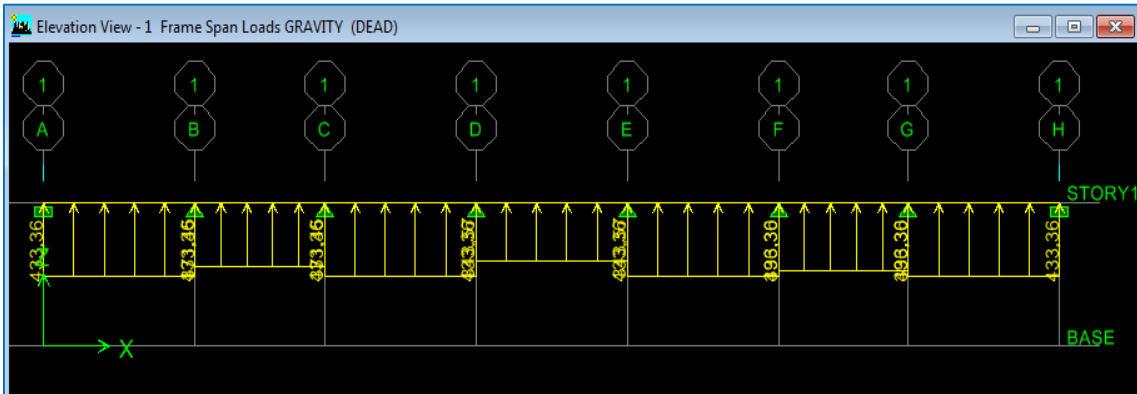


Figure VII.18: diagramme de chargements des nervures a l'ELU (sens transversal).

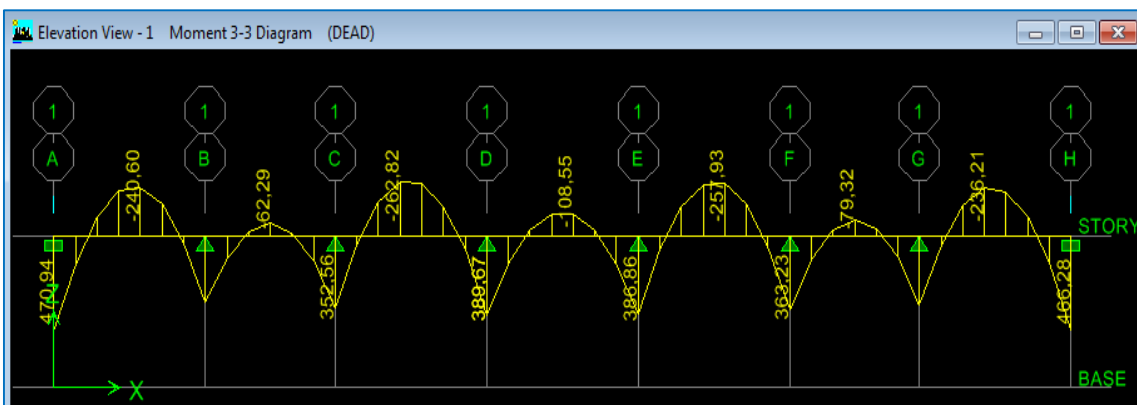


Figure VII.19 : diagramme des moments fléchissant a l'ELU (sens transversal).

À L'ELS:

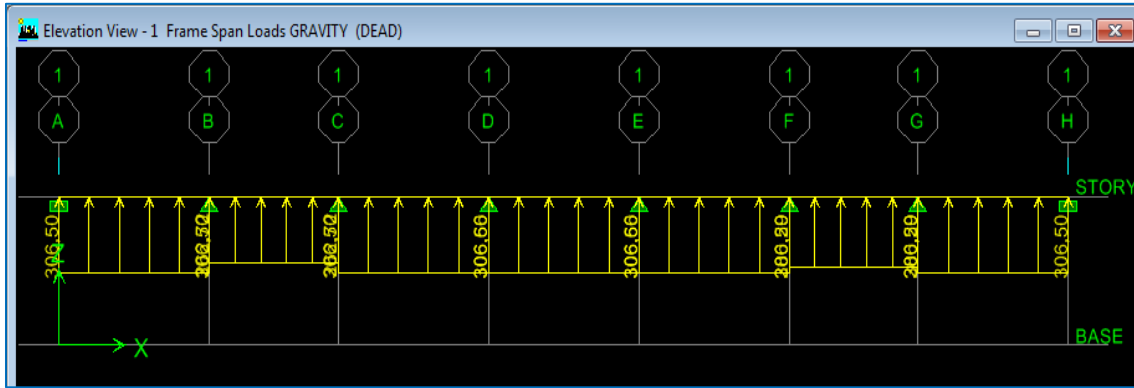


Figure VII.20: diagramme de chargements des nervures à l'ELS (sens transversal).

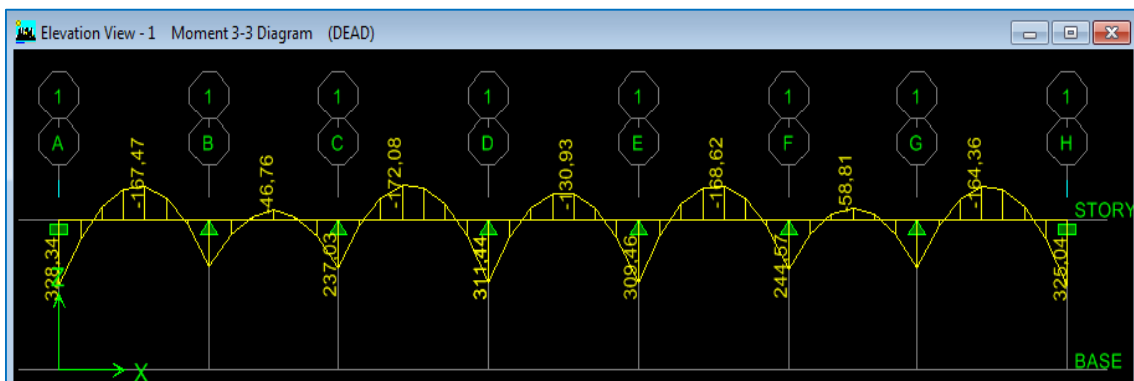


Figure VII. 21: diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens transversal).

Diagramme des efforts tranchants :
À L'ELU :

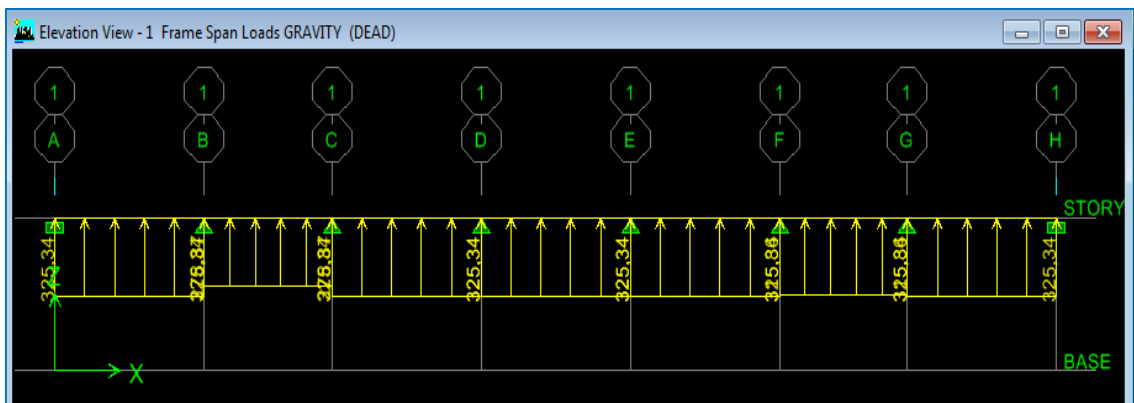


Figure VII.22 : diagramme du chargement pour l'effort tranchant à l'ELU (sens transversal).

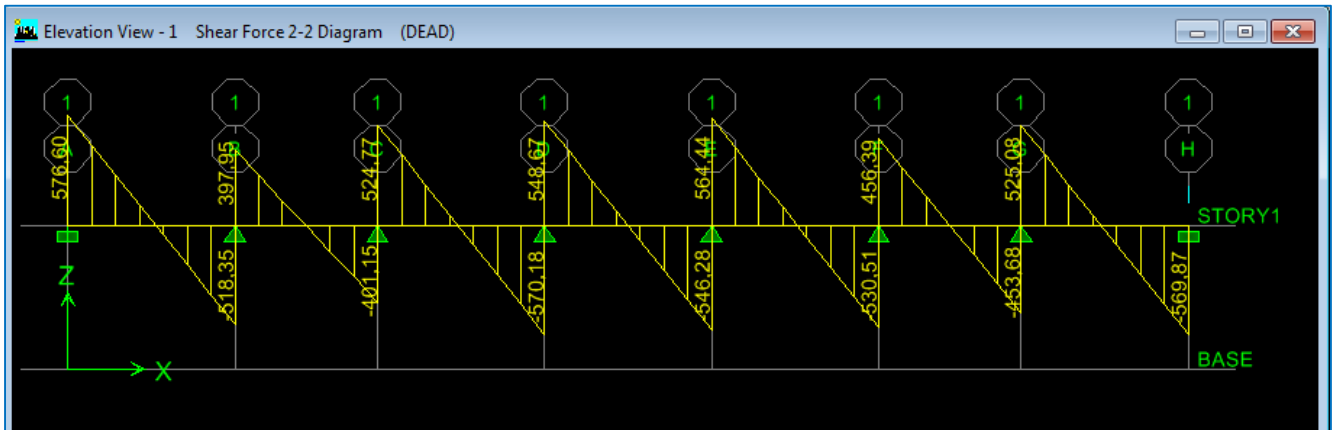


Figure VII.23:diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (sens transversal).

À L'ELS :

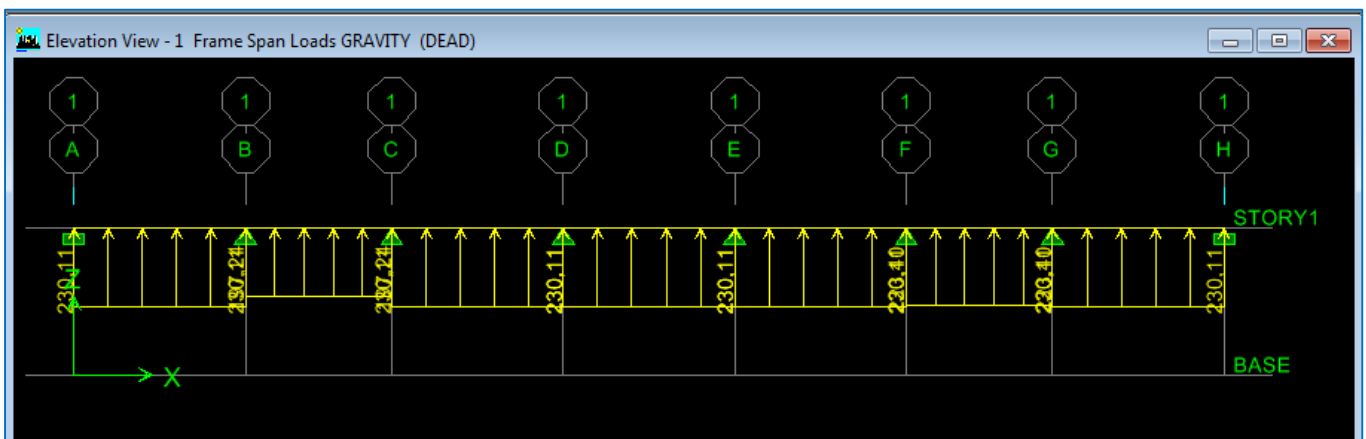


Figure VII.24 : diagramme du chargement pour l'effort tranchant à l'ELS (sens transversal).



Figure VII.25 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (sens transversal).

	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	461,24	322,21	470,94	328,34
M_{tmax} (KN.m)	259,03	180,96	262,82	172,08
T_{max} (KN)	578,57	402,57	576,60	401,17

A) Sollicitation maximale :

Tableau VII.7 : Les efforts internes dans les nervures

B) Le ferrailage :

a) Armatures longitudinales :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 50$ [cm], $h = 100$ [cm], $d = 97$ [cm], $f_{bc} = 14,2$ [MPa], $\sigma_{st} = 348$ [MPa]

Exemple de calcul :

$M_{t_{umax}} = 259,03$ [KN.m] ; $M_{a_{umax}} = -461,24$ [KN.m]

• Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{461,24 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14,2} = 0,069 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,069 \longrightarrow \beta = 0,965$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{461,24 \times 10^3}{0,965 \times 97 \times 348} = 14,16 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : 4HA16+4HA14 = 14,20 [cm²]

		M [KN.m]	μ	β	A_{cal} [cm ²]	choix	A_{adop} [cm ²]
Sens longitudinal	Appui	461,24	0,069	0,965	14,16	4HA16+4HA14	14,2
	Travée	259,03	0,039	0,981	7,82	4HA14+4HA12	10,67
Sens	Appui	470,94	0,070	0,964	14,47	4HA16+4HA16	16,08

transversal	Travée	262,82	0,039	0,981	7,94	4HA14+2HA12	10,67
-------------	--------	--------	-------	-------	------	-------------	-------

Tableau VII-7 : Ferrailage des nervures à L'ELU

b) Armatures transversales :

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ [mm]}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 8 \text{ [mm]}$

On prend un cadre et un étrier de $\phi = 8 \text{ [mm]}$

- **Espacement des armatures :**

✓ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 1,6 \right\} = \{25; 19,2\}$$

Soit $S_t = 15 \text{ [cm]}$

✓ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ [cm]}$$

Soit $S_t = 15 \text{ [cm]}$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit $A_t = 6HA 8 = 3,02 \text{ cm}^2$ (02 cadres et 01 étrier).

C) Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 97 \times 2,1}{400} = 5,86 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$A_{\text{adopté}} = 14,2 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 5,86 \text{ [cm}^2\text{]}$ \longrightarrow **Condition vérifiée.**

$A_{\text{adopté}} = 14,02 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 5,86 \text{ [cm}^2\text{]}$ \longrightarrow **Condition vérifiée.**

$$A_{\text{adopté}} = 31,4 [\text{cm}^2] > A_{\text{min}} = 5,86 [\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adopté}} = 19,72 [\text{cm}^2] > A_{\text{min}} = 5,86 [\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Contrainte de cisaillement :

$$T_{\text{umax}} = 576,60 [\text{KN}]$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4 [\text{MPa}]\right) = \min(2,5 [\text{MPa}]; 4 [\text{MPa}]) = 2,5 [\text{MPa}]$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{576,60 \times 10^3}{500 \times 970} = 1,19 [\text{MPa}] \leq \bar{\tau} = 2,5 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D) Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

• **Sens X-X :**

✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{461,24}{322,21} = 1,43 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,069 \longrightarrow \alpha = 0,0881$$

$$\alpha = 0,0881 \leq \frac{1,43-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,465 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{259,03}{180,96} = 1,43 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,039 \longrightarrow \alpha = 0,0485$$

$$\alpha = 0,0485 \leq \frac{1,43-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,465 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens Y-Y :**

✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{470,94}{328,34} = 1,43 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,070 \longrightarrow \alpha = 0,0907$$

$$\alpha = 0,0907 \leq \frac{1,43-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,465 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{262,82}{172,08} = 1,53 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,039 \longrightarrow \alpha = 0,0485$$

$$\alpha = 0,0485 \leq \frac{1,53-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,515 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

E) Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à $3[\text{cm}^2]$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de **100 [cm]**, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3 \left[\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right] \times 1,0 = 3 [\text{cm}^2] \text{ par paroi.}$$

Soit : $2\text{HA}14 = 3,08[\text{cm}^2]$

Conclusion générale

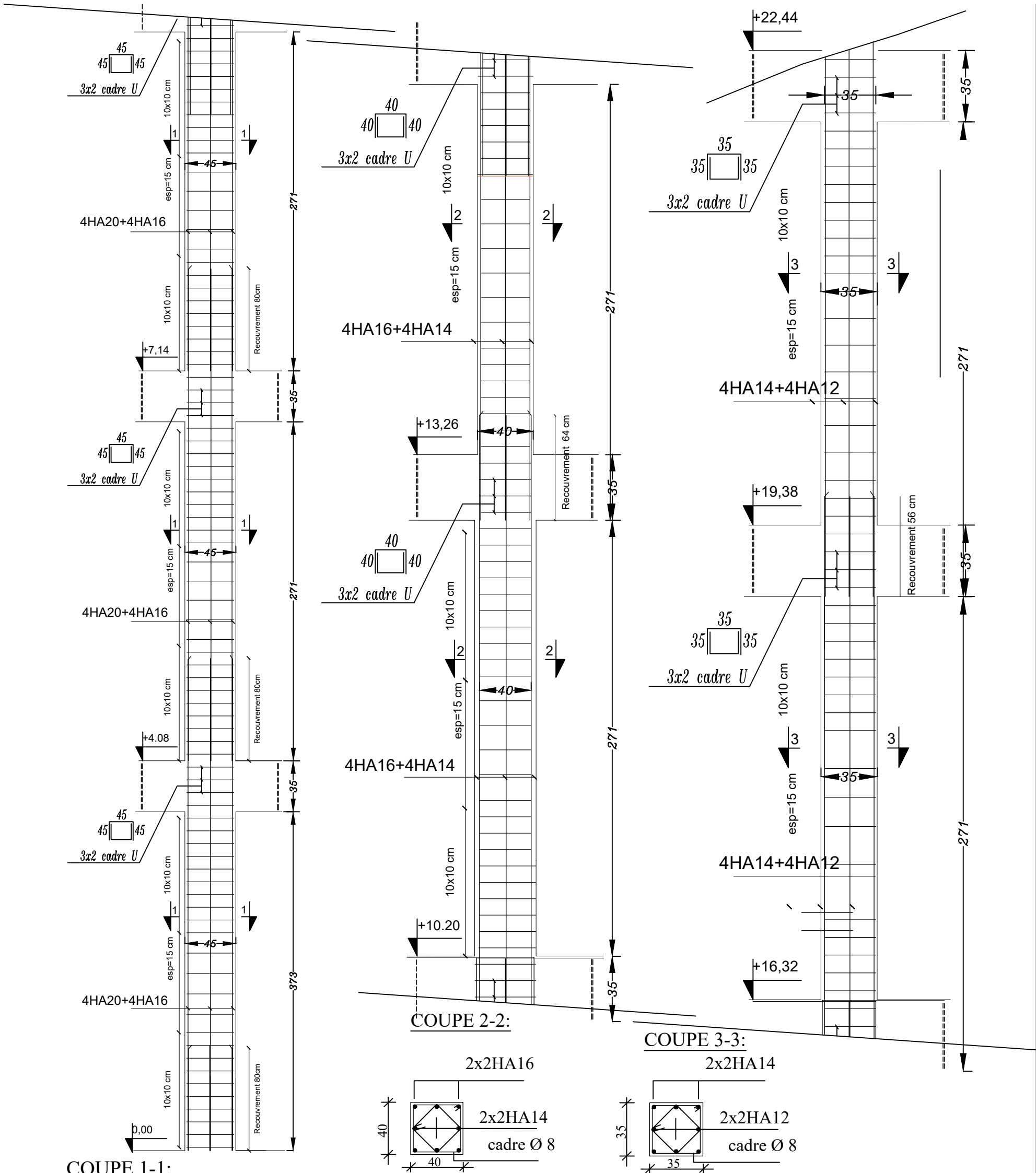
Ce projet, fut tout d'abord une très bonne expérience avant le début de la vie professionnelle.

En effet, celui-ci nous a permis de progresser dans la maîtrise des méthodes de travail d'un ingénieur et de s'approfondir dans de multiples notions et règlement du génie civil tels que le Règlement Parasismique Algérien, le BAEL et les divers Documents Techniques Règlementaires ainsi que leurs applications.

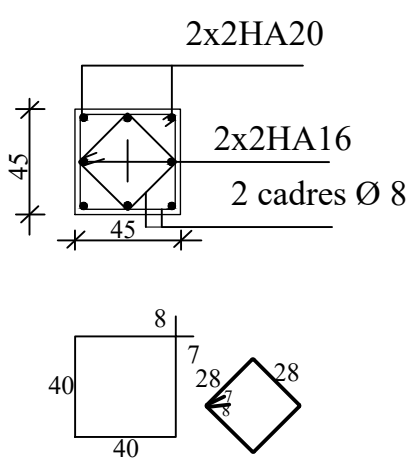
Il nous a également permis de comprendre et d'apprendre l'utilisation de quelques logiciels (ETABS, AOUTOCAD, SOCOTEC...).

Même si le travail effectué lors de ce projet de fin d'études n'a pas, dans l'absolu, répondu à toutes les questions que nous nous sommes posés, il nous a néanmoins permis de sentir la responsabilité d'un ingénieur en génie civil et donc se donner à fond pour assumer cette responsabilité.

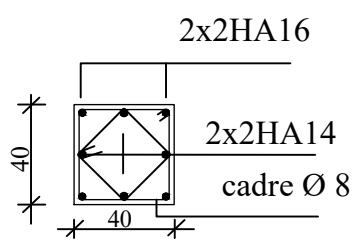
Espérons que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions car c'est par la mise en commun des connaissances et de l'avance de l'expérience que l'on avance dans notre vie professionnel.



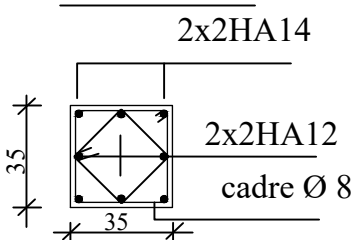
COUPE 1-1:



COUPE 2-2:



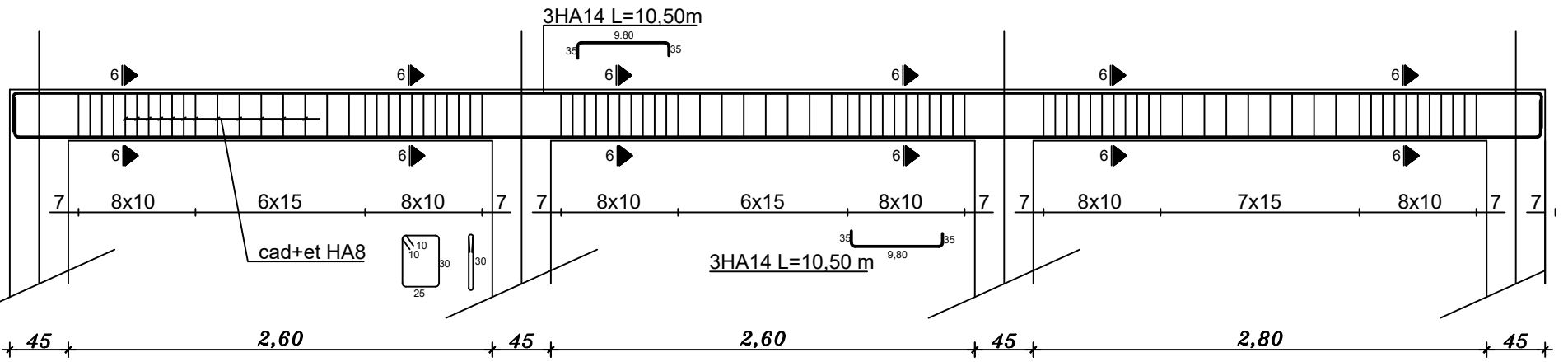
COUPE 3-3:



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :	Titre :	Echelle°: 1/50
BEN-AMRANE Lynda	FERRAILLAGE DES POTEAUX	Promotion: 2025

**FERRAILAGE POUTRES PRINCIPALES
RDC, ETAGE 1, ETAGE 2**

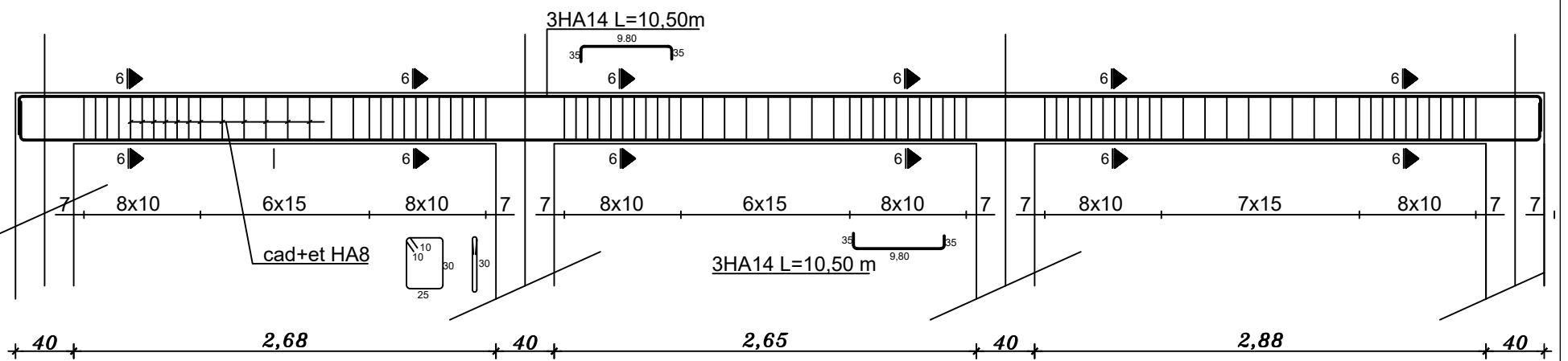


**FERRAILAGE POUTRES PRINCIPALES AU
NIVEAU DES ETAGES 3,4**

②

③

④



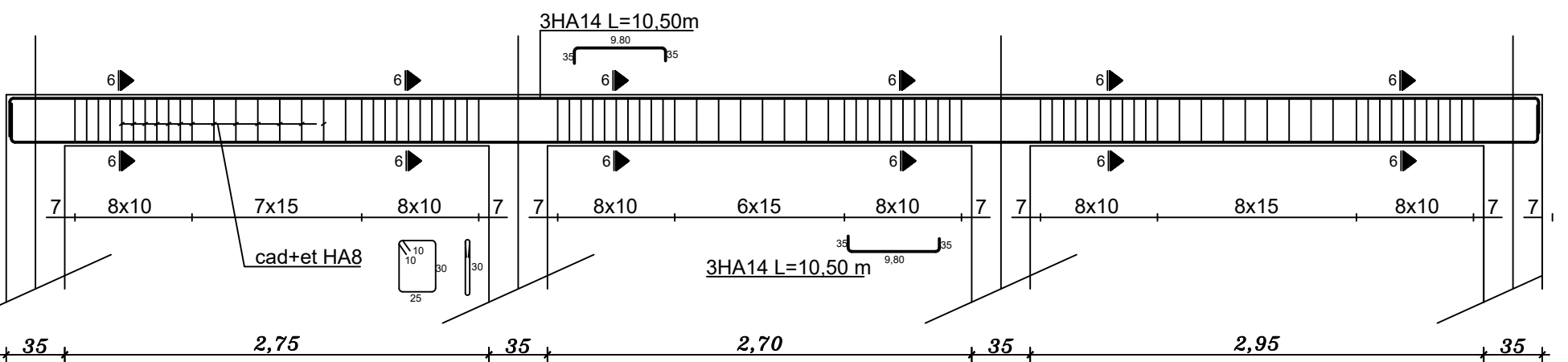
①

②

③

④

**FERRAILAGE POUTRES PRINCIPALES AU
NIVEAU DES ETAGES 5, EA**



①

②

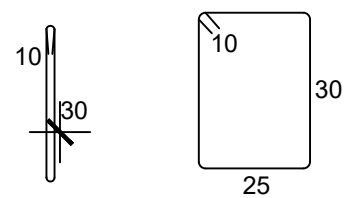
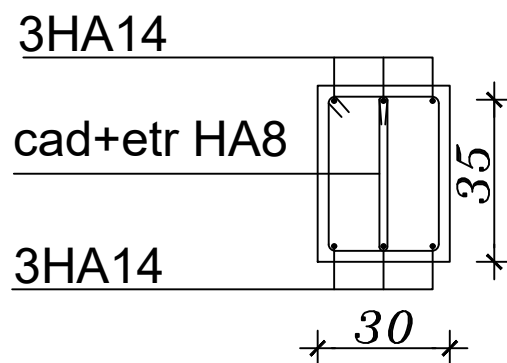
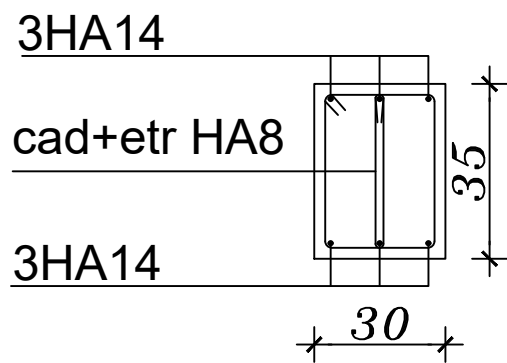
③

④

coupe 6-6 ECH:1/20

coupe 7-7 ECH:1/20

etrier et cadre HA8



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

BEN-AMRANE
Lynda

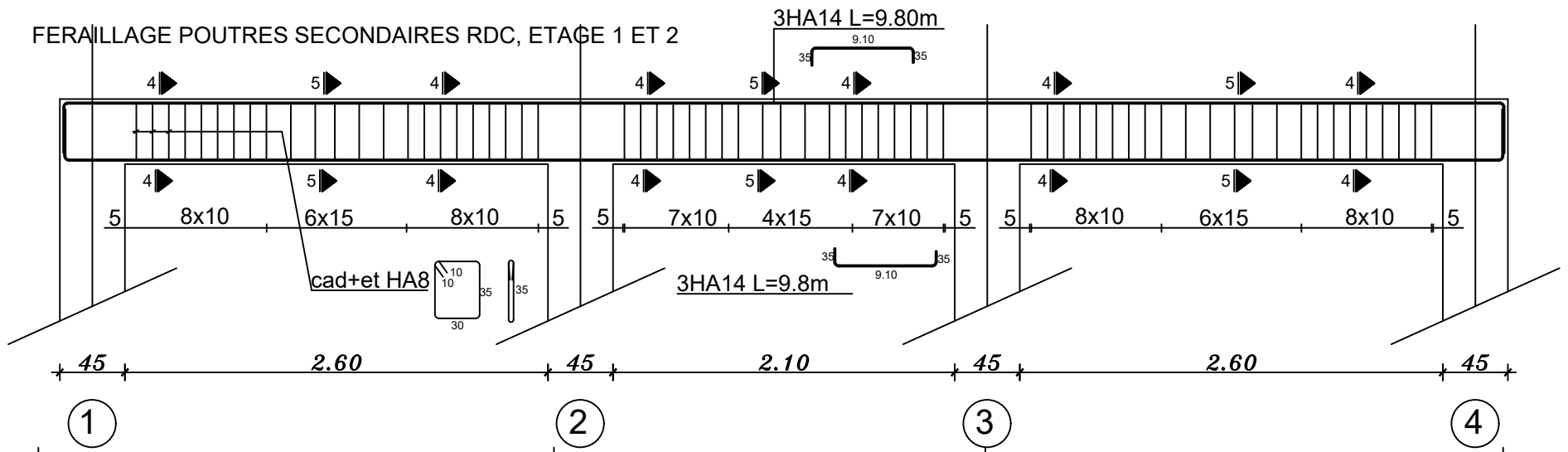
Titre :

FERRAILAGE DES
POUTRES
PRINCIPALES

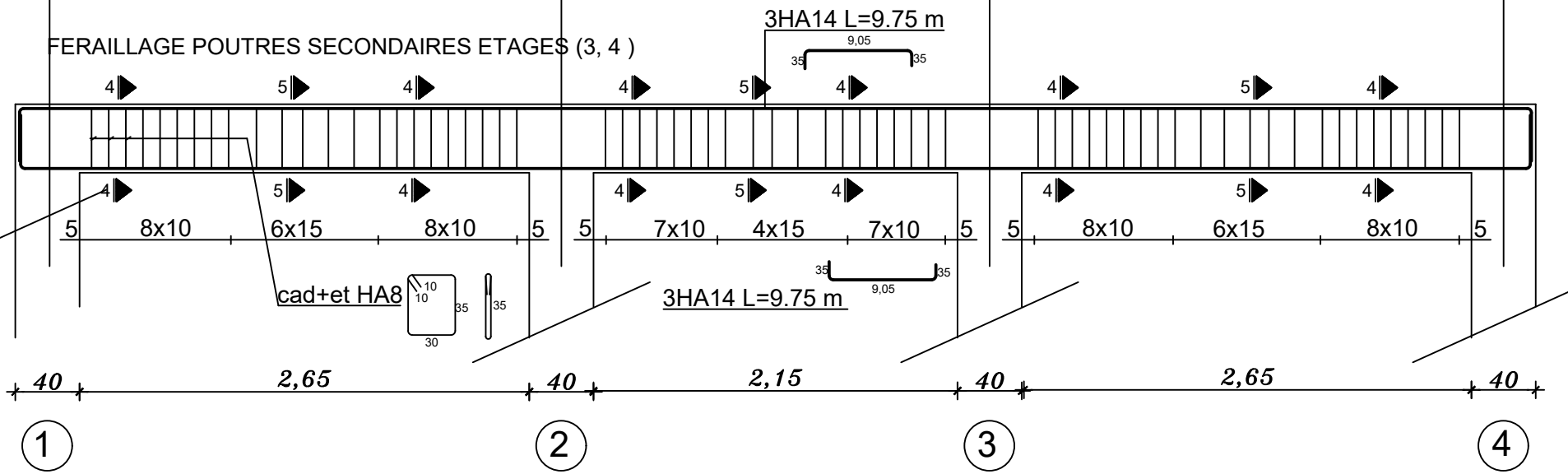
Echelle: 1/50

Promotion:
2025

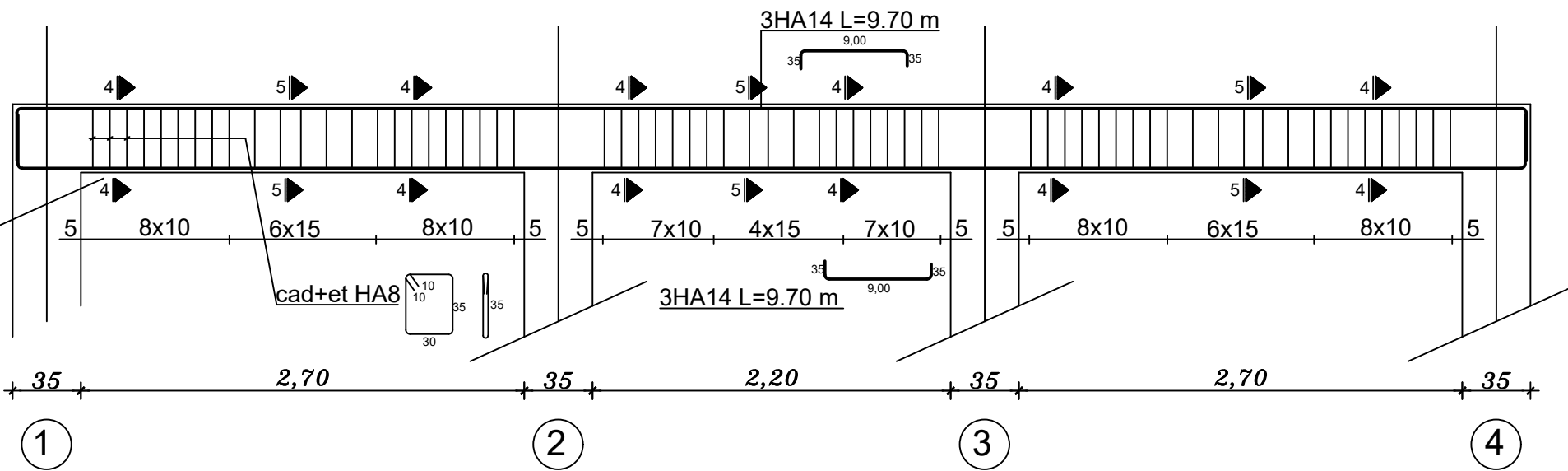
FERRAILAGE POUTRES SECONDAIRES RDC, ETAGE 1 ET 2



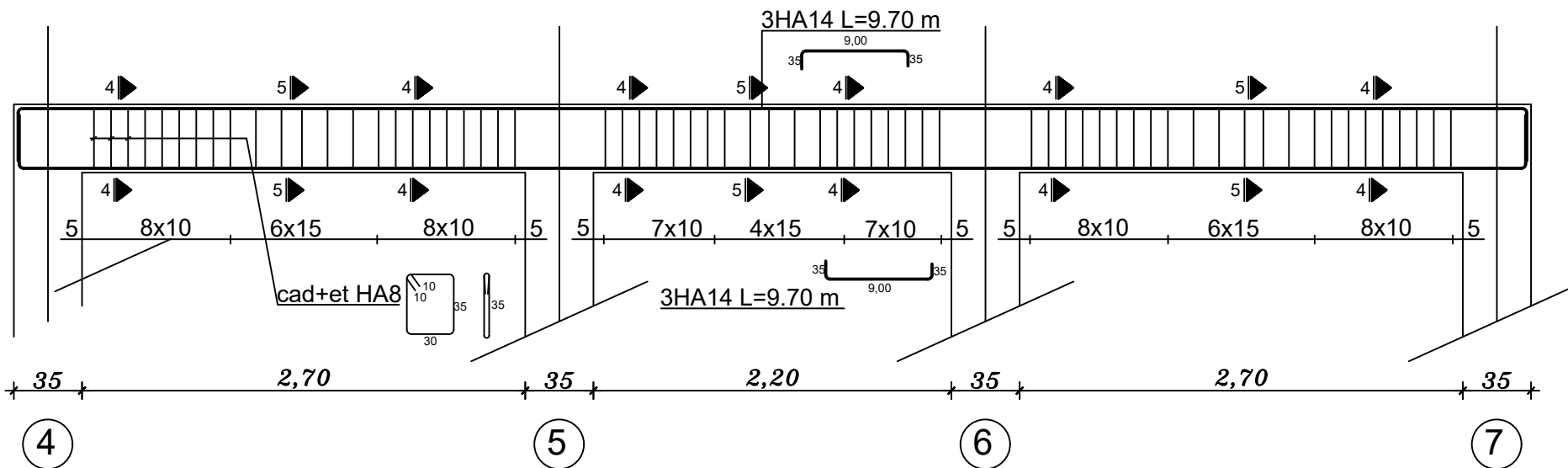
FERRAILAGE POUTRES SECONDAIRES ETAGES (3, 4)



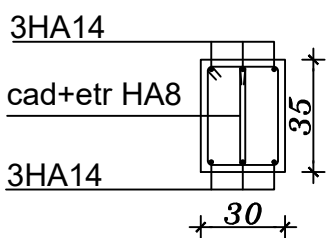
FERRAILAGE POUTRES SECONDAIRES ETAGE 5



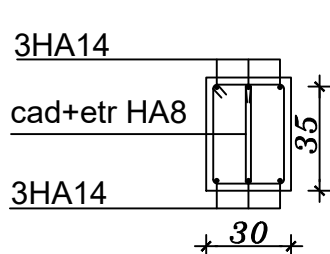
FERRAILAGE POUTRES SECONDAIRES ETAGE ATTIQUE AXES E, F, G



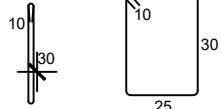
coupe 4-4 ECH:1/20



coupe 5-5 ECH:1/20



etrier et cadre HA8



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

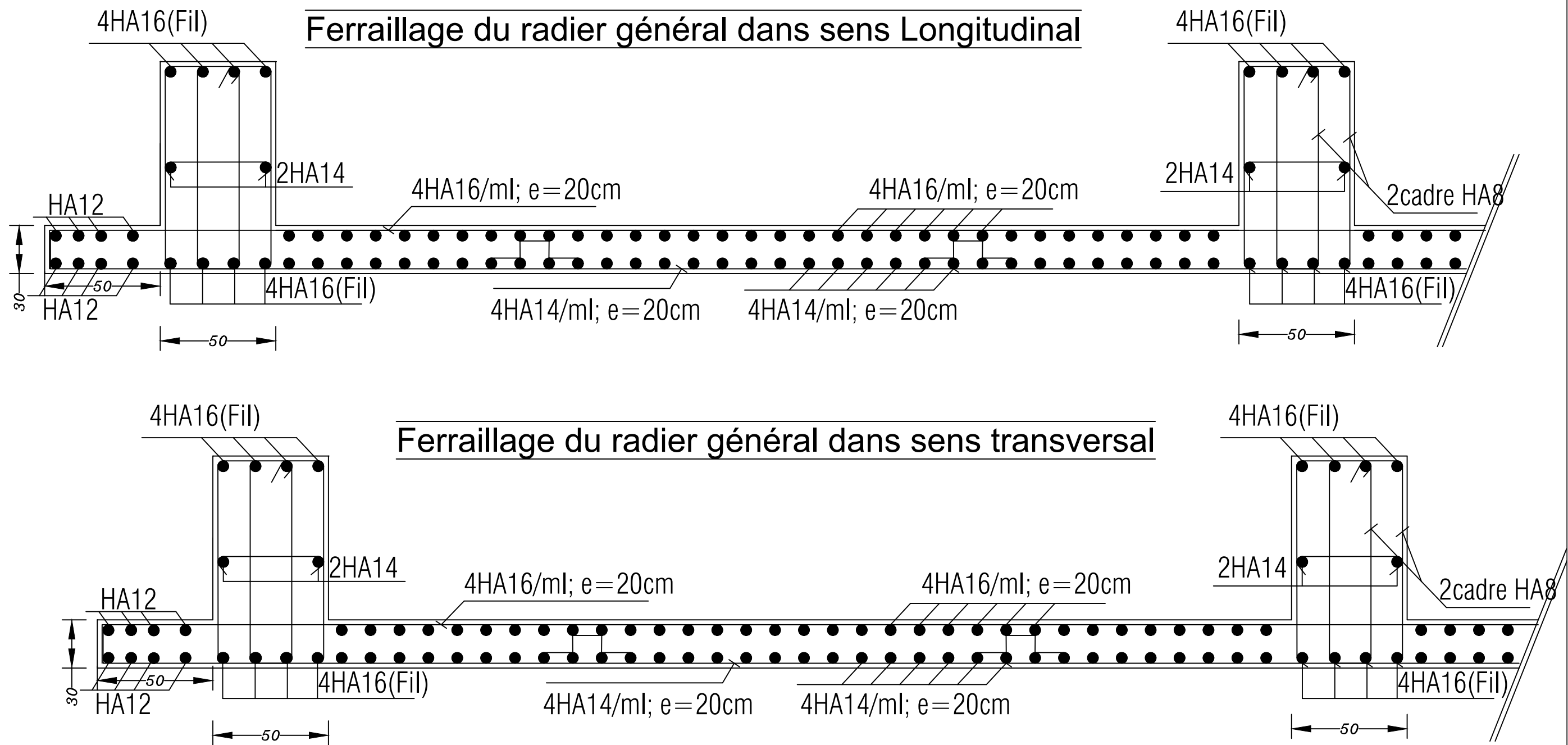
BEN-AMRANE
Lynda

Titre :

FERRAILAGE DES
POUTRES
SECONDAIRES

Echelle: 1/50

Promotion:
2025



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

**BEN-AMRANE
Lynda**

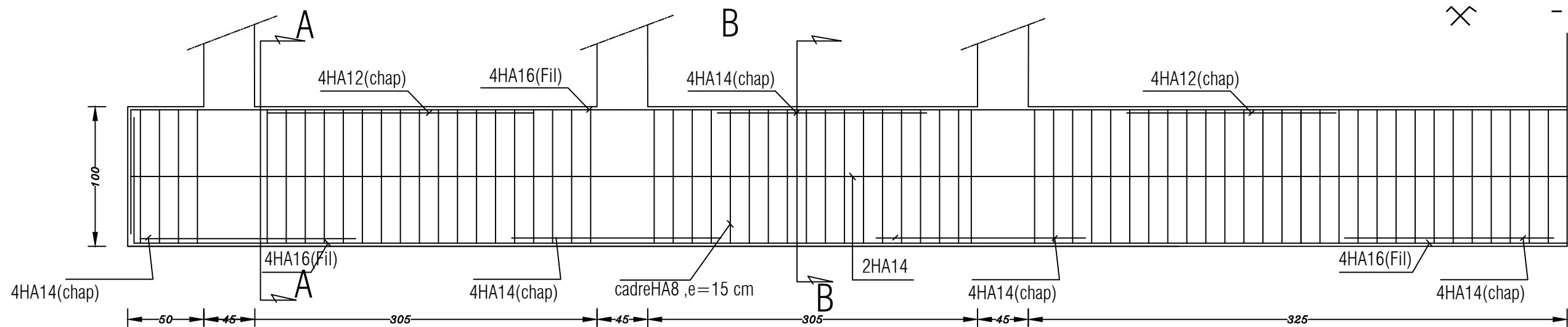
Titre :

**FERRAILLAGE
DE LA DALLE
DE RADIER**

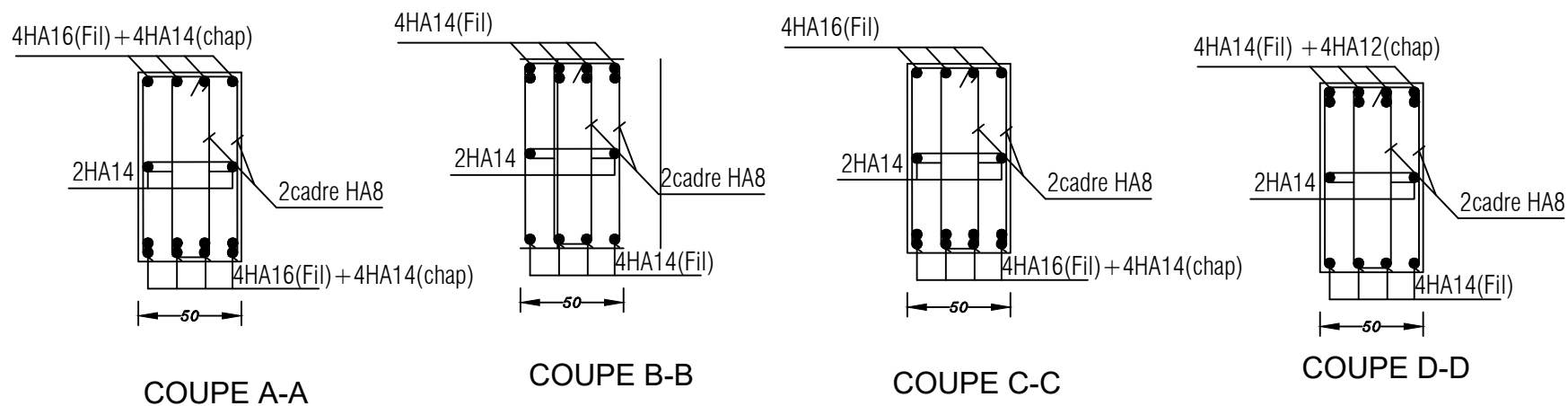
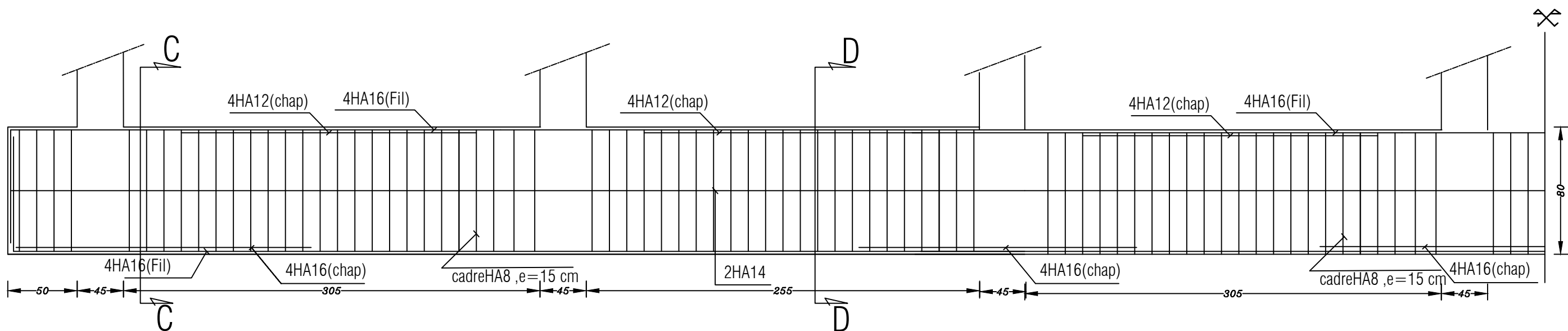
Echelle°: 1/50

*Promotion:
2025*

Ferrailage de la nervure dans sens Longitudinal

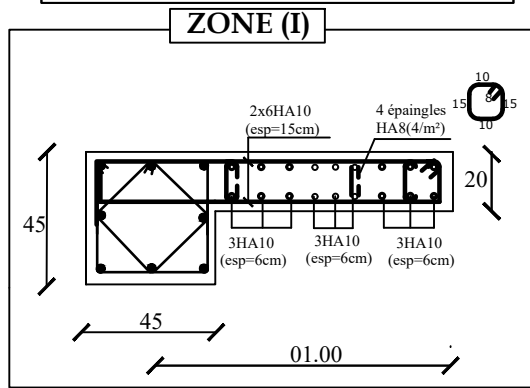


Ferrailage de la nervure dans sens Transversal

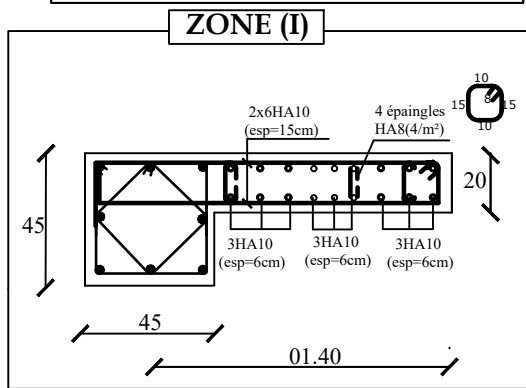


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
<i>Etudié par :</i>	<i>Titre :</i>	<i>Echelle°: 1/50</i>
BEN-AMRANE Lynda	FERRAILAGE DE LA NERVURE	<i>Promotion:</i> 2025

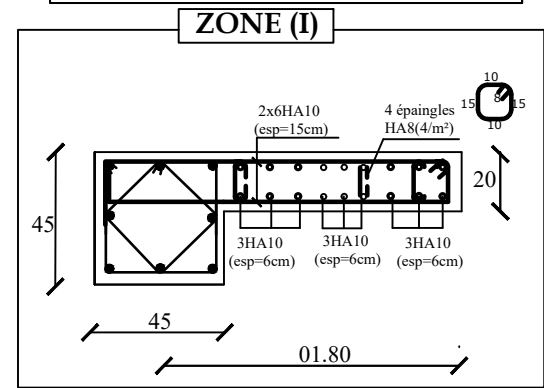
Voile Longitudinal:VL1
L=1.00m



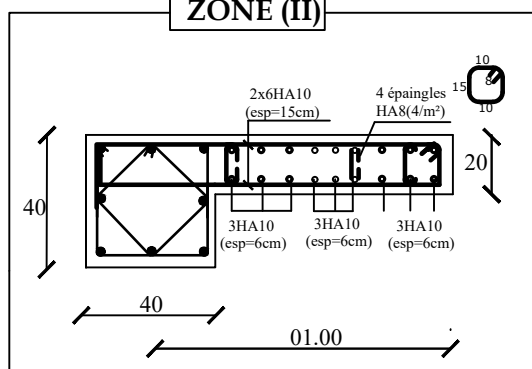
Voile Longitudinal:VL2
L=1.40m



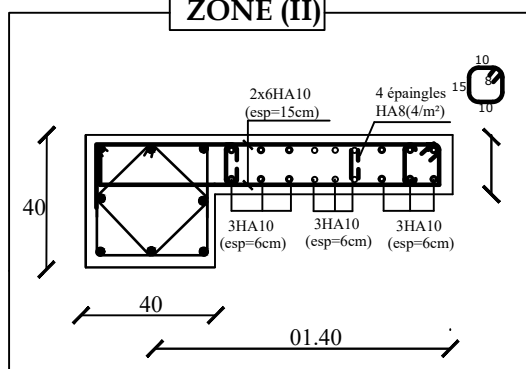
Voile Longitudinal:VL3
L=1.80m



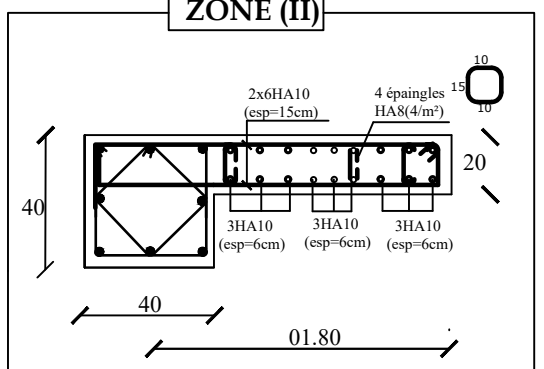
ZONE (II)



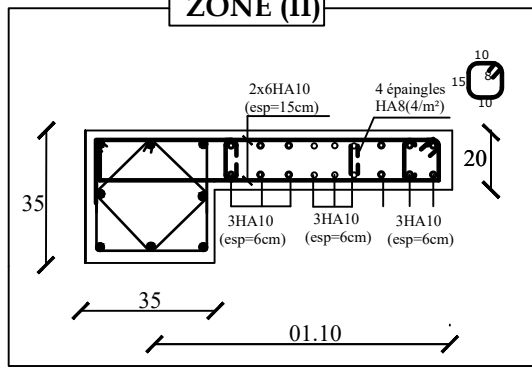
ZONE (II)



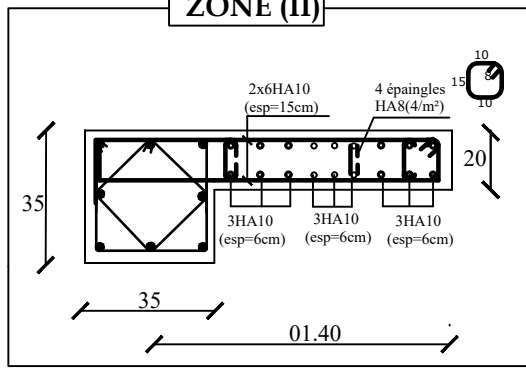
ZONE (II)



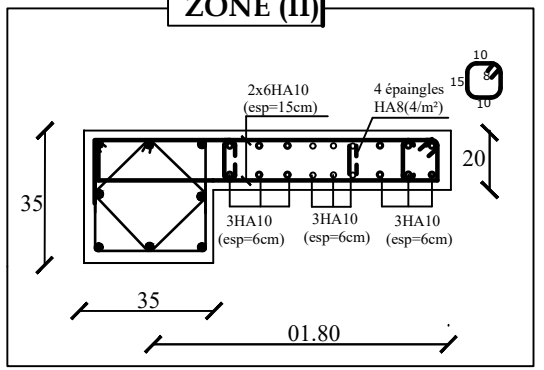
ZONE (II)



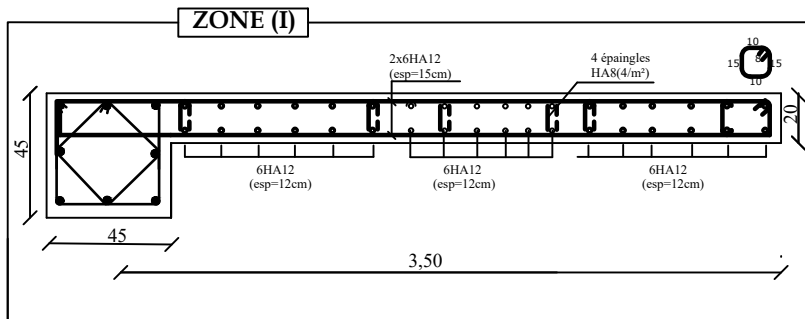
ZONE (II)



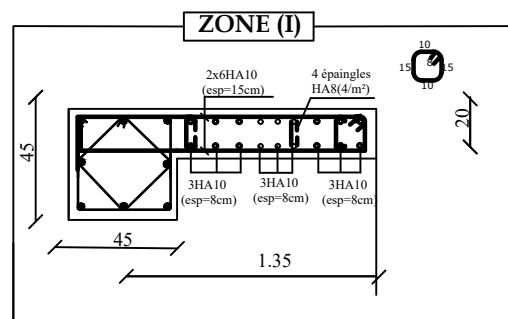
ZONE (II)



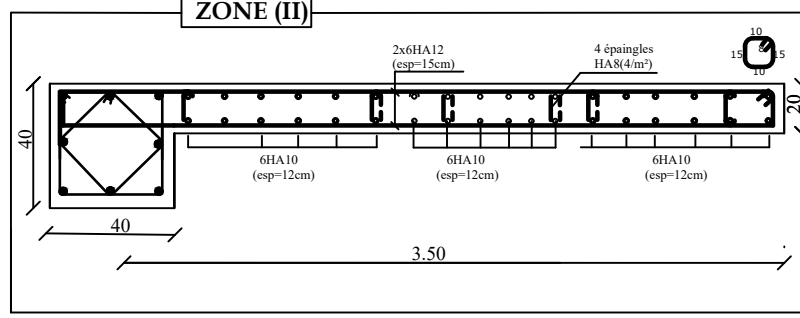
Voile Transversal :VT1
L=3.50m



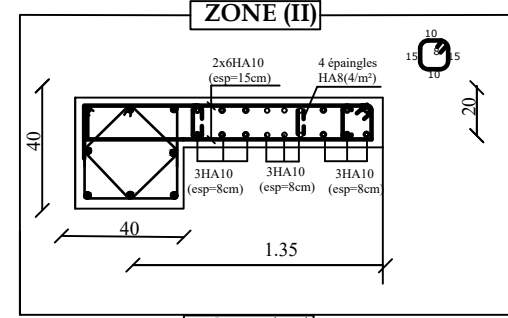
Voile Transversal :VT2
L=1.35m



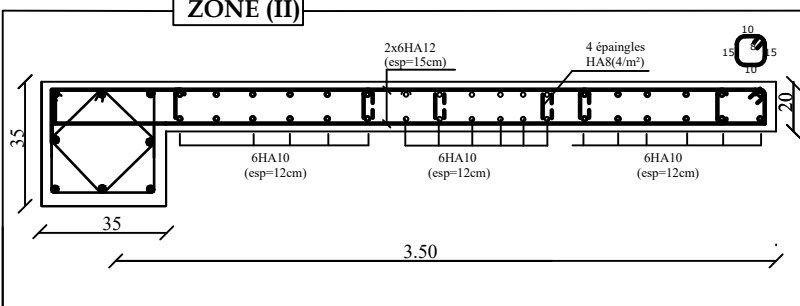
ZONE (II)



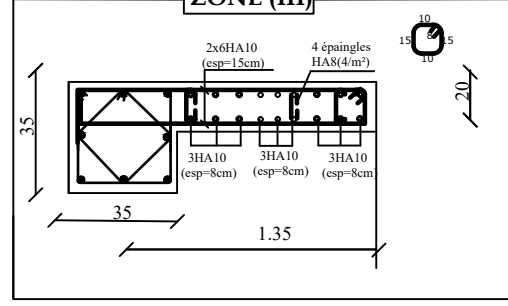
ZONE (II)



ZONE (II)



ZONE (III)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

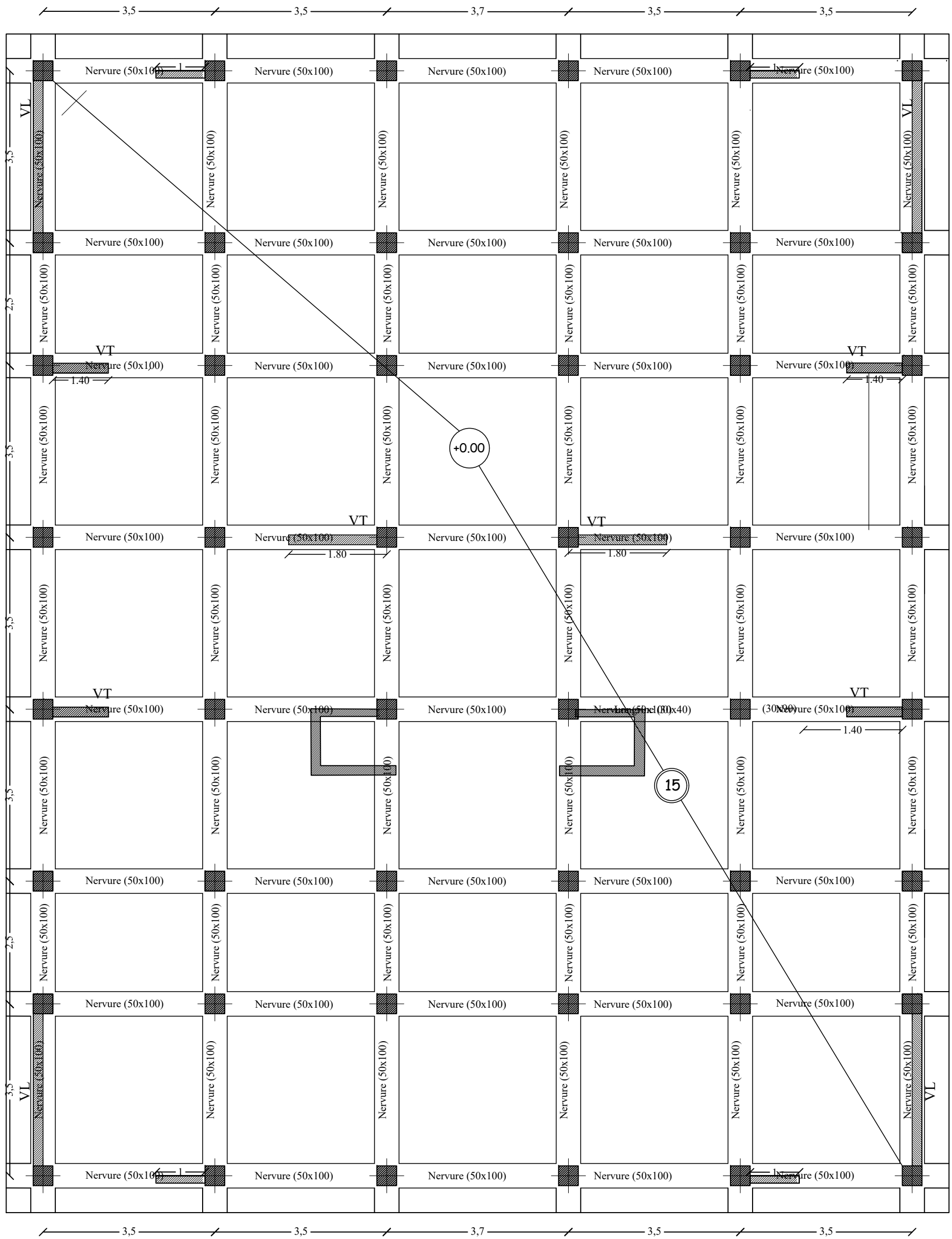
BEN-AMRANE
Lynda

Titre :

FERRAILLAGE
DES VOILES

Echelle°: 1/50

Promotion:
2025



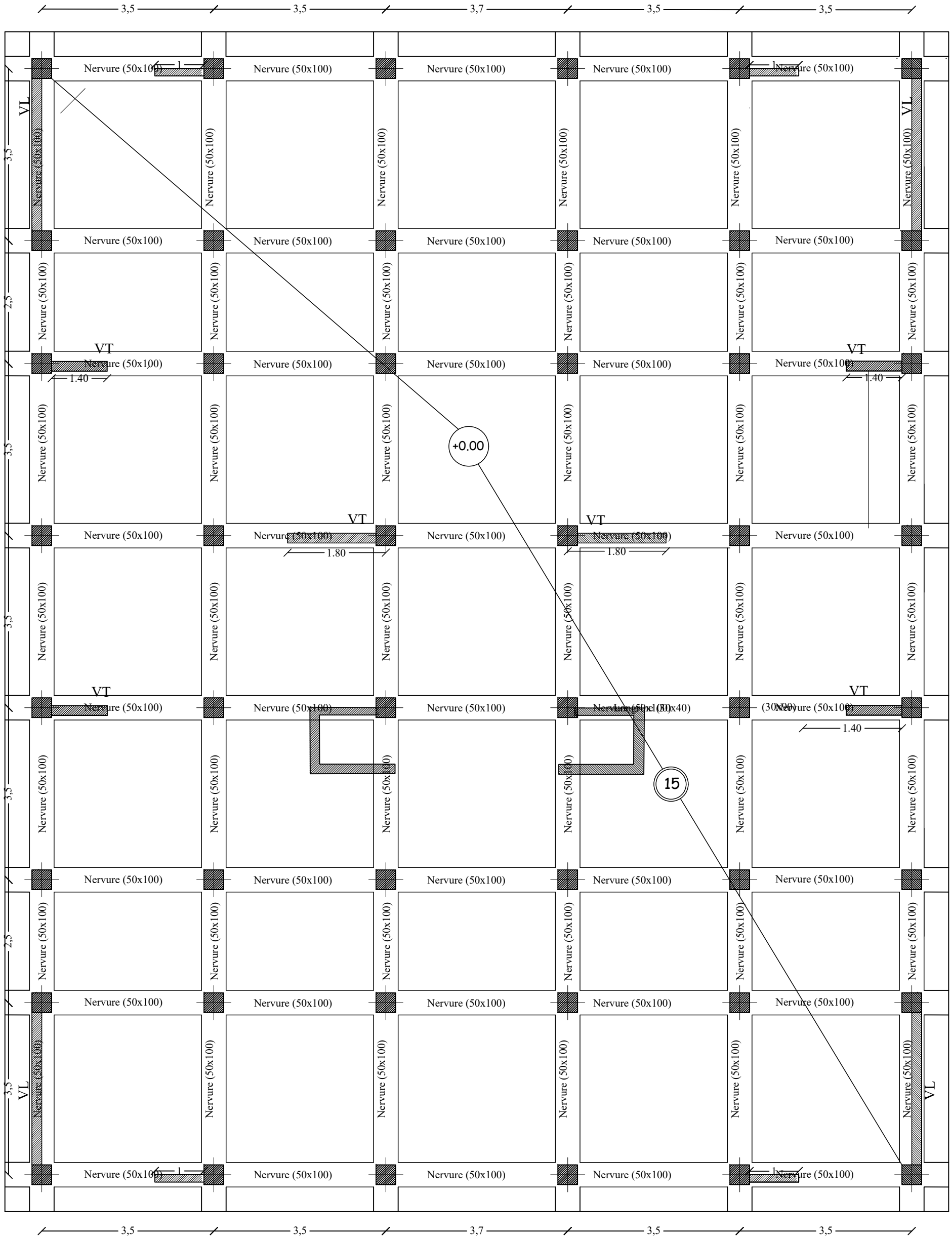
PLAN DES FONDATIONS

Etudié par :
BEN-AMRANE
Lynda

Titre : Coffrage des
fondations

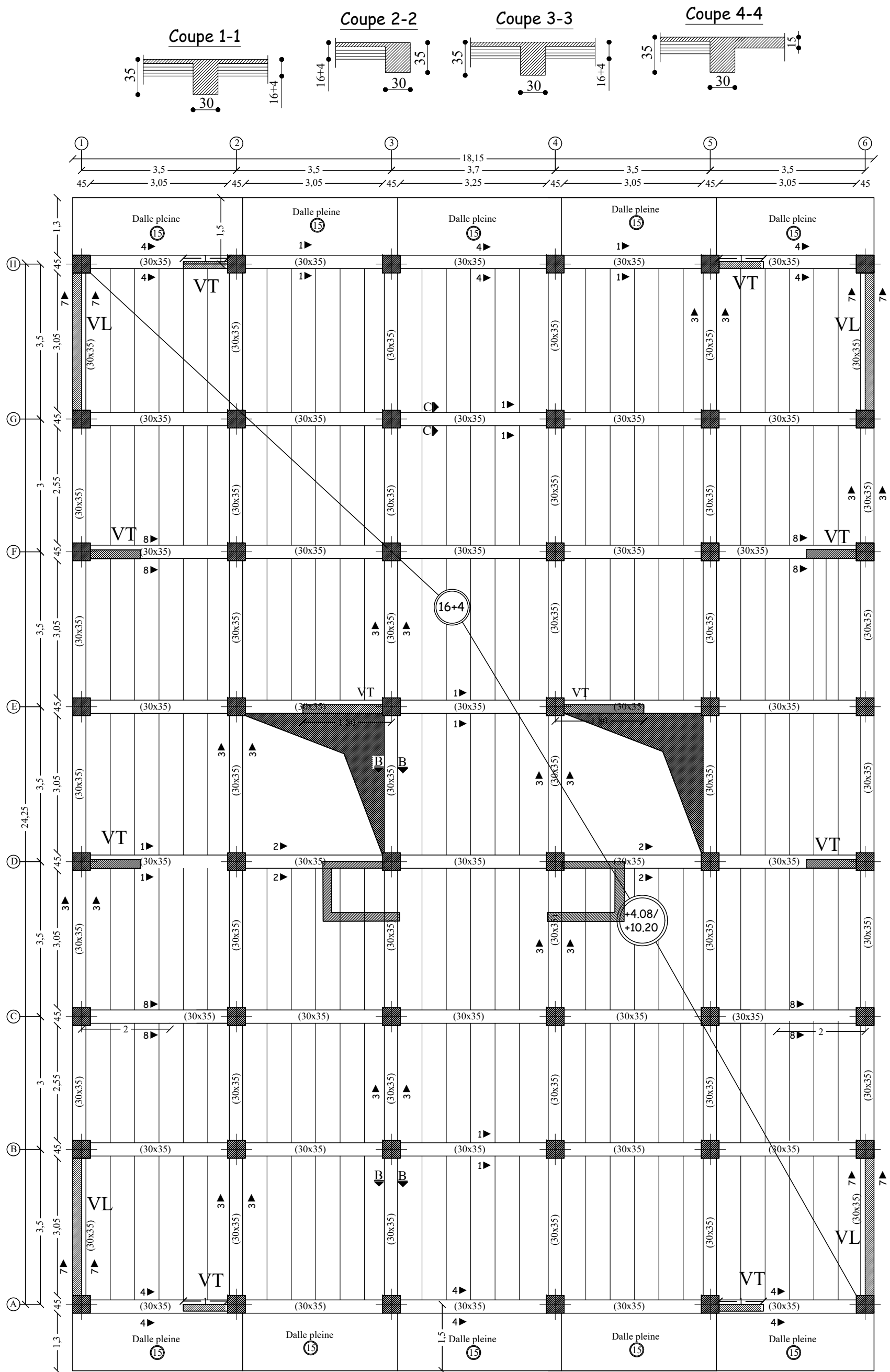
Echelle°: 1/50

Promotion:
2025



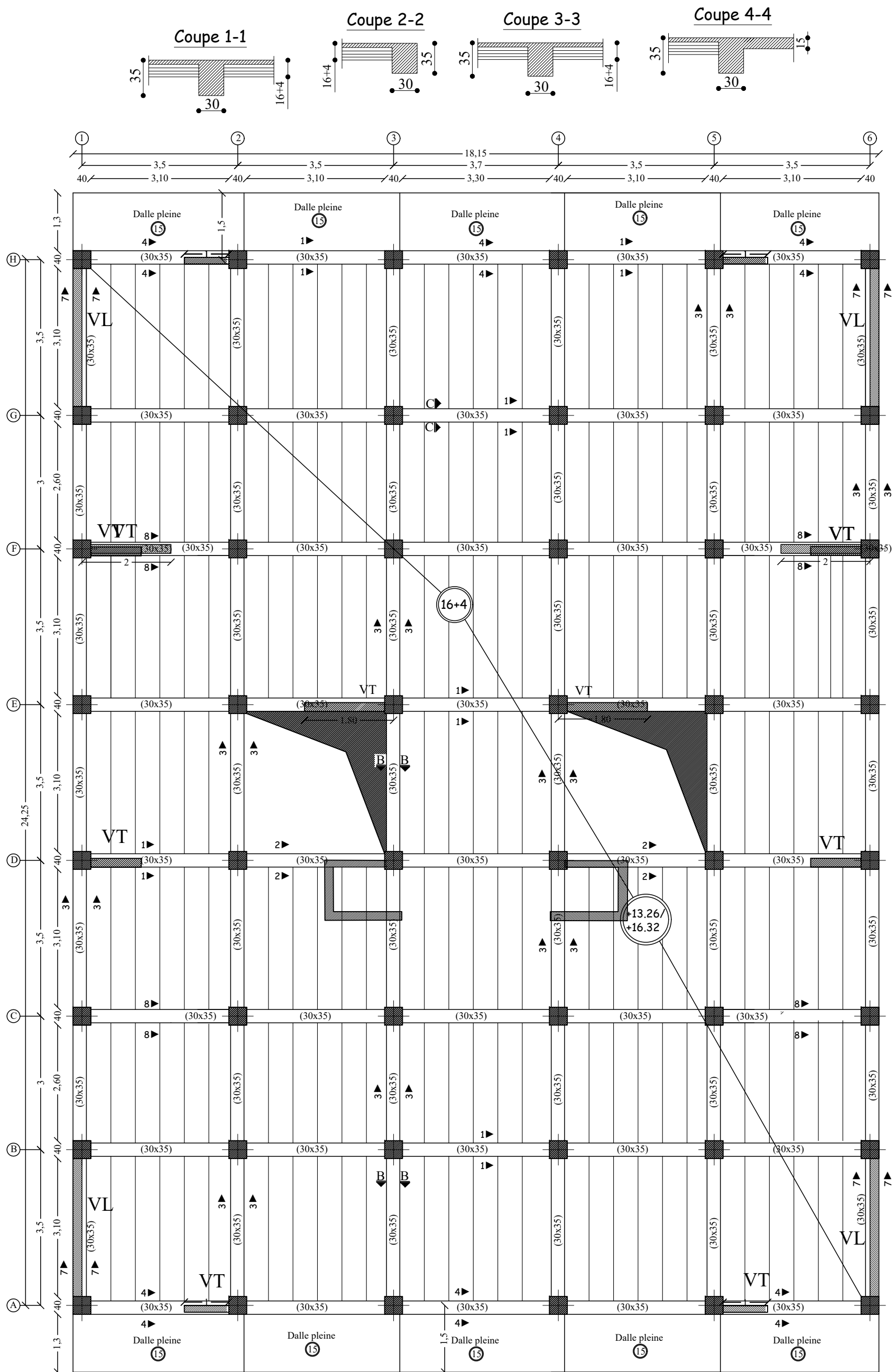
PLAN DES FONDATIONS

<p><i>Etudié par :</i></p> <p style="text-align: center;">BEN-AMRANE Lynda</p>	<p><i>Titre :</i> Coffrage des fondations</p>	<p><i>Echelle°:</i> 1/50</p> <hr style="border: 0; border-top: 1px solid black; margin: 5px 0;"/> <p><i>Promotion:</i> 2025</p>
--	---	---



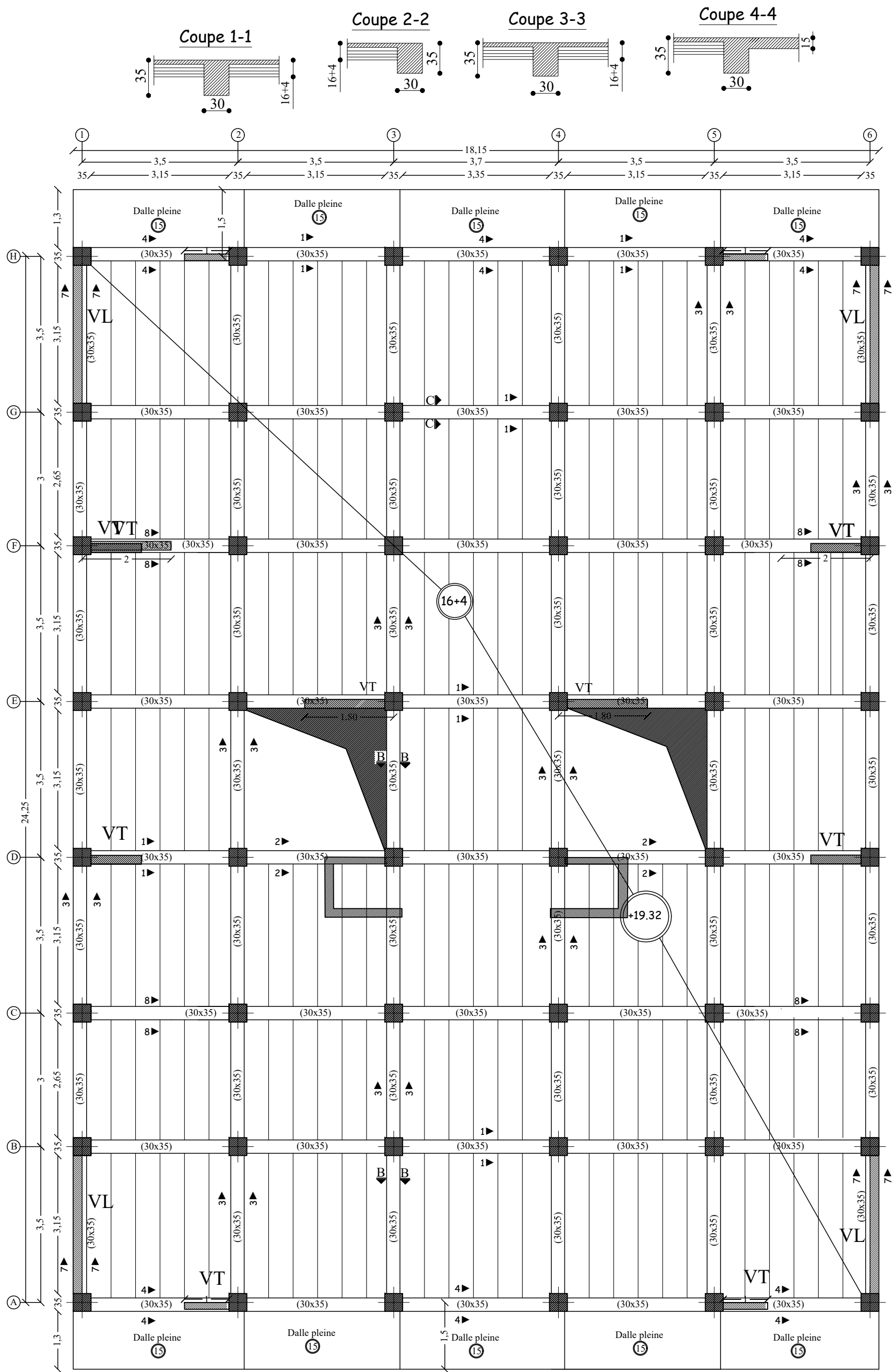
Plan de coufrage des planchers +4.08 / +10.2

<p><u>Etudié par :</u> BEN-AMRANE Lynda</p>	<p><u>Titre :</u> Plan de coufrage des planchers +4.08 / +10.2</p>	<p><u>Echelle:</u> 1/50 <u>Promotion:</u> 2025</p>
---	--	--



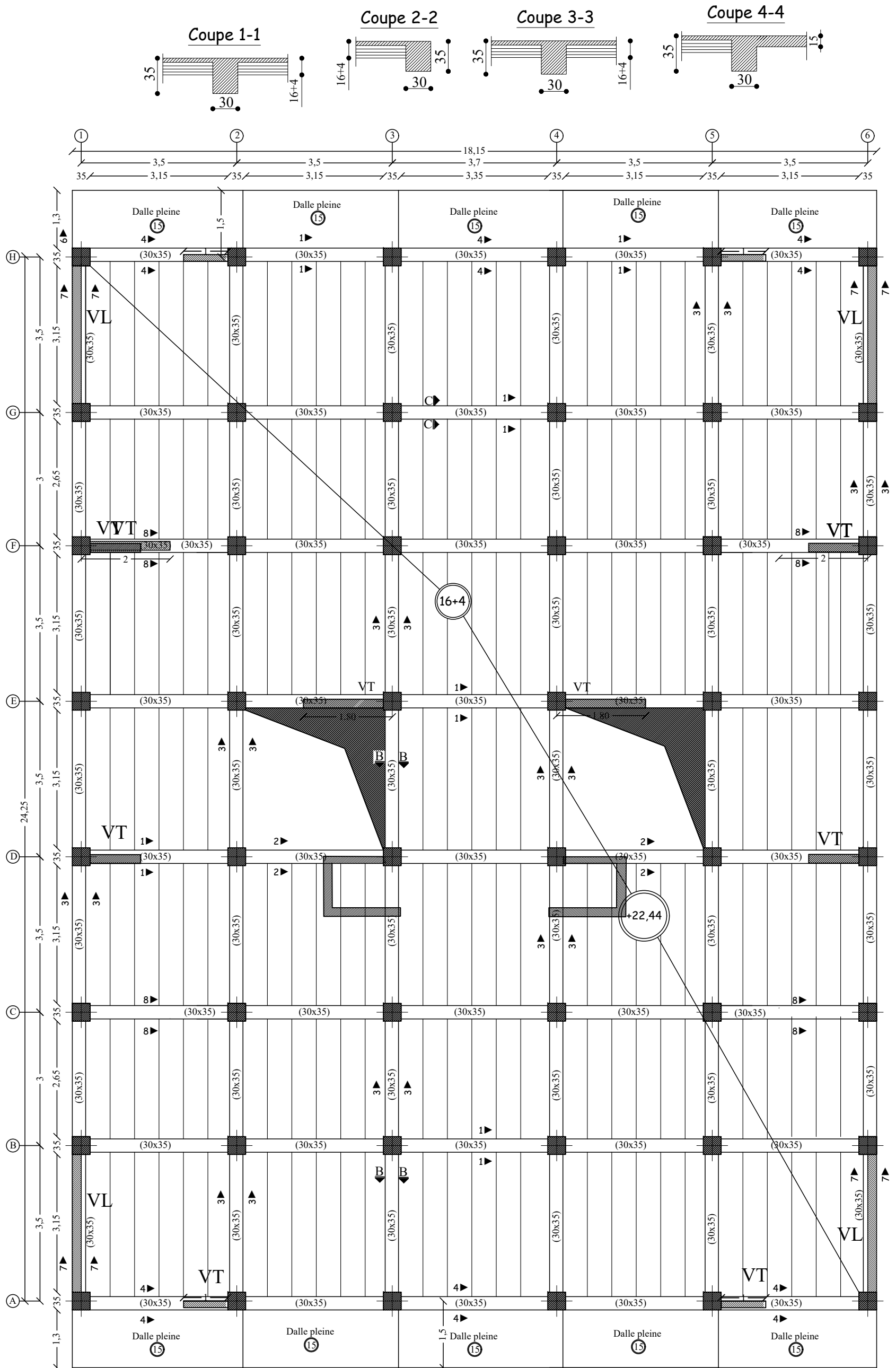
Plan de coufrage des planchers +13.26 / +16.32

<p><i>Etudié par :</i> BEN-AMRANE Lynda</p>	<p><i>Titre :</i> Plan de coufrage des planchers +13.26 / +16.32</p>	<p><i>Echelle°:</i> 1/50 <i>Promotion:</i> 2025</p>
---	--	--



Plan de coffrage de plancher (+19.32)

<p><u>Etudié par :</u> BEN-AMRANE Lynda</p>	<p><u>Titre :</u> Plan de coffrage de plancher (+19.32)</p>	<p><u>Echelle°:</u> 1/50 <u>Promotion:</u> 2025</p>
---	---	--



Plan de coffrage de plancher (+22.44)

<p><u>Etudié par :</u> BEN-AMRANE Lynda</p>	<p><u>Titre :</u> Plan de coffrage de plancher (+22.44)</p>	<p><u>Echelle:</u> 1/50 <u>Promotion:</u> 2025</p>
---	---	--

Bibliographie

Ouvrages :

- Mohamed, BELAZOUGUI. « CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME ». Office des publications universitaires, 328 pages, Edition OPU, septembre 2013, ISBN 978.9961.0.0736.5.
- Jean, GOULET ; Jean-Pierre BOUTIN. « Aide-mémoire Résistance des matériaux », 338 pages, édition DUNOD, 8^{ème}, mai 2009, ISBN 2 10 004158 4
- Hamza, OUERDANE. « étude d'une structure en R+10 à forme angulaire », Bibliothèque UMMTO, 2018.
- Abaques du Béton Armé.
- Cours et TD (MDS, RDM, Béton)
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

Règlements :

- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- BAEL 91 révisé 99 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).

Logiciels :

- Logiciel ETABS 9.7.0.Cpcomputers And Structures INC.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC, version 1.02.035 Copyright 1996-2004 version d'essai.
- EXCEL 2007, Microsoft Office, copyright 2007.
- WORD 2007, Microsoft Office, copyright 2007..
- AUTOCAD 2009, Autocad Compenant, Autodesk INC, copyright 2009.

Résumé

Le projet porte sur l'étude et le dimensionnement d'un bâtiment en R+6 en béton armé, implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou, classée zone de sismicité moyenne (IIa) selon le RPA 2003. La structure est conçue en respectant les normes sismiques en vigueur, notamment le RPA99 version 2003, le CBA93 et le BAEL91.

Le système de contreventement adopté est mixte, combinant des voiles en béton armé et des portiques, avec une interaction structurée permettant une bonne résistance aux sollicitations sismiques. Le calcul a été réalisé à l'aide du logiciel ETABS, en intégrant les efforts dynamiques issus du spectre de réponse.

Les résultats principaux montrent une stabilité générale satisfaisante de la structure, un dimensionnement conforme aux normes techniques, et une répartition efficace des efforts sismiques entre les éléments porteurs verticaux.

Mots-clés : Béton armé, RPA 2003, Tizi-Ouzou, contreventement mixte, calcul sismique.

Abstract

This project focuses on the analysis and design of a six-story reinforced concrete building located in the wilaya of Tizi-Ouzou, classified as a moderate seismic zone (IIa) according to RPA 2003. The structure complies with seismic and structural regulations, including RPA99 version 2003, CBA93, and BAEL91.

A mixed bracing system was adopted, combining reinforced concrete shear walls and frames, with effective interaction to resist seismic loads. The dynamic analysis was performed using ETABS software based on the seismic response spectrum.

The main findings highlight the structure's global stability, code-compliant design, and efficient seismic load distribution across vertical structural elements.

Keywords: Reinforced concrete, RPA 2003, Tizi-Ouzou, mixed bracing system, seismic design.