

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DES GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil

Spécialité : construction civil et industrielle

Etude d'une structure (R+8+2 sous-sols) à usage multiple contreventé par des voiles porteurs modélisé avec le logiciel ETABS

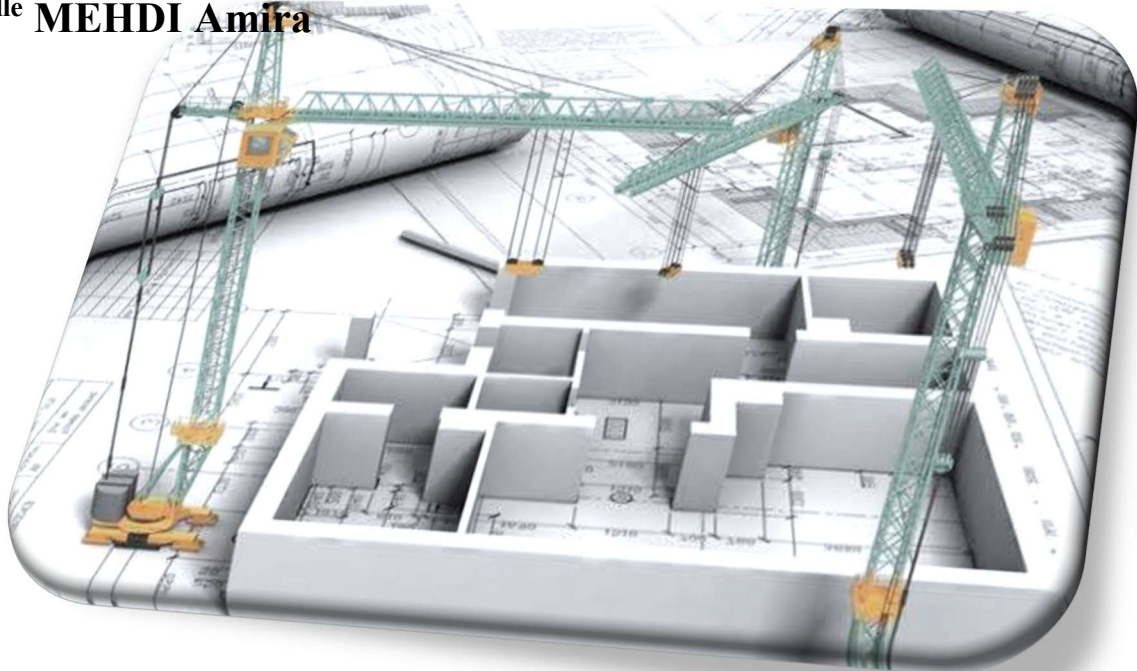
Réalisé par :

M^{lle} AHMEDI Malha

M^{lle} MEHDI Amira

Dirigé par :

M^{me} BAIDI Fawzia



Date de soutenance :

2 juillet 2024

REMERCIEMENTS

Tout d'abord nous tenons à remercier Allah le tout puissant de nous avoir donné la santé, la volonté, le courage et la patience pour bien mener ce travail.

Nos profonds remerciements vont à nos chers parents, sans leur aide et leur soutien ce travail n'aurait pas pu voir le jour, on ne les remercie jamais assez.

En guise de reconnaissance nous tenons à remercier notre promotrice madame BAIDI.F pour son encadrement exceptionnel, sa disponibilité, sa patience et ses précieux conseils. Qu'elle trouve ici le témoignage de notre profonde gratitude.

Nos remerciements s'adressent également aux membres de jury pour avoir accepté d'évaluer ce travail.

On voudrait aussi remercier toutes personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail en particulier Mr BOURAHMOUNE.

Nos sincères remerciements vont aussi à nos frères et sœurs, nos ami(e)s et à tous nos camarades de la promotions 2024.

Merci à tous.

Sommaire

SOMMAIRE

Plan d'architecture

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	2
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments	14
Chapitres III : Calcul des éléments secondaires	32
III-1- Acrotère	32
III-2- plancher	39
III-3- balcon	64
III-4- salle machine	70
III-5- escalier	80
III-6- poutre palière	123
III-7- poutre de chaînage	132
Chapitre IV : Modélisation de la structure	144
Chapitre V : Vérification de l'RPA	160
Chapitre VI : Ferrailage des éléments	177
VI-1- Ferrailage des poteaux.....	177
VI-2- Ferrailage des poutres	183
VI-3- Ferrailage des voiles.....	196
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	209
Conclusion	248

Plan d'exécution

Annexes

Bibliographie

Liste des tableaux

Liste des tableaux

chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : caractéristique des aciers utilisées	10
--	----

chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Tableau II.2 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse.....	21
Tableau II.3 : Calcul de la charge permanente de plancher corps creux.	22
Tableau II.4 : Calcul de la charge permanente de la dalle pleine.	23
Tableau II.5 : Calcul de la charge permanente des murs extérieurs.	23
Tableau II.6: Calcul de la charge permanente des murs intérieurs.....	24
Tableau II.7: récapitulatif des surcharges d'exploitations.	24
Tableau II.8: Coefficients de dégression de surcharges.....	27
Tableau II.9: Les surcharges cumulées.	28
Tableau II.11 : Pré dimensionnement des poteaux.	28
Tableau II.14 : Vérification aux RPA.	29

Chapitre III : Calculs des éléments secondaires

Tableau III.1: Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 1.....	59
Tableau III.2 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 2.....	61
Tableau III.1 : charge permanente du balcon.....	64
Tableau III.2 : charge concentrée sur le balcon.	65
Tableau III.3: Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.	82
Tableau III.4: Charges permanentes revenant au palier.....	83
Tableau III.5: Charges permanentes revenant à la paillasse.	83
Tableau III.6: Les efforts internes à l'ELU.....	84
Tableau III.7: Les moments corrigés à l'ELU.	84
Tableau III.8: Les efforts internes à l'ELS.....	90
Tableau III.9: Les moments corrigés à l'ELS.	90

Tableau III.10: Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.	96
Tableau III.11: Charges permanentes revenant au palier.....	97
Tableau III.12: Charges permanentes revenant à la paillasse.....	97
Tableau III.13: Les efforts internes à l'ELU.....	98
Tableau III.14: Les moments corrigés à l'ELU.	98
Tableau III.15: Les efforts internes à l'ELS.....	104
Tableau III.17: Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.	110
Tableau III.18: Charges permanentes revenant au palier.....	110
Tableau III.19: Charges permanentes revenant à la paillasse.....	111
Tableau III.20: Les efforts internes à l'ELU.....	112
Tableau III.22: Les moments corrigés à l'ELU.	112
Tableau III.22: Les efforts internes à l'ELS.....	118
Tableau III.23: Les moments corrigés à l'ELS.	118

Chapitre V : vérifications de l'RPA

Tableau V.1 : Vérification de l'excentricité dans le sens X-X	162
Tableau V.2 : Vérification de l'excentricité dans le sens Y-Y	163
Tableau V.3 : Vérification de pourcentage de participation de la masse modale	164
Tableau V.4 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens X-X	165
Tableau V.5: Pourcentages des forces horizontales dans le sens Y-Y	166
Tableau V. 6 : Pourcentages des efforts verticaux.....	167
Tableau V.7 : facteur de qualité de la structure.	168
Tableau V.8 : valeur de $\xi(\%)$	169
Tableau V.9 : déplacement relatif dans le sens X-X.....	172
Tableau V.11: Justification vis-à-vis de l'effet delta dans le sens X-X.....	174
Tableau V.12: Justification vis-à-vis de l'effet delta dans le sens Y-Y.....	174

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

Tableau VI.1 : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle .	177
Tableau VI.2 : la section minimal et maximal d'armature.	178

Tableau VI.3 : ferrailage des poteaux.	180
Tableau VI.4 : Vérification de la condition de non fragilité.....	183
Tableau VI.5 : Vérification des contraintes	183
Tableau V.6 : la section minimal et maximal d'armature.....	184
Tableau V.7 : Ferrailage des poutres principal.	186
Tableau V.8 : Ferrailage des poutres secondaire.	186
Tableau V.9 : Vérification de sections totales adoptées selon le RPA	186
Tableau V.10 : Vérification des contraintes.....	195
Tableau V.11: calcul des efforts normaux	198
Tableau V.12: ferrailage voile longitudinale VL ₁	202
Tableau V.13: ferrailage voile longitudinale VL ₂	203
Tableau V.14: ferrailage voile longitudinale VL ₃	204
Tableau V.15: ferrailage voile transversales VT ₁	205
Tableau V.16: ferrailage voile transversales VT ₂	206
Tableau V.17: ferrailage voile transversales VT ₃	207
Tableau V.18: ferrailage voile transversales VT ₄	208

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal)...	212
Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal)....	212
Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.	212
Tableau VII.4 : Ferrailage du radier.....	226
Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.....	226
Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	229
Tableau VII.7: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).	234
Tableau VII.8: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversale).....	235
Tableau VII.9 : Les efforts internes dans les nervures.....	244
Tableau VII.10: Le ferrailage adopté pour la nervure.	244
Tableau VII.10 : Vérification de condition de non fragilité.	246

Liste des figures

Liste des figures

chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Dalle pleine.....	3
Figure I.2 : Planches en corps creux.	4
Figure I.3 : Caractéristiques d'un escalier.....	4
Figure I.5 : Les murs intérieurs et extérieurs.	5
Figure I.6 : Les fondations.	6
Figure I.7 : Diagramme des σ - ε du béton à l'ELU.....	9
Figure I.8 : Diagramme des σ - ε du béton à l'ELS	9
Figure I.9 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	11

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Figure II. 1 : Dimensions de poutre.	14
Figure II.2 : Coupe verticale du voile.	19
Figure II.3 : Coupe de voile en plan.....	19
Figure II.4 : Coupe verticale du plancher terrasse.	21
Figure II.5 : Coupe verticale d'un plancher corps creux.....	22
Figure II.6 : coupe d'un plancher dalle pleine.	22
Figure II.7 : Coupe verticale du mur extérieur.....	23
Figure II.8 : Coupe verticale du mur intérieurs.....	24
Figure II.9: Surface d'influence du poteau le plus sollicité.....	25
Figure II.10 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.	27

Chapitre III : Calculs des éléments secondaires

III.1. L'acrotère	32
Figure III.1 : Coupe de l'acrotère.....	32
Figure III.2: Diagrammes des efforts internes.	33
Figure III.3 : section d'armature.	34
Figure III.4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	34
III.2. Plancher en Corps creux	
Figure III.5: Coupe verticale sur un plancher en corps.....	39
Figure III.7 : Treillis soudés (20×20) cm ²	41

Figure III.8: Dimensions de la poutrelle.	41
Figure III.9: schéma statique de la poutrelle.....	42
Figure III.10: Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)....	45
Figure III.11: schéma des moments isostatique de la poutrelle à 8 travées.....	47
Figure III.12: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle à 8 travées.....	51
Figure III.13: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle à 8 travées.....	51
Figure III.14: schéma des moments isostatique de la poutrelle à 2 travées.....	51
Figure III.15: diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle à 2 travées.....	53
Figure III.16 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle à 2 travées.....	53
Figure III.17: Dimension de la poutrelle.....	54
FigureIII.18 : section rectangulaire de (20x 65) cm ²	55
Figure III.19: schéma des moments isostatique de la poutrelle à 8 travées.....	59
FigureIII.20 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la poutrelle à 8 travées.....	60
FigureIII.21 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS de la poutrelle à 8 travées.....	60
FigureIII.22 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS de la poutrelle à 8 travées.....	60
FigureIII.23 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la poutrelle à 2 travées.....	61
FigureIII.24 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la poutrelle à 2 travées.....	61

III.3. Les balcons

Figure III.25 : Schéma statique du balcon.	64
---	----

III.4. Calcul de la salle machine

Figure III.27 : schéma statique de la salle machine.	71
Figure III.28 : Diagramme des moments corrigés sens y-y.	73
Figure III.29 : Diagramme des moments corrigés sens x-x.	73

III.5. Les escaliers

Figure III.30 : schéma statique de l'escalier sous-sol.	81
Figure III.33 : Diagramme de l'effort tranchant.	85
Figure III.33 : Diagramme des moments fléchissant.	85
Figure III.34 : Diagramme des moments corrigés.	85
Figure III.35 : schéma statique du chargement à l'ELS.....	89
Figure III.36 : Diagramme de l'effort tranchant.	91
Figure III.37 : Diagramme des moments fléchissant.	91
Figure III.38 : Diagramme des moments corrigés.	91
Figure III.39 : Schéma statique de l'escaliers RDC.....	95
Figure III.40 : schéma statique du chargement à l'ELU.....	98
Figure III.41 : Diagramme de l'effort tranchant.....	99
Figure III.42 : Diagramme des moments fléchissant.....	99
Figure III.43: Diagramme des moments corrigés.....	99
Figure III.44 : schéma statique du chargement à l'ELS.....	103
Figure III.45 : Diagramme de l'effort tranchant.....	105
Figure III.46 : Diagramme des moments fléchissant.....	105
Figure III.47 : Diagramme des moments corrigés.....	105
Figure III.48 : Schéma statique de l'escaliers étage courant.	109
Figure III.49 : Schéma statique du chargement a l'ELU.	111
Figure III.50 : Diagramme de l'effort tranchant.	113
Figure III.51 : Diagramme des moments fléchissant.	113
Figure III.52 : Diagramme des moments corrigés.	113
Figure III.53 : schéma statique du chargement à L'ELS.....	117
Figure III. 54 : Diagramme de l'effort tranchant.....	119
Figure III.55 : Diagramme des moments fléchissant.....	119
Figure III.56 : Diagramme des moments corrigés.....	119

III.6. Calcul de la poutre palière

Figure III.57 : Schéma statique de la poutre palière a l'ELU.	123
Figure III.58 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.....	124
Figure III.59 : Diagramme de moment isostatique à l'ELU.	124

Figure III.60 : Diagramme des moments corrigé à l'ELU.....	124
Figure III.61 : Schéma statique de la poutre palière a l'ELS	128
Figure III.62: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.	129
Figure III.63 : Diagramme de moment isostatique à l'ELS.....	129
Figure III.64 : Diagramme des moments corrigé à l'ELS.....	129

III.7. Calcul de poutre de chainage

Figure III.65: Schéma statique de la poutre de chainage à l'ELU.....	133
Figure III.66 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.....	134
Figure III.67 : Diagramme de moment isostatique à l'ELU.	134
Figure III.68 : Diagramme des moments corrigé à l'ELU.....	134
Figure III.69 : Schéma statique de la poutre de chainage à l'ELS.....	139
Figure III.70 : Diagramme de moment isostatique à l'ELS.....	140
Figure III.71 : Diagramme de moment corrigé à l'ELS.....	140

Chapitre IV : Modélisation de la structure

Figure IV.2: Choix des unités.	144
Figure IV.3 : Démarrer un nouveau model.	145
Figure IV.4: Introduction de la géométrie de base.....	146
Figure IV.5: Introduction des étages.....	147
Figure IV.6: Caractéristiques du béton.	148
Figure IV.7: Caractéristiques de corps creux.....	148
Figure IV.8: Définition des sections.	149
Figure IV.9: Définition des éléments plans.....	150
Figure IV.10: Vue en plan des éléments structuraux sous-sol.....	151
Figure IV.11: Vue en plan des éléments structuraux d'un étage.....	151
Figure IV.12: Définition des appuis.....	152
Figure IV.13: Définition des charges statiques.....	152
Figure IV.14: Définition des charges uniformément réparties.	153
Figure IV.15: Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003	154
Figure IV.16: Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.....	154
Figure IV.17: Définition des charges sismiques.	155

Figure IV.18: Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.	155
Figure IV.19: Introduction des combinaisons d'actions.....	156
Figure IV.20: Définition du poids propre.	157
Figure IV.21: Introduction des diaphragmes.	157
Figure IV.22: Vue en 3D de la structure.	159

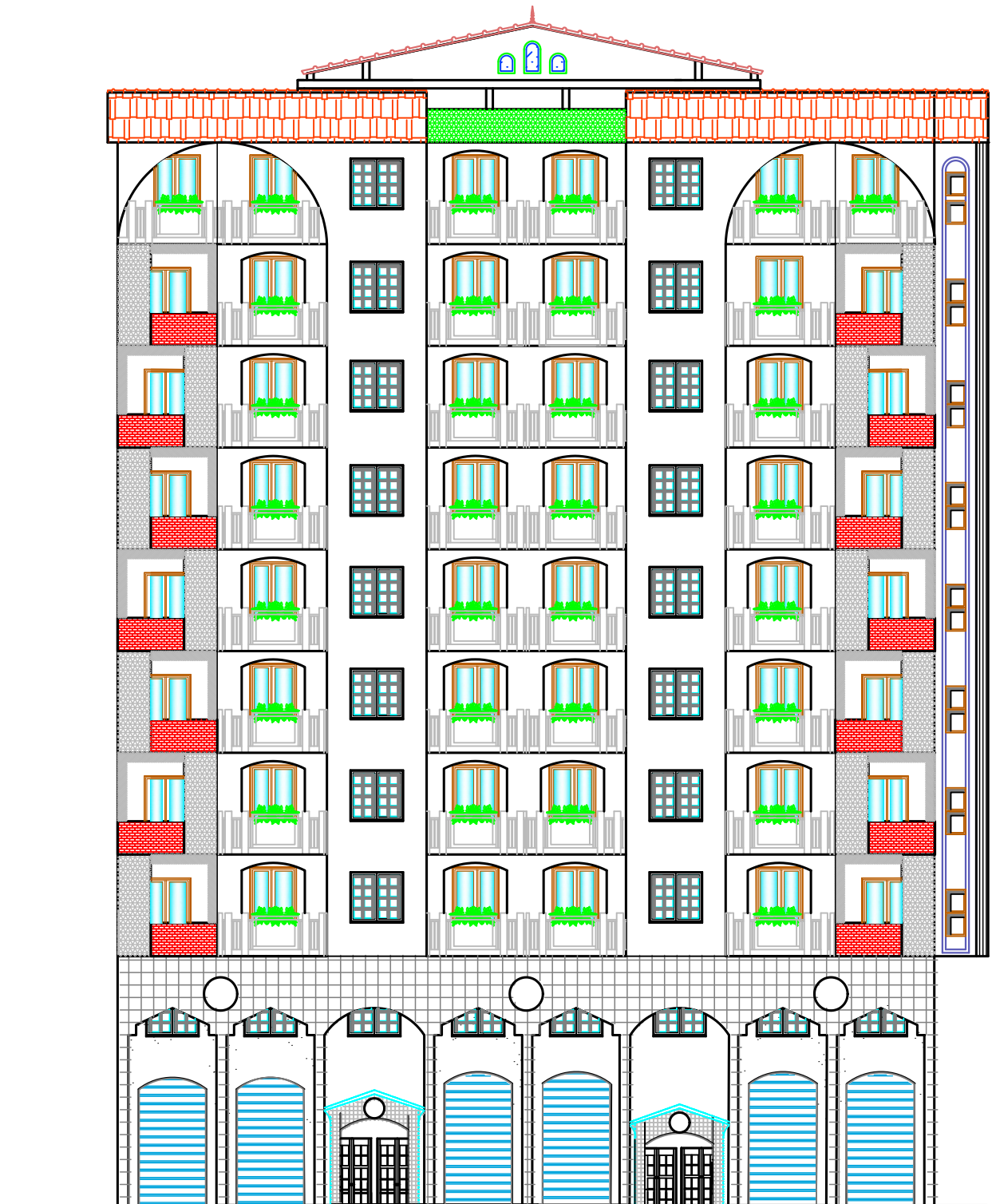
Chapitre VI : Ferrailage des éléments

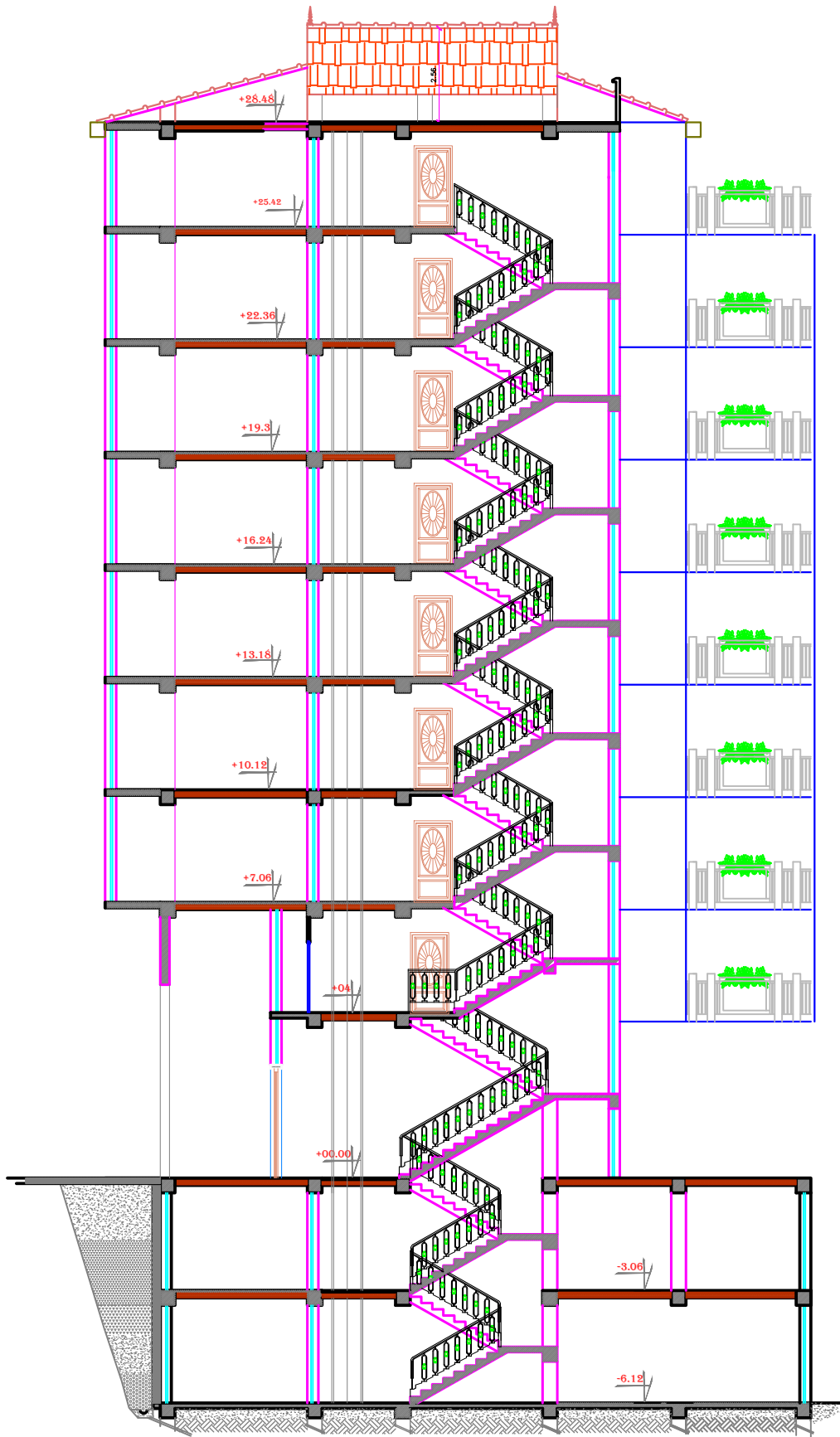
Figures VI.1 : caractéristique et sollicitation de la section	184
---	-----

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

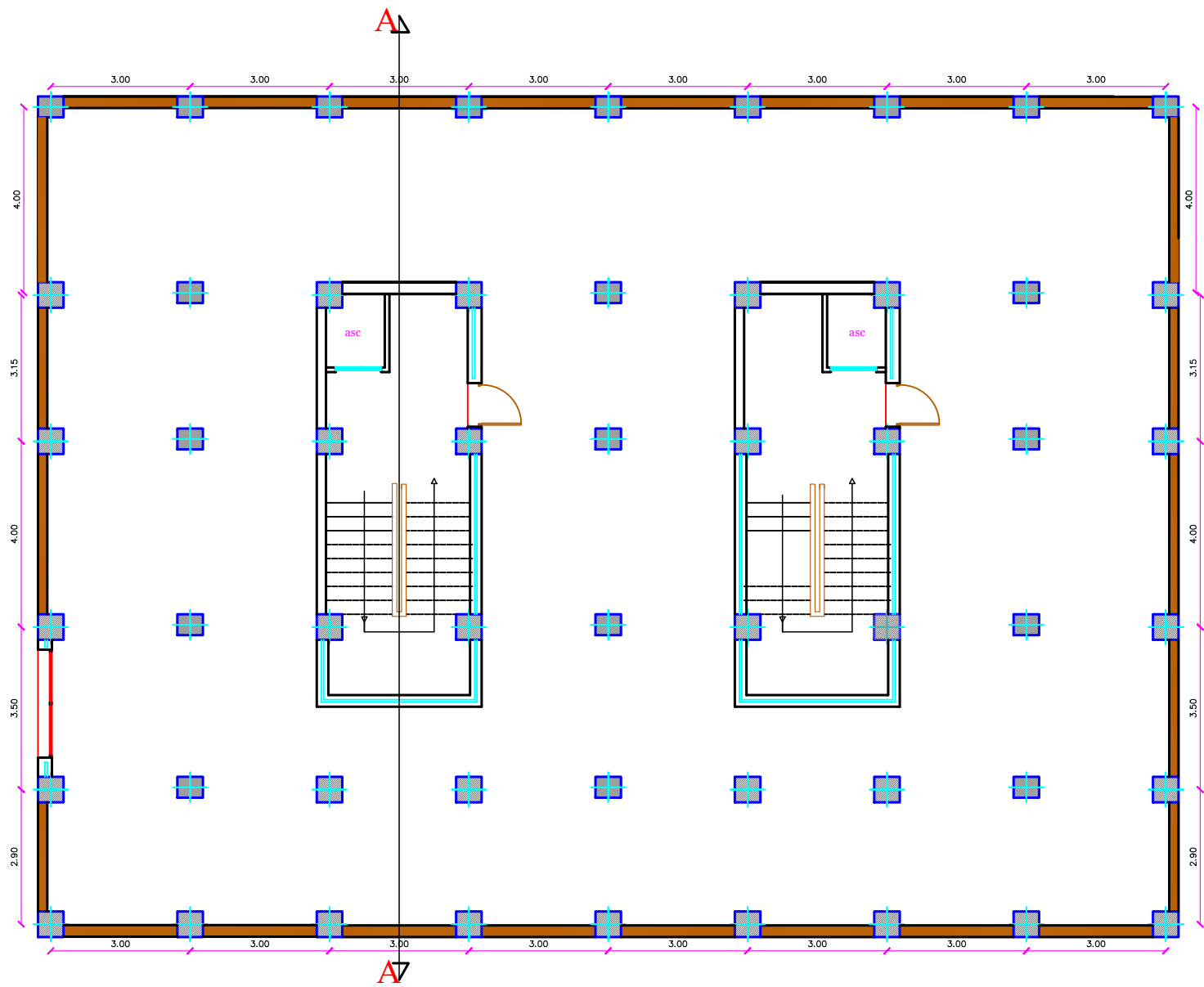
Figures VII.1 : dimensionnement d'une semelle isolées.	210
Figures VII.2 : Schéma statique des semelles sous poteaux (charges centrées).....	213
Figures VI.3: Diagramme des contraintes.....	220
Figures VI.4: Schéma statique du débord.	229
Figures VI.5 : Répartition trapézoïdale.....	232
Figures VI.7: Répartition triangulaire.	233
Figures VII.8: Schéma statique de la nervure à l'ELU sens (X-X).	236
Figures VII.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens xx).	236
Figures VII.10: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens X-X).	237
Figures VII.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens X-X).....	237
Figures VII.12 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens Y-Y).	238
Figures VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens Y-Y). ...	238
Figures VII.14: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens Y-Y).	239
Figures VII.15: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens Y-Y).....	239
Figures VII.16 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens X-X).	240
Figures VII.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens X-X).	240
Figures VII.18 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens X-X).	241
Figures VII.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens X-X).....	241
Figures VII.20 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens Y-Y).	242
Figures VII.21 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens Y-Y).	242
Figures VII.22: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens Y-Y).	243
Figures VII.23 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens Y-Y).....	243

Plan d'architecture

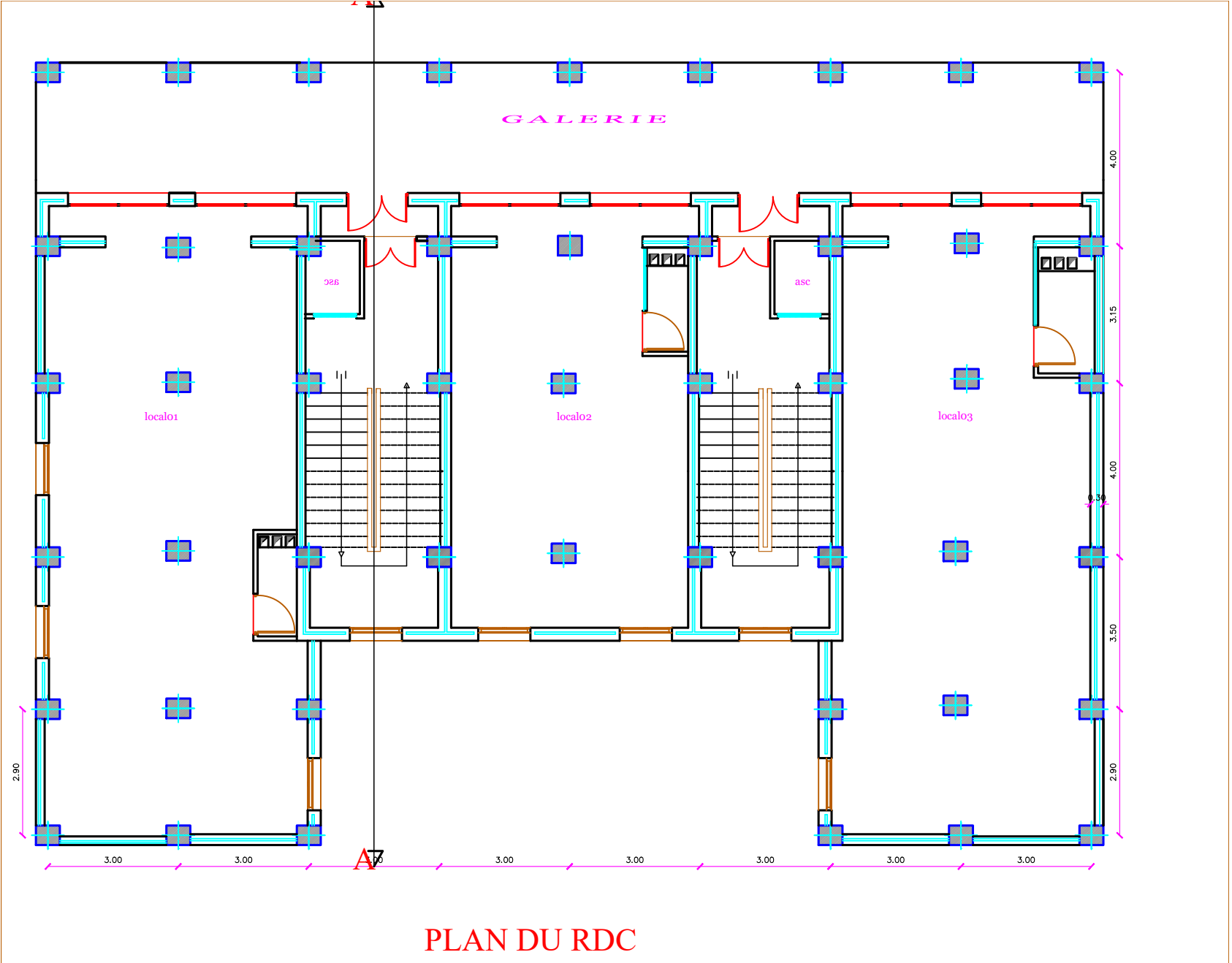




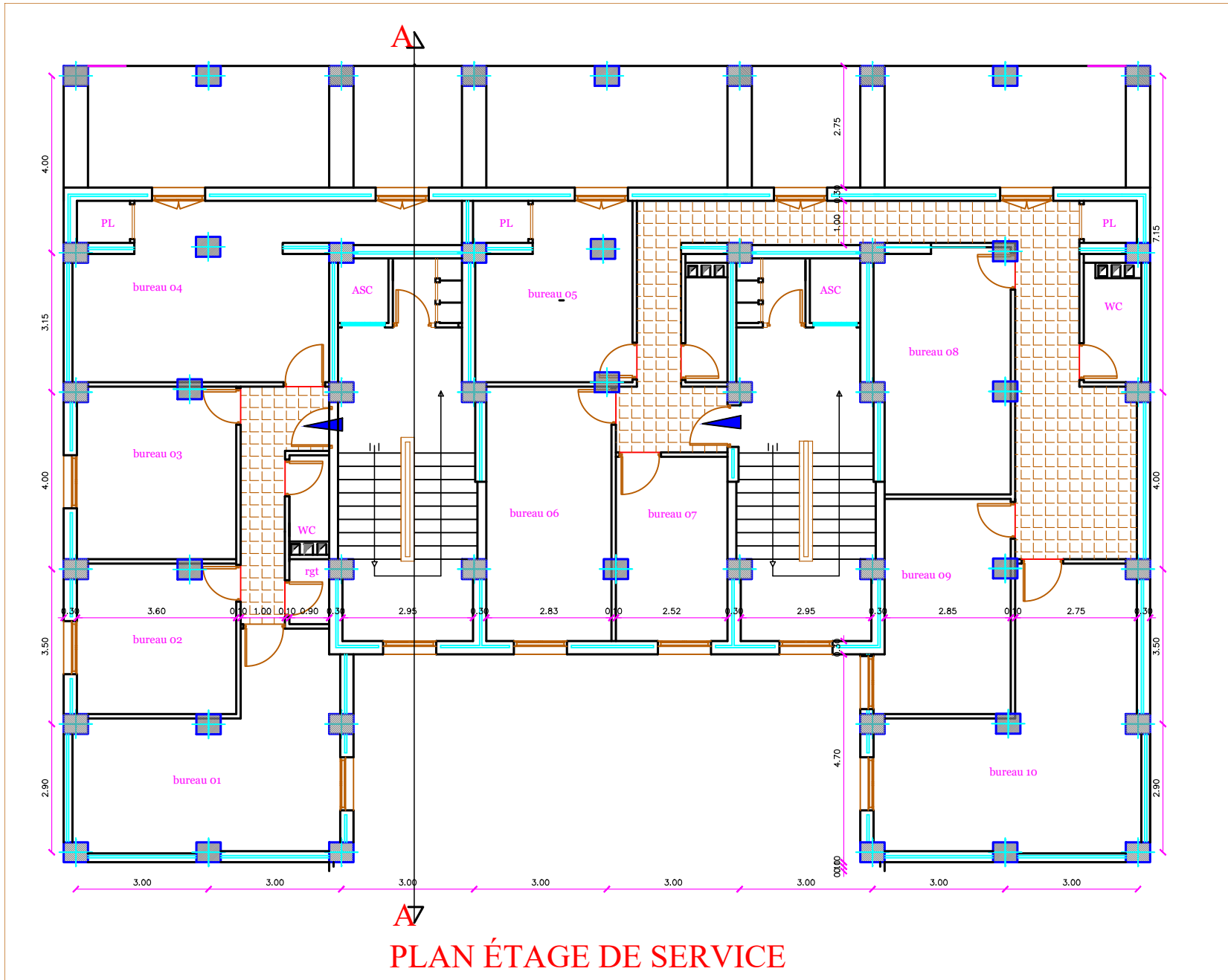
COUPE AA



PLAN DU 2^{EME} SOUS-SOL



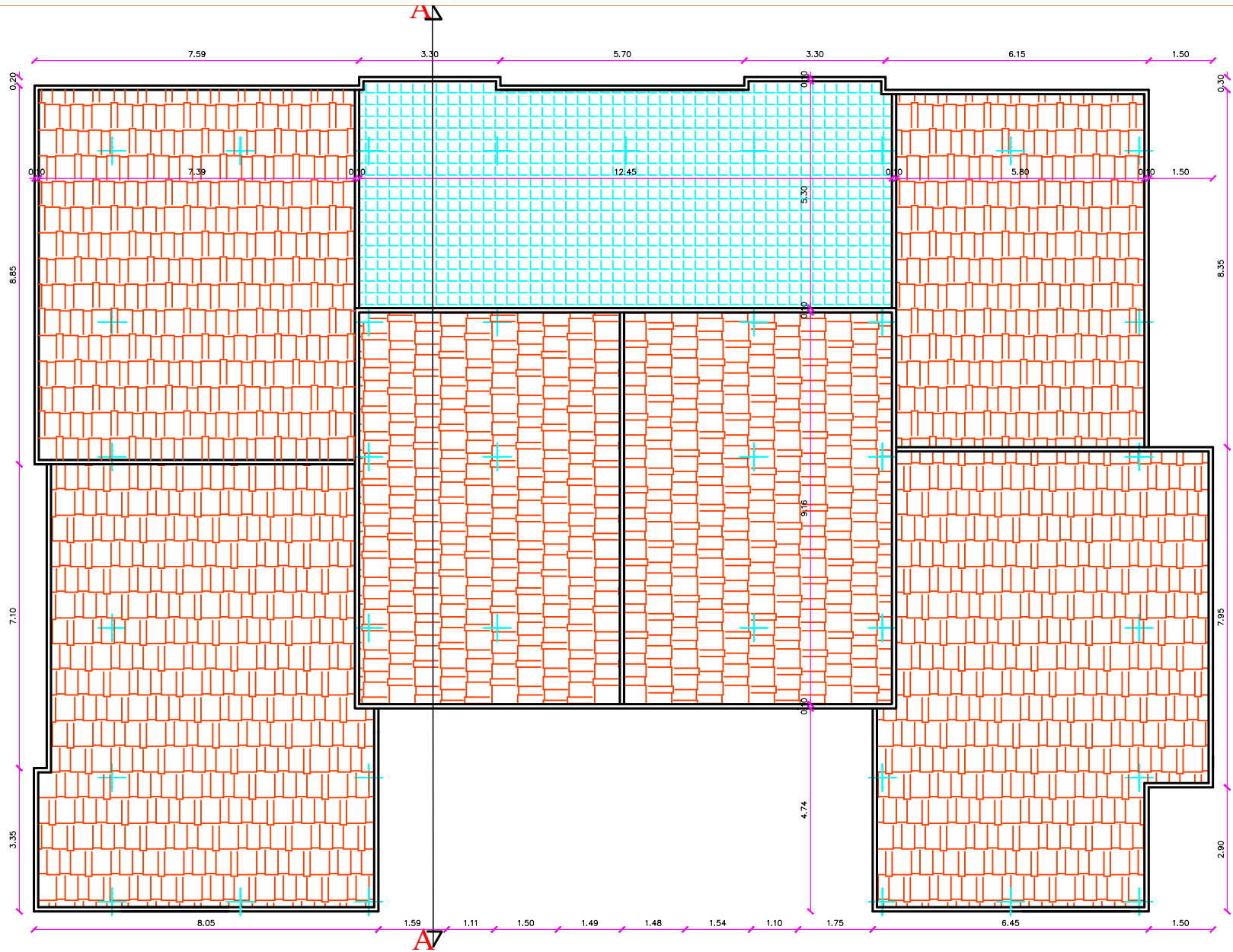
PLAN DU RDC



PLAN ÉTAGE DE SERVICE



PLAN ETAGE COURANT



PLAN DE TOITURE

Introduction
Générale

INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil est une branche de l'ingénierie qui concerne la conception, la construction et l'entretien des structures civiles telles que les bâtiments les ponts, etc... C'est un domaine fascinant qui combine la science, la technologie et la créativité pour façonner notre environnement bâti.

Les ingénieurs civils jouent un rôle crucial dans la planification et la réalisation des projets de constructions en veillant à ce qu'ils soient surs, durables et respectueux de l'environnement.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée au séisme, pour cela il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques RPA. Le règlement parasismique algérien est un ensemble de normes et de règles établies pour la construction de bâtiments en Algérie afin de les rendre plus résistants aux séismes, ces normes concernent la conception, les matériaux et les techniques de constructions pour assurer la sécurité des bâtiments. Respecter ces normes est essentiel pour la sureté des structures face aux risques sismiques

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier une structure (R+8+2 sous-sols) à usage multiple contreventé par des voiles porteurs modéliser avec le logiciel ETABS.

Au cours de cette étude nous allons focaliser notre attention sur les diverses phases de calcul, nous allons entamer notre travail par une description et présentation de l'ouvrage ainsi que les matériaux employés, notamment le béton et l'acier. Ensuite nous allons nous pencher sur le pré dimensionnement et le calcul des éléments.

Une étude à l'aide du logiciel ETABS a été réalisée pour notre structure, l'analyse des données obtenus a permis ensuite de réaliser les vérifications réglementaires nécessaires avant de déterminer l'armature requise pour les éléments structuraux.

Afin de conclure ce projet, un radier nervuré a été choisi pour l'infrastructure celui-ci a été conçu et renforcé de façon à ce que les charges de la superstructure soient transférées au sol.

Chapitre I :
Présentation de
l'ouvrage

I.1. Introduction

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé à l'étude d'un bâtiment (R+8+2sous sol) à usage d'habitation et commercial.

Cet ouvrage est implanté à la wilaya de Tizi-Ouzou, qui est classé comme une zone de moyenne sismicité-zone II_a, selon le RPA99-version 2003.

Cette structure est contreventée par des voiles et composée de :

- 2^{ème} sous-sol à usage de fabrication PVC.
- 1^{ème} sous-sol et rez-de-chaussée à usage commercial.
- 1^{er} étage à usage de service
- 7 étages à usage d'habitation.
- Une terrasse inaccessible + charpente en bois.
- Deux cages d'escaliers identique.
- Deux cages d'ascenseur identique.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- **En plan**

- ❖ Sous-sols ; RDC ; étage de service ;
 - Longueur totale : 24.30m
 - Largeur totale : 17.70m
- ❖ Les étages courants :
 - Longueur totale : 26.88m
 - Largeur totale : 19.05m

- **En élévation**

- Hauteur totale : 31.5m
- Hauteur du RDC : 4m
- Hauteur d'étage de service : 3.06m
- Hauteur d'étage courant : 3.06m
- Hauteur des sous-sols : 3.06m

I.3. Propriétés mécanique du sol

- La contrainte admissible du sol : 1.9 bars
- Le site est considéré comme meuble S3
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2

I.4. Hypothèses de calcul

Pour mener l'étude de notre projet, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1$ MPa.
- $E_{vj} = 10818.865$ MPa.
- $E_{ij} = 32164200$ MPa
- $f_e = 400$ MPa

I.5. Eléments constituant l'ouvrage

Un Bâtiment est un ouvrage durable composé d'une partie enterrée appelé infrastructure et d'une partie aérienne appelé superstructure.

I.5.1 Superstructure

❖ Ossature

Notre construction est un immeuble à ossature mixte :

- Portiques : constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux
- Voiles : éléments rigides en béton armé coulé sur place, déposés dans les deux sens, formant un système de contreventement, assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

❖ Planchers

C'est une surface horizontale séparant deux niveaux successifs dans une construction et recueillant les surcharges de fonctionnement du bâtiment. Les planchers assurent deux fonctions :

- Fonction de résistance mécanique : il supporte son propre poids ainsi que les surcharges et les transmet aux éléments porteurs de la structure.
- Fonction d'isolation thermique : il assure l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux de la structure.

On distingue plusieurs types de planchers et pour notre cas il y a deux types :

- Dalle pleine en béton armé : elle est utilisée là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux ; dans les balcons, la cage d'escalier (palier de repos) et la dalle de la salle machine.

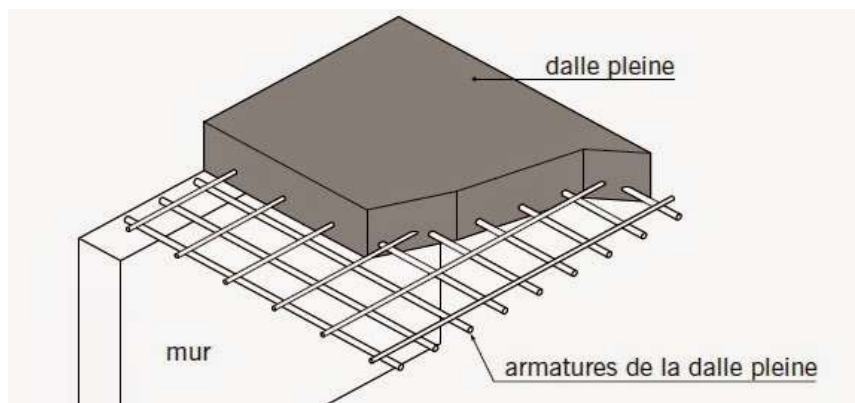


Figure I.1 : Dalle pleine.

- Dalle en corps creux : Ils sont constitués de corps creux et de dalle de compression posées sur des poutres préfabriquées.



Figure I.2 : Planches en corps creux.

❖ La cage escaliers

Le bâtiment comporte deux cages d'escalier qui permettent l'accès aux différents niveaux, Ces escaliers comportent deux volées et seront constitués de paliers et paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

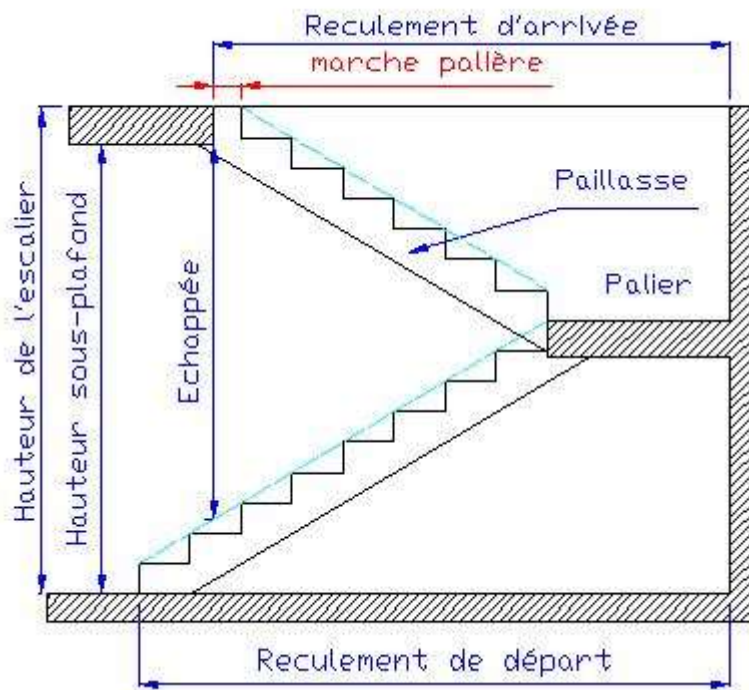


Figure I.3 : Caractéristiques d'un escalier

❖ La cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte de deux cages d'ascenseur qui assurent l'accès à tous les étages, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place.

❖ La toiture

La toiture de notre bâtiment est une charpente en bois.

❖ Les balcons

Un balcon est une plateforme située à l'extérieur du bâtiment au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.

❖ L'acrotère

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé. Il joue un rôle de sécurité et de garde-corps.

❖ Maçonnerie

La maçonnerie de notre bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs : seront réalisés en doubles cloisons composé de deux murs en briques creuses de 10cm, séparées par une lame d'air de 5cm pour assurer une bonne isolation thermique et acoustique.

$$L = (10 \times 2) + 5 = 25 \text{cm}$$

- Murs intérieurs : ils seront réalisés en simples cloisons en briques creuses de 10 cm, pour séparer la surface intérieure.

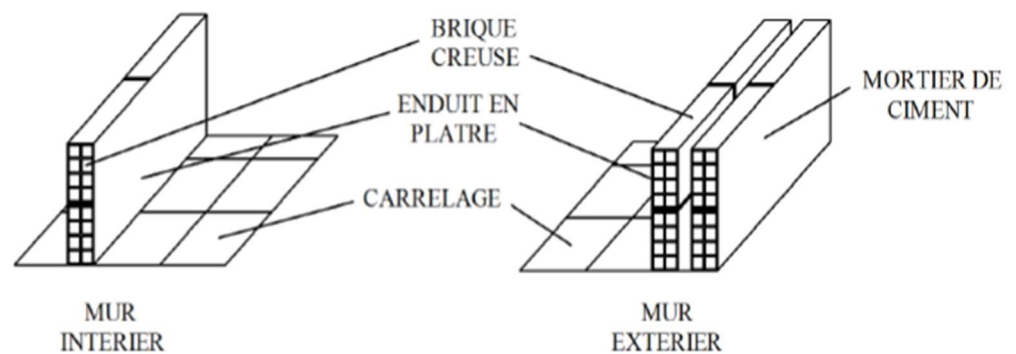


Figure I.5 : Les murs intérieurs et extérieurs.

❖ Coffrage

Le coffrage est une structure temporaire utilisée dans la construction pour maintenir et soutenir le béton liquide jusqu'à ce qu'il durcisse et prenne sa forme finale. On utilise le coffrage métallique pour les voiles et le coffrage en bois pour les portiques.

❖ Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Du mortier en ciment pour les murs des façades extérieures.
- De l'enduit en plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Un carrelage pour les planchers, les balcons et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les cuisines et les salles d'eau.

I.5.2 Infrastructure

❖ Fondations :

Les fondations sont des éléments souterrains qui supportent le poids d'une structure et qui le transmettent au sol. Le choix du type de fondations dépend des caractéristiques du sol d'implantations et de l'importance de l'ouvrage.

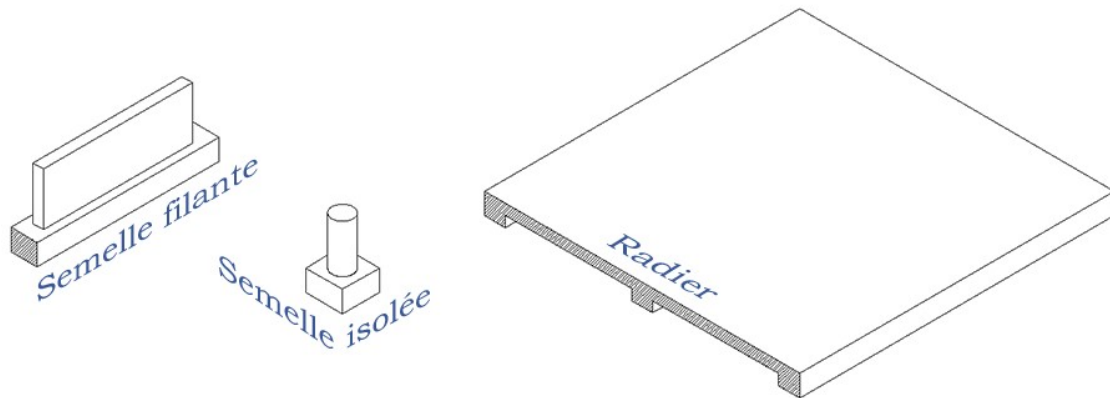


Figure L.6 : Les fondations.

I.6. Principes des justifications (Art A.1.2BAEL91)

◆ Les différents états limites

a) État limite ultime (ELU)

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction :

- Équilibre statique de la construction (pas de renversement) ;
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture) ;
- Stabilité de forme (pas de flambement) ;
- États limite de déformation (instantanée ou différée) et l'ouverture des fissures.

b) État limite de service (ELS)

Qui est définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

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

I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.7.1. Le béton

- **Définition :** le béton est un matériau essentiel dans le domaine de la construction, il est composé d'un mélange de ciment, eau, granulats (gravier-sable) et plus souvent des adjuvants.

Défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec :

- la granulométrie ;
- le dosage en ciment ;
- l'âge du béton ;

- Les adjuvants comme des plastifiants pour une meilleure maniabilité du béton et des hydrofuges.

1) Résistance caractéristique

○ A la compression

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté (f_{c28}). Elle est obtenue par des essais de compression axiale sur des éprouvettes normalisées D'une hauteur double à son diamètre ($H = 32\text{cm}$, diamètre 16 cm).

- A 1j le béton atteint 15% de sa résistance.
- A 3j → 50%
- A 7j → 70%
- A 14j → 80%
- A 21j → 90%
- A 28j → 99%

Pour notre cas, on prend $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

✓ Pour $j < 28$ jours :

$$\left. \begin{aligned} F_{cj} &= \frac{j}{4.76+0.83} f_{c28} \xrightarrow{\text{pour}} f_{c28} \leq 40\text{MPa} \\ F_{cj} &= \frac{j}{1.4+0.96j} f_{c28} \xrightarrow{\text{pour}} f_{c28} > 40\text{MPa} \end{aligned} \right\} \text{(Art A.2.1.11/BAEL91 modifié99)}$$

✓ Pour $j \geq 28$ jours :

$$F_{cj} = f_{c28}$$

f_{cj} : la résistance à la compression à j jour.

f_{c28} : la résistance à la compression à 28 jour

○ A la traction

La résistance du béton à la traction est très faible, comparée à sa résistance à la compression. Elle est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad (\text{ART A.2.1, 12 / BAEL91 modifié99})$$

f_{tj} : la résistance à la traction à j jour.

Dans notre cas : $f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot (25) = 2.1\text{MPa}$.

2) Déformation du béton

✓ Module d'élasticité longitudinal : (Art : A-2-1-2 B.A.E.L.91)

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

- **Module d'élasticité instantané** : Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané du béton âgé de j jours noté E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art: A-2-1-21- B.A.E.L.91})$$

Dans notre cas : $E_{ij} = 32164200$ MPa

- **Module d'élasticité différée** : On admet que sous contraintes de longue durée d'application, et afin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vi} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Dans notre cas : $E_{vi} = 10818.865$ MPa

- **Module de cisaillement** :

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

ν : Coefficient de Poisson

$$\left. \begin{array}{l} \nu = 0,2 \text{ à l'ELS} \\ \nu = 0 \text{ à l'ELU} \end{array} \right\} \quad (\text{Art : A.2.18.B.A.E.L 91})$$

3) Les contraintes limites du béton

- A l'ELU :

La contrainte limite du béton en compression est donnée par la formule :

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \quad (\text{Art. A.4.3, 41 BAEL 91})$$

θ : coefficient des charges

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ lorsque } t > 24 \text{ heures} \\ \theta = 0,9 \text{ lorsque } 1 < t < 24 \text{ heures} \\ \theta = 0,85 \text{ lorsque } t < 1 \text{ heure} \end{array} \right.$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \text{ en cas de combinaisons pour les situations courantes.} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ en cas de combinaisons accidentelles} \end{array} \right.$$

▪ A l'ELS

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{cj} \quad (\text{Art 4.5 .2 BAEL 91})$$

On prend : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

▪ Diagrammes des contraintes de déformations du béton

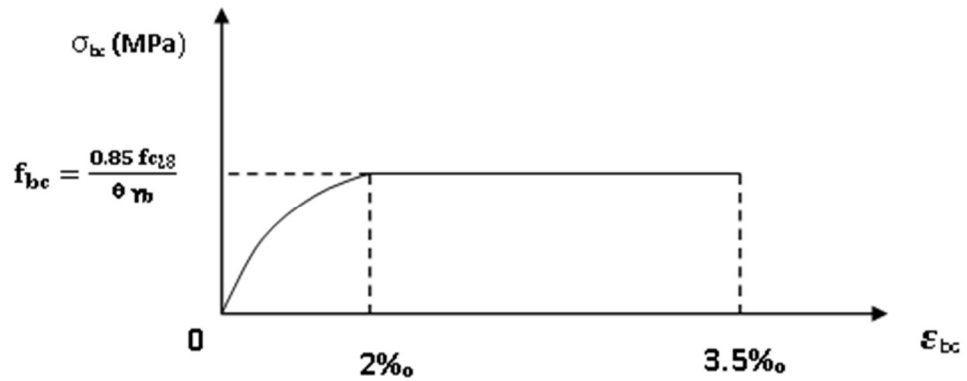


Figure I.7 : Diagramme des σ - ϵ du béton à l'ELU

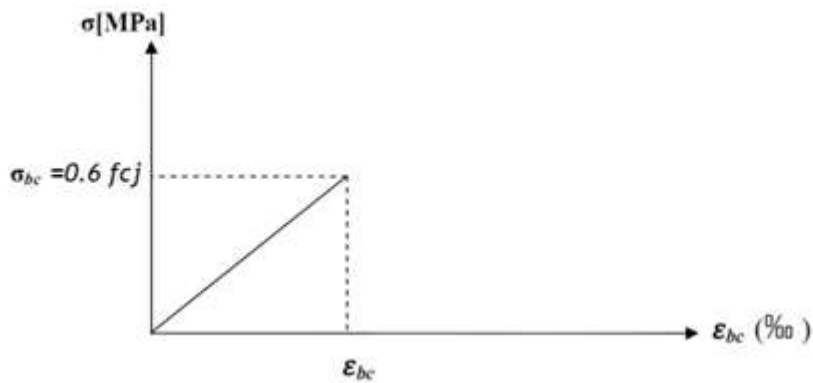


Figure I.8 : Diagramme des σ - ϵ du béton à l'ELS

4) Contrainte limite de cisaillement

La contrainte ultime du cisaillement du béton est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad (\text{Art : A.5.1 BAEL 91}).$$

$$\tau_u = \min[0.13 f_{c28} ; 5 \text{MPa}] \xrightarrow{\text{pour}} \text{la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min[0.10 f_{c28} ; 4 \text{MPa}] \xrightarrow{\text{pour}} \text{la fissuration préjudiciable.}$$

I.7.2. L'acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction tel qu'à la compression. Les aciers se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (rond lisse et haute adhérence).

- Les aciers à haute adhérence (HA), de nuance feE400
- Les aciers ronds lisses (R.L), de nuance feE 235.
- Treillis soudé de type TS520.

Notation	Limite d'élasticité	Coefficient de fissuration η	Coefficient de cisaillement
Treillis soudé TLE520	520	1.3	1
Haute adhérence FeE400	400	1.6	1.5

Tableau I.1 : Caractéristique des aciers utilisés

- **Module d'élasticité longitudinale :** La valeur du module d'élasticité notée E_s est constante pour toute nuance d'acier.

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

- **Contrainte limite ultime :**

La contrainte limite ultime est égale à

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{Art : A4.3.2. BAEL 91})$$

$\gamma_s = 1.15 \rightarrow$ pour les situations durables (courantes).

$\gamma_s = 1.0 \rightarrow$ pour les situations accidentelles.

✓ Pour les aciers fe400 :

→ Cas courant :

$$\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348$$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

→ Cas accidentels :

$$\sigma_s = \frac{400}{1} = 400$$

$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

- **Contrainte limite service :**

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

- ✓ Fissuration peu nuisible :

Cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation).

Exemple : poutres, poteaux, ...

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e$$

- ✓ Fissuration préjudiciable :

Cas des éléments exposés aux intempéries ou à des condensations

Exemple : fondation, balcons, ...

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f t j} \right\}$$

- ✓ Fissuration très préjudiciable :

Cas des éléments exposés à un milieu agressif ou bien doivent assurer une étanchéité.

Exemple : les ports...

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f t j} \right\}$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1.6 \rightarrow$ pour les adhérences (HA) de diamètre ≥ 6 mm.

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

$\eta=1.0 \rightarrow$ pour les aciers ronds lisses.

- **Diagramme contraintes déformations de l'acier :**

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant :

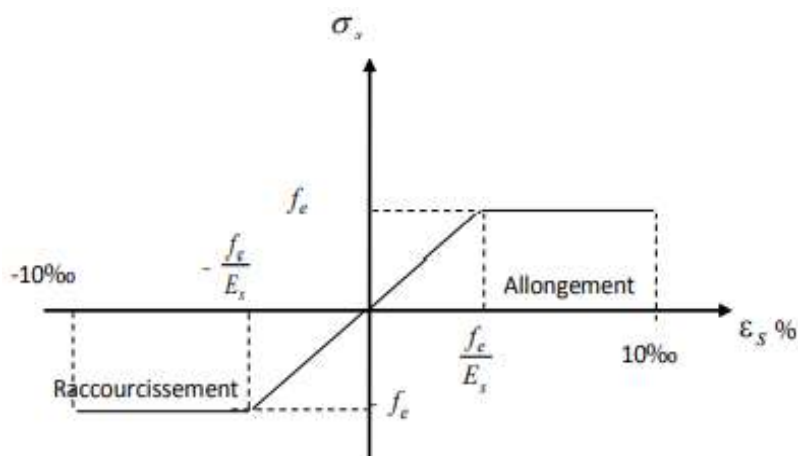


Figure I.9 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

- **Protection des armatures :**

Afin d'éviter la corrosion des armatures, il est nécessaire de les enrober de béton avec une épaisseur « c » qui est d'une valeur : $c \in [1 \text{ cm} ; 5 \text{ cm}]$, selon l'environnement où l'ouvrage sera implanté.

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

I.8. Les actions et sollicitations

I.8.1. Les actions

Les actions c'est les charges appliquées aux déformations imposées. On distingue trois types d'action :

- **Actions permanentes G** : c'est une charge qui agit de manière constante sur le bâtiment. Il est essentiel de prendre en compte ces charges pour assurer leur stabilité et leur durabilité.

Par exemple : le poids propre.

- **Actions variables Q** : c'est une charge qui varie en fonction de l'utilisation ou de l'exploitation. Il est essentiel de prendre en compte ces charges pour garantir que la structure puisse supporter ces charges pendant son utilisation.

Par exemple : le poids des personnes, du mobilier, des véhicules...

- **Actions accidentelles Fa** : c'est des actions imprévues de courte durée. Il est essentiel de prendre en compte ces charges pour garantir la sécurité et la résistance de la structure.

Par exemple : le vent, le séisme...

I.8.2. Les sollicitations

Ce sont les effort normaux et tranchants et les moments fléchissant et de torsions qui sont causées par des actions.

I.8.3. Les combinaisons d'action

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- ❖ Situation durable :
 - ELU : $1.35G+1.5Q$
 - ELS : $G+Q$
- ❖ Situation accidentelle :
 - $G+Q\pm 1.2E$.
 - $0.8G\pm E$

Conclusion

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments de notre ouvrage ainsi ses caractéristiques mécaniques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction. Puis on va passer au prédimensionnement des éléments, tout en respectant les règlements exigés.

Chapitre II :
Prédimensionnement
des éléments

II. Introduction

Dans le chapitre précédent on a déterminé les différentes caractéristiques de notre ouvrage ainsi que les matériaux constituants. Dans ce chapitre on procédera au prédimensionnement des éléments structuraux tel que les planchers, poutres, poteaux et voiles.

On fait le prédimensionnement conformément aux règlements dictés par :

- ✓ RPA 99 version 2003 ;
- ✓ BAEL 91 modifié 99 ;
- ✓ DTR B.C.2.2.

II.1. Pré dimensionnement des éléments

II.1.1. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux sollicités en traction et en compression, elles ont une bonne résistance à la flexion. Leur rôle est de transmettre les charges et les surcharges des planchers vers les poteaux.

- Hypothèse du calcul « Art A.4.14/BAEL 91 modifié 99 »
 - ✓ $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$
 - ✓ $0.4 \times h \leq b \leq 0.7 \times h$
 - ✓ $L_{max} = L - a$

Avec :

- L : portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré ;
- a : épaisseur du poteau ;
- b : largeur de la poutre ;
- h : hauteur de la poutre.

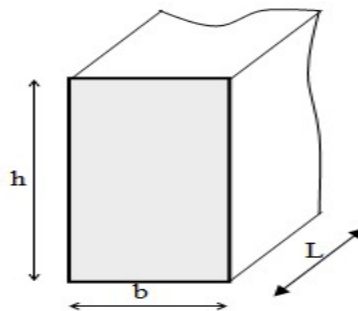


Figure II. 1 : Dimensions de poutre.

Les poutres doivent respecter les conditions suivantes exigées dans le RPA

$$\left. \begin{array}{l} - b \geq 20\text{cm} \\ - h \geq 30\text{cm} \\ - h/b \leq 4 \end{array} \right\} \rightarrow \text{RPA2003-ART7.5.1}$$

II.1.1.1. Poutres principales (PP)

$$L_{\max}=400-25=375\text{cm} \quad \text{avec } L=400\text{cm}$$

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10}$$

$$25 \leq h \leq 37.5$$

➤ On prend $h=35\text{cm}$.

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$$

$$14 \leq b \leq 25$$

➤ On prend $b=25\text{cm}$.

Conclusion : la section des poutres principales est $(35 \times 25) \text{ cm}^2$

II.1.1.2. Poutres secondaires (PS)

$$L_{\max}=300-25=275\text{cm} \quad \text{avec } L=300\text{cm}$$

$$\frac{275}{15} \leq h \leq \frac{275}{10}$$

$$18 \leq h \leq 27.5$$

➤ On prend $h=30\text{cm}$.

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30$$

$$12 \leq b \leq 21$$

➤ On prend $b=25\text{cm}$.

Conclusion : la section des poutres secondaires est $(30 \times 25) \text{ cm}^2$.

II.1.1.3. Poutres palières (PPA)

$$L_{\max}=300-25=275\text{cm}$$

$$\text{avec } L=300\text{cm}$$

$$\frac{275}{15} \leq h \leq \frac{275}{10}$$

$$18 \leq h \leq 27.5$$

- On prend $h=30\text{cm}$.

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30$$

$$12 \leq b \leq 21$$

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

Conclusion : la section des poutres palières est $(30 \times 25) \text{ cm}^2$.

II.1.1.4. Poutres de chaînage (PCH)

$$L_{\max}=300-25=275\text{cm}$$

$$\text{avec } L=300\text{cm}$$

$$\frac{275}{15} \leq h \leq \frac{275}{10}$$

$$18 \leq h \leq 27.5$$

- On prend $h=30\text{cm}$.

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30$$

$$12 \leq b \leq 21$$

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

Conclusion : la section des poutres de chaînage est $(30 \times 25) \text{ cm}^2$.

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

Conditions	Poutre principales	Poutres secondaires	Poutres palières	Poutre de chaînage	Vérifications
$h \geq 30\text{cm}$	35	30	30	30	Vérifier
$b \geq 20\text{cm}$	25	25	25	25	Vérifier
$h/b \leq 4\text{cm}$	1.4	1.2	1.2	1.2	Vérifier

II.1.2. Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux du bâtiment, ils ont pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment.

On a deux types de planchers :

II.1.2.1. Planchers en corps creux

Les planchers en corps creux sont constitués d'une dalle de compression et de corps creux reposant sur des poutrelles disposées suivant la plus petite portée.

La hauteur du plancher doit répondre à cette condition : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$

Avec :

- h_t : hauteur totale du plancher
- L_{\max} : la portée libre de la plus grande travée.

$$L=400\text{cm}$$

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

$$\rightarrow h_t \geq \frac{375}{22.5} = 16.66\text{cm}$$

• Résistance au feu

- $ep \geq 7\text{cm} \rightarrow 1$ heures coupe-feu
- $ep \geq 11\text{cm} \rightarrow 2$ heures coupe-feu
- $ep \geq 17.5\text{cm} \rightarrow 4$ heures coupe-feu

On choisit un plancher qui devrait résister à deux heures d'exposition au feu, $e=11\text{cm}$.

Conclusion : on opte pour un plancher de $(16+4) = 20\text{cm}$ d'épaisseur composé de corps creux de 16cm et d'une dalle de compression de 4cm .

II.1.2.2. Planchers en dalles pleines

Les dalles pleines sont des plaques en béton, reposant sur des appuis, elles sont souvent utilisées dans les balcons, salle machine, ...

L'épaisseur de la dalle pleine se détermine en fonction de sa portée tout en répondant aux conditions suivantes :

- Condition de résistance à la flexion.
- Condition d'isolation thermique et phonique.

◆ Planchers des balcons

❖ Condition de résistance à la flexion

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

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

Avec : L_0 : la portée libre

e : épaisseur de la dalle

$$e \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

❖ Résistance au feu

- $e_p \geq 7 \text{ cm} \rightarrow 1 \text{ heures coupe-feu}$
- $e_p \geq 11 \text{ cm} \rightarrow 2 \text{ heures coupe-feu}$
- $e_p \geq 17.5 \text{ cm} \rightarrow 4 \text{ heures coupe-feu}$

On choisit un plancher qui devrait résister à deux heures d'exposition au feu, $e=11 \text{ cm}$.

❖ Isolation phonique

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la Masse surfacique du plancher.

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

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

La protection contre le bruit est assurée par le plancher lorsque sa masse surfacique M est Supérieure à 350 Kg/m^2 .

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

$$e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 0.14 \text{ m} \rightarrow e = 14 \text{ cm}$$

ρ : Masse volumique du béton est égale à 2500 kg/m^3 .

Donc : $e = \max (15, 11, 14) = 15 \text{ cm}$.

Conclusion

L'épaisseur de dalle pleine est de : 15 cm

II.1.3. Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs en béton armé, pleins ou comportant des ouvertures, liés entre eux par des planchers. Ils sont destinés à reprendre des charges verticales et assure la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux (séisme ou vent).

D'après RPA 99/2003 le prédimensionnement d'un voile de contreventement doit satisfaire la condition suivante :

$$L \geq 4a$$

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm

$$e_p \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec

- L : longueur du voile.
- a : épaisseur du voile.
- h_e : hauteur d'étage.

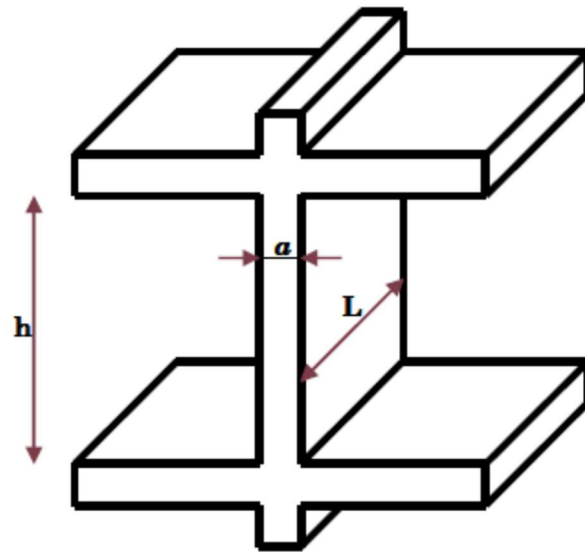


Figure II.2 : Coupe verticale du voile.

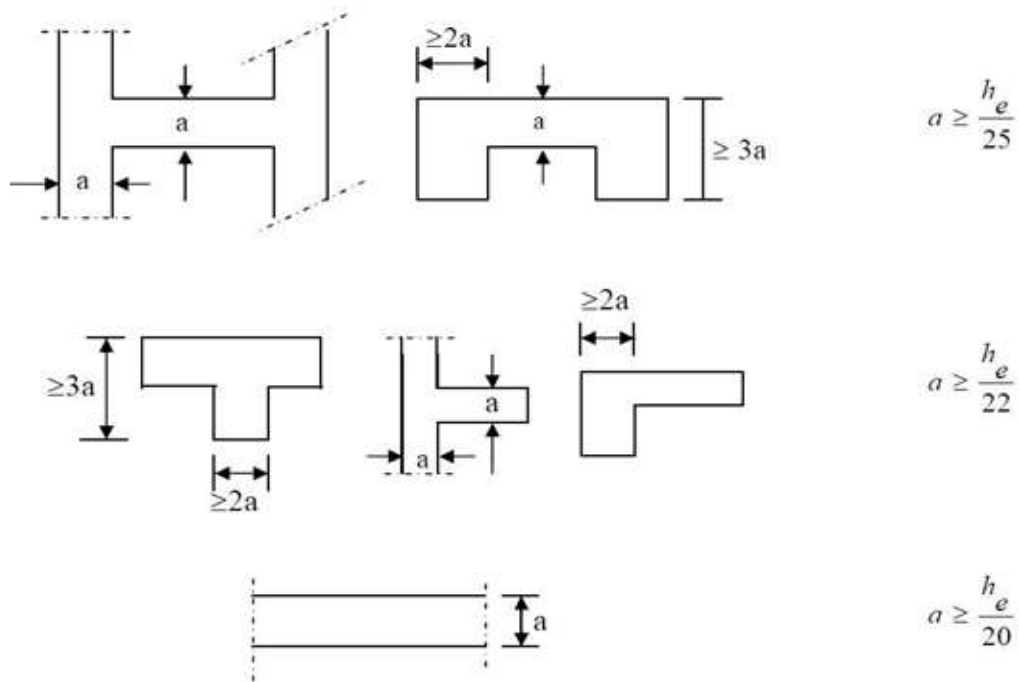


Figure II.3 : Coupe de voile en plan.

- Au niveau du RDC

$$h_e = 400 - 20 = 380\text{cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{380}{20} = 19\text{cm}$$

$$\rightarrow e = 20\text{cm}$$

○ **Au niveau des étages**

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

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

$$\rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

On prend :

$$e = \max(20 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

$$L_{\min} \geq 4e = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

Conclusion

On opte pour $e=20\text{cm}$ comme épaisseur des voiles pour tous les niveaux.

II.1.4. Pré dimensionnement des poteaux

Les Poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les charges et les surcharges des différents niveaux et les transmettre à la fondation puis au sol.

Le prédimensionnement se fera à l'ELS en compression simple supposant que seul le béton reprend l'effort normal : $N_s=G+Q$

Avec :

- G : charge permanente
- Q : charge d'exploitation

Et on doit satisfaire les conditions suivantes :

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

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande Surface d'influence).

La section du poteau est donnée par la formule suivante : $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec :

- N_{\max} : effort normal maximal à la base du poteau
- σ_{bc} : contrainte admissible du béton à L'ELS
- $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

Conclusion

On considère, en premier lieu pour nos calcul la section du poteau selon le minimum exigé par le RPA qui est de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.

II.2. Déterminations des charges et surcharges

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitations, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B.C.2.2).

II.2.1 les charges permanentes G

II.2.1.1. Planchers terrasse

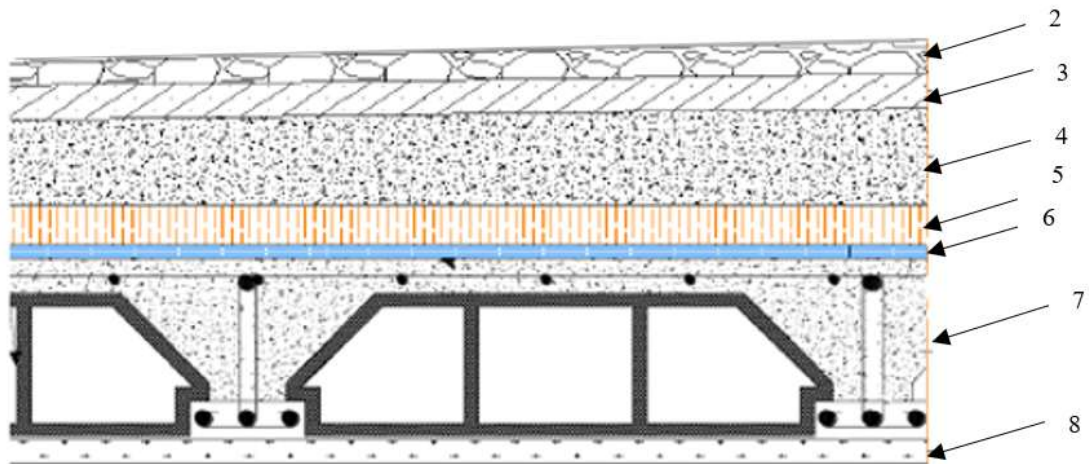


Figure II.4 : Coupe verticale du plancher terrasse.

Tableau II.2 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse.

N°	Elément	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Charpente en bois	/	/	1.5
2	Couche de gravillon	0.05	17	0.85
3	Étanchéité multicouches	0.02	6	0.12
4	Forme de pente en béton	0.06	22	1.32
5	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
6	Isolation thermique	0.04	4	0.16
7	Plancher en corps creux	0.2	14	2.8
8	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
G total				6.96

II.2.1.2. Planchers corps creux

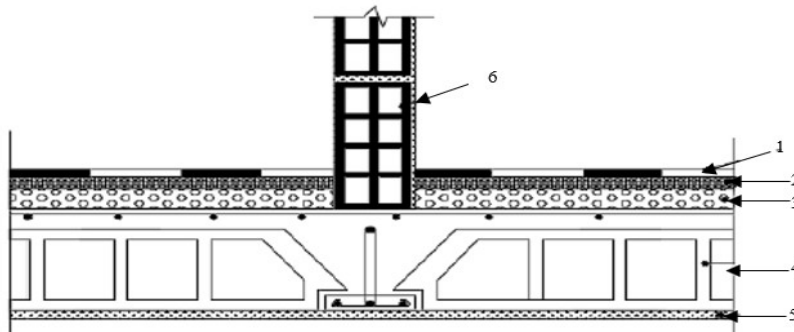


Figure II.5 : Coupe verticale d'un plancher corps creux.

Tableau II.3 : Calcul de la charge permanente de plancher corps creux.

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle en corps creux	0.2	14	2.8
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison de séparation	0.1	9	0.9
G total				5.28

II.2.1.3. Planchers dalles pleines

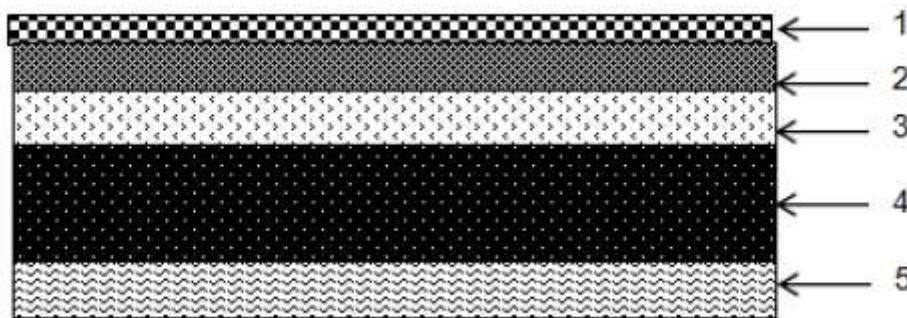


Figure II.6 : coupe d'un plancher dalle pleine.

Tableau II.4 : Calcul de la charge permanente de la dalle pleine.

N°	Elément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G total				5.33

II.2.1.4. Murs extérieurs

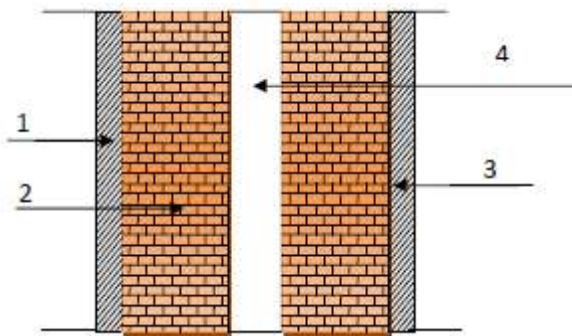


Figure II.7 : Coupe verticale du mur extérieur.

Tableau II.5 : Calcul de la charge permanente des murs extérieurs.

N°	Elément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse (Intérieure et extérieure)	2 x 0.1 = 0.2	9	1.8
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
4	L'âme d'air	0.05	0	0
G total				2.36

II.2.1.4. Murs intérieurs

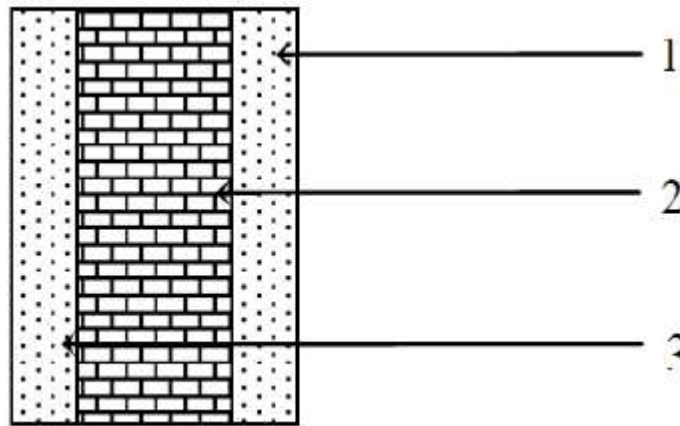


Figure II.8 : Coupe verticale du mur intérieur.

Tableau II.6: Calcul de la charge permanente des murs intérieurs.

N°	Élément	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m³)	G (KN/m²)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
			G total	1.3

II.2.2 les charges d'exploitation Q

Tableau II.7: récapitulatif des surcharges d'exploitations.

Élément	Surcharges [KN/m²]
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher RDC à usage locaux (boutiques)	5
Plancher 1 ^{er} étage (administratif)	2.5
2 ^{ème} sous-sol (atelier de fabrication)	2.5
1 ^{er} sous-sol (salle de sport)	6
Balcons	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1
Charpente en bois	1

II.3. Descente de charge

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité).

II.3.1. Surface du poteau le plus sollicité

C'est la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité.

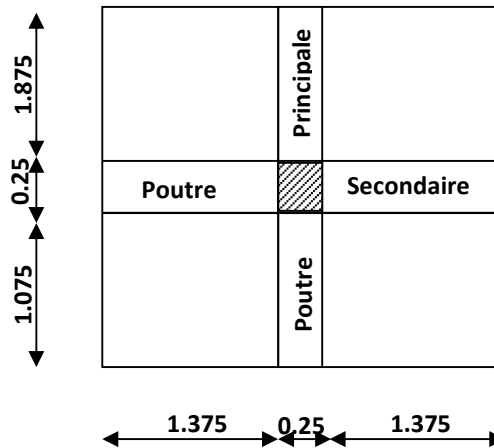


Figure II.9: Surface d'influence du poteau le plus sollicité.

- Surface nette

$$S_n = (1.375 \times 2) \times 1.075 + (1.875 \times 1.375 \times 2)$$

$$S_n = 2.95625 + 5.15625$$

$$S_n = 8.113 \text{ m}^2$$

- Surface brute

$$S_b = 3 \times 3.2 = 9.6 \text{ m}^2$$

$$S_b = 9.6 \text{ m}^2$$

II.3.2. Poids propre des éléments

➤ Planchers

- Plancher terrasse

$$P_T = G_T \times S = 6.96 \times 8.113 = 56.46 \text{ KN}$$

$$P_T = 6.96 \times 8.113$$

$$P_T = 56.46 \text{ KN}$$

- Plancher courant

$$P_{\acute{e}-c} = G_{\acute{e}-c} \times S = 5.28 \times 8.113 = 42.84 \text{ KN}$$

$$P_{\acute{e}-c} = 5.28 \times 8.113$$

$$P_{\acute{e}-c} = 42.84 \text{ KN}$$

➤ Poutres

- Poutres principales

$$P_{pp} = b \times h \times L \times \rho = (0.35 \times 0.25) \times 3.75 \times 25 = 8.203\text{KN}$$

$$P_{pp} = (0.35 \times 0.25) \times 3.75 \times 25$$

$$P_{pp} = 8.203\text{KN}$$

- Poutres secondaires

$$P_{ps} = b \times h \times L \times \rho = (0.2 \times 0.3) \times 2.75 \times 25 = 4.125\text{KN}$$

$$P_{ps} = (0.2 \times 0.3) \times 2.75 \times 25$$

$$P_{ps} = 4.125\text{KN}$$

Donc le poids propre total des poutres

$$P_p = P_{pp} + P_{ps} = 8.203 + 4.125 = 12.33\text{KN}$$

$$P_p = 8.203 + 4.125$$

$$P_p = 12.33\text{KN}$$

➤ Poteaux :

- Poteaux du RDC

$$P_{pot} = b \times h \times h_e \times \rho = (0.25 \times 0.25) \times 4 \times 25 = 6.25\text{KN}$$

$$P_{pot} = (0.25 \times 0.25) \times 4 \times 25$$

$$P_{pot} = 6.25\text{KN}$$

- Poteaux étage courant

$$P_{pot} = b \times h \times h_e \times \rho = (0.25 \times 0.25) \times 3.06 \times 25 = 4.78\text{KN}$$

$$P_{pot} = (0.25 \times 0.25) \times 3.06 \times 25$$

$$P_{pot} = 4.78\text{KN}$$

➤ Charges d'exploitation :

- Terrasse inaccessible

$$Q_0 = 9.6 \times 1.5 = 14.4\text{KN}$$

- Etages courant

$$Q_{Et} = Q_1 = \dots = Q_7 = 8.113 \times 1.5 = 12.17\text{KN}$$

- Etage à usage administratif

$$Q_{Et} = Q_8 = 8.113 \times 2.5 = 20.28\text{KN}$$

- Plancher RDC (Locaux)

$$Q_{Et} = Q_9 = 8.113 \times 5 = 40.56\text{KN}$$

- Plancher 1^{er} sous-sol (Salle de sport)

$$Q_{Et} = Q_{10} = 8.113 \times 6 = 48.68\text{KN}$$

- Plancher 2^{eme} sous-sol (atelier fabrication)

$$Q_{Et} = Q_{11} = 8.113 \times 2.5 = 20.28\text{KN}$$

II.3.3. Loi de dégression

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

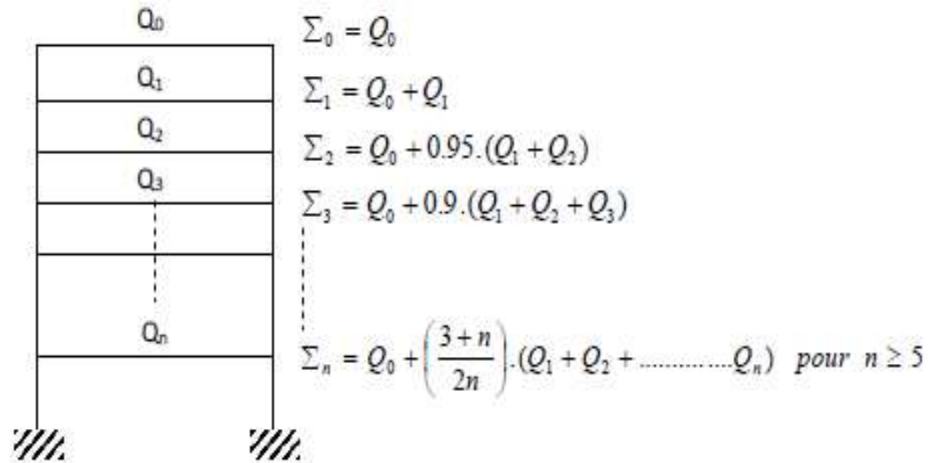


Figure II.10 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.

Avec :

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage (i).

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

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

→ Coefficients de dégression de surcharges :

Tableau II.8: Coefficients de dégression de surcharges.

Niveaux	Terrasse	Duplex	7 ^{eme}	6	5	4	3	2	1	RDC	2 ^{eme} SS	1 ^{er} SS
Coefficients	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.69	0.67	0.65	0.64

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

→ Les surcharges cumulées :

Tableau II.9: Les surcharges cumulées.

Niveaux	Opérations
Terrasse	Q0
Duplex	Q0 + Q1
7	Q0 + 0.95 (Q1 + Q2)
6	Q0 + 0.90 (Q1 + Q2 + Q3)
5	Q0 + 0.85 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4)
4	Q0 + 0.8 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5)
3	Q0 + 0.75 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6)
2	Q0 + 0.71 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7)
1	Q0 + 0.69 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8)
RDC	Q0 + 0.67 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8 + Q9)
2 ^{eme} SS	Q0 + 0.65 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8 + Q9 + Q10)
1 ^{eme} SS	Q0 + 0.64 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8 + Q9 + Q10 + Q11)

→ Dimensionnement des poteaux

Tableau II.11 : Pré dimensionnement des poteaux.

Niveaux	Charges permanentes (KN)				Charges d'exploitation (KN)		Effort Normal (KN)	Section (cm ²)			
	Poids planche r	Poids poutre	Poids poteau	G	G _C	Q	Q _C	N _s = G _C + Q _C	$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section minimale	Section adoptée
Terrasse	56.46	12.33	4.78	73.57	73.57	14.4	14.4	87.97	58.64	25×25	25×25
8 ^{eme}	42.84	12.33	4.78	59.95	133.52	26.57	40.97	174.49	116.32	25×25	25×25
7 ^{eme}	42.84	12.33	4.78	59.95	193.47	37.52	78.49	271.96	181.3	25×25	25×25
6 ^{eme}	42.84	12.33	4.78	59.95	253.42	47.26	125.75	379.17	252.78	25×25	25×25
5 ^{eme}	42.84	12.33	4.78	59.95	313.37	55.78	181.53	494.9	329.93	25×25	25×25
4 ^{eme}	42.84	12.33	4.78	59.95	373.32	63.08	244.61	617.93	411.95	25×25	30×30
3 ^{eme}	42.84	12.33	4.78	59.95	433.27	69.15	313.76	747.03	498.02	25×25	30×30
2 ^{eme}	42.84	12.33	4.78	59.95	493.22	74.88	388.64	881.86	587.9	25×25	30×30
1 ^{er}	42.84	12.33	4.78	59.95	553.17	87.17	475.81	1028.98	685.98	25×25	30×30
RDC	42.84	12.33	6.26	61.43	614.6	112.24	588.06	1202.66	801.77	25×25	35×35
1 ^{er} SS	42.84	12.33	4.78	59.95	674.55	140.96	729.02	1403.57	935.71	25×25	35×35
2 ^{eme} SS	42.84	12.33	4.78	59.95	734.5	154.14	883.16	1617.66	1078.4	25×25	35×35

Note :

Les sections des poteaux adoptées dans ce chapitre risquent d'être modifiées prochainement pour les raisons suivantes :

- Si les sections de ferrailage sont importantes on est appelé à augmenter les sections du béton
- Si la période de vibration n'est pas vérifiée.

◆ VERIFICATION

Vérifications relatives aux exigences du RPA :

Selon l'article (Art 7.4.1) du R.P.A 99 Version 2003 : Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{he}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Tableau II.14 : Vérification aux RPA.

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
25×25	$\text{min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) = 25 = 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{300}{20} = 15 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{25}{25} = 1 < 4$	
30×30	$\text{min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) = 30 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{300}{20} = 15 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{30}{30} = 1 < 4$	
35×35	$\text{min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) = 35 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{300}{20} = 15 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4$	

II.3.4. Vérification des poteaux au flambement

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

Cette instabilité dépend de :

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

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

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

Avec :

λ : l'élancement des poteaux.

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$ car le poteau est encastré à ses deux extrémités d'après le BAEL.91).

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$).

L_0 : longueur libre du poteau.

S : section transversale du poteau ($b \times h$) tel que $b=h$.

I : moment d'inertie du poteau ($I = \frac{bh^3}{12}$) tel que $b=h$.

Ce qui donne :
$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7l_0}{b} \quad \rightarrow \quad \lambda = 0.7 \times \sqrt{12} \times \frac{l_0}{b}$$
$$\rightarrow \lambda = 2.42 \frac{l_0}{b}$$

- ✓ Poteaux (25×25) : $L_0 = 306 \text{ cm.} \rightarrow \lambda = 21.16 < 50.$
- ✓ Poteaux (30×30) : $L_0 = 306 \text{ cm.} \rightarrow \lambda = 18.51 < 50.$
- ✓ Poteaux (35×35) (SS) : $L_0 = 306 \text{ cm.} \rightarrow \lambda = 16.45 < 50.$
- ✓ Poteaux (35×35) RDC : $L_0 = 400 \text{ cm.} \rightarrow \lambda = 21.51 < 50.$

La condition de non flambement est vérifiée pour tous les poteaux.

Conclusion

A ce niveau on a pré-dimensionné tous les éléments structuraux de cet ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique.

Donc, on a opté pour le prédimensionnement suivant :

- **Plancher à corps creux** : (16+4)
- **Dalles pleines** : épaisseur de 15cm
- **Poutre** :
 - Poutres principales : (25x35) cm².
 - Poutres secondaires : (20x30) cm².
- **Poteaux** :
 - (35x35) cm² pour les deux sous-sols.
 - (30x30) cm² pour le RDC, 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étages.
 - (35x35) cm² pour le 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étages.
- **Voile** :
 - Épaisseur de 20 cm. longueur minimale égale à 80 cm

Chapitre III :
*Calcule des éléments
secondaires*

III.1. L'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé qui a pour objectif d'étanchéiser et d'assurer la sécurité au niveau du plancher terrasse. Il est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de plancher.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m, dont la section est soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « N » et à une poussée latérale « Q » due à la main courante, provoquant un moment de renversement « M ».

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

III.1.1. Dimensionnement

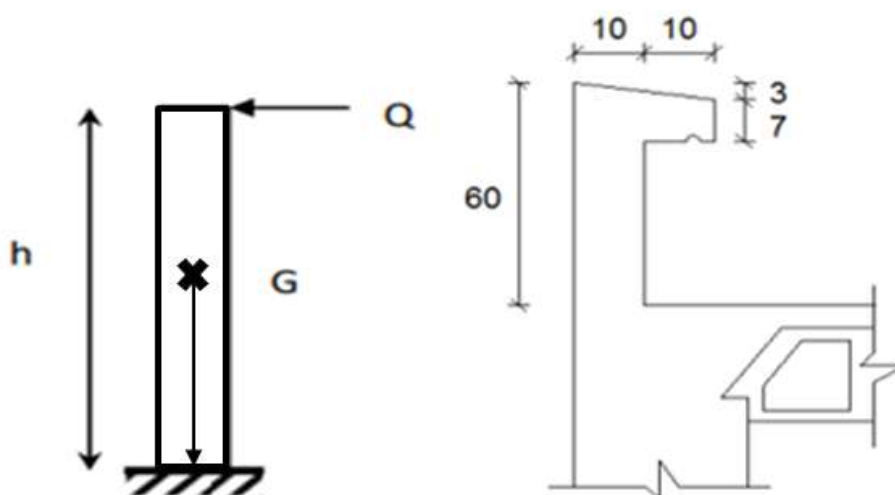


Figure III.1 : Coupe de l'acrotère.

-Hauteur $h=60\text{cm}$

-Epaisseur $e_p=10\text{ cm}$

III.1.2. Calcul des sollicitations

➤ Chargement

- Charge permanente (G)

$$G = \rho \times S.$$

Avec ρ : masse volumique du béton $\rho=25\text{KN/m}^3$

S : section transversale de l'acrotère

$$S = [(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1)] - \left(\frac{0.03 \times 0.2}{2}\right) = 0.067\text{m}^2$$

$$\rightarrow G = 25 \times 0.067 = 1.67 \text{ KN/ml}$$

- Charge d'exploitation (Q)
 $Q=1 \text{ KN/ml}$

➤ **Sollicitations**

- Effort normal : $N=G \times 1\text{ml} = 1.67 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $V= Q \times 1\text{ml}=1 \text{ KN}$
- Moment de renversement : $M= Q \times h= 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

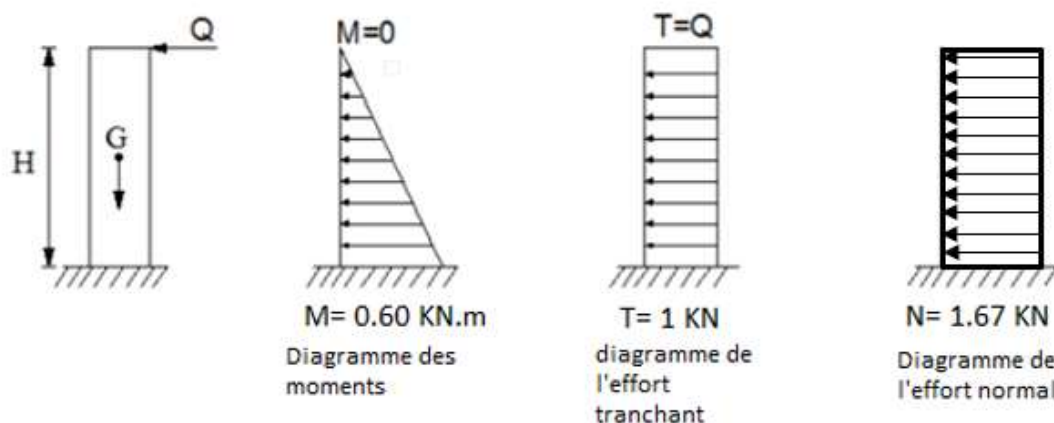


Figure III.2: Diagrammes des efforts internes.

III.1.3. Combinaisons de charges

➤ **A l'ELU : $1.35G+1.5Q$**

- Effort de compression : $N_u= 1.35G= 1.35 \times 1.67= 2.25 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $V_u= 1.5Q=1.5 \times 1=1.5 \text{ KN}$
- Moment de flexion : $M_u=1.5M=1.5 \times 0.6=0.9 \text{ KN.m}$

➤ **A l'ELS : $G+Q$**

- Effort de compression : $N_s=G= 1.67 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $V_s= Q = 1 \text{ KN}$
- Moment de flexion : $M_s= M = 0.6 \text{ KN.m}$

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 un moment renversant (M).

Avec c, c' : enrobage $c=c'=3\text{cm}$ et d : hauteur utile $d=h-c=7\text{cm}$

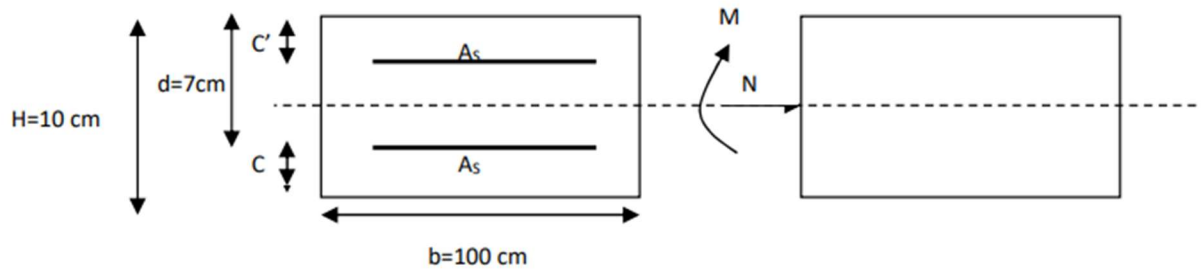


Figure III.3 : section d'armature.

➤ Calcul de l'excentricité l'

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.25} = 0.4\text{m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.03 = 0.02\text{m}$$

$e_u = 0.4\text{m} > \frac{h}{2} - c = 0.02\text{m} \rightarrow$ section partiellement comprimée (SPC)

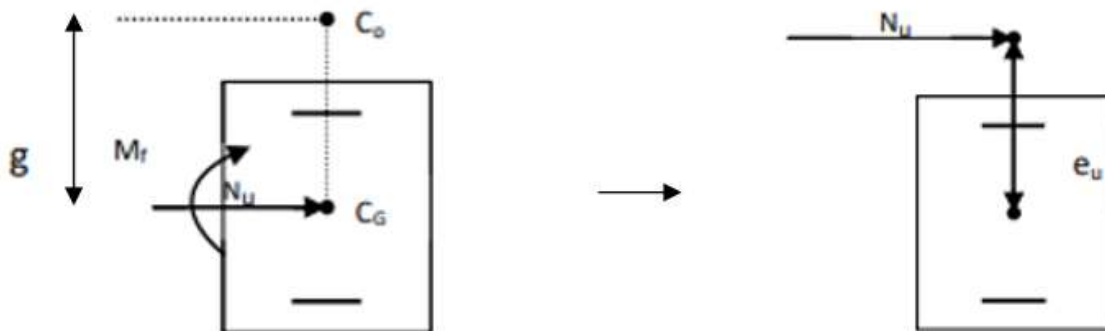


Figure III.4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.

III.1.4.1 Calcul de la section d'armature en flexion simple

➤ Moment fictif

$$M_f = N_u \times g$$

Avec :

g : la distance entre le centre de pression C et le CDG des aciers tendus

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 0.4 - 0.02$$

$$g = 0.38 \text{ cm}$$

$$M_f = 2.25 \times 0.38 = 0.85 \text{ KN.m}$$

➤ Moment réduit

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_c}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5}$$

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

$$\mu = \frac{0.85 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.012$$

$$\mu_u = 0.012 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$).

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.014 \rightarrow \beta = 0.994$

➤ Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$$

Avec :

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

$$A_f = \frac{0.85 \times 10^3}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.45 \text{ cm}^2$$

III.1.4.2 Calcul de la section d'armature en flexion composée

➤ Armatures réelles

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A = 0.39 - \frac{2.25}{34.8}$$

$$A = 0.33 \text{ cm}^2$$

III.1.5. Vérification à l'ELU

III.1.5.1. Condition de non fragilité (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99)

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \times bd$$

$$\text{Avec } \begin{cases} e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.67} = 0.359 \text{ m} \\ f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{35.9 - 0.455 \times 7}{35.9 - 0.185 \times 7} \times 100 \times 7$$

$$A_{\min} = 0.80 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0.80 \text{ cm}^2 > A = 0.33 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition non vérifiée

Donc on prend : $A = A_{\min} = 0.80 \text{ cm}^2$.

On adopte pour une section $A = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

III.1.5.2. Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{1.51}{4} = 0.38 \text{ cm}^2$$

On adopte pour $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.1.5.3. Vérification de l'écartement des barres

-Pour les armatures principales : $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{30\text{cm} ; 33\text{cm}\}$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

-Pour les armatures de répartitions : $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{40\text{cm} ; 45\text{cm}\}$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.1.5.4. Vérification de l'adhérence des barres

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_t = 1.5 \times 1.2 = 3.15 \text{ MPa} \\ \Sigma_{ui} = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.48}$$

$$\tau_{se} = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.1.5.6. Vérification au cisaillement

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

$$\text{Avec } \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b.d} \\ \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.1.5.6. Ancrage des barres (Art A.6.1, 23. BAEL91/modifiée 99)

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1$$

$$\tau_{su} = 2.8 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.8} = 28.57 \text{ cm}$$

$$L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 28.57 = 11.4 \text{ cm}$$

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

III.1.6. Vérification à l'ELS

III.1.6.1. Vérification de la contrainte dans le béton

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

$$\text{Avec} \begin{cases} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \end{cases}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

Pour: $\rho = 0.287 \rightarrow K = 43.82 ; \beta = 0.915$

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.915 \times 7 \times 2.01} = 46.61 \text{ MPa} \\ \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{46.61}{43.82} = 1.06 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\sigma_b = 1.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

III.1.6.2. Vérification de la contrainte dans l'acier

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est préjudiciable donc : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta}f_{t28} \right\}$

Avec : $\eta=1.6$ (coefficient de fissuration des barres HA) ; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110\sqrt{1.6} \times 2.1 \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 46.61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

III.1.6.3. Vérification de l'acrotère au séisme

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale :

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

Avec

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

A = 0.15 (Zone IIa, groupe d'usage 2) (Art4.2.3. Tableau 4-1/RPA99)

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires

C_p = 0.3 (Tableau 6-1/RPA99)

w_p : poids de l'acrotère, w_p = 1.67 kN/ml

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.67 = 0.30 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0.30 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

L'acrotère a été calculé avec un effort horizontal $Q=1\text{KN/ml}$ supérieur à la force sismique. Donc les armatures choisies suffisent pour un effort dû au séisme.

Conclusion

Le ferrailage retenu pour l'acrotère est le suivant :

- Armatures principales : $A=4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t=25 \text{ cm}$.
- Armatures de répartitions : $A_r=4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t=25 \text{ cm}$.

III.2. Plancher en Corps creux

Notre structure est constituée des planchers en corps creux avec une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées, disposées suivant le sens longitudinal (le sens de la petite portée) et sur lesquelles repose le corps creux.

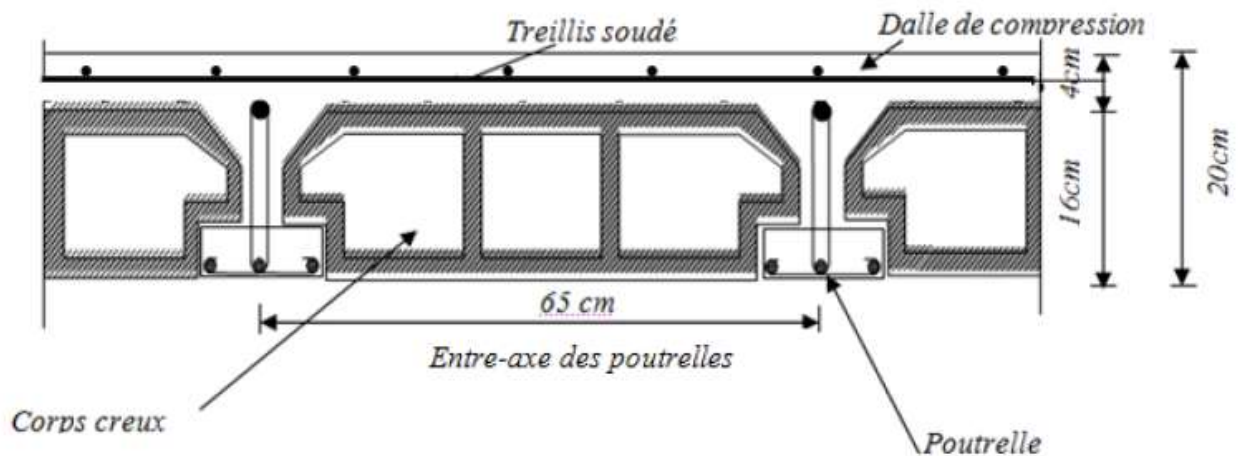


Figure III.5: Coupe verticale sur un plancher en corps.

- Les poutrelles sont des sections en T, à distantes de **65 cm** entre axes, elles possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.
- Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu.

III.2.1 Etude de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4cm d'épaisseur et sera armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520, $\phi \leq 6$) d'élasticité $F_e = 520$ MPa ; dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le BAEL 91 modifiée 99 (Art : B.6.8, 423).

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

➤ Calcul des armatures

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles

✓ $A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$ → Pour $l' \leq 50$ cm

✓ $A_{\perp} = \frac{4 \times l'}{f_e}$ → Pour $50 \leq l' \leq 80$ cm

Avec :

l' : la distance entre axes des poutrelles; (cm) .

F_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé en MPa.

Dans notre cas :

→ $l = 65$ cm

→ $f_e = 520$ cm

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

Soit : $A_{\perp} = 5 \phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : $St = 20$ cm

- Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{//} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2 .$$

Soit : $A_{//} = 5 \phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2$.

Avec : un espacement : $St = 20$ cm

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de diamètre $\phi 5$ de dimension $(20 \times 20) \text{ cm}^2$

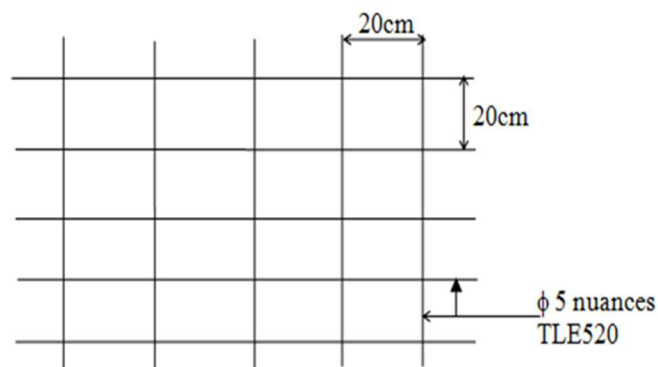


Figure III.7 : Treillis soudés (20×20) cm².

II .2.2 Etude de la poutrelle

La poutrelle préfabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension (12×4) cm².

➤ Disposition des poutrelles :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée, ou bien parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis (si les deux sens ont les mêmes dimensions)

➤ Dimensionnement des poutrelles :

$b = 65\text{cm}$: distance entre axes de deux poutrelles

$h = (16+4)\text{cm}$: hauteur du plancher en corps creux

$b_0 = 12\text{cm}$: largeur de la poutrelle

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

b_1 : débord

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

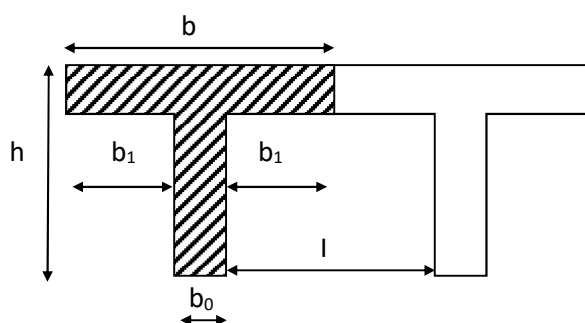


Figure III.8: Dimensions de la poutrelle.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

III .2.2.1 Avant coulage de la dalle de compression

La poutre préfabriquée est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités, et soumise aux charges suivantes :

→ Poids propre 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:

$l=65 \text{ cm}$ → largeur de l'hourdis

0.95 KN/m^2 → le poids du corps creux

Poids total:

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

→ Surcharge de l'ouvrier :

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

- Les combinaisons d'actions :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (0.12 + 0.62) + 1.5(1) = 2.50 \text{ kN/ml}$$

- Calcul du moment isostatique :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

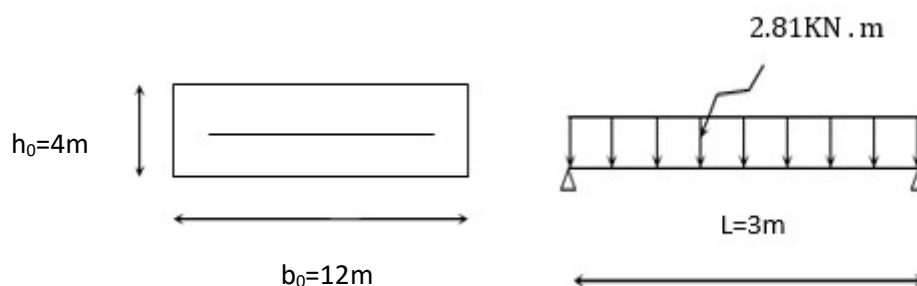


Figure III.9: schéma statique de la poutrelle.

Avec : L : longueur de la plus grande portée libre dans le sens des poutrelles.

- ❖ Le moment max en travée :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3)^2}{8} = 2.81 \text{ kN.m}$$

❖ L'effort tranchant max :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3}{2} = 3.75 \text{ kN}$$

❖ Calcul d'armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec : $b = 12 \text{ cm}$.

$h = 4 \text{ cm}$.

$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$. (d : hauteur utile et c : l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$).

$$\rightarrow \mu = \frac{2.81 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2}$$

Donc :

$$\mu = 4.12$$

$\mu = 4.12 > \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

Comme la section de la poutre est faible (12×4) cm^2 , il est impossible de placé les armatures de compression et de traction, alors il faut prévoir des étais intermédiaires pour aide la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression et pour que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires ($A_{sc}=0$).

III .1.2.2. Apres coulage de la dalle de compression

Apres coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremements partiels et les autres comme appuis simples.

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

➤ Evaluation des charges

❖ Charges permanentes

→ Plancher terrasse inaccessible :

$$G_T = 6.96 \times 0.65$$

$$G_T = 4.42 \text{ KN/ml}$$

→ Plancher étage courant :

$$G_C = 5.28 \times 0.65$$

$$G_C = 3.43 \text{ KN/ml}$$

❖ Charges d'exploitation

○ Plancher terrasse inaccessible :

$$Q_T = 1.5 \times 0.65$$

$$Q_T = 0.98 \text{ KN/ml}$$

○ Plancher étage courant :

$$Q_C = 1.5 \times 0.65$$

$$Q_C = 0.98 \text{ KN/ml}$$

➤ Combinaison d'actions

Plancher terrasse inaccessible :

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$
 $q_u = 7.44 \text{ KN/ml.}$
- ELS : $q_s = G + Q$
 $q_s = 4.41 \text{ KN/ml.}$

Plancher étage courant :

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$
 $q_u = 6.1 \text{ KN/ml.}$
- ELS : $q_s = G + Q$
 $q_s = 4.41 \text{ KN/ml.}$

Donc :

L'étude se fera suivant le cas le plus défavorable (Poutrelles du plancher courant) et la section d'armatures obtenue sera généralisée pour toutes les autres poutrelles.

III.2.3. Choix de la méthode de calcul

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

- ❖ La méthode forfaitaire.
- ❖ La méthode des trois moments.
- ❖ La méthode de Caquot.

Chaque méthode choisit doit être satisfaire certaines vérifications.

○ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- 1) La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/M^2 .

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

- Plancher étage courant

$$Q \leq \max\{2G ; 5\text{KN/m}^2\}$$
$$Q = 0.98 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 4.42 ; 5\text{KN/m}^2\}$$
$$Q = 0.98 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{8.84 ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 0.98 \text{ KN/m}^2 \leq 8.84 \text{ KN/m}^2 .$$

⇒ Condition vérifiée.

- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. Car les travées sont identiques.

⇒Condition vérifiée.

- 3) Le rapport de deux portées successives des différentes travées sont compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\left. \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3}{3} = 1 \right\} \rightarrow \text{C'est le même pour toutes les travées ;}$$

⇒ Condition vérifiée.

- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.
⇒ Condition vérifiée.

Conclusion

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

III.2.4. Principes de la méthode

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis par des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée indépendante, de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

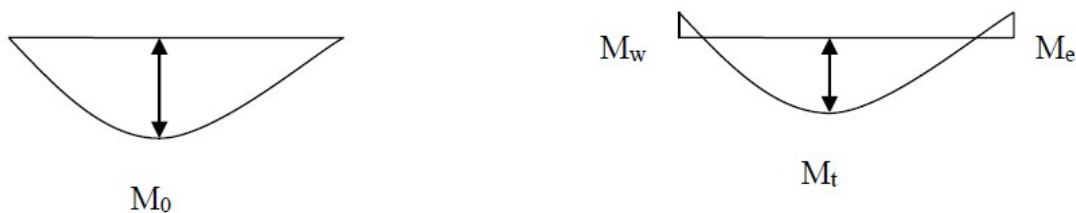


Figure III.10: Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).

III.2.5. Exposé de la méthode

Le rapport (α) des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations en valeur non pondérées :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{Avec : } 0 < \alpha < \frac{2}{3}$$

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée l que la travée considérée est soumise aux mêmes charges.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

M_w : La valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

M_e : La valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- $M_t \geq \max\{1.05 M_0; (1 + 0.3 \alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ Dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ Dans une travée de rive.

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

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

Effort tranchant :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Avec :

- l : Longueur de la travée considérée.
- $\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique.
- M_i et M_{i+1} : sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébriques.

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

➤ **Application de la méthode**

- Calcul du rapport de charge α

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.98}{0.98 + 3.43} = \quad \text{Avec :} \quad 0 < \alpha = 0.222 < \frac{2}{3}$$

α	$1+0.3\alpha$	$\frac{1 + 0.3\alpha}{2}$	$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}$
0.222	1.066	0.533	0.633

III.2.6. Calcul a l'ELU

- Cas 1 : poutrelles à 8 travées

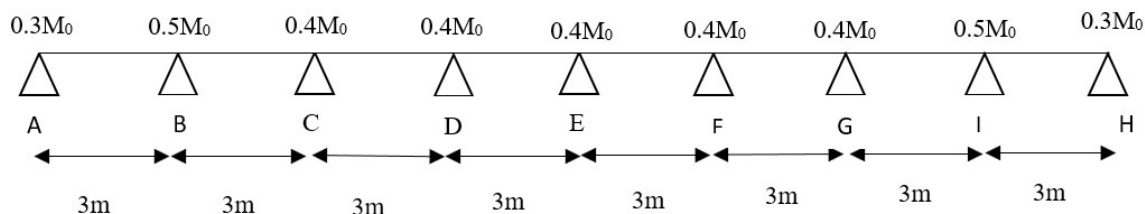


Figure III.11: schéma des moments isostatique de la poutrelle à 8 travées.

❖ Calcul des moments fléchissant

- Calcul de moment isostatique

$$M_0 = M_{01} = M_{02} = M_{03} = M_{04} = M_{05} = M_{06} = M_{07} = M_{08}$$

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{7.44 \times 3^2}{8}$$

$$M_0 = 8.37 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = M_H = 0,3 M_0 = 2.51 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_I = 0,5 M_0 = 4.18 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = M_E = M_F = M_G = 0,4 M_0 = 3.35 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments en travées

- Les travées de rives

★ Travée AB

$$M_{tAB} \geq \max\{1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$\rightarrow 1 + 0.3\alpha = 1.066 > 1,05$$

$$M_{tAB} \geq \{1.066 M_0\} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \{1.066 \times 8.37\} - \frac{2.51 + 4.18}{2}$$

$$M_{tAB} = 5.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{tAB} \geq 0.633 \times 8.37$$

$$M_{tAB} = 5.27 \text{ KN.m}$$

⇒ On prend : $M_{tAB} = 5.57 \text{ KN.m}$

★ Travée HI

$$✓ M_{tAB} = M_{tHI} = 5.57 \text{ KN.m}$$

- Les travées intermédiaires

Travée BC et GH

$$M_{tBC} \geq \max\{1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$\rightarrow 1 + 0.3\alpha = 1.066 < 1,05$$

$$M_{tBC} \geq \{1.066 M_0\} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \{1.066 \times 8.37\} - \frac{4.18 + 3.35}{2}$$

$$M_{tBC} = 5.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{tBC} \geq 0.533 \times 8.37$$

$$M_{tBC} = 4.46 \text{ KN.m}$$

⇒ On prend : $M_{tBC} = 5.15 \text{ KN.m}$

$$✓ M_{tBC} = M_{tGH} = 5.15 \text{ KN.m}$$

★ Travée CD, DE, EF et FG

$$M_{tCD} \geq \max\{1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$\rightarrow 1 + 0.3\alpha = 1.066 < 1,05$$

$$M_{tCD} \geq \{1.066 M_0\} - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \{1.066 \times 8.37\} - \frac{3.35 + 3.35}{2}$$

$$M_{tCD} = 5.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{tCD} \geq 0.533 \times 8.37$$

$$M_{tCD} = 4.46 \text{ KN.m}$$

⇒ On prend : $M_{tCD} = 5.57 \text{ KN.m}$

$$✓ M_{tCD} = M_{tDE} = M_{tEF} = M_{tFG} = 5.57 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des efforts tranchants

★ Travée AB

$$T_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{8.37 \times 3}{2} + \frac{4.18 - 2.51}{3}$$
$$T_A = 13.11 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -\frac{8.37 \times 3}{2} + \frac{4.18 - 2.51}{3}$$
$$T_B = -11.99 \text{ KN}$$

★ Travée BC

$$T_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{8.37 \times 3}{2} + \frac{3.35 - 4.18}{3}$$
$$T_B = 12.27 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -\frac{8.37 \times 3}{2} + \frac{3.35 - 4.18}{3}$$
$$T_C = -12.83 \text{ KN}$$

★ Travée CD

$$T_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = \frac{8.37 \times 3}{2} + \frac{3.35 - 3.35}{3}$$
$$T_C = 12.55 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -\frac{8.37 \times 3}{2} + \frac{3.35 - 3.35}{3}$$
$$T_D = -12.55 \text{ KN}$$

★ Travée DE

$$T_D = \frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = \frac{8.37 \times 3}{2} + \frac{3.35 - 3.35}{3}$$
$$T_D = 12.55 \text{ KN}$$

$$T_E = -\frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = -\frac{8.37 \times 3}{2} + \frac{3.35 - 3.35}{3}$$
$$T_E = -12.55 \text{ KN}$$

★ Travée EF

$$T_E = \frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = \frac{8.37 \times 3}{2} + \frac{3.35 - 3.35}{3}$$
$$T_E = 12.55 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = -\frac{8.37 \times 3}{2} + \frac{3.35 - 3.35}{3}$$
$$T_D = -12.55 \text{ KN}$$

★ Travée FG

$$T_F = \frac{q_u l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = \frac{8.37 \times 3}{2} + \frac{3.35 - 3.35}{3}$$
$$T_F = 12.55 \text{ KN}$$

$$T_G = -\frac{q_u l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = -\frac{8.37 \times 3}{2} + \frac{3.35 - 3.35}{3}$$
$$T_G = -12.55 \text{ KN}$$

★ Travée GH

$$T_G = \frac{q_u l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{GH}} = \frac{8.37 \times 3}{2} + \frac{4.18 - 3.35}{3}$$
$$T_G = 12.83 \text{ KN}$$

$$T_H = -\frac{q_u l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{GH}} = -\frac{8.37 \times 3}{2} + \frac{4.18 - 3.35}{3}$$
$$T_H = -12.27 \text{ KN}$$

★ Travée HI

$$T_H = \frac{q_u l_{HI}}{2} + \frac{M_I - M_H}{l_{HI}} = \frac{8.37 \times 3}{2} + \frac{2.51 - 4.18}{3}$$
$$T_H = 11.99 \text{ KN}$$

$$T_I = -\frac{q_u l_{HI}}{2} + \frac{M_I - M_H}{l_{HI}} = -\frac{8.37 \times 3}{2} + \frac{2.51 - 4.18}{3}$$
$$T_I = -13.11 \text{ KN}$$

❖ Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants

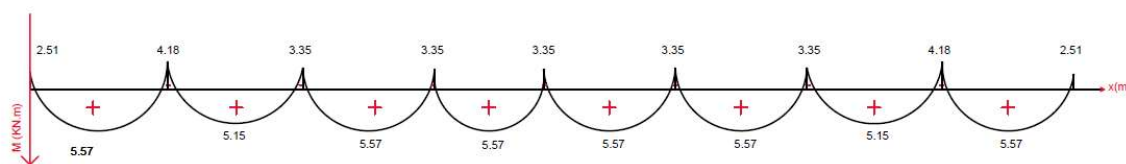


Figure III.12: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle à 8 travées.

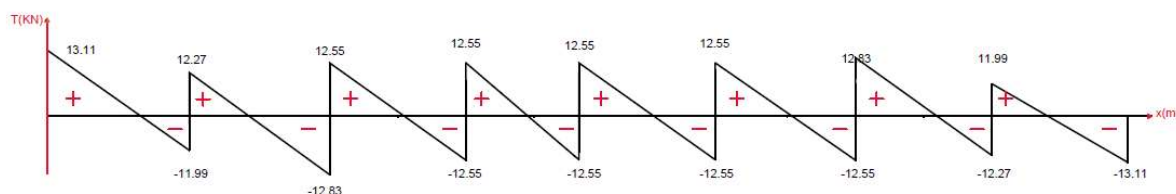


Figure III.13: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle à 8 travées.

Conclusion

Moment max en travée : $M_{t \max} = 5.57 \text{ KN.m}$

Moment max en appuis : $M_{a \max} = 4.18 \text{ KN.m}$

Effort tranchant max : $T_{u \max} = 13.11 \text{ KN}$

- Cas 2 : poutrelles à 2 travées

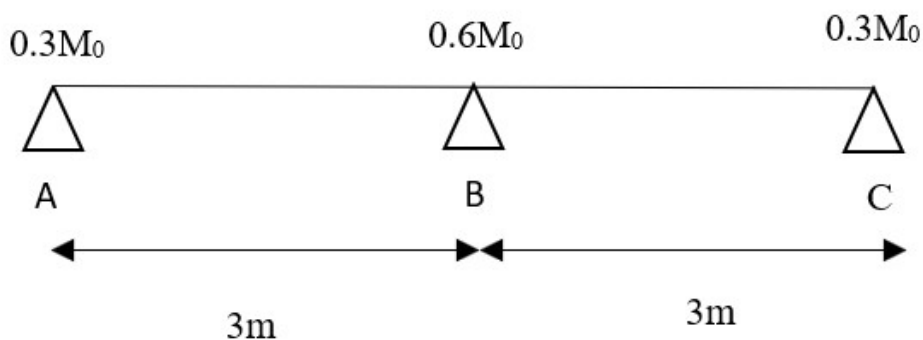


Figure III.14: schéma des moments isostatique de la poutrelle à 2 travées.

❖ Calcul des moments fléchissant

- Calcul de moment isostatique

$$M_0 = M_{01} = M_{02}$$

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{7.44 \times 3^2}{8}$$

$$M_0 = 8.37 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = M_C = 0,3 M_0 = 2.51 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6M_0 = 5.02 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments en travées
 - Les travées de rives

★ Travée AB

$$M_{tAB} \geq \max\{1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$
$$\rightarrow 1+0.3\alpha = 1.066 > 1,05$$

$$M_{tAB} \geq \{1.066M_0\} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \{1.066 \times 8.37\} - \frac{2.51 + 5.02}{2}$$

$$M_{tAB} = 5.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{tAB} \geq 0.633 \times 8.37$$

$$M_{tAB} = 5.3 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{On prend : } M_{tAB} = 5.3 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$\checkmark M_{tAB} = M_{tBC} = 5.3 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des efforts tranchants

★ Travée AB

$$T_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{8.37 \times 3}{2} + \frac{5.02 - 2.51}{3}$$
$$T_A = 13.4 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -\frac{8.37 \times 3}{2} + \frac{5.02 - 2.51}{3}$$
$$T_B = -11.72 \text{ KN}$$

★ Travée BC

$$T_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{8.37 \times 3}{2} + \frac{2.51 - 5.02}{3}$$

$$T_B = 11.72 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -\frac{8.37 \times 3}{2} + \frac{2.51 - 5.02}{3}$$

$$T_C = -13.4 \text{ KN}$$

❖ Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants

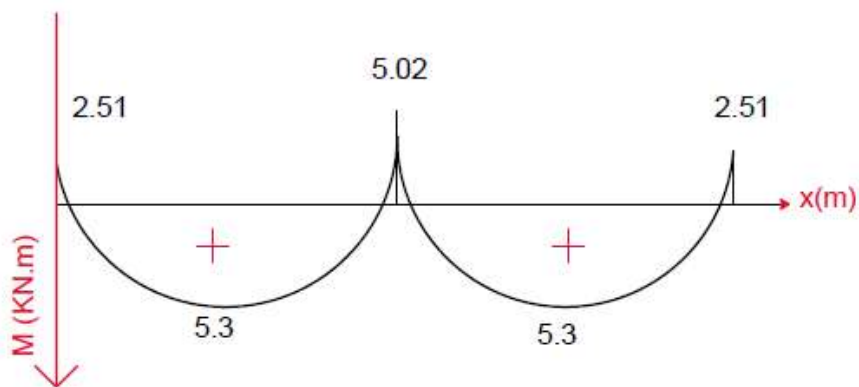


Figure III.15: diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle à 2 travées.

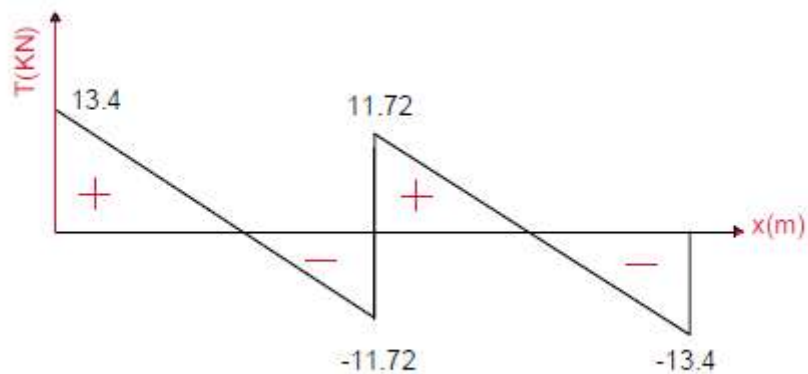


Figure III.16 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle à 2 travées.

Conclusion

Moment max en travée : $M_{t\max} = 5.3 \text{ KN.m}$

Moment max en appuis : $M_{a\max} = 5.02 \text{ KN.m}$

Effort tranchant max : $T_{u\max} = 13.4 \text{ KN}$

Calcul des armatures à ELU :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_{\max}^t = 4.57 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{\max}^a = 4.12 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes :

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

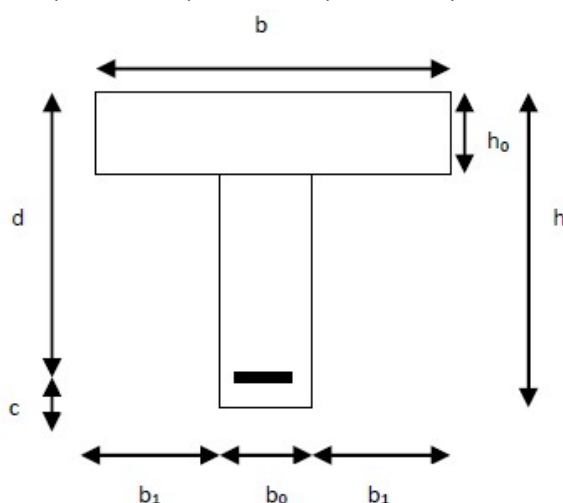


Figure III.17: Dimension de la poutrelle.

➤ **Armature longitudinale :**

❖ **En travée**

Le moment maximal en travée : $M_{\max}^t = 5.57 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{\max}^t < M_0 \rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc elle sera comprimée la section sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$ et de hauteur $h = 20\text{cm}$.

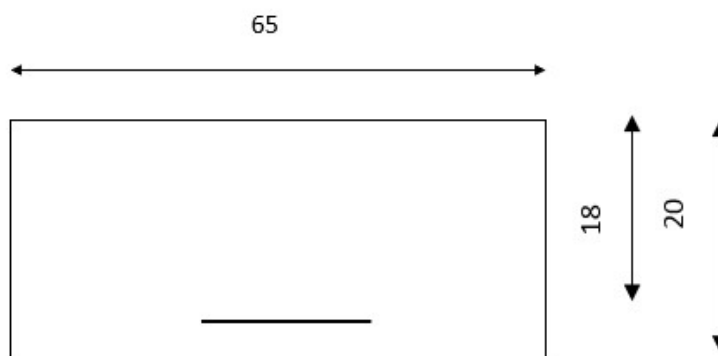


Figure III.18 : section rectangulaire de (20x 65) cm².

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{5.57 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.018$$

Donc : $\mu = 0.018 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA) donc $A_s' = 0$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante : $\mu = 0.015 \rightarrow \beta = 0.991$

$$A_t = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{5.57 \times 10^6}{0.991 \times 180 \times 348} = 0.89 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

❖ **Aux appuis**

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire.

Le moment max aux appuis : $M_{\max}^a = 4.18 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{4.18 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.075$$

Donc : $\mu = 0.075 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA) donc $A_s' = 0$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante : $\mu = 0.074 \rightarrow \beta = 0.960$

$$A_t = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{4.18 \times 10^6}{0.962 \times 180 \times 348} = 0.69 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$

Conclusion

- En travée : $3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$
- Aux appuis : $2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

➤ Armature transversale :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art A.7.2.12BAEL91) :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_1; \frac{b_0}{10} \right\}$$

Avec :

- \emptyset_t : diamètre des armatures transversal.
- \emptyset_1 : diamètre des armatures longitudinal.

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 1.4; \frac{12}{10} \right\} = \min \{0.57; 1.4; 1.2\} = 0.57 \text{ cm}$$

On prend : $\emptyset_t = 0.8 \text{ cm}$

Donc : On choisit un cadre HA8 avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$

➤ Espacement entre les cadres :

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{0.9 \times 18; 40 \text{ cm}\} = \min \{16.2; 40 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

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

- ✓ La section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91 modifié 99] :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} > 0.4 \text{ MPa}$$

Avec : $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\frac{0.57 \times 400}{12 \times 15} > 0.4 \text{ MPa}$$

$$1.27 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Conclusion

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers de $\emptyset_t = 8$ mm, avec un espacement constant de $S_t = 15$ cm sur la totalité des poutrelles.

III.2.7. Vérification a l'ELU

III.2.7.1. Condition de non fragilité (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99)

$$A_{\text{adopte}} \geq A_{\text{min}}$$
$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1$ MPa

❖ En travée

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_t = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ Aux appuis

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

III.2.7.2. Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99)

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

$$\rightarrow \tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b_0 \times d}$$

Avec : T_{max} : effort tranchant ($T_{\text{max}} = 13.4$ KN).

$$\tau_u = \frac{13.4 \times 10^3}{120 \times 180}$$
$$\tau_u = 0.62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissurations peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.7.3. Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313/BAEL 91 modifié 99)

On doit vérifier :

$$\frac{2T_{max}}{b \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

T_{max} : Effort tranchant.

$$\frac{2 \times 13.4 \times 10^3}{680 \times 0.9 \times 180} = 0.12 \text{ MPa} \leq 0.8 \frac{25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée.

III.2.7.4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA)

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

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

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times \pi \times 10 = 94.2 \text{ mm}, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{13.4 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.87 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.87 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc : Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

III.2.7.5. Ancrage des barres (Art A.6.1, 23. BAEL91/modifiée 99)

Longueur de scellement (L_s) droit est donnée par :

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

D'où :

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

Les règles de BAEL 91 [Art. A.6.1] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 35,21 = 17,6\text{cm}$$

On prend : $L_c = 20\text{cm}$

III.2.8. Calcul à l'ELS

- Cas 1 : poutrelles à 8 travées

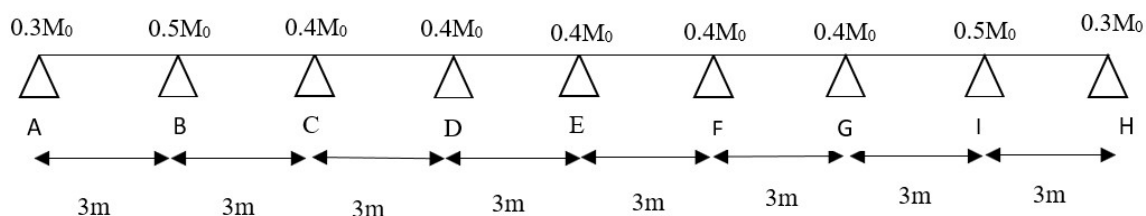


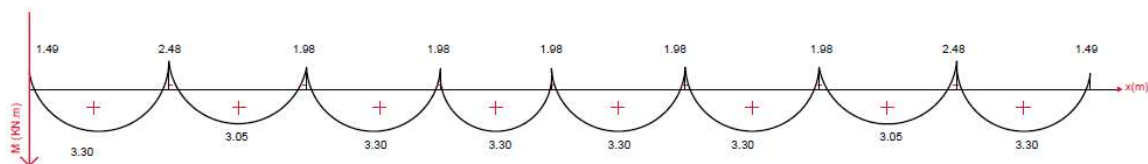
Figure III.19: schéma des moments isostatique de la poutrelle à 8 travées.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchant dans les différentes travées :

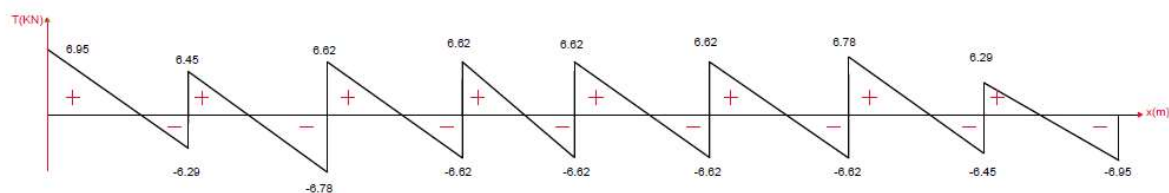
Tableau III.1: Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 1.

Travée	M_0	M_i	M_{i+1}	M_t	T_i	T_{i+1}
AB	4.96	1.49	2.48	3.30	6.95	-6.29
BC		2.48	1.98	3.05	6.45	-6.78
CD		1.98	1.98	3.30	6.62	-6.62
DE		1.98	1.98	3.30	6.62	-6.62
EF		1.98	1.98	3.30	6.62	-6.62
FG		1.98	1.98	3.30	6.62	-6.62
GH		1.98	2.48	3.05	6.78	-6.45
HI		2.48	1.49	3.30	6.29	-6.95

❖ Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants



FigureIII.20 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la poutrelle à 8 travées.



FigureIII.21 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle à 8 travées.

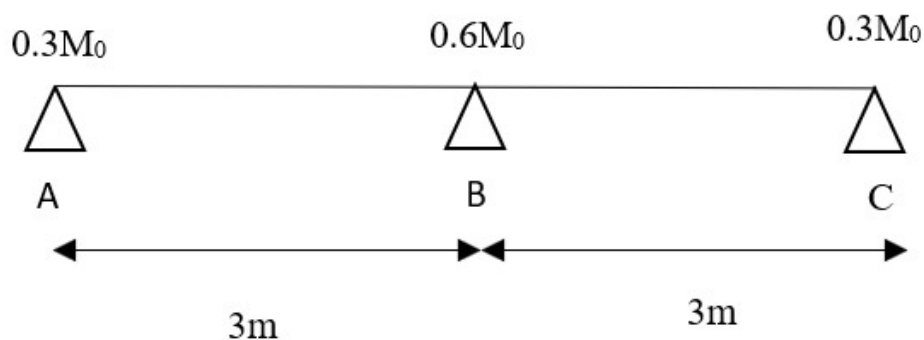
Conclusion

Moment max en travée : $M_{t \max} = 3.30 \text{ KN.m}$

Moment max en appui : $M_{a \max} = 2.48 \text{ KN.m}$

Effort tranchant max : $T_{u \max} = 6.95 \text{ KN}$

Cas 2 : poutrelles à 2 travées :



FigureIII.22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle à 8 travées.

Tableau III.2 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 2.

Travée	M_0	M_i	M_{i+1}	M_t	T_i	T_{i+1}
AB	4.96	1.49	2.98	3.14	7.11	-6.12
BC		2.98	1.49	3.14	6.12	-7.11

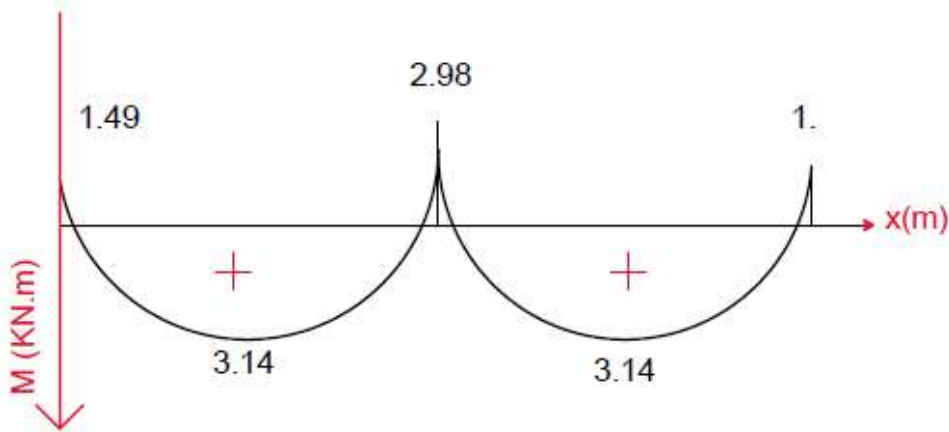


Figure III.23 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la poutrelle à 2 travées.

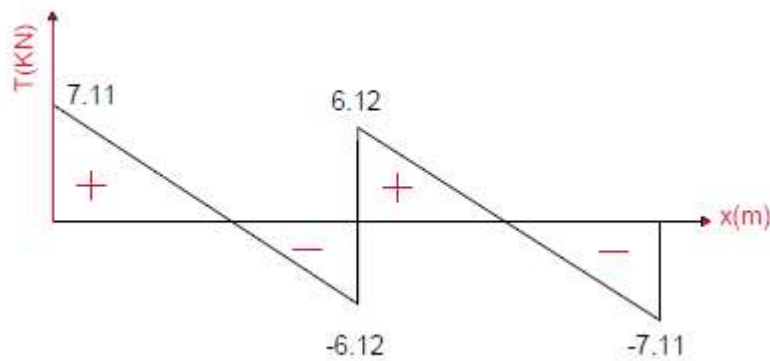


Figure III.24 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la poutrelle à 2 travées.

Conclusion

Moment max en travée : $M_{t \max} = 3.14 \text{ KN.m}$
 Moment max en appuis : $M_{a \max} = 2.98 \text{ KN.m}$
 Effort tranchant max : $T_{u \max} = 7.11 \text{ KN}$

III.2.8. Vérification a l'ELS

III.2.8.1. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99)

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

III.2.8.2. Vérification de la résistance à la compression du béton (ART. A.4.5.2 BAEL91/ modifiée 99)

❖ En travée

$$\begin{aligned} \sigma_{bc} &\leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_b &\leq \bar{\sigma}_b \end{aligned}$$

$$\text{Avec} \begin{cases} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \end{cases}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.36}{65 \times 18} = 0.199$$

Pour: $\rho = 0.199 \rightarrow \beta = 0.928; K = 54.44$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{st} &= \frac{Ms}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{3.3 \times 10^3}{0.928 \times 18 \times 2.36} = 83.71 \text{ MPa} \\ \sigma_b &= \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{83.71}{54.44} = 1.55 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b &= 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right.$$

$\sigma_b = 1.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

❖ Aux appuis

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

$$\text{Avec} \begin{cases} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \end{cases}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726$$

Pour: $\rho = 0.726 \rightarrow K = 25.65; \beta = 0.877$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{2.48 \times 10^3}{0.877 \times 18 \times 1.57} = 100.06 \text{ MPa} \\ \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{100.06}{25.65} = 3.90 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_b = 3.90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.2.8.3. Vérification de la flèche (Art B.6.8,424 BAEL91 modifiée 99)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$
- 2) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$
- 3) $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e}$

Avec :

- h : hauteur totale. (h = 20 cm)
- l : portée entre nue d'appuis. (l = 300)
- M_t : moment max en travée.
- M_0 : moment max de la travée isostatique.
- A_t : section des armatures.
- b_0 : largeur de la nervure.
- d : hauteur utile de la section droite.

- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{300} = 0.066 > \frac{1}{22.5} = 0.044$ Condition vérifiée.
- 2) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{20}{300} = 0.066 > \frac{3.30}{15 \times 4.96} = 0.044$ Condition vérifiée.
- 3) $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.007 < \frac{3.6}{400} = 0.009$ Condition vérifiée.

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

Résumé

Après avoir effectué les calculs pour les différents éléments et vérifié les conditions selon les règlements en vigueur BAEL 91, on adopte les armatures finales suivantes :

- Aux appuis : 2HA10 = 1.57 cm²
- Aux travées : 3HA10 = 2.36 cm²
- Etriers : $\phi 8$

III.3. Les balcons

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Il est réalisé en dalle pleine avec un garde-corps en brique pleine de hauteur $h=1\text{m}$, soumise à des charges permanentes dues à son poids propre (G).

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m , dont la section est assimilée à la flexion simple.

Le balcon est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

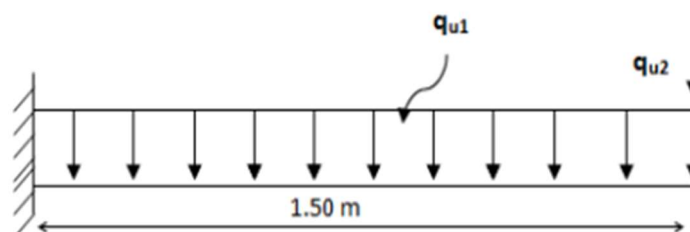


Figure III.25 : Schéma statique du balcon.

q_{u1} : charges et surcharges verticales revenant au balcon.

q_{u2} : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuses de 10cm d'épaisseur.

III.3.1. Dimensionnement

-Largeur $L=150\text{ cm}$

-Épaisseur $e_p=15\text{ cm}$

-Un garde-corps de hauteur $h=100\text{ cm}$.

III.3.2. Détermination des charges et surcharges

➤ Charges permanentes

Tableau III.1 : charge permanente du balcon.

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	G (KN/m^2)
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G total				5.33

Tableau III.2 : charge concentrée sur le balcon.

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Brique	/	/	1
2	Enduit ciment	0.02×2	15	0.6
G total				1.72

➤ Charges d'exploitations :

- Balcon : $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$

III.3.3. Combinaisons de charges

➤ A l'ELU : $1.35G+1.5Q$

★ Dalle : $q_{u1}=1.35G+1.5Q$

$$q_{u1}=(1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 3.5) \times 1 \text{ ml} = 12.45 \text{ KN/ml}$$

★ Garde-corps : $q_{u2}=1.35G$

$$q_{u2}=(1.35 \times 1.72) \times 1 \text{ ml} = 2.32 \text{ KN/ml}$$

➤ A l'ELS : $G+Q$

★ Dalle : $q_{s1}=G+Q$

$$q_{s1}=(5.33 + 3.5) \times 1 \text{ ml} = 8.83 \text{ KN/ml}$$

★ Garde-corps : $q_{s2}=G$

$$q_{s2}=1.72 \times 1 \text{ ml} = 1.72 \text{ KN/ml}$$

III.3.4. Calcul des efforts

➤ Les moments

🚧 A l'ELU

$$M_u = \frac{q_{u1} \times L^2}{2} + q_{u2} \times L$$

$$M_u = \frac{12.45 \times 1.5^2}{2} + 2.32 \times 1.5 = 17.49 \text{ KN.m}$$

✚ A l'ELS

$$M_s = \frac{q_{s1} \times L^2}{2} + q_{s2} \times L$$

$$M_s = \frac{8.83 \times 1.5^2}{2} + 1.72 \times 1.5 = 12.51 \text{ KN.m}$$

➤ Les efforts tranchants

✚ A l'ELU

$$V_u = q_{u1} \times L + q_{u2}$$

$$V_u = 12.45 \times 1.5 + 2.32 = 21 \text{ KN}$$

✚ A l'ELS

$$V_s = q_{s1} \times L + q_{s2}$$

$$V_s = 8.83 \times 1.5 + 1.72 = 14.97 \text{ KN}$$

III.3.5. Ferrailage a l'ELU

➤ Armatures principales

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec

$$M_t = 17.79 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 15 - 3 = 28 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{17.79 \times 10^8}{100 \times 28^2 \times 14.2} = 0.087$$

$$\mu_u = 0.087 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$).

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.087 \rightarrow \beta = 0.954$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

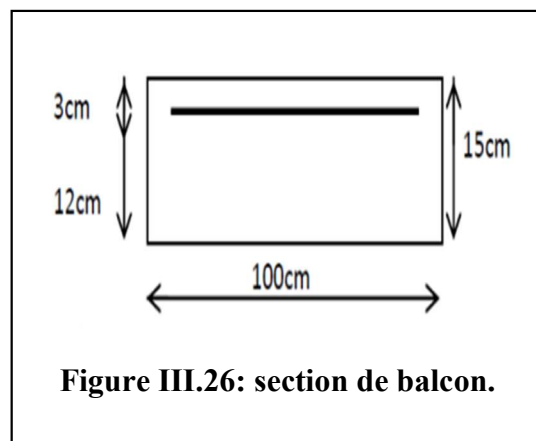


Figure III.26: section de balcon.

Avec

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

$$A = \frac{17.49 \times 10^3}{0.954 \times 12 \times 348} = 4.39 \text{ cm}^2$$

On adopte pour $A_{\text{adopte}} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_{\text{adopte}}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte pour $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$, avec un espacement $s_t=25\text{cm}$.

III.3.6. Vérification à l'ELU

III.3.6.1. Condition de non fragilité (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_t}{f_e}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_t = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopte}} = 5.65 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.3.6.2. Vérification de l'écartement des barres

- Pour les armatures principales : $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{30\text{cm} ; 33\text{cm}\}$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Pour les armatures de répartitions : $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{40\text{cm} ; 45\text{cm}\}$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.3.6.3. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées 99)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_t = 1.5 \times 1.2 = 3.15 \text{ MPa} \\ \Sigma_{ui} = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 1.4 = 17.584 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{21 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 175.84} = 1.11 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se}=1.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}=3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{conditio vérifiée}$$

III.3.6.4. Vérification au cisaillement

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b.d} \\ \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{21 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.175 \text{ MPa}$$

$$\tau_u=0.175 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u=2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement, d'où les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.6.5. Ancrage des barres (Art A.6.1, 23. BAEL91/modifiée 99)

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Avec } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.8 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.8} = 50 \text{ cm}$$

$$L_C = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

III.3.7. Vérification à l'ELS

III.3.7.1. Vérification de la contrainte dans le béton

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \end{cases}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6.16}{100 \times 12} = 0.513$$

$$\text{Pour: } \rho = 0.513 \rightarrow K = 31.30; \beta = 0.892$$

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{12.51 \times 10^3}{0.892 \times 12 \times 6.16} = 189.73 \text{ MPa} \\ \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{189.73}{31.30} = 6.06 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_b = 6.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.3.7.2. Vérification de la contrainte dans l'acier

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

La fissuration est préjudiciable donc : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{t28} \right\}$

Avec : $\eta=1.6$ (coefficient de fissuration des barres HA) ; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 189.73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.3.7.3. Vérification de la flèche

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

- 4) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- 5) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- 6) $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

- h : hauteur totale. (h = 15 cm)
- l : portée entre nœuds d'appuis. (l = 150 cm)
- M_t : moment max en travée.
- M_0 : moment max de la travée isostatique.
- A_t : section des armatures.
- b : largeur de la nervure.
- d : hauteur utile de la section droite.

- 1) $\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{condition vérifiée}$
- 2) $\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{12.51}{10 \times 12.51} = 0.01 \rightarrow \text{condition vérifiée}$
- 3) $\frac{A}{b \times d} = \frac{6.16}{100 \times 12} = 0.00153 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{condition vérifiée}$

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

Conclusion

Le ferrailage retenu pour les balcons est le suivant :

-Armatures principales : $A_{\text{adopte}} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec $S_t=20 \text{ cm}$.

-Armatures de répartitions : $A_r = 4\text{HA} 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t=25 \text{ cm}$.

III.4. Calcul de la salle machine

L'ascenseur est un appareil de levage vertical assurant le déplacement des personnes vers les différents étages, il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

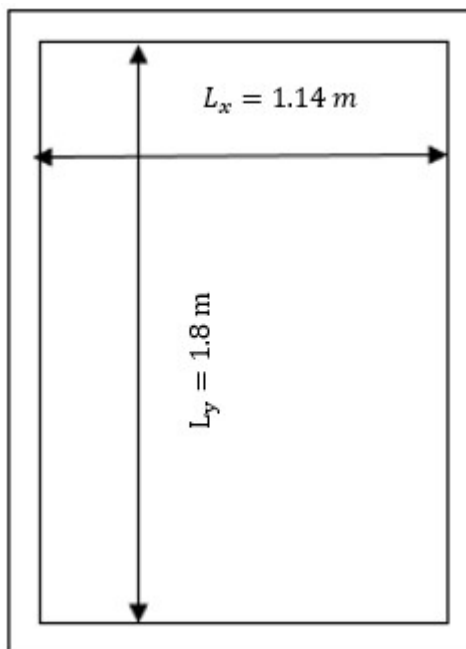
Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur.

Notre bâtiment comporte deux cages d'ascenseurs de caractéristiques identiques, de vitesse d'entraînement ($v=1\text{m/s}$), la surface de la cabine est de $(1.14 \times 1.80) \text{ m}^2$.

La charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 10 tonnes.

III.4.1. Pré dimensionnement de la dalle

La dalle est soumise à une charge localisée, son calcul s'effectue avec les abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments engendrés par ces charges dans les deux directions.



$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.14}{1.8} = 0.6$$

$$0.4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.6 \leq 1 \rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

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

$$h_0 \geq \frac{L_x}{30} \Rightarrow h_0 \geq \frac{114}{30} \Rightarrow h_0 \geq 3.8 \text{ cm}$$

Et $L_y \rightarrow h_0 \geq 3.8 \text{ cm}$

h_0 : Épaisseur d'une dalle pleine.

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_0 \geq 12\text{cm}$

Donc : on opte une hauteur $h_0 = 15\text{cm}$.

Calcul de U et V

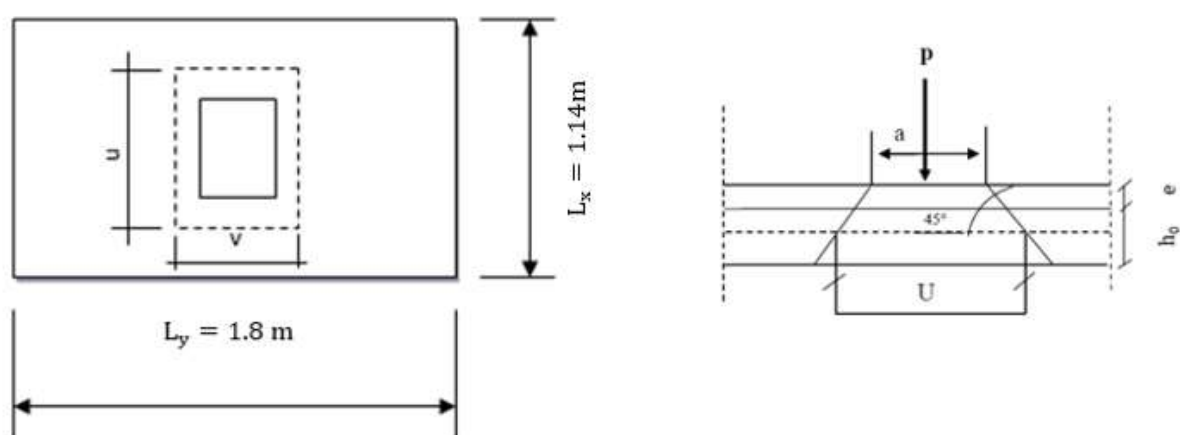


Figure III.27 : schéma statique de la salle machine.

On a :

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

Avec :

- U, V : représente les côtes du rectangle sur lequel s'applique la charge (P) compte tenu de la diffusion à 45 ° dans le revêtement et le béton.
- Épaisseur de la dalle ($h_0 = 15\text{cm}$).
- Épaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$).
- $U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$ (coté du rectangle dans lequel la charge q est concentré).

D'où :

$$\begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm} \end{cases}$$

III.4.2. Calcul des moments a l'ELU

- Calcul des moments au centre du panneau

Ils sont donnés par la formule :

$$\begin{cases} M_x = P(M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P(\nu M_1 + M_2) \end{cases}$$

$$\nu : \text{coefficient de poisson} \rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

A l'ELU : $\nu = 0$

M_1 et M_2 : sont des coefficients à déterminer à partir des abaques de Pigeaud suivant le rapport $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.05}{1.14} = 0.9 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1.05}{1.8} = 0.5$$

Les valeurs de M_1 et M_2 sont données dans le tableau de Pigeaud relatif à : $\rho = 0.5$.

$$\left. \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.6 \\ \frac{U}{L_x} = 0.9 \\ \frac{V}{L_y} = 0.5 \end{array} \right\} \Rightarrow M_1 = 0.083 \text{ et } M_2 = 0.026$$

On a : $P = 10t = 100\text{KN}$

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 100 = 135\text{KN}$$

$$\begin{aligned} M_{x1} &= P(M_1 + \nu M_2) = PM_1 = 135 \times 0.083 = 11.21 \text{ KN.m} \\ M_{y1} &= P(\nu M_1 + M_2) = PM_2 = 135 \times 0.026 = 3.51 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- Calcul des moments dus au poids propre de la dalle

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

- Calcul de M_{x2} et M_{y2}

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_y \end{cases}$$

A partir de l'abaque de Pigeaud

$$\rho = 0.6 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0812 \\ \mu_y = 0.305 \end{cases}$$

- Poids propre de la dalle

$$G_d = \gamma_b \times h_0 = 25 \times 0.15 = 3.75\text{KN/m}^2$$

- La surcharge d'exploitation :

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

⇒ Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.5625 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0812 \times 6.5625 \times (1.14)^2 = 0.69 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.305 \times 0.69 = 0.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

○ Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.21 + 0.69 = 11.9 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.51 + 0.21 = 3.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

○ Les moments fléchissant

Les moments calculés seront affectés par le coefficient (0.85) en travée et (-0.3) aux appuis.

➤ En travée

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85M_x = 0.85 \times 11.9 = 10.12 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85M_y = 0.85 \times 3.72 = 3.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Aux appuis

$$\begin{cases} M_x^a = -0.3M_x = -0.3 \times 11.9 = -3.57 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.3M_y = -0.3 \times 3.72 = -1.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Diagramme des moments

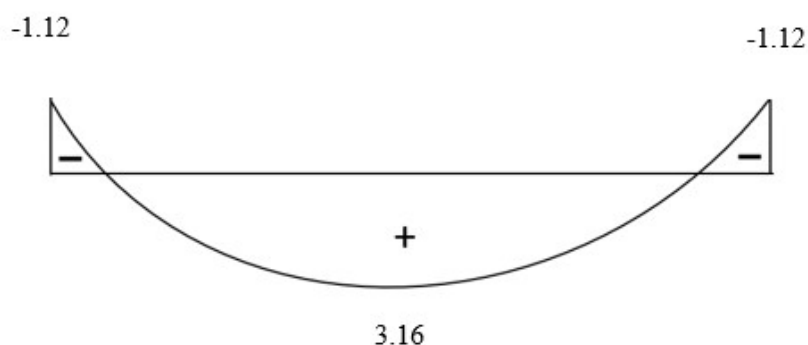


Figure III.28 : Diagramme des moments corrigés sens y-y.

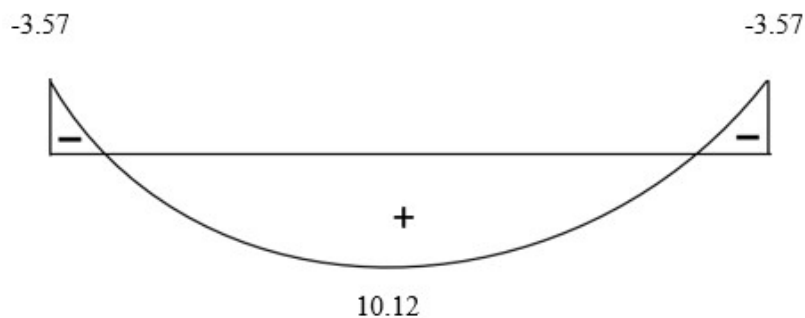


Figure III.29 : Diagramme des moments corrigés sens x-x.

III.4.3. Ferrailage de la dalle

Etude d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$.

★ **Dans le sens de la petite portée (x-x)**

• **En travée**

$$M_u = 10.12 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{10.12 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.042$$

$\mu = 0.042 < \mu_1 = 0.392 \quad \rightarrow \quad$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.042 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.979$

$$A_{st} = \frac{10.12 \times 10^3}{0.984 \times 13 \times 348} = 2.27 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Aux appuis**

$$M_u = 3.57 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{3.57 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014$$

$\mu = 0.014 < \mu_1 = 0.392 \quad \rightarrow \quad$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant. $\mu = 0.014 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.993$

$$A_{st} = \frac{3.57 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.59 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

★ **Dans le sens de la grande portée (y-y)**

• **En travée**

$$M_u = 3.16 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{3.16 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.013$$

$\mu = 0.013 < \mu_1 = 0.392 \quad \rightarrow \quad$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.013 \rightarrow \beta = 0.993$

$$A_{st} = \frac{3.16 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.70 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement : S_t = 25cm

- **Aux appuis**

$$M_u = 1.12 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1.12 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.004$$

$\mu = 0.004 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant. $\mu = 0.004 \rightarrow \beta = 0.998$

$$A_{st} = \frac{1.12 \times 10^3}{0.998 \times 13 \times 348} = 0.24 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01cm² avec un espacement : S_t = 25cm

III.4.4. Vérification à L'ELU

III.4.4.1. Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99)

- Armatures inférieures (suivant X-X)

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow A_{\min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$

Avec : $\omega_0 = 0.0008$ pour fe 400

ω_x : Taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

A_{\min} : section minimale d'armatures.

$$A_{\min}^x \geq 0.0008 \times \frac{3 - 0.5}{2} \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$A_{tx} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}^x = 1.5 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- Armatures supérieures (suivant Y - Y)

$$\omega_y = \frac{A_{\min}^y}{b h} \geq \omega_0 = 0.0008 \Rightarrow A_{\min}^y \geq \omega_0 \times b \times h$$

$$A_{\min}^y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

ω_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{ty} = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

III.4.4.2. Diamètre des barres

$$\text{On doit vérifier que } \emptyset \leq \emptyset_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Avec :

\emptyset : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\emptyset = 8 \text{ mm} < \emptyset_{\max} = 15 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 10 \text{ mm} < \emptyset_{\max} = 15 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.4.4.3. Espacement des barres

- Armatures suivant x-x

$$S_{t\max} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures suivant y-y

$$S_{t\max} = 20 < \text{Min} \{4 h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.4.4. Poinçonnement (Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99)

Les armatures transversales se sont pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée :

$$P < Q = 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m.}$$

$$Q = 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

$$P = 135 \text{ KN}$$

$$P = 135 \text{ KN} < Q = 472.5 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : les armatures transversales sont inutiles.

III.4.4.5. Vérification de la contrainte tangentielle

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

- Au milieu de U

$$T_u = \frac{P}{2U+V} \quad \text{Avec : } p = 1.35 G = 1.35 \times 100 = 135 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{135}{2 \times 1.05 + 1.05} = 42.85 \text{ KN}$$

- Au milieu de V

$$T_u = \frac{P}{3V}$$

$$T_u = \frac{135}{3 \times 1.05} = 42.85 \text{ KN}$$

D'où:

$$\tau_u = \frac{42.85 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.5. Calcul a l'ELS

III.4.5.1. Calcul des moments

- Moment engendré par le système de levage

$$\begin{cases} M_x = P_s (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P_s (\nu M_1 + M_2) \end{cases}$$

Avec : $P_s = 100 \text{ KN}$; $\nu = 0.2$

$$M_x = 100 \times (0.088 + 0.2 \times 0.034) = 9.48 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 100 \times (0.2 \times 0.088 + 0.034) = 5.16 \text{ KN.m}$$

- Le moment engendré par le poids propre de la dalle

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

- Calcul de M_{x2} et M_{y2}

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_y \end{cases}$$

A partir de l'abaque de Pigeaud

$$\rho = 0.5 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0946 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases} \rightarrow \text{Combinaison de charge}$$

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0946 \times 4.75 \times (1.14)^2 = 0.58 \text{KN.m} \\ M_{y2} = 0.25 \times 0.58 = 0.15 \text{KN.m} \end{cases}$$

○ **Superposition des moments**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.48 + 0.58 = 10.06 \text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.16 + 0.15 = 5.31 \text{KN.m} \end{cases}$$

○ **Les moments fléchissant**

Les moments calculés seront affectés par le coefficient (0.85) en travée et (-0.3) aux appuis.

➤ En travée

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85M_x = 0.85 \times 10.06 = 8.55 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85M_y = 0.85 \times 5.31 = 4.51 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ Aux appuis

$$\begin{cases} M_x^a = -0.3M_x = -0.3 \times 10.06 = -3.02 \text{KN.m} \\ M_y^a = -0.3M_y = -0.3 \times 5.31 = -1.59 \text{KN.m} \end{cases}$$

III.4.6. Vérification à l'ELS :

III.4.6.1. Etat limite de fissuration

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

III.4.6.2. Vérification de la contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

❖ **Sens x-x**

- En travée

$$M_t = 8.55 \text{KN.m} ; A_{st} = 3.14 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24$$

$$\text{Pour: } \rho = 0.24 \rightarrow K = 48.29 ; \beta = 0.921$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{8.55 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 227.42 \text{MPa} \\ \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{227.67}{48.29} = 4.71 \text{MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_b = 4.71 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Aux appuis

$$M_a = 3.02 \text{ KN.m} ; A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155$$

$$\text{Pour: } \rho = 0.155 \rightarrow K = 61.92 ; \beta = 0.935$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{3.02 \times 10^3}{0.935 \times 13 \times 2.01} = 123.61 \text{ MPa} \\ \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{123.61}{61.92} = 2 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_b = 4.71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Sens y-y

- En travée

$$M_t = 4.51 \text{ KN.m} ; A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.182$$

$$\text{Pour: } \rho = 0.182 \rightarrow K = 56.43 ; \beta = 0.930$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{4.51 \times 10^3}{0.930 \times 13 \times 2.36} = 158.06 \text{ MPa} \\ \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{158.06}{56.43} = 2.8 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_b = 2.8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Aux appuis

$$M_a = 1.59 \text{ KN.m} ; A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1.51}{100 \times 13} = 0.116$$

Pour: $\rho = 0.116 \rightarrow K = 72.72 ; \beta = 0.943$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{1.59 \times 10^3}{0.943 \times 13 \times 1.51} = 85.89 \text{ MPa} \\ \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{85.89}{72.72} = 1.18 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$\sigma_b = 1.18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

Conclusion

Après toutes vérifications, la dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

Sens x-x

- ✓ En travée : 4HA10 ; avec un espacement $s_t = 25 \text{ cm}$.
- ✓ En appui : 4HA8 ; avec un espacement $s_t = 25 \text{ cm}$.

Sens y-y

- ✓ En travée : 4HA10 ; avec un espacement $s_t = 25 \text{ cm}$.
- ✓ En appui : 4HA8 ; avec un espacement $s_t = 25 \text{ cm}$.

III.5. Les escaliers

III.5.1. Calcul de l'escalier Sous- sol

Les deux sous-sols ont la même hauteur et comportent deux volées identiques chacun donc le calcul se fera pour un seul sous-sol et une seule volée

III.5.1.1. Pré- dimensionnement de l'escalier

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h),
- Le giron(g).

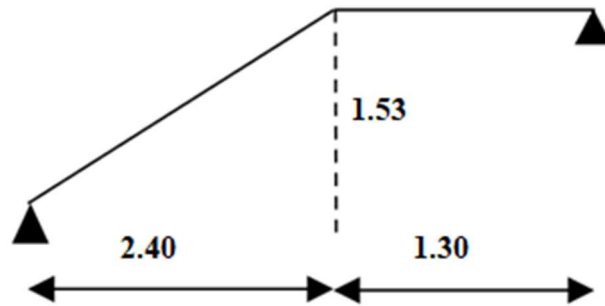


Figure III.30 : schéma statique de l'escalier sous-sol.

✓ Hauteur du contre marche

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

→ on prend $h = 17\text{ cm}$.

✓ Nombre de contre marche

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

→ on prend 9 contres marches

✓ Nombre de marches :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

→ on prend 8 marches.

✓ Le giron :

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{240}{8} = 30\text{ cm}$$

→ on prend $g = 30\text{cm}$.

✓ Vérification de la relation de BLONDEL

$$59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 64\text{ cm}$$

On a $h = 17\text{ cm}$; $g = 30\text{cm}$

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64\text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Épaisseur de la paillasse et du palier**

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

L_0 : longueur réelle de la paillasse projetée et du palier (entre appuis) : $L_0 = L' + L_1$

L' : longueur de la paillasse projetée.

L_1 : longueur du palier.

Application :

$$\begin{cases} \operatorname{tg}\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.55^\circ \\ L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos(29.55)} = 280 \text{ cm} \\ L_0 = L' + L_1 = 2.8 + 1.3 = 3.6 \text{ m} = 360 \text{ cm} \end{cases}$$

D'où : $\frac{360}{30} \leq e_p \leq \frac{360}{20} \Rightarrow 12 \leq e_p \leq 18$

→ on prend $e_p = 15 \text{ cm}$

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III.5.1.2. Détermination des charges et surcharges

III.5.1.2.1. Les charges permanentes


 **Le poids des revêtements**

Tableau III.3: Charges permanentes revenant aux poids des revêtements (DTR B.C.2.2).

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	19	0.38
4	Enduit ciment	0.02	20	0.40
5	Poids propre du garde-corps	/	/	0.2
G total				1.78

Le palier

Tableau III.4: Charges permanentes revenant au palier (DTR B.C.2.2).

N°	Élément	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
2	Poids des revêtements	.	.	1.78
G total				5.53

La volée

✓ Poids de la paillasse :

$$P_p = \frac{25 \times e_p}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.15}{\cos (29.55)}$$

→Pp=4.31 KN/m

✓ Poids de la marche :

$$P_m = \frac{25 \times h}{2} \times 1m = \frac{25 \times 0.17}{2} \times 1m$$

→Pm=2.13 KN/m

Tableau III.5: Charges permanentes revenant à la paillasse (DTR B.C.2.2).

N°	Élément	G(KN/m ²)
1	Poids propre de la paillasse	4.31
2	Poids des marches	2.13
3	Poids des revêtements	1.78
G total = 8.22		

III.5.1.2.2. Les charges d'exploitations

La charge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR D-C22 est :

$$Q=2.5KN/m^2$$

III.5.1.3. Les combinaisons de charges

- **A l'ELU :** **q_u=1.35G+1.5Q**
 - Palier : q_{u1} = (1.35×5.53+1.5×2.5)1m=11.22 KN/ml
 - Volée : q_{u2} = (1.35×8.22+1.5×2.5)1m=14.85KN/ml
- **A l'ELS :** **q_s=G+Q**
 - Palier : q_{s1} = (5.53+2.5)1m= 8.03 KN/ml
 - Volée : q_{s2} = (8.22+2.5)1m= 10.72 KN/ml

III.5.1.4. Calcul à l'ELU

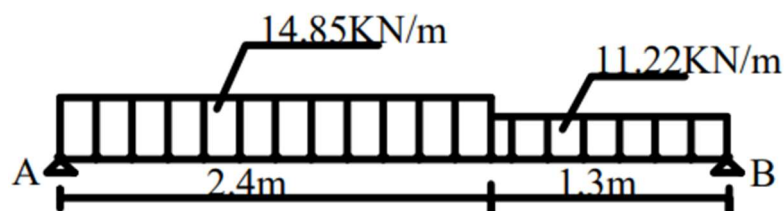


Figure III.31 : schéma statique du chargement à l'ELU.

✓ **Calcul des efforts internes**

✚ **Réactions d'appuis**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 2.4q_{u2} - 1.3q_{u1} = 0$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 3.7R_B - 3.965q_{u1} - 2.88q_{u2} = 0$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow -3.7R_A + 6q_{u2} + 0.845q_{u1} = 0$$

$$D'où \begin{cases} R_A = 26.64 \text{ KN} \\ R_B = 23.58 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELU**

Tableau III.6: Les efforts internes à l'ELU.

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 2.4	-14.85x+26.64	-7.425x ² +26.64x	0	26.64	0
			2.4	-9	21.17
0 ≤ x ≤ 1.3	11.22x-23.58	-5.61x ² +23.58x	0	-23.58	0
			1.3	-9	21.17

✓ **Calcul du moment max :**

Tronçon 0 ≤ x ≤ 2.4m

$$T(x)=0 \Rightarrow -14.58x+26.64=0 \Rightarrow x=1.83\text{m}$$

D'où M^{max}= 23.89 KN.m

Tableau III.7: Les moments corrigés à l'ELU.

	Expression	Moment (KN.m)
Moment aux appuis A et B (M_a)	(-0.3) × 23.89	-7.17
Moment en travée (M_t)	(0.85) × 23.89	20.31

✓ Diagrammes des efforts internes

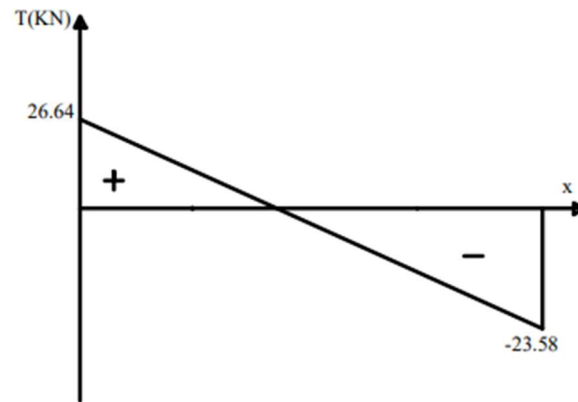


Figure III.33 : Diagramme de l'effort tranchant.

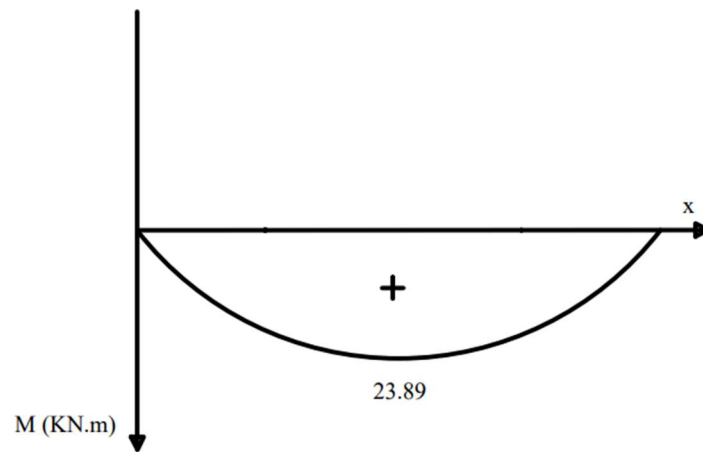


Figure III.33 : Diagramme des moments fléchissant.

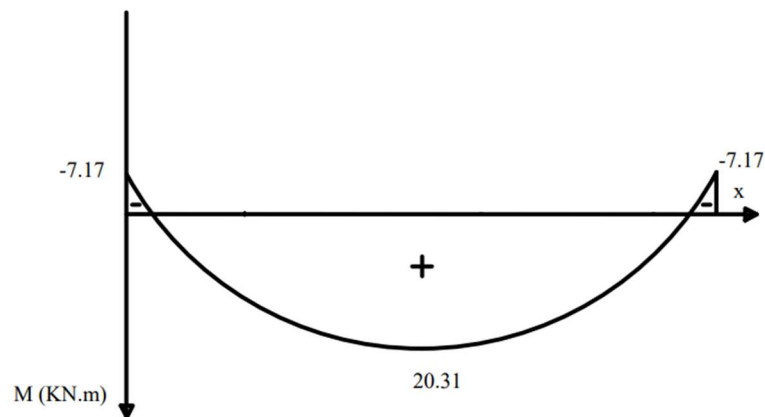
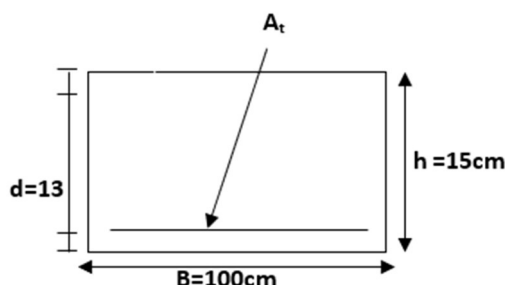


Figure III.34 : Diagramme des moments corrigés.

III.5.1.5. Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera pour une section rectangulaire soumise à la flexion simple, pour une bande de 1m.



III.5.1.5.1. Calcul des armatures

✓ Aux appuis

◆ Armatures principales

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec :

$$M_a = -7.17 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{7.17 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.030$$

$$\mu_u = 0.030 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$).

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.030 \rightarrow \beta = 0.985$

$$A = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

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

$$A = \frac{7.17 \times 10^6}{0.985 \times 130 \times 348} = 1.61 \text{ cm}^2$$

On adopte pour $A=4HA10=3.14 \text{ cm}^2$, avec un espacement $st=\frac{100}{4}=25 \text{ cm}$

◆ **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

On adopte pour $A_r=4HA8=2.01 \text{ cm}^2$, avec un espacement $st=\frac{100}{3}=25 \text{ cm}$

✓ **En travée**

◆ **Armatures principales**

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec :

$$M_t = 20.31 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{20.31 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.084$$

$$\mu_u = 0.084 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$).

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.084 \rightarrow \beta = 0.956$

$$A = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A = \frac{20.31 \times 10^6}{0.956 \times 130 \times 348} = 4.70 \text{ cm}^2$$

On adopte pour $A=5HA12=5.65 \text{ cm}^2$, avec un espacement $st=\frac{100}{5}=20 \text{ cm}$

◆ **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte pour $A_r=4HA8=2.01 \text{ cm}^2$, avec un espacement $st=\frac{100}{4}=25 \text{ cm}$

III.5.1.5.2. Vérification à l'ELU

- ✓ **Condition de non fragilité (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_t}{f_e}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_t = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

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

✚ Aux appuis

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A = 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ En travée

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A = 5.65 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- ✓ **Vérification de l'écartement des barres**

Pour les armatures principales : $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{30\text{cm} ; 33\text{cm}\}$

✚ Aux appuis

$$S_t = 25\text{cm} < 30\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ En travée

$$S_t = 20\text{cm} < 30\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pour les armatures de répartitions : $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{40\text{cm} ; 45\text{cm}\}$

✚ Aux appuis

$$S_t = 25\text{cm} < 40\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ En travée

$$S_t = 25\text{cm} < 40\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- ✓ **Vérification au cisaillement (Art A5.1,211/BAEL91/modifiée99)**

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

$$\text{Avec } \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{26.64 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.204 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.204 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement, d'où les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- ✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_t = 1.5 \times 1.2 = 3.15 \text{ MPa} \\ \Sigma_{ui} = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{26.64 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 1.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

- ✓ **Ancrage des barres (Art A.6.1, 23. BAEL91/modifiée 99)**

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Avec } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets d'après le BAEL est au moins égale $0.4L_s$ pour les aciers HA :

$$L_c = 0.4 \times L_s \rightarrow L_c = 0.4 \times 42.25 = 16.9 \text{ cm}$$

On prend $L_c = 20 \text{ cm}$

III.5.1.6. Calcul à l'ELS

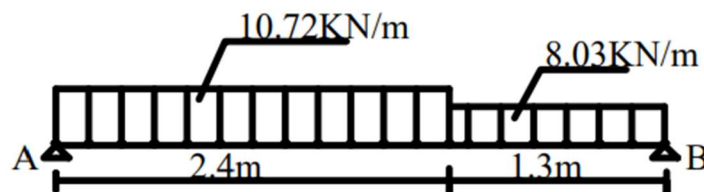


Figure III.35 : schéma statique du chargement à l'ELS.

III.5.1.6.1. Calcul des efforts internes

🔧 Réactions d'appuis

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 2.4q_{s2} - 1.3q_{s1} = 0$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 3.7R_B - 3.965q_{s1} - 2.88q_{s2} = 0$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow -3.7R_A + 6q_{s2} + 0.845q_{s1} = 0$$

$$D'où \begin{cases} R_A = 19.22 \text{ KN} \\ R_B = 16.95 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ **Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELS**

Tableau III.8: Les efforts internes à l'ELS.

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 2.4	-10.72x+19.22	-5.36x ² +19.22x	0	19.22	0
			2.4	-6.51	15.25
0 ≤ x ≤ 1.3	8.03x-16.95	-4.015x ² +16.95x	0	-16.95	0
			1.3	-6.51	15.25

✓ **Calcul du moment max**

Tronçon 0 ≤ x ≤ 2.4m

$$T(x)=0 \Rightarrow -10.72x+19.22=0 \Rightarrow x=1.79\text{m}$$

D'où M^{max}= 17.23 KN.m

Tableau III.9: Les moments corrigés à l'ELS.

	Expression	Moment (KN.m)
Moment aux appuis A et B (M_a)	(-0.3) × 17.23	-5.17
Moment en travée (M_t)	(0.85) × 17.23	14.65

✓ Diagrammes des efforts internes

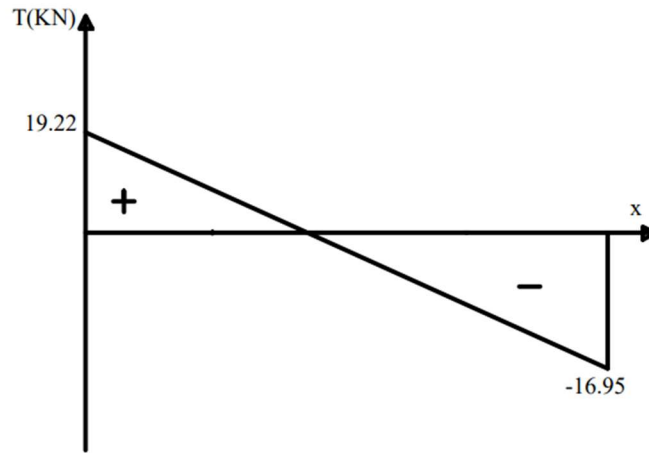


Figure III.36 : Diagramme de l'effort tranchant.

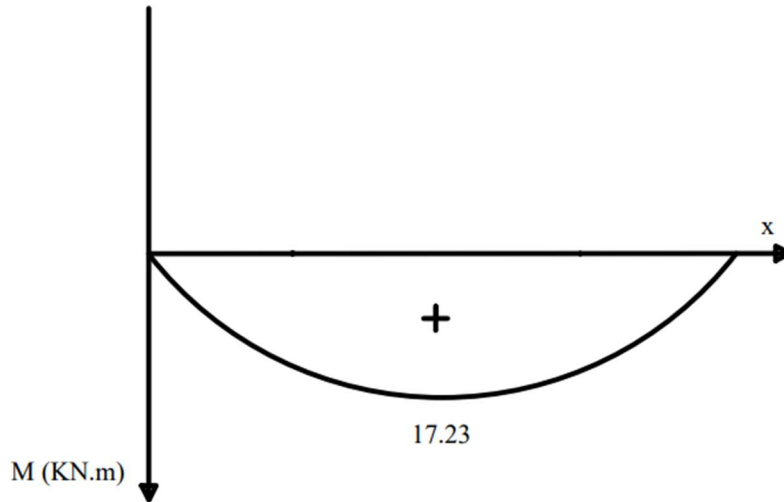


Figure III.37 : Diagramme des moments fléchissant.

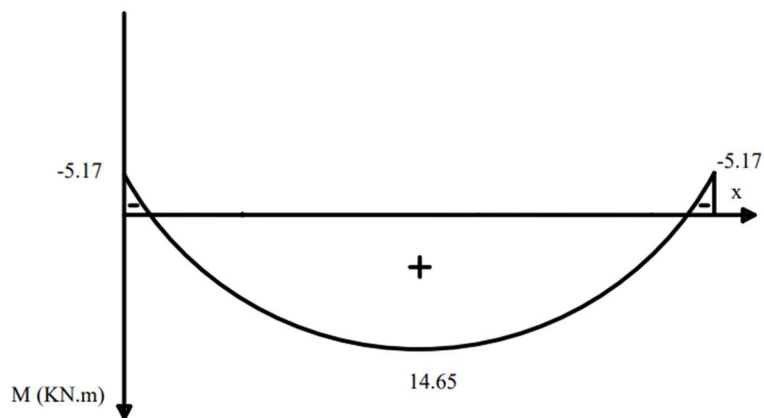


Figure III.38 : Diagramme des moments corrigés.

III.5.1.6.2. Vérification à l'ELS

- ✓ Vérification de la résistance à la compression du béton (Art A4.5.2/BAEL/modifiée99)

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

$$\text{Avec} \begin{cases} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \end{cases}$$

✚ Aux appuis

$$M_a = -5.17 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155$$

Pour $\rho_1 = 0.155 \rightarrow K_1 = 61.92$; $\beta_1 = 0.935$

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{5.17 \times 10^3}{0.935 \times 13 \times 2.01} = 211.61 \text{ MPa} \\ \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{211.61}{61.92} = 3.42 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_b = 3.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ En travée

$$M_t = 14.65 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.435$$

Pour $\rho_1 = 0.435 \rightarrow K_1 = 34.50$; $\beta_1 = 0.899$

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{14.65 \times 10^3}{0.899 \times 13 \times 5.65} = 221.86 \text{ MPa} \\ \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{221.86}{34.50} = 6.43 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_b = 6.43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99)**

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

✓ **Vérification de la flèche (Art B.6.8,424 BAEL91 modifiée 99)**

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

- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- 3) $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec :

- h : hauteur totale. (h =15 cm).
- l : longueur libre de la section.
- M_t : moment max en travée.
- M₀ : moment max de la travée isostatique.
- A_t : section d'armatures en travée.

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{370} = 0.041 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow$ condition non vérifiée
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

📌 **Calcul de la flèche (BAEL 91 modifiée99/ Art B.6.5,2)**

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.87$$

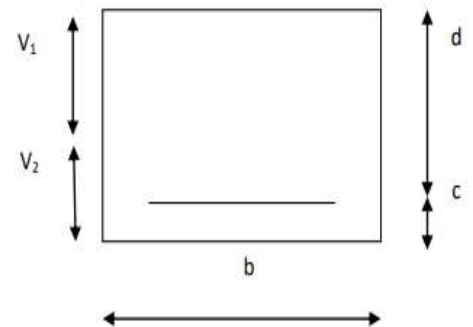
I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée

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

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

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

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



S_{xx} : Moment statique de la section homogène

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 A_t d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13 = 12351.75 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b h + 15 A_t = (100 \times 15) + (15 \times 5.56) = 1584.75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{12351.75}{1584.75} = 7.8 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 15 - 7.8 = 7.2 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{100}{3} (7.8^3 + 7.2^3) + 15 \times 5.56 \times (7.2 - 2)^2$$

$$I_0 = 30551.61 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

- ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.004$$

- $\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3B_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 1584.75}{100}) \times 0.004} = 0.21$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{5.65 \times 100}{100 \times 16} = 0.004$$

$$\Rightarrow \beta = 0.985$$

- La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{15.25 \times 10^3}{0.985 \times 13 \times 5.65} = 210.79 \text{ Mpa}$$

- $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.004 \times 210.79) + 2.1} = 0.33$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1.1 \times 30551.61}{1 + (0.33 \times 0.21)} = 31428.76 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_{tAB} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{15.25 \times (3.7)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.87 \times 31428.76} = 0.61 \text{ cm}$$

$$f = 0.61 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

III.5.2. Calcul de l'escalier rez-de-chaussée

Le rez-de-chaussée comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

III.5.2.1. Pré dimensionnement de l'escaliers

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

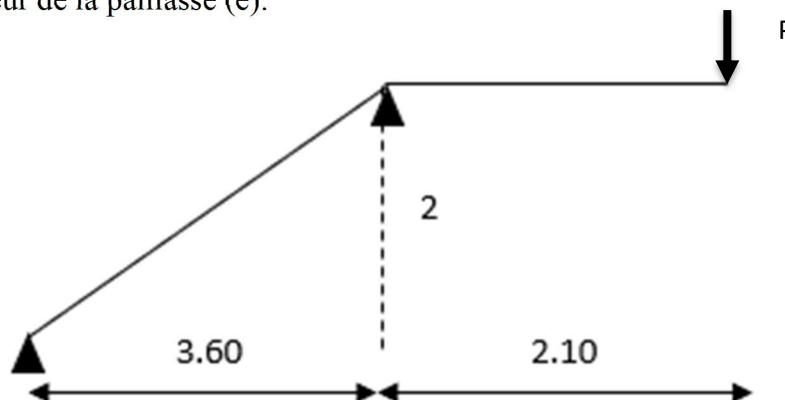


Figure III.39 : Schéma statique de l'escaliers RDC

✓ Hauteur du contre marche

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

→ on prend $h = 15 \text{ cm}$.

✓ Nombre de contre marche

$$n = \frac{H}{h} = \frac{200}{15} = 13$$

→ on prend 13 contres marches

✓ Nombre de marches

$$m = n - 1 = 13 - 1 = 12$$

→ on prend 12 marches.

✓ Le giron

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{360}{12} = 30 \text{ cm}$$

→ on prend $g = 30 \text{ cm}$.

✓ Vérification de la relation de BLONDEL

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

On a $h = 15 \text{ cm}$; $g = 30 \text{ cm}$

$$2h + g = 2 \times 15 + 30 = 60 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ Épaisseur de la paillasse et du palier

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

L_0 : longueur réelle de la paillasse projetée et du palier (entre appuis) : $L_0 = L' + L_1$

L' : longueur de la paillasse projetée.

L_2 : longueur du palier.

Application :

$$\begin{cases} \operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{15}{30} = 0.5 \Rightarrow \alpha = 26.57^\circ \\ L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{360}{\cos(26.57)} = 403 \text{ cm} \\ L_0 = L' + L_1 = 4.03 + 2.1 = 6.13 \text{ m} = 613 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{D'ou : } \frac{613}{30} \leq e_p \leq \frac{613}{20} \Rightarrow 21 \leq e_p \leq 31$$

→ on prend $e_p = 25 \text{ cm}$

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III.5.2.2. Détermination des charges et surcharges

III.5.2.2.1. Les charges permanentes

✚ Le poids des revêtements

Tableau III.10: Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	19	0.38
4	Enduit ciment	0.02	20	0.40
5	Poids propre du garde-corps	/	/	0.2
G total				1.78

🏗 Le palier

Tableau III.11: Charges permanentes revenant au palier.

N°	Élément	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Dalle pleine en béton armé	0.25	25	6.25
2	Poids des revêtements	.	.	1.78
G total				8.03

🏗 La volée

✓ Poids de la paillasse :

$$P_p = \frac{25 \times e_p}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.25}{\cos (26.57)}$$

→ P_p=7 KN/m

✓ Poids de la marche :

$$P_m = \frac{25 \times h}{2} \times 1m = \frac{25 \times 0.15}{2} \times 1m$$

→ P_m=1.88 KN/m

Tableau III.12: Charges permanentes revenant à la paillasse.

N°	Élément	G(KN/m ²)
1	Poids propre de la paillasse	7
2	Poids des marches	1.88
3	Poids des revêtements	1.78
G total =		10.66

◆ La charge concentrée

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (P).

$$P = 2.36 \times 0.7 \times 3.85 \times 1m = 6.36 \text{ KN}$$

III.5.2.2.2. Les charges d'exploitations

La charge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR D-C22 est :

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

III.5.2.3. Les combinaisons de charges

➤ A l'ELU : $q_u=1.35G+1.5Q$

-Palier : $q_{u1} = (1.35 \times 8.03 + 1.5 \times 2.5)1m = 14.60 \text{ KN/ml}$

-Volée : $q_{u2} = (1.35 \times 10.66 + 1.5 \times 2.5)1m = 18.41 \text{ KN/ml}$

-Mur extérieure : $P = 1.35 \times 6.36 = 8.5 \text{ KN}$

➤ A l'ELS : $q_s=G+Q$

-Palier : $q_{s1} = (8.03 + 2.5)1m = 10.53 \text{ KN/ml}$

-Volée : $q_{s2} = (10.66 + 2.5)1m = 13.16 \text{ KN/ml}$

-Mur extérieure : $P = 6.36 \text{ KN}$

III.5.2.4. Calculs à l'ELU

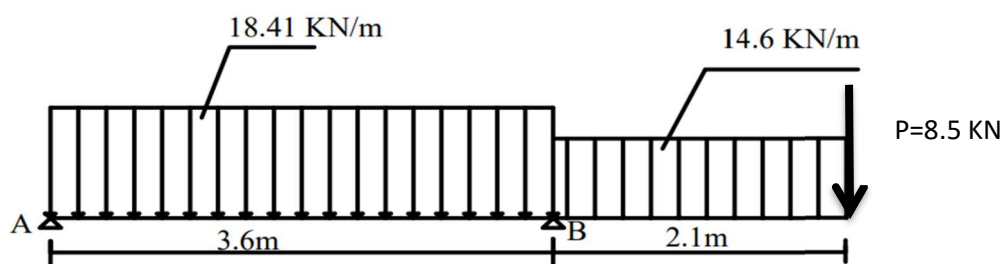


Figure III.40 : schéma statique du chargement à l'ELU

- ✓ Calcul des efforts internes
- ✚ Réactions d'appuis

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 3.6q_{u2} - 2.1q_{u1} - 8.5 = 0$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 3.6R_B - 6.48q_{u2} - 9.77q_{u1} - 8.5 \times 5.7 = 0$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow -3.6R_A + 6.48q_{u2} - 2.21q_{u1} - 8.5 \times 5.7 = 0$$

$$D'o\grave{u} \begin{cases} R_A = 19.21 \text{ KN} \\ R_B = 86.22 \text{ KN} \end{cases}$$

- ✓ Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELU

Tableau III.13: Les efforts internes à l'ELU.

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 3.6	-18.41x+19.21	-9.21x ² +19.21x	0	19.21	0
			3.6	-47.07	-50.2
0 ≤ x ≤ 2.1	14.6x+8.5	-7.3x ² -8.5x	0	0	0
			2.1	39.16	-50.2

- ✓ Calcul du moment max

Tronçon 0 ≤ x ≤ 3.6m

$$T(x)=0 \Rightarrow -18.41x+19.21=0 \Rightarrow x=1.04\text{m}$$

D'où M^{max}= 10.01 KN.m

Tableau III.14: Les moments corrigés à l'ELU.

	Expression	Moment (KN.m)
Moment aux appuis A et B (M _a)	(-0.3) × 10.01	-3
Moment en travée (M _t)	(0.85) × 10.01	8.51

✓ Diagrammes des efforts internes

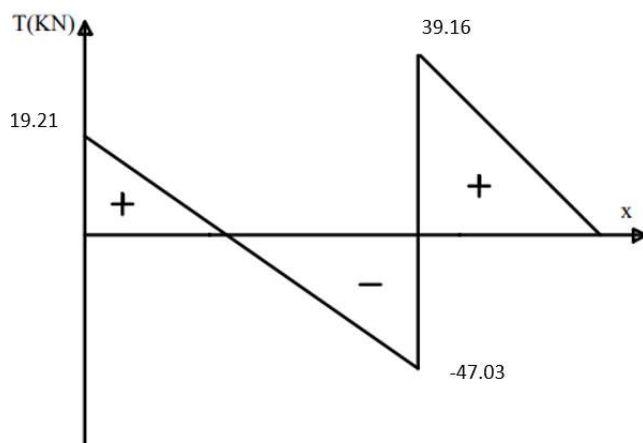


Figure III.41 : Diagramme de l'effort tranchant

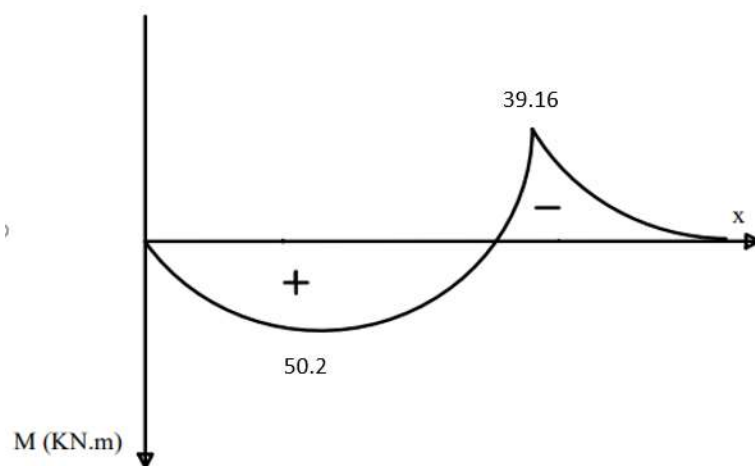


Figure III.42 : Diagramme des moments fléchissant

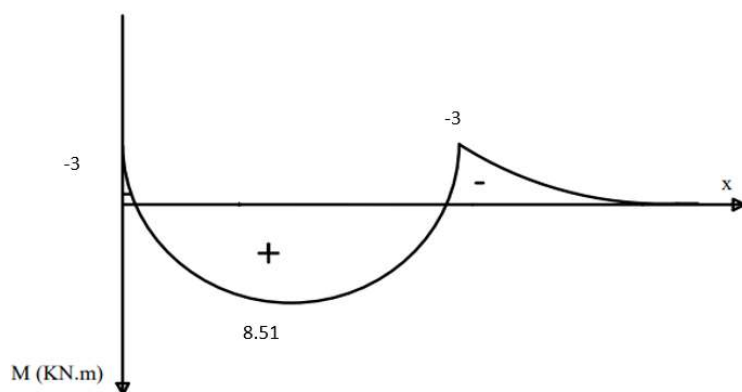


Figure III.43: Diagramme des moments corrigés

III.5.2.5. Ferrailage à l'ELU

Le calcul se fera pour une section rectangulaire soumise à la flexion simple, pour une bande de 1m.

III.5.2.5.1. Calcul des armatures

✓ Aux appuis

◆ Armatures principales

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec :

$$M_a = -3 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 25 - 2 = 23 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{3 \times 10^6}{1000 \times 230^2 \times 14.2} = 0.003$$

$$\mu_u = 0.006 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$).

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.003 \rightarrow \beta = 0.997$

$$A = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A = \frac{3 \times 10^6}{0.997 \times 230 \times 348} = 0.38 \text{ cm}^2$$

On adopte pour $A = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$, avec un espacement $st = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

◆ Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

On adopte pour $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$, avec un espacement $st = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

✓ En travée

◆ Armatures principales

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec :

$$M_t = 13.46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{8.51 \times 10^6}{1000 \times 230^2 \times 14.2} = 0.011$$

$$\mu_u = 0.011 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$).

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.011 \rightarrow \beta = 0.991$

$$A = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A = \frac{8.51 \times 10^6}{0.991 \times 230 \times 348} = 1.07 \text{ cm}^2$$

On adopte pour $A=4\text{HA}10=3.14 \text{ cm}^2$, avec un espacement $st=\frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

◆ Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

On adopte pour $A_r=4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2$, avec un espacement $st=\frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

III.5.2.5.2. Vérification à l'ELU

✓ Condition de non fragilité (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \cdot \frac{f_t}{f_e}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_t = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 2.78 \text{ cm}^2$$

✚ Aux appuis

$$A_{\min} = 2.78 \text{ cm}^2 < A = 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ En travée

$$A_{\min}=2.78 \text{ cm}^2 < A=3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

Pour les armatures principales : $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{30\text{cm} ; 33\text{cm}\}$

✚ Aux appuis

$$S_t=25\text{cm} < 30\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ En travée

$$S_t=25\text{cm} < 30\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pour les armatures de répartitions : $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{40\text{cm} ; 45\text{cm}\}$

✚ Aux appuis

$$S_t=25\text{cm} < 40\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ En travée

$$S_t=25\text{cm} < 40\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification au cisaillement (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99)**

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

$$\text{Avec } \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_c 28}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{42.1 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0.183 \text{ MPa}$$

$$\tau_u=0.183 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u=3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement, d'où les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_t = 1.5 \times 1.2 = 3.15 \text{ MPa} \\ \Sigma_{ui} = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 1 = 12.56 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{42.1 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 125.6} = 1.62 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se}=1.62 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}}=3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

✓ **Ancrage des barres (Art A.6.1, 23. BAEL91/modifiée 99)**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec $\tau_{su}=0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28}=0.6 \times 1.5^2 \times 2.1=2.84 \text{ MPa}$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets d'après le BAEL est au moins égale $0.4L_s$ pour les aciers HA :

$$L_c=0.4 \times L_s \rightarrow L_c=0.4 \times 35.21=14.08 \text{ cm}$$

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

III.5.2.6. Calcul à l'ELS

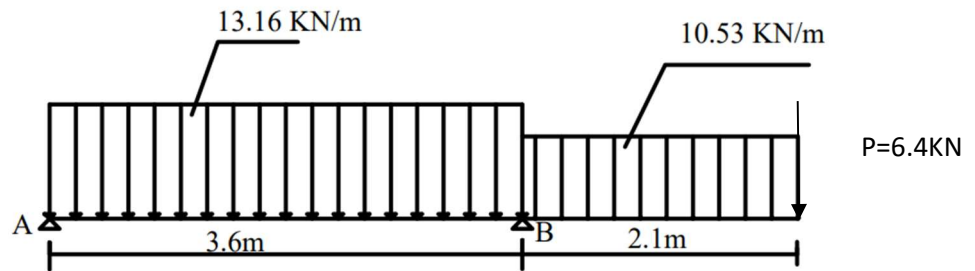


Figure III.44 : schéma statique du chargement à l'ELS

✓ **Calcul des efforts internes**

✚ **Réactions d'appuis**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 3.6q_{s2} - 2.1q_{s1} - 6.4 = 0$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 3.6R_B - 6.48q_{s2} - 9.77q_{s1} - 6.4 \times 5.7 = 0$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow -3.6R_A + 6.48q_{s2} - 2.21q_{s1} - 6.4 \times 5.7 = 0$$

$$D'où \begin{cases} R_A = 13.50 \text{ kN} \\ R_B = 62.40 \text{ kN} \end{cases}$$

✓ **Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELS**

Tableau III.15: Les efforts internes à l'ELS.

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 3.6	-13.16x+13.50	-6.58x ² +13.50x	0	13.50	0
			3.6	-33.88	-36.68
0 ≤ x ≤ 2.1	10.53x+6.4	-5.27x ² -6.4x	0	0	0
			2.1	28.51	-36.68

✓ **Calcul du moment max**

Tronçon 0 ≤ x ≤ 3.6m

$$T(x)=0 \Leftrightarrow -13.16x+13.50=0 \Leftrightarrow x=1.03\text{m}$$

D'où M^{max}= 6.92 KN.m

Tableau III.16: Les moments corrigés à l'ELS.

	Expression	Moment (KN.m)
Moment aux appuis A et B (M_a)	(-0.3) × 6.92	-2.08
Moment en travée (M_t)	(0.85) × 6.92	5.88

✓ Diagrammes des efforts internes

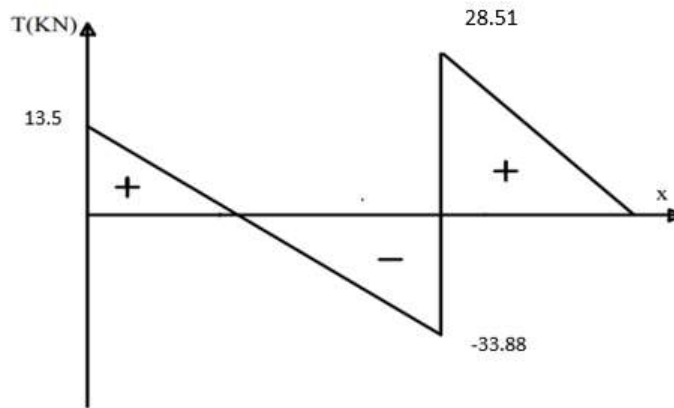


Figure III.45 : Diagramme de l'effort tranchant

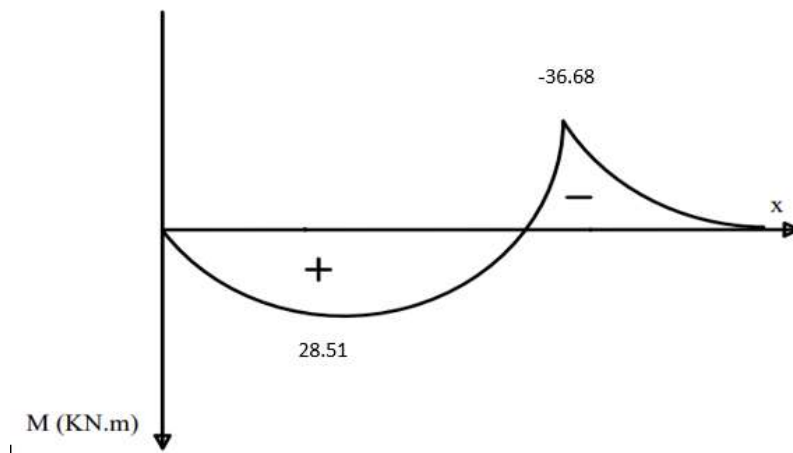


Figure III.46 : Diagramme des moments fléchissant

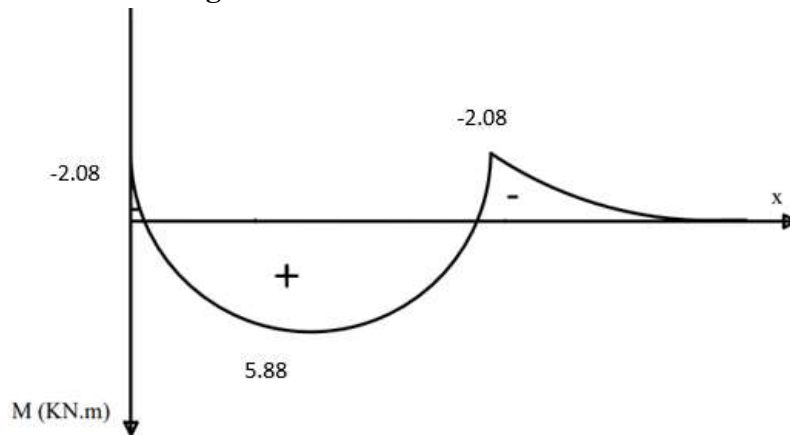


Figure III.47 : Diagramme des moments corrigés

III.5.2.7. Vérification à l'ELS

✓ Vérification de la résistance à la compression du béton (ART. A.4.5.2 BAEL91/ modifiée 99)

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

$$\text{Avec} \begin{cases} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \end{cases}$$

✚ Aux appuis

$$M_a = -2.08 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 23} = 0.137$$

Pour $\rho_1 = 0.137 \rightarrow K_1 = 66.97$; $\beta_1 = 0.939$

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{2.08 \times 10^3}{0.939 \times 23 \times 3.14} = 49.84 \text{ MPa} \\ \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{49.84}{66.97} = 0.74 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_b = 0.74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ En travée

$$M_t = 5.88 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 23} = 0.137$$

Pour $\rho_1 = 0.137 \rightarrow K_1 = 66.97$; $\beta_1 = 0.939$

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{9.58 \times 10^3}{0.939 \times 23 \times 3.14} = 141.27 \text{ MPa} \\ \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{141.27}{66.97} = 2.11 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_b = 2.11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99)**

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

✓ **Vérification de la flèche (Art B.6.8,424 BAEL91 modifiée 99)**

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

- 4) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{360} = 0.069 \geq 0.0625 \rightarrow \text{condition vérifiée}$
- 5) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{25}{360} = 0.069 \geq \frac{5.88}{10 \times 6.92} = 0.085 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$
- 6) $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

🔧 **Calcul de la flèche**

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87$$

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

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

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

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

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

S_{xx} : Moment statique de la section homogène

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 A_t d$$

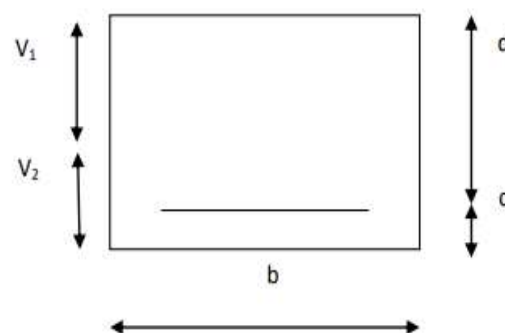
$$S_{xx} = \frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 23 = 32333.3 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b h + 15 A_t = (100 \times 25) + (15 \times 3.14) = 2547.1 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{32333.3}{2547.1} = 12.7 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 25 - 12.7 = 12.3 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :



$$I_0 = \frac{100}{3} (12.7^3 + 12.3^3) + 15 \times 3.14 \times (12.3 - 2)^2$$

$$I_0 = 135305.17 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

- ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 23} = 0.001$$

$$\rho = 0,001 \Rightarrow \beta = 0.985$$

- $\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 2547.1}{100}) \times 0,001} = 0.54$

- La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{36.68 \times 10^3}{0.985 \times 23 \times 3.14} = 327.26 \text{ Mpa}$$

- $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0,001 \times 327.26) + 2.1} = 0.07$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1.1 \times 135305.17}{1 + (0.07 \times 0.54)} = 143414.61 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_{tAB} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{36.68 \times (5.7)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 143414.61} = 0.48 \text{ cm}$$

$$f = 0.48 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{570}{500} = 1.14 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.5.3. Calcul de l'escalier étages

Tous les étages ont la même hauteur $H = 3.06\text{m}$ et comportent deux volées identiques chacun, donc le calcul se fera pour un seul étage et une seule volée.

III.5.3.1. Pré- dimensionnement de l'escalier

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h),
- Le giron (g).

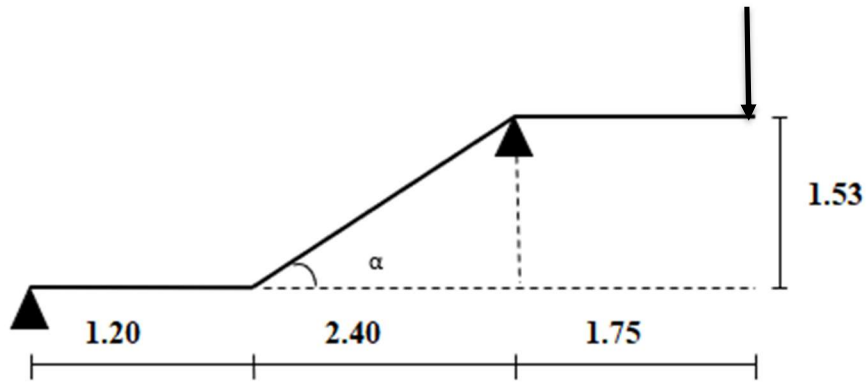


Figure III.48 : Schéma statique de l'escaliers étage courant.

✓ Hauteur du contre marche

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

→ on prend $h = 17 \text{ cm}$.

✓ Nombre de contre marche

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

→ on prend 9 contres marches

✓ Nombre de marches

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

→ on prend 8 marches.

✓ Le giron

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

→ on prend $g = 30 \text{ cm}$.

✓ Vérification de la relation de BLONDEL

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

On a $h = 17 \text{ cm}$; $g = 30 \text{ cm}$

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ Épaisseur de la pailasse et du palier

L'épaisseur de la pailasse et du palier (e_p) est donnée par la relation :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

L_0 : longueur réelle de la pailasse projetée et du palier (entre appuis) : $L_0 = L' + L_1$

L' : longueur de la pailasse projetée.

L_1 : longueur du palier.

Application :

$$\begin{cases} \operatorname{tg}\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.55^\circ \\ L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos(29.55)} = 280 \text{ cm} \\ L_0 = L' + L_1 = 2.8 + 1.75 = 4.55 \text{ m} = 455 \text{ cm} \end{cases}$$

D'ou : $\frac{455}{30} \leq e_p \leq \frac{455}{20} \Rightarrow 16 \leq e_p \leq 23$

→ on prend $e_p = 20 \text{ cm}$

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III.5.3.2. Détermination des charges et surcharges

III.5.3.2.1. Les charges permanentes

Le poids des revêtements

Tableau III.17: Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	19	0.38
4	Enduit ciment	0.02	20	0.40
5	Poids propre du garde-corps	/	/	0.2
G total				1.78

Le palier

Tableau III.18: Charges permanentes revenant au palier.

N°	Élément	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Dalle pleine en béton armé	0.2	25	5
2	Poids des revêtements	.	.	1.78
G total				6.78

✚ La volée

✓ Poids de la paillasse :

$$P_p = \frac{25 \times e_p}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.2}{\cos (29.55)}$$

→ $P_p = 5.75 \text{ KN/m}$

✓ Poids de la marche :

$$P_m = \frac{25 \times h}{2} \times 1m = \frac{25 \times 0.17}{2} \times 1m$$

→ $P_m = 2.13 \text{ KN/m}$

Tableau III.19: Charges permanentes revenant à la paillasse.

N°	Élément	G(KN/m ²)
1	Poids propre de la paillasse	5.75
2	Poids des marches	2.13
3	Poids des revêtements	1.78
		G total = 9.66

◆ La charge concentrée

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (**P**).

$$P = 2.36 \times 0.7 \times 2.86 \times 1m = 6.38 \text{ KN}$$

III.5.3.2. Les charges d'exploitations

La charge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR D-C22 est :

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

III.5.3.3. Les combinaisons de charges

➤ **A l'ELU :** $q_u = 1.35G + 1.5Q$

-Palier : $q_{u1} = (1.35 \times 6.78 + 1.5 \times 2.5) 1m = 11.75 \text{ KN/ml}$

-Volée : $q_{u2} = (1.35 \times 9.66 + 1.5 \times 2.5) 1m = 16.04 \text{ KN/ml}$

- Mur extérieure : $P = 1.35 \times 6.38 = 8.6 \text{ KN}$

➤ **A l'ELS :** $q_s = G + Q$

-Palier : $q_{s1} = (6.78 + 2.5) 1m = 9.28 \text{ KN/ml}$

-Volée : $q_{s2} = (9.66 + 2.5) 1m = 12.16 \text{ KN/ml}$

- Mur extérieure : $P = 6.38 \text{ KN}$

III.5.3.4. Calculs à l'ELU

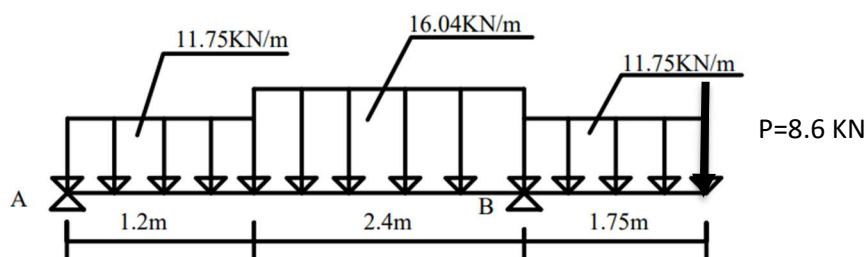


Figure III.49 : Schéma statique du chargement à l'ELU.

✓ **Calcul des efforts internes**

✚ **Réactions d'appuis**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 1.2q_{u1} - 2.4q_{u2} - 1.75q_{u1} - 8.6 = 0$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 3.6R_B - 0.72q_{u1} - 5.75q_{u2} - 7.83q_{u1} - 8.6 = 0$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow -3.6R_A + 3.6q_{u1} + 2.88q_{u2} - 1.53q_{u1} - 8.6 = 0$$

$$D'o\grave{u} \begin{cases} R_A = 19.58 \text{ KN} \\ R_B = 53.58 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ **Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELU**

Tableau III.20: Les efforts internes à l'ELU.

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1.2	-11.75x+19.58	-5.88x ² +19.58x	0	19.58	0
			1.2	5.48	15.03
1.2 ≤ x ≤ 3.6	-16.04x+24.73	-8.02x ² +21.73x-3.09	1.2	5.48	15.03
			3.6	-33.01	-18
0 ≤ x ≤ 1.75	11.75x	-5.88x ²	0	0	0
			1.75	20.56	-18

✓ **Calcul du moment max**

Tronçon 1.2 ≤ x ≤ 3.6m

$$T(x)=0 \Rightarrow -16.04x+24.73=0 \Rightarrow x=1.54\text{m}$$

D'où M^{max}= 15.97 KN.m

Tableau III.22: Les moments corrigés à l'ELU.

	Expression	Moment (KN.m)
Moment aux appuis A et B (M_a)	(-0.3) × 15.97	-4.79
Moment en travée (M_t)	(0.85) × 15.97	13.57

✓ Diagrammes des efforts internes

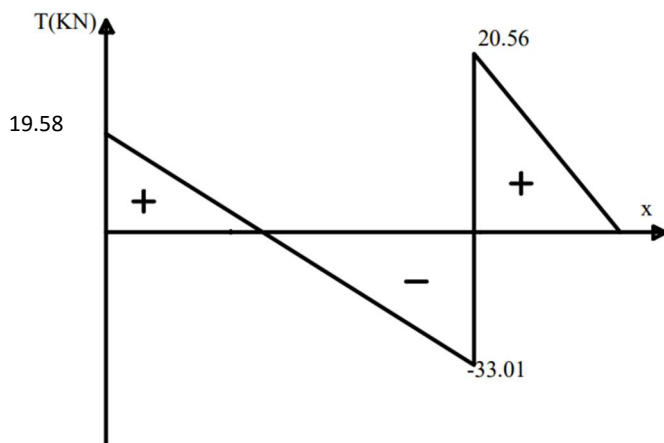


Figure III.50 : Diagramme de l'effort tranchant.

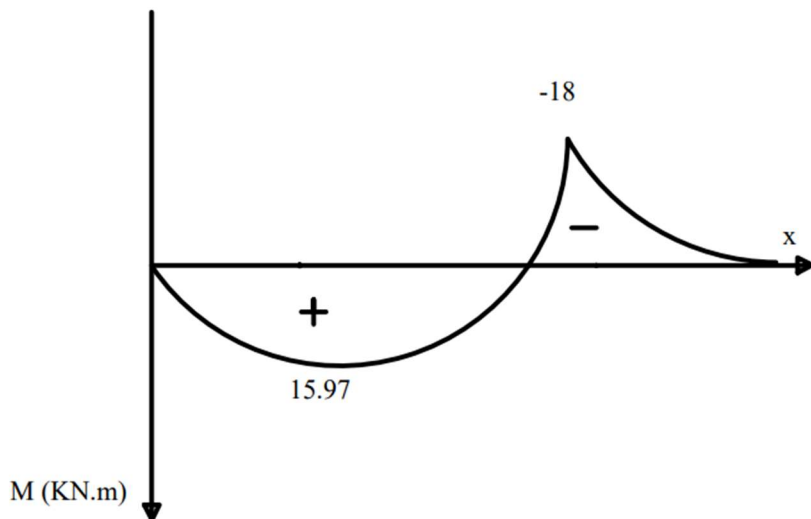


Figure III.51 : Diagramme des moments fléchissant.

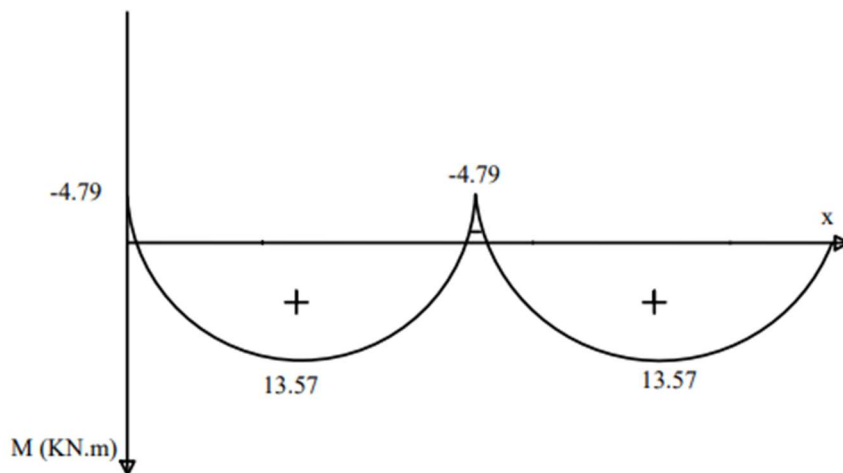


Figure III.52 : Diagramme des moments corrigés.

III.5.3.5. Ferrailage à l'ELU

Le calcul se fera pour une section rectangulaire soumise à la flexion simple, pour une bande de 1m.

III.5.3.5.1. Calcul des armatures

✓ Aux appuis

◆ Armatures principales

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec :

$$M_a = -4.79 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{4.79 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.010$$

$$\mu_u = 0.010 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$).

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.010 \rightarrow \beta = 0.995$

$$A = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A = \frac{4.79 \times 10^6}{0.995 \times 180 \times 348} = 0.77 \text{ cm}^2$$

On adopte pour $A = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$, avec un espacement $st = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

◆ Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

On adopte pour $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$, avec un espacement $st = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

✓ En travée

◆ Armatures principales

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec :

$$M_t = 13.57 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{13.57 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.030$$

$$\mu_u = 0.030 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$).

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.030 \rightarrow \beta = 0.985$

$$A = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A = \frac{13.57 \times 10^6}{0.985 \times 180 \times 348} = 2.20 \text{ cm}^2$$

On adopte pour $A=4\text{HA}10=3.14 \text{ cm}^2$, avec un espacement $st=\frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

◆ Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

On adopte pour $A_r=4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2$, avec un espacement $st=\frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

III.5.3.5.2. Vérification à l'ELU

✓ Condition de non fragilité (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \cdot \frac{f_t}{f_e}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_t = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

✚ Aux appuis

$$A_{\min}=1.57\text{cm}^2 < A=3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ En travée

$$A_{\min}=1.57\text{cm}^2 < A=3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

Pour les armatures principales : $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{30\text{cm} ; 33\text{cm}\}$

✚ Aux appuis

$$S_t=25\text{cm} < 30\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ En travée

$$S_t=25\text{cm} < 30\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pour les armatures de répartitions : $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{40\text{cm} ; 45\text{cm}\}$

✚ Aux appuis

$$S_t=25\text{cm} < 40\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ En travée

$$S_t=25\text{cm} < 40\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification au cisaillement**

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

$$\text{Avec } \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b.d} \\ \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2f_c28}{\gamma b}; 5 \text{ MPa}\right\} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{33.01 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.183 \text{ MPa}$$

$$\tau_u=0.183 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u=3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- ✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEI 91 modifiées99)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Avec : $\begin{cases} \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times t = 1.5 \times 1.2 = 3.15 \text{ MPa} \\ \Sigma_{ui} = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 1 = 12.56 \text{ cm} \end{cases}$

$$\tau_{se} = \frac{33.01 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 12.56} = 1.62 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.62 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

- ✓ **Ancrage des barres (Art A.6.1, 23. BAEI91/modifiée 99)**

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets d'après le BAEI est au moins égale 0.4Ls pour les aciers HA :

$$L_c = 0.4 \times L_s \rightarrow L_c = 0.4 \times 35.21 = 14.08 \text{ cm}$$

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

III.5.3.6. Calculs à l'ELS

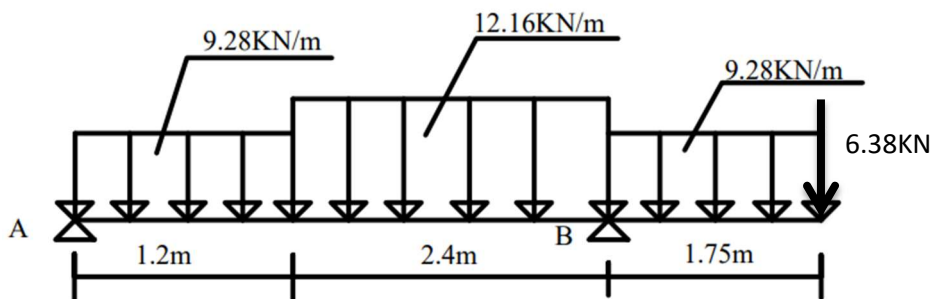


Figure III.53 : schéma statique du chargement à l'ELS

✓ **Calcul des efforts internes**

✚ **Réactions d'appuis**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 1.2q_{s1} - 2.4q_{s2} - 1.75q_{s1} - 6.38 = 0$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 3.6R_B - 0.72q_{s1} - 5.76q_{s2} - 7.83q_{s1} - 6.38 \times 5.38 = 0$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow -3.7R_A + 3.6q_{s1} + 2.88q_{s2} - 1.53q_{s1} - 6.38 \times 5.38 = 0$$

$$D'o\grave{u} \begin{cases} R_A = 15.06 \text{ KN} \\ R_B = 41.50 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ **Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELS**

Tableau III.22: Les efforts internes à l'ELS.

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1.2	-9.28x+15.06	-4.64x ² +15.06x	0	15.06	0
			1.2	3.92	11.39
1.2 ≤ x ≤ 3.6	-12.16x+18.51	-6.08x ² +18.51x-2.08	1.2	3.92	11.39
			3.6	-25.27	-14.24
0 ≤ x ≤ 1.75	9.28x	-4.64x ²	0	0	0
			1.75	16.24	-14.24

✓ **Calcul du moment max**

Tronçon 1.2 ≤ x ≤ 3.6m

$$T(x)=0 \Rightarrow -12.16x+18.51=0 \Rightarrow x=1.52 \text{ m}$$

D'où M^{max}= 12 KN.m

Tableau III.23: Les moments corrigés à l'ELS.

	Expression	Moment (KN.m)
Moment aux appuis A et B (M_a)	(-0.3) × 12	-3.6
Moment en travée (M_t)	(0.85) × 12	10.2

✓ Diagrammes des efforts internes

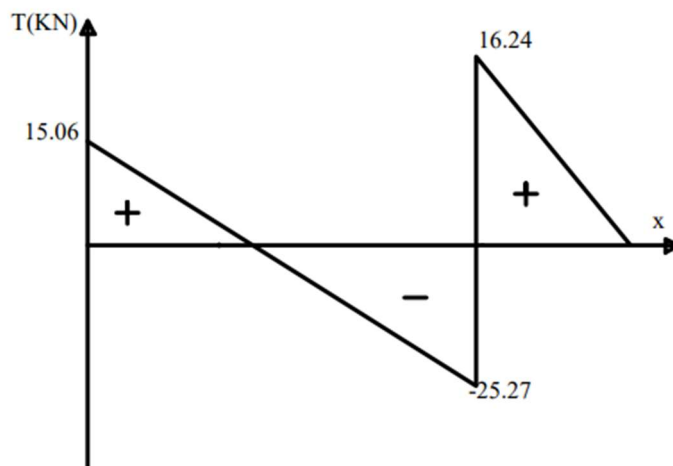


Figure III. 54 : Diagramme de l'effort tranchant

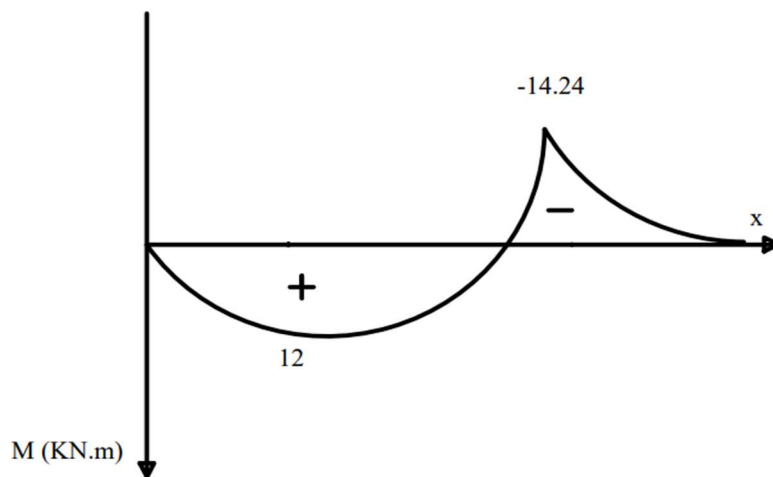


Figure III.55 : Diagramme des moments fléchissant

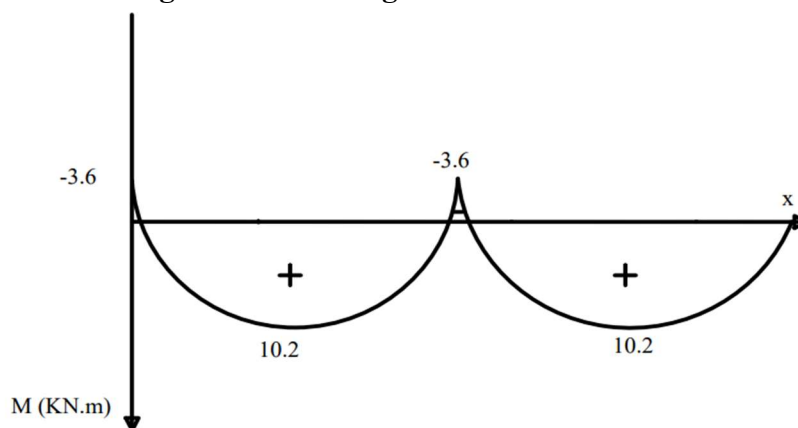


Figure III.56 : Diagramme des moments corrigés

III.5.3.7. Vérification à l'ELS

✓ Vérification de la contrainte dans le béton

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

$$\text{Avec} \begin{cases} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \end{cases}$$

✚ Aux appuis
 $M_a = -3.6 \text{ KN.m}$
 $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

Pour $\rho_1 = 0.174 \rightarrow K_1 = 58.53$; $\beta_1 = 0.932$

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{3.6 \times 10^3}{0.932 \times 18 \times 3.14} = 68.34 \text{ MPa} \\ \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{68.34}{58.53} = 1.17 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_b = 1.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ En travée

$M_t = 10.2 \text{ KN.m}$

$A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

Pour $\rho_1 = 0.174 \rightarrow K_1 = 58.53$; $\beta_1 = 0.932$

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{10.2 \times 10^3}{0.932 \times 18 \times 3.14} = 193.63 \text{ MPa} \\ \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{193.63}{58.53} = 3.31 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_b = 3.31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ Vérification de la contrainte dans l'acier

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

✓ Vérification de la flèche

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

$$7) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Leftrightarrow \frac{20}{535} = 0.037 \geq 0.0625 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$8) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$9) \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

✚ Calcul de la flèche

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87$$

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

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

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

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

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

S_{xx} : Moment statique de la section homogène

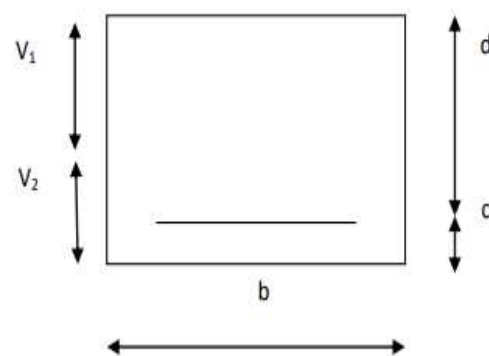
$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 A_t d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 18 = 20847.8 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b h + 15 A_t = (100 \times 20) + (15 \times 3.14) = 2047.1 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{20847.1}{2047.1} = 10.2 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 10.2 = 9.8 \text{ cm}$$



Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{100}{3} (10.2^3 + 9.8^3) + 15 \times 3.14 \times (9.8 - 2)^2$$

$$I_0 = 69612.23 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

- ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 18} = 0.002$$

$$\rho = 0,002 \Rightarrow \beta = 0.985$$

- $\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 2047.1}{100}) \times 0.002} = 0.33$

- La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{14.24 \times 10^3}{0.985 \times 18 \times 3.14} = 255.78 \text{ Mpa}$$

- $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.002 \times 255.78) + 2.1} = 0.11$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1.1 \times 69612.23}{1 + (0.11 \times 0.33)} = 73891.2 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_{tAB} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{14.24 \times (5.35)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.87 \times 73891.2} = 0.50 \text{ cm}$$

$$f = 0.50 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{535}{500} = 1.07 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

Le ferrailage retenu pour les escaliers est le suivant :

-Armatures principales : $A_{\text{adopte}} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $S_t=25 \text{ cm}$.

-Armatures de répartitions : $A_r = 4\text{HA} 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t=25 \text{ cm}$.

III.6. Calcul de la poutre palière

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire ($b \times h$). Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les deux poteaux, sa portée est de 3m et le calcul se fera en flexion simple.

III.6.1. Prédimensionnement de la poutre palière

Du chapitre II on a :

- Hauteur = 30 cm
- Largeur = 25 cm

III.6.2. Calcul des charge et surcharge revenant à la poutre palière

- Poids propre de la poutre
 $G = 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.87 \text{ kN/ml}$
- Surcharge d'exploitation
 $Q = 2.5 \text{ KN /ml}$
- L'effort tranchant à l'appui A
ELU : $T_u = R_A = 26.64 \text{ kN/ml}$
ELS : $T_s = R_a = 19.22 \text{ kN/ml}$
- ★ **Combinaison de charges**
 - ELU : $q_u = 1.35G + T_u = (1.35 \times 1.87) + 26.64 = 29.16 \text{ KN/ml}$
 - ELS : $q_s = G + T_u = 1.87 + 19.22 = 21.09 \text{ kN/ml}$

III.6.3. Calcul des efforts internes à L'ELU

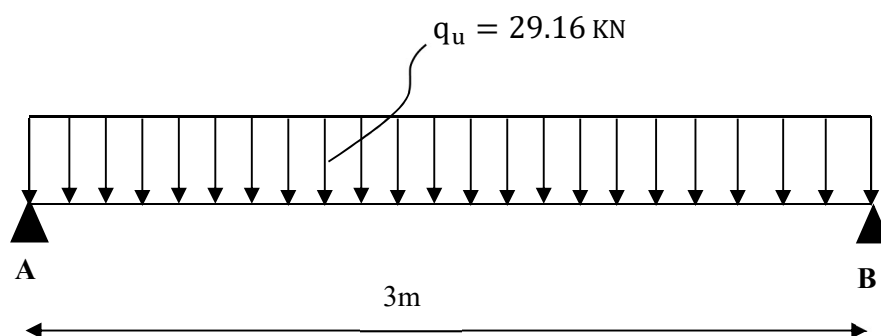


Figure III.57 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

- Réaction d'appuis

$$R_A = \frac{q_u \times l}{2}$$
$$R_A = \frac{29.16 \times 3}{2} = 43.74 \text{ KN}$$

$$R_A = R_B = 43.74 \text{ KN}$$

- Moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{29.16 \times 3^2}{8} = 32.81 \text{ KN.m}$$

- Moment corrigé (pour tenir du semi encastrement)

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 32.81 = 27.88 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 32.81 = -9.84 \text{ kN.m}$

- Effort tranchant

$$T_{max} = 43.74 \text{ KN}$$

- Diagramme des efforts interne

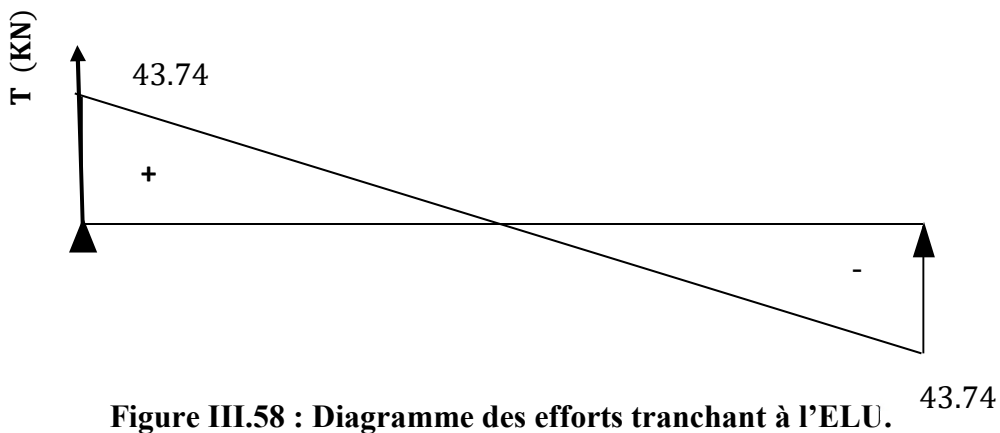


Figure III.58 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

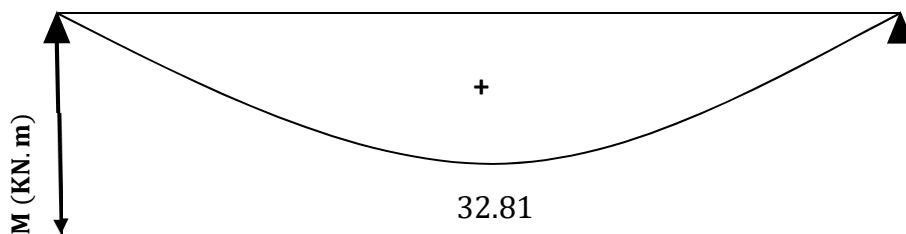


Figure III.59 : Diagramme de moment isostatique à l'ELU.

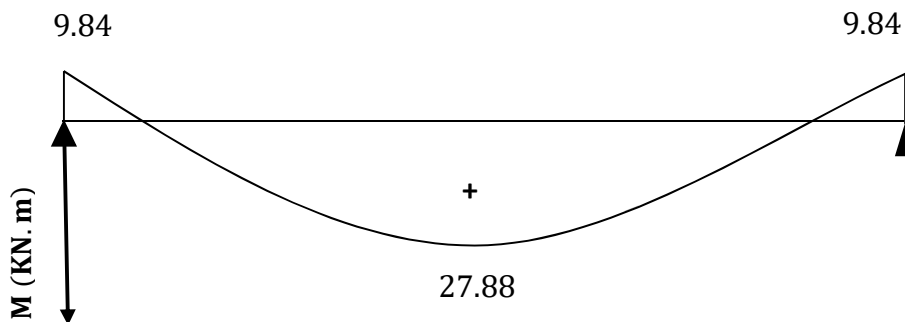


Figure III.60 : Diagramme des moments corrigés à l'ELU.

III.6.4. Ferrailage à l'ELU

➤ **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

$$M_t = 27.88 \text{ KN.m}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{27.88 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.125$$

$\mu = 0.125 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.125 \rightarrow \beta = 0.932$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{27.88 \times 10^3}{0.932 \times 28 \times 348} = 3.07 \text{ cm}^2$$

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

➤ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

$$M_t = 9.84 \text{ KN.m}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{9.84 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.044$$

$\mu = 0.044 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.044 \rightarrow \beta = 0.978$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{9.84 \times 10^3}{0.978 \times 28 \times 348} = 1.03 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

III.6.5. Vérification a l'ELU

III.6.5.1. Condition de non fragilité (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99)

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2$$

❖ En travée

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Aux appuis

$$A_a = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.5.2. Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99)

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

Avec : T_{\max} : effort tranchant ($T_{\max} = 43.01 \text{ KN}$).

$$\tau_u = \frac{43.74 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissurations peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.6.5.3. Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313/BAEL 91 modifié 99)

$$\frac{2T_{\max}}{b \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

T_{\max} : Effort tranchant.

$$\frac{2 \times 43.74 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 280} = 1.38 \text{ MPa} \leq 0.8 \times \frac{25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

III.6.5.4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEI 91 modifiées99)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA)

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

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

$$\sum u_i = n\pi\phi = \pi \times 10 = 94.2 \text{ mm}, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{43.74 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 94.2} = 1.84 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.84 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

III.6.5.5. Calcul des armatures transversal

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art A.7.2.12 BAEI91)

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

Avec :

- ϕ_t : diamètre des armatures transversal.
- ϕ_l : diamètre des armatures longitudinal.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; 1; \frac{20}{10} \right\} = \min \{0.85; 1; 2\} = 0.85 \text{ cm}$$

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

En prend un cadre et un étrier de HA8

III.6.5.6. Espacement des armatures transversal

Selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :

❖ **Zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \phi_l; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1; 30 \text{ cm} \right\} = \min \{7.5; 12; 30 \text{ cm}\} = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 7 \text{ cm}$$

❖ **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

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

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

III.6.5.7. Ancrage des barres (Art A.6.1, 23. BAEL91/modifiée 99)

Longueur de scellement (L_s) droit est donnée par :

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

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$

D'où :

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

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 35.21 = 14.1 \text{ cm}$$

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

III.6.6. Calcul a l'ELS

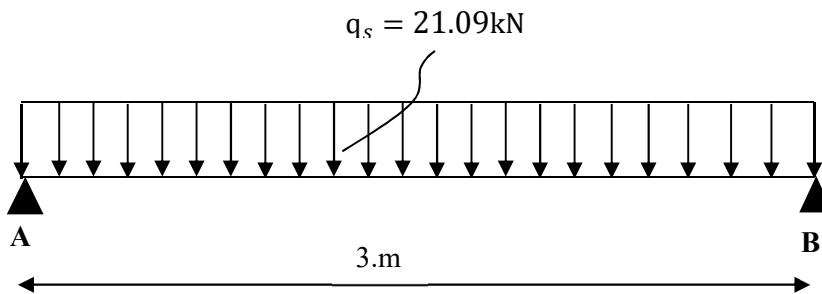


Figure III.61 : Schéma statique de la poutre palière a l'ELS.

- Réaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{21.09 \times 3}{2} = 31.63 \text{ KN}$$

- Moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{21.09 \times 3^2}{8} = 23.72 \text{ KN.m}$$

- Moment corrigé

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 23.72 = 20.16 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 23.72 = -7.12 \text{ kN.m}$

- Effort tranchant

$$T_{max} = 31.63 \text{ KN}$$

- Diagramme des efforts interne

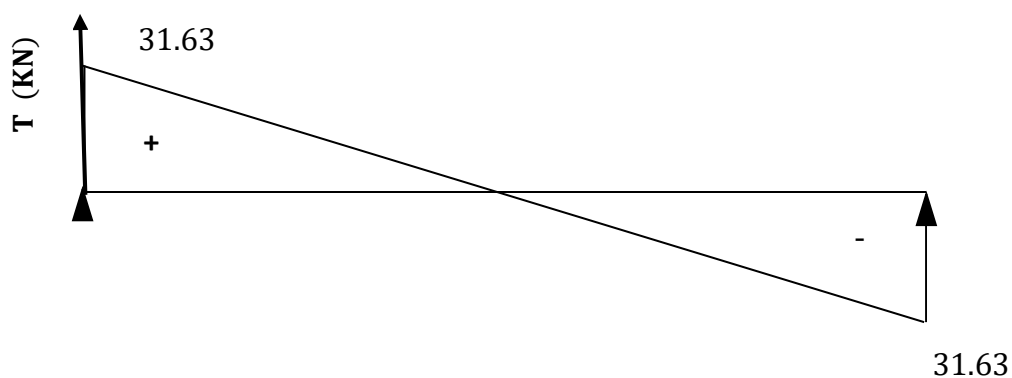


Figure III.62: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

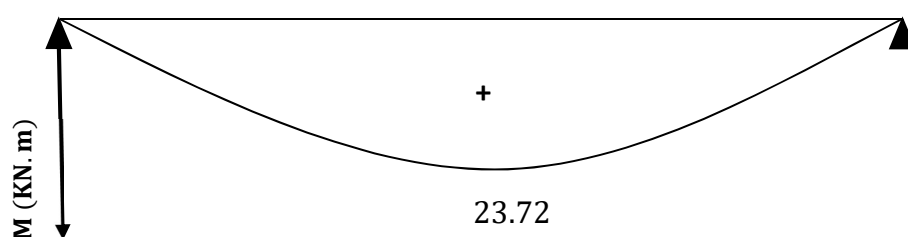


Figure III.63 : Diagramme de moment isostatique à l'ELS.

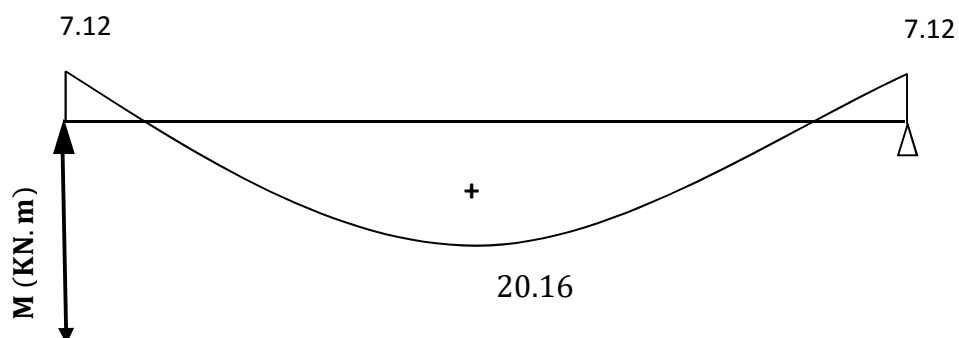


Figure III.64 : Diagramme des moments corrigé à l'ELS.

III.6.7. Vérification a l'ELS

III.6.7.1. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99)

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

III.6.7.1. Vérification de la résistance à la compression du béton (ART. A.4.5.2 BAEL91/modifiée 99)

❖ En travée

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

$$\text{Avec} \begin{cases} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \end{cases}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.480$$

Pour: $\rho = 0.480 \rightarrow K = 32.62$; $\beta = 0.895$

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{20.16 \times 10^3}{0.895 \times 28 \times 3.39} = 237.31 \text{ MPa} \\ \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{237.31}{32.62} = 7.27 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\sigma_b = 7.27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

❖ Aux appuis

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

$$\text{Avec} \begin{cases} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \end{cases}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.36}{25 \times 28} = 0.337$$

Pour: $\rho = 0.337 \rightarrow K = 39.95$; $\beta = 0.909$

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{7.12 \times 10^3}{0.909 \times 28 \times 2.36} = 118.53 \text{ MPa} \\ \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{118.53}{39.95} = 2.96 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\sigma_b = 2.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

III.6.7.3. Vérification de la flèche (Art B.6.5,1 BAEL91 modifiée 99)

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

$$10) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$11) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$12) \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

- h : hauteur totale. (h = 30 cm)
- l : porté entre nue d'appuis. (l = 300 cm)
- M_t : moment max en travée.
- M₀ : moment max de la travée isostatique.
- A_t : section des armatures.
- b : largeur de la poutre.
- d : hauteur utile de la section droite.

$$4) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{300} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{Condition vérifiée.}$$


$$5) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{20}{300} = 0.1 > \frac{20.16}{10 \times 23.72} = 0.084 \quad \text{Condition vérifiée.}$$


$$6) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{25 \times 28} = 0.004 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

Conclusion

Le ferrailage retenu pour la poutre palière est le suivant :

 En travée : A_t = 3HA12 = 3.39 cm²

 Aux appuis : A_a = 3HA10 = 2.36 cm²

Avec :

- Armatures transversales
 - S_t = 7 cm pour la zone nodale ;
 - S_t = 10 cm pour la zone courante.

- Armature longitudinale
 - S_t = 25 cm.

III.7. Calcul de poutre de chaînage

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis à ses extrémités, elle supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieure.

Pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

III.7.1. Prédimensionnement de la poutre de chaînage

Du chapitre II on a :

- Hauteur = 30 cm
- Largeur = 25 cm

III.7.2. Calcul des charge et surcharge revenant à la poutre chaînage

- Les charges permanentes
 - Poids propre de la poutre
 - Poids propre du mur extérieur

$$G_{\text{mur}} = \rho_{\text{mur}} \times \left(h_0 - \frac{h_t}{2} \right)$$

Avec :

ρ_{mur} : Poids de mur extérieur (déjà calculée chapitre II). $\rho_{\text{mur}} = 2.4 \text{ KN/m}^2$

h_0 : Hauteur libre d'étage.

h_t : Hauteur de la poutre secondaire

$$G_{\text{mur}} = 2.4 \times \left(3.06 - \frac{0.3}{2} \right)$$
$$G_{\text{mur}} = 6.98 \text{ KN/ml}$$

- Le poids propre de planchers

$$G_{\text{plancher}} = \left(5.28 \times \frac{0.65}{2} \right)$$
$$G_{\text{plancher}} = 1.72 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$\text{➤ } G = G_{\text{pch}} + G_{\text{mur}} + G_{\text{plancher}} = 1.87 + 6.98 + 1.72$$

$$G = 10.48 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.48 \text{ KN /ml}$$

★ Combinaison de charges

- ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 10.48) + (1.5 \times 0.48)$
 $q_u = 14.87 \text{ KN/ml}$
- ELS: $q_s = G + Q = 10.48 + 0.48 = 10.96 \text{ kN/ml}$

III.7.3. Calcul des efforts internes à l'ELU

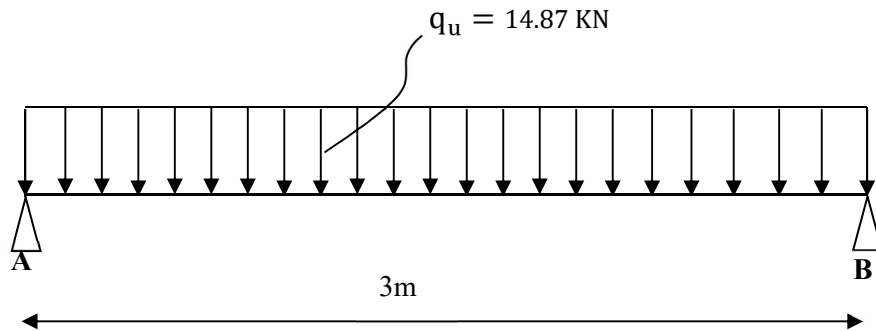


Figure III.65: Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.

- Réaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14.87 \times 3}{2} = 22.31 \text{ KN}$$

- Moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14.87 \times 3^2}{8} = 16.72 \text{ KN}$$

- Moment corrigé

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 16.72 = 14.21 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 16.72 = -5.02 \text{ kN.m}$

- Effort tranchant

$$T_{max} = 22.31 \text{ KN}$$

- Diagramme des efforts interne

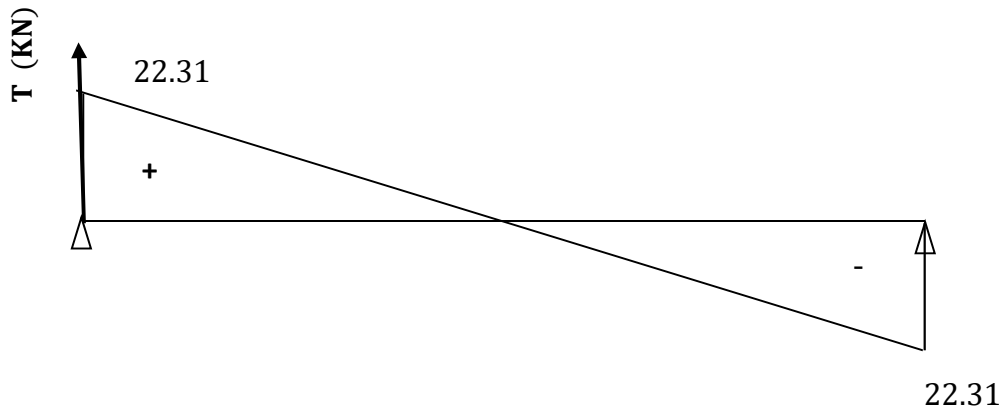


Figure III.66 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

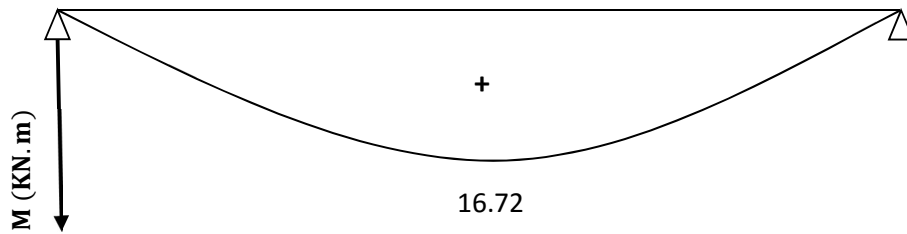


Figure III.67 : Diagramme de moment isostatique à l'ELU.

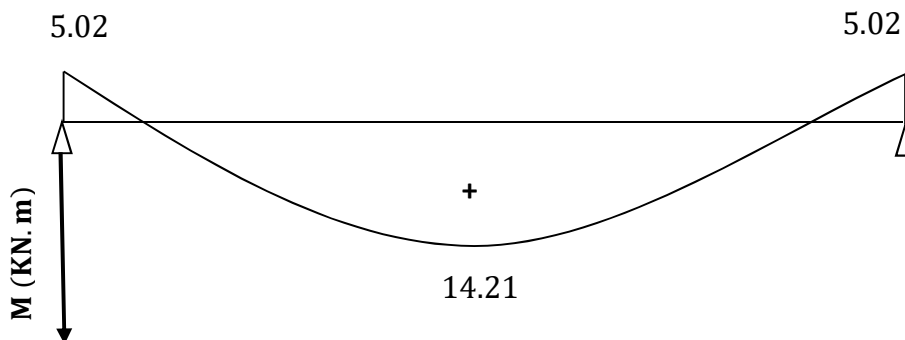


Figure III.68 : Diagramme des moments corrigé à l'ELU.

III.7.4. Ferrailage à l'ELU

➤ En travée

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

$$M_t = 14.21 \text{ KN.m}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{14.21 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.051$$

$\mu = 0.051 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.049 \rightarrow \beta = 0.974$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{14.21 \times 10^3}{0.974 \times 28 \times 348} = 1.49 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

➤ Aux appuis

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

$$M_t = 5.02 \text{ KN.m}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{5.02 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.018$$

$\mu = 0.018 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.018 \rightarrow \beta = 0.991$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{5.02 \times 10^3}{0.991 \times 28 \times 348} = 0.51 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

III.7.5. Vérification a l'ELU

III.7.5.1. Condition de non fragilité (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99)

$$A \geq A_{\min}$$
$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.85$$

❖ En travée

$$A_t = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.85 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Aux appuis

$$A_a = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.85 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.7.5.2. Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.1.211 /BAEL91 / modifiée 99)

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

Avec : T_{\max} : effort tranchant ($T_{\max} = 22.31 \text{ KN}$).

$$\tau_u = \frac{22.31 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.31 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissurations peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.6.5.3. Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313/BAEL 91 modifié 99)

$$\frac{2T_{max}}{b \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

T_{max} : Effort tranchant.

$$\frac{2 \times 22.31 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 280} = 0.7 \text{ MPa} \leq 0.8 \frac{25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

III.6.5.4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA)

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

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

$$\sum u_i = n\pi\phi = 2 \times \pi \times 10 = 62.8 \text{ mm},$$

$$\tau_u = \frac{22.31 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 62.8} = 1.40 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.40 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

III.6.5.5. Calcul des armatures transversal

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art A.7.2.12 BAEL91)

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

Avec :

- ϕ_t : diamètre des armatures transversal.
- ϕ_l : diamètre des armatures longitudinal.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; 1; \frac{25}{10} \right\} = \min \{0.85; 1; 2.5\} = 0.85 \text{ cm}$$

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

En prend un cadre et un étrier de HA8

III.6.5.6. Espacement des armatures transversal

Selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :

❖ **Zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \varnothing_1; 30 \text{ cm} \right\}$$
$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1; 30 \text{ cm} \right\} = \min \{7.5; 12; 30 \text{ cm}\} = 7.5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 7 \text{ cm}$

❖ **Zone courante**

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

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

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

III.6.5.7. Ancrage des barres (Art A.6.1, 23. BAEL91/modifiée 99)

Longueur de scellement (L_s) droit est donnée par :

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

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 . f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$

D'où :

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

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 35.21 = 32 \text{ cm}$$

$$L_c = 32 \text{ cm}$$

III.7.6. Calcul a l'ELS

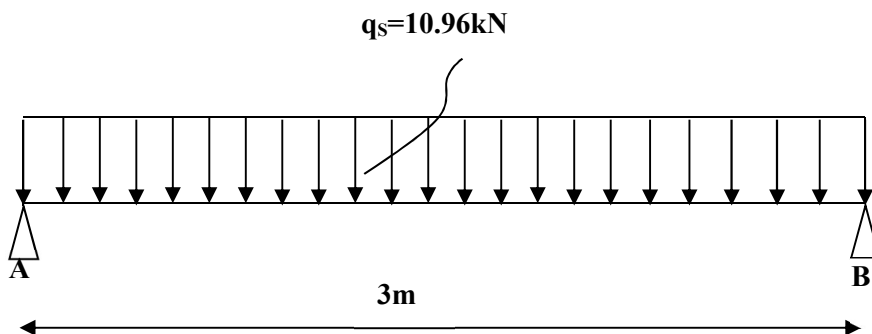


Figure III.69 : Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELS.

- Réaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{10.96 \times 3}{2} = 16.02 \text{ KN}$$

- Moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{10.96 \times 3^2}{8} = 12.02 \text{ KN}$$

- Moment corrigé

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 12.02 = 10.22 \text{ kN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 12.02 = -3.61 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant

$$T_{max} = 16.02 \text{ KN}$$

- Diagramme des efforts interne

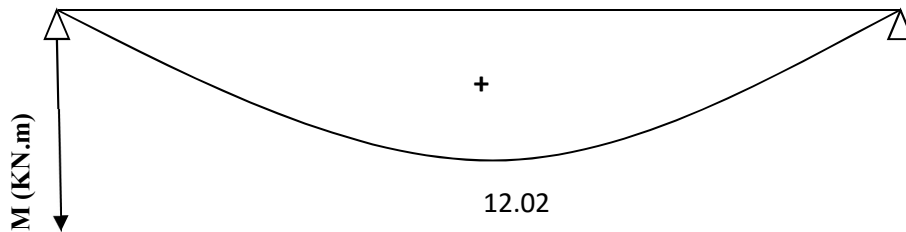


Figure III.70 : Diagramme de moment isostatique à l'ELS.

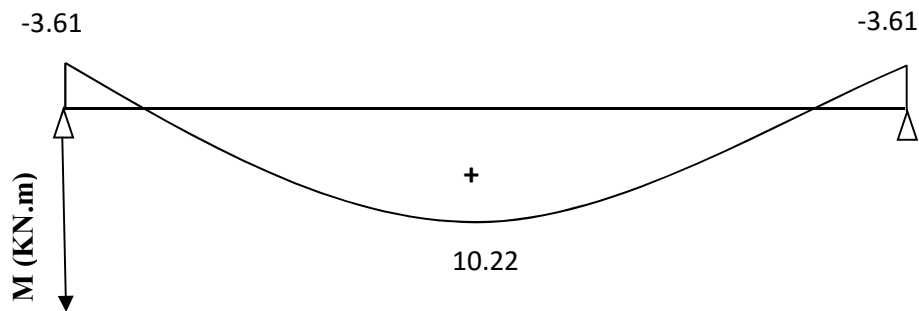


Figure III.71: Diagramme des moments corrigé à l'ELS.

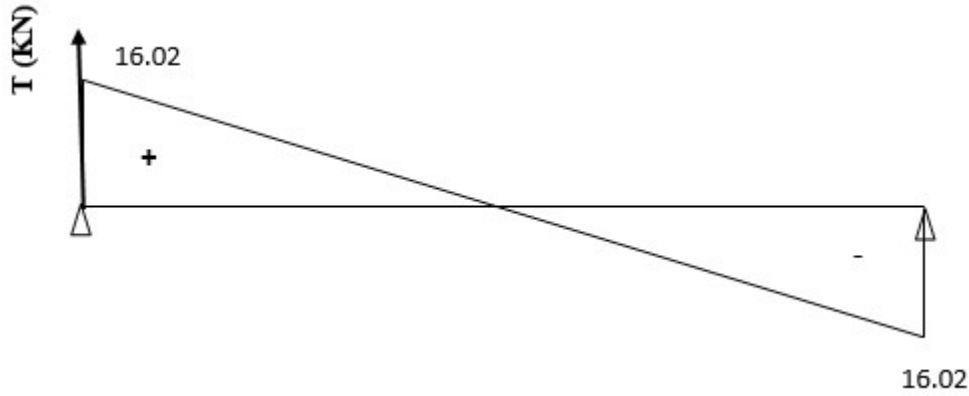


Figure III.72: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

III.7.7. Vérification à l'ELS

III.6.7.1. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art.B.6.3 /BAEL91 modifiées 99)

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

III.7.7.1. Vérification de la résistance à la compression du béton (ART. A.4.5.2 BAEL91/ modifiée 99)

❖ En travée

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

$$\text{Avec} \begin{cases} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \end{cases}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.36}{25 \times 28} = 0.337$$

$$\text{Pour: } \rho = 0.337 \rightarrow K = 0.911; \beta = 41.18$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{10.22 \times 10^3}{0.911 \times 28 \times 2.26} = 177.28 \text{ MPa} \\ \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{177.28}{14.47} = 12.25 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_b = 12.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Aux appuis

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{vec} \begin{cases} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \end{cases}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.36}{25 \times 28} = 0.337$$

Pour: $\rho = 0.337 \rightarrow K = 0.911; \beta = 41.18$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{3.61 \times 10^3}{0.911 \times 28 \times 2.26} = 62.62 \text{ MPa} \\ \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{62.62}{14.47} = 5.53 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$\sigma_b = 5.53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

III.7.7.3. Vérification de la flèche (Art B.6.8,424 BAEL91 modifiée 99)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- 3) $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

- h : hauteur totale. (h = 20 cm)
- l : porté entre nue d'appuis. (l = 300 cm)
- M_t : moment max en travée.
- M₀ : moment max de la travée isostatique.
- A_t : section des armatures.
- b₀ : largeur de la nervure.
- d : hauteur utile de la section droite.

- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{300} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625$ Condition vérifiée.
- 2) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{30}{300} = 0.1 > \frac{10.22}{15 \times 12.02} = 0.05$ Condition vérifiée.
- 3) $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{25 \times 28} = 0.0033 < \frac{3.6}{400} = 0.009$ Condition vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Conclusion

Le ferrailage retenu pour la poutre de chaînage est le suivant :

✚ En travée : $A_t=3HA14=2.36 \text{ cm}^2$

✚ Aux appuis : $A_a=3HA14=2.36 \text{ cm}^2$ avec $S_t=25 \text{ cm}$.

Avec :

- Armatures transversales
 - $S_t=7 \text{ cm}$ pour la zone nodale ;
 - $S_t=10 \text{ cm}$ pour la zone courante.

- Armature longitudinale
 - $S_t=25 \text{ cm}$

Chapitre IV :
Modélisation de la
structure

IV. 1. Généralités sur le logiciel

➤ Définition

ETABS est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems ». Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments. Ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau que l'utilisateur a choisi.

ETABS a été élaboré aux USA 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 qui suit date de l'an 2011, désigné par ETABS Nonlinear 9.7.4.

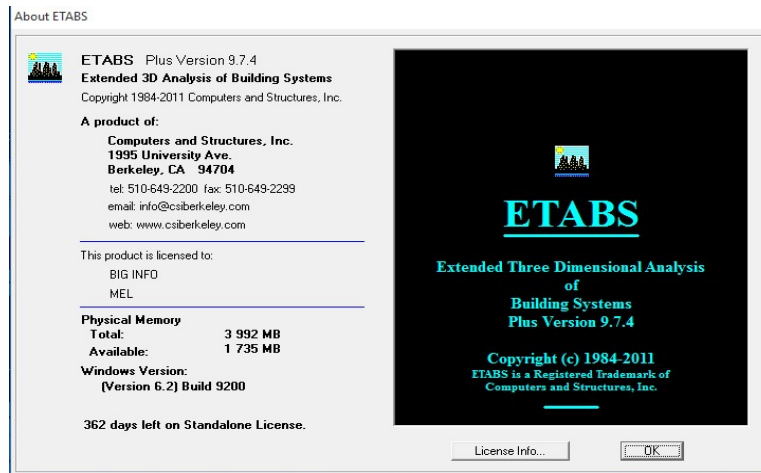


Figure IV.1 Version utilisée du logiciel ETABS.

IV. 2. Etape de modélisation

IV. 2.1. La géométrie de la structure

➤ Choix d'unité

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, au bas de l'écran, on sélectionne **KN.m** comme unité de base pour les forces et les déplacements :



Figure IV.2: Choix des unités.

➤ Création d'un nouveau modèle

Menu « file » c'est une option qui permet de créer un nouveau fichier « new file ».

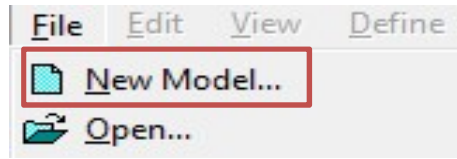
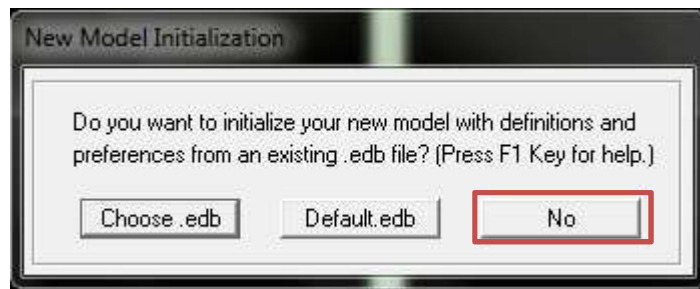


Figure IV.3 : Démarrer un nouveau modèle.

L'icône ci-dessous permet de saisir les données d'un nouveau projet de structure, qu'on désigne par le terme « New Model Initialisation ».

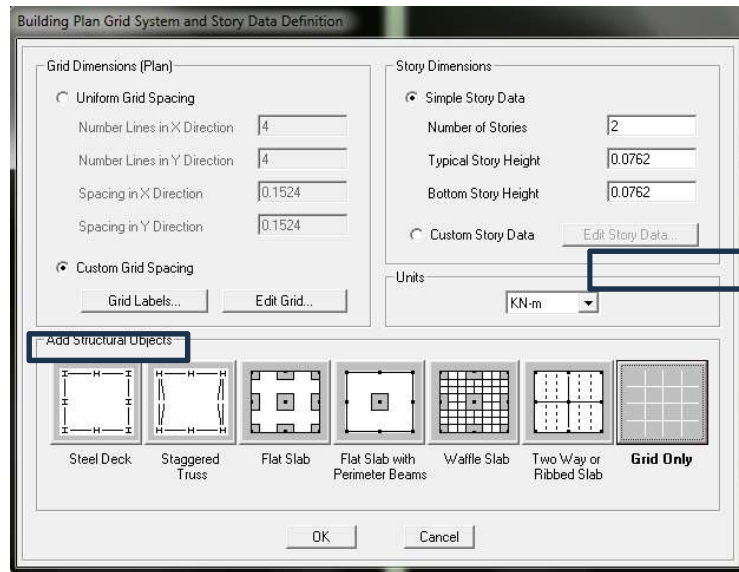


- a. **Choose .edb** : Il permet l'obtention d'un fichier (.edb) précédent ; l'avantage ici est d'avoir les mêmes définitions des matériaux précédent et les mêmes cas de charge.
- b. **Default.edb** : Création d'un nouveau fichier par défaut pour saisir les données d'un nouveau modèle.
- c. **No** : Création d'un nouveau fichier ETABS vide avec l'extension (.edb)

➤ Caractéristiques géométriques de la structure

Après avoir cliqué sur la 3^{ème} case, une fenêtre sous le nom de « Building Plan Grid System and Story Data Definition » apparaît.

Cette option permet de définir :



a) Le nombre et la hauteur des étages à l'aide de « Story Dimensions »

- ✓ « Number of story » : Le nombre de niveaux y compris le RDC.
- ✓ « Typical story height » : La hauteur des étages courants.
- ✓ « Bottom story height » : La hauteur du RDC.

Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options « Custum Grid Spacing » et « Edit Grid » permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.

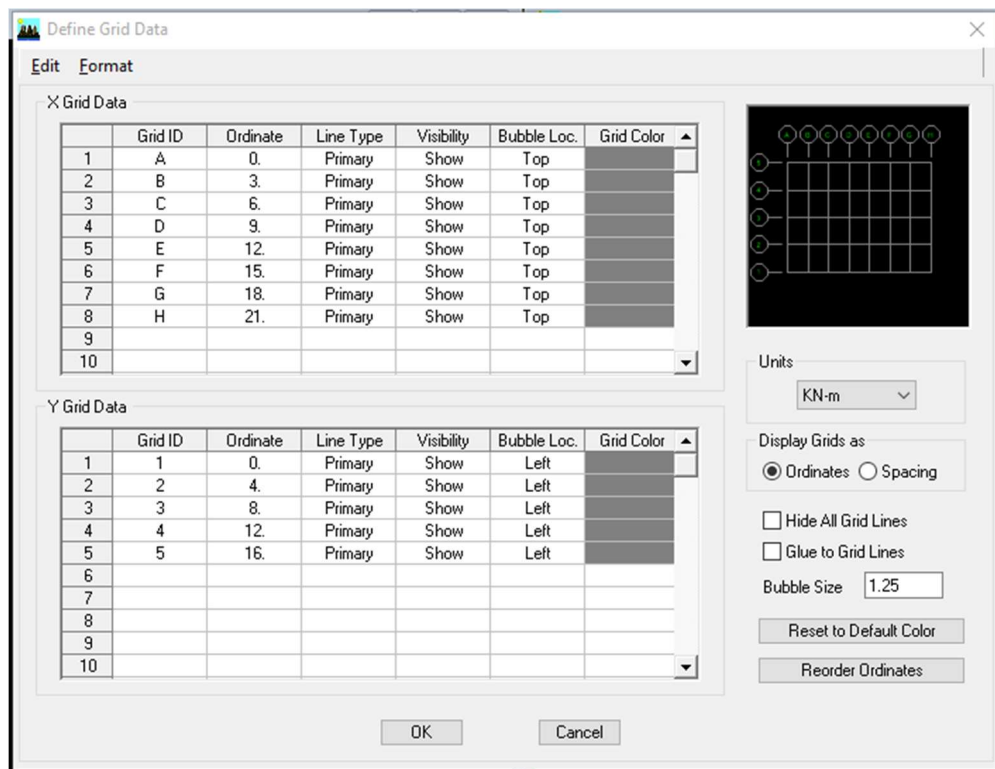


Figure IV.4: Introduction de la géométrie de base.

- b) Les axes en plan selon (X, Y) de la structure en choisissant l'option « Custom Grid Spacing » et en cliquant sur « Edit Grid » :

Une fois les deux étapes exécutées on clique sur « OK » pour valider nos choix.

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
13	T	2.56	37.16	Yes		No	0.
12	E8	3.06	34.6	No	E2	No	0.
11	E7	3.06	31.54	No	E2	No	0.
10	E6	3.06	28.48	No	E2	No	0.
9	E5	3.06	25.42	No	E2	No	0.
8	E4	3.06	22.36	No	E2	No	0.
7	E3	3.06	19.3	No	E2	No	0.
6	E2	3.06	16.24	Yes		No	0.
5	E1	3.06	13.18	Yes		No	0.
4	RDC	4.	10.12	Yes		No	0.
3	S-S2	3.06	6.12	No	S-S1	No	0.
2	S-S1	3.06	3.06	Yes		No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height: 2.56 [Reset]

Master Story: No [Reset]

Similar To: NONE [Reset]

Splice Point: No [Reset]

Splice Height: 0 [Reset]

Units: Change Units: KN-m [v]

[OK] [Cancel]

Figure IV.5: Introduction des étages.

IV. 2.2. Les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments

➤ Les caractéristiques géométriques

On utilise le raccourci  pour introduire :

- ✓ La masse volumique ;
- ✓ Module d'élasticité ;
- ✓ Résistance caractéristique de béton à 28 jours f_{c28} ;
- ✓ Limite élastique de l'acier longitudinal f_e ;
- ✓ Limite élastique de l'acier transversal.

Material Property Data

Material Name BETON

Display Color
Color

Type of Material
 Isotropic Orthotropic

Type of Design
Design Concrete

Analysis Property Data

Mass per unit Volume 2.5

Weight per unit Volume 25

Modulus of Elasticity 32164200

Poisson's Ratio 0

Coeff of Thermal Expansion 9.900E-06

Shear Modulus 10342136.8

Design Property Data (ACI 318-99)

Specified Conc Comp Strength, f'c 25000

Bending Reinf. Yield Stress, fy 400000

Shear Reinf. Yield Stress, fys 400000

Lightweight Concrete
Shear Strength Reduc. Factor

OK Cancel

Figure IV.6: Caractéristiques du béton.

Le matériau « OTHER » est affecté aux plancher en corps creux et aux dalles pleines.

Material Property Data

Material Name OTHER

Display Color
Color

Type of Material
 Isotropic Orthotropic

Type of Design
Design None

Analysis Property Data

Mass per unit Volume 0

Weight per unit Volume 0

Modulus of Elasticity 1.999E+08

Poisson's Ratio 0.3

Coeff of Thermal Expansion 1.170E-05


Shear Modulus 76884615.

Design Property Data

OK Cancel

Figure IV.7: Caractéristiques de corps creux.

➤ Les sections

Ensuite on introduit les dimensions des éléments linéaires (poutres et poteaux) en utilisant le raccourci suivant  :

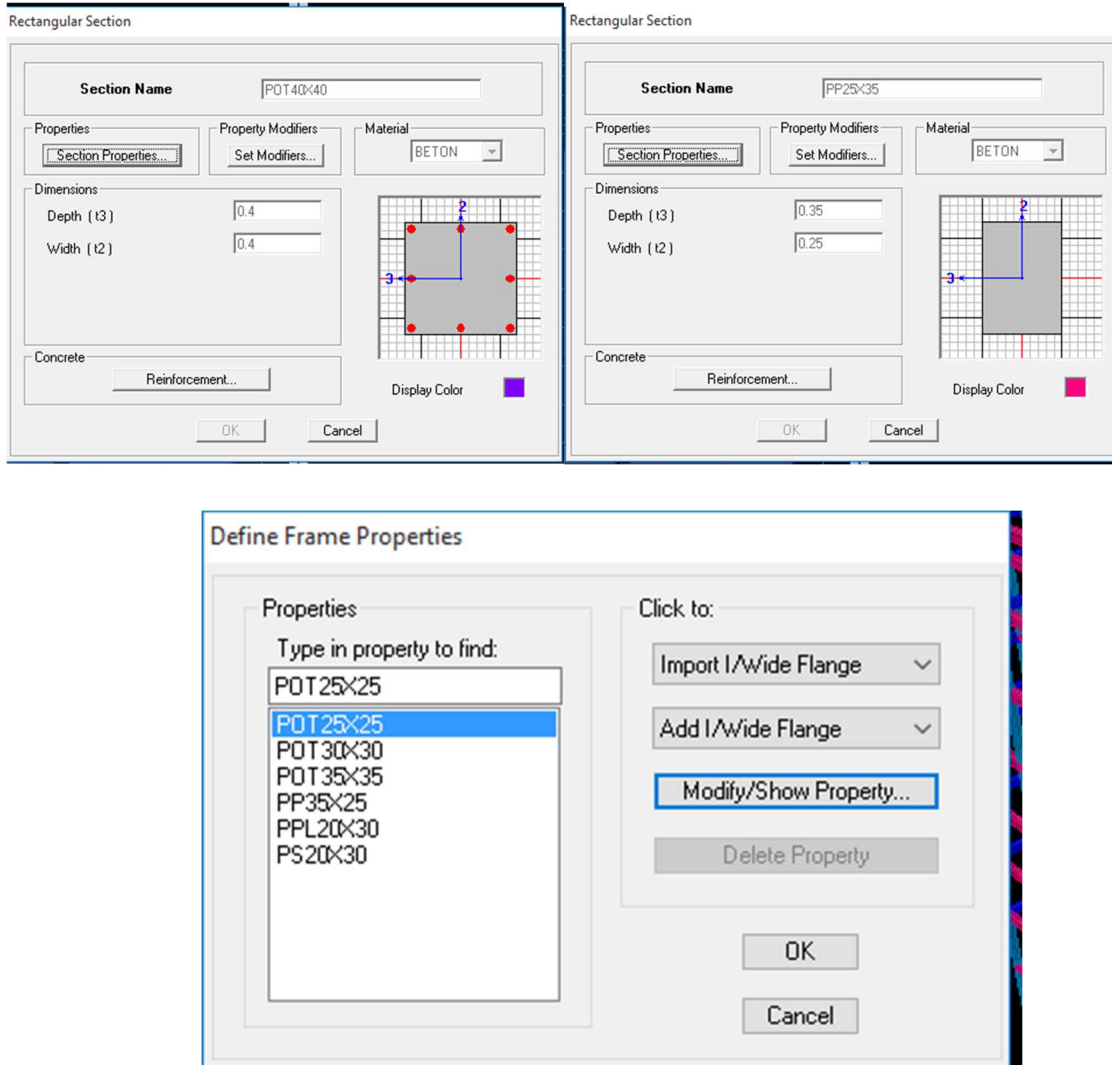



Figure IV.8: Définition des sections.

➤ Les éléments plans

Pour introduire les planchers, dalle pleine et les voiles on utilise le raccourci 

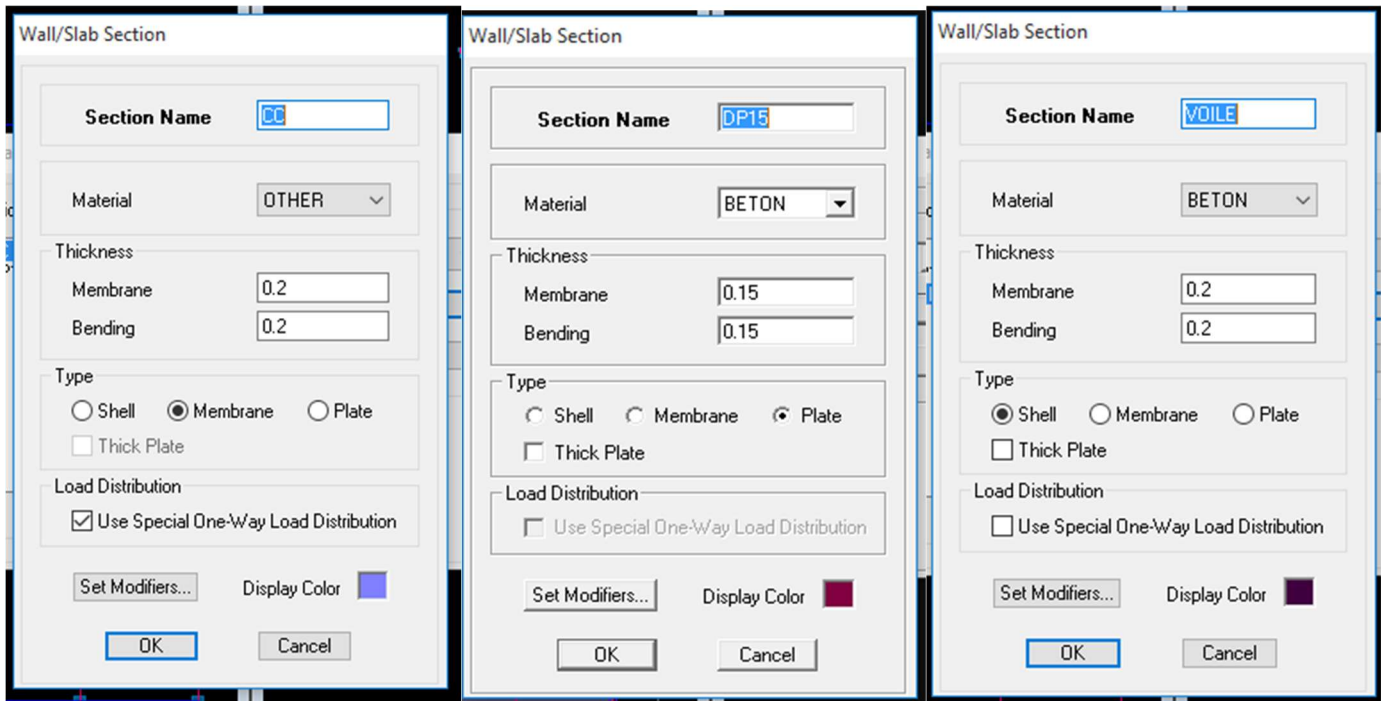





Figure IV.9: Définition des éléments plans.

➤ Affectation des sections aux différents éléments des portiques

Pour affecter les sections présentes des différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

- Pour les poteaux on clique sur l'icone 
- Pour les poutres on clique sur l'icone 
- Pour les planches et les dalles pleines on clique sur l'icone 

Enfin, on obtient la structure suivante :

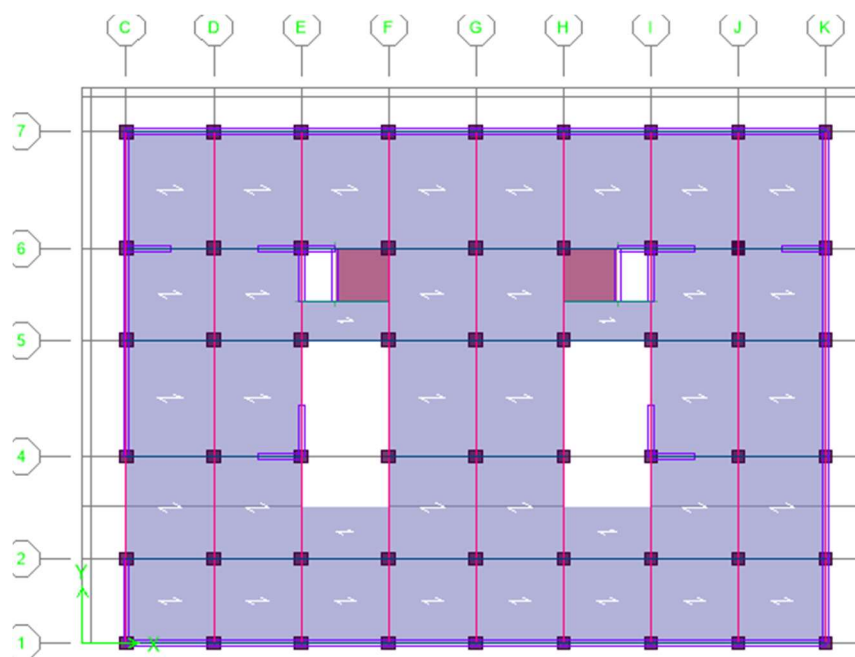


Figure IV.10: Vue en plan des éléments structuraux sous-sol.

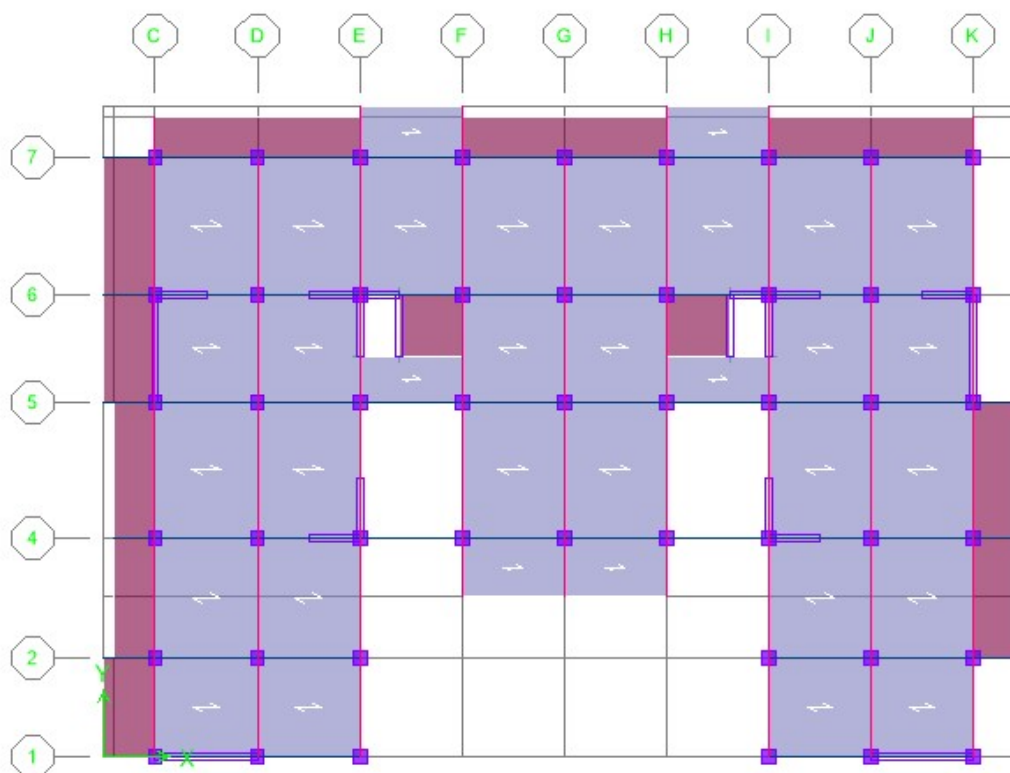



Figure IV.11: Vue en plan des éléments structuraux d'un étage.

➤ **Changement de supports (l'encastrement)**

Pour introduire le type d'appui pour les poteaux et les voiles à la base de la structure on utilise le raccourci suivant 

Dans notre cas on a un encastrement

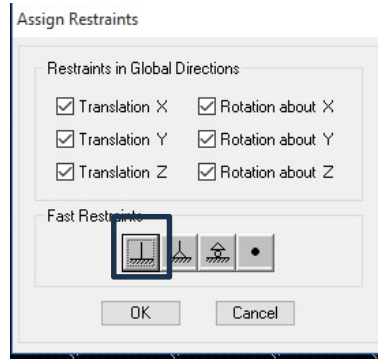



Figure IV.12: Définition des appuis.

IV. 2.3. Introduire les charges statiques

➤ Charge statique « Static Load Cases »

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation(Q).

Pour les définir on utilise le raccourci 

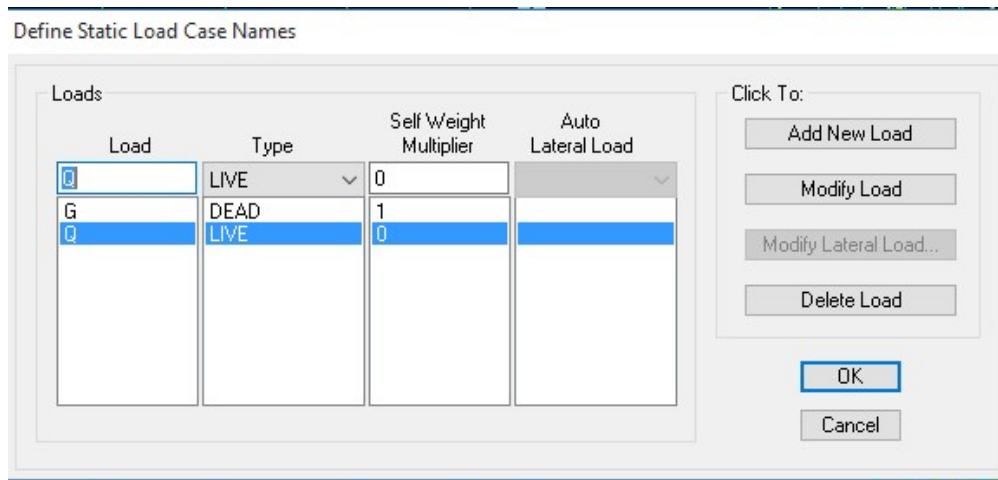



Figure IV.13: Définition des charges statiques.

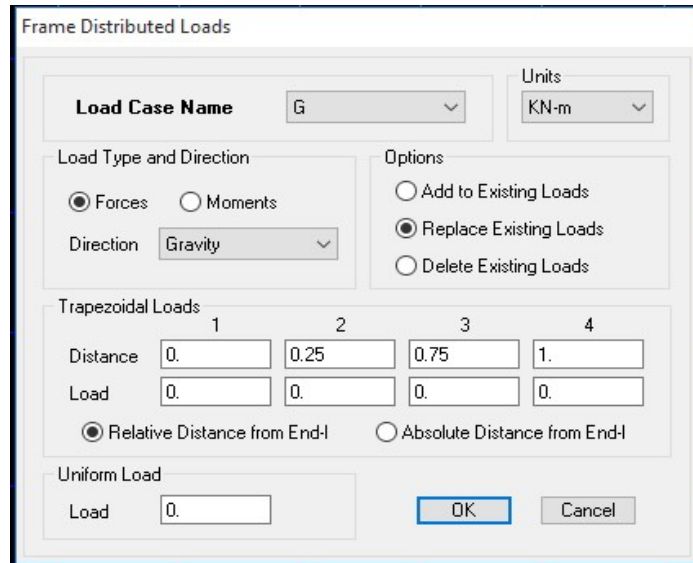
➤ **Charge appliqués sur les éléments « Frame/Line Loads »**

Les charges appliquées sur les éléments Frame peuvent être sous plusieurs formes :

- Charges uniformément réparties.
- Charges ponctuelles.
- Effets de la température

On sélectionne chaque panneau et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur 

✓ **Charges uniformément réparties**



Trapezoidal Loads		1	2	3	4
Distance		0.	0.25	0.75	1.
Load		0.	0.	0.	0.

Figure IV.14: Définition des charges uniformément réparties.

➤ **Charges dynamique**

Pour le calcul dynamique de la structure, on passe par trois étapes

1^{ère} étape : Définition de spectre de réponse

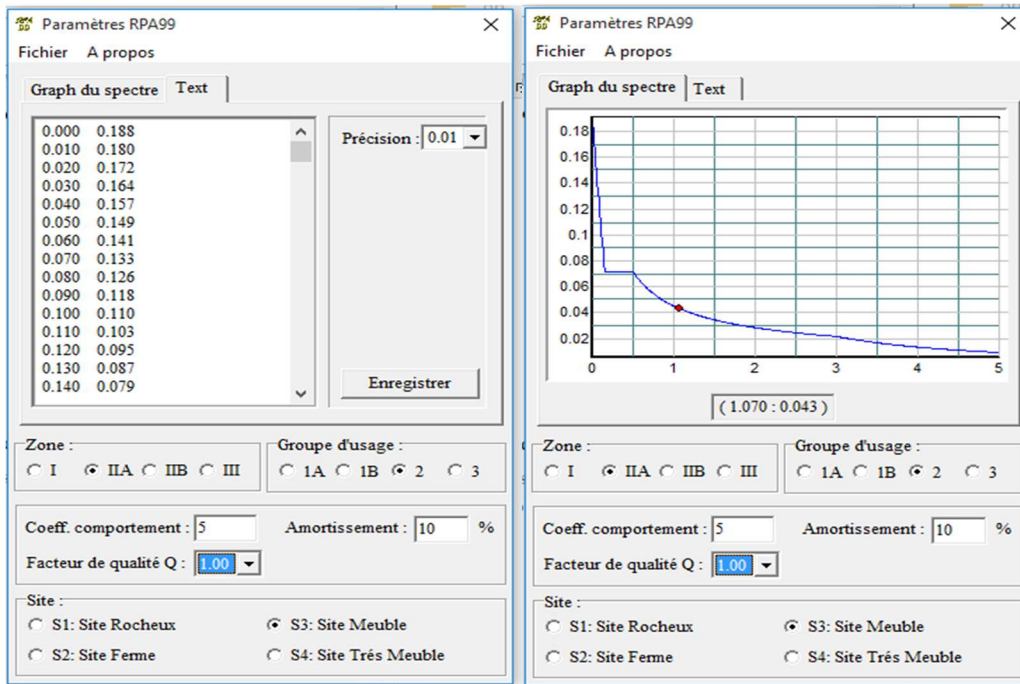


Figure IV.15: Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003
2^{ème} étape : Introduction de spectre

Pour introduire le spectre de réponse on utilise le raccourcie 

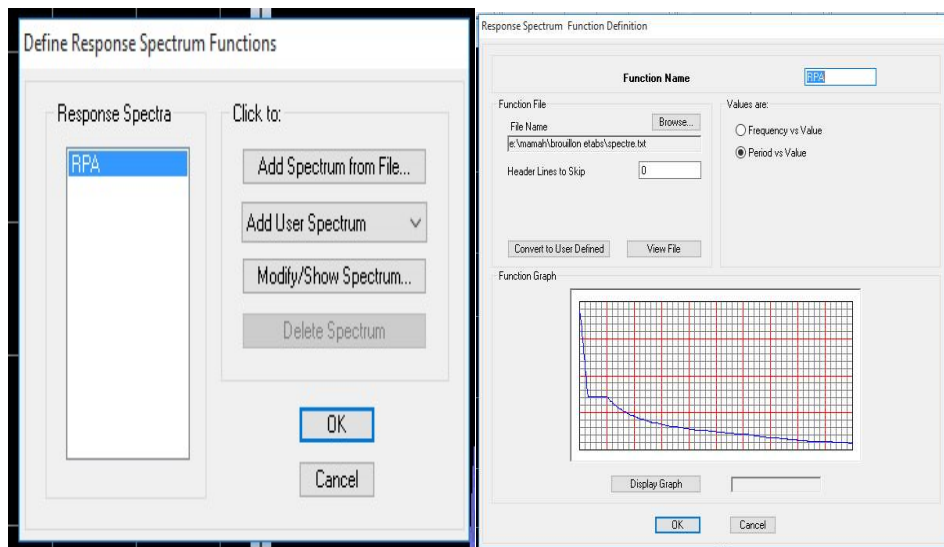



Figure IV.16: Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

3^{ème} étape : définir la charge sismique

Le séisme est défini par deux composantes horizontales suivant les axes X et Y.

Pour l'introduire on utilise le raccourci 

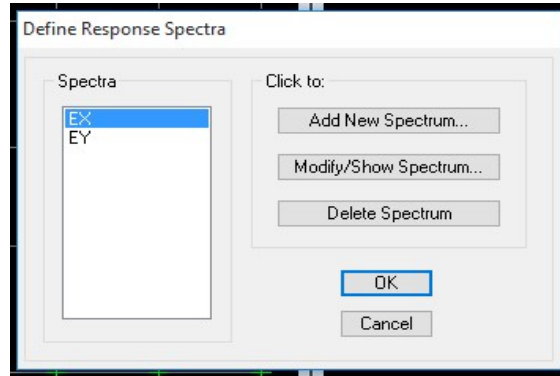


Figure IV.17: Définition des charges sismiques.

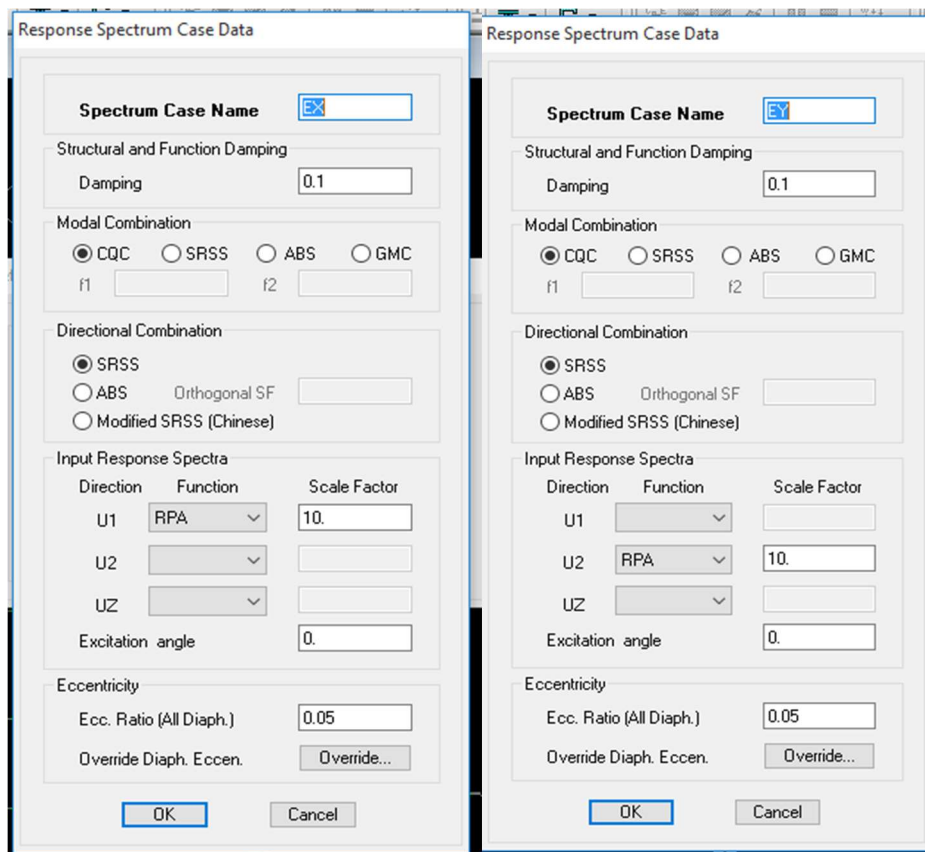


Figure IV.18: Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.

IV. 2.4. Combinaisons de charge « Load Combinations »

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- Combinaisons courantes

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

Poids : $G+0,2Q$


- Combinaisons accidentelles du RPA

GQEX : $G+Q\pm EX$

GQEY : $G+Q\pm EY$

GEX : $G\pm EX$

GEY : $G\pm EY$

Pour l'introduire on utilise le raccourci 

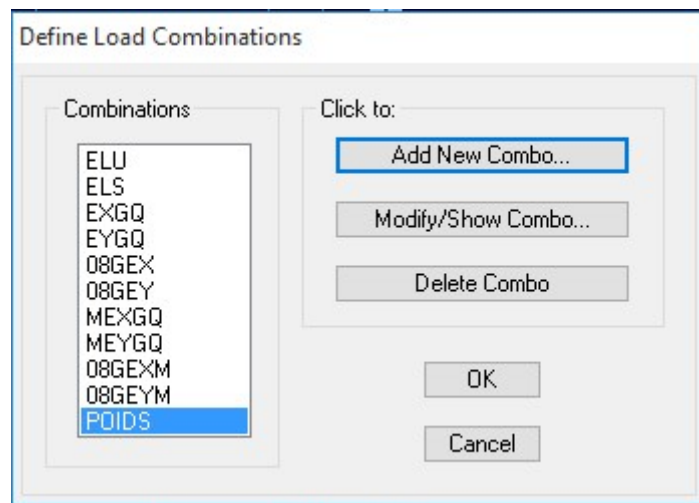



Figure IV.19: Introduction des combinaisons d'actions.

IV. 2.5. Masse source

La masse source est la masse revenant à chaque plancher ; dont la valeur est égale à

$$W = G + \beta Q$$

β : Coefficient de pondération, d'après le RPA $\Rightarrow \beta=0.2$

Pour l'introduire on utilise le raccourci 

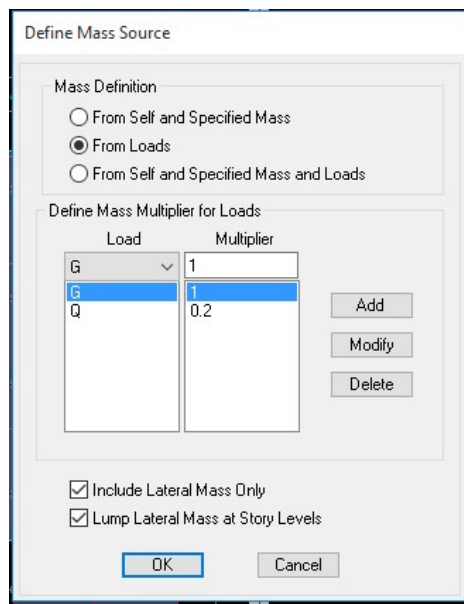



Figure IV.20: Définition du poids propre.

IV. 2.6. Diaphragme

Les planchers sont supposés infiniment rigide, pour cela on définit le diaphragme pour chaque plancher

Pour l'introduire on utilise le raccourci 

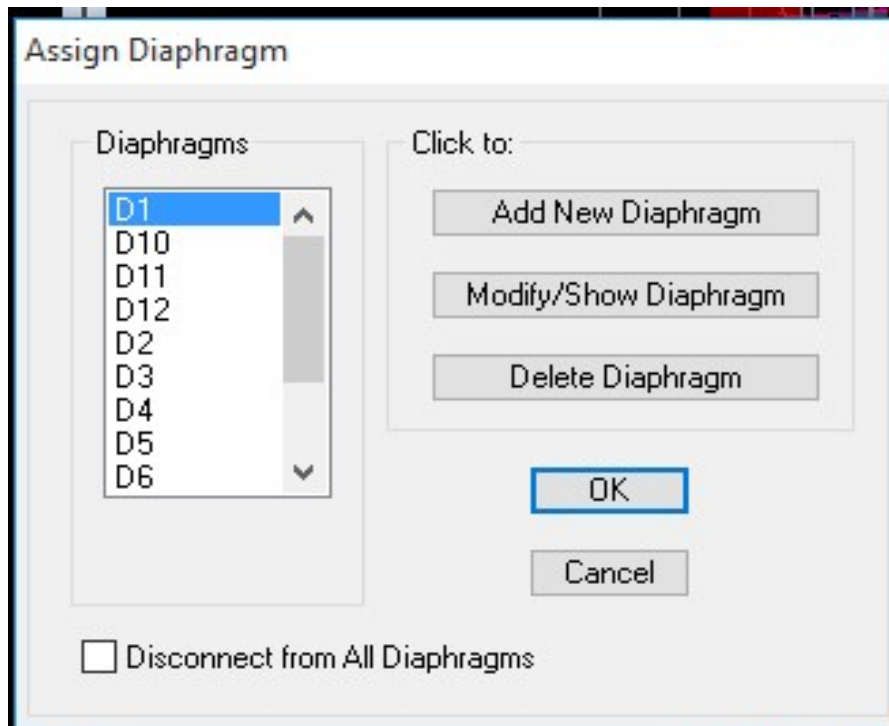
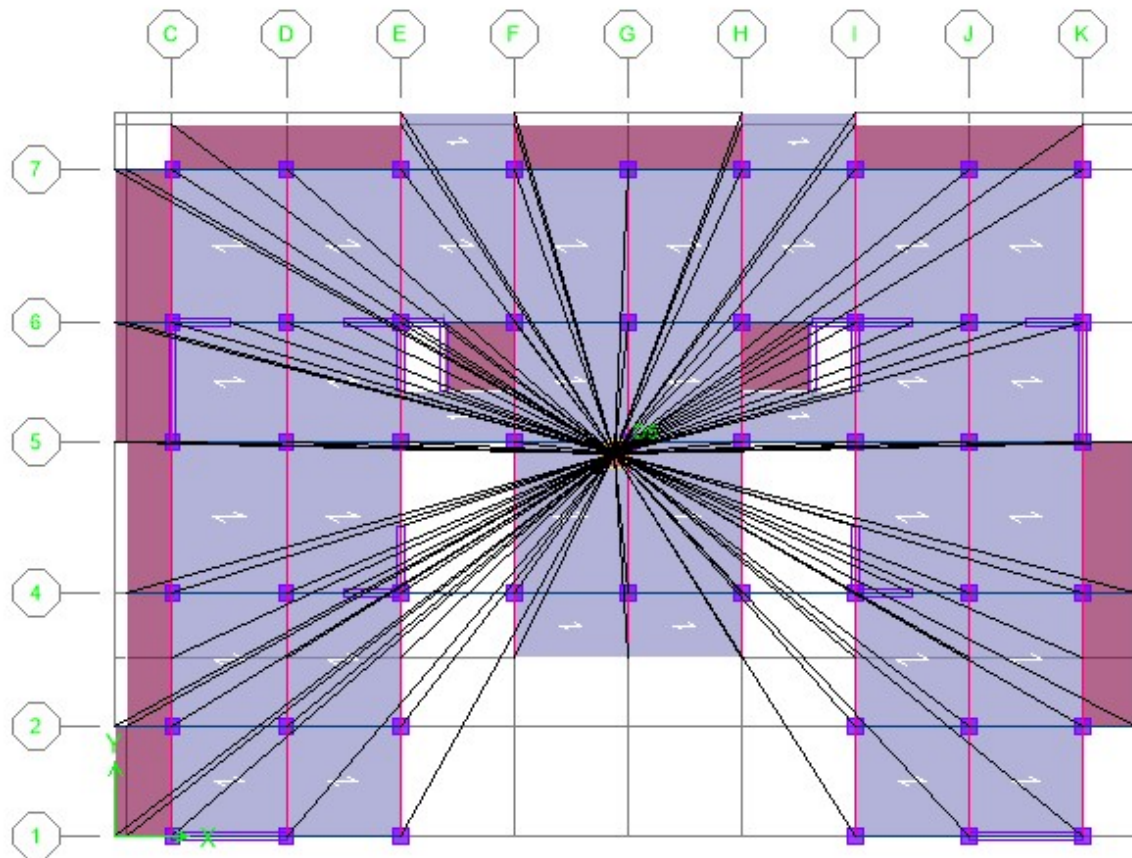

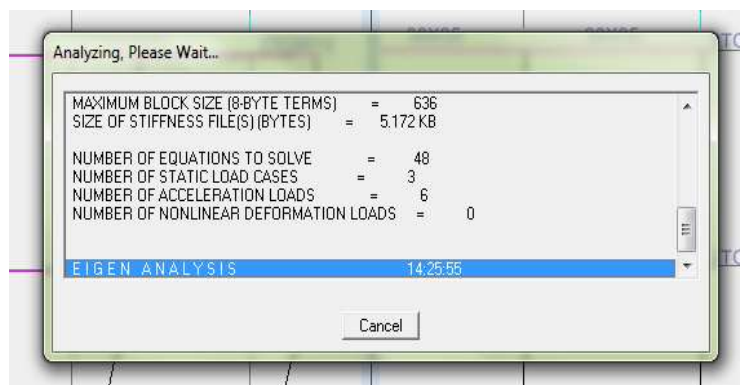


Figure IV.21: Introduction des diaphragmes.




IV. 2.7. Lancer l'analyse

Pour actionner ETABS vers l'exécution des tâches d'analyse de notre modèle, on utilise le raccourci 




IV. 2.8. 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 visualiser la déformée suivant la charge introduite.

- ✓ Diagramme des efforts internes :

on se positionne sur un portique, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces / Stresses Diagrame** 

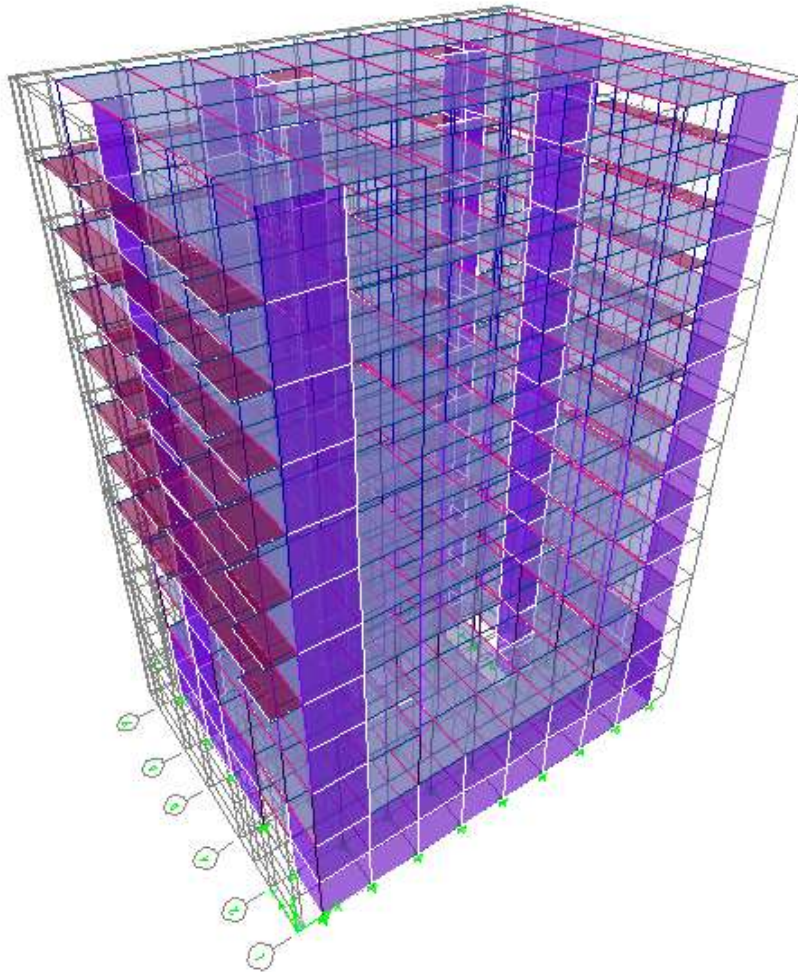


Figure IV.22: Vue en 3D de la structure.

Chapitre V :
Vérification de
l'RPA

V. Vérifications des conditions du RPA

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA99 version2003 qui sont :

- Vérification de la période.
- Vérification de l'excentricité.
- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R
- L'effort tranchant à la base.
- Justification vis-à-vis des déplacements
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

V.1. Vérification de la période fondamentale T (Art 4.2.4 RPA 99/2003)

On estimera la valeur de la période fondamentale à partir de la formule empirique suivante

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

- ✓ h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N. D'où : $h_N =$
- ✓ C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du Type de remplissage et donnée par le tableau 4.6 de RPA. D'où : $C_T = 0.05$

Donc

$$T_{RPA} = 0.05(37.66)^{3/4}$$

$$T_{RPA} = 0.76s$$

Après avoir calculé la période empirique TRPA il aura lieu de la majorer de 30% :

$$T_{maj} = T_{RPA} + 0.3T_{RPA}$$

$$T_{maj} = 0.76 + 0.3 \times 0.76$$

$$T_{maj} = 0.99$$

A partir des tableaux donnés par le logiciel ETABS après l'analyse on tire le T analytique :

Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
	1	0.942840	57.1174	0.3012	0.0000	57.1174	0.3012	0.0000	0.500
	2	0.920827	0.3008	58.8431	0.0000	57.4182	59.1442	0.0000	95.904
	3	0.788978	1.4511	0.0019	0.0000	58.8693	59.1462	0.0000	0.000
	4	0.249378	12.2246	0.0331	0.0000	71.0939	59.1792	0.0000	0.003
	5	0.243535	0.0415	13.4001	0.0000	71.1355	72.5794	0.0000	1.788
	6	0.195940	0.3944	0.0109	0.0000	71.5299	72.5903	0.0000	0.004
	7	0.111565	5.1321	0.0515	0.0000	76.6620	72.6417	0.0000	0.006
	8	0.108628	0.0517	6.7505	0.0000	76.7137	79.3922	0.0000	0.912
	9	0.082809	0.4961	0.0018	0.0000	77.2098	79.3940	0.0000	0.001
	10	0.064756	3.3584	0.3931	0.0000	80.5683	79.7871	0.0000	0.026
	11	0.063831	0.2644	5.5691	0.0000	80.8327	85.3562	0.0000	0.385
	12	0.047520	0.8668	0.0534	0.0000	81.6995	85.4096	0.0000	0.001
	13	0.044660	0.2827	6.0546	0.0000	81.9821	91.4643	0.0000	0.285
	14	0.043610	3.1115	0.4326	0.0000	85.0936	91.8968	0.0000	0.021
	15	0.034695	0.0000	4.4246	0.0000	85.0936	96.3215	0.0000	0.118
	16	0.033463	6.2276	0.0380	0.0000	91.3212	96.3595	0.0000	0.001
	17	0.032019	0.4506	0.1913	0.0000	91.7718	96.5507	0.0000	0.008
	18	0.027860	3.8181	0.4203	0.0000	95.5999	96.8710	0.0000	0.006

T analytique c'est la valeur la plus défavorable des périodes données par le tableau ci-dessus en fonction des modes propres de vibrations

$$\text{Donc } T_{analytique} = 0.94 \text{ S}$$

$$T_{RPA} = 0.76 \text{ S} < T_{analytique} = 0.94 \text{ S} < T_{maj} = 0.99 \text{ S}$$

→ La période est vérifiée.

V.2. Vérification de l'excentricité

D'après le **RPA99 vs 2003 (article 4.3.7)**, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

On doit vérifier que: $|CM - CR| \leq 5\% L$

Tel que : CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

Le tableau ci-dessous représente les coordonnées de centre de masse et de centre de rigidité donné par le logiciel ETABS après l'analyse qui nous permettra par la suite de calculer « ex » et « ey »

Center Mass Rigidity								
	Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	T	D1	13.500	8.825	13.500	8.825	13.497	7.510
	S-S1	D2	13.500	8.901	13.500	8.901	13.487	7.716
	RDC	D3	13.500	9.725	13.500	9.725	13.464	8.319
	E1	D4	13.500	9.727	13.500	9.727	13.439	8.759
	E2	D5	13.167	10.126	13.167	10.126	13.398	9.176
	E3	D6	13.165	10.123	13.165	10.123	13.347	9.569
	E4	D7	13.160	10.136	13.160	10.136	13.298	9.923
	E5	D8	13.154	10.148	13.154	10.148	13.254	10.221
	E6	D9	13.154	10.148	13.154	10.148	13.216	10.479
	E7	D10	13.154	10.148	13.154	10.148	13.184	10.705
	E8	D11	13.154	10.148	13.154	10.148	13.160	10.897
	T	D12	13.500	9.646	13.500	9.646	13.148	11.038

➤ **Suivant X-X :**

Pour que l'excentricité soit vérifiée :

$$|XCM - XCR| \leq 5 \% Lx$$

Tableau V.1 : Vérification de l'excentricité dans le sens X-X

Story	XCM	XCR	ex	5% Lx	Vérification
S-S2	13.5	13.497	0.003	1.344	CV
S-S1	13.5	13.487	0.013	1.344	CV
RDC	13.5	13.464	0.036	1.344	CV
E1	13.5	13.439	0.061	1.344	CV
E2	13.167	13.398	0.231	1.344	CV
E3	13.165	13.347	0.182	1.344	CV
E4	13.16	13.298	0.138	1.344	CV
E5	13.154	13.254	0.1	1.344	CV
E6	13.154	13.216	0.062	1.344	CV
E7	13.154	13.184	0.03	1.344	CV
E8	13.154	13.16	0.006	1.344	CV
T	13.5	13.148	0.352	1.344	CV

➤ **Suivant Y-Y :**

Pour que l'excentricité soit vérifiée :

$$|YCM - YCR| \leq 5 \% Lx$$

Tableau V.2 : Vérification de l'excentricité dans le sens Y-Y

Story	YCM	YCR	ey	5% Lx	Vérification
S-S2	8.825	7.51	1.315	1.344	CV
S-S1	8.901	7.716	1.185	1.344	CV
RDC	9.725	8.319	1.406	1.344	CV
E1	9.727	8.759	0.968	1.344	CV
E2	10.126	9.176	0.95	1.344	CV
E3	10.123	9.569	0.554	1.344	CV
E4	10.136	9.923	0.213	1.344	CV
E5	10.148	10.221	0.073	1.344	CV
E6	10.148	10.479	0.331	1.344	CV
E7	10.148	10.705	0.557	1.344	CV
E8	10.148	10.897	0.749	1.344	CV
T	9.646	11.038	1.392	1.344	CV

V.3. Le pourcentage de la participation de la masse modale [Art 4.3.4 RPA99/2003]

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Les pourcentages des masses participantes tirés à partir des tableaux donnés par le logiciel ETABS sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.3 : Vérification de pourcentage de participation de la masse modale

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.94284	57.1174	0.3012	57.1174	0.3012	0.5504
2	0.920827	0.3008	58.8431	57.4182	59.1442	0.0269
3	0.788978	1.4511	0.0019	58.8693	59.1462	57.361
4	0.249378	12.2246	0.0331	71.0939	59.1792	0.1487
5	0.243535	0.0415	13.4001	71.1355	72.5794	0.0053
6	0.19594	0.3944	0.0109	71.5299	72.5903	13.0149
7	0.111565	5.1321	0.0515	76.662	72.6417	0.136
8	0.108628	0.0517	6.7505	76.7137	79.3922	0.0012
9	0.082809	0.4961	0.0018	77.2098	79.394	5.4316
10	0.064756	3.3584	0.3931	80.5683	79.7871	0.1628
11	0.063831	0.2644	5.5691	80.8327	85.3562	0.0001
12	0.04752	0.8668	0.0534	81.6995	85.4096	3.8229
13	0.04466	0.2827	6.0546	81.9821	91.4643	0.0036
14	0.04361	3.1115	0.4326	85.0936	91.8968	0.2558
15	0.034695	0	4.4246	85.0936	96.3215	0.1061
16	0.033463	6.2276	0.038	91.3212	96.3595	1.089
17	0.032019	0.4506	0.1913	91.7718	96.5507	3.1609
18	0.02786	3.8191	0.4203	95.5909	96.971	0
19	0.02757	1.7346	0.813	97.3255	97.784	0.0091

✓ Le premier mode de vibration est : Une translation suivant l'axe X-X,

Il mobilise 57.11 % de la masse.> 50%

✓ Le deuxième mode de vibration est : Une translation suivant l'axe Y-Y,

Il mobilise 58.84 % de la masse.> 50%

✓ Le troisième mode de vibration est : Une torsion suivant l'axe Z-Z,

Il mobilise 57.36 % de la masse.> 50%

On doit retenir les 16 modes que la masse éteigne les 90% selon RPA99vs 2003

16^{ème} mode → Sens X-X : 91.32 % > 90% → Condition vérifiée.

Sens Y-Y : 96,35% > 90% → Condition vérifiée.

V.4. Justification du système de contreventement

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques, afin de justifier la valeur du coefficient de comportement **R** à considérer.

Les charges verticales et horizontales reprise par le système de contreventement sont données le logiciel ETABS comme suit :

❖ Les charges horizontales

- Charge totale

The screenshot shows the 'Section Cut Stresses & Forces' dialog box with the following settings:

- Section Cutting Line Projected Coordinates:** Start Point (X: -1.632, Y: 0), End Point (X: 29.4495, Y: 0).
- Resultant Force Location and Angle:** X: 13.9087, Y: 1.1258, Z: 0, Angle: 0.1329.
- Include:** Floors, Beams, Braces, Columns, Walls, Ramps (all checked).
- Integrated Forces:**

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0	0	0	2747.8531	76.2617	0.0112
Moment	0	0	0	1634.262	68680.624	28159.0425

- Voile uniquement

The screenshot shows the 'Section Cut Stresses & Forces' dialog box with the following settings:

- Section Cutting Line Projected Coordinates:** Start Point (X: -1.632, Y: 0), End Point (X: 29.4495, Y: 0).
- Resultant Force Location and Angle:** X: 13.9087, Y: 1.1258, Z: 0, Angle: 0.1329.
- Include:** Walls (checked), Floors, Beams, Braces, Columns, Ramps (unchecked).
- Integrated Forces:**

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0	0	0	2671.9271	75.0605	137.866
Moment	0	0	0	1443.2113	50984.76	27494.8179

- Sens X-X

Tableau V.4 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens X-X

Story	Fx totale	Pourcentage %	Fx voile	Pourcentage %
SS2	2747.77	100	2671.84	97.23
SS1	2625.29	100	2552.44	97.22
RDC	2527.9	100	2137.06	84.53
E1	2438.13	100	1932.01	79.24
E2	2334.16	100	1684.53	72.16
E3	2005.98	100	1200.21	59.83
E4	1802.77	100	1226.51	68.03
E5	1571.96	100	984.46	62.62
E6	1571.96	100	984.46	62.62
E7	971.46	100	527.86	54.33
E8	573.04	100	286.73	50.03

- Sens Y-Y

Tableau V.5: Pourcentages des forces horizontales dans le sens Y-Y

Story	Fy totale (KN)	Pourcentage %	Fy voile (KN)	Pourcentage %
SS2	2824.5	100	2726.83	96.5
SS1	2728.63	100	2630.96	96.42
RDC	2627.63	100	2227.54	84.77
E1	2525.36	100	1963.3	77.74
E2	2415.36	100	1722.9	71.33
E3	2260.52	100	1238.44	54.78
E4	2076.95	100	1238.2	59.61
E5	1866.98	100	1012.43	54.22
E6	1630.43	100	793.44	48.66
E7	1351.23	100	544.05	40.26
E8	1012.45	100	359.34	35.49

❖ **Les charges verticales**

- Charge totale

The screenshot shows a software dialog box titled "Section Cut Stresses & Forces". It contains the following sections:

- Section Cutting Line Projected Coordinates:**
 - Start Point: X = -1.9926, Y = 0
 - End Point: X = 31.5408, Y = 0
- Resultant Force Location and Angle:**
 - X = 14.7741, Y = 0.8373, Z = 0, Angle = 0.8625
 - Include: Floors, Beams, Braces, Columns, Walls, Ramps
- Integrated Forces:**

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	2.878E-09	-1.780E-09	-56223.68
Moment	0.	0.	0.	-504220.4	-75091.19	1.513E-07

Buttons: Close, Refresh

- Charge des voiles

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1.9926	0
End Point	31.5408	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	14.7741	0.8373	0	0.8625

Include: Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0	0	0	0.4118	3.3054	-28996.714
Moment	0	0	0	-283131.81	-37862.12	-11.1098

Buttons: Close, Refresh

- Sens Z-Z

Tableau V. 6 : Pourcentages des efforts verticaux

Story	Fz totale (KN)	Pourcentage %	Fz voile (KN)	Pourcentage %
BASE	56223.68	100	28996.71	51.57

D'après les résultats, on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et presque la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5** (structure à voiles porteurs).

V.5. 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.

Si $V_t \leq 0.8 V$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

$$V = \frac{A D Q}{R} W$$

Avec :

- ✓ A : coefficient d'accélération de zone
- ✓ D : facteur d'amplification dynamique
- ✓ Q : facteur de qualité
- ✓ R : coefficient de comportement.
- ✓ W : poids total de la structure.

➤ **Coefficient d'accélération A**

Il dépend de la zone sismique et de groupe d'usage, à notre cas :

→ Groupe d'usage 2

→ Zone sismique IIa

Donc :

$$A = 0.15$$

➤ **Calcul du facteur de qualité « Q » :**

Est donné par la formule suivante : $Q = \sum_6^1 P_q + 1$

Tableau V.7 : facteur de qualité de la structure.

Critère q	Observé	p _q
1. condition minimale sur les files de contreventement.	Oui	0
2. redondance en plan.	Oui	0
3. régularité en plan.	Oui	0
4. régularité en élévation.	Oui	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
6- contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0
Q = 1		

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$\left\{ \begin{array}{ll} 2.5\eta & \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \rightarrow T > 3.0 \text{ s} \end{array} \right.$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique, associée du site, donné par le tableau (4.7 RPA/99).

La nature du sol : Site ferme (S_3) $\Rightarrow T_2 = 0.5s$.

Dans notre cas :

$$T_2 = 0.5 \text{ S} < T_{\text{etabs}} = 0.93 \text{ S} < 3 \text{ S}$$

Donc :

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4.2. RPA99/ version 2003).

Tableau V.8 : valeur de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

D'où : $\xi = 10\%$ $\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.76 \geq 0.7$

$$D = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.5}{0.94}\right)^{\frac{2}{3}}$$
$$D = 1.24$$

➤ **Le poids total de la structure W**

Le poids total de la structure on le tire à partir de logiciel ETABS :

$$W = 49639.74 \text{ KN}$$

Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	P
	E6	POIDS	Bottom	15522.41
	E5	POIDS	Top	18339.94
	E5	POIDS	Bottom	19314.24
	E4	POIDS	Top	22131.78
	E4	POIDS	Bottom	23243.78
	E3	POIDS	Top	26061.31
	E3	POIDS	Bottom	27173.32
	E2	POIDS	Top	29990.85
	E2	POIDS	Bottom	31102.86
	E1	POIDS	Top	33553.85
	E1	POIDS	Bottom	34665.85
	RDC	POIDS	Top	37276.74
	RDC	POIDS	Bottom	38934.34
	S-S1	POIDS	Top	42028.01
	S-S1	POIDS	Bottom	44418.71
	S-S2	POIDS	Top	47249.04
	S-S2	POIDS	Bottom	49639.74

A	R	Q	D	W (KN)
0.15	3.5	1	1.24	49639.74

$$V = \frac{0.15 \times 1 \times 1.28}{3.5} \times 49639.74$$

$$V = 2723.09 \text{ KN}$$

La valeur de l'effort tranchant donnée par ETABS

Chapitre V : Vérification de RPA

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2
	EX	15	U1	0.00	-1.18	0.00	4.323	-0.016
	EX	16	U1	565.45	47.78	0.00	-239.408	2711.357
	EX	17	U1	50.08	-29.30	0.00	134.580	223.202
	EX	18	U1	343.37	119.09	0.00	-330.133	1388.674
	EX	19	U1	169.41	-111.12	0.00	305.082	671.533
	EX	20	U1	0.01	0.31	0.00	-1.419	-0.091
	EX	21	U1	84.02	-1.26	0.00	28.117	263.998
	EX	22	U1	1.74	-7.12	0.00	12.271	4.956
	EX	23	U1	5.62	5.15	0.00	-22.564	11.795
	EX	24	U1	13.58	0.16	0.00	4.329	32.280
	EX	25	U1	0.06	-0.90	0.00	0.961	0.151
	EX	All	All	2772.95	76.98	0.00	1627.025	69537.114
	EY	1	U2	301.29	38.56	0.00	-1108.572	8645.325
	EY	2	U2	-304.61	2409.83	0.00	-68957.649	-8737.851
	EY	3	U2	2.14	0.10	0.00	-0.755	54.985

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1
	EY	10	U2	106.33	40.80	0.00	-237.537
	EY	11	U2	-112.08	461.23	0.00	-2719.802
	EY	12	U2	-18.67	4.61	0.00	-13.917
	EY	13	U2	110.18	542.67	0.00	-2638.204
	EY	14	U2	-97.69	33.90	0.00	-168.496
	EY	15	U2	-1.18	403.68	0.00	-1476.833
	EY	16	U2	47.78	4.04	0.00	-20.231
	EY	17	U2	-29.30	17.14	0.00	-78.723
	EY	18	U2	119.09	41.30	0.00	-114.495
	EY	19	U2	-111.12	72.89	0.00	-200.114
	EY	20	U2	0.31	10.74	0.00	-48.938
	EY	21	U2	-1.26	0.02	0.00	-0.423
	EY	22	U2	-7.12	29.18	0.00	-50.313
	EY	23	U2	5.15	4.72	0.00	-20.681
	EY	24	U2	0.16	0.00	0.00	0.051
	EY	25	U2	-0.90	13.12	0.00	-13.958
	EY	All	All	76.98	2816.33	0.00	70709.755

A partir de tableau ci-dessus on relève les valeurs de l'effort tranchant suivantes :

$$V_x - \text{etabs} = 2772.95 \text{ KN}$$

$$V_y - \text{etabs} = 2816.33 \text{ KN}$$

Vérification de la condition

✓ Dans le sens longitudinal :

$$V_x - \text{etabs} = 2772.95 \text{ KN} > 0.8 V = 2723.09$$

Condition vérifiée

✓ Dans le sens transversal :

$$V_y - \text{etabs} = 2816.33 \text{ KN} > 0.8 V = 2723.09$$

Condition vérifiée

V.6. Vérification des déplacements relatifs

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad (\text{formule 4-19 de RPA})$$

Avec :

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

- Sens X-X

Tableau V.9 : déplacement relatif dans le sens X-X

Story	δ_{ek}	R	δ_k	Δ_k	1% He
T	0.0244	3.5	0.0854	0.0084	0.306
E8	0.022	3.5	0.077	0.0084	0.306
E7	0.0196	3.5	0.0686	0.00875	0.306
E6	0.0171	3.5	0.05985	0.00945	0.306
E5	0.0144	3.5	0.0504	0.00945	0.306
E4	0.0117	3.5	0.04095	0.00945	0.306
E3	0.009	3.5	0.0315	0.00945	0.306
E2	0.0063	3.5	0.02205	0.0084	0.306
E1	0.0039	3.5	0.01365	0.00735	0.306
RDC	0.0018	3.5	0.0063	0.0056	0.306
S-S1	0.0002	3.5	0.0007	0.00035	0.306
S-S2	0.0001	3.5	0.00035	0.00035	0.306

- Sens Y-Y

Tableau V.10 : déplacement relatif dans le sens Y-Y

Story	δ_{ek}	R	δ_k	Δ_k	1% He
T	0.024	3.5	0.084	0.00805	0.306
E8	0.0217	3.5	0.07595	0.00805	0.306
E7	0.0194	3.5	0.0679	0.00875	0.306
E6	0.0169	3.5	0.05915	0.0091	0.306
E5	0.0143	3.5	0.05005	0.00945	0.306
E4	0.0116	3.5	0.0406	0.00945	0.306
E3	0.0089	3.5	0.03115	0.0091	0.306
E2	0.0063	3.5	0.02205	0.0084	0.306
E1	0.0039	3.5	0.01365	0.007	0.306
RDC	0.0019	3.5	0.00665	0.0056	0.306
S-S1	0.0003	3.5	0.00105	0.0007	0.306
S-S2	0.0001	3.5	0.00035	0.00035	0.306

Il est observé que dans les deux directions, les déplacements relatifs causés par les efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99, qui correspondent à 1% de la hauteur d'étage He.

Par conséquent, la condition de l'RPA concernant les déformations est vérifiée.

V.7. Vérification de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou 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 ».

Tel que :

- $\theta_k < 0.10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $1/(1 - \theta_k)$.
- $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

- Sens X-X

Tableau V.11: Justification vis-à-vis de l'effet delta dans le sens X-X

Story	P_K	V_X	Δ_k	H_k	θ_k
T	4146.89	576.02	0.0084	3.06	0.01976254
E8	7938.73	977.82	0.0084	3.06	0.02228692
E7	11730.57	1311.09	0.00875	3.06	0.02558428
E6	15522.41	1588.16	0.00945	3.06	0.03018389
E5	19314.24	1823.58	0.00945	3.06	0.03270869
E4	23243.78	2030.25	0.00945	3.06	0.03535637
E3	27173.32	2210.97	0.00945	3.06	0.03795511
E2	31102.86	2361.56	0.0084	3.06	0.03615424
E1	34665.85	2465.98	0.00735	3.06	0.03376589
RDC	38934.34	2555.58	0.0056	4	0.02132904
S-S1	44418.71	2651.86	0.00035	3.06	0.00191585
S-S2	49639.74	2772.88	0.00035	3.06	0.0020476

- Sens Y-Y

Tableau V.12: Justification vis-à-vis de l'effet delta dans le sens Y-Y

Story	P_K	V_y	Δ_k	H_k	θ_k
T	4146.89	623.74	0.00805	3.06	0.01749014
E8	7938.73	1010	0.00805	3.06	0.02067779
E7	11730.57	1347.2	0.00875	3.06	0.02489853
E6	15522.41	1625.15	0.0091	3.06	0.0284044
E5	19314.24	1860.63	0.00945	3.06	0.03205738
E4	23243.78	2069.7	0.00945	3.06	0.03468245
E3	27173.32	2252.46	0.0091	3.06	0.03587613
E2	31102.86	2406.65	0.0084	3.06	0.03547687
E1	34665.85	2516.58	0.007	3.06	0.0315114
RDC	38934.34	2618.9	0.0056	4	0.02081335
S-S1	44418.71	2720.13	0.0007	3.06	0.00373554
S-S2	49639.74	2816.32	0.00035	3.06	0.00201602

Donc l'effet de second ordre est négligeable dans notre cas, la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite à tous les niveaux.

V.8. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux (RPA 99/version 2003 Article 7.4.3.1)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

❖ **Pour les poteaux de (45× 45)**

$$N_d = 1502.78 \text{ KN}$$

$$V = \frac{1502.78 \times 10^3}{25 \times 450 \times 450}$$

$$V = 0.29$$

$$V = 0.29 \leq 0.3$$

Condition vérifiée.

❖ **Pour les poteaux de (40× 40)**

$$N_d = 1161.32 \text{ KN}$$

$$V = \frac{1161.32 \times 10^3}{25 \times 400 \times 400}$$

$$V = 0.29$$

$$V = 0.29 \leq 0.3$$

Condition vérifiée.

❖ **Pour les poteaux de (35× 35)**

$$N_d = 633.71 \text{ KN}$$

$$V = \frac{633.71 \times 10^3}{25 \times 350 \times 350}$$

$$V = 0.15$$

$$V = 0.15 \leq 0.3$$

Condition vérifiée.

Remarque

Le calcul a été effectué précédemment en (35×35), mais comme il n'a pas été vérifié, nous avons dû augmenter la section des poteaux.

Conclusion

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée.
 - L'excentricité est vérifiée.
 - Le pourcentage de participation de la masse modale est vérifié.
 - Le coefficient de comportement $R=3.5$.
 - L'effort tranchant à la base est vérifié.
 - Le déplacement relatif est vérifié.
 - L'effet P-Delta est vérifiée.
 - L'effort normal réduit dans les poteaux est vérifiée.
- ❖ Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre VI :
Ferraillage des
éléments

VI.1. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation.

Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M , dans les deux sens (sens longitudinal et transversal) qui sont extrait à partir de logiciel ETABS (V9.7.4), ils sont donc calculés en flexion composé, dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis vérifié à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont : (art.5.2)

- $1.35G+1.5Q$ → à l'ELU.
- $G+Q$ → à l'ELS
- $G+Q\pm E$ → RPA99 révisée 2003.
- $0.8G\pm E$ → RPA99 révisée 2003.

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants :

Tableau VI.1 : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

Situation	γ_b	γ_s	θ	F_{c28}	f_{bu}	f_e	σ_s
Durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

VI.1.1. Recommandations du RPA

➤ Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets
- Le pourcentage minimal est de 0.8% en zone II.
- Le pourcentage maximal est de
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.

Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

Tableau VI.2 : la section minimal et maximal d'armature.

	0.8% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poteaux (45x45)	16.2	81	121.5
Poteaux (40x40)	12.8	64	96
Poteaux (35x35)	9.8	49	73.5

VI.1.2. Calcul du ferrailage des poteaux avec le logiciel « SOCOTEC »

Le ferrailage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide de logiciel « SOCOTEC ».

❖ Exemple de calcul

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses **Saisie** Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :

Nom du fichier : sans nom

Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Matériaux
 Contrainte béton : f_{cj} MPa Coeff. acier/béton n
 Limite élast. acier : f_e MPa

Géométrie
 Largeur : b m
 Hauteur : h m
 Pos. cdg armatures sup. : d' m
 Pos. cdg armatures inf. : c m

Calcul aux ELU Calcul aux ELS

Effort normal : Nu kN Effort .. : Ns kN
 Moment fléchissant Mu kN*m Moment .. : Ms kN*m

Coefficients
 durée chargement : θ
 sécurité du béton : γ_b
 sécurité de l'acier : γ_s

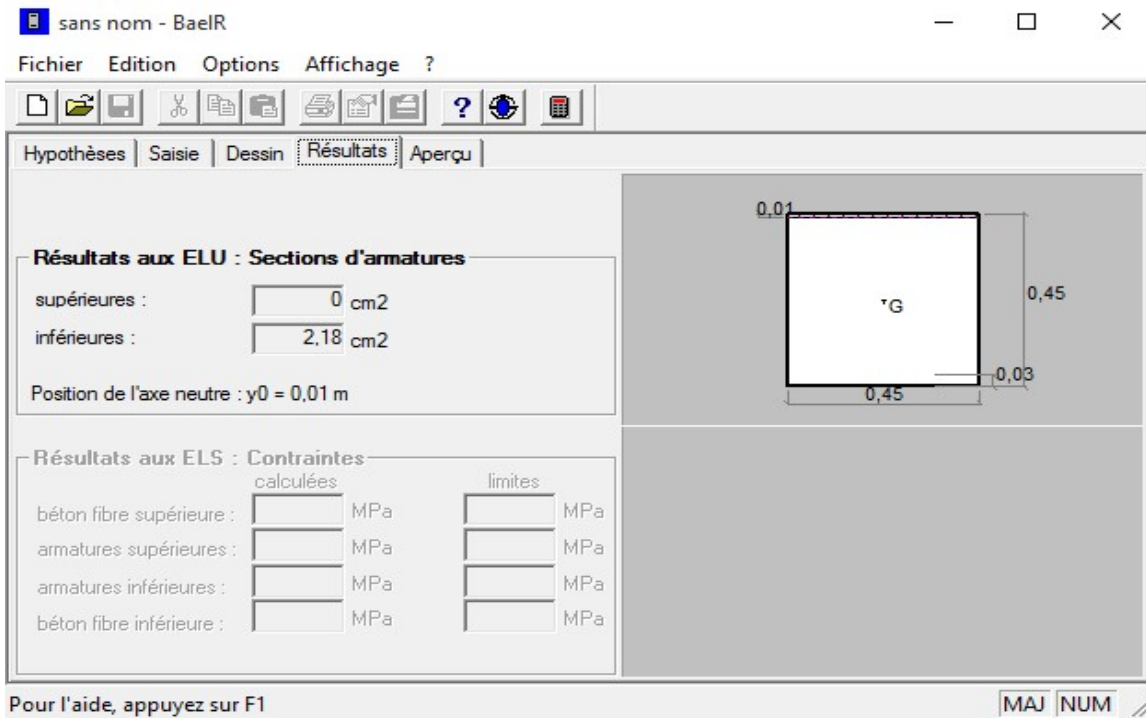
Sections d'armatures
 supérieures : cm²
 inférieures : cm²

Convention signes
 N > 0 : compression
 M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration
 peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable

Type d'armature
 rond lisse
 barre HA
 barre HA

*G



Figures VI.1 : caractéristique et sollicitation de la section

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

Tableau VI.3 : ferrailage des poteaux.

Niveau	Section	N (Kn)	M (KN.m)	Combinaison	OBS	As' (cm ²)	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
1 ^{er} , 2 ^{ème} sous-sol et RDC	45×45	$N_{max} = -1502.78$	$M_{corr} = -2.568$	ELU	SEC	0	0	16.2	12HA14	18.48
		$N_{min} = 27.14$	$M_{corr} = 30.314$	0.8G+EX	SPT	0	2.18			
		$N_{corr} = -468.01$	$M_{max} = 53.214$	G+Q+EY	SEC	0	0			
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	40×40	$N_{max} = -1161.32$	$M_{corr} = 5.08$	ELU	SEC	0	0	12.8	12HA12	13.57
		$N_{min} = 19.79$	$M_{corr} = 41.268$	0.8G+EX	SPT	0	3.1			
		$N_{corr} = -169.51$	$M_{max} = 92.088$	G+Q+EY	SPT	0	4.41			
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	35×35	$N_{max} = -633.71$	$M_{corr} = 2.518$	ELU	SEC	0	0	9.8	12HA12	13.57
		$N_{min} = 6.45$	$M_{corr} = 16$	0.8G+EX	SPT	0	1.35			
		$N_{corr} = -129.41$	$M_{max} = 70.025$	G+Q+EY	SPT	0	4.16			

VI.1.3. Vérifications RPA

❖ **Armatures transversales : (R.P.A Art.7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

A_t : armatures transversales

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

-si $\lambda_g \geq 5$ $\rho_a = 2.5$

-si $\lambda_g < 5$ $\rho_a = 3.75$

❖ **Calcul de l'enlacement géométrique**

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur du flambement d poteau

$$l_f = 0.707 l_0$$

l_0 : longueur libre du poteau

➤ **Poteaux (45×45)**

📊 Sous-sol

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 3.06}{0.45} = 4.8$$

$$\lambda_g < 5 \quad \rho_a = 3.75$$

📊 RDC

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 4}{0.45} = 6.28$$

$$\lambda_g > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

➤ **Poteaux (40×40)**

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 3.06}{0.40} = 5.4$$

$$\lambda_g > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

➤ **Poteaux (35×35)**

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 3.06}{0.35} = 6.18$$

$$\lambda_g > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

❖ **Espacement des armatures transversales**

➤ **Poteaux (45×45)**

🏠 Sous-sol

➤ **Zone nodale**

$$S_t \leq \min(10 \phi_l ; 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.4 ; 15)$$

$$S_t < 14 \text{ cm}$$

Soit $t=10\text{cm}$

➤ **Zone courante**

$$S_t \leq 15 \phi_l = 15 \times 1.4$$

$$S_t < 21 \text{ cm}$$

Soit $S_t=15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h \times f_e} = \frac{3.75 \times 13.04 \times 10^3 \times 15}{45 \times 40000} = 0.41 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t=4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Poteaux (40×40)**

✓ **Zone nodale**

$$S_t \leq \min(10 \phi_l ; 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.2 ; 15)$$

$$S_t < 12 \text{ cm}$$

Soit $S_t=10\text{cm}$

✓ **Zone courante**

$$S_t \leq 15 \phi_l = 15 \times 1.2$$

$$S_t < 18 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h \times f_e} = \frac{2.5 \times 61.85 \times 10^3 \times 15}{40 \times 40000} = 1.44 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Poteaux (35×35)**

✓ **Zone nodale**

$$S_t \leq \min(10 \phi_l ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2 ; 15)$$

$$S_t < 12 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ **Zone courante**

$$S_t \leq 15 \phi_l = 15 \times 1.2$$

$$S_t < 18 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h \times f_e} = \frac{2.5 \times 45.52 \times 10^3 \times 15}{35 \times 40000} = 1.21 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h \times f_e} = \frac{3.75 \times 13.54 \times 10^3 \times 15}{35 \times 40000} = 0.54 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

❖ Longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement pour la zone II est de $L=40\phi$

- Poteaux 45×45 : $L=40\times 1.4=56\text{cm}$
Soit $L=60\text{ cm}$
- Poteaux 40×40 : $L=40\times 1.2=48\text{cm}$
Soit $L=50\text{cm}$
- Poteaux 35×35 : $L=40\times 1.2=48\text{cm}$
Soit $L=50\text{cm}$

❖ Vérification de la quantité d'armature transversale

La quantité d'armature transversale minimale $\frac{A_t}{t \times b_1}$ est donnée comme suit :

-si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{min} = 0.3\% t \times b_1$

-si $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{min} = 0.8\% t \times b_1$

-si $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

➤ Poteaux (45×45)

🏠 Sous-sol

$3 < \lambda_g = 4.8 < 5 \rightarrow$ par interpolation :

$$A_t^{min} = 0.0035 \times S_t \times b_1$$

✓ Zone nodale

$$A_t^{min} = 0.0035 \times 10 \times 45 = 1.58\text{cm}^2$$

✓ Zone courante

$$A_t^{min} = 0.0035 \times 15 \times 45 = 2.36\text{cm}^2$$

🏠 RDC

$$\lambda_g = 6.28 \geq 5$$

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b_1$$

✓ Zone nodale

$$A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35\text{cm}^2$$

✓ Zone courante

$$A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.03\text{cm}^2$$

➤ Poteaux (40×40)

$$\lambda_g = 5.4 \geq 5$$

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b_1$$

- ✓ Zone nodale

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

- ✓ Zone courante

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

➤ **Poteaux (35×35)**

$$\lambda_g = 6.18 \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b_1$$

- ✓ Zone nodale

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

- ✓ Zone courante

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.58 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification des contraintes au cisaillement**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec

-si $\lambda_g > 5 \rightarrow \rho_d = 0.075$

-si $\lambda_g < 5 \rightarrow \rho_d = 0.04$

➤ **Poteaux (45×45)**

🏗️ Sous-sol

$$\lambda_g = 4.8 < 5 \rightarrow \rho_d = 0.04$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{13.04 \times 10^3}{450 \times 430} = 0.07 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

🏗️ RDC

$$\lambda_g = 6.28 > 5 \rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{13.04 \times 10^3}{450 \times 430} = 0.07 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.88 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1.88 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

➤ Poteaux (40×40)

$$\lambda_g = 5.4 > 5 \rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{61.85 \times 10^3}{400 \times 380} = 0.41 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.88 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1.88 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

➤ Poteaux (35×35)

✚ Etages

$$\lambda_g = 6.18 > 5 \rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{45.52 \times 10^3}{350 \times 330} = 0.41 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.88 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1.88 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la contrainte de non fragilité

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adop} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t2} \times b \times d}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d}$$
$$e_s = \frac{M_s}{N_s} : \text{excentricité à l'ELS}$$

Tableau VI.4 : Vérification de la condition de non fragilité

Section	Sollicitation	Ns	Ms	es	b	d	Amin	A _{adop}	obs
45×45	N _{max} - M _{corr}	-1247.96	-1.859	0.001	450	430	5.74	16.2	CV
	N _{min} - M _{corr}	-126.16	8.524	0.067	450	430	5.74		CV
	N _{corr} - M _{max}	-128.98	13.316	0.103	450	430	5.74		CV
40×40	N _{max} - M _{corr}	-1161.32	5.08	0.004	400	380	4.51	12.8	CV
	N _{min} - M _{corr}	19.79	41.268	2.085	400	380	4.59		CV
	N _{corr} - M _{max}	-169.51	92.088	0.543	400	380	4.53		CV
35×35	N _{max} - M _{corr}	-462.18	1.92	0.004	350	330	5.43	9.8	CV
	N _{min} - M _{corr}	-25.46	-5.31	0.208	350	330	3.43		CV
	N _{corr} - M _{max}	-74.75	-29.868	0.399	350	330	3.44		CV

VI.4. Vérification de la contrainte normale à l'ELS

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes

Zone	Sollicitations	Ns	Ms	Asup	Ainf	σ_{bc}		σ_{st}		$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{st}$	OBS
						sup	inf	sup	inf			
I	N _{max} - M _{corr}	-1247.96	-1.859	18.48	18.48	4.76	4.91	71.6	73.6	15	348	Cv
	N _{min} - M _{corr}	-126.16	8.524			0.84	0.14	11.8	2.82			cv
	N _{corr} - M _{max}	-128.98	13.316			1.04	0	14.6	0.42			cv
II	N _{max} - M _{corr}	-1161.32	5.08	13.57	13.57	6.09	5.48	90.7	82.9	15	348	cv
	N _{min} - M _{corr}	19.79	41.268			2.97	0	32.9	98			cv
	N _{corr} - M _{max}	-169.51	92.088			7.66	0	93.4	149.7			cv
III	N _{max} - M _{corr}	-462.18	1.92	13.57	13.57	2.99	2.67	44.5	40.5	15	348	cv
	N _{min} - M _{corr}	-25.46	-5.31			0	0.65	6.15	8.32			cv
	N _{corr} - M _{max}	-74.75	-29.868			0	3.37	53.5	40.8			cv

V.2. Ferrailage des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les combinaisons de calcul :

- 1.35G + 1.5Q L'ELU.
- G + Q L'ELS.
- G + Q ± E RPA99 révisé 2003.
- 0.8G ± E..... RPA99 révisé 2003.

V.2.1. Recommandations du RPA

V.2.1.1. Armatures longitudinal: (R.P.A Art.7.5.2.1)

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

$$A_{\min} = 0.5\% b h$$

- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\max} = 0.4\% b h \quad \text{En zone courante.}$$

$$A_{\max} = 0.6\% b h \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

Tableau V.6 : la section minimal et maximal d'armature.

	0.5% b h	4% b h	6% b h
Poutres principales	4.375	35	52.5
Poutres secondaires	3.75	30	45

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone II.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

V.2.1.2. Armatures transversales (R.P.A Art.7.5.2.2)

Les quantités minimales des armatures transversales est de :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\}$$

- En dehors de la zone nodale $S_t \leq \frac{h}{2}$

Ø : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

V.2.2. Etapes de calcul de ferrailage

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant entravées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2f_{bc}} \quad \text{Avec : } \begin{cases} f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \end{cases}$$

Pour $f_e E400$ on a : $\mu_1 = 0.392$

➤ 1er cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$)

$$\text{Section d'acier tendue : } A_{ST} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

➤ 2ème cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée.

$$\text{On calcul: } M_r = \mu_1 \cdot bd^2f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

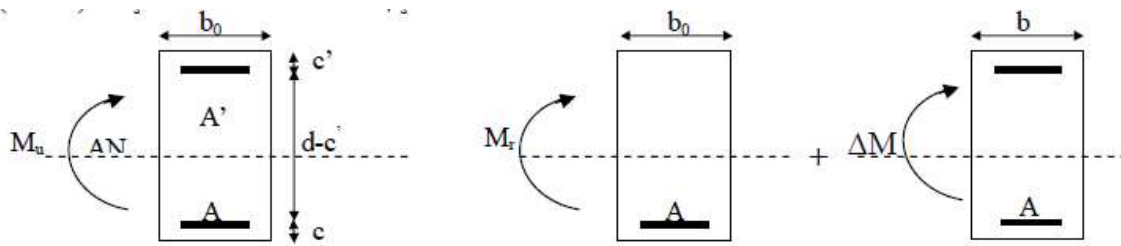
Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à L'ELU dans les poutres.

$$\begin{cases} A_{st} = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

Figures VI.2.1 : Section rectangulaire doublement armée.



VI.2.3. Ferrailage des poutres

Après avoir extrait les moments en utilisant ETABS, on va ferrailer avec le moment maximum que ce soit aux appuis ou bien en travées puis on adopte leur section de ferrailage. Le ferrailage se fait avec le logiciel SOCOTEC.

VI.2.3.1. Poutre principale

Tableau V.7 : Ferrailage des poutres principal.

	Localisation	Combinaison	Moments (KN .m)	A_{cal} (cm ²)	Ferrailage	A_{adop} (cm ²)
P.P non reliées	Travée	G+Q+Ey	42.34	3.34	3HA14	4.62
Aux voiles	Appuis	G+Q+Ey	73.23	5.95	3HA14(filante)+ 2HA12 (chap)	6.88
P.P reliées	Travée	0.8G+Ey	98.99	8.29	3HA16(filante)+ 3HA14(chap)	10.65
Aux voiles	Appuis	G+Q+Ey	114.50	9.77	3HA16(filante)+ 3HA14(chap)	10.65

VI.2.3.2. Poutre secondaire

Tableau V.8 : Ferrailage des poutres secondaire.

	Localisation	Combinaison	Moments (KN .m)	A_{cal} (cm ²)	Ferrailage	A_{adop} (cm ²)
P.S non reliées	Travée	G+Q+Ex	98.99	10.26	3HA16(filante)+ 3HA16(chap)	12.06
Aux voiles	Appuis	G+Q+Ex	114.50	12.01	3HA16(filante)+ 3HA16(chap)	12.06
P.S reliées	Travée	0.8G+Ex	86.50	8.76	3HA16(filante)+ 3HA16(chap)	12.06
Aux voiles	Appuis	G+Q+Ex	110.08	11.67	3HA16(filante)+ 3HA16(chap)	12.06

VI.2.3.3. Vérification des recommandations exigées par le RPA

Tableau V.9 : Vérification de sections totales adoptées selon le RPA

Poutres	$A_{adop}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	Observation
P.P non reliées	4.62	4.375	CV
Aux voiles	6.88	4.375	CV
P.P reliées	10.65	4.375	CV
Aux voiles	10.65	4.375	CV
P.S non reliées	12.06	3.75	CV
Aux voiles	12.06	3.75	CV
P.S reliées	12.06	3.75	CV
Aux voiles	12.06	3.75	CV

V.2.4. Vérifications à L'ELU

V.2.4.1. Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99)

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

📌 Poutres principales

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1}{400} = 0.996 \text{ cm}^2$$

$A_{adop} > A_{min}$ Condition vérifiée.

📌 Poutres secondaires

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$A_{adop} > A_{min}$ Condition vérifiée.

V.2.4.2. Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99)

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

$$\rightarrow \tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

Avec : T_{max} : effort tranchant

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissurations peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

📌 Poutres principales

- Non reliées aux voiles ($T_{max} = 98.54 \text{ KN}$).

$$\tau_u = \frac{98.54 \times 10^3}{250 \times 330} = 1.19 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Reliées aux voiles ($T_{max} = 160.11 \text{ KN}$).

$$\tau_u = \frac{160.11 \times 10^3}{250 \times 330} = 1.94 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

📌 Poutres secondaires

- Non reliées aux voiles ($T_{max} = 160.11 \text{ KN}$).

$$\tau_u = \frac{160.11 \times 10^3}{250 \times 280} = 2.28 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Reliées aux voiles ($T_{max} = 138.92 \text{ KN}$).

$$\tau_u = \frac{138.92 \times 10^3}{250 \times 280} = 1.98 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

V.2.4.3. Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL91 / modifiée 99)

$$\frac{2T_{max}}{a \times b} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $a = 0.9d$

📌 Poutres principales

- Non reliées aux voiles ($T_{max} = 98.54 \text{ KN}$).

$$\rightarrow \frac{2 \times 98.54 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 330} = 2.65 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39 \text{ MPa}$$

$$2.65 \text{ MPa} < 17.39 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Reliées aux voiles ($T_{\max} = 160.11$ KN).

$$\begin{aligned} \rightarrow \frac{2 \times 160.11 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 330} &= 4.31 \text{ MPa} \\ \rightarrow 0.8 \times \frac{25}{1.15} &= 17.39 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$4.31 \text{ MPa} < 17.39 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

🚧 Poutres secondaires

- Non reliées aux voiles ($T_{\max} = 160.11$ KN).

$$\begin{aligned} \rightarrow \frac{2 \times 160.11 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 280} &= 5.08 \text{ MPa} \\ \rightarrow 0.8 \times \frac{25}{1.15} &= 17.39 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$5.08 \text{ MPa} < 17.39 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Reliées aux voiles ($T_{\max} = 138.92$ KN).

$$\begin{aligned} \rightarrow \frac{2 \times 138.90 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 270} &= 4.40 \text{ MPa} \\ \rightarrow 0.8 \times \frac{25}{1.15} &= 17.39 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$4.40 \text{ MPa} < 17.39 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.2.4.4. Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.321 /BAEL91 / modifiée 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à

$$\begin{aligned} & \left(T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{1}{\sigma_{st}} \\ \text{D'où : } A_S & > \left(T_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) \frac{Y_s}{f_e} \end{aligned}$$

🚧 Poutres principales

- Non reliées aux voiles ($T_{\max} = 98.54$ KN et $M_{\max} = 42.34$ KN.m).

$$\begin{aligned} T_u - \frac{M_u}{0.9d} &= 98.54 - \frac{42.34}{0.9 \times 0.33} = -44.02 < 0 \\ &\rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{aligned}$$

- Reliées aux voiles ($T_{\max} = 160.11$ KN et $M_{\max} = 98.99$ KN. m).

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 160.11 - \frac{86.50}{0.9 \times 0.33} = -131.13 < 0$$

→ Condition vérifiée

📌 Poutres secondaires

- Non reliées aux voiles ($T_{\max} = 160.11$ KN et $M_{\max} = 98.99$ KN. m).

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 160.11 - \frac{98.99}{0.9 \times 0.28} = -232.71 < 0$$

→ Condition vérifiée

- Reliées aux voiles ($T_{\max} = 138.92$ KN et $M_{\max} = 86.50$ KN. m).

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 138.92 - \frac{86.50}{0.9 \times 0.28} = -204.33 < 0$$

→ Condition vérifiée

→ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

V.2.4.5. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3/BAEL 91 modifiées99)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA)

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

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

$$\sum u_i = n\pi\phi, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

📌 Poutres principales

- Non reliées aux voiles ($T_{\max} = 98.54$ KN).

$$\sum u_i = (3 \times \pi \times 16) = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{98.54 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 150.72} = 2.20 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.20 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Reliées aux voiles ($T_{\max} = 160.11 \text{ KN}$)

$$\sum u_i = (3 \times \pi \times 14) + (3 \times \pi \times 16) = 282.6 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{160.11 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 282.6} = 1.90 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.90 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Poutres secondaires

- Non reliées aux voiles ($T_{\max} = 160.11 \text{ KN}$)

$$\sum u_i = (3 \times \pi \times 14) + (3 \times \pi \times 20) = 320.28 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{160.11 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 320.28} = 1.98 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.98 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Reliées aux voiles ($T_{\max} = 138.92 \text{ KN}$).

$$\sum u_i = (3 \times \pi \times 14) + (3 \times \pi \times 20) = 320.28 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{138.92 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 320.28} = 1.72 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.72 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.72 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.2.4.6. Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99)

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times 1.52 \times 2.1$$

$$\bar{\tau}_s = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \phi 12 : L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25$$

Soit : $L_s=45\text{cm}$

$$\rightarrow \text{Pour } \varnothing 14 : L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.29$$

Soit : $L_s=50\text{cm}$

$$\rightarrow \text{Pour } \varnothing 16 : L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.84} = 56.33$$

Soit : $L_s=60\text{cm}$

Les règles BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4L_s$.

$$\rightarrow \text{Pour } \varnothing 12 : L_s = 18 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \varnothing 14 : L_s = 20 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \varnothing 16 : L_s = 24 \text{ cm}$$

V.2.5. Calcul des armatures transversales

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varnothing_1\right)$$

Poutres principales

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{35}{35} ; \frac{25}{10} ; 1.2\right) = \min(1 ; 2.5 ; 1.2)$$

$$\varnothing_t = 1 \text{ cm}$$

Soit : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

Poutres secondaires

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{30}{35} ; \frac{25}{10} ; 1.4\right) = \min(0.85 ; 2.5 ; 1.4)$$

$$\varnothing_t = 0.85 \text{ cm}$$

Soit : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

➤ La section d'armature transversale

$$A_t = \frac{4 \pi \varnothing_t^2}{4} = \frac{4 \times 3.14 \times 0.8^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ Espacement des armatures transversales

Espacement maximal des armatures selon le BAEL 91 modifiées 99 :

$$S_t = \min(0.9 d ; 40 \text{ cm})$$

📌 Poutres principales

$$S_t = \min(0.9 \times 33 ; 40 \text{ cm}) = \min(29.7 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t = 29.7 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 25 \text{ mm}$

📌 Poutres secondaires

$$S_t = \min(0.9 \times 28 ; 40 \text{ cm}) = \min(25.2 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t = 25.2 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 25 \text{ mm}$

❖ **D'après le RPA 99 (Art 7-5-2,2)**

📌 Poutres principales

→ **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1.2\right) = \min(8.75 ; 14.4)$$

$$S_t = 8.75$$

Soit : $S_t = 8 \text{ mm}$

→ **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ mm}$

📌 Poutres secondaires

→ **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4} ; 12 \times 1.4\right) = \min(7.5 ; 16.8)$$

$$S_t = 7.5$$

Soit : $S_t = 7 \text{ mm}$

→ **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$S_t \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ mm}$

➤ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA**

$$A_t \geq 3\% S_t b$$

✚ **Poutres principales**

$$A_t \geq 0.003 \times 15 \times 25$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 1.125 \text{ cm}^2$$

✚ **Poutres principales**

$$A_t \geq 0.003 \times 15 \times 25$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 1.125 \text{ cm}^2$$

➤ **Délimitation de la zone nodale**

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

✚ **Poutres principales**

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

✚ **Poutres principales**

$$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$$

VI. 2.6. Vérifications à L'ELS :

VI. 2.6.1. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art.B.6.3/BAEL91 modifiées 99)

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

VI. 2.6.2. Vérification de la résistance à la compression du béton (ART. A.4.5.2 BAEL91/ modifiée 99)

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

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

Tableau V.10 : Vérification des contraintes.

Position			M_s	A	ρ	β	K	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
			(KN. m)	(cm ²)							
P.P	Non reliées aux voiles	Travées	25.18	4.62	0.577	0.887	29.25	192.02	6.56	15	CV
		Appuis	46.41	6.88	0.86	0.868	22.88	242.80	10.61	15	CV
	Reliées aux voiles	Travées	7.96	10.65	1.177	0.854	19.25	30.92	1.60	15	CV
		Appuis	9.89	10.65	1.331	0.845	17.26	21.8	1.26	15	CV
P.S	Non reliées aux voiles	Travées	7.96	12.06	1.577	0.836	15.49	18.95	1.2	15	CV
		Appuis	9.87	12.06	2.065	0.821	12.93	13.71	1.06	15	CV
	Reliées aux voiles	Travées	19.38	12.06	1.577	0.836	15.49	46.15	2.97	15	CV
		Appuis	29.18	12.06	2.065	0.821	12.93	40.54	3.13	15	CV

VI. 2.6.3. Etat limite de déformation

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

$$f < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

f: La valeur de la flèche trouvée par ETABS

Poutre principale

$$f = 0.00049cm$$

$$\bar{f} = \frac{4}{500} = 0.008$$

$$f < \bar{f} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Poutre secondaire

$$f = 0.00008cm$$

$$\bar{f} = \frac{3}{500} = 0.006$$

$$f < \bar{f} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

Le ferrailage retenu pour les poutres est le suivant :

Poutre principale

- Non reliée aux voiles
 - En travée : $A_t=3HA14=4.62 \text{ cm}^2$
 - Aux appuis : $A_a= 3HA14 \text{ (filante)} +2HA12 \text{ (chap)} =6.88 \text{ cm}^2$
- Reliée aux voiles
 - En travée : $A_t=3HA16\text{(filante)} +3HA14\text{(chap)} =10.65 \text{ cm}^2$
 - Aux appuis : $A_a=3HA16\text{(filante)} +3HA14\text{(chap)} =10.65 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire

- Non reliée aux voiles
 - En travée : $A_t=3HA16\text{(filante)} +3HA16\text{(chap)} =12.06 \text{ cm}^2$
 - Aux appuis : $A_a=3HA16\text{(filante)} +3HA16\text{(chap)} =12.06 \text{ cm}^2$
- Reliée aux voiles
 - En travée : $A_t=3HA16\text{(filante)} +3HA16\text{(chap)} =12.06 \text{ cm}^2$
 - Aux appuis : $A_a=3HA16\text{(filante)} +3HA16\text{(chap)} =12.06 \text{ cm}^2$

Avec :

- Armatures transversales
 - $S_t=7 \text{ cm}$ pour la zone nodale ;
 - $S_t=10 \text{ cm}$ pour la zone courante.
- Armature longitudinale
 - $S_t=25 \text{ cm}$

V.3. Ferrailage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont donnés ci-dessous :

$$1.35G + 1.5Q \rightarrow \text{à l'ELU.}$$

$$G + Q \rightarrow \text{à l'ELS.}$$

$$G + Q \pm E \rightarrow \text{RPA99 révisé 2003}$$

$$0.8G \pm E \rightarrow \text{RPA99 révisé 2003}$$

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et le moment correspondant.

Le ferrailage se fera par zone, comme suit :

Zone I : sous-sol 1, sous-sol 2 et RDC.

Zone II : étage 1, étage 2, étage 3 et étage 4.

Zone III : étage 5, étage 6, étage 7 et étage 8.

V.3.1. Calcul du ferrailage

V.3.1.1. Détermination de la longueur tendue

Les voiles seront calculées par la méthode de la RDM (calculs des contraintes) à partir des sollicitations les plus défavorables, en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_t = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times v \\ \sigma_c = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times v \end{cases}$$

Avec

N : effort normal du voile

S : la section du béton

I : moment d'inertie du voile

V : bras de levier du voile $V = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera pour une longueur L_t (longueur tendue) et par symétrie on fera la même chose pour l'autre moitié du voile toute en augmentant l'espacement en zone courante.

$$L_t = \frac{\max(\sigma_c; \sigma_t)}{|\sigma_c| + |\sigma_t|} \times L$$

L_t : longueur tendue

V.3.1.2. Calcul des efforts normaux

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section partiellement comprimé (SPC)
- Section entièrement comprimé (SEC)
- Section entièrement tendue (SET)

Le calcul des efforts normaux des différents cas se résumant dans le tableau ci dessous :

Tableau V.11: calcul des efforts normaux

Section	Diagrammes	N [KN]
SEC		$N = \frac{(\sigma_{c \max} + \sigma_{c \min})}{2} \times L_c \times e_p$
SET		$N = \frac{(\sigma_{t \max} + \sigma_{t \min})}{2} \times L_t \times e_p$
SPC		$N = \frac{(\sigma_{c \max} + \sigma_{t \min})}{2} \times L_t \times e_p$

V.3.1.3. Calcul des armatures verticales

$$A_v = \frac{N}{\sigma_s}$$

V.3.1.4. Calcul des armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 \times V$; V : effort tranchant

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.1.5. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

V.3.1.6. Calcul des armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

- D'après le (BEAL 91 modifiée 99) : $A_h = \frac{A_v}{4}$
- D'après le RPA 2003 [5] : $A_h = 0.15\% \times B$

V.3.1.7. Calcul des armatures pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont le nombre doit être supérieure ou égale à 4HA10 dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.3.2. Disposition constructive

V.3.2.1. Espacement

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

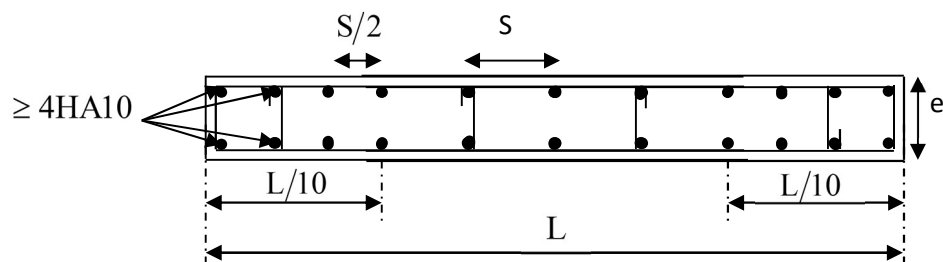
Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

V.3.2.2. Longueur de recouvrement

- 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.

V.3.2.3. Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.



V.3.3. Vérifications

V.3.3.1. Vérification des contraintes au cisaillement

◆ Selon le RPA

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b ne doit pas dépasser la valeur de la contrainte admissible

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

Avec $\tau_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25$

$$\tau_b = 5MPa$$

Et

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$$

$$\bar{V} = 1.4 \times V_u$$

B_0 : épaisseur du voile

D : hauteur utile = $0.9h$; h : hauteur totale de la section brute

◆ Selon le BAEL

Il faut vérifier que

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

Avec

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

Fissuration préjudiciable $\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 MPa \right)$

$$\bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

V.3.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS

Il faut vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$
$$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

V.3.4. Ferrailage des voiles

V.3.4.1. Voiles longitudinales

Tableau V.12: ferrailage voile longitudinale VL₁

Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.55	2.6	2.65
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	S (m ²)	0.51	0.52	0.53
Sollicitation de calcul	σ_{\max} (MPa)	-14.13	-10.54	-3.22
	σ_{\min} (MPa)	9.9	5.83	0.8
	V (KN)	980.92	646.1	286.19
	N (N)	1039.82	539.83	42.34
	L _t (m)	1.05	0.93	0.53
	B (m ²)	0.21	0.19	0.11
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
Armatures verticales	A _{vi} (cm ²)	26	13.5	1.06
	A _{vj} (cm ²)	19.26	12.69	5.62
	A _{s tot}	52.96	31.27	8.93
Armatures minimales	A _{min} (cm ²) = 0.2%B	4.2	3.8	2.2
	A _{min} (cm ²) ≥ $\frac{B \times f_{t28}}{f_e}$	11.03	9.98	5.78
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A _{adop} (cm ²)	26.64	20.41	9.24
	Choix d'armatures	4HA20+7HA16 /nappe	10HA16 /nappe	6HA14 /nappe
	S _t (m)	10	10	10
Armatures horizontales	A _{h adop} (cm ²)	7.86	5.50	3.93
	Choix d'armatures	10HA10	7HA10	5HA10
	S _t (m)	10	15	20
Armatures transversales	A _{t adop} (cm ²)	4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b$	2.14	1.38	0.59
	$\bar{\tau}_u$	1.52	0.98	0.43
	$\bar{\sigma}_{bc}$	1.96	1.95	1.22
		Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

Tableau V.13: ferrailage voile longitudinale VL₂

	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.28	1.3	1.33
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	S (m ²)	0.26	0.26	0.27
Sollicitation de calcul	σ_{\max} (MPa)	6.75	15.18	4.85
	σ_{\min} (MPa)	0.55	3.91	-5.98
	V (KN)	577.51	32.61	207.76
	N (N)	654.61	84.2	249.61
	L _t (m)	1.05	1.3	0.52
	B (m ²)	0.21	0.22	0.23
	Nature de la section	SET	SEC	SPC
Armatures verticales	A _{vi} (cm ²)	27.38	0	6.24
	A _{vj} (cm ²)	15.88	0.89	5.71
	A _{s tot}	43.26	0.89	11.95
Armatures minimales	A _{min} (cm ²) = 0.2%B	4.2	4.4	4.6
	$A_{\min} (cm^2) \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$	11.02	11.55	12.08
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A _{adop} (cm ²)	22.12	21.55	6.79
	Choix d'armatures	11HA16 /nappe	14HA14 /nappe	6HA12 /nappe
	S _t (m)	10	10	10
Armatures horizontales	A _{h adop} (cm ²)	7.86	5.50	3.93
	Choix d'armatures	10HA10	7HA10	5HA10
	S _t (m)	10	15	20
Armatures transversales	A _{t adop} (cm ²)	4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b$	2.5	0.14	0.86
	$\bar{\tau}_u$	1.79	0.09	0.61
	$\bar{\sigma}_{bc}$	2.77	2.63	1.65
		Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

Tableau V.14: ferrailage voile longitudinale VL₃

	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	0.92	0.94	0.97
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	S (m ²)	0.18	0.19	0.19
Sollicitation de calcul	σ_{\max} (MPa)	-44.43	-21.64	7.98
	σ_{\min} (MPa)	32.57	12.35	-10.50
	V (KN)	510.87	243.54	172.44
	N (N)	950.46	332.22	272.51
	L _t (m)	0.3	0.27	0.34
	B (m ²)	0.06	0.05	0.07
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
Armatures verticales	A _{vi} (cm ²)	15.72	8.3	6.82
	A _{vj} (cm ²)	10.03	6.7	4.74
	A _{s tot}	25.75	15	11.56
Armatures minimales	A _{min} (cm ²) = 0.2%B	1.2	1	1.4
	$A_{\min} (cm^2) \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$	3.15	2.63	3.68
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A _{adop} (cm ²)	12.57	9.42	8.04
	Choix d'armatures	4HA20 /nappe	3HA20 /nappe	4HA26 /nappe
	S _t (m)	10	10	10
Armatures horizontales	A _{h adop} (cm ²)	7.86	5.50	3.93
	Choix d'armatures	10HA10	7HA10	5HA10
	S _t (m)	10	15	20
Armatures transversales	A _{t adop} (cm ²)	4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b$	3.08	1.43	0.98
	$\bar{\tau}_u$	2.2	1.02	0.70
	$\bar{\sigma}_{bc}$	2.99	2.32	1.40
		Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

V.3.4.2. Voiles transversales

Tableau V.15: ferrailage voile transversales VT₁

Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.7	2.75	2.8
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	S (m ²)	0.54	0.55	0.56
Sollicitation de calcul	σ_{\max} (MPa)	-19.12	8.37	1.47
	σ_{\min} (MPa)	11.87	-11.51	-4.31
	V (KN)	1323	1116.22	574.38
	N (N)	1228.07	968.52	104.35
	L _t (m)	1.03	1.16	0.71
	B (m ²)	0.21	0.23	0.14
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Armatures verticales	A _{vi} (cm ²)	30.7	24.22
A _{vj} (cm ²)		36.38	30.69	15.79
A _{s tot}		67.08	54.91	18.39
Armatures minimales	A _{min} (cm ²) = 0.2%B	4.2	4.6	2.8
	$A_{\min} (cm^2) \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$	11.03	12.08	7.35
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A _{adop} (cm ²)	34.55	30.91	12.32
	Choix d'armatures	11HA20 /nappe	6HA20+6HA16 /nappe	8HA14 /nappe
	S _t (m)	10	10	10
Armatures horizontales	A _{h adop} (cm ²)	11.31	7.92	3.93
	Choix d'armatures	10HA12	7HA12	3HA10
	S _t (m)	10	15	20
Armatures transversales	A _{t adop} (cm ²)	4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b$	2.72	2.25	1.13
	$\bar{\tau}_u$	1.94	1.61	0.81
	$\bar{\sigma}_{bc}$	2.78	2.68	1.68
		Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

Tableau V.16: ferrailage voile transversales VT₂

	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.58	1.6	1.63
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	S (m ²)	0.32	0.32	0.33
Sollicitation de calcul	σ_{\max} (MPa)	10.14	5.4	2.69
	σ_{\min} (MPa)	-15.39	-9.61	-4.77
	V (KN)	524.34	260.48	231.15
	N (N)	543.27	271.77	140.33
	L _t (m)	0.54	0.5	0.52
	B (m ²)	0.11	0.1	0.1
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
Armatures verticales	A _{vi} (cm ²)	13.58	6.8	3.8
	A _{vj} (cm ²)	14.42	7.16	231.15
	A _{s tot}	28	13.96	9.85
Armatures minimales	A _{min} (cm ²) = 0.2%B	2.2	2	2
	$A_{\min} (cm^2) \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$	5.77	5.25	5.25
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A _{adop} (cm ²)	14.32	9.24	6.79
	Choix d'armatures	2HA20+4HA16 /nappe	6HA14 /nappe	6HA12 /nappe
	S _t (m)	10	10	10
Armatures horizontales	A _{h adop} (cm ²)	7.86	5.50	3.93
	Choix d'armatures	10HA10	7HA8	5HA8
	S _t (m)	10	15	20
Armatures transversales	A _{t adop} (cm ²)	4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b$	1.84	0.9	0.78
	$\bar{\tau}_u$	1.31	0.64	0.56
	$\bar{\sigma}_{bc}$	2.77	2.21	1.29
		Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

Tableau V.17: ferrailage voile transversales VT₃

	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.52	1.55	1.57
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	S (m ²)	0.3	0.31	0.31
Sollicitation de calcul	σ_{\max} (MPa)	10.07	-10.47	-5.47
	σ_{\min} (MPa)	-15.17	3.52	1.63
	V (KN)	13.06	3	1.32
	N (N)	522.61	119.60	187.77
	L _t (m)	0.52	0.34	0.73
	B (m ²)	0.1	0.07	0.15
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
Armatures verticales	A _{vi} (cm ²)	13.06	3	4.7
	A _{vj} (cm ²)	13.26	5.98	5.38
	A _{s tot}	26.32	9	10.08
Armatures minimales	A _{min} (cm ²) = 0.2%B	2	1.4	3
	$A_{\min} (cm^2) \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$	5.25	3.67	7.87
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A _{adop} (cm ²)	14.32	6.16	9.05
	Choix d'armatures	2HA20+4HA16 /nappe	4HA14 /nappe	8HA12 /nappe
	S _t (m)	10	10	10
Armatures horizontales	A _{h adop} (cm ²)	7.86	5.50	3.93
	Choix d'armatures	10HA10	7HA10	5HA10
	S _t (m)	10	15	20
Armatures transversales	A _{t adop} (cm ²)	4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b$	0.06	0.01	0.01
	$\bar{\tau}_u$	1.47	0.64	0.55
	$\bar{\sigma}_{bc}$	2.96	2.41	1.48
		Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

Tableau V.18: ferrailage voile transversales VT₄

Caractéristiques géométriques	Zone I	
	L (m)	3.55
e (m)	0.2	
S (m ²)	0.71	
Sollicitation de calcul	σ_{\max} (MPa)	7.78
	σ_{\min} (MPa)	-8.63
	V (KN)	324.47
	N (N)	454.26
	L _t (m)	1.47
	B (m ²)	0.29
	Nature de la section	SPC
	Armatures verticales	A _{vi} (cm ²)
A _{vj} (cm ²)		12.49
A _{s tot}		31.35
Armatures minimales	A _{min} (cm ²) = 0.2%B	5.8
	A _{min} (cm ²) ≥ $\frac{B \times f_{t28}}{f_e}$	15.23
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A _{adop} (cm ²)	23.10
	Choix d'armatures	15HA14 /nappe
	S _t (cm)	10
Armatures horizontales	A _{h adop} (cm ²)	7.86
	Choix d'armatures	10HA10
	S _t (m)	10
Armatures transversales	A _{t adop} (cm ²)	4 épingles HA8 /m ²
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b$	0.51
	$\bar{\tau}_u$	0.51
	$\bar{\sigma}_{bc}$	3.34
		Condition vérifiée

Chapitre VII :
Etude de
l'infrastructure

VII. Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction

Les fondations sont des composants essentiels de la structure dont le but est de transférer les charges de la superstructure au sol. Ce transfert peut se faire directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), ou indirectement à travers d'autres éléments (cas des semelles sur pieux).

En général, un élément spécifique de la structure peut transmettre à sa fondation une charge normale, une force horizontale due à un séisme, qui peut varier en intensité et en direction, ainsi qu'un moment qui peut agir dans différents plans.

Il existe deux types de fondations en fonction de leur mode de construction et de leur résistance aux sollicitations extérieures.

❖ Différents types de fondations

• Fondations superficielles

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles isolées
- Les semelles filantes
- Les radiers

• Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

VII.2. Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation est principalement basé sur une analyse approfondie du sol, qui nous fournit des informations sur sa capacité de support.

Les résultats de cette étude ont permis de conclure ce qui suit :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 1.9$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est déterminé par plusieurs facteurs, notamment la stabilité de l'ouvrage, la facilité de l'exécution, l'économie, la capacité portante du sol, l'importance de la superstructure et le tassement du sol.

VII.4. Dimensionnement

VII.4.1. Semelles isolées

➤ Le pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal ser N qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$\bar{\sigma}_{sol} \leq \frac{N_{ser}}{S}$$

Avec :

N_s^{max} : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS

S : Surface de la semelle ($S=A \times B$)

$\bar{\sigma}_{sol}$: contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique

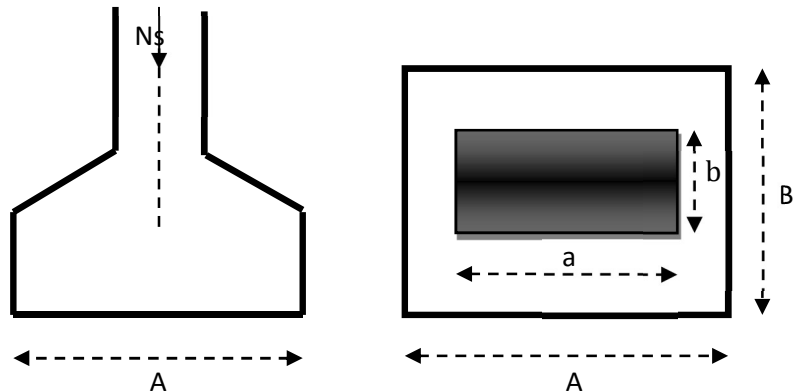
$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K$$

$$\Rightarrow \frac{45}{45} = 1$$

$$\Rightarrow A = B \quad (\text{poteau carré})$$

D'où

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$



Figures VII.1 : dimensionnement d'une semelle isolées.

Avec :

$$N_s^{max} = 1247.96 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.9 \text{ bar} = 0.19 \text{ MPa} = 190 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1249.27}{120}} = 2.56 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = B = 2.56 \text{ m}$$

→ Risque de chevauchement des semelle distance entre axes 3 m.

On la section des semelles sous poteau totale est :

$$S = n \times B^2 = 54 \times (2.56)^2$$
$$S = 353.89 \text{ m}^2$$

Avec :

n : nombre des poteaux.

La section totale du bâtiment est :

$$S_{bat} = 24 \times 17.55$$

$$S_{bat} = 421.2 \text{ m}^2$$

Donc

$$S = 353.89 > 50\% S_{bat} = 210.6 \text{ m}^2$$

Remarque

On remarque que la surface occupée par les semelles sous poteaux dépasse **50%** de la surface totale du bâtiment, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas. Alors il faut opter pour des semelles filantes.

VII.4.2. Semelles filantes

➤ Le pré dimensionnement

- **Semelles filantes sous voiles**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable.

Avec : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la semelle sous voile

G : Charge permanent à la base du voile considéré

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

→ Sens longitudinale

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

Voile	Ns (KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m ²)
6 VL4	806.98	1.5	2.83	25.47
VL2	595.5	1.14	2.74	3.12
ΣS = 28.59m²				

→ Sens transversale

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

Voile	Ns (KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m ²)
2 VT4	947.22	1.8	2.76	9.93
2 VL3	952.31	1.75	2.86	10.01
ΣS = 19.94 m²				

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 28.59 + 19.94$$

$$S_v = 48.53 \text{ m}$$

- **Semelles filantes sous poteaux**

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	N _s (KN)	Ms (KN.m)	ei (m)	N × ei
C29	328.04	-2.12	-8.025	-2632.521
C30	248.11	-1.64	-5.125	-1271.564
C32	1249.27	-1.85	-1.625	-2030.064
C33	1211.71	2.02	2.375	2877.8113
C34	1186.15	-1.56	5.525	6553.4788
C35	1199.49	5.96	9.525	11425.142
	Σ=5422.77	Σ= 0.796		Σ= 14922.28

- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{14922.28 + 0.796}{5422.77} = 2.75\text{m}$$

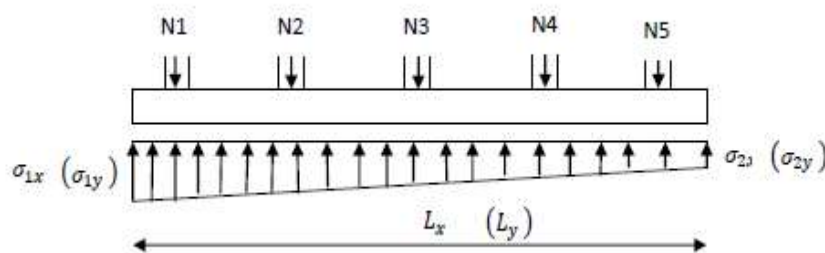
Avec $R = \sum N_G$

- Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle

On a

$$e = 2.75\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{17.55}{6} = 2.925\text{ m}$$

→ Répartition trapézoïdale



Figures VII.2 : Schéma statique des semelles sous poteaux (charges centrées).

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{5422.77}{17.55} \times \left(1 - \frac{6 \times 2.75}{17.55} \right) = 18.48 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{5422.77}{17.55} \times \left(1 + \frac{6 \times 2.75}{17.55} \right) = 599.49 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{5422.77}{17.55} \times \left(1 + \frac{3 \times 2.75}{17.55} \right) = 454.24 \text{ KN/ml}$$

- Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4} \right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{454.24}{190} = 2.39 \text{ m}$$

Donc on opte pour $B = 2.5 \text{ m}$.

On aura la surface totale

$$S_p = B \times L \times n$$

$$S_p = 2.5 \times 17.55 \times 5 = 219.37 \text{ m}^2$$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_v + S_p$$

$$S_t = 76.88 + 219.37$$

$$S_t = 296.25 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure

$$S_{\text{bat}} = 421.2 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$S_t = 296.25 > 50\% S_{\text{bat}} = 210.6 \text{ m}^2$$

Conclusion

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50%** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général

VII.4.3. Etude du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

VII.4.3.1. Pré dimensionnement du radier

➤ **Condition de vérification de la longueur élastique**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{K b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \Rightarrow \quad \text{Ce qui conduit à} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

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 (bonde de 1 m)

E : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.77\text{m}$$

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{400}{8} \leq h \leq \frac{400}{5} \Rightarrow 50 \leq h \leq 80 \text{ cm}$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de $h_n = 100\text{cm}$

❖ **Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad , \text{ avec un minimum de } 25\text{cm}$$

$$h_d \geq \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_d = 40 \text{ cm}$$

❖ **Nervure (poutre)**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } h_n = 100 \text{ cm} \quad \text{et } 0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$$

$$0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100$$

$$40 \leq b_n \leq 70$$

$$\text{Soit : } b_n = 50$$

Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant

$$h_n = 100 \text{ cm} \quad (\text{hauteur de la nervure})$$

$$h_d = 40 \text{ cm} \quad (\text{hauteur de la dalle})$$

$$b_n = 50 \text{ cm} \quad (\text{largeur de la nervure})$$

VII.4.3.2. Calcul de la surface nécessaire au radier

➤ **Charge permanente de la structure**

$$G = 47393.06 \text{ KN}$$

➤ **Charge d'exploitation de la structure**

$$Q = 11233.44 \text{ KN}$$

❖ **Combinaison d'actions**

✚ **A'ELU**

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 47393.06) + (1.5 \times 11233.44)$$

$$N_u = 80830.8 \text{ KN}$$

✚ **A'ELS**

$$N_s = G + Q = (47393.06) + (11233.44)$$

$$N_s = 58626.5 \text{ KN}$$

❖ Détermination de la surface du radier

✚ A l'ELU

$$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{sol}} = \frac{80830.8}{1.33 \times 190} = 319.87 \text{ m}^2$$

✚ A l'ELS

$$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{58626.5}{190} = 308.56 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{rad} = \max (S_{nec}^{ELU} , S_{nec}^{ELS}) = \max (319.87 ; 308.56)$$

$$S_{rad} = 319.87 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 421.2 \text{ m}^2 > S_{rad} = 319.87 \text{ m}^2$$

Remarque

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$L_{deb} \geq \max \left(\frac{100}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de : $L_{deb} = 50 \text{ cm}$

$$S_{deb} = P \cdot L_{deb} = 91.86 \times 0.5 = 45.93 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$$

$$S_{rad} = 421.6 + 45.93$$

$$S_{rad} = 467.53 \text{ m}^2$$

VII.4.3.3. Calcul des sollicitations à la base du radier

➤ **Charge permanente**

○ **Poids du bâtiment**

$$G_{bat} = 47393.06 \text{ KN}$$

○ **Poids de radier**

$$G_{rad} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} \\ + \text{poids de la dalle flottante}$$

✚ **Poids de la dalle**

$$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{dalle} = 467.53 \times 0.4 \times 25$$

$$P_{dalle} = 4675.3 \text{ KN}$$

✚ **Poids des nervures**

$$P_{nerv} = b_n(h_n - h_d) \times \rho_b \times (L_x n_x + L_y n_y)$$

$$P_{nerv} = 0.5 \times (1 - 0.4) \times 25 \times ((24 \times 8) + (17.55 \times 5))$$

$$P_{nerv} = 0.5 \times 0.6 \times 25 \times 279.75$$

$$P_{nerv} = 2098.125 \text{ KN}$$

✚ **Poids de TVO**

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$$

Avec

$$S_{ner} = b_n \times (L_x n_x + L_y n_y) = 0.5 \times 279.75$$

$$S_{ner} = 139.87 \text{ KN}$$

$$P_{TVO} = (467.53 - 139.87) \times (1 - 0.4) \times 17$$

$$P_{TVO} = 328.46 \times 0.6 \times 17$$

$$P_{TVO} = 3350.29 \text{ KN}$$

✚ **Poids de la dalle flottante**

$$P_{dalle} = S_{rad} \times e_{dalle} \times \rho_b = 467.53 \times 0.1 \times 25$$

D'où :

$$e_{dalle} = 10 \text{ cm}$$

$$P_{dalle} = 1168.83 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 467.53 + 2098.125 + 3350.29 + 1168.83$$

$$G_{\text{rad}} = 7084.77 \text{ KN}$$

➤ Surcharge d'exploitation :

- Surcharge de bâtiment

$$Q_{\text{bat}} = 11233.44 \text{ KN}$$

- Surcharge du radier

$$Q_{\text{rad}} = Q_{2\text{ S-S}} \times S_{\text{rad}} = 2.5 \times 467.53$$

$$Q_{\text{rad}} = 1168.83 \text{ KN}$$

➤ Poids total de la structure

$$\rightarrow G_T = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 47393.06 + 7084.77$$

$$G_T = 54477.83 \text{ KN}$$

$$\rightarrow Q_T = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 11233.44 + 1168.83$$

$$Q_T = 12402.27 \text{ KN}$$

❖ **Combinaison d'action**

✚ **A l'ELU**

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 54477.83) + (1.5 \times 12402.27)$$

$$N_u = 92148.47 \text{ KN}$$

✚ **A l'ELS**

$$N_s = G + Q = (56054.44) + (12402.27)$$

$$N_s = 68456.71 \text{ KN}$$

VII.4.3.4. Vérifications

➤ **Vérification à la contrainte de cisaillement**

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$

$d = 0.9h_d = 0.9 \times 40$

$d = 36 \text{ cm}$

$$T_U^{\text{max}} = \frac{q_u L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{92148.47 \times 1}{467.53} \times \frac{4}{2} = 394.19 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{394.19 \times 10^3}{1000 \times 360}$$

$$\tau_u = 1.09$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la stabilité du radier**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

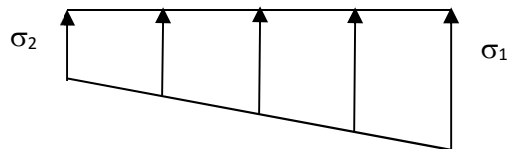
$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



Figures VI.3: Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

✚ **L'ELU**

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

✚ **L'ELS**

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 190 \text{ KN/m}^2$$

📊 Calcul du centre de gravité du radier

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Vu que la géométrie du radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (X-X ; Y-Y)

$$X_G = \frac{\text{longueur du bâtiment}}{2} = \frac{24}{2}$$

$$X_G = 12 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\text{largeur du bâtiment}}{2} = \frac{17.55}{2}$$

$$Y_G = 8.775 \text{ m}$$

📊 Moment d'inertie du radier

$$I_{XX} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{24 \times 17.55^3}{12}$$

$$I_{XX} = 10810.88 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{17.55 \times 24^3}{12}$$

$$I_{YY} = 20217.6 \text{ m}^4$$

❖ Sens longitudinal

$$M_x = 67548.97 + 2354.05 \times 1 = 69903.02 \text{ KN.m}$$

✚ A l'ELU

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{92148.47}{467.53} + \frac{69903.02}{20217.6} \times 12$$
$$\sigma_1 = 238.58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{92148.47}{467.53} - \frac{69903.02}{20217.6} \times 12$$
$$\sigma_2 = 155.6 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 238.58 + 155.6}{4}$$
$$\sigma_m = 217.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 217.83 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \bar{\sigma}_{sol} = 252.7 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✚ A l'ELS

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{68456.71}{467.53} + \frac{69903.02}{20217.6} \times 12$$
$$\sigma_1 = 187.91 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{68456.71}{467.53} - \frac{69903.02}{20217.6} \times 12$$
$$\sigma_2 = 104.93 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 187.91 + 104.93}{4}$$
$$\sigma_m = 167.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 167.16 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 190 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Sens transversal

$$M_y = 8645.325 + 301.29 \times 1 = 9846.62 \text{ KN.}$$

✚ A l'ELU

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{92148.47}{467.53} + \frac{9846.62}{10810.88} \times 8.775$$

$$\sigma_1 = 205.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{92148.47}{467.53} - \frac{9846.62}{10810.88} \times 8.775$$

$$\sigma_2 = 189.10 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 205.08 + 189.10}{4}$$

$$\sigma_m = 201.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 201.08 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 252.7 \text{ KN / m}^2$$

Condition vérifiée.

✚ A l'ELS

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{68456.71}{467.53} + \frac{9846.62}{10810.88} \times 8.775$$

$$\sigma_1 = 154.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{68456.71}{467.53} - \frac{9846.62}{10810.88} \times 8.775$$

$$\sigma_2 = 138.43 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 154.41 + 138.43}{4}$$

$$\sigma_m = 150.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 150.41 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 190 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée.

VI.4.3.5. Ferrailage du radier

VI.4.3.5.1. Ferrailage du radier

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

✓ Identification du panneau le plus sollicité

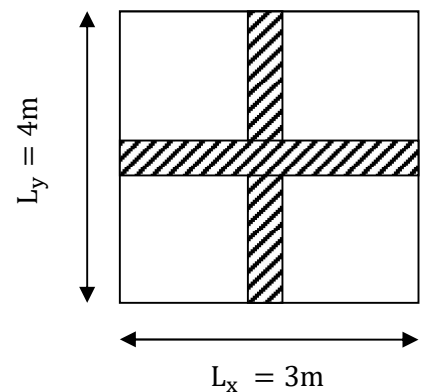
Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs se feront pour le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$L_x = 3\text{m} \quad \text{et} \quad L_y = 4\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{4} = 0.75$$



$0.4 \leq \rho = 0.75 \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

✚ A l'ELU

$$\sigma_m = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(217.83; 201.08)$$

$$\sigma_m = 217.83 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(217.83 - \frac{8661.38}{467.53} \right) \times 1\text{m}$$

$$q_u = 199.30 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS

$$\sigma_m = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(167.16 ; 150.41)$$

$$\sigma_m = 167.16 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(167.16 - \frac{8661.38}{467.53} \right) \times 1\text{m}$$

$$q_s = 148.63 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul a l'ELU

✓ Calcul des sollicitations

On a: $\rho = 0.75$ et $\nu = 0$

$$\rightarrow \text{A l'ELU} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0622 \\ \mu_y = 0.509 \end{cases}$$

Moments fléchissant

Suivant (x-x)

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0622 \times 199.30 \times 3^2$$

$$M_{0x} = 111.56 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y)

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0.509 \times 111.56$$

$$M_{0y} = 56.78 \text{ KN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de (-0.5) aux appuis et 0.75 en travée.

★ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 111.56$$

$$M_{tx} = 83.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 56.78$$

$$M_{ty} = 42.58 \text{ KN.m}$$

★ **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 111.56$$

$$M_{ax} = - 55.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 56.78$$

$$M_{ay} = -28.39 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 38 \text{ cm}$

Tableau VII.4 : Ferraillage du radier.

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm^2)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm^2)	st (cm)
X-X	Appuis	55.78	0.027	0.986	SSA	4.37	6HA12=6.79	16
	Travée	83.67	0.041	0.980	SSA	6.46	6HA12=6.79	16
Y-Y	Appuis	28.39	0.013	0.993	SSA	2.16	6HA10=4.71	16
	Travée	42.58	0.013	0.993	SSA	3.24	6HA10=4.71	16

VI.4.3.5.2. Vérification à L'ELU

❖ **Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99)**

$$A = \frac{A_{\min}}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2}$$

$$A_{\min} \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} bh$$

Avec : ω_0 : le taux d'armatures.

$$\omega_0 = 0.0008 \rightarrow \text{fe 400}$$

$$A_{\min} \geq 0.0008 \times \frac{3 - 0.75}{2} \times 100 \times 40 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

Sens	Zone	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
X-X	Appuis	6.79	3.6	Condition vérifiée
	Travée	6.79		Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	4.71		Condition vérifiée
	Travée	4.71		Condition vérifiée

❖ **Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :**

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.

✚ **Dans les sens X-X**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 40; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 16 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✚ **Dans le sens Y-Y :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 40; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 16\text{cm} < 45\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

On doit vérifier que

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

Avec :

$$P = q_{um} l_x l_y = 199.3 \times 3 \times 4$$

$$P = 2391.6 \text{ KN/m}^2$$

✚ **Sens X-X**

$$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{2391.6}{3 \times 4} = 199.3 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{199.3 \times 10^3}{1000 \times 280} = 0.71 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.71 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

✚ Sens Y-Y

$$V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{2391.6}{2 \times 4 + 3} = 217.41 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{217.41 \times 10^3}{1000 \times 280} = 0.77 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.77 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

→ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.4.3.5.3. Calcul et vérification à l'ELS

On a:

$$\rho = 0.75 \quad \text{et} \quad v = 0.2$$

$$\rightarrow \text{A l'ELU} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0685 \\ \mu_y = 0.644 \end{cases}$$

Moments fléchissant

✚ Suivant (X-X)

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0622 \times 148.63 \times 3^2$$

$$M_{0x} = 83.2 \text{ KN.m}$$

✚ Suivant (Y-Y)

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.509 \times 83.2$$

$$M_{0y} = 42.34 \text{ KN.m}$$

★ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 83.2$$

$$M_{tx} = 62.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 42.34$$

$$M_{ty} = 31.75 \text{ KN.m}$$

★ **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 83.2$$

$$M_{ax} = -41.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 42.34$$

$$M_{ay} = -21.17 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes**

Dans le béton

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

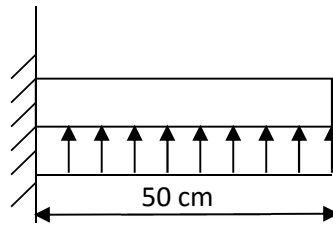
Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ _{st}	σ _b	σ _b	Obs
X-X	Appuis	6.79	41.6	0.169	0.933	59.63	172.8	348	2.89	15	Cv
	Travée	6.79	62.4	0.169	0.933	59.63	259.21	348	4.34	15	Cv
Y-Y	Appuis	4.71	21.17	0.117	0.943	72.72	87.01	348	1.19	15	Cv
	Travée	4.71	31.75	0.117	0.943	72.72	130.5	348	1.79	15	Cv

Remarque

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux

VI.4.3.6. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.



Figures VI.4: Schéma statique du débord.

➤ Sollicitation de calcul

✚ A l'ELU

$$P_u = q_u = 199.30 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-199.30 \times 0.5^2}{2} = -24.91 \text{ KN.m}$$

✚ A l'ELS

$$P_s = q_s = 146.89 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-148.63 \times 0.5^2}{2} = -18.57 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

$$M_u = 24.91 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 40 - 2 = 38 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{24.91 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14.2}$$
$$\mu = 0.012$$

$\mu = 0.012 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.012 \rightarrow \beta = 0.994$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{24.91 \times 10^3}{0.994 \times 38 \times 348}$$

$$A_t = 1.89$$

Soit : $A_{\text{adopte}} = 6\text{HA}8 = 3.02\text{cm}^2$

- **Vérification à l'ELU**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 38 \times 2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 4.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopte}} = 2.26\text{cm}^2 < A_{\min} = 4.6 \text{ cm}^2$$

On adopte : $6\text{HA}10 = 4.71\text{cm}^2$

- **Calcul de l'espacement**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 6\text{HA}10 = 4.71$

- **Vérification à l'ELS**

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \end{array} \right.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 38} = 0.123$$

Pour : $\rho = 0.123 \rightarrow K = 0.941 ; \beta = 69.75$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{18.57 \times 10^3}{0.941 \times 38 \times 4.71} = 110.26 \text{ MPa} \\ \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{110.26}{69.75} = 1.58 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_b = 1.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = 110.26 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \qquad \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque

Les armatures de la dalle sont supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VI.4.3.6. Ferrailage de la nervure

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

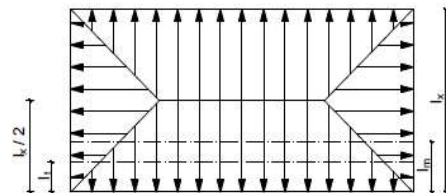
✓ **Cas de chargement trapézoïdal**

→ Moment fléchissant :

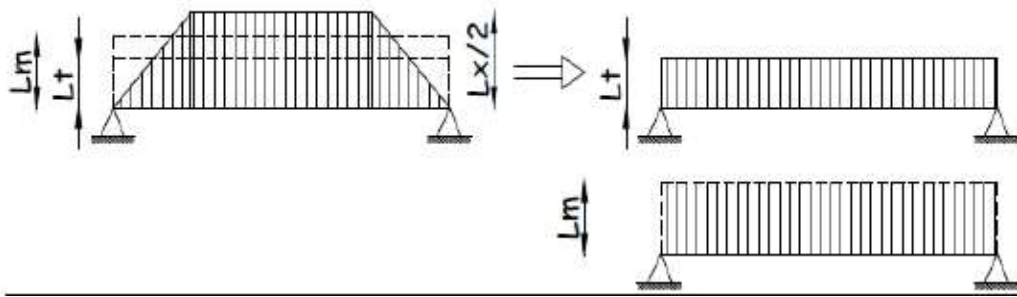
$$I_m = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

→ Effort tranchant :

$$I_t = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$



Figures VI.5 : Répartition trapézoïdale.

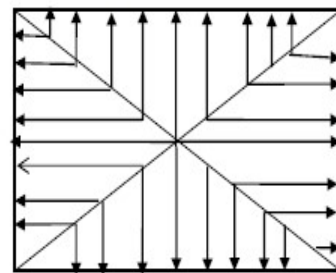


Figures VI.6 : Présentation des chargements simplifiés.

✓ Cas de chargement triangulaire

→ Moment fléchissant : $l_m = 0.333 \times l_x$

→ Effort tranchant : $l_t = 0.25 \times l_x$



Figures VI.7: Répartition triangulaire.

➤ Déterminations des charges

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(222.39 - \frac{8661.38}{467.53} - \frac{2098.125}{139.87} \right) \times 1 \text{ ml}$$

$$q_u = 188.86 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(167.16 - \frac{8661.38}{467.53} - \frac{2098.125}{139.87} \right) \times 1 \text{ ml}$$

$$q_s = 133.63 \text{ KN/ml}$$

→ Pour les moments fléchissant

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

→ Pour les efforts tranchants

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Remarque

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

❖ Sens longitudinale

Tableau VII.7: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Travée	Panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	Moment fléchissant						Effort tranchant					
						I_m	I_t	q_u	q_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
A - B	(2-3)	3	3.5	0.85	Triangulaire	0.999	0.75	188.86	133.63	188.67	377.34	133.49	266.99	141.64	283.29	100.22	200.44
	(3-4)	3	4	0.75	Triangulaire	0.999	0.75	188.86	133.63	188.67		133.49		141.64		100.22	
B - C	(2-3)	3	3.5	0.85	Triangulaire	0.999	0.75	188.86	133.63	188.67	377.34	133.49	266.99	141.64	283.29	100.22	200.44
	(3-4)	3	4	0.75	Triangulaire	0.999	0.75	188.86	133.63	188.67		133.49		141.64		100.22	
C - D	(2-3)	3	3.5	0.85	Triangulaire	0.999	0.75	188.86	133.63	188.67	377.34	133.49	266.99	141.64	283.29	100.22	200.44
	(3-4)	3	4	0.75	Triangulaire	0.999	0.75	188.86	133.63	188.67		133.49		141.64		100.22	
D - E	(2-3)	3	3.5	0.85	Triangulaire	0.999	0.75	188.86	133.63	188.67	377.34	133.49	266.99	141.64	283.29	100.22	200.44
	(3-4)	3	4	0.75	Triangulaire	0.999	0.75	188.86	133.63	188.67		133.49		141.64		100.22	
E - F	(2-3)	3	3.5	0.85	Triangulaire	0.999	0.75	188.86	133.63	188.67	377.34	133.49	266.99	141.64	283.29	100.22	200.44
	(3-4)	3	4	0.75	Triangulaire	0.999	0.75	188.86	133.63	188.67		133.49		141.64		100.22	
F - G	(2-3)	3	3.5	0.85	Triangulaire	0.999	0.75	188.86	133.63	188.67	377.34	133.49	266.99	141.64	283.29	100.22	200.44
	(3-4)	3	4	0.75	Triangulaire	0.999	0.75	188.86	133.63	188.67		133.49		141.64		100.22	
G - H	(2-3)	3	3.5	0.85	Triangulaire	0.999	0.75	188.86	133.63	188.67	377.34	133.49	266.99	141.64	283.29	100.22	200.44
	(3-4)	3	4	0.75	Triangulaire	0.999	0.75	188.86	133.63	188.67		133.49		141.64		100.22	
H - I	(2-3)	3	3.5	0.85	Triangulaire	0.999	0.75	188.86	133.63	188.67	377.34	133.49	266.99	141.64	283.29	100.22	200.44
	(3-4)	3	4	0.75	Triangulaire	0.999	0.75	188.86	133.63	188.67		133.49		141.64		100.22	

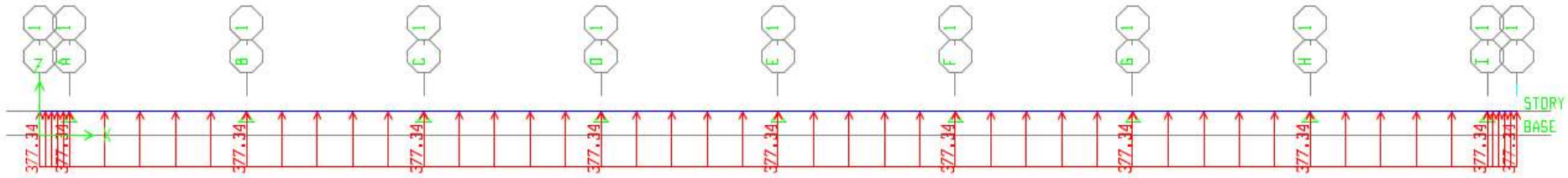
❖ Sens transversale

Tableau VII.8: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversale).

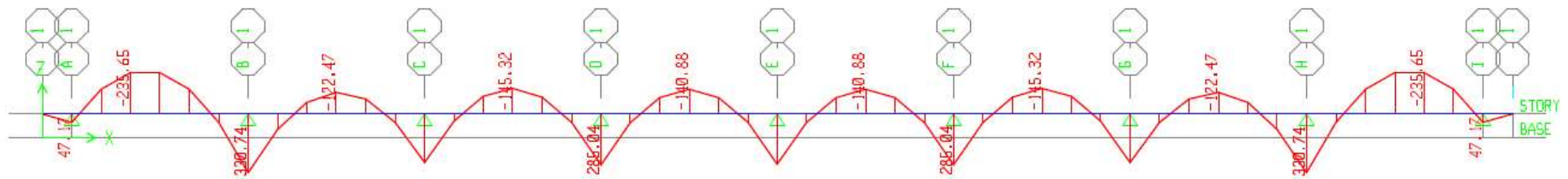
Travée	Panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	Moment fléchissant						Effort tranchant					
						l_m	l_t	q_u	q_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
1 2	(D-E)	2.9	3	0.96	Triangulaire	0.9657	0.725	188.86	133.63	182.38	364.76	129.04	258.09	136.92	273.84	96.88	193.76
	(E-F)	2.9	3	0.96	Triangulaire	0.9657	0.725	188.86	133.63	182.38		129.04		136.92		96.88	
2 3	(D-E)	3	3.5	0.85	Trapézoïdale	1.137	0.957	188.86	133.63	214.73	429.46	151.93	303.87	180.73	361.47	127.88	255.76
	(E-F)	3	3.5	0.85	Trapézoïdale	1.137	0.957	188.86	133.63	214.73		151.93		180.73		127.88	
3 4	(D-E)	3	4	0.75	Trapézoïdale	1.218	1.077	188.86	133.63	230.03	460.06	162.76	325.52	203.4	406.8	143.91	287.83
	(E-F)	3	4	0.75	Trapézoïdale	1.218	1.077	188.86	133.63	230.03		162.76		203.4		143.91	
4 5	(D-E)	3	3.15	0.95	Trapézoïdale	1.047	0.822	188.86	133.63	197.73	395.47	139.91	279.82	155.24	310.48	109.84	219.68
	(E-F)	3	3.15	0.95	Trapézoïdale	1.047	0.822	188.86	133.63	197.73		139.91		155.24		109.84	
5 6	(D-E)	3	4	0.75	Trapézoïdale	1.218	1.077	188.86	133.63	230.03	460.06	162.76	325.52	203.4	406.8	143.91	287.83
	(E-F)	3	4	0.75	Trapézoïdale	1.218	1.077	188.86	133.63	230.03		162.76		203.4		143.91	

❖ Les diagrammes des moments fléchissant (ELU et ELS)

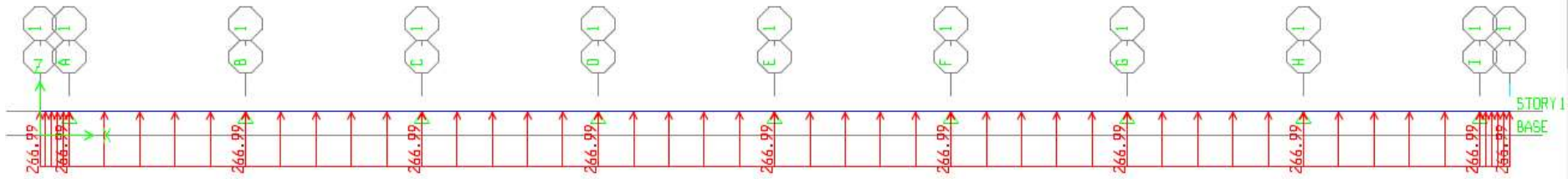
★ Sens longitudinale (x-x)



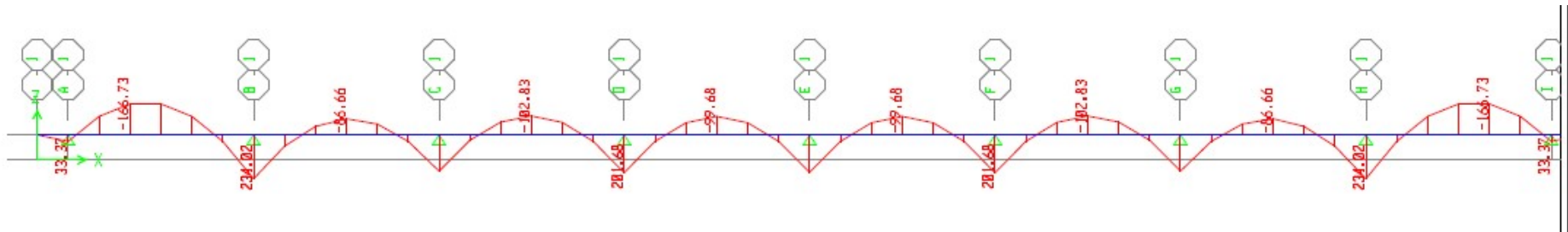
Figures VII.8: Schéma statique de la nervure à l'ELU sens (X-X).



Figures VII.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens xx).

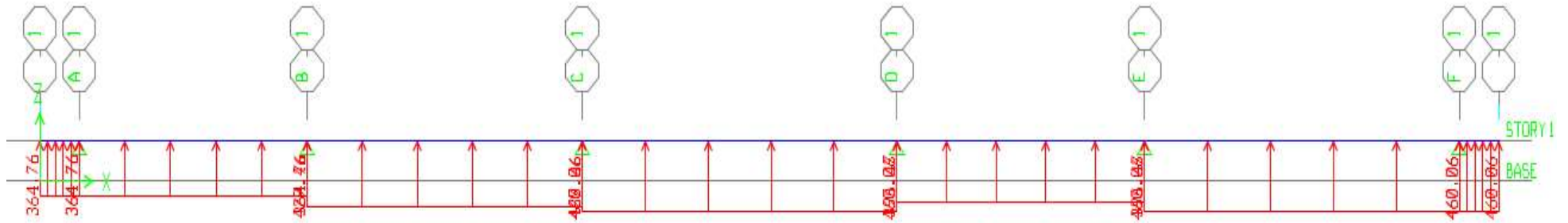


Figures VII.10: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens X-X).

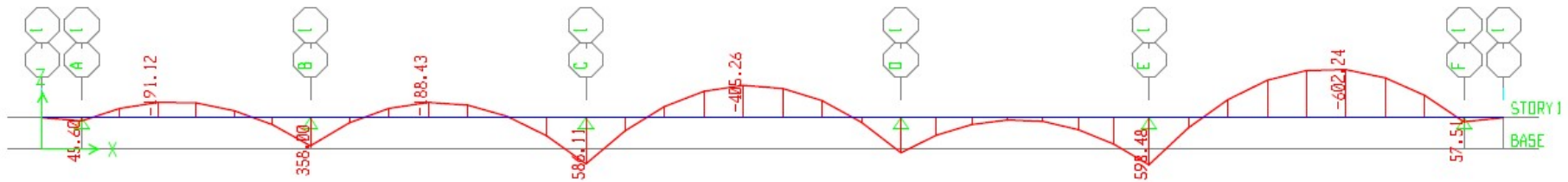


Figures VII.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens X-X).

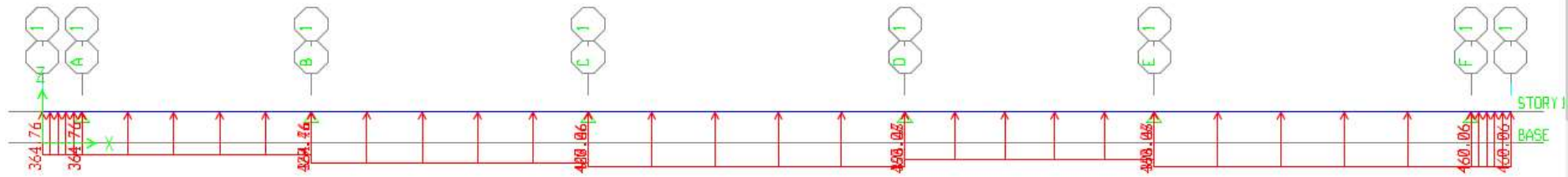
★ Sens transversale (y-y)



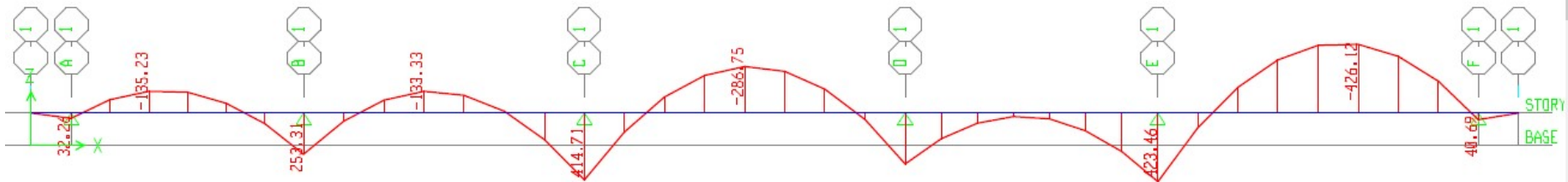
Figures VII.12 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens Y-Y).



Figures VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens Y-Y).



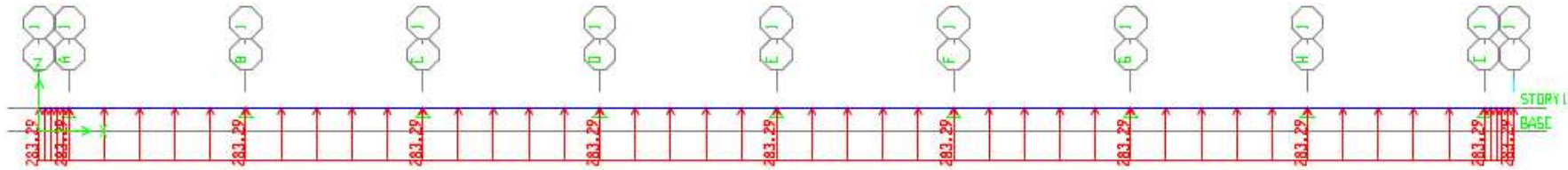
Figures VII.14: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens Y-Y).



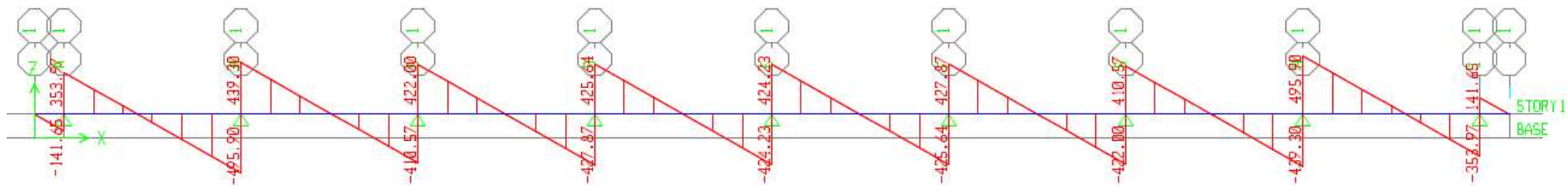
Figures VII.15: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens Y-Y).

❖ Les diagrammes des efforts tranchants (ELU et ELS)

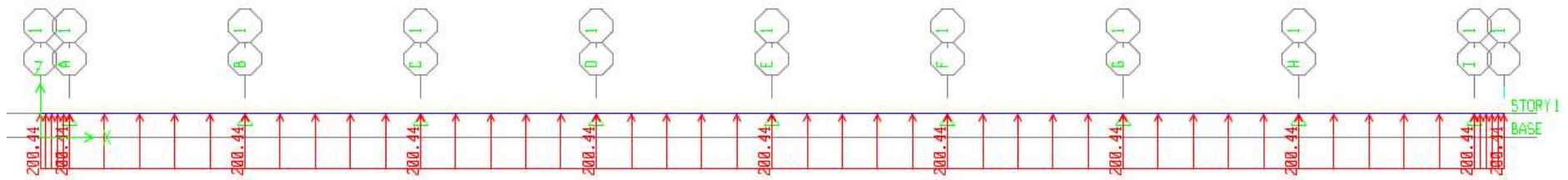
★ Sens longitudinale (x-x)



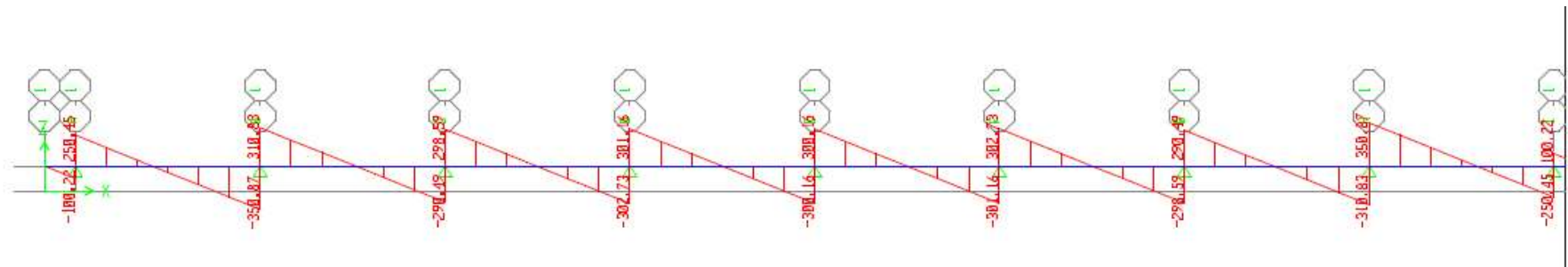
Figures VII.16 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens X-X).



Figures VII.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens X-X).

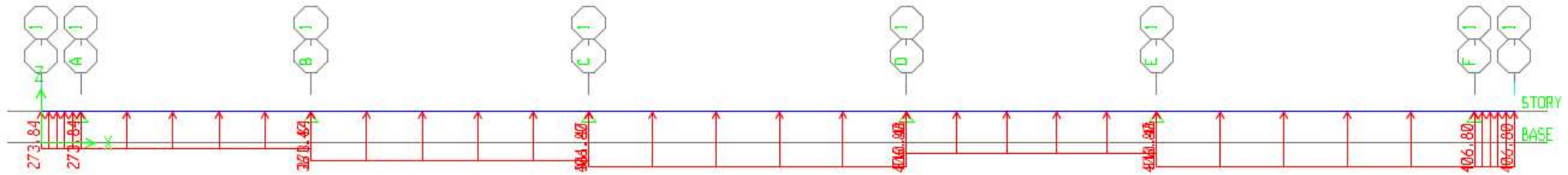


Figures VII.18 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens X-X).

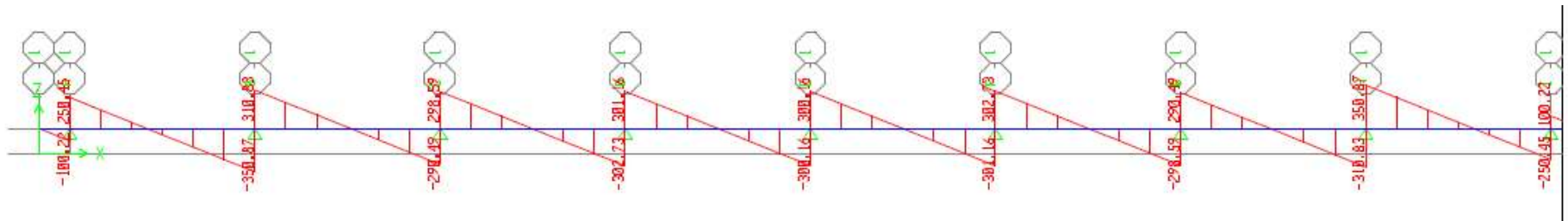


Figures VII.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens X-X).

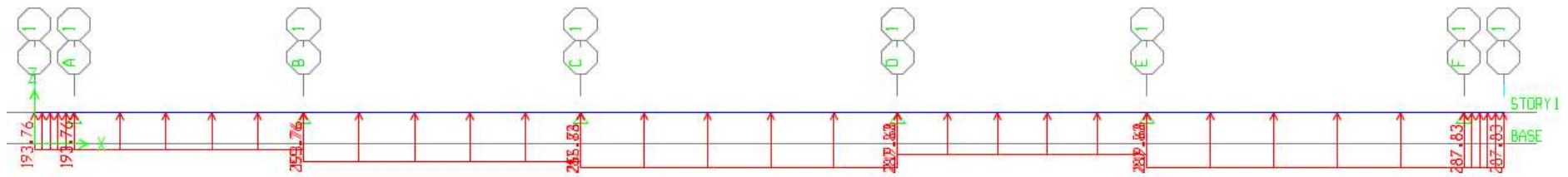
★ Sens transversale (y-y)



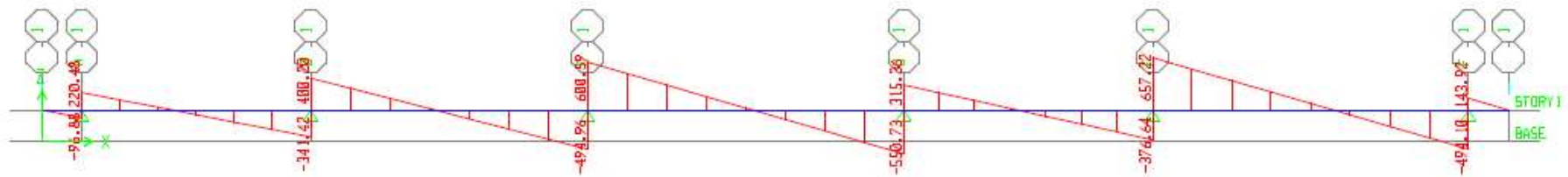
Figures VII.20 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens Y-Y).



Figures VII.21 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens Y-Y).



Figures VII.22: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens Y-Y).



Figures VII.23 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens Y-Y).

Tableau VII.9 : Les efforts internes dans les nervures

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	330.74	234.02	598.48	423.45
M_{tmax} (KN.m)	235.65	166.73	602.24	426.12
T_{max} (KN)	495.9	350.87	928.87	600.59

❖ **Calcul des Armatures**

➤ **Armatures longitudinales** $b=50$ cm $d= 95$ cm

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.10: Le ferrailage adopté pour la nervure.

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
X-X	Appuis	330.74	0.051	0.973	SSA	10.28	5HA14 filante + 4HA14 = 12.22
	Travée	235.65	0.036	0.982	SSA	7.25	5HA14 filante = 7.7
Y-Y	Appuis	598.48	0.093	0.951	SSA	19.03	5HA16 filante + 5HA16 = 20.1
	Travée	602.24	0.093	0.951	SSA	19.15	5HA16 filante + 5HA16 = 20.1

❖ **Selon le RPA (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)**

➤ **Espacement des armatures transversales**

→ Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_1\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{100}{4} ; 12 \times 1.4\right) = \min(25; 16.8)$$
$$S_t = 16.8$$

Soit : $S_t = 10$ mm

→ Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$S_t \leq \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20$ mm

❖ **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99)**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 2HA14 = 3.08 cm

❖ **Vérification à l'ELU**

- **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99)**

$$A_{\text{adop}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 95 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\text{min}} = 5.73 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.10 : Vérification de condition de non fragilité.

	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
X-X	5HA14+4HA12=12.22	5.73	CV
	5HA14=7.70	5.73	CV
Y-Y	5HA16+5HA16=20.1	5.73	CV
	5HA16+5HA16=20.1	5.73	CV

• **Vérification de la contrainte de cisaillement (Effort tranchant)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{Mpa} \right\}$$

$$\tau_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

★ Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 490.9 \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{495.9 \times 10^3}{500 \times 950} = 1.04 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.04 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MP}$$

→ Condition vérifiée

★ Sens transversal $T_u^{\max} = 928.87 \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{928.87 \times 10^3}{500 \times 950} = 1.95 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.95 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS**

★ **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.11 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	12.22	234.02	0.257	0.919	46.73	219.35	348	4.69	15	CV
	Travée	7.70	166.73	0.162	0.934	60.76	144.03	348	2.37	15	CV
Y-Y	Appuis	20.1	423.46	0.421	0.9	35	246.40	348	7.04	15	CV
	Travée	20.1	426.16	0.421	0.9	35	247.97	348	7.08	15	CV

***Conclusion
Générale***

CONCLUSION GENERALE

Ce travail étant notre toute première expérience dans le domaine pratique du génie civil, nous a permis de mettre un premier pas dans la vie professionnelle, et de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes nos connaissances acquises durant notre cursus universitaire et de les approfondir tout en respectant la réglementation en vigueur. Il nous a permis aussi de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur en génie civil.

Ce travail nous a aidés notamment à découvrir de multiples notions du règlement parasismique algérien (RPA), du BAEL, et des divers documents techniques réglementaires, ainsi que l'utilisation des logiciels ETABS, AUTOCAD, SOCOTEC, EXCEL...

Notre travail consiste essentiellement à analyser le comportement d'une structure de type bâtiment, destinée à usage multiple. Au final, nous avons constaté que l'élaboration d'un projet de bâtiment passe par plusieurs phases, où l'ingénieur spécialisé en constructions civiles et industrielles doit prendre en considération tous les aspects du calcul et veiller au respect strict des règlements en vigueur.

Cette expérience nous a appris à avoir l'esprit du travail en équipe, à avoir le sens de la responsabilité et de la recherche. Nous espérons que ce modeste travail pourra offrir un plus pour les promotions à venir.

Bibliographie

Bibliographies

- BARAKA Abdelhak (2005/2006). « *Béton armée I TEC 1853* » support du cours, Centre Universitaire de Béchar ;
- BENELHADJ, S, BENHADDADI, H (2019). « *Calcul d'un bâtiment R+10 à usage d'habitation et commercial contreventé par voiles - ETABS -* » ;
- BRAHIM Younes (2015). « *TOUT EN UN Calcul des structures de bâtiment en béton armée* » Ingénieur d'état de l'EHTP ;
- CHRIFI Fatiha (2018/2019). « *Calcul des semelles de fondations en béton armée* » cours et applications, UMMTO ;
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM) ;
- Nait Larbi, A, OUANES, M (2021). « *Etude d'un bâtiment (R+8+2 Sous-sol) à usage d'habitation, service et commercial avec application du logiciel ROBOT* »

Règlement

- Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003) ;
- Règles de béton armé aux états limites BAEL91/modifiée 99 ;
- Règles de béton armé aux états limites BAEL appliqué ;
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).

Logiciels

- AUTOCAD ;
- ETABS 9.7.1, Extended 3D of Building Systems;
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC ;

Annexes

❖ Exposé de la méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression :
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

VI.1.2.1. Section partiellement comprimée (SPC)

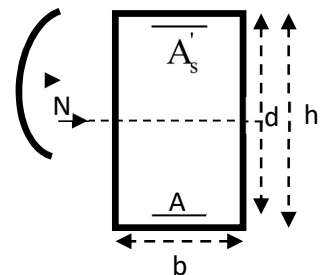
La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures.
(Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0.337h - 0.81 \times \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Détermination des armatures

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \quad \text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

➤ 1er cas

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée ($A' = 0$)

- Armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$ Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

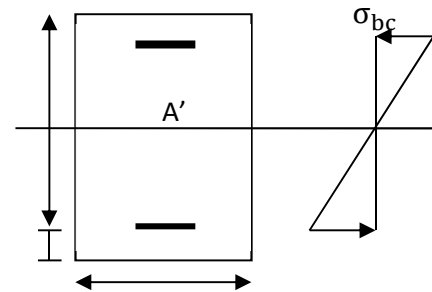
➤ 2^{ème} cas

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$)

On calcul: $M_r = \mu_1 \cdot bd^2f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :



M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_s} \end{cases}$$

La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A_s' = A' \\ A' = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

VI.1.2.2. Section entièrement comprimée (SEC) :

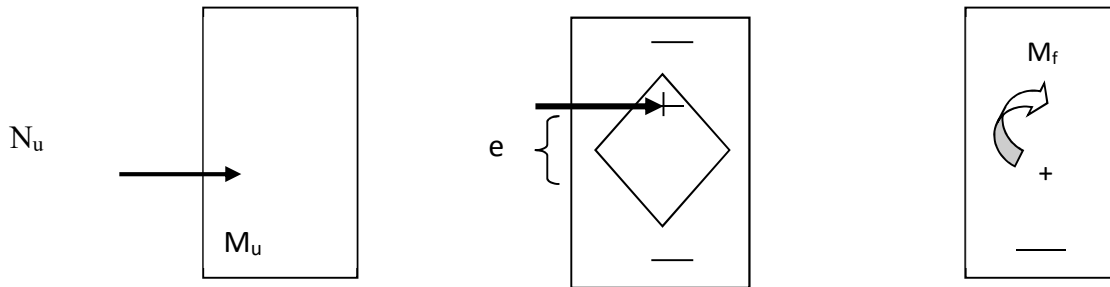
La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u(d - c') - M_f > \left(0.337h - 0.81 \times \frac{c}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présente



➤ 1er cas :

$$\text{Si : } N_u(d - c') - M_f \geq (0.337h - 0.81 \times \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$$

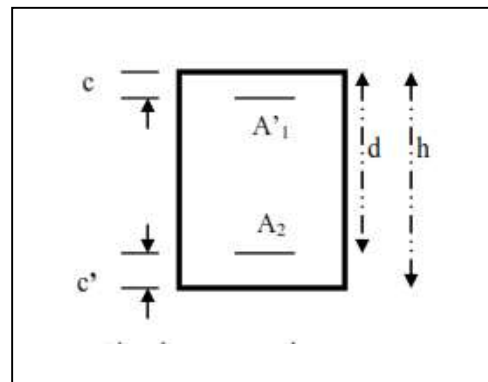
→ La section est doublement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1' > 0$$

La section d'armature :

$$A_1' = \frac{M_f(d - 0.5h) bh.f_{bc}}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A_1'$$



➤ 2^{eme} cas

$$\text{Si : } N_u(d - c') - M_f < (0.337h - 0.81 \times \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$$

→ La section est simplement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1' = 0$$

$$A_2 = \frac{N - \psi bhf_{bc}}{\sigma_s}$$

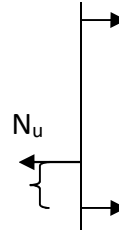
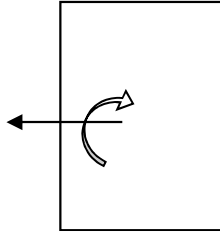
Avec :

$$\psi = \frac{0.3571 \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2.f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

VI.1.2.3. Section entièrement tendue

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$\begin{cases} A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d - c)} \\ A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right) \end{cases}$$



$$F_{ss} = A_{ss} \times \frac{f_e}{\gamma}$$

$$F_{si} = A_{si} \times \frac{f_e}{\gamma}$$

Avec : $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$

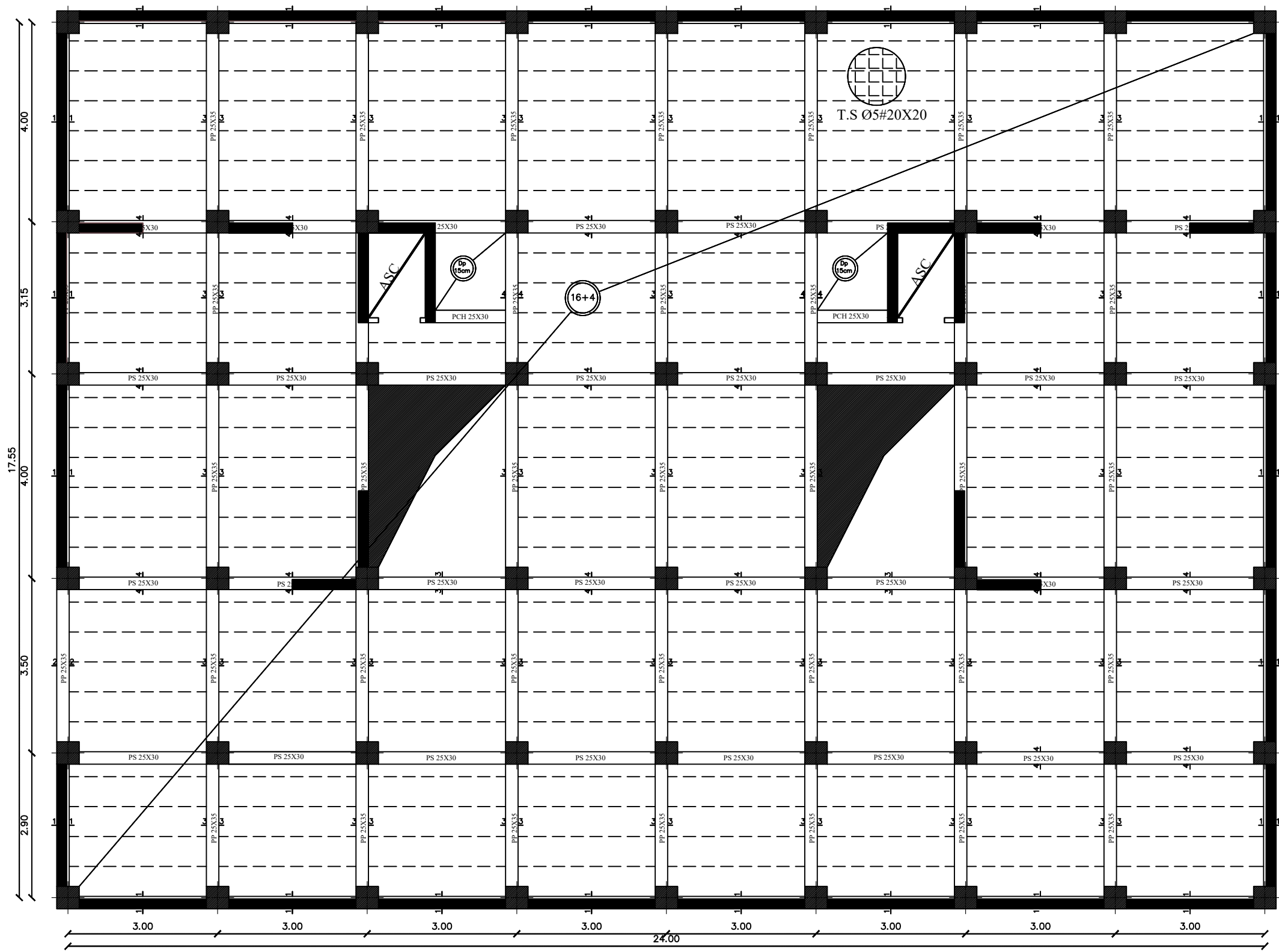
Remarque

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

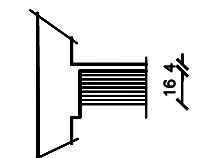
Avec : B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

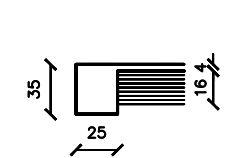
Plan de coffrage



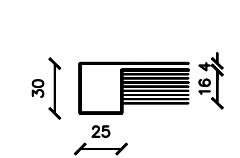
COUPE 1-1
Echelle 1/20



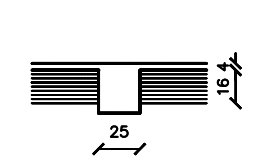
COUPE 2-2
Echelle 1/20



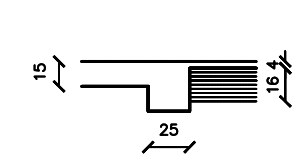
COUPE 3-3
Echelle 1/20



COUPE 4-4
Echelle 1/20



COUPE 5-5
Echelle 1/20



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUE MAMMERRI TIZI OUZOU

Département Génie de la Construction

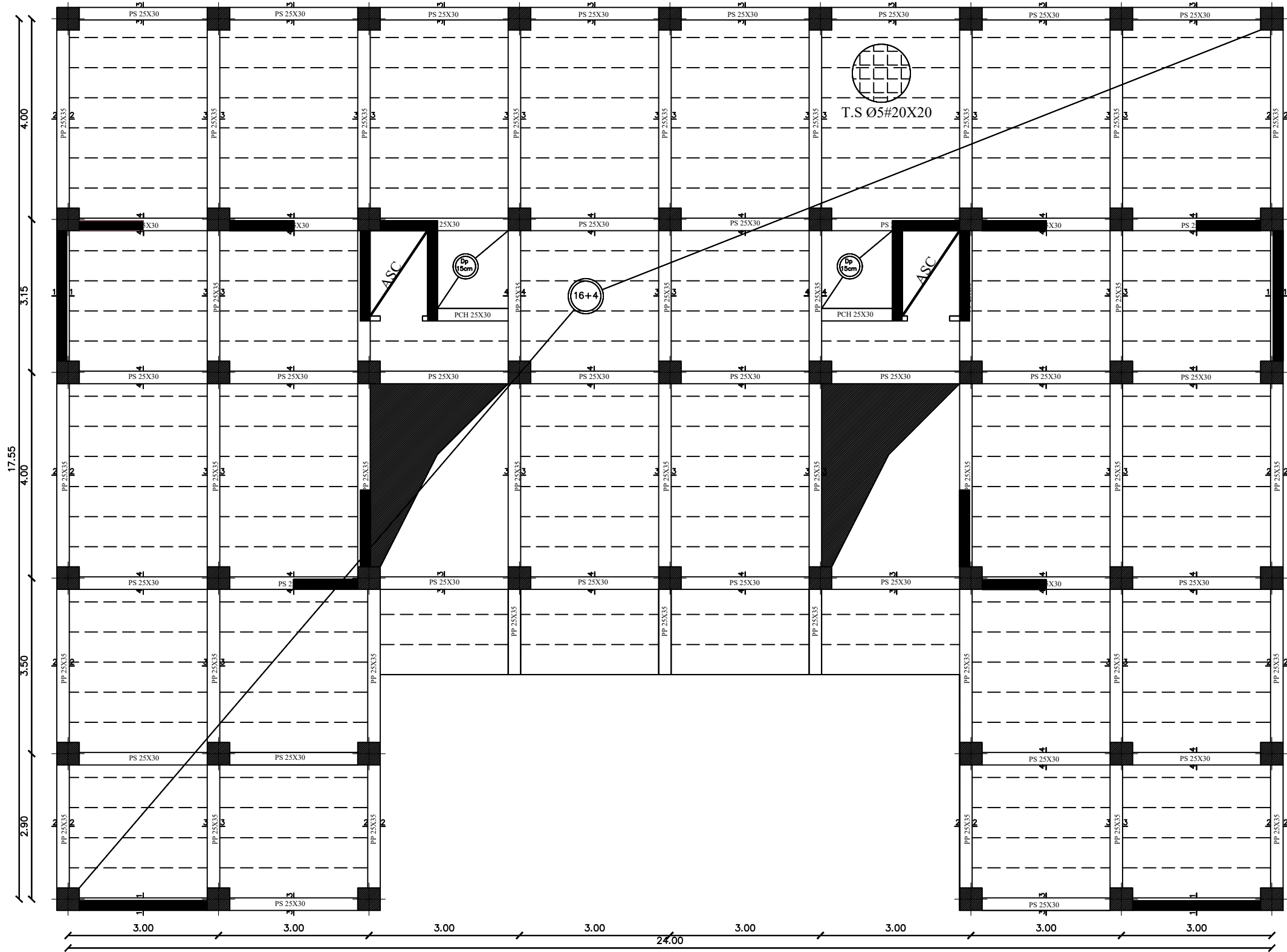
Option : construction civil et industrielle

Projet : étude d'une structure (R+8+2 sous-sols) à usage multiple
contreventé par des voiles porteurs

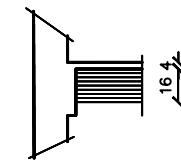
COFFRAGE PLANCHER SOUS SOL

Réalisé par	Dirigé par
Mlle AHMEDI Malha Mlle MEHDI Amira	Mme BAIDI Fawzia

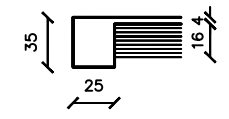
Promotion: 2023/2024



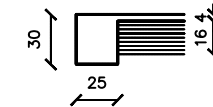
COUPE 1-1
Echelle 1/20



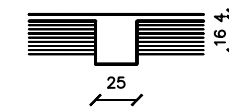
COUPE 2-2
Echelle 1/20



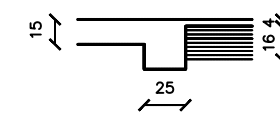
COUPE 3-3
Echelle 1/20



COUPE 4-4
Echelle 1/20



COUPE 5-5
Echelle 1/20



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUE MAMMERRI TIZI OUZOU

Département Génie de la Construction

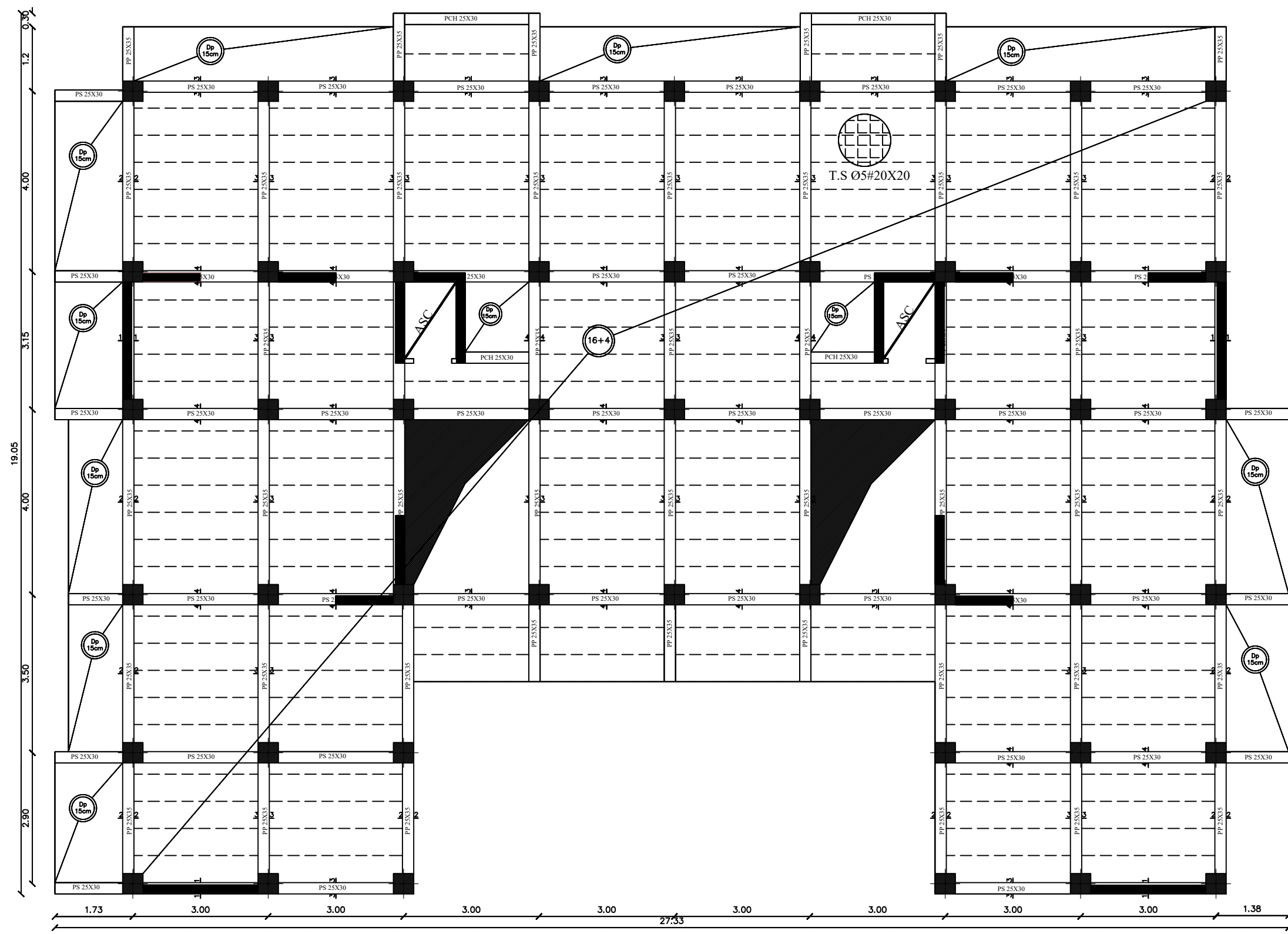
Option : construction civil et industrielle

Projet : étude d'une structure (R+8+2 sous-sols) à usage multiple
contreventé par des voiles porteurs

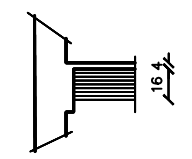
COFFRAGE PLANCHER RDC ET ETAGE DE SERVICE

Réalisé par	Dirigé par
Mlle AHMEDI Malha Mlle MEHDI Amira	Mme BAIDI Fawzia

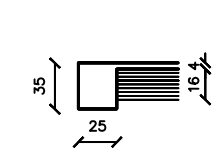
Promotion: 2023/2024



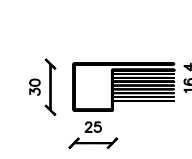
COUPE 1-1
Echelle 1/20



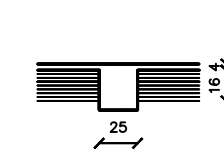
COUPE 2-2
Echelle 1/20



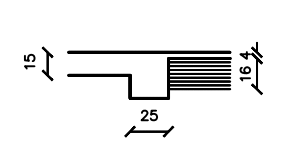
COUPE 3-3
Echelle 1/20



COUPE 4-4
Echelle 1/20



COUPE 5-5
Echelle 1/20



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

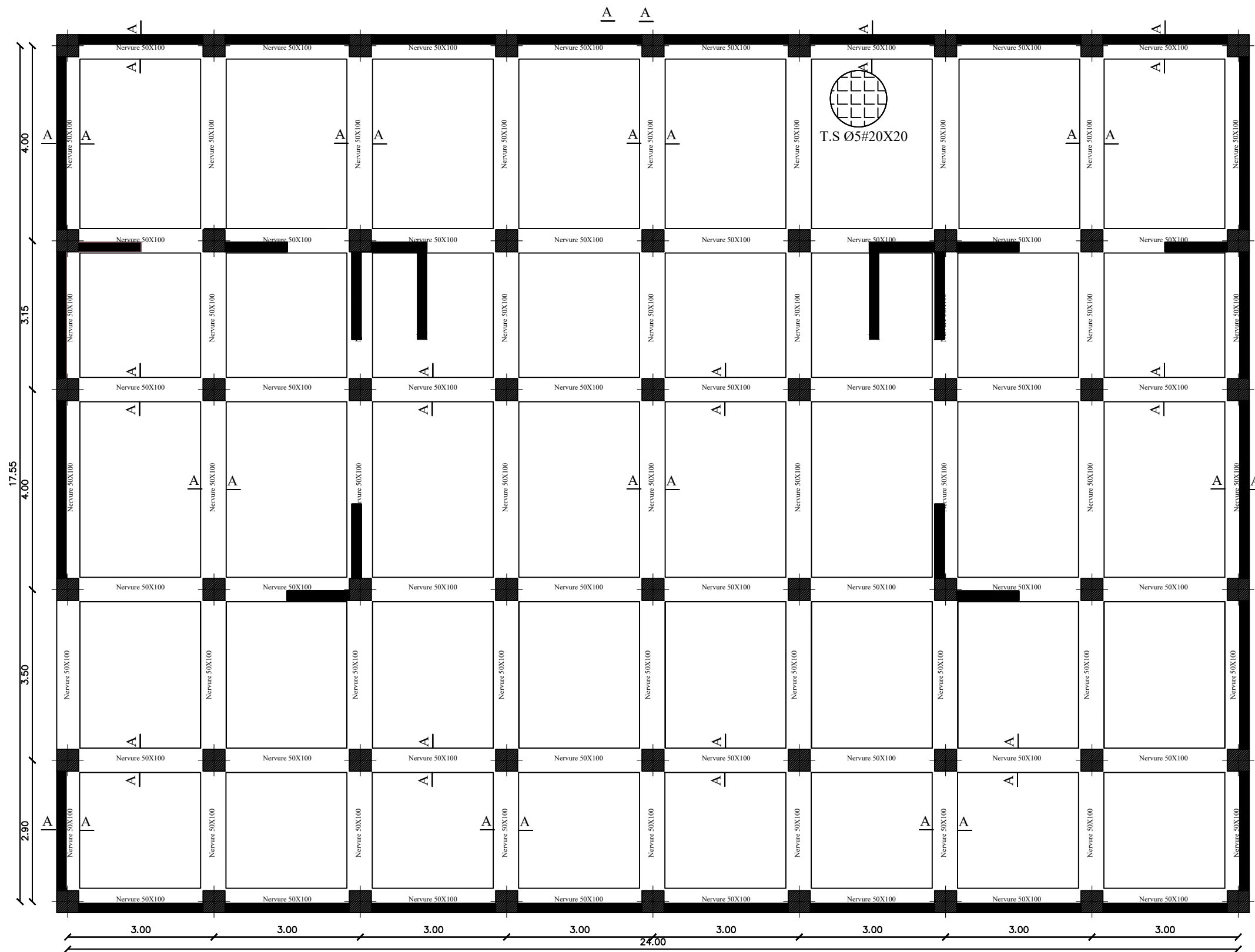
UNIVERSITE MOULOUE MAMMARI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Option : construction civil et industrielle

Projet: étude d'une structure (R+8+2 sous-sols) à usage multiple
contreventé par des voiles porteurs

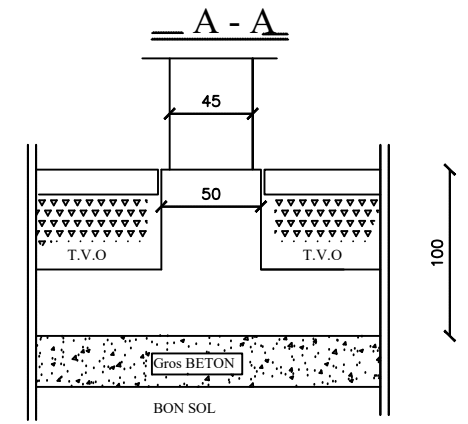
**COFFRAGE PLANCHER
ETAGE COURANT**

Réalisé par Mlle AHMEDI Malha Mlle MEHDI Amira	Dirigé par Mme BAIDI Fawzia
--	--------------------------------

Promotion: 2023/2024



COUPE 1-1
Echelle 1/20



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUE MAMMERI TIZI OUZOU

Département Génie de la Construction

Option : construction civil et industrielle

Projet : étude d'une structure (R+8+2 sous-sols) à usage multiple
contreventé par des voiles porteurs

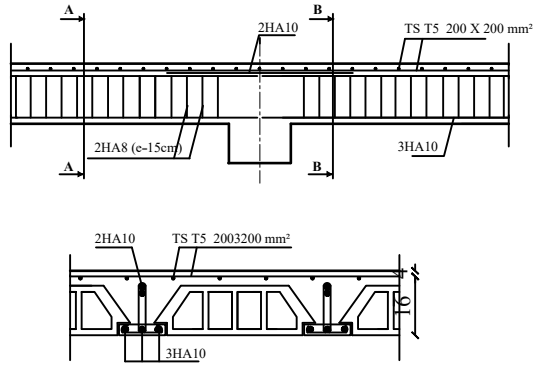
COFFRAGE FONDATION

Réalisé par	Dirigé par
Mlle AHMEDI Malha Mlle MEHDI Amira	Mme BAIDI Fawzia

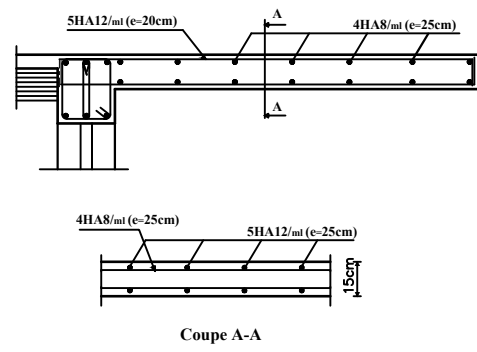
Promotion: 2023/2024

Plan de ferrailage

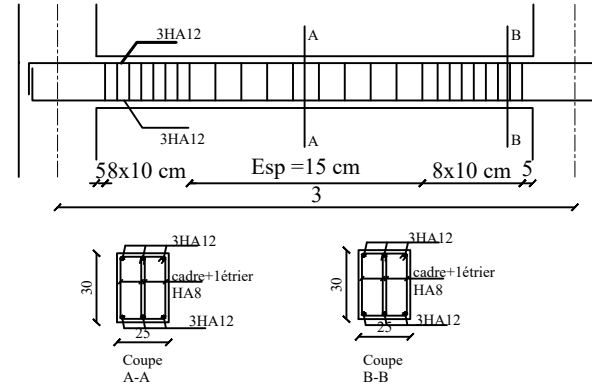
Ferrailage planches et poutrelles



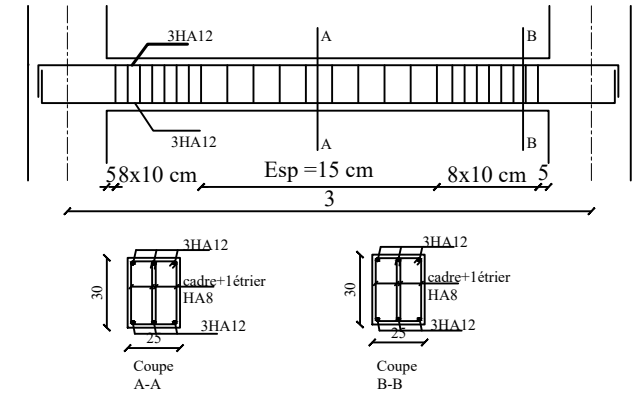
Ferrailage du balcon



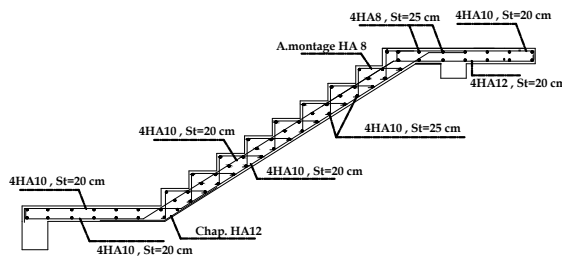
Plan de ferrailage de la poutre de chaînage



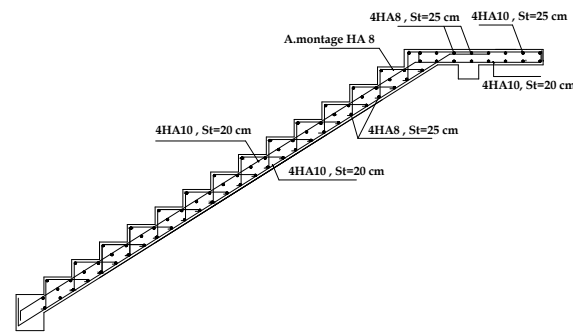
Plan de ferrailage de la poutre palière



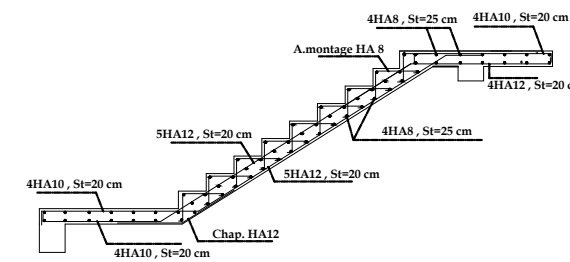
Ferrailage escalier des étages courant



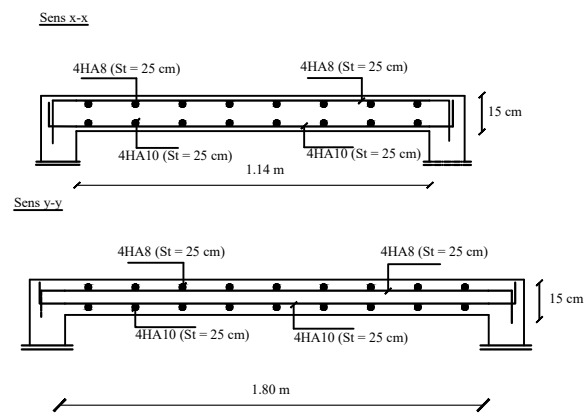
Ferrailage escalier RDC



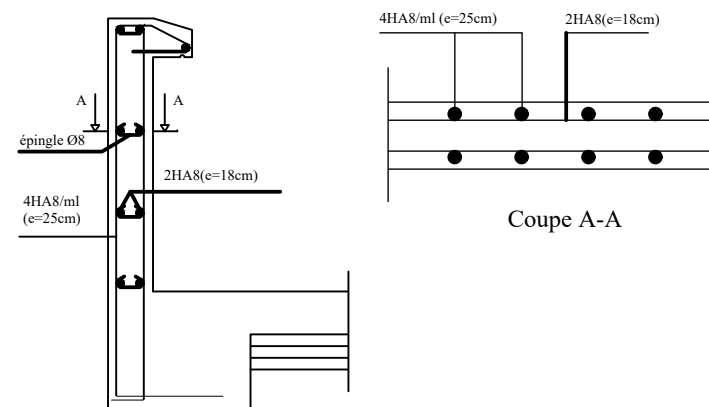
Ferrailage escalier des sous sols



Ferrailage dalle salle machine

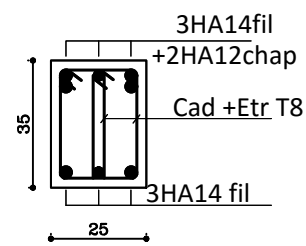
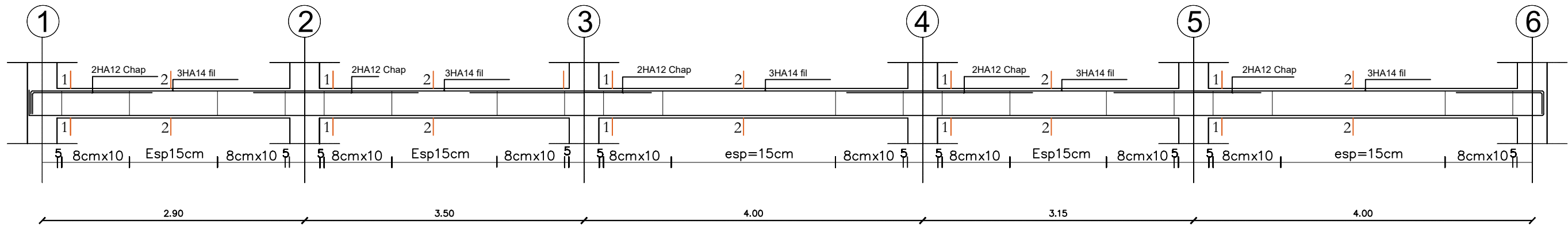


Ferrailage de l'acrotère

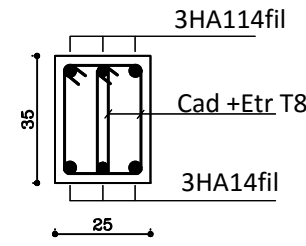


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Option : construction civil et industrielle	
Projet: étude d'une structure (R+8+2 sous-sols) à usage multiple contreventé par des voiles porteurs	
Ferrailage des éléments secondaires	
Réalisé par Mlle AHMEDI Malha Mlle MEHDI Amira	Dirigé par Mme BAIDI Fawzia
Promotion: 2023/2024	

Ferrailage des poutres principales non reliées aux voiles

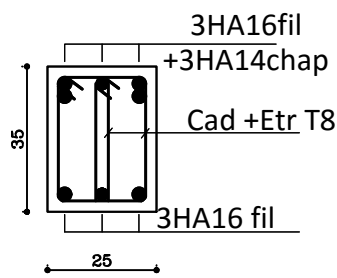
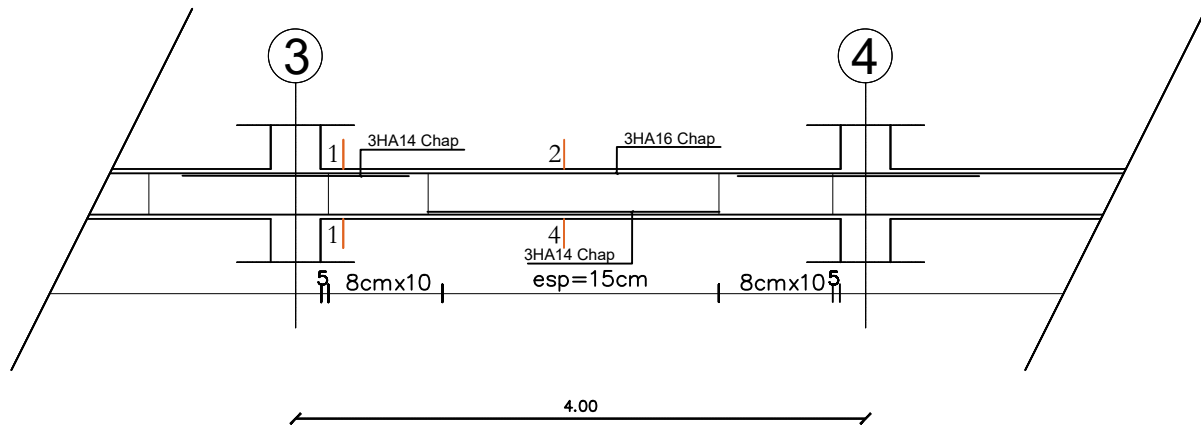


Coupe 1-1

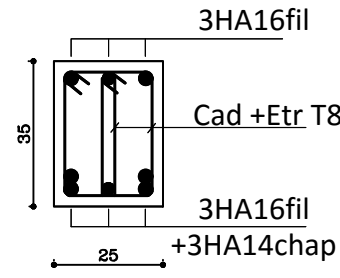


Coupe 2-2

Ferrailage des poutres principales reliées aux voiles



Coupe 1-1



Coupe 2-2

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUE MAMMERI TIZI OUZOU

Département Génie de la Construction

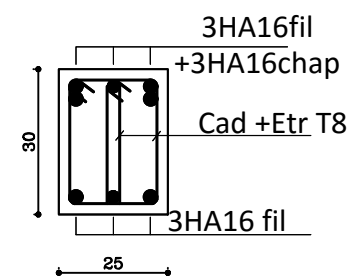
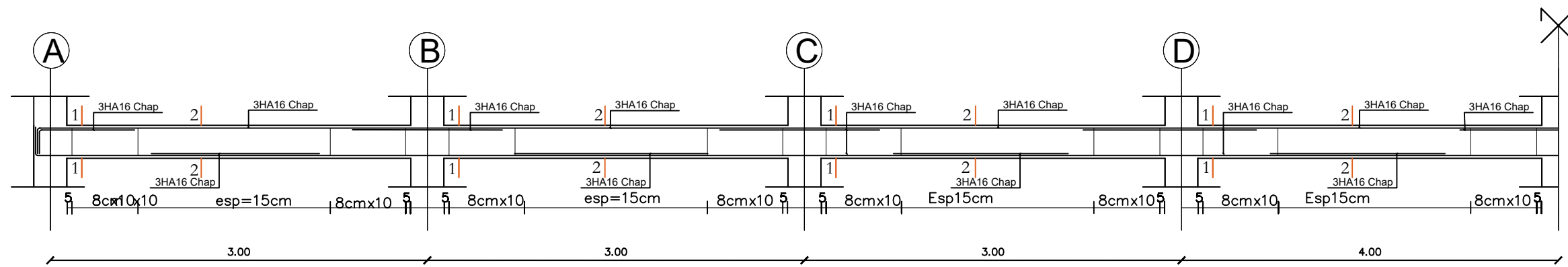
Option : construction civil et industrielle

Projet : étude d'une structure (R+8+2 sous-sols) à usage multiple contreventé par des voiles porteurs

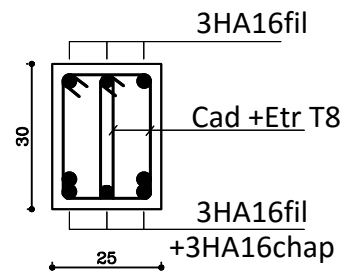
Ferrailage des poutres principales

Réalisé par	Dirigé par
Mlle AHMEDI Malha Mlle MEHDI Amira	Mme BAIDI Fawzia

Promotion: 2023/2024



Coupe 1-1



Coupe 2-2

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUE MAMMERI TIZI OUZOU

Département Génie de la Construction

Option : construction civil et industrielle

Projet: étude d'une structure (R+8+2 sous-sols) à usage multiple contreventé par des voiles porteurs

Ferrailage des poutres secondaires

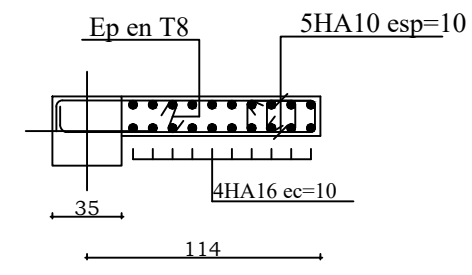
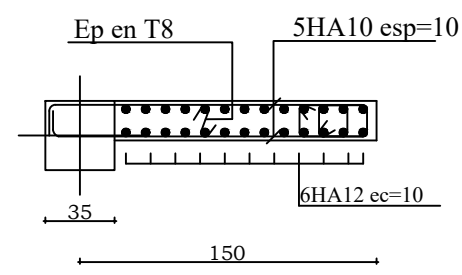
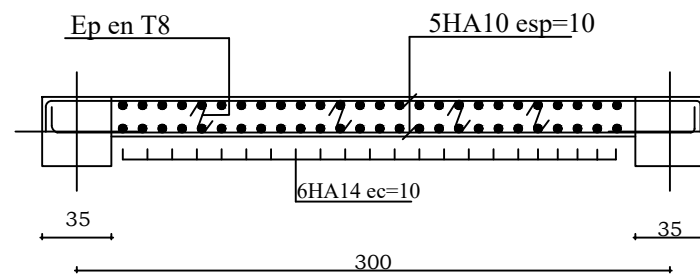
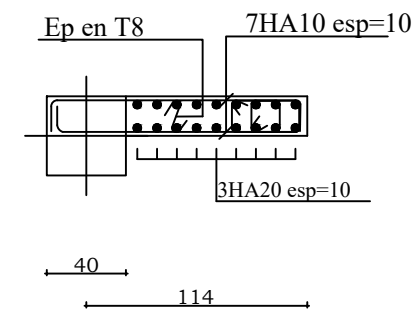
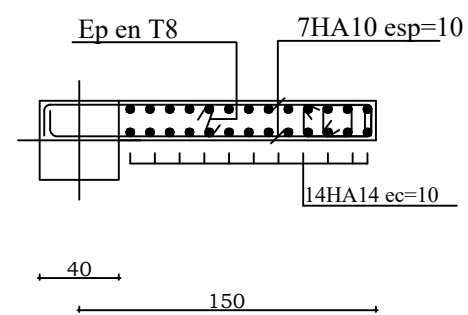
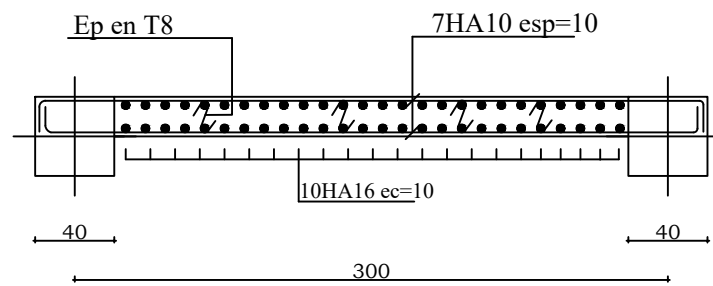
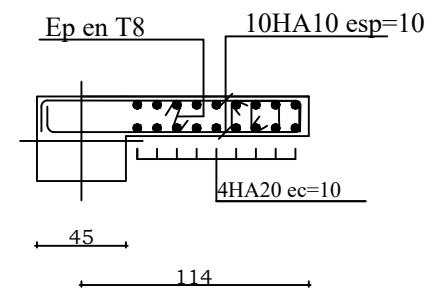
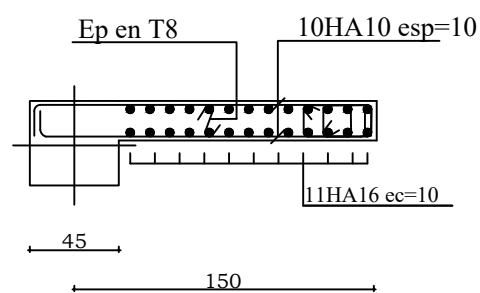
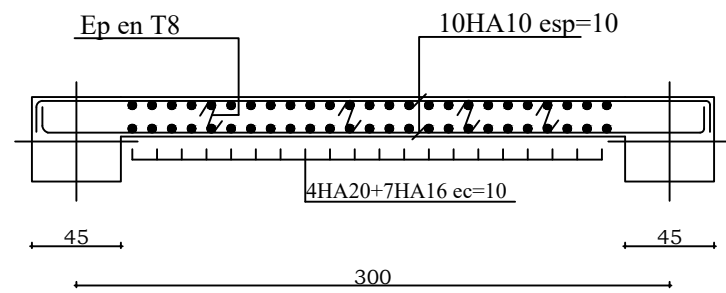
Réalisé par	Dirigé par
Mlle AHMEDI Malha Mlle MEHDI Amira	Mme BAIDI Fawzia

Promotion: 2023/2024

VL1 :

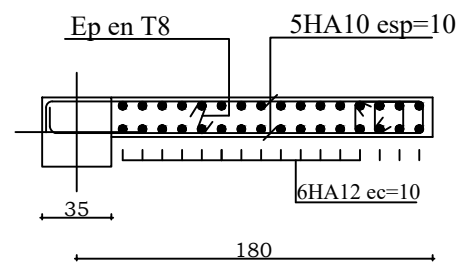
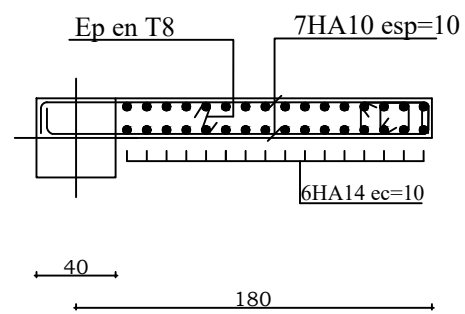
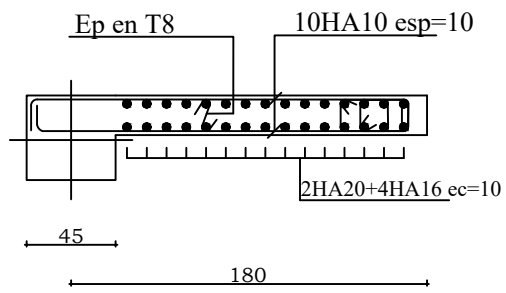
VL2 :

VL3 :

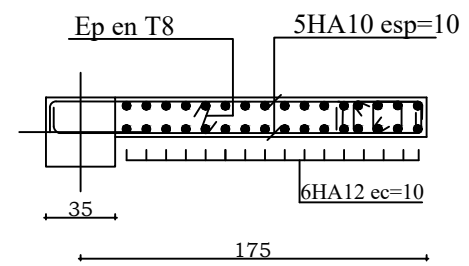
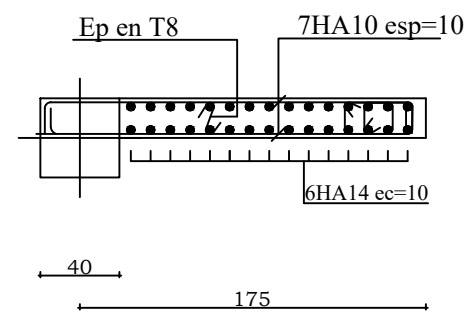
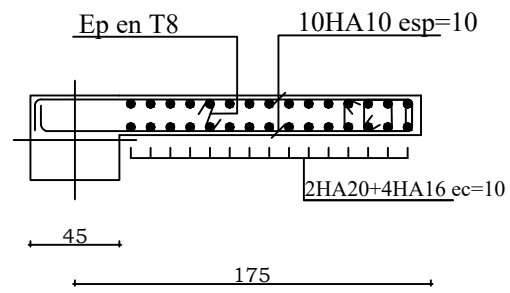


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Option : construction civil et industrielle	
Projet: étude d'une structure (R+8+2 sous-sols) à usage multiple contreventé par des voiles porteurs	
Ferraillage des voiles longitudinales	
Réalisé par Mlle AHMEDI Malha Mlle MEHDI Amira	Dirigé par Mme BAIDI Fawzia
Promotion: 2023/2024	

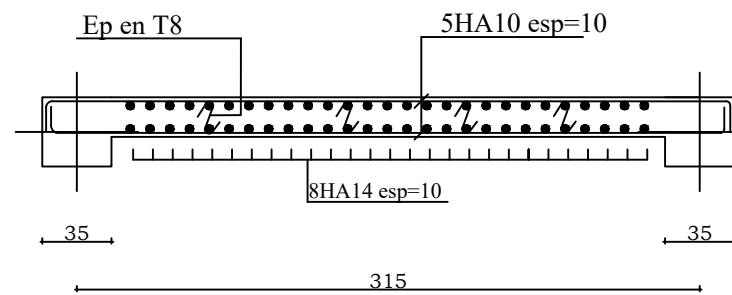
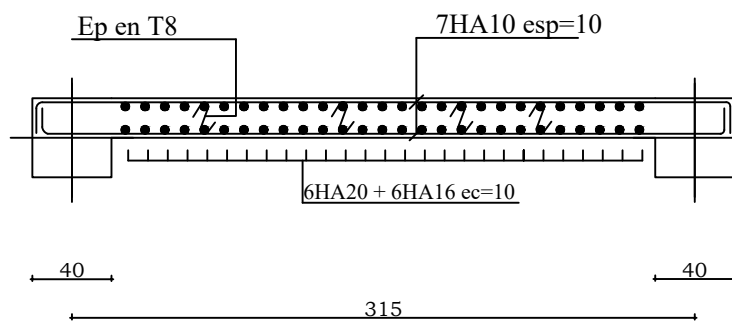
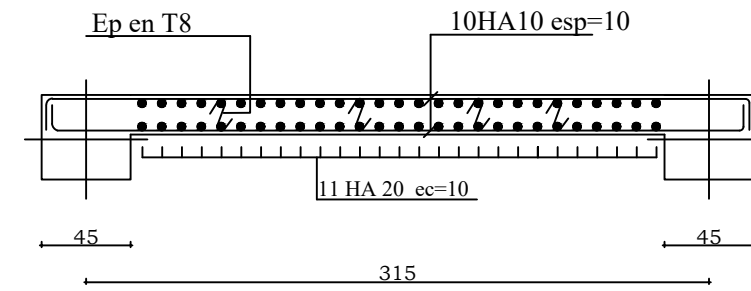
VT 1:



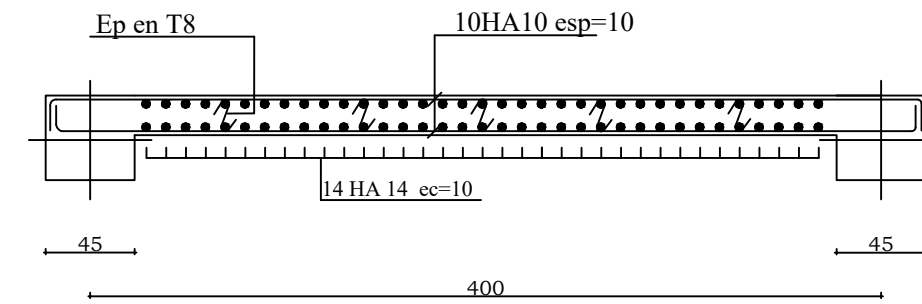
VT 2:



VL3:

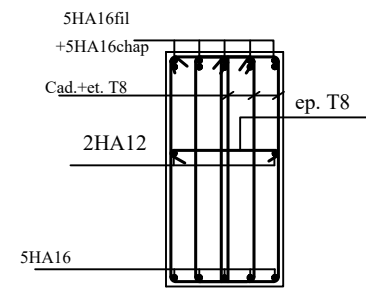
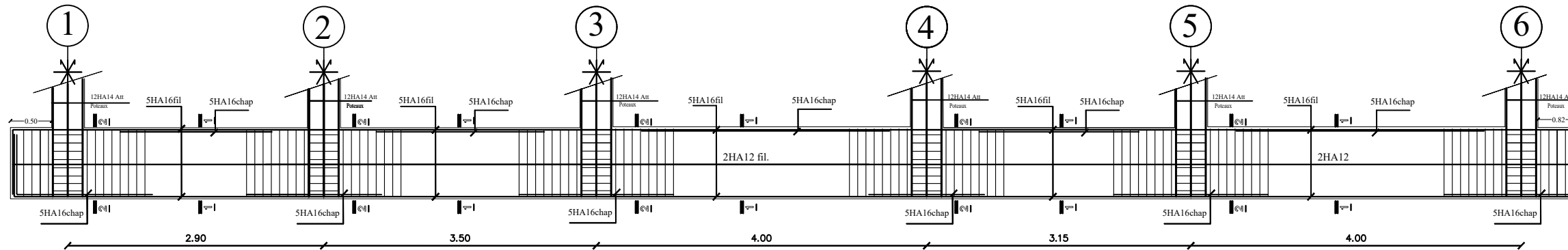


VL4:

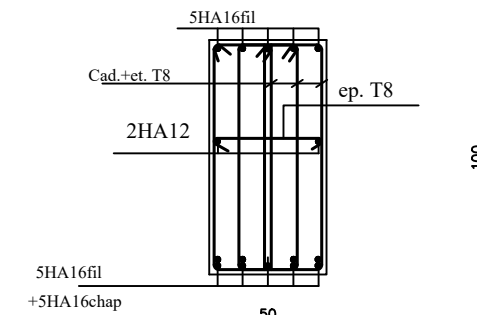


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Option : construction civil et industrielle	
Projet: étude d'une structure (R+8+2 sous-sols) à usage multiple contreventé par des voiles porteurs	
Ferrailage des voiles transversales	
Réalisé par	Dirigé par
Mlle AHMEDJI Malha Mlle MEHDI Amira	Mme BAIDI Fawzia
Promotion: 2023/2024	

Ferrailage nervure sens y-y

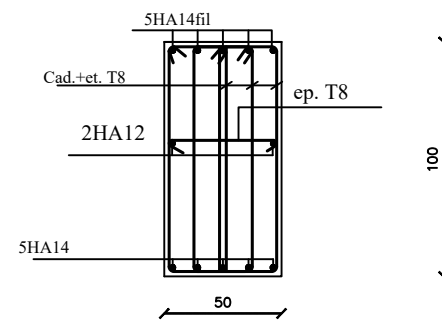
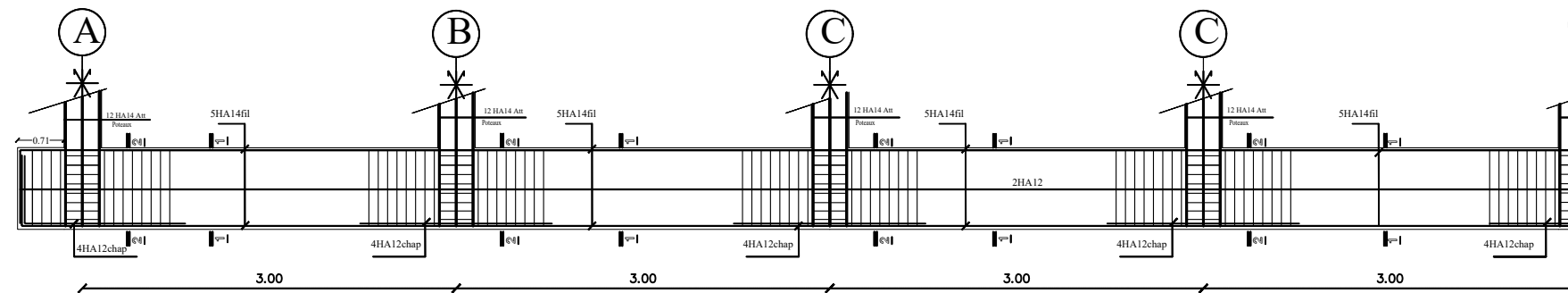


Coupe 1-1

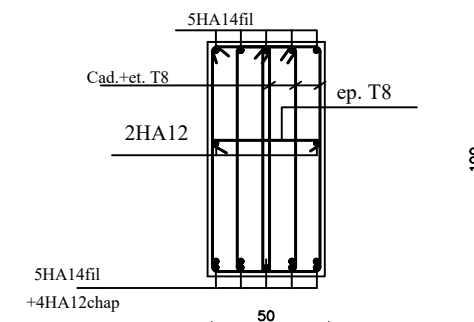


Coupe 2-2

Ferrailage nervure sens x-x



Coupe 1-1



Coupe 2-2

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUE MAMMERRI TIZI OUZOU

Département Génie de la Construction

Option : construction civil et industrielle

Projet : étude d'une structure (R+8+2 sous-sols) à usage multiple contreventé par des voiles porteurs

Ferrailage des nervures

Réalisé par

Mlle AHMEDI Malha
Mlle MEHDI Amira

Dirigé par

Mme BAIDI Fawzia

Promotion: 2023/2024