



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU



Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.

Option : construction civil et industriel.

THEME

Etude d'un bâtiment(R+11+Sous-sol) à
usage d'habitation et Commercial
contreventé par Voiles et portiques
(Modélisation avec ETABS)

Etudié par :

AOUES Cylia

AMENNA Ourdia

Dirigé par :

M^rBAZIZ

Année 2021/2022

REMERCIEMENTS

Avant tous nous remercions dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail.

Nous saisissons l'occasion pour exprimernos vifs remerciements à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

*Nous souhaitons tout d'abord remercier notre encadreur
Monsieur BAZIZ,
qui nous a encadrées avec patience durant la réalisation de ce travail de fin d'études.*

Nos remerciements vont également à tous les enseignants de département de génie civil, qui ont contribué à notre formation.

Notre profonde gratitude et reconnaissance à nos parents et familles qui nous ont toujours soutenus.

Enfin, nous exprimons également notre gratitude aux membres du jury, qui nous ont honorés en acceptant de juger ce travail.

DEDICACES

JE DÉDIE SE MODESTE TRAVAIL À :

Mes chers parents qui m'ont toujours soutenu tout aulong de ma vie et qui ont sacrifié la leurs pour mon bien, ma réussite et mon bonheur, Aucune expression ne pourra exprimer ma considération et mon estime pour vos sacrifices et tous ce que vous avez endurédurant mon éducation et mon instruction, j'espère être à la hauteur pour que vous soyez fier de moi.

A mon frère Mohand, ma belle-sœur Nora

Et

les petits princes Ilyas et Mahdi et le petit Mouhand

A mon frère Rabah

A mes tantes Ounissa et zahoua

A toute la famille AOUES

A mon grand-père et sa femme et toute la famille CHOUALI

Mes oncles et leurs familles

Mes tantes et leurs familles

A mes cousins et cousines

A mon ami Massinissa BENIDDIR et mon amie Sonia GOUDJIL qui m'ont encouragé et étaient toujours avec moi depuis notre rencontre

A tous mes ami(e)s

A mon binôme Doudouche

A la mémoire de ma chère cousine Aldjia

Mes grand-mères Fatma et Smina et mon grand père

Cylia

DEDICACES

JE DÉDIE SE MODESTE TRAVAIL À :

A la mémoire de ma grand-mère

A mes chers parents qui m'ont toujours soutenu tout aulong de ma vie et qui ont sacrifié la leurs pour mon bien, ma réussite et mon bonheur, Aucune expression ne pourra exprimer ma considération et mon estime pour vos sacrifices et tous ce que vous avez endurédurant mon éducation et mon instruction, j'espère être à la hauteur pour que vous soyez fier de moi.

A mes frères Tarik et Kamel

A ma sœur Kamilia

A mes tantes

A mon binôme Cylia

A tout ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail

A toute la promo CCI 2022

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	01.
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments.....	11
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.....	28
III.1 : L'acrotère.....	28
III.2 : Les escaliers.....	36
III.3 : La poutre brisée	55
III.4 : La salle machine.....	63
III.5 : Les planchers.....	73
Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences RPA.....	88
Chapitre V : Ferrailage des éléments.....	105
V.1 : Ferrailage des poteaux	105
V.2 : Ferrailage des poutres.....	117
V.3 : Ferrailage des voiles.....	123
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.....	136
VI.1 : Fondation.....	136
VI.2 : Etude du radier.....	141
VI.3 : Etude de la nervure.....	153
VI.4 : Ferrailage de débord.....	159
VI.5 : Etude du voile périphérique.....	160

Conclusion générale

Annexes

Bibliographie

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Elément d'un plancher en corps creux

Figure I.2 : Elément d'un plancher en dalle pleine

Figure I.3 : Diagramme de la déformation des contraintes à l'ELU

Figure I.4 : Diagramme de déformation des contraintes à l'ELS

Figure I.5 : Diagramme des contrainte- déformation de l'acier

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

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

Figure II.2 : Coupe vertical d'un plancher en dalle pleine

Figure II.3 : Dimensions de la poutre secondaire

Figure II.4 : Dimension de la poutre principale

Figure II.5 : Coupe d'un voile en plan

Figure II.6 : Coupe d'un voile en élévation

Figure II.7 : Coupe vertical du plancher terrasse (inaccessible)

Figure II.8 : Coupe vertical de l'étage courant du plancher

Figure II.9 : Coupe vertical d'une dalle pleine

Figure II.10 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité

Figure II.11 : Schéma de dégression de charges

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

III.1 : L'acrotère

Figure III.1.1 : Coupe vertical de l'acrotère

Figure III .1.2 : Diagramme des efforts internes de l'acrotère

Figure III.1.3 : Dimension de la section à ferrailer d'acrotère

III.2 : Les escaliers

Figure III.2.1 : Vue en plan de l'escalier

FigureIII.2.2 : Schéma statique de calcule des escaliers à l'ELU

FigureIII.2.3 : Schéma statique de calcul des escaliers à l'ELS

III.3 :La poutre brisée

FigureIII.3.1 : Schéma de la poutre brisée

FigureIII.3.2 : Schéma statique de calcul

FigureIII.3.3 : Sollicitation de la poutre brisée- flexion simple

III.4 : La salle machine

FigureIII.4.1 : Vue en plan de l'ascenseur

FigureIII.4.2 : Répartition de la charge localisée sur la dalle

III.5 : Les planchers

FigureIII.5.1 : Vue en plan des planchers en corps creux

FigureIII.5.2 : Section des poutres

Figure III.5.3 : Treilles soudée de la dalle de compression

FigureIII.5.4 : Schéma du premier type de la poutrelle

FigureIII.5.5 : Schéma du deuxième type de poutrelle

FigureIII.5.6 : Schéma du troisième type de poutrelle

FigureIII.5.7 : Schéma du principe de la méthode des trois moments

FigureIII.5.8 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU au niveau de la terrasse

FigureIII.5.9 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU au niveau de l'étage courant

FigureIII.5.10 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU au niveau de l'étage de service

FigureIII.5.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU au niveau de RDC

FigureIII.5.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU au niveau de la terrasse

FigureIII.5.13 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU au niveau de l'étage courant

FigureIII.5.14 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU au niveau de l'étage de service

FigureIII.5.15 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU au niveau RDC

FigureIII.5.16 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS au niveau du RDC

FigureIII.5.17 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS au niveau du RDC

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences RPA

FigureIV.1 : Vue en deux dimensions plancher du sous-sol

FigureIV.2 : Vue en deux dimensions plancher du RDC

FigureIV.3 : Vue en deux dimensions plancher du premier étage

FigureIV.4 : Vue en deux dimensions plancher des étages courants

FigureIV.5 : Vue en trois dimensions de la structure

FigureIV.6 : Le modèle obtenu à l'aide du logiciel Etabs

FigureIV.7 : Résultats d'analyse dynamique Etabs

FigureIV.8 : Disposition des voiles

Chapitre V : Ferrailage des éléments

V.1 : Ferrailage des poteaux

FigureV.1.1 : Schéma de la zone nodale

FigureV.1.2 : Introduction des caractéristiques des matériaux et les efforts dans le logiciel Socotec

FigureV.1.3 : Les armature obtenues à l'aide du logiciel Socotec

V.2 : Ferrailage des poutres

V.3 : Ferrailage des voiles

FigureV.3.1 : Disposition des voiles

FigureV.3.2 : Exemple de disposition des armatures vertical dans les voiles

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 : Fondation

VI.2 : Etude du radier

FigureVI.2.1 : Coupe sur un radier

FigureVI.2.2 : Coupe vertical sur un radier

FigureVI.2.3 : Le panneau le plus sollicité

VI.3 : Etude de la nervure

FigureVI.3.1 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU au sens transversal

FigureVI.3.2 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU au sens transversal

FigureVI.3.3 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS au sens transversal

FigureVI.3.4 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS au sens transversal

FigureVI.3.5 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU au sens longitudinal

FigureVI.3.6 :Diagramme des efforts tranchants à l'ELU au sens longitudinal

FigureVI.3.7 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS au sens longitudinal

FigureVI.3.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS au sens longitudinal

VI.4 : Ferrailage de débord

VI.5 : Etude du voile périphérique

FigureVI.5.1 : Diagramme des contraintes

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Caractéristiques du béton

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse (inaccessible)

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher étage courant

Tableau II.3 : Charges permanentes des dalles plaines

Tableau II.4 : Charges permanentes des murs extérieurs

Tableau II.5 : Charges permanentes des murs intérieurs

Tableau II.6 : Les charges d'exploitations

Tableau II.7 : Les coefficients de dégression des surcharges

Tableau II.8 : Tableau récapitulatif de la décente de charges

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1 : L'acrotère

Tableau III.1.1 : Les sollicitations de l'acrotère

Tableau III.1.2 : Les combinaisons de charges

Tableau III.1.3 : Calcul d'excentricité d'acrotère

Tableau III.1.4 : Calcul en flexion simple

Tableau III.1.5 : Calcul en flexion composée

Tableau III.1.6 : Vérifications de la condition non fragilité

Tableau III.1.7 : Vérifications au cisaillement

Tableau III.1.8 : Vérification de l'adhérence

Tableau III.1.9 : Ancrage des barres

Tableau III.1.10 : Vérification à l'état d'ouvertures des fissurations

Tableau III.1.11 : Vérifications de la contrainte en béton

Tableau III.1.12 : Vérifications de l'acrotère au séisme

III.2 : Les escaliers

Tableau III.2.1 : Prédimensionnement des escaliers

Tableau III.2.2 : La charge permanent de la paillasse et le palier

Tableau III.2.3 : Combinaison de charges

Tableau III.2.4 : Les réactions d'appuis

Tableau III.2.5 : Les efforts tranchants et les moments fléchissants

Tableau III.2.6 : Calcul de ferrailage à l'ELU

Tableau III.2.7 : Vérification de non fragilité

Tableau III.2.8 : Vérification de l'adhérence des barres

Tableau III.2.9 : Vérification de l'espacement des barres

Tableau III.2.10 : Vérification de la longueur de scellement droit

Tableau III.2.11 : Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.2.12 : Vérification de l'influence de l'effort tranchant

Tableau III.2.13 : Les réactions d'appuis à l'ELS

Tableau III.2.14 : Les efforts tranchants et les moments fléchissants à l'ELS

Tableau III.2.15 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Tableau III.2.16 : Etat limite de déformation

Tableau III.2.17 : Calcul de la flèche

Tableau III.2.18 : Combinaison de charge de la volée2

Tableau III.2.19 : Les réactions d'appuis de la volée2

Tableau III.2.20 : L'effort tranchant et le moment fléchissant de la volée2

Tableau III.2.21 : Calcul de ferrailage de la volée2 à l'ELU

Tableau III.2.22 : Vérification de non fragilité de la volée2

Tableau III.2.23 : Vérification d'espacement des barres de la volée2

Tableau III.2.24 : Vérification de l'effort tranchant de la volée2

Tableau III.2.25 : Vérification de l'influence de l'effort tranchant de la volée2

Tableau III.2.26 : Les réactions d'appuis de la volée2 à l'ELS

Tableau III.2.27 : Les efforts tranchants et les moments fléchissant de la volée2 à l'ELS

Tableau III.2.28 : Vérification des contraintes de la volée2 dans le béton et l'acier

III.3 :La poutre brisée

Tableau III.3.1 : Combinaison de charges

Tableau III.3.2 : Les moments et les efforts tranchants

Tableau III.3.3 : Calcul de ferrailage à l'ELU

Tableau III.3.4 : Vérification de non fragilité

Tableau III.3.5 : Vérification de l'adhérence des barres

Tableau III.3.6 : Vérification de l'espacement des barres

Tableau III.3.7 : Vérification d'influence de l'effort tranchant sur le béton

Tableau III.3.8 : Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.3.9 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Tableau III.3.10 : Etat limite de déformation

III.4 : La dalle machine

Tableau III.4.1 : Les charges

Tableau III.4.2 : Les combinaisons de charges

Tableau III.4.3 : Le rectangle d'impacte

Tableau III.4.4 : Calcul des moments fléchissant M_x , M_y

Tableau III.4.5 : Calcul des moments dues au poids propre de la dalle

Tableau III.4.6 : Superposition des moments

Tableau III.4.7 : Les moments aux travées et aux appuis

Tableau III.4.8 : Calcul des armatures à l'ELU

Tableau III.4.9 : Vérification de non fragilité

Tableau III.4.10 : Diamètre maximal des barres

Tableau III.4.11 : Espacements des barres

Tableau III.4.12 : Vérification de non poinçonnement

Tableau III.4.13 : Vérification de la contrainte tangentielle

Tableau III.4.14 : Vérification des contraintes dans le béton

Tableau III.4.15 : Etat limite de déformation

III.5 : Les planchers

Tableau III.5.1 : La largeur de la dalle de compression

Tableau III.5.2 : Calcul des armatures

Tableau III.5.3 : 1^{ère} étape de calcul avant coulage de la dalle de compression

Tableau III.5.4 : Les conditions d'application de la méthode forfaitaire

Tableau III.5.5 : Calcul des charges et des surcharges revenant aux poutrelles

Tableau III.5.6 : Les armatures en travées

Tableau III.5.7 : Calcul du ferrailage à l'ELU

Tableau III.5.8 : Vérification de cisaillement

Tableau III.5.9 : Condition de non fragilité

Tableau III.5.10 : Vérification de l'adhérence des barres

Tableau III.5.11 : Longueur de scellement

Tableau III.5.12 : Influence de l'effort tranchant sur le béton

Tableau III.5.13 : Vérification des contraintes tangentielles

Tableau III.5.14 : Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures

Tableau III.5.15 : Vérification à l'état limite de déformation

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences RPA

Tableau IV.1 : Vérification de la période

Tableau IV.2 : Résultats d'analyse dynamique

Tableau IV.3 : Les charges sismiques reprises par les voiles dans le sens x-x

Tableau IV.4 : Les charges sismiques reprises par les voiles dans le sens y-y

Tableau IV.5 : Les charges verticales reprises par les voiles

Tableau IV.6 : Coefficient d'accélération A

Tableau IV.7 : Calcul de la période T

Tableau IV.8 : Facteur d'amplification dynamique D

Tableau IV.9 : Facteur de qualité Q

Tableau IV.10 : Vérification de la force sismique à la base

Tableau IV.11 : Vérification de l'excentricité

Tableau IV.12 : Vérification de déplacement inter-étages suivants Ex

Tableau IV.13 : Vérification de déplacement inter-étages suivants Ey

Tableau IV.14 : Vérification de l'effet P-Delta suivants Ex

Tableau IV.15 : Vérification de l'effet P-Delta suivants Ey

Chapitre V : Ferrailage des éléments

V.1 : Ferrailage des poteaux

Tableau V.1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

Tableau V.1.2 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandés par le RPA

Tableau V.1.3 : Récapitulatif des caractéristiques des matériaux et des efforts

Tableau V.1.4 : Ferrailage à l'ELU

Tableau V.1.5 : Espacement des armatures transversales

Tableau V.1.6 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

Tableau V.1.7 : Détermination de la zone nodale

Tableau V.1.8 : La longueur minimale de recouvrements

Tableau V.1.9 : Vérification des contraintes tangentielles

Tableau V.1.10 : Vérification des contraintes à l'ELS

V.2 : Ferrailage des poutres

Tableau V.2.1 : Les recommandations du RPA

Tableau V.2.2 : Résultats de ferrailage à l'ELU

Tableau V.2.3 : Espacement des armatures transversales

Tableau V.2.4 : Vérification de la section minimale d'armatures transversales

Tableau V.2.5 : Délimitation de la zone nodale

Tableau V.2.6 : Condition de non fragilité

Tableau V.2.7 : Vérification de la contrainte tangentielle du béton

Tableau V.2.8 : Influence de l'effort tranchant sur le béton

Tableau V.2.9 : Influence de l'effort tranchant sur les armatures

Tableau V.2.10 : Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

Tableau V.2.11 : Vérification des contraintes à l'ELS

V.3 : Ferrailage des voiles

Tableau V.3.1 : Les armatures d'action

Tableau V.3.2 : Les armatures verticales

Tableau V.3.3 : Les armatures horizontales

Tableau V.3.4 : Ferrailage du voile VL1

Tableau V.3.5 : Ferrailage du voile VL3

Tableau V.3.6 : Ferrailage du voile VL12

Tableau V.3.7 : Ferrailage du voile VT1

Tableau V.3.8 : Ferrailage du voile VT5

Tableau V.3.9 : Ferrailage du voile VT9

Tableau V.3.10 : Ferrailage du voile VL13

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 : Fondation

Tableau VI.1.1 : Semelle filante sous voiles

Tableau VI.1.2 : Le portique le plus sollicité

VI.2 : Etude du radier

Tableau VI.2.1 : Chargement

Tableau VI.2.2 : Combinaison d'action

Tableau VI.2.3 : Calcul des surfaces

Tableau VI.2.4 : Dimensionnement du débord

Tableau VI.2.5 : Vérification à la contrainte de cisaillement

Tableau VI.2.6 : Vérification de la stabilité du radier au sens longitudinal

Tableau VI.2.7 : Vérification de la stabilité du radier au sens transversale

Tableau VI.2.8 : Les contraintes prises en compte dans le calcul

Tableau VI.2.9 : Chargement de la dalle du radier

Tableau VI.2.10 : Moment isostatique de la dalle du radier

Tableau VI.2.11 : Moment aux appuis et en travées de la dalle du radier

Tableau VI.2.12 : Ferrailage du radier

Tableau VI.2.13 : Vérification de non fragilité du béton

Tableau VI.2.14 : Vérification de contraintes

VI.3 : Etude de la nervure

Tableau VI.3.1 : Les moments de la nervure

Tableau VI.3.2 : Calcul des armatures

Tableau VI.3.3 : Vérification de non fragilité

Tableau VI.3.4 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

VI.4 : Ferrailage de débord

VI.5 : Etude du voile périphérique

Tableau VI.5.1 : Moment isostatique du voile périphérique

Tableau VI.5.2 : Moment aux appuis et en travées du voile périphérique

Tableau VI.5.3 : Ferrailage du voile périphérique

Tableau VI.5.4 : Vérification de non fragilité du béton

Tableau VI.5.5 : Vérification de contraintes

Conclusion générale

Introduction générale

Le génie civil est un domaine spécial et très vaste. Il s'agit du domaine de l'urbanisme dont la fonction est de construire, de mettre en œuvre les décisions d'aménagement du territoire. Les principales spécialités du génie civil sont la structure, l'hydraulique, l'environnement et la géotechnique. Il permet aussi d'apprendre les techniques d'entretien des routes et des voies de circulation.

L'histoire de l'humanité a été marquée par un grand nombre de catastrophe que ce soit humaines (explosions, incendie, ... etc.) ou naturelles qui causent d'énormes pertes et dégâts qui touchent les constructions et les infrastructures urbaines (fissuration, rupture, déformation, effondrement, ... etc.)

Notre pays a déjà connu ces catastrophes, il a été victime de nombreux séismes, notamment celui de mai 2003, celui-ci a révélé une urbanisation anarchique, et non-respect des réglementations dans le domaine du bâtiment.

D'après toutes ces expériences, toutes les normes de sécurité sont devenues de plus en plus strictes, tout en tenant compte du facteur économique.

Dans ce qui suit, nous allons étudier un bâtiment (R+11+Sous-sol) à usage d'habitation, service et commerciale en respectant le règlement parasismique Algérien RPA, ainsi que le règlement du béton armé aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

Nous allons commencer notre travail par la présentation de l'ouvrage et les matériaux utilisés (béton, acier).

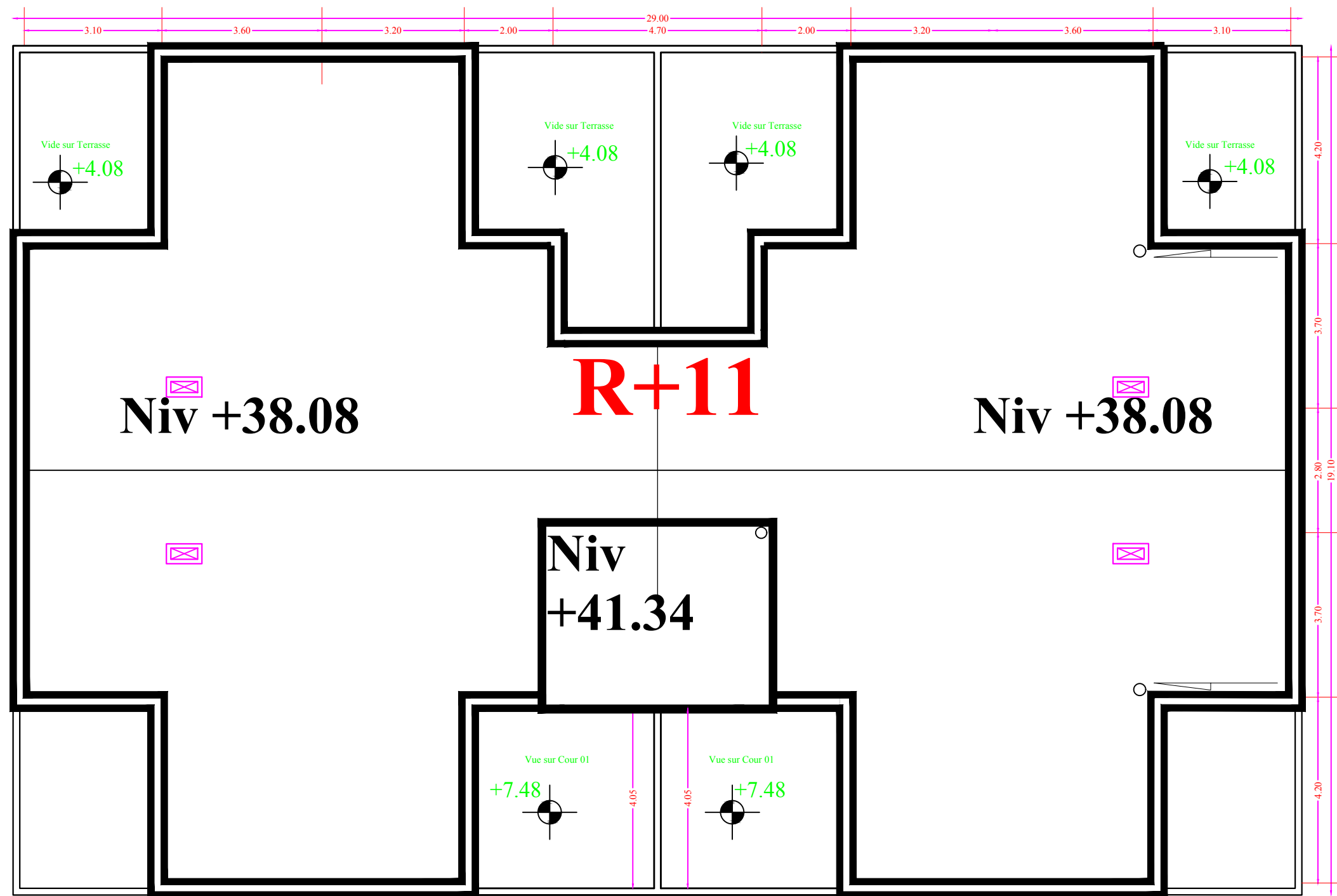
Ensuite, nous allons enchaîner le prédimensionnement des éléments, et les calculs des éléments non structuraux, dans deux chapitres séparés.

On passe au quatrième chapitre, où nous allons étudier la dynamique de la structure, ou bien la modélisation en utilisant le logiciel Etabs, puis la vérification relative aux exigences du RPA.

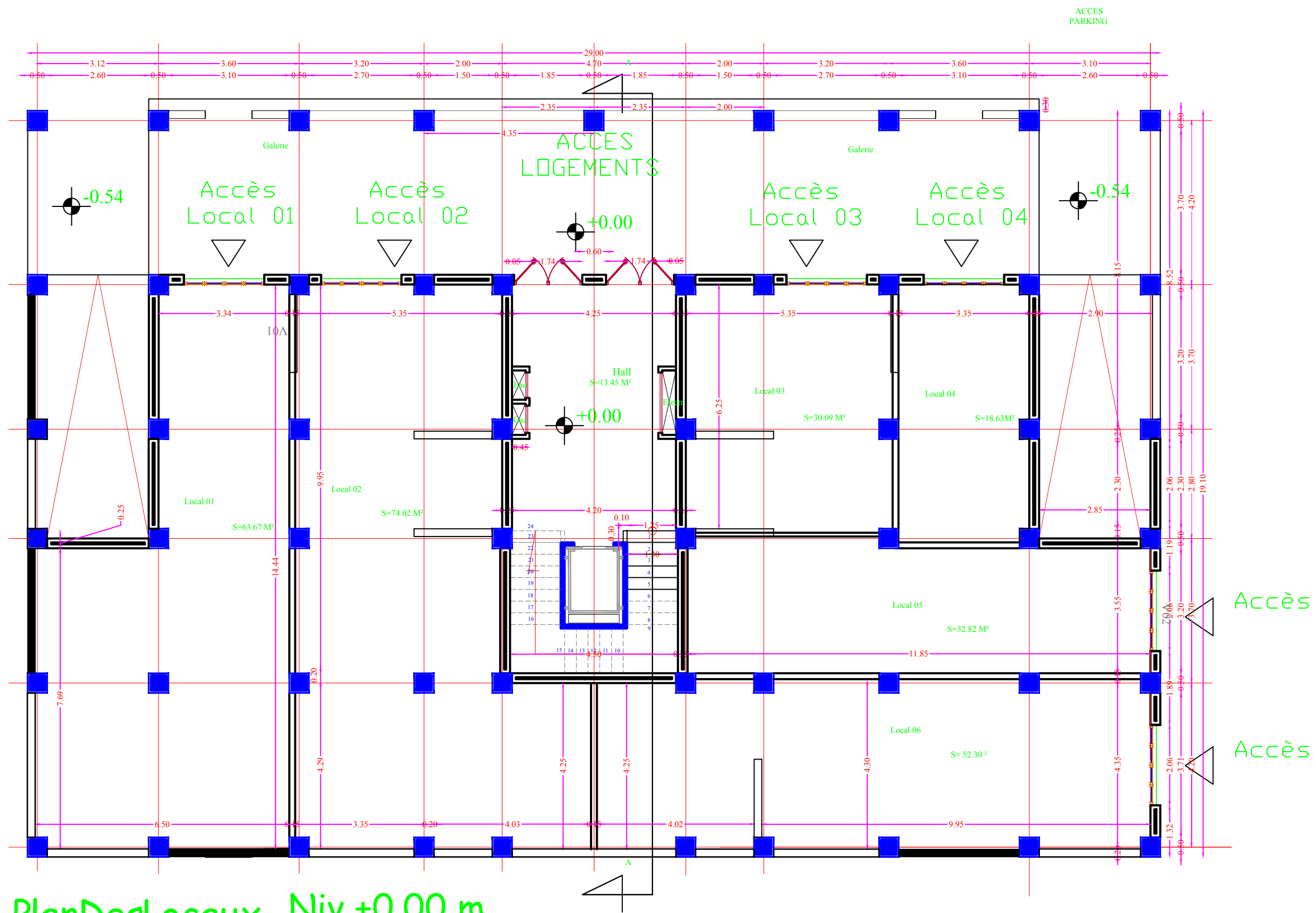
Dans le cinquième chapitre, nous allons procéder au ferrailage des éléments structuraux.

Puis on passe au dernier chapitre pour étudier l'infrastructure.

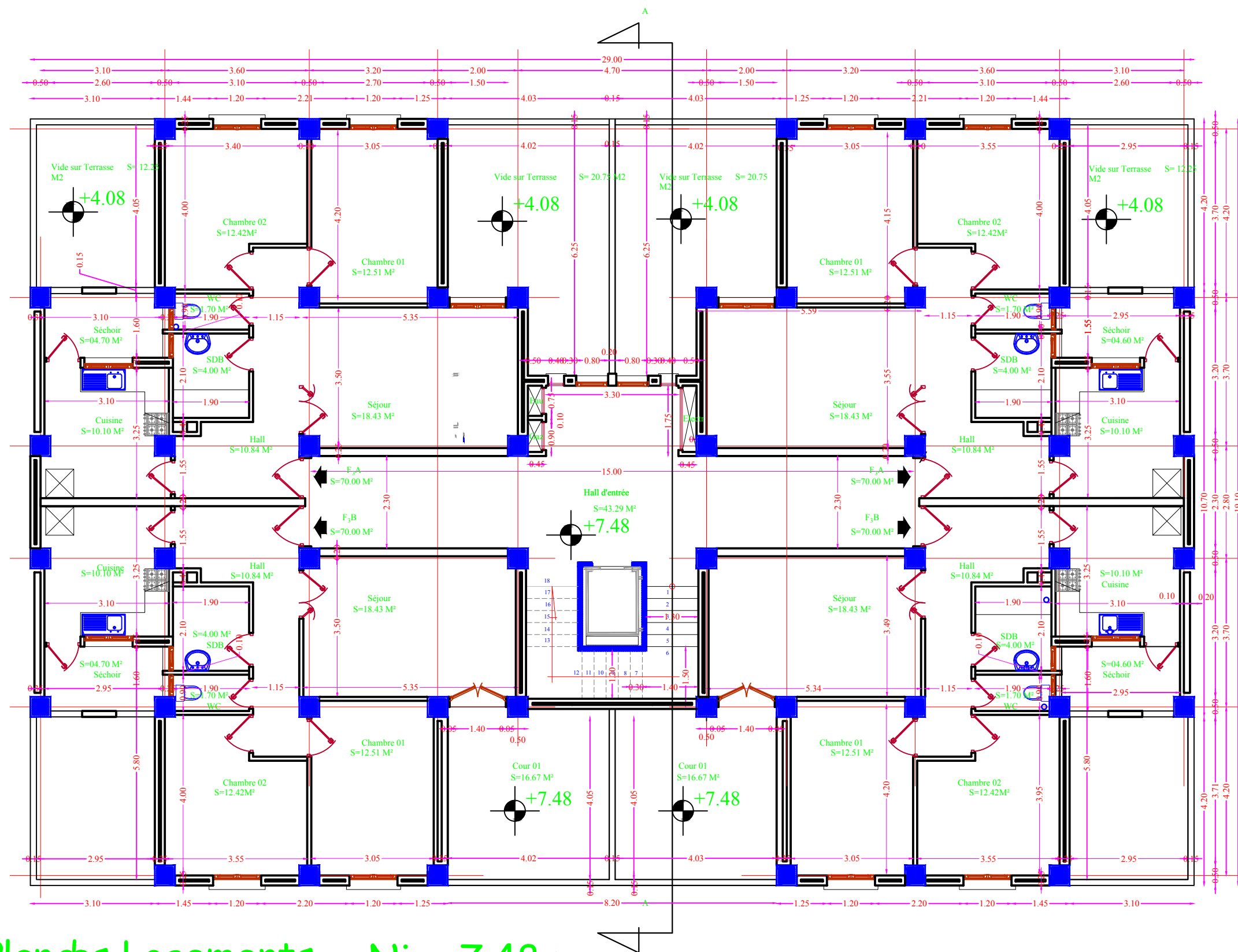
Finalement, nous terminerons notre travail par une conclusion générale.



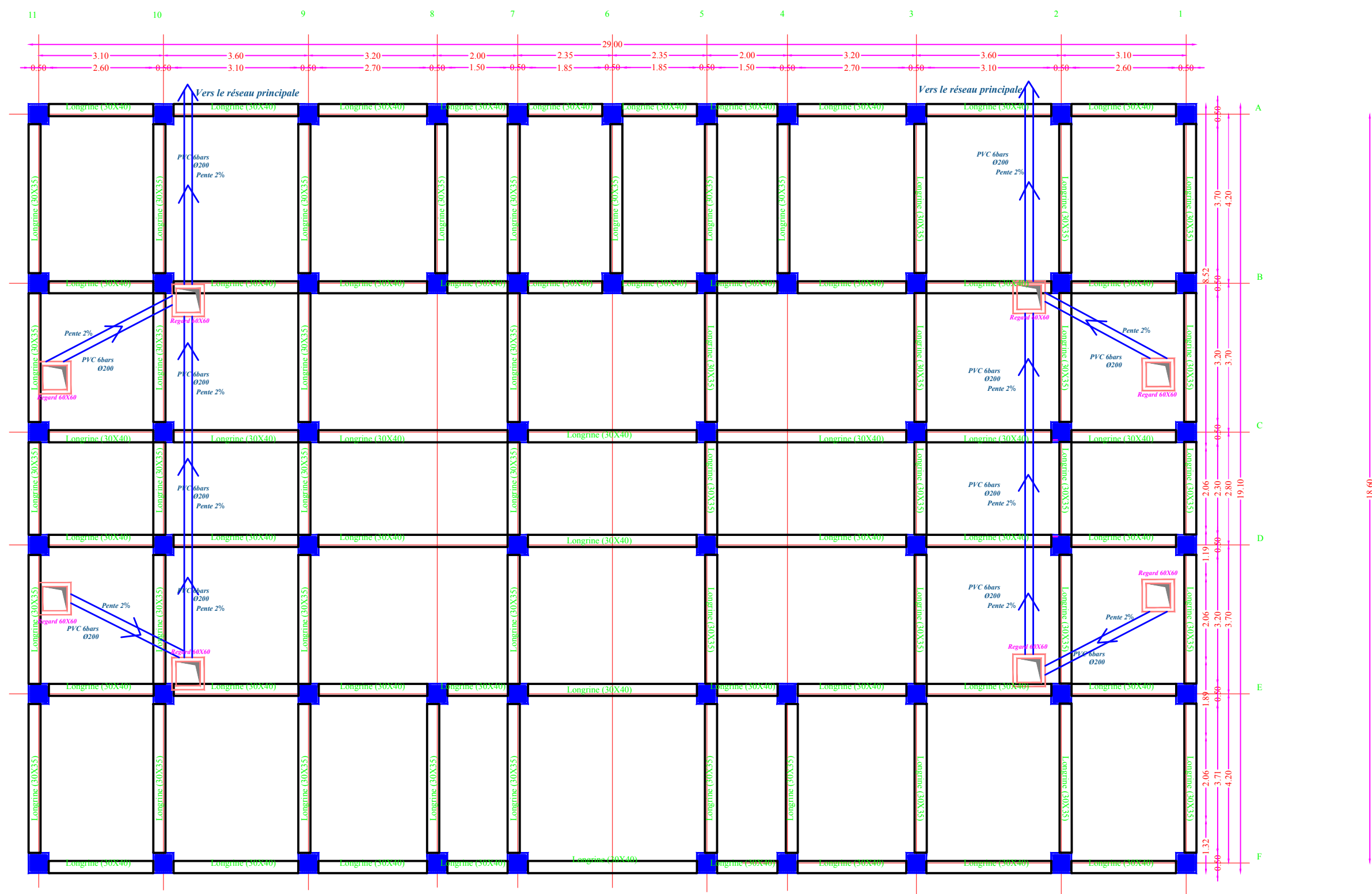
-Plan De Toiture



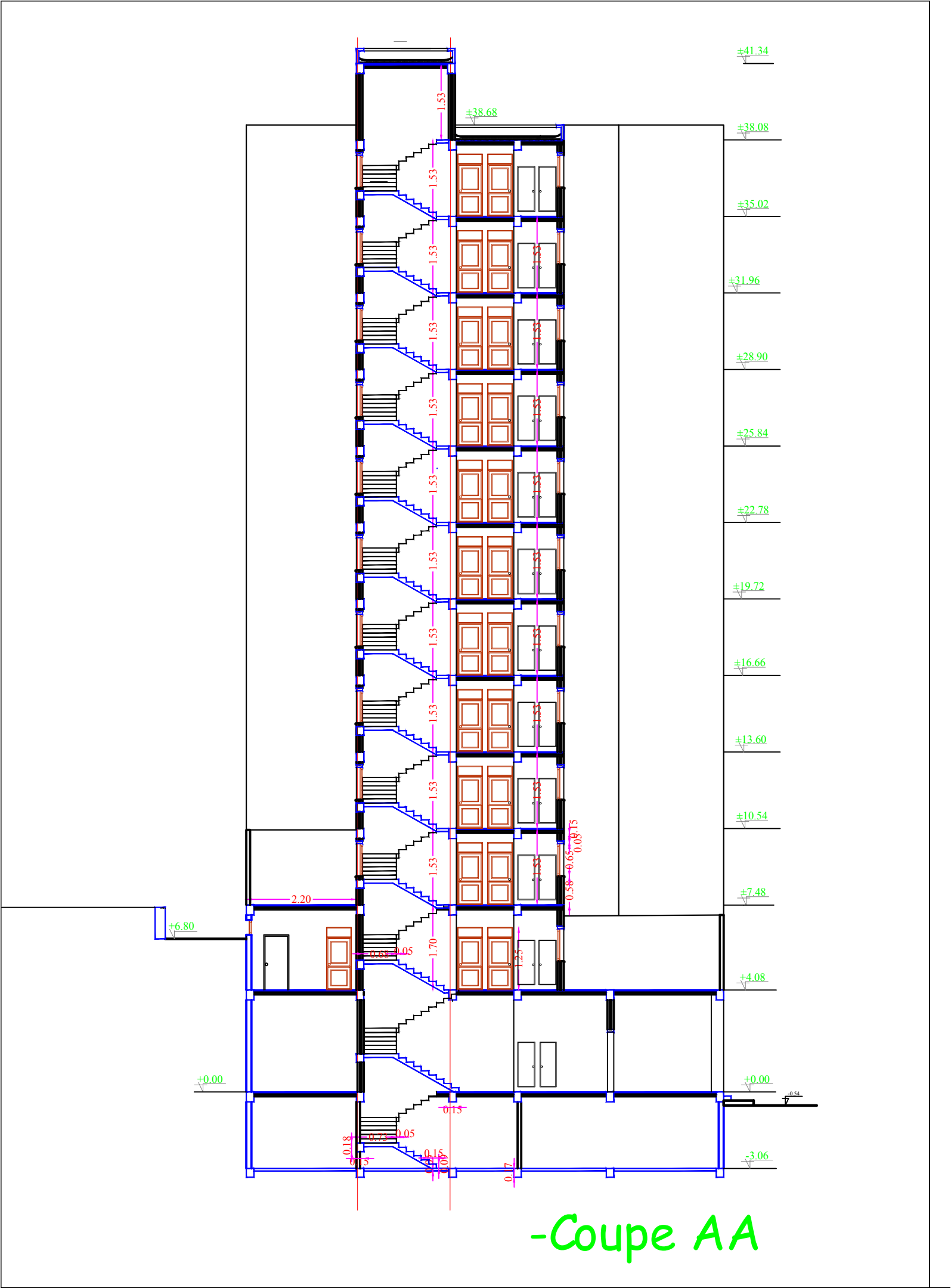
-PlanDesLocaux Niv +0.00 m



-Plandes Logements Niv +7.48 m

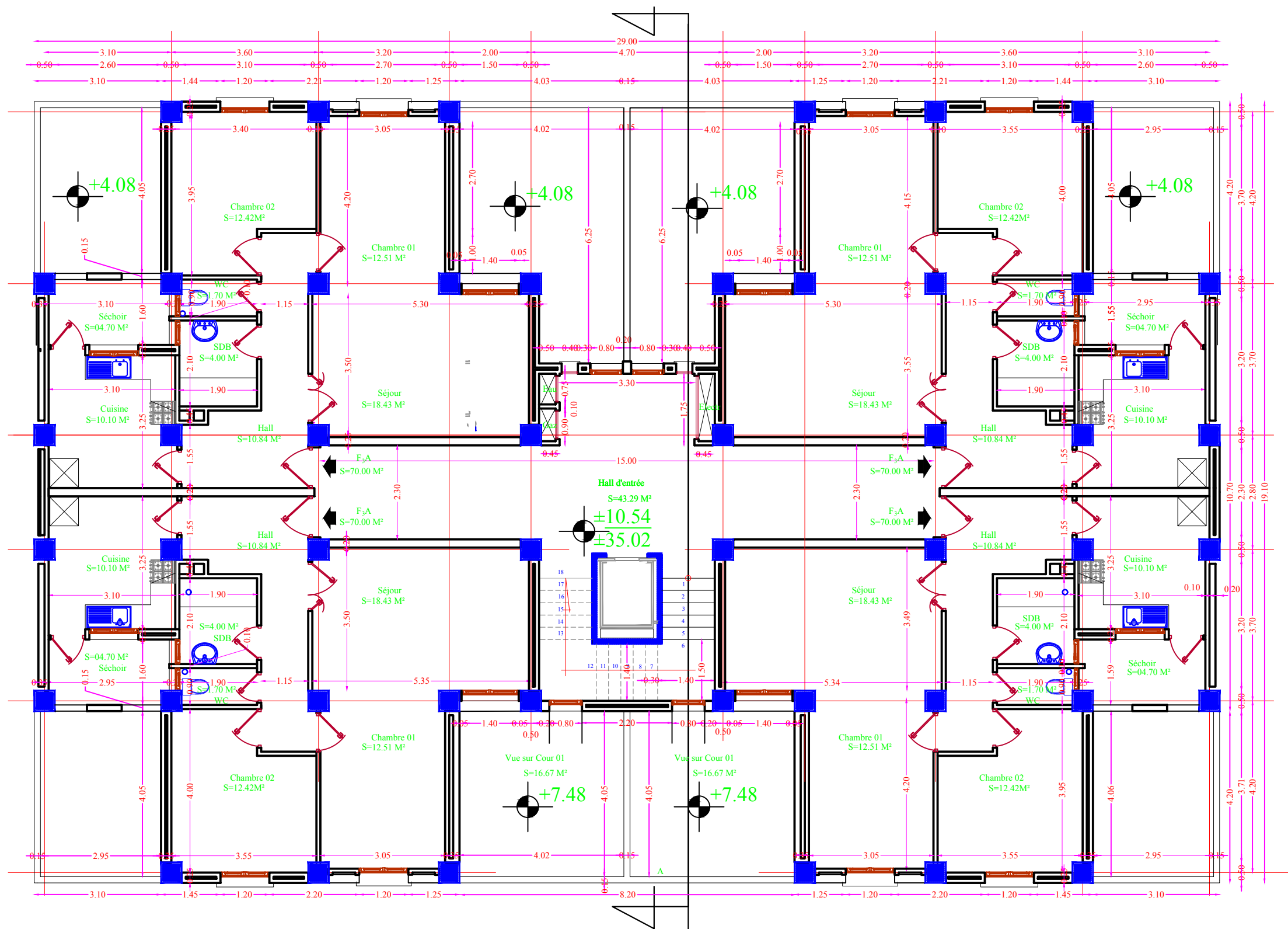


-Plan d'Assainissement Niv -3.06 m

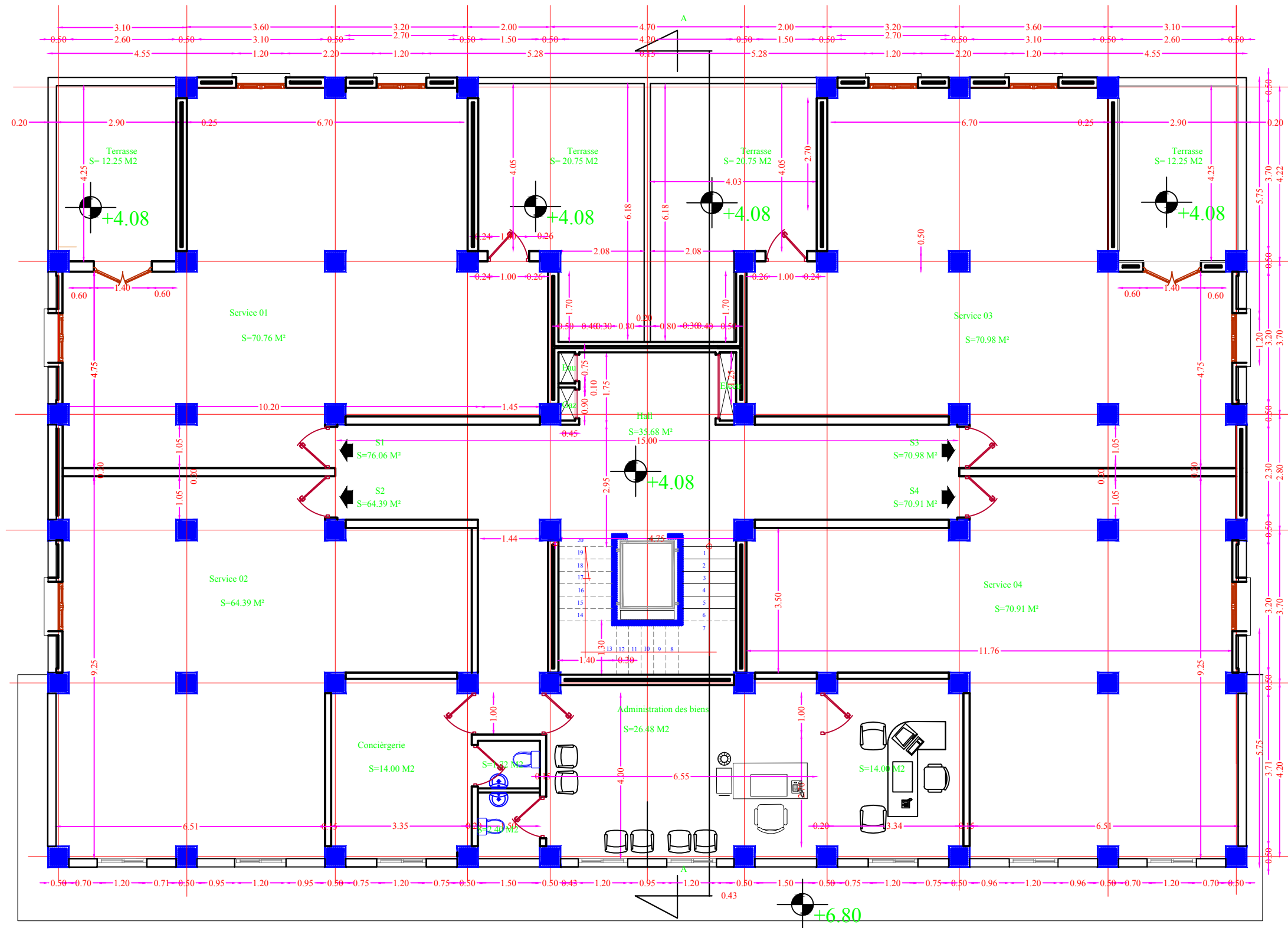




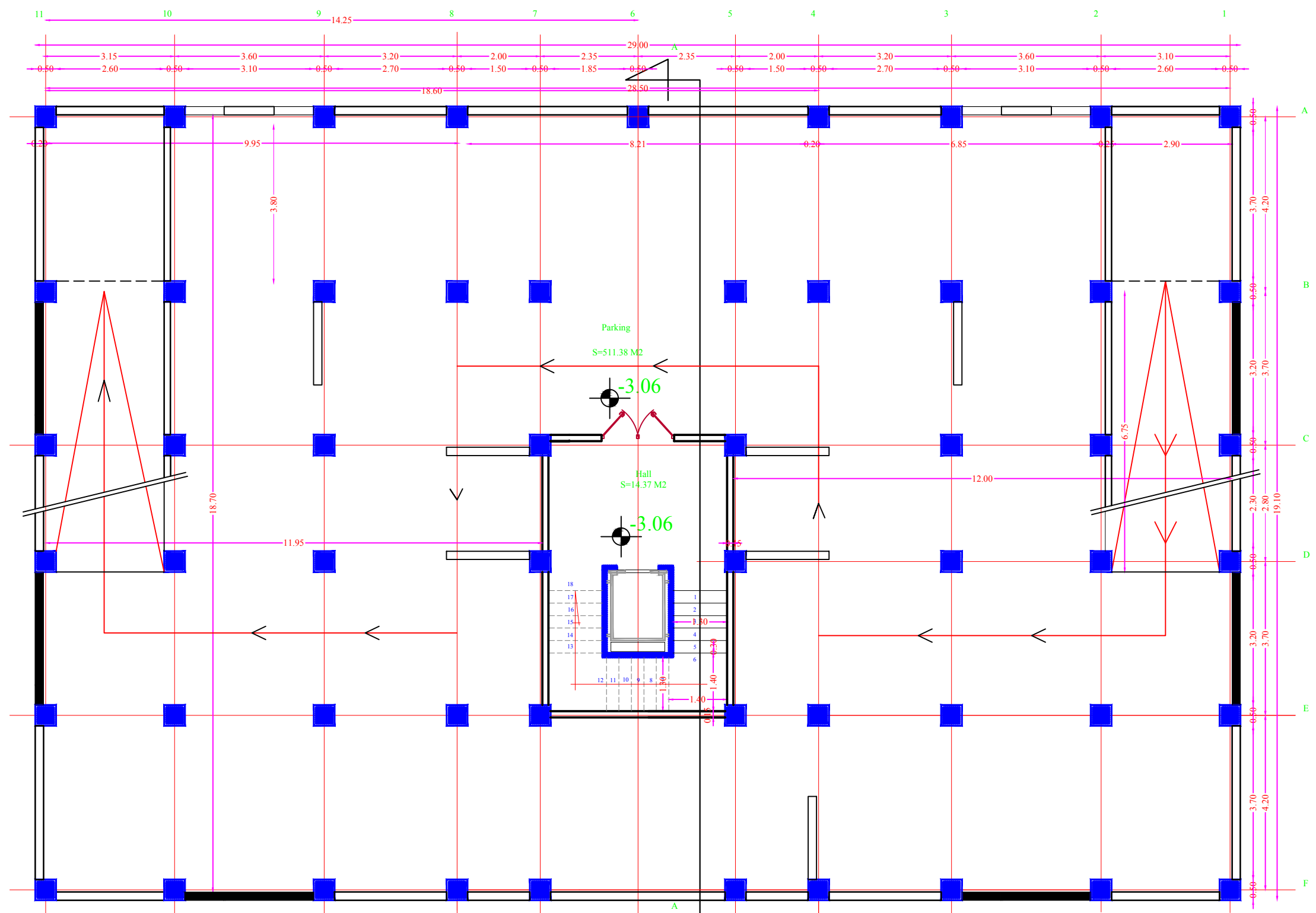
-Façade principale



-Plan des logements étage Courant-



-PlanDesServices Niv +4.08 m



-PlanSousSol

Niv-3.06 m



-Façade postérieure

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I. Introduction

Ce chapitre consacré à des généralités ainsi à la présentation de l'ouvrage qui donne la définition des caractéristiques géométriques et mécaniques. Cette étape est indispensable pour les calculs dans les chapitres suivants.

I.1. Description de l'ouvrage

Notre projet consiste en l'étude d'un bâtiment R+11+Sous-sol à usage multiple (habitation, services et commercial) constitué d'une structure mixte en béton armée. Ce projet est implanté à la ville de Tizi Ouzou classé selon le règlement parasismique Algérien comme zone de moyenne sismicité (Zone II-a) et classé selon sa destination, dans la catégorie des ouvrages courants ou d'importance moyenne (groupe 2).

Ce projet est une construction composée de :

- Un sous-sol comme parking
- Un RDC à usage commercial
- Le premier étage pour les services
- Dix étages à usage d'habitation

L'accès aux différents étages sera assuré par des escalier et un ascenseur.

Réglementation

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur en Algérie à savoir :

- Règles de calcul du béton armé aux états limites (B.A.E.L91, modifiées 99).
- Le règlement parasismique algérien (RPA 99/version 2003).
- Documentation technique réglementaire (DTR) B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations.

I.2. Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques de notre ouvrage sont relevées des plans d'architectures du projet.

Ces caractéristiques sont données comme suit :

Hauteur total (Y compris la hauteur de la salle machine)	44,4m
Hauteur d'étage courant.....	3,06m
Hauteur du premier étage des services.....	3,40m
Hauteur de RDC.....	4,08m
Hauteur de sous-sol.....	3,06m
Longueur totale du bâtiment.....	29m
Largeur totale du bâtiment.....	19,10m

I.3. Les éléments de l'ouvrage

a. L'ossature

Notre bâtiment est à ossature mixte, composé de :

Poteaux et poutres formants un système de portique destinés à reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

Un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) formant un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

b. Les planchers

Un plancher est un élément porteur horizontal qui sépare deux étages d'une construction.

On distingue deux types essentiels :

- **Planchers à corps creux** : un plancher est une aire généralement plane, associé à un système de poutres, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements du sol, dont les fonctions principales sont :

Une fonction de résistance mécanique, il doit supporter son poids propre et les surcharges.

Une fonction d'isolation acoustique et thermique, qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

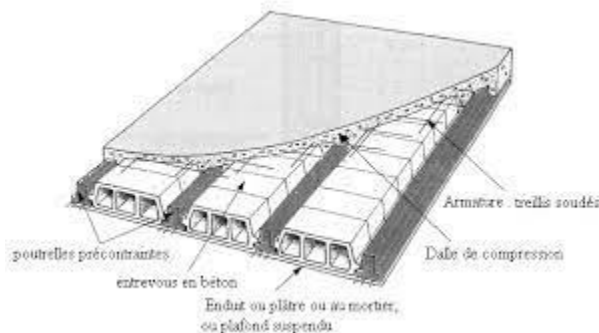


Figure I.1 : Élément d'un plancher en corps creux

- **Dalle pleine** : Réalisé en béton armé, de 15 à 20 cm d'épaisseur, ils sont coulés sur place, il comporte des armatures d'acier variant en nombre et en diamètre selon la portée et les charges à supporter.

Dans notre structure, ils sont destinés pour la cage d'ascenseur.

Les fonctions d'une dalle pleine sont : La dalle pleine est armée afin d'augmenter la résistance mécanique de la structure. Ce type de dalle facilite l'incorporation des câbles et canalisations tout en offrant une bonne isolation phonique.

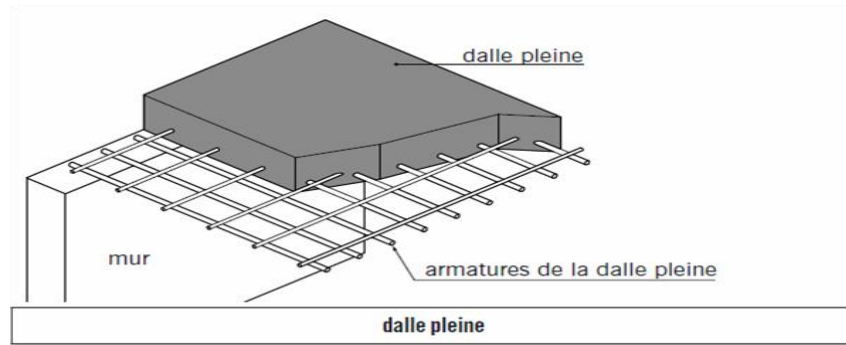


Figure I.2 : Élément d'un plancher en dalle pleine

c. Les voiles

Un voile en béton armé est un élément spatial dont l'épaisseur est très faible par rapport aux deux autres dimensions, mais il a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure.

Les voiles sont destinés à :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers.
- Participer au contreventement.
- S'opposer à la poussée de terre éventuellement d'eau.
- Assurer une isolation acoustique Assurer une protection contre l'incendie.

d. Les fondations

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la base de structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondations dépend de type du sol d'implantation et l'importance de l'ouvrage.

e. La cage d'ascenseur

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisé en voile, c'est une enceinte d'un immeuble ou d'une maison dans laquelle circule un ascenseur.

La cage d'un ascenseur est faite pour assurer la stabilité horizontale d'un bâtiment, que ce soit intégralement ou partiellement.

f. Les escaliers

Ensemble de supports plans (degrés, marches), fixes ou mobiles, échelonnés de façon à assurer la circulation des personnes entre deux ou plusieurs niveaux.

g. Maçonnerie

Murs extérieurs : Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm

Murs intérieurs : Ils sont réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

h. Revêtements

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Enduit en ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

I.4. Les caractéristiques mécaniques des matériaux

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent satisfaire les règles parasismiques Algériennes **RPA 99 Version 2003** ainsi que les règles de béton armé aux états limites **BAEL 91 Modifiée 99**.

I.4.1. Le béton

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats (graviers et sable) et d'eau aggloméré par un liant hydraulique le plus souvent qui est le ciment qui sert de coller. On y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques.

Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression f_{cj} qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

Le dosage courant par 1 m³ est comme suit :

- Ciment : 350 Kg/m³ En CPJ 325
- Gravier 800 L : $D_g \leq 25$ mm
- Sable propre : 400 L, $D_g \leq 5$ mm
- Eau : 175 L

a. Résistance caractéristique du béton à la compression (Art A.2.1,11 BAEL 91 modifiées 99)

Elle sera prise à 28 jours de temps de durcissement du béton notée f_{c28} , dans notre projet on prend $f_{c28} = 25$ MPa. La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit :

Tableau I.1 : Caractéristiques du béton

$J \leq 28$	$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83j)} \times f_{c28}$
	$f_{c28} > 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = \frac{j}{(1.4 + 0.95j)} \times f_{c28}$
$J = 28$	$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = f_{c28}$ Pour les calculs de résistance
$28 < J < 60$	$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83j)} \times f_{c28}$ Pour les calculs de déformations
$J > 60$	$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$ Pour les calculs de déformation

b. Résistance caractéristique du béton à la traction (Art A.2.1,11 BAEL 91 modifiées 99)

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10% de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ (BAEL 91, art A.2.1.12)}$$

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

c. Les états limites

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction ou un des de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

1. Etat limite ultime (ELU) (Art A.4.3.41 BAEL 91 modifiées 99)

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité, au-delà de cet état, la structure perde :

- L'équilibre statique de la construction (basculement).
- La résistance de chacun des éléments (rupture).
- La stabilité de forme (flambement).

2. Etat limite de service (ELS) (Art A4.5.2 BAEL 91 modifiée 99)

Correspondent aux états au-delà lesquels les critères d'exploitation spécifiés ne sont plus satisfaits.

d. Les contraintes du béton

1. Contrainte limite à la compression à l'état limite ultime

A l'état limite ultime la contrainte limite à la compression est donnée par les formules suivantes : $f_{bu} = \frac{(0,85 \times f_{c28})}{(\theta \times \gamma_b)}$ [MPa]

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité partielle

$$\gamma_b = 1,5 \text{ en situations courant}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle}$$

θ : Coefficient qui en fonction de la durée d'application des actions

$$\theta = 1 \rightarrow t > 24h$$

$$\theta = 0,9 \rightarrow 1h < t < 24h$$

$$\theta = 0,85 \rightarrow t < 24h$$

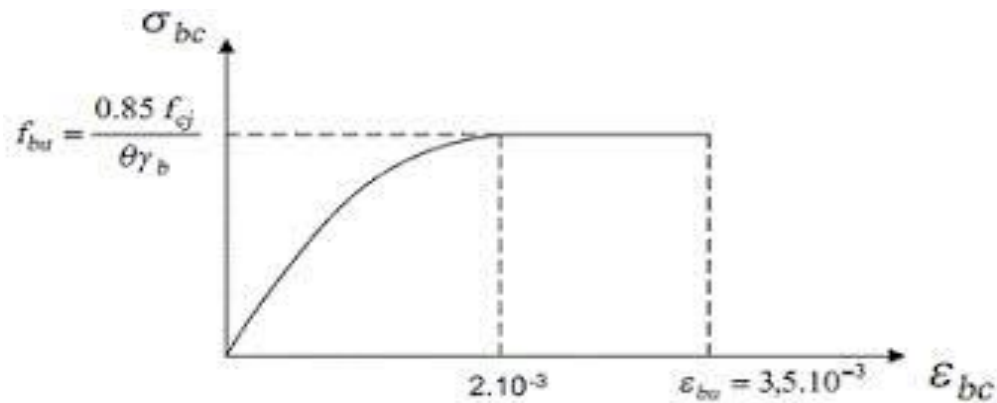


Figure. I.3. Diagramme de déformation des contraintes à l'ELU

Avec : ε_{bc} déformation du béton en compression.

$0 < \varepsilon_{bc} < 2\text{‰} \rightarrow$ Compression pure

$2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3,5\text{‰} \rightarrow$ Compression avec flexion

2. Contrainte limite à la compression à l'état limite de service

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc}$: La contrainte admissible à l'ELS

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6(25) = 15\text{MPa}$$

La déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire, la relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure I.3.

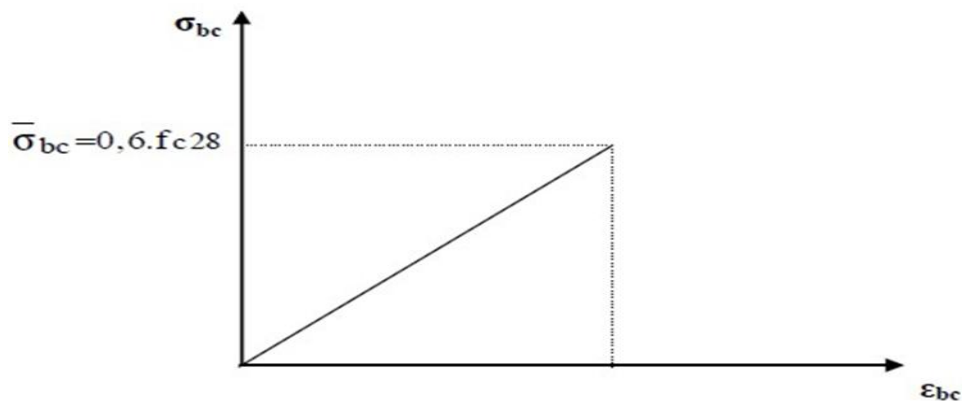


Figure. I.4 : Diagramme de déformation des contraintes à l'ELS.

Avec : ε_{bc} déformation du béton en compression.

3. Contrainte limite de cisaillement (Art A-5.2.21 BAEL 91)

La contrainte de cisaillement ultime notée (τ) pour les armatures droites, elle est donnée par la formule suivante :

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

V_u : L'effort tranchant à l'ELU

b_0 : Largeur de la section cisailée

d : Position des aciers tendus, $d = 0.9 \times h$

Elle ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\tau_u = \min (0.13f_{c28}, 5\text{MPa}) \rightarrow \text{Pour la fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min \left(\frac{0.15}{\gamma_b} \times f_{c28}, 4\text{MPa} \right) \rightarrow \text{Pour la fissuration préjudiciable}$$

e. Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et de la déformation relative engendrée (dans le domaine linéaire).

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue :

1. Module déformation instantané (Art A-2.1.21 BAEL 91)

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}} (\text{MPa})$$

Pour : $f_{cj} = 25\text{MPa}$

$$E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

2. Module de déformation différée (A.2.1.22 BAEL 91)

Il permet de calculer la déformation finale du béton à long terme.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

$$E_{vj} = 3700 \times (25)^{\frac{1}{3}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

f. Module de déformation transversale :

Il est donné par la formule suivante :

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

E : module de Young

ν : coefficient de poisson.

g. Coefficient de Poisson (ν) (BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 3)

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l}$$

Il est pris égal à :

$\nu = 0$, à l'ELU pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.

$\nu = 0.2$, (à l'LES) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

I.4.2. Aciers

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

- Les rends lisse FeE215 et FeE235 correspondant à des limites d'élasticité garanties de 215 et 235 [MPa] respectivement.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 [MPa] et 500 [MPa].
- Treillis soudé de type TS520.

a. Les contraintes limite**1. Contrainte limite ultime (ELU) : [Art A.4.3, 2/BAEL91modifié99]**

La Contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_s = 1,15 \rightarrow$ Situation durable.

$\gamma_s = 1 \rightarrow$ Situation accidentelle.

f_e : limite d'élasticité garantie.

2. Contrainte limite de service (ELS) : [Art A.4. 3,2/BAEL91modifié 99]

Afin de réduire les risques d'apparition des fissures dans le béton, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures, on distingue trois cas de fissurations :

Fissuration peu nuisible : [Art A.4.5,32/BAEL91modifié 99]

Cas des armatures intérieures, il n'y a aucune vérification à faire en dehors de la vérification à l'ELU.

Pour limiter la fissuration :

- il convient dans la mesure du possible de n'utiliser de gros diamètre que dans les pièces suffisamment épaisses.
- D'éviter de très petit diamètre dans les pièces exposées aux intempéries.
- De prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton.

Fissuration préjudiciable : [Art A.4.5,33/BAEL91modifié 99]

Cas des éléments importants, ou exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, \max\left(\frac{1}{2}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right)$$

Avec :

η : coefficient de fissuration, tel que :

$\eta=1$ pour les aciers doux (ronds lisses)

$\eta=1,6$ pour les aciers hauts adhérences de diamètre $\geq 6\text{mm}$.

$\eta=1,3$ pour les aciers hauts adhérences de diamètre $< 6\text{mm}$

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours.

Fissuration très préjudiciable : [Art A.4.5,34/BAEL91modifié 99]

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

Dans ce cas, on note

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, \max\left(\frac{1}{2}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right)$$

Avec :

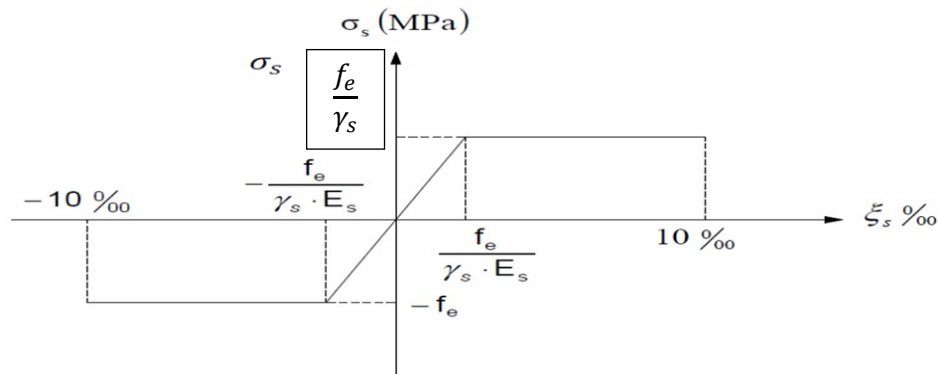
η : coefficient de fissuration, tel que :

$\eta=1$ pour les aciers doux (ronds lisses)

$\eta=1,6$ pour les aciers hauts adhérences de diamètre $\geq 6\text{mm}$.

$\eta=1,3$ pour les aciers hauts adhérences de diamètre $< 6\text{mm}$

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours.

Diagrammes des contraintes-déformation l'acier :(ArtA.2.2,1/BAEL91modifié99)**Figure. I.5 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier****b. Protection des armatures**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempérie et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **C ≥ 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3 cm** : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, Canalisations)
- **C ≥ 1 cm** : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

c. Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier pris est égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

CHAPITRES II :
PRÉDIMENSIONNEMENT DES
ÉLÉMENTS

II.1. Introduction

Le prédimensionnement des éléments est une étape régie par des lois empirique, cette étape a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles...etc.), pour vérifier et justifier la résistance et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations verticales (charges permanentes et surcharges d'exploitations) et horizontales (séisme).

Le prédimensionnement de tous les éléments de la structure sont choisis selon les exigences réglementaires du L'RPA99V2003 et BAEL91/99.

II.2. Prédimensionnement des éléments

II.2.1. Les planchers

a. En corps creux

Dans notre projet, les plancher sont constitués de dalle compression et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées, Ces dernières sont disposées suivant la plus petite portée pour réduire la flèche.

Leurs fonctions essentielles sont :

- Supporter leurs poids propres et les charges d'exploitations.
- La transmission, des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
- L'isolation thermique et phonique pour assurer le confort et la sécurité des occupants.

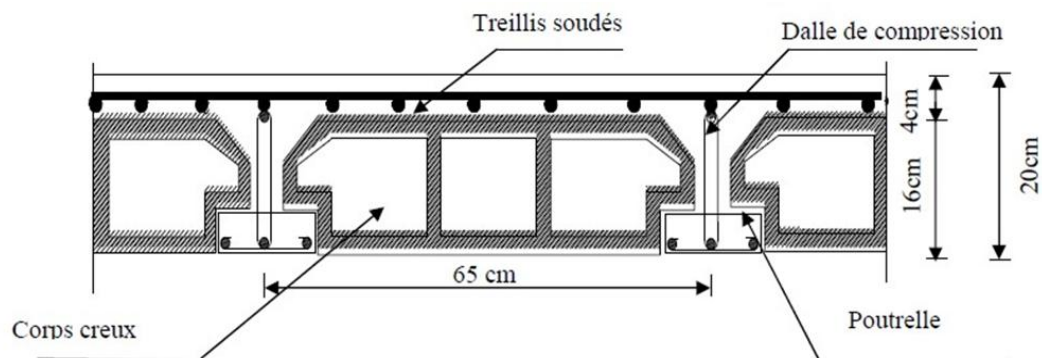


Figure. II .1 : Coupe d'un plancher en corps creux

Le pré dimensionnement du plancher à corps creux se fait par la formule suivante :

- $h_t = \frac{l_{max}}{22.5}$ (BAEL 91modifies99 / Art B.6.8.4)
- l_{max} : Portée libre maximale entre nus des appuis dans le sens des poutrelles.
- h_t : épaisseur du plancher
- $l_{max} = 420 - 25 = 395$
- Dans nôtres cas :
- $l_{max} = 395\text{cm} \rightarrow h_t \geq \frac{395}{22,5} = 17.55\text{cm}$
- Nous adopterons un plancher de 20cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16cm et d'une dalle de compression de 4cm.

b. Dalle pleine

La dalle pleine est un plancher en béton armé coulé sur un coffrage plat, le prédimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

Condition de résistance à la flexion :

- **Dalle pleine reposant sur trois ou quatre appuis**

Si $\alpha \leq 0.4$: $ep \geq \frac{l_x}{30}$ panneau travaillant dans un seul sens

Si $0.4 \leq \alpha \leq 1$: $ep \geq \frac{l_x}{40}$ panneau travaillant dans les deux sens

Avec : l_x : petit côté du panneau de la dalle considéré

L_y : grand coté du panneau de la dalle pleine

- **Dalle pleine de la salle machine**

$$\alpha \leq \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.20}{4.70} = 0.68 \rightarrow 0.4 \leq \alpha \leq 1$$

$$ep \geq \frac{3.20}{40} = 8$$

ON prend $ep=10$ cm

Condition de résistance au feu :

$ep=7$ cm : pour une heure de résistance au feu

$ep=11$ cm : pour deux heures de résistance au feu

$ep=17.5$ cm : pour quatre heures de résistance au feu

On opte pour un plancher qui devrait largement résister au minimum deux heures de feu, c'est-à-dire : $ep=15$ cm

Isolation acoustique :(règles techniques CBA 93) :

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, la masse surfacique minimale du béton est de 350 Kg/m^2

$$\text{L'épaisseur minimale de la dalle est donc : } e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

On prend : $ep=15$ cm.

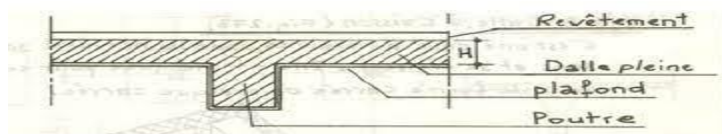


Figure II.2 : Coupe verticale d'un plancher dalle pleine

II.2.2. Les poutres

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles). D'après le BAEL91, les dimensions d'une section rectangulaire sont :

Hauteur : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Largeur : $0,4h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : la plus grande travée dans le ses considéré.

Par ailleurs, le RPA exige pour une zone II a :

La hauteur : $h \geq 30\text{cm}$

La largeur : $b \geq 20\text{cm}$

Le rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$

a. Les poutres principales

Ce sont des poutres porteuses jouant le rôle d'appuis aux poutrelles

Hauteur : $\frac{l_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{l_{\max}}{10}$

Avec : $l_{\max}$: portée libre maximale entre nus d'appuis dans le sens longitudinale

h_t : hauteur de la poutre

Dans notre cas :

$$L_{\max} = 520 - 25 = 495\text{cm}$$

$$\frac{495}{15} \leq h_t \leq \frac{495}{10} \rightarrow 33 \leq h_t \leq 49,5 \text{ soit } h_t = 40\text{cm}$$

Largeur : elle est définie par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow 0,4(40) \leq b \leq 0,7(40) \rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

On adoptera une largeur de 30cm ($b=30\text{cm}$)

Vérification des exigences [RPA99, Art 7.5.1]

$h_t = 40\text{cm} > 30\text{cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

$b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \rightarrow$ Condition vérifiée.

b. **Poutres secondaires**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles

Hauteur : elle est définie par :

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq ht \leq \frac{l_{\max}}{10}$$

$$\max = 420 - 25 = 395\text{cm}$$

$$\frac{395}{15} \leq ht \leq \frac{395}{10} \rightarrow 33 \leq ht \leq 39,5 \text{ soit: } ht = 35\text{cm}$$

Largeur : elle est définie par :

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

On adoptera une largeur de 30cm (b=30cm)

Vérification des exigences [RPA99, Art 7.5.1]

$ht = 35\text{cm} > 30\text{cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

$b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 < 4 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Les sections adoptées sont :

- ❖ Poutres principales : (40 × 30) cm²
- ❖ Poutres secondaires (35 × 30) cm²

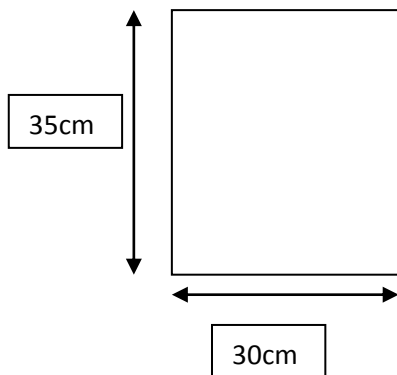


**Figure. II .3 : Dimension de
la poutre secondaire**

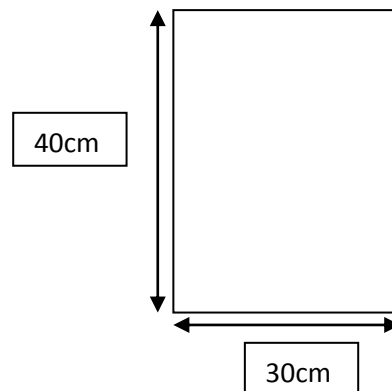


**Figure. II .4 : Dimension de
la poutre principale**

II.2.3. Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils sont destinés essentiellement à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, et aussi reprendre une partie des charges verticales.

L'épaisseur des voiles est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités (RPA99 art 7.7.1) comme le montre la figure ci de sous avec une épaisseur minimale de 15cm.

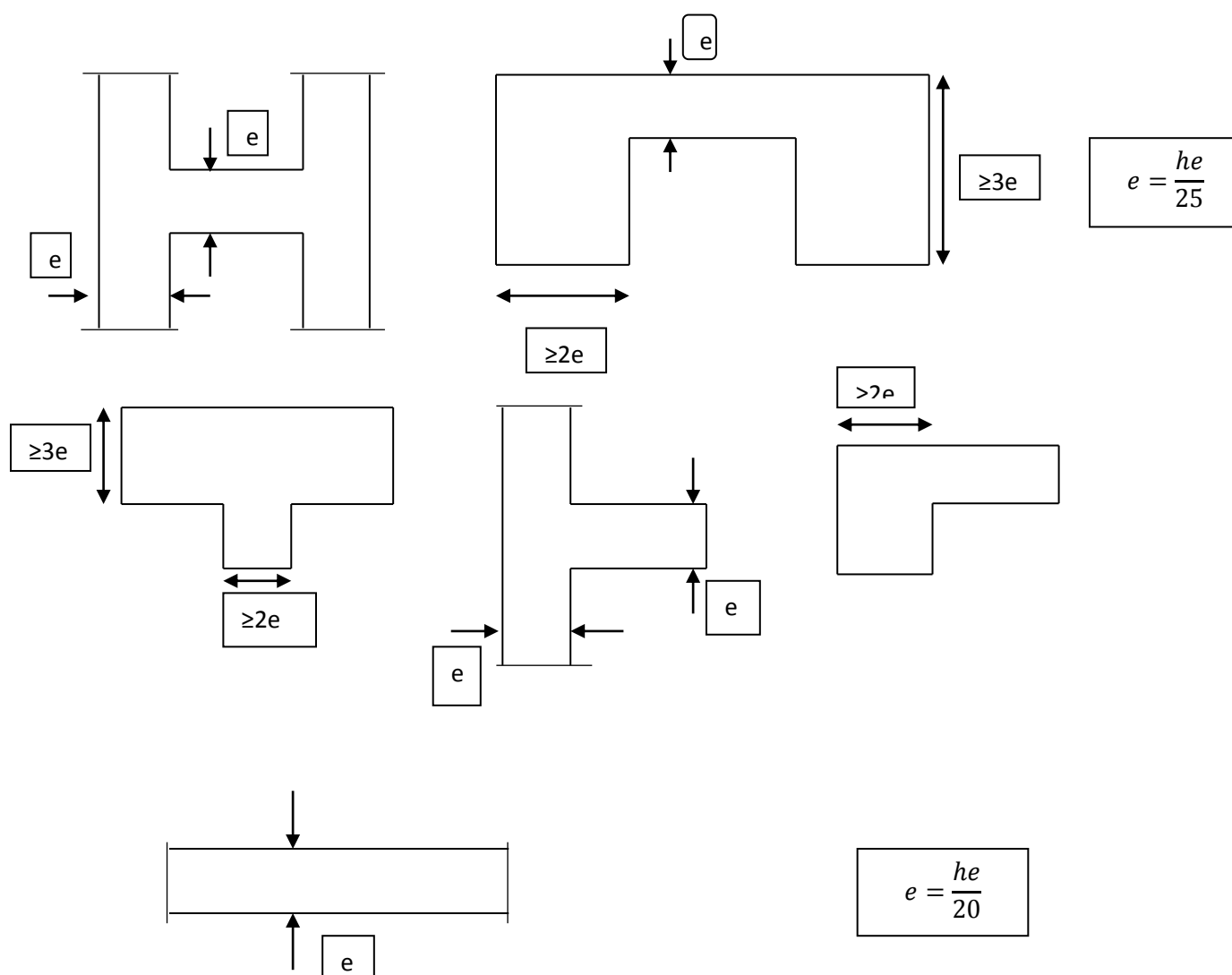


Figure. II .5 : Coupe de voile en plan

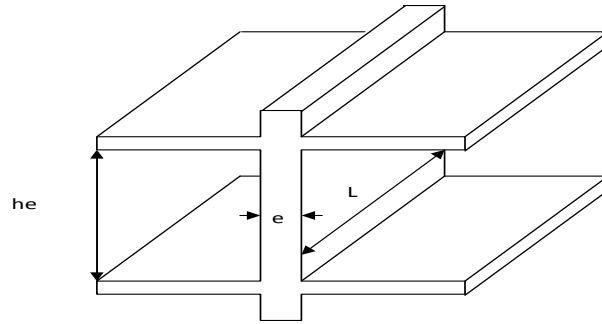


Figure. II .6 : Coupe de voile en élévation

L'épaisseur des voiles est donnée par la formule :

$$e \geq \max\left(\frac{he}{25}, \frac{he}{22}, \frac{he}{20}\right) \rightarrow e \geq \frac{he}{20}$$

$$he = h - e_p$$

Avec : he : distance entre étages

h : hauteur d'étage

e_p : épaisseur de la dalle, tel que $e_p = 20\text{cm}$

e : épaisseur du voile

- **Sous-sol + étages courants**

$$h = 306\text{cm}, he = 306 - 20 = 286\text{cm}$$

$$e = \frac{he}{20} = \frac{286}{20} = 14,30\text{cm} \rightarrow e = 15\text{cm}$$

- **RDC**

$$h = 408\text{cm}, he = 408 - 20 = 388\text{cm}$$

$$e = \frac{he}{20} = \frac{388}{20} = 19,4\text{cm} \rightarrow e = 20\text{cm}$$

- **1^{er} étage**

$$h = 340\text{cm}, he = 340 - 20 = 320\text{cm}$$

$$e = \frac{he}{20} = \frac{320}{20} = 16\text{cm} \rightarrow e = 20\text{cm}$$

Conclusion

$$e \geq (14.30, 19.4, 16) \text{ cm}$$

Donc on adopte pour les voiles une épaisseur $e=20\text{cm}$ sur toute hauteur de la structure

la condition $L \geq 4a$ est vérifiée

$$L \geq 4(20)$$

$$L \geq 80\text{cm}$$

Avec : L : la longueur la plus petite de voiles (entre âme).

II.2.4. Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'état limite de service (ELS) en compression simple. Selon la combinaison ($N_s = G + Q$)

Avec :

N_s : effort de compression repris par les poteaux

G : charge permanente

Q : Surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

En considérant un effort N qui sera appliqué sur la section de poteau le plus sollicité elle sera déterminée à partir de la descente de charge données par les régales de **(BAEL 91 modifié 99)**

Cette section transversale est donnée par la relation suivante

$$s \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_c}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc}$: contrainte de compression admissible du béton

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

S : section, transversale du poteau.

II.3. Détermination des charges et surcharge

Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q , nous allons nous référer du document technique réglementaire **(DTR B.C.2.2)**.

On calcul aussi les descentes de charges pour but de déterminer pour chaque élément porteur la charge qui lui revient au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

II.3.1. Charges permanentes

a. Plancher terrasse (inaccessible)

Tableau. II .1 : Charges permanentes du plancher terrasse (inaccessible)

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
Couche de gravier roulé	0.05	20	1.00
Etanchéité multicouche	0.02	06	0.12
Béton en forme de pente	0.07	22	1.54
Par vapeur (feuille polyane)	/	/	0.01
Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
Plancher à corps creux	0.20	14	2.80
Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale			5.83

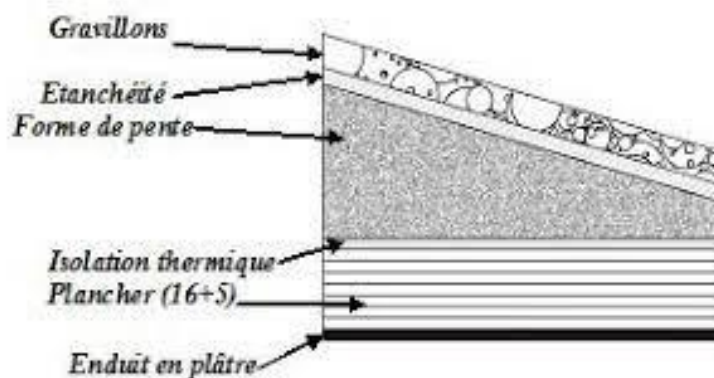


Figure. II .7 : Coupe verticale du plancher terrasse (inaccessible)

b. Plancher d'étage courant + RDC+ Sous-sol

Tableau. II .2 : Charges permanentes du plancher d'étage courant

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Couche de sable	0.02	18	0.36
Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Cloisons intérieure	0.1	10	1.00
Charge permanente totale			5.24

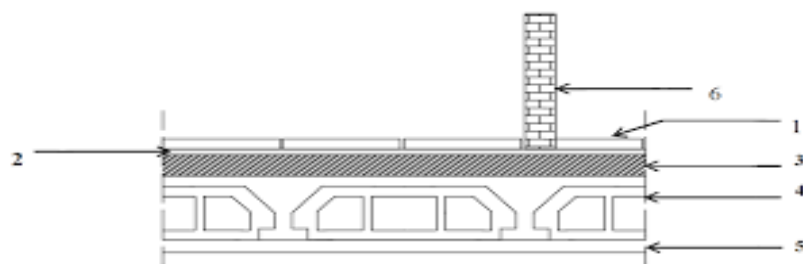


Figure. II .8 : Coupe verticale du plancher d'étage courant

c. Dalles pleines

Tableau. II .3 : Charges permanentes des dalles pleines

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.03	20	0.60
Couche de sable	0.03	18	0.54
Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
Mortier de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente totale			5.65

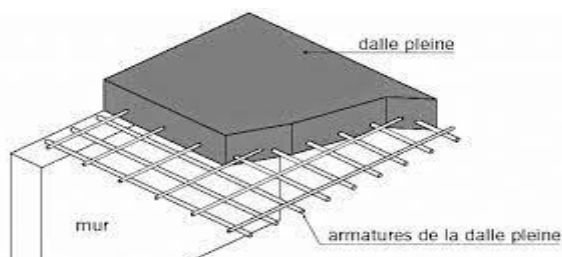


Figure. II .9 : Coupe verticale d'une dalle pleine

d. Murs extérieurs

Tableau. II .4 : Charges permanentes des murs extérieures

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Briques creuses extérieures	0.15	09	1.35
Lame d'air	0.05	01	0.05
Briques creuses intérieures	0.10	09	0.90
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale			2.86

e. Murs intérieurs

Tableau. II .5 : Charges permanentes des murs intérieures

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Briques creuses	0.10	09	0.90
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale			1.30

f. Les surcharges d'exploitations

Tableau. II .6 : Les surcharges d'exploitations

Elément	Surcharge Q (KN/m ²)
Plancher terrasse (inaccessible)	1.00
Plancher étage courant + RDC	1.50
Plancher sous-sol	2.50
L'escalier	2.50
Balcons ² (dalle pleine)	3.50
L'acrotère	1.00

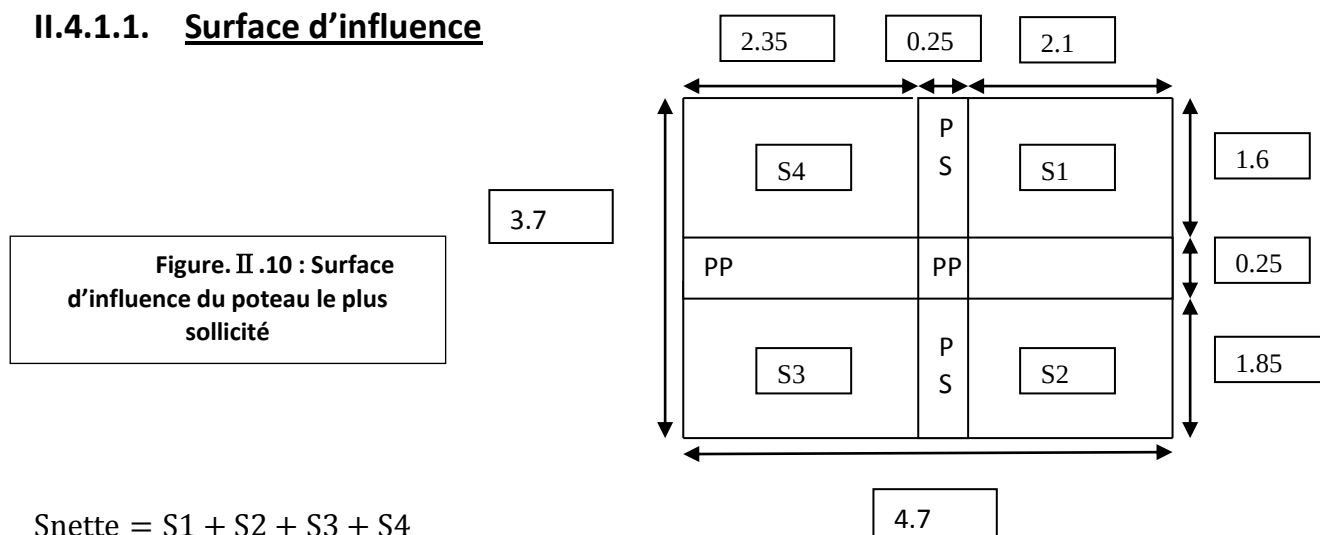
II.4. Descente de charges

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

Dans notre cas, on dimensionne le poteau G2 (dans le plan).

II.4.1. Charges et surcharges revenant au poteau sollicité

II.4.1.1. Surface d'influence



$$S1 = 1.6 \times 2.1 = 3.36\text{m}^2$$

$$S2 = 1.85 \times 2.1 = 3.885\text{m}^2$$

$$S3 = 2.35 \times 1.85 = 4.347\text{m}^2$$

$$S4 = 1.6 \times 2.35 = 3.76\text{m}^2$$

$$S_{\text{nette}} = 3.36 + 3.885 + 4.347 + 3.76$$

$$S_{\text{nette}} = 15.352\text{m}^2$$

$$S_{\text{brute}} = 3.7 \times 4.7$$

$$S_{\text{brute}} = 17.39\text{m}^2$$

II.4.1.2. Poids propre des éléments

a. Poids propre des planchers

$$P = G \times S$$

Avec :

P : poids

G : charge permanente

S : surface nette

- **Plancher terrasse inaccessible**

$$P_{\text{pt}} = 5.83 \times 15.352$$

$$P_{\text{pt}} = 89.502\text{KN}$$

- **Plancher étage courant**

$$P_{\text{pe}} = 5.24 \times 15.352$$

$$P_{\text{pe}} = 80.445\text{KN}$$

b. Poids propre des poutres

- **Poutres principales**

$$P_{\text{pp}} = \rho \times a \times b \times (2.35 + 2.1)$$

$$P_{\text{pp}} = 25 \times 0.40 \times 0.30 \times (2.35 + 2.1)$$

$$P_{\text{pp}} = 13.35\text{KN}$$

- **Poutres secondaires**

$$P_{pp} = \rho \times a \times b \times (1.6 + 1.85)$$

$$P_{pp} = 25 \times 0.35 \times 0.30 \times (1.6 + 1.85)$$

$$P_{pp} = 9.056 \text{KN}$$

- **Poids total des poutres**

$$P_t = P_{pp} + P_{ps}$$

$$P_t = 13.35 + 9.056$$

$$P_t = 22.406 \text{KN}$$

c. Poids propre des poteaux

Les dimensions suivantes pour tous les poteaux dans notre structure :

La section minimal des poteau dans la zone IIa c'est une section de $(25 \times 25) \text{cm}^2$

On calcul leurs poids : $P_{pot} = \rho \times S \times h$

Avec : $\rho = 25 \text{KN/m}^3$

S : surface des poteaux

h : hauteur d'étage

- **Poteau sous-sol + étages courants, (h=3.06m)**

$$P_{pot} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.06 = 4.781 \text{KN}$$

- **Poteau RDC, (h=4.08m)**

$$P_{pot} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 4.08 = 6.375 \text{KN}$$

- **Poteau étage de service, (h=3.40m)**

$$P_{pot} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.40 = 5.312 \text{KN}$$

II.4.1.3. Surcharges d'exploitations

$$Q_i = Q \times S$$

Avec : Q : surcharge d'exploitation d'un élément quelconque en KN/m^2

S : surface nette

Q_i : surcharge d'exploitation d'un élément quelconque en KN

- **Plancher terrasse inaccessible**

$$Q_{pt} = 1 \times 15.352 = 15.352 \text{ KN}$$

- **Plancher étages courants +RDC**

$$Q_{pe} = 1.5 \times 15.352 = 23.028 \text{ KN}$$

- **Plancher sous-sol**

$$Q_{ps} = 2.5 \times 15.352 = 38.38 \text{ KN}$$

II.4.2. Loi de dégression des charges

Pour le calcul de dégression de descente de charges on utilise la règle de dégression donnée par le document technique réglementaire (DTR B.C 2.2).

La dégression de charges s'applique aux bâtiments à grand nombres de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendants, bâtiments à usage multiples.

La loi de dégression des charges est : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \rightarrow \text{pour } n \geq 5$

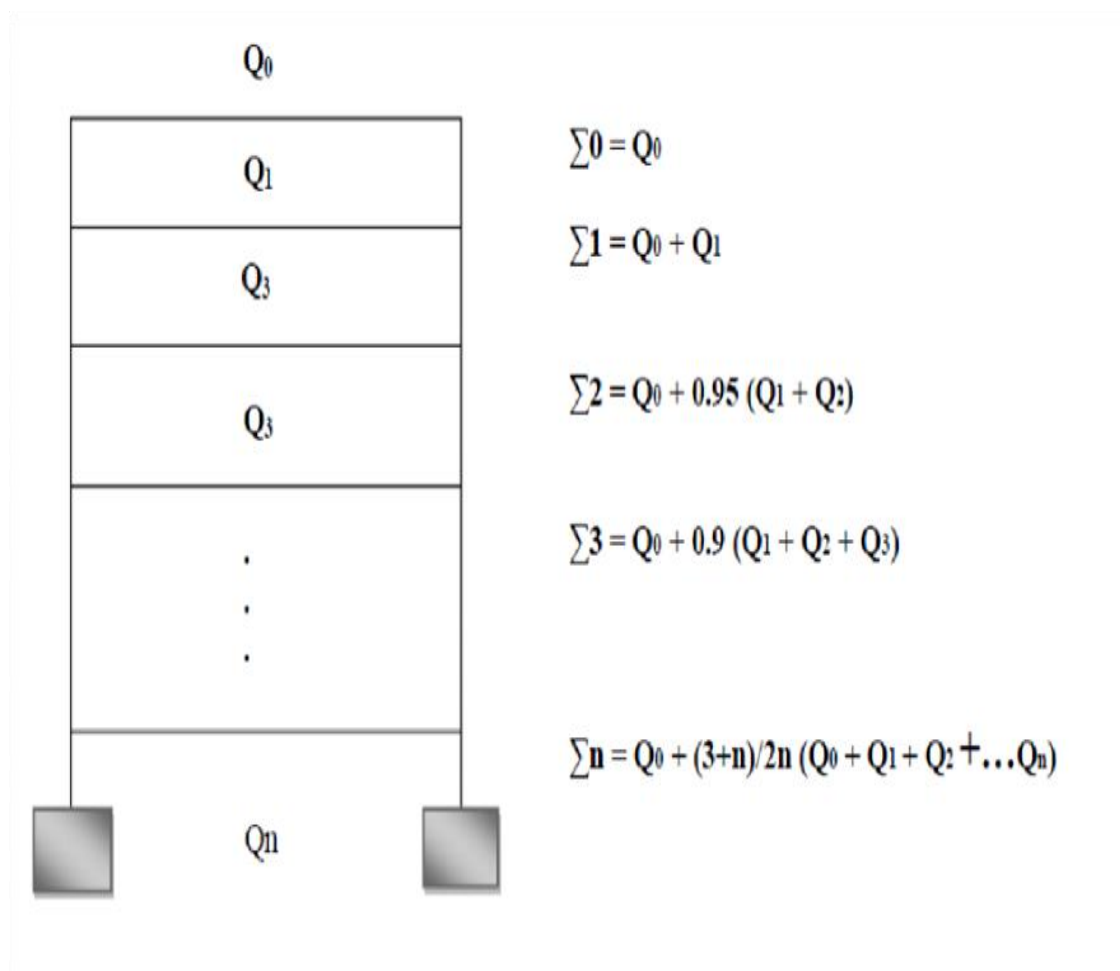


Figure. II .11 : Schéma de dégression de charges

Avec : $n=12$

$$Q_0 = Q_{pt} = 15.352 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_{11} = Q_{pe} 23.028 \text{ KN}$$

$$Q_{12} = Q_{ps} = 38.38 \text{ KN}$$

II.4.2.1. Le coefficient de dégression des surcharges

Tableau. II .7 : Les coefficients de dégression des surcharges

Niveau	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	Sous-sol
Coefficient	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.714	0.687	0.666	0.65	0.636	0.625

II.4.2.2. Les surcharges cumulées

$$Q_0 = 15.352 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 15.352 + 23.028 = 38.38 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 15.352 + 0.95(23.028 \times 2) = 59.105 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 15.352 + 0.90(23.028 \times 3) = 77.527 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 15.352 + 0.85(23.028 \times 4) = 93.64 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 15.352 + 0.80(23.028 \times 5) = 107.464 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 15.352 + 0.75(23.028 \times 6) = 118.978 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 15.352 + 0.714(23.028 \times 7) = 130.445 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 15.352 + 0.687(23.028 \times 8) = 141.914 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 15.352 + 0.666(23.028 \times 9) = 153.382 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 15.352 + 0.65(23.028 \times 10) = 165.034 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.63(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 15.352 + 0.636(23.028 \times 11)$$

$$= 176.445 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.62(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{11} + Q_{12}) = 15.352 + 0.625 [(23.028 \times 11) + 38.38]$$

$$= 197.443 \text{ KN}$$

Tableau. II .8 : Tableau récapitulatif de la descente de charge

Niv	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitations (KN)		Efforts normaux (KN)	Section des poteaux (cm ²)	
	G Plancher	G Poteau	G Poutre	G Total	G _C Cumulé	Q Plancher	Q _C Cumulé	N= G _C + Q _C	S Trouvée	S Adoptée
11	89.502	4.781	22.406	116.689	116.689	15.352	15.352	132.041	88.02	30X30
10	80.445	4.781	22.406	107.632	224.321	23.028	38.38	262.701	175.134	30X30
9	80.445	4.781	22.406	107.632	331.953	23.028	59.105	391.058	260.928	30X30
8	80.445	4.781	22.406	107.632	439.585	23.028	77.527	517.112	344.741	35X35
7	80.445	4.781	22.406	107.632	547.217	23.028	93.64	610.857	407.238	35X35
6	80.445	4.781	22.406	107.632	657.849	23.028	107.464	765.313	510.209	35X35
5	80.445	4.781	22.406	107.632	762.481	23.028	118.978	881.459	578.639	40X40
4	80.445	4.781	22.406	107.632	870.113	23.028	130.445	1000.558	667.039	40X40
3	80.445	4.781	22.406	107.632	977.745	23.028	141.914	1119.659	746.439	40X40
2	80.445	4.781	22.406	107.632	1085.377	23.028	153.382	1238.759	825.839	45X45
1	80.445	5.312	22.406	108.163	1193.54	23.028	165.034	1358.574	905.716	45X45
RDC	80.445	6.375	22.406	109.226	1302.766	23.028	176.445	1479.211	986.141	45X45
S-S	80.445	4.781	22.406	107.632	1410.398	38.38	197.443	1607.841	1071.894	45X45

On calcul S(trouvée) a partir de cette loi : $\bar{\sigma}_{bc} = \frac{N}{S} \rightarrow S = \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}}$

Avec : $\sigma_{bc} = 15\text{MPa} = 15 \times 10^{-1} = 1,5\text{KN/cm}^2$

II.4.3. Vérification relative aux exigences du RPA (art7.4.1du RPA99)

- Pour le sous-sol+étages courants :

$$\text{Min}(b, h) = 30 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3\text{cm} \dots \text{Condition vérifier}$$

- Pour le RDC :

$$\text{Min}(b, h) = 45 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20,4\text{cm} \dots \text{Condition vérifier}$$

- Pour le 1^{er} étage :

$$\text{Min}(b, h) = 45 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{340}{20} = 17\text{cm} \dots \text{Condition vérifier}$$

II.4.4. Vérification des poteaux au flambement

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

Λ : Elancement du poteau

L_f : Longueur de flambement ($I_f=0,7I_0$)

I : Rayon de giration $((I/B)^{\frac{1}{2}})$

B : Section transversale du poteau ($B = h \times b$)

I_0 : Longueur libre du poteau

Ce qui donne : $\lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{b}$

- **Poteaux du sous-sol et 2^{ème} étage**

$$\lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{45} = 16,48$$

$$\lambda < 50 \dots \text{Condition vérifié}$$

- **Poteaux RDC**

$$\lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 408}{45} = 22$$

$$\lambda < 50 \dots \text{Condition vérifié}$$

- **Poteau 1^{er} étage**

$$\lambda = \frac{Lf \times \sqrt{12}}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 340}{45} = 18,32$$

$\lambda < 50$ Condition vérifier

- **Poteau 3,4,5 étages**

$$\lambda = \frac{Lf \times \sqrt{12}}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{40} = 18,55$$

$\lambda < 50$ Condition vérifié

- **Poteau 6, 7, 8 étages**

$$\lambda = \frac{Lf \times \sqrt{12}}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{35} = 21,20$$

$\lambda < 50$ Condition vérifié

- **Poteau 9, 10, 11 étages**

$$\lambda = \frac{Lf \times \sqrt{12}}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{30} = 24,73$$

$\lambda < 50$ Condition vérifié

Conclusion

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure, et les résultats trouvés nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.

CHAPITRES III : CALCUL DES ÉLÉMENTS

Introduction

Dans ce chapitre on va procéder au calcul des éléments secondaires que comporte la construction.

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitations, l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications des éléments suivants :

- L'acrotère
- Les escaliers
- La poutre palière
- La salle machine
- Les planchers

III. Calcul des éléments**III.1. L'acrotère**

Le mur d'acrotère est une petite construction en béton armé contournant le bâtiment conçu pour la pose d'étanchéité en périphérique et l'échelle des pompiers.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse dont la section la plus dangereuse se situe au niveau de l'encastrement.

L'acrotère est soumis à son poids propre G qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1KN/m provoquant un moment de flexion.

Le calcul s'effectue pour une bonde de 1m la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.



Figure III.1.1 : Coupe verticale de l'acrotère

III.1.1. Sollicitations et combinaisons des charges

a. Calcul des sollicitations

Tableau III.1.1 : Les sollicitations de l'acrotère

Les sollicitations		
Effort normal du au poids propre G(KN/ml)	$G = \rho_s \times s$	$\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ $S = (0,6 \times 0,1) + (\frac{1}{2} \times 0,02 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) = 0,069 \text{ m}^2$ $G = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ KN/ml}$
Surcharges d'exploitations Q(KN/ml)	$Q = 1 \text{ KN/ml}$	$Q = 1 \text{ KN/ml}$
Moment de renversement M(KN.M)	$M = Q \times h \times 1 \text{ ml}$	$h = 0,6 \text{ m}$ $Q = 1 \text{ KN/ml}$ $M = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.M}$
Effort tranchant T(KN)	$T = Q \times 1 \text{ ml}$	$Q = 1 \text{ KN/ml}$ $T = 1 \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$
Effort normal du au poids propre N(KN)	$N = G \times 1 \text{ ml}$	$G = 1,725 \text{ KN/ml}$ $N = 1,725 \times 1 \text{ ml} = 1,725 \text{ KN}$

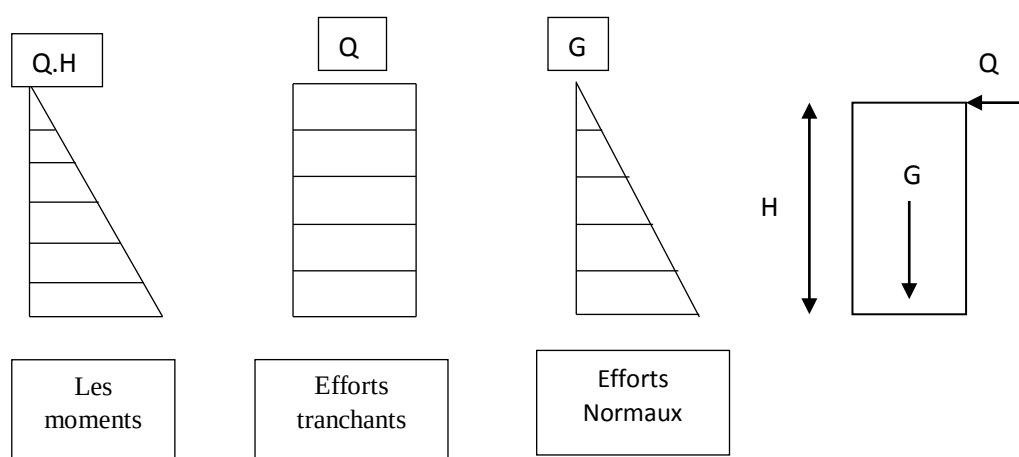


Figure III.1.2: Diagramme des efforts internes de l'acrotère

b. Calcul des combinaisons de charges

Tableau III.1.2 : Les combinaisons de charges

Les combinaisons de charges			
ELU $1,35G + 1,5Q$	N_u	$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$	$N_G = 1,725\text{KN}$ $N_Q = 0$ $N_u = 1,35 \times 1,725 = 2,329\text{ KN}$
	M_u	$M_u = 1,35M_G + 1,5M_Q$	$M_G = 0$ $M_Q = 0,6\text{KN.m}$ $M_u = 1,5 \times 0,6 = 0,9\text{ KN.m}$
ELS $G + Q$	N_s	$N_s = N_G + N_Q$	$N_s = N_G = 1,725\text{ KN}$
	M_s	$M_s = M_G + M_Q$	$M_s = M_Q = 0,6\text{ KN.m}$

III.1.2. Ferraillage

Le ferraillage revient à l'étude d'une section rectangulaire à la flexion composée.

On utilise l'organigramme de calcul pour déterminer les armatures fictives A_f et les armatures réelles A_r

Le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS pour une bonde de 1m de largeur.

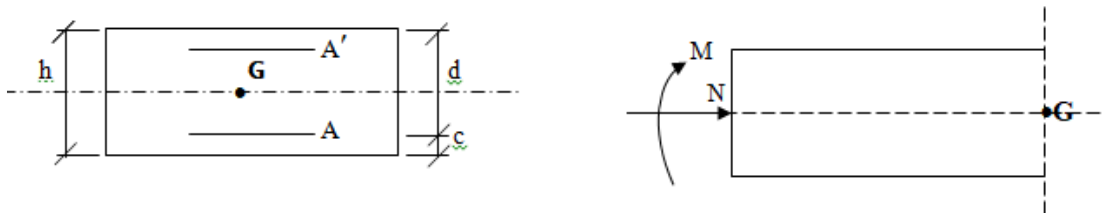


Figure III.1.3: Dimension de la section à ferrailler d'acrotère

Avec :

h : épaisseur de la section ($h = 10\text{cm}$)

b : largeur de la section ($b = 100\text{cm}$)

c et c' : enrobage ($c = c' = 2\text{cm}$)

d : hauteur utile ($d = h - c$)

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

III.1.2.1. Calcul des armatures à l'ELU

a. Calcul de l'excentricité

Tableau III.1.3 : Calcul d'excentricité d'acrotère

L'excentricité $e_u(m)$	$e_u = \frac{M_u}{N_u}$	$M_u = 0,9 \text{ KN.m}$ $N_u = 2,329 \text{ KN}$ $e_u = \frac{0,9}{2,329} = 0,386\text{m}$
Distance entre CDG de la section et l'arrêt supérieure de la section (m)	$g = \frac{h}{2} - c'$	$h = 0,10\text{m}$ $c' = 0,02\text{cm}$ $g = \frac{0,10}{2} - 0,02$ $= 0,05$ $- 0,02$ $= 0,03\text{m}$
Vérification	$e_u > g$	$0,386 > 0,03 \rightarrow \text{Vérifier}$

$e_u > g$, *vérifier*. Donc le centre de pression (point d'application de l'effort normal se trouve à l'extérieure de la section est partiellement comprimée (SPC) donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis on se ramène à la flexion composée.

b. Calcul en flexion simple

Tableau III.1.4 : Calcul en flexion simple

Flexion simple		
Moment fictif $M_f(\text{KN.m})$	$M_f = N_u(e_u + \frac{h}{2} - c')$	$N_u = 2,329 \text{ KN}$ $e_u = 0,386\text{m}$ $h = 0,10\text{m}$ $c' = 0,02\text{cm}$ $M_f = 2,329 \left(0,386 + \frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 2,329 \times 0,416$ $= 0,969 \text{ KN.m}$
Moment réduit μ	$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$	$M_f = 0,969 \text{ KN.m}$, $b = 1\text{m}$, $d = 0,08\text{m}$, $f_{bu} = 14,2 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$ $\mu = \frac{0,969}{(1)(0,08)^2(14,2 \times 10^3)} = \frac{0,969}{90,88} = 0,011$
Vérification	$\mu < \mu_l = 0,320$	$0,011 < 0,320 \rightarrow \text{Vérifier}$

Armatures fictives A_f (cm ²)	$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$	$\beta = 0,995$, a partir des abaques $A_f = \frac{0,969}{(0,995)(0,08)(348 \times 10^3)} = \frac{0,969}{27700,8} = 3,5 \times 10^{-5} \text{m}^2$ $= 0,35 \text{cm}^2$
--	---	--

Remarque : La section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, on a uniquement des armatures tendues.

c. Calcul en flexion composée

Tableau III.1.5 : Calcul en flexion composée des armatures réelles

Flexion composée		
Armatures réelles A_u (cm ²)	$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$	$A_f = 0,35 \text{cm}^2$, $N_u = 2,329 \text{ KN}$ $\sigma_{st} = 348 \times 10^{-1} \text{ KN/cm}^2$ $A_u = 0,35 - \frac{2,329}{348 \times 10^{-1}} = 0,35 - 0,067$ $A_u = 0,283 \text{cm}^2$

III.1.3. Vérification à l'ELU

a. Vérification de la condition non fragilité du béton (Art A-4.2.1, BAEL 91/99)

Tableau III.1.6 : Vérification de la condition non fragilité du béton

Non fragilité du béton		
Armatures réelles A_u (cm ²)	$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$	$A_u = 0,283 \text{cm}^2$
A_{min} (cm ²)	$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b d$	$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$ $f_e = 400 \text{ MPa}$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 8 \text{ cm}$ $A_{min} = 0,23 \frac{2,1}{400} (100)(8)$ $= 0,966 \text{cm}^2$
Vérification	$A_u > A_{min}$	$0,283 < 0,966 \rightarrow \text{Non vérifier}$

On remarque que $A_u < A_{min}$, condition non vérifiée

Donc $A_s = A_{min} = 0,966\text{cm}^2$

La section d'acier est adoptée : $4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$ avec un espacement de 20cm

Armatures de répartitions A_r :

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503\text{cm}^2$$

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$, avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$, $S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$.

b. Vérification au cisaillement (Art A-5.1.1, BAEL 91 modifié 99)

Tableau III.1.7 : Vérification au cisaillement

Vérification au cisaillement		
Contrainte de cisaillement $\tau_u(\text{MPa})$	$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$	$V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5\text{KN} = 1,5 \times 10^3\text{N}$ $b = 100\text{cm} = 1000\text{mm}$, $d = 8\text{cm} = 80\text{mm}$ $\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,019\text{MPa}$
Contrainte de cisaillement admissible $\tau_{adm}(\text{MPa})$	$\tau_{adm} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right)$	$f_{c28} = 25\text{MPa}$, $\gamma_b = 1,5$, situation durable $\tau_{adm} = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}, 4\text{MPa}\right)$ $= \min(2,5; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$
Vérification	$\tau_u \leq \tau_{adm}$	$0,019 < 2,5 \rightarrow \text{Vérifier}$

c. Vérification de l'adhérence (Art A.6.1, 3, BAEL 91 modifié 99)

Tableau III.1.8 : Vérification de l'adhérence

Vérification de l'adhérence		
Contrainte tangentielle $\tau_s(\text{MPa})$	$\tau_s = \frac{V_u}{0,9d\epsilon_u} = \frac{V_u}{0,9d(4\pi\phi)}$	$V_u = 1,5 \times 10^3\text{N}$, $d = 8\text{cm} = 80\text{mm}$, $\pi = 3,14$, $\phi = 8\text{mm}$ $\tau_s = \frac{1,5 \times 10^3}{(0,9)(80)(4)(3,14)(8)} = \frac{1500}{7234,56} = 0,207\text{MPa}$

Contrainte tangentielle limite τ_{adm} (MPa)	$\tau_{adm} = 0.6\psi^2 f_{t28}$	$f_{t28} = 2,1\text{MPa}$, $\psi = 1,5$ pour HA $\tau_{adm} = 0.6(1.5)^2(2.1) = 2,835\text{MPa}$
Vérification de l'adhérence	$\tau_s \leq \tau_{adm}$	$0,207 < 2,835 \rightarrow \text{Vérifier}$

d. Ancrage des barres (Art A.6.1, 23, BAEL 91 modifié 99)

Tableau III.1.9 : Ancrage des barres

Ancrage des barres		
Ancrage des barres L_s (cm)	$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s}$	$\phi = 8\text{mm} = 0,8\text{cm}$, $f_e = 400\text{MPa}$, $\tau_s = 2,835\text{MPa}$ $L_s = \frac{0,8(400)}{4(2,835)} = \frac{320}{11,34} = 28,219\text{cm} \rightarrow \text{soit } L_s = 30\text{cm}$

III.1.4. Vérification à l'ELS

a. Vérification à l'état d'ouverture des fissures (Art A-4.5, 33, BAEL 91/99)

Tableau III.1.10 : Vérification à l'état d'ouverture des fissures

Vérification à l'état d'ouverture des fissures		
Fissuration préjudiciable $\overline{\sigma}_s$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e (\max \{0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\}) \right]$	$f_e = 400\text{MPa}$, $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$, $\eta = 1,6$ pour HA $\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} (400) (\max \{0,5(400), 110 \sqrt{(1,6)(2,1)}\}) \right]$ $\overline{\sigma}_s = 201,63\text{MPa}$
Contrainte d'acier calculée	$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_s}$ Avec : $\rho = \frac{100 A_s}{b d}$	$\rho = \frac{100(2,01)}{100 \times 8} = 0,251$, d'après l'abaque : $\beta = 0,920$ $\sigma_s = \frac{0,6 \times 10^6}{0,920 \times 80 \times 2,01} = 40,56\text{MPa}$
Vérification	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$	$40,56 < 201,63 \rightarrow \text{vérifier}$

b. Vérification de la contrainte dans le béton

Tableau III.1.11 :Vérification de la contrainte dans le béton

Vérification de la contrainte dans le béton		
Contrainte de béton calculé $\sigma_b(\text{MPa})$	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k}$	$\rho = \frac{100(2,01)}{100 \times 8} = 0,251$, d'après l'abaque : $K = 47,50$ $\sigma_b = \frac{40,56}{47,50} = 0,85 \text{ MPa}$
Contrainte limite de béton	$\sigma_b = 0,6 f_{t28}$	$\sigma_b = 0,6 \times 2,1 = 1,26 \text{ MPa}$
Vérification	$\frac{\sigma_s}{k} \leq 0,6 f_{t28}$	$0,85 < 1,26 \rightarrow \text{vérifier}$

c. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99, Art 6.2.3)

Tableau III.1.12 :Vérification de l'acrotère au séisme

Les forces horizontales de calcul F_p (KN/ml)	$F_p = 4AC_p W_p$	$A = 0,25$, $C_p = 0,3$, $w_p = G = 1,7125 \text{ KN/ml}$ $F_p = 4(0,25)(0,3)(1,7125) = 0,514 \text{ KN/ml}$
Poids propre G (KN/ml)	1.725	
La surcharge Q (KN/ ml)	1	

Avec :

 A :Coefficient d'accélération pour la zone et le groupe d'usage appropriés. C_p : Facteur de force horizontale W_p : Poids propre de l'élément

III.2. Les escaliers

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre, il est aussi considéré comme étant un ouvrage de circulation verticale.

Dans notre projet on a des escaliers à trois volées, contrariées avec deux paliers de repos.

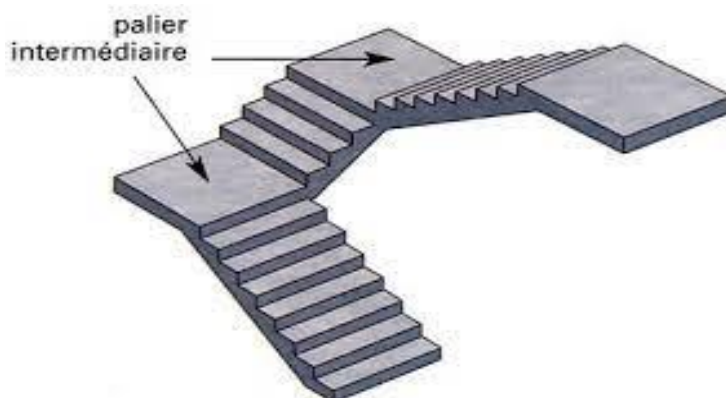


Figure III.2.1 : Vu en plan de l'escalier

III.2.1. Pré dimensionnement

Le dimensionnement des marches et des contres marche se fera par la formule de « Blondel » : $59 \leq g + 2h \leq 66$ [cm]

Avec : g : giron, largeur du la contre marche

h : hauteur du la contre marche

On prend en compte ce qui suit :

Tableau III.2.1 : Pré dimensionnement des escaliers

		Sous-sol	RDC	1 ^{er} étage	Etages courants
Nombre de contre marches n	Volée 1	6	9	7	6
	Volée 2	6	6	6	6
	Volée 3	6	9	7	6
Hauteur du la contre marche h (cm)		$14 \leq h \leq 20$ On prend h = 17cm			
Nombre de marches m = n - 1	Volée 1	5	8	6	5
	Volée 2	5	5	5	5
	Volée 3	5	8	6	5

Hauteur de la volée H (m)	Volée 1	1.02	1.53	1.19	1.02
	Volée 2	1.02	1.02	1.02	1.02
	Volée 3	1.02	1.53	1.19	1.02
Largeur de la volée l (m)	Volée 1	1.30	1.30	1.30	1.30
	Volée 2	1.30	1.15	1.20	1.40
	Volée 3	1.30	1.30	1.30	1.30
Longueur projetée de la paillasse L ₁ (m)	Volée 1	1.50	2.40	1.80	1.50
	Volée 2	1.50	1.50	1.50	1.50
	Volée 3	1.50	2.40	1.80	1.50
Longueur Des paliers L ₂ (m)		1.40	1.25	1.30	1.50
Largeur des paliers l ₂ (m)		1.40	1.40	1.40	1.40
Giron g (cm)		$\begin{cases} g = \frac{L_1}{m} & \text{pour le RDC } g = \frac{240}{8} = 30\text{cm} \\ 25 \leq g \leq 32 \end{cases}$ Soit g = 30cm, $25 \leq 30 \leq 32 \rightarrow \text{C.V}$			
La relation de Blondel : $59 \leq 30 + 2(17) \leq 66 \rightarrow 59 \leq 64 \leq 66[\text{cm}] \rightarrow \text{C.V}$					
L'épaisseur de la paillasse et le palier ep (cm)		$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$ L ₁ : longueur linéaire de la paillasse et celle de palier, $L = L_1 + L_2$ Calcul de L : $L = 240 + 125 = 365 \text{ cm},$ $\frac{365}{30} = 12.16 \leq ep \leq \frac{365}{20} = 18.25$ Soit : ep = 15 cm			

- La marche : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale.
- Le contre marche : est la partie verticale entre deux marches.
- Une volée : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- Un palier : est la plateforme constituant un lieu de repos entre deux volées

intermédiaires.

- L'embranchement : représente la largeur de la marche.
- La paillasse : est une dalle inclinée en béton armée incorporant les marches et contre marche

III.2.2. Détermination des sollicitations de calcul

L'escalier travail à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant compte des types d'appuis sur lesquelles elle repose.

III.2.2.1. Les charges permanentes et surcharges d'exploitations

a. Les charges permanentes

Tableau III.2.2 : La charge permanente de la paillasse et le palier

Charges permanentes (KN/m ²)		
	Paillasse	palier
Poids propre P_p	$P_p=3.939$	$P_p=3.75$
Poids de la marche P_m	$P_m=2.125$	
Poids des carrelages scellés P_c	$P_c=0.44$	$P_c=0.44$
Couche de sable C_s	$C_s=0.36$	$C_s=0.36$
Poids de plâtre P_{pl}	$P_{pl}=0.36$	$P_{pl}=0.36$
Poids du garde-corps P_{gc}	$P_{gc}=0.4$	$P_{gc}=0.4$
Charge totale G	7.624 KN/m^2	5.31 KN/m^2

b. Surcharges d'exploitation

Selon le (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation et service, la surcharge d'exploitation est définie telle que $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

III.2.2.2. Combinaisons de charges

Tableau III.2.3 : Combinaison de charges

	ELU	ELS
	$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$	$q_s = G + Q$
Paillasse	$q_u = 1.35(7.624) + 1.5(2.5)$ $= 14.042 \text{ KN/m}$	$q_s = 7.624 + 2.5 = 10.124$
Palier	$q_u = 1.35(5.31) + 1.5(2.5)$ $= 10.919 \text{ KN/m}$	$q_s = 5.31 + 2.5 = 7.81 \text{ KN/m}$

III.2.3. Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU

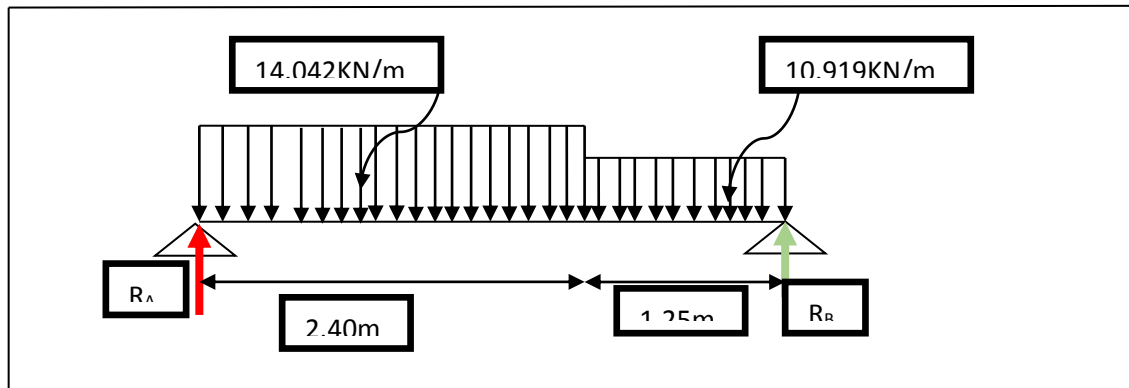


Figure III.2.2 : Schéma statique de calcul des escaliers à l'ELU

a. Réactions d'appuis

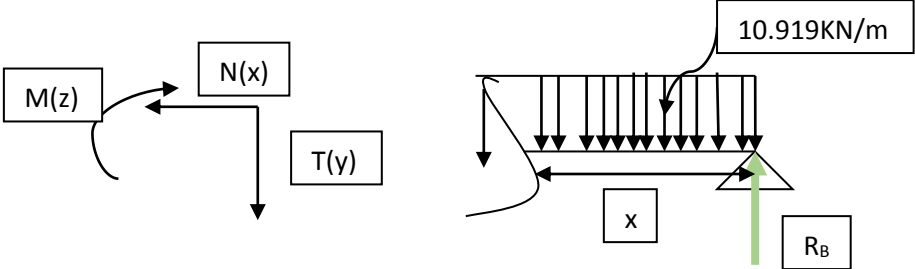
Tableau III.2.4 : Les réactions d'appuis

Les réactions d'appuis	
$\sum F_y = 0$	$R_A - (2.40)(14.042) - (1.25)(10.919) + R_B = 0$ $R_A + R_B = (2.40)(14.042) + (1.25)(10.919)$ $R_A + R_B = 47.35 \text{ KN/m}$
$\sum M_A = 0$	$-(14.042)(2.40) \left(\frac{2.40}{2} \right) - (10.919)(1.25) \left(2.40 + \frac{1.25}{2} \right) + R_B(2.40 + 1.25) = 0$ $3.65R_B = 40.441 + 41.288$ $3.65R_B = 81.729$
$R_B = \frac{81.729}{3.65}$ $R_B = 22.392 \text{ KN}$ $R_A = 47.35 - R_B = 47.35 - 22.392$ $R_A = 24.958 \text{ KN}$	

b. Calcul des efforts et moments fléchissants

Tableau III.2.5 : Les efforts tranchants et les moments fléchissants

Les efforts tranchants et les moments fléchissant	
1 ^{er} tronçon $0 < x < 2.40m$	

L'effort tranchant $T(y)$ (KN)	$T(x) = R_A - 14.042x$ $T(x) = 24.958 - 14.042x$	
	$x = 0m \rightarrow T(x) = 24.958KN$	$x = 2.40m \rightarrow T(x) = -8.743KN$
Moment fléchissant $M(x)$ (KN.m)	$M(x) = R_A x - 14.042 \frac{x^2}{2}$ $M(x) = 24.958x - 7.021x^2$	
	$x = 0m \rightarrow M(x) = 0KN.m$	$x = 2.40m \rightarrow M(x) = 19.458 KN.m$
2 ^{ème} tronçon $0 < x < 1.25m$		
L'effort tranchant $T(y)$ (KN)	$T(x) = -R_B + 10.919x$ $T(x) = 22.392 - 10.919x$	
	$x = 0m \rightarrow T(x) = -22.392 KN$	$x = 1.25m \rightarrow T(x) = -8.743 KN$
Moment fléchissant $M(x)$ (KN.m)	$M(x) = R_B x - 10.919 \frac{x^2}{2}$ $M(x) = 22.392x - 5.45x^2$	
	$x = 0m \rightarrow M(x) = 0KN.m$	$x = 1.25m \rightarrow M(x) = 13.861KN.M$

Calcul du moment maximal $M(x)_{max}$

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.

$$T(y) = 0$$

$$24.958 - 14.042x = 0 \rightarrow x = \frac{24.958}{14.042} = 1.78m$$

Pour $x=1.78m$, $M(x)=M(x)_{max}$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation $M(x)$

$$M(x) = 24.958(1.78) - 7.021(1.78)^2 = 44.425 - 22.245 = 22.18KN.m$$

$$M_{max} = M(1.78) = 22.18KN.m$$

Remarque :

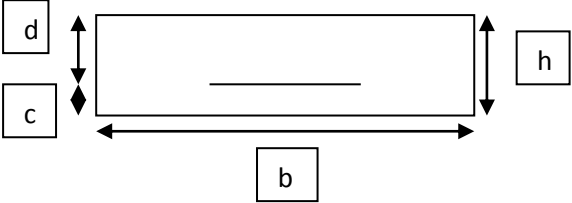
Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travées.

Aux appuis : $M_u^a = -0.3M^{\max} = -0.3(22.18) = -6.654 \text{ KN.m}$

En travée : $M_u^t = 0.85M^{\max} = 0.85(22.18) = 18.853 \text{ KN.m}$

III.2.4. Calcul du ferrailage à l'ELU

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m en flexion simple, pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et ples moments fléchissants calculer avant.

h	La hauteur	17cm	
b	La largeur	100cm	
c=c'	L'enrobage	2cm	
d	d=h-c	15cm	

Moment réduit μ : $\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}}$, avec $f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$ et $\mu_l = 0.392$

Armature fictive A_f : $A_f = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$ avec $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$ et β (dans l'abaque)

Armature de répartition A_r : $A_r = \frac{A}{4}$

Tableau III.2.6 : Calcul de ferrailage à l'ELU

	Aux appuis	En travée
Les moments (KN.m)	6.645	18.853
Moment réduit μ	0.021	0.059
Vérification $\mu < \mu_l$	$0.021 < 0.392 \rightarrow C.V$	$0.059 < 0.392 \rightarrow C.V$
Valeur β	0.987	0.962
La section est simplement armée		
Armatures fictives (cm^2)	1.29	3.75
A adoptée (cm^2/ml)	5HA12 $\rightarrow 5.65 \text{ cm}^2$	5HA12 $\rightarrow 5.65 \text{ cm}^2$
Espacement st (cm)	20	20
Armatures de répartitions A_r (cm^2)	0.502	0.99
Armatures adoptées (cm^2/ml)	5HA10 $\rightarrow 3.92 \text{ cm}^2$	
Espacement st (cm)	20	

III.2.5. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99)

On doit vérifier $A \geq A_{\min}$

Tableau III.2.7 : Vérification a non fragilité

Condition de non fragilité		
A (cm ²)	En travée	5.65
	Aux appuis	5.65
A _{min} (cm ²)	$A_{\min} = \frac{0.23f_{t28}}{f_e} bd, f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}, f_e = 400 \text{ MPa}, b = 100 \text{ cm}, d = 15 \text{ cm}$ $A_{\min} = \frac{0.23 \times 2.1}{400} \times 100 \times 15 = 1.811 \text{ cm}^2$	
Vérification	En travée	$5.65 > 1.811 \rightarrow C.V$
	Aux appuis	$5.65 > 1.811 \rightarrow C.V$

b. L'adhérence des barres (A.6.1.3/BAEL 91 modifier 99)

La contrainte d'adhérence τ_s doit être inférieure à la valeur limite ultime τ_{adm}

Tableau III.2.8 : Vérification de l'adhérence des barres

Vérification de l'adhérence des barres			
La contrainte d'adhérence τ_s (MPa)	$\tau_s = \frac{V_u}{0.9d \sum \mu}$ $\tau_s = \frac{V_u}{0.9d6\pi\phi}$ Avec : $V_u = 24.958 \text{ KN}$ $d = 15 \text{ cm}$	En travées	$\phi = 12 \text{ mm}$ $\tau_s = \frac{24.958 \times 10^3}{0.9 \times 15 \times 10 \times 6 \times 3.14 \times 12}$ $\tau_s = 0.818$
		Aux appuis	$\phi = 12 \text{ mm}$ $\tau_s = \frac{24.958 \times 10^3}{0.9 \times 15 \times 10 \times 5 \times 3.14 \times 12}$ $\tau_s = 1.020$
La contrainte admissible τ_{adm} (MPa)	$\tau_{adm} = \psi f_{t28}$ Avec : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ $\Psi = 1.5$	$\tau_{adm} = 1.5 \times 2.1$ $\tau_{adm} = 3.15 \text{ MPa}$	
Vérification	$\tau_s \leq \tau_{adm}$	En travée	$0.818 < 3.15 \rightarrow C.V$
		Aux appuis	$1.020 < 3.15 \rightarrow C.V$

c. L'espacement des barres

Tableau III.2.9 : Vérification de l'espacement des barres

Armatures principales	$S_{tmax} \leq \min\{3h, 33cm\}$	$S_{tmax} \leq \min\{3(17), 33cm\} = 20cm \rightarrow C.V$
Armatures de répartitions	$S_{tmax} \leq \min\{4h, 33cm\}$	$S_{tmax} \leq \min\{4(17), 33cm\} = 20cm \rightarrow C.V$

d. Longueur du scellement droit (ancrage) (Art A-6.1.22.1/BAEL 91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction et de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

Tableau III.2.10 : Vérification de La longueur de scellement droit

Longueur de scellement droite		
$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$	$\phi = 12mm$ $f_e = 400MPa$ $\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 2.835MPa$	$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32cm$ $L_s = 45cm$
Les règlements de BAEL 91, admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal de longueur L_c		
$L_c = 0.4L_s$	$L_s = 45cm$	$L_c = 0.4(45)$ $L_c = 18cm$

e. Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.2.11 : Vérification de l'effort tranchant

Vérification de l'effort tranchant		
$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$	$T_u^{max} = 24.958 \text{ KN}$ $b = 100cm, d = 15cm$	$\tau_u = \frac{24.958 \times 10^3}{100 \times 10 \times 15 \times 10}$ $\tau_u = 0.166MPa$
Les escaliers n'ont pas exposé aux intempéries les fissurations sont donc considérées comme étant peu nuisibles		
$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}, 5MPa\}$	$f_{c28} = 25MPa$	$\bar{\tau}_u = \min\{0.13(25), 5MPa\} = 3.25$ $\bar{\tau}_u = 3.25MPa$
Vérification	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	$0.166 < 3.25 \rightarrow C.V$

f. Influence de l'effort tranchant

Tableau III.2.12 : Vérification d'influence de l'effort tranchant

Influence de l'effort tranchant		
$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u$	$T_u^{\max}$	$T_u^{\max} = 24.958 \text{ KN}$
	$\bar{T}_u = \frac{0.4f_{c28} \times 0.9bd}{\gamma_b}$	$\bar{T}_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 1 \times 0.15}{1.5} = 900 \text{ KN}$
	Vérification	$24.958 < 900 \rightarrow C.V$

III.2.5. Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS

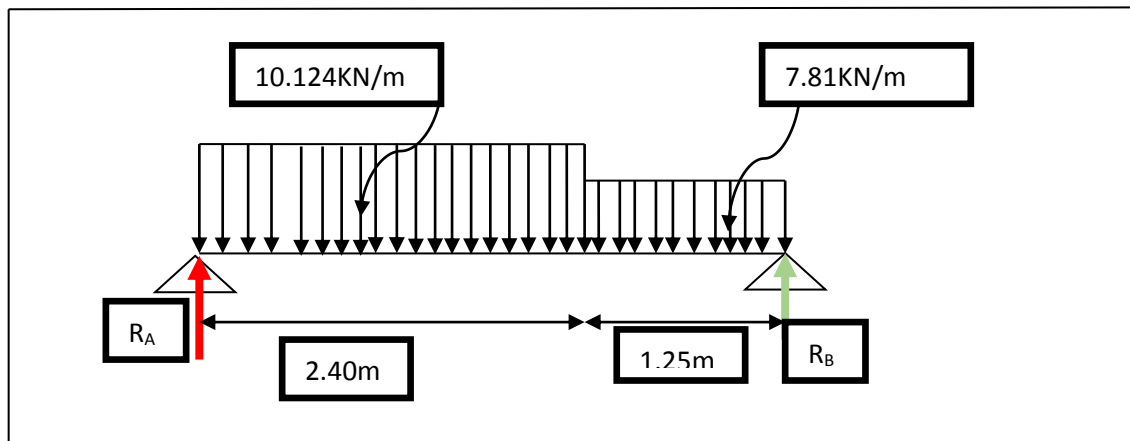


Figure III.2.3 : Schéma statique de calcul des escaliers à l'ELS

a. Réactions d'appuis

Tableau III.2.13 : Les réactions d'appuis à l'ELS

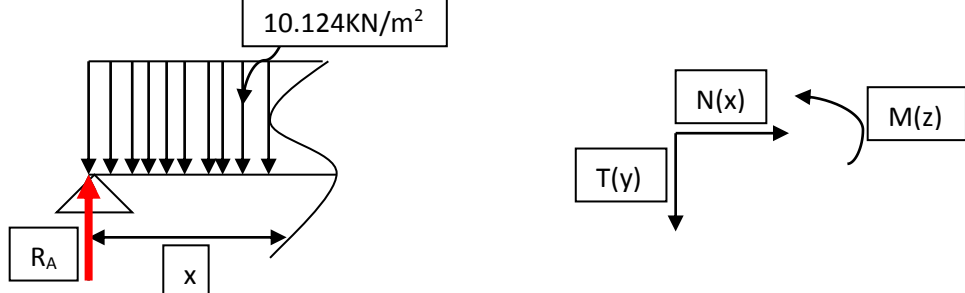
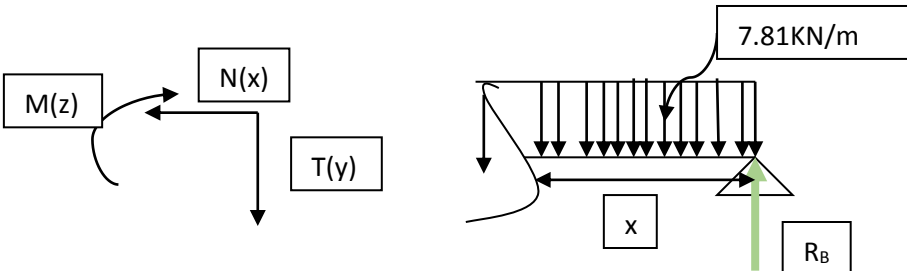
Les réactions d'appuis	
$\sum F/y = 0$	$R_a - (2.40)(10.124) - (1.25)(7.81) + R_b = 0$ $R_a + R_b = 24.298 + 9.762$ $R_a + R_b = 34.06 \text{ KN}$
$\sum M/A = 0$	$-10.124(2.40)\left(\frac{2.40}{2}\right) - (7.81)(1.25)\left(2.40 + \frac{1.25}{2}\right) + R_b(2.40 + 1.25) = 0$ $-29.157 - 29.531 + 3.65R_b = 0$ $3.65R_b = 58.688$

$$R_b = \frac{58.688}{3.65} \rightarrow R_b = 16.079 \text{ KN}$$

$$R_a = 34.06 - R_b = 34.06 - 16.079 \rightarrow R_a = 17.981 \text{ KN}$$

b. Calcul des efforts et moments fléchissants

Tableau III.2.14 : Les efforts tranchants et les moments fléchissants à l'ELS

Les efforts tranchants et les moments fléchissant		
1 ^{er} tronçon $0 < x < 2.40m$		
L'effort tranchant $T(y)$ (KN)	$T(x) = R_a - 10.124x$ $T(x) = 17.981 - 10.124x$	
	$x = 0m \rightarrow T(x) = 17.981 \text{ KN}$	$x = 2.40m \rightarrow T(x) = -6.316 \text{ KN}$
Moment fléchissant $M(x)$ (KN.m)	$M(x) = R_a x - 10.124 \frac{x^2}{2} \rightarrow M(x) = 17.981x - 5.062 x^2$	
	$x = 0m \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m}$	$x = 2.40m \rightarrow M(x) = 13.997 \text{ KN.M}$
2 ^{eme} tronçon $0 < x < 1.25m$		
L'effort tranchant $T(y)$ (KN)	$T(x) = -R_b + 7.81x$ $T(x) = -16.079 + 7.81x$	
	$x = 0m \rightarrow T(x) = -16.079 \text{ KN}$	$x = 1.25m \rightarrow T(x) = -6.316 \text{ KN}$
Moment fléchissant $M(x)$ (KN.m)	$M(x) = R_b x - 7.81 \frac{x^2}{2} \rightarrow M(x) = 16.079x - 3.905 \frac{x^2}{2}$	
	$x = 0m \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m}$	$x = 1.25m \rightarrow M(x) = 13.997 \text{ KN.m}$

Calcul du moment maximal $M(x)_{\max}$

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.

$$T(y) = 0$$

$$17.981 - 10.124x = 0 \rightarrow x = \frac{-17.981}{-10.124} \rightarrow x = 1.78\text{m}$$

Pour $x=1.78\text{m}$, $M(x)=M(x)_{\max}$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation $M(x)$

$$M^{\max} = M(x = 1.78) = 17.981(1.78) - 5.062(1.78)^2$$

$$M^{\max} = 15.967\text{KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travées.

$$\text{Aux appuis : } M_u^a = 0.3M(x)_{\max} = -0.3(15.967) = 4.790\text{KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_u^t = 0.85M(x)_{\max} = 0.85(15.967) = 13.572\text{KN.m}$$

III.2.6. Vérification à l'ELS**a. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91. Art. 5.34)**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, Donc aucune vérification à effectuer.

b. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Tableau III.2.15 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

	En travées	Aux appuis
Moment	$M_{\max} = 13.572\text{KN.m}$	$M_{\max} = 4.97\text{KN.m}$
A	$A_{st} = 5.65\text{cm}^2$	$A_{st} = 5.65\text{cm}^2$
$\rho = \frac{100 \cdot A_a}{bd}$	$\rho = \frac{100(5.65)}{100(15)} = 0.376$	$\rho = \frac{100(5.65)}{100(15)} = 0.376$
β	$\beta = 0.905$	$\beta = 0.905$
K_1	$K_1 = 37.63$	$K_1 = 37.73$
$\tau_s = \frac{M_{\max}}{\beta_1 d A_{st}}$	$\tau_s = \frac{13.572 \times 10^3}{0.905(15)(5.65)}$ $\tau_s = 176.952\text{ MPa}$	$\tau_s = \frac{4.79 \times 10^3}{0.905(15)(5.65)}$ $\tau_s = 62.452\text{MPa}$

$\tau_{bc} = \frac{\tau_s}{K}$	$\tau_{bc} = \frac{176.952}{37.63}$ $\tau_{bc} = 4.70 \text{ MPa}$	$\tau_{bc} = \frac{62.452}{37.63}$ $\tau_{bc} = 1.65$
Vérification dans le béton $\tau_{bc} < 15 \text{ MPa}$	$4.70 < 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$	$1.65 < 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$
Vérification dans l'acier $\tau_s < 348 \text{ MPa}$	$176.952 < 348 \text{ MPa} \rightarrow C.V$	$62.452 < 348 \text{ MPa} \rightarrow C.V$

Remarque : Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

c. Etat limite de déformation (Art B.6.8.424/BAEL 91)

Tableau III.2.16 : Etat limite de déformation

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$h = 17 \text{ cm} = 0.17 \text{ m}, L = 3.65 \text{ m}$ $\frac{h}{L} = \frac{0.17}{3.65} = 0.046$
	$\frac{1}{16} = 0.0625$
	$0.046 < 0.0625 \rightarrow C.N.V$
$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$	$f = 400 \text{ MPa}$ $\frac{4.2}{f_e} = 0.0105$
	A : section des armatures $A = 5.65 \text{ cm}^2$ $b = 100 \text{ cm}, d = 15 \text{ cm},$ $\frac{A}{b \times d^2} = \frac{5.65}{100(15)^2} = 0.00025$
	$0.00025 < 0.0105 \rightarrow C.V$
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} = \frac{0.17}{3.65} = 0.046$
	$M_t = 13.997 \text{ KN.m} \rightarrow \text{moment max en travée}$ $M_0 = 13.572 \text{ KN.m} \rightarrow \text{moment max de la travée isostatique}$ $\frac{M_t}{10M_0} = \frac{13.992}{10(13.572)} = 0.103$
	$0.045 < 0.103 \rightarrow C.N.V$

Remarque : Vu que les conditions ne sont pas vérifiées on doit procéder au calcul de la flèche (BAEL /B.6.5.2).

d. Calcul de la flèche

Tableau III.2.17 : Calcul de la flèche

La flèche $f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_V \times I}$	$q_s = \max(q'_{ps}; q'_{pl})$ $q_s = (10.124; 7.81) \rightarrow q_s = 10.124 \text{ KN/m}$
	$L = 3.65\text{m}$
	e. E_V : module de déformation différé $E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.96 \text{ MPa}$
	f. I : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité $I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A(V_2 - c)^2$ Avec : $V_1 = \frac{\delta_{xx}}{\beta_0}$, $b = 100\text{cm}$, $c = 2\text{cm}$, $V_2 = h - V_1$, $A = 5.65\text{cm}^2$ g. δ_{xx} : moment statique de la section homogène $\delta_{xx} = \frac{b \times h^3}{2} + 15 \times A \times d = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15(5.65)(15) = 15721.25\text{cm}^3$ h. β_0 : Surface de la section homogène $\beta_0 = b \times h + 15A = 100 \times 17 + 15(5.65) = 1784.75\text{cm}^2$ $v_1 = \frac{15721.25}{1784.75} = 8.81\text{cm}$ $V_2 = h - V_1 = 17 - 8.81 = 8.19\text{cm}$ $I = \frac{100}{3} (8.81^3 + 8.19^3) + 15(5.65)(8.19 - 2)^2 = 25663.022 + 3247.289$ $I = 28910.311$
	$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.124 \times 3.65^4}{10818.96 \times 10^3 \times 28910.311 \times 10^{-8}} = \frac{8984.493}{1200966.698} = 0.007\text{m}$ $f = 0.7\text{cm}$
$\bar{f} = \frac{L}{500}$	$\bar{f} = \frac{365}{500} = 0.73 \text{ cm}$
Vérification $f < \bar{f}$	$0.7 < 0.73 \rightarrow C.V$

III.2.7. Calcul de la volée 2**III.2.7.1. Calcul à l'ELU****a. Combinaisons de charges**

Tableau III.2.18 : Combinaison de charges de la 2eme volée

	ELU	ELS
	$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$	$q_s = G + Q$
Volée 2	$q_u = 1.35(7.624) + 1.5(2.5)$ $= 14.042 \text{ KN/m}$	$q_s = 7.624 + 2.5 = 10.124$

b. Réactions d'appuis

Tableau III.2.19 : Les réactions d'appuis de la 2eme volée

Les réactions d'appuis	
$\sum F/y = 0$	$R_A - (1.5)(14.042) + R_B = 0$ $R_A + R_B = (1.5)(14.042)$ $R_A + R_B = 15.063 \text{ KN/m}$
$\sum M/A = 0$	$-(14.042)(1.5)\left(\frac{1.5}{2}\right) + R_B(1.5) = 0$ $1.5R_B = 11.297$
$R_B = \frac{11.297}{1.5}$ $R_B = 7.531 \text{ KN}$ $R_A = 11.297 - R_B = 11.297 - 7.531$ $R_A = 7.532 \text{ KN}$	

c. Calcul des efforts et moments fléchissants

Tableau III.2.20 : Les efforts tranchants et les moments fléchissants de la volée 2

$0 < x < 1.50m$		
L'effort tranchant $T(y)$ (KN)	$T(x) = R_A - 14.042x \rightarrow T(x) = 7.532 - 14.042x$	
	$x = 0m \rightarrow T(x) = 7.532 \text{ KN}$	$x = 1.5m \rightarrow T(x) = -7.532 \text{ KN}$
Moment fléchissant $M(x)$ (KN.m)	$M(x) = R_A x - 14.042 \frac{x^2}{2} \rightarrow M(x) = 7.532x - 7.021x^2$	
	$x = 0m \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m}$	$x = 1.5m \rightarrow M(x) = 0.001 \text{ KN.m}$

Calcul du moment maximal $M(x)_{\max}$

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.

$$T(y) = 0$$

$$7.532 - 14.042x = 0 \rightarrow x = \frac{7.532}{14.042} = 0.75\text{m}$$

Pour $x=1.78\text{m}$, $M(x)=M(x)_{\max}$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation $M(x)$

$$M(x) = 7.532(0.75) - 7.021(0.75)^2 = 5.649 - 2.824 = 2.825\text{KN.m}$$

$$M_{\max} = M(0.75) = 2.825\text{KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{\max}$ au niveau des appuis et en travées.

Aux appuis : $M_u^a = -0.3M^{\max} = -0.3(2.825) = -0.8744\text{KN.m}$

En travée : $M_u^t = 0.85M^{\max} = 0.85(2.825) = 2.401\text{KN.m}$

III.2.7.2. Calcul du ferrailage à l'ELU

Moment réduit μ : $\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}}$, avec $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14.2\text{MPa}$ et $\mu_l = 0.392$

Armature fictive A_f : $A_f = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$ avec $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$ et β (dans l'abaque)

Armature de répartition A_r : $A_r = \frac{A}{4}$

Tableau III.2.21 : Calcul de ferrailage à l'ELU de la volée 2

	Aux appuis	En travée
Les moments (KN.m)	0.847	2.401
Moment réduit μ	0.0002	0.007
Vérification $\mu < \mu_l$	$0.002 < 0.392 \rightarrow C.V$	$0.007 < 0.392 \rightarrow C.V$
Valeur β	0.999	0.996
La section est simplement armée		
Armatures fictives (cm ²)	0.162	0.461
A adoptée (cm ² /ml)	4HA8 $\rightarrow$ 2.01 cm ²	
Espacement st (cm)	20	

Armatures de répartitions A_r (cm ²)	0.502
Armatures adoptées (cm ² /ml)	4HA8 → 2.01 cm ²
Espacement st (cm)	20

III.2.7.3. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99)

Tableau III.2.22: Vérification a non fragilité de la volée2

Condition de non fragilité		
A (cm ²)	En travée	2.01
	Aux appuis	2.01
A_{min} (cm ²)	$A_{min} = \frac{0.23f_{t28}}{f_e} bd, f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}, f_e = 400 \text{ MPa}, b = 100 \text{ cm}, d = 15 \text{ cm}$ $A_{min} = \frac{0.23 \times 2.1}{400} \times 100 \times 15$ $A_{min} = 1.811$	
Vérification $A \geq A_{min}$	En travée	$2.01 > 1.811 \rightarrow C.V$
	Aux appuis	$2.01 > 1.811 \rightarrow C.V$

b. L'adhérence des barres (A.6.1.3/BAEL 91 modifier 99)

Tableau III.2.23 : Vérification de l'adhérence des barres

Vérification de l'adhérence des barres			
La contrainte d'adhérence τ_s (MPa)	$\tau_s = \frac{V_u}{0.9d \sum \mu}$ $\tau_s = \frac{V_u}{0.9d6\pi\phi}$ Avec : $V_u = 7.532 \text{ KN}$ $d = 15 \text{ cm}$	En travées	$\phi = 8 \text{ mm}$ $\tau_s = \frac{7.532 \times 10^3}{0.9 \times 15 \times 10 \times 6 \times 3.14 \times 8} = 0.368$
		Aux appuis	$\phi = 8 \text{ mm}$ $\tau_s = \frac{7.532 \times 10^3}{0.9 \times 15 \times 10 \times 5 \times 3.14 \times 8} = 0.443$
La contrainte admissible τ_{adm} (MPa)	$\tau_{adm} = \psi f_{t28}$ Avec : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ $\psi = 1.5$	$\tau_{adm} = 1.5 \times 2.1$ $\tau_{adm} = 3.15 \text{ MPa}$	
Vérification	$\tau_s \leq \tau_{adm}$	En travée	$0.368 < 3.15 \rightarrow C.V$
		Aux appuis	$0.443 < 3.15 \rightarrow C.V$

c. L'espacement des barres

Tableau III.2.23 : Vérification de l'espacement des barres de la volée 2

Armatures principales	$S_{tmax} \leq \min\{3h, 33cm\}$	$S_{tmax} \leq \min\{3(17), 33cm\} = 20cm \rightarrow C.V$
Armatures de répartitions	$S_{tmax} \leq \min\{4h, 33cm\}$	$S_{tmax} \leq \min\{4(17), 33cm\} = 20cm \rightarrow C.V$

d. Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.2.24 : Vérification de l'effort tranchant de la volée 2

Vérification de l'effort tranchant		
$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$	$T_u^{max} = 7.532 \text{ KN}$ $b = 100cm, d = 15cm$	$\tau_u = \frac{7.532 \times 10^3}{100 \times 10 \times 15 \times 10}$ $\tau_u = 0.05MPa$
Les escaliers n'ont pas exposé aux intempéries les fissurations sont donc considérées comme étant peu nuisibles		
$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}, 5MPa\}$	$f_{c28} = 25MPa$	$\bar{\tau}_u = \min\{0.13(25), 5MPa\} = 3.25$ $\bar{\tau}_u = 3.25MPa$
Vérification	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	$0.05 < 3.25 \rightarrow C.V$

e. Influence de l'effort tranchant

Tableau III.2.25 : Vérification d'influence de l'effort tranchant

Influence de l'effort tranchant		
$T_u^{max} \leq \bar{T}_u$	T_u^{max}	$T_u^{max} = 7.532KN$
	$\bar{T}_u = \frac{0.4f_{c28} \times 0.9bd}{\gamma_b}$	$\bar{T}_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 1 \times 0.15}{1.5} = 900KN$
	Vérification	$7.532 < 900 \rightarrow C.V$

III.2.7.4. Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS

a. Réactions d'appuis

Tableau III.2.26 : Les réactions d'appuis à l'ELS de la volée 2

Les réactions d'appuis	
$\sum F/y = 0$	$Ra - (1.5)(10.124) + Rb = 0$ $Ra + Rb = 15.186\text{KN}$
$\sum M/A = 0$	$-10.124(1.5)(\frac{1.5}{2}) + Rb(1.5) = 0$ $1.5Rb = 11.389\text{KN}$
$Rb = \frac{11.389}{1.5} \rightarrow \mathbf{Rb = 7.583KN}$ $Ra = 15.186 - Rb = 15.186 - 7.593 \rightarrow \mathbf{Ra = 7.593KN}$	

b. Calcul des efforts et moments fléchissants

Tableau III.2.27 : Les efforts tranchants et les moments fléchissants à l'ELS de la volée 2

$0 < x < 1.50m$		
L'effort tranchant $T(y)$ (KN)	$T(x) = Ra - 10.124x \rightarrow T(x) = 7.593 - 10.124x$	
	$x = 0m \rightarrow T(x) = 7.593\text{KN}$	$x = 1.5m \rightarrow T(x) = -7.593\text{KN}$
Moment fléchissant $M(x)$ (KN.m)	$M(x) = Rax - 10124 \frac{x^2}{2} \rightarrow M(x) = 7.593x - 5.062 x^2$	
	$x = 0m \rightarrow M(x) = 0\text{KN.m}$	$x = 1.5m \rightarrow M(x) = 0\text{KN.M}$

Calcul du moment maximal $M(x)_{\max}$

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.

$$T(y) = 0$$

$$7.593 - 10.124x = 0 \rightarrow x = \frac{-7.593}{-10.124} \rightarrow x = 0.75m$$

Pour $x=0.75m$, $M(x)=M(x)_{\max}$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation $M(x)$

$$M^{\max} = M(x = 0.75) = 7.593(0.75) - 5.062(0.75)^2$$

$$M^{\max} = 2.847\text{KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travées.

Aux appuis : $M_u^a = 0.3M(x)_{\text{max}} = -0.3(2.847) = 0.854 \text{KN.m}$

En travée : $M_u^t = 0.85M(x)_{\text{max}} = 0.85(2.847) = 2.419 \text{KN.m}$

III.2.7.5. Vérification à l'ELS**a. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

Tableau III.2.28 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier de la volée 2

	En travées	Aux appuis
Le moment	$M_{\text{max}} = 2.419 \text{KN.m}$	$M_{\text{max}} = 0.854 \text{KN.m}$
A_{st}	$A_{\text{st}} = 2.01 \text{cm}^2$	$A_{\text{st}} = 2.01 \text{cm}^2$
$\rho = \frac{100.A_a}{bd}$	$\rho = \frac{100(2.01)}{100(15)} = 0.134$	
β	$\beta = 0.94$	
K_1	$K_1 = 68.33$	
$\tau_s = \frac{M_{\text{max}}}{\beta_1 d A_{\text{st}}}$	$\tau_s = \frac{4.79 \times 10^6}{0.940(150)(2.01 \times 10^2)}$ $\tau_s = 169.013 \text{MPa}$	
$\tau_{bc} = \frac{\tau_s}{K}$	$\tau_{bc} = \frac{169.013}{68.33}$ $\tau_{bc} = 2.47$	
Vérification dans le béton $\tau_{bc} < 15 \text{MPa}$	$2.47 < 15 \text{MPa} \rightarrow \text{C.V}$	
Vérification dans l'acier $\tau_s < 348 \text{MPa}$	$169.013 < 348 \text{MPa} \rightarrow \text{C.V}$	

Remarque : Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

III.3. La poutre brisée

Etant donné que l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera **brisée** partiellement encastrée dans les poteaux.

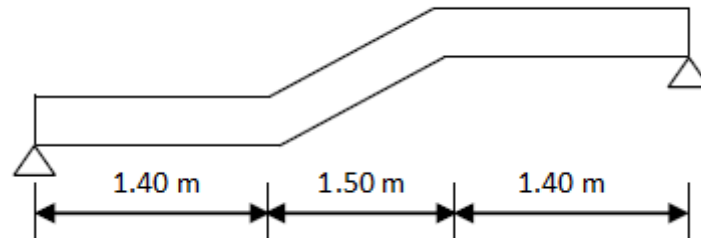


Figure III.3.1 : Schéma de la poutre brisée

Les hypothèses de calcul :

- ✓ La poutre sera menée comme si elle est horizontale et bi-encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux de l'ossature porteuse.
- ✓ La poutre est à l'abri des intempéries donc : on adopte un enrobage de 2cm.
- ✓ La fissuration est peu préjudiciable.

III.3.1. Evaluation des charges

a. Les charges permanentes

- Le poids propre de la poutre : $G_p = (0.35 \times 0.25) \times 25 = 2.19 \text{ KN/ml}$
- Le poids du mur extérieur : $G_m = 2.86 \times 1 \text{ ml} = 2.86 \text{ KN/ml}$
- Le poids propre du palier : $G_p = 6.54 \times 1 \text{ ml} = 6.54 \text{ KN/ml}$
- Le poids propre de la volée : $G_v = 9.25 \times 1 \text{ ml} = 9.25 \text{ KN/ml}$

Donc :

Le poids propre de la poutre : $G = G_p + G_m = 2.19 + 2.86 = 5.05 \text{ KN/m}$

- Le poids propre total dans la zone palier : $G_{\text{palier}} = 5.05 + 6.54 = 11.59 \text{ KN/m}$
- Le poids propre total dans la zone volée : $G_{\text{volée}} = 5.05 + 9.25 = \frac{14.3 \text{ KN}}{\text{ml}}$

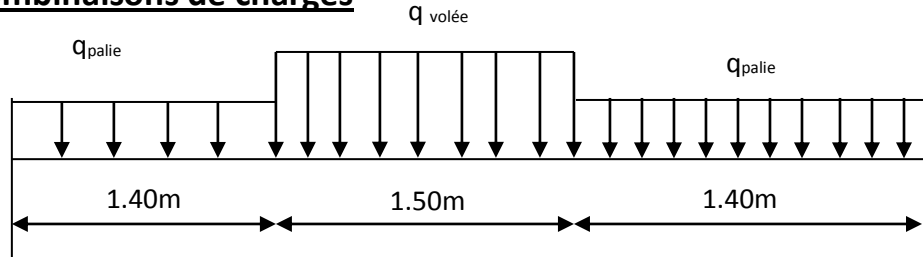
b. Combinaisons de charges

Figure III.3.2 : Schéma statique de calcul

Tableau III.3.1 : Combinaison de charges

Zone	ELU	ELS
Zone de volée	$q_v = 1.35 \times G_{vol} = 1.35 \times 14.3 = 19.305 \text{KN}$	$q_v = G_{vol} = 14.3 \text{KN}$
Zone de palier	$q_p = 1.35 \times G_P + V_u$ $= 1.35(11.59) + 24.958$ $= 40.60 \text{KN}$	$q_s = G_P + V_s = (11.59) + 24.958$ $= 33.982 \text{KN}$

III.3.2. Calcul des sollicitations

On peut remplacer les charges du palier et de volée par une charge équivalente qui est répartie sur toute la longueur de la poutre :

$$q = \frac{2q_{palier}L_{palier} + q_{volée}L_{volée}}{2L_1 + L_2}$$

$$\text{à L'ELU : } q_e = \frac{(40.60)(2.80) + (19.305)(1.5)}{2.8 + 1.5} = 33.17 \text{KN/ml}$$

$$\text{à L'ELS : } q_e = \frac{(33.982)(2.80) + (14.3)(1.5)}{2.8 + 1.5} = 27.11 \text{KN/ml}$$

a. Calcul des moments et des efforts tranchants

Tableau III.6.2 : Les moments et les efforts tranchants

Moments fléchissant	En travée	À L'ELU	$M_u^t = \frac{q_u l^2}{24} = \frac{33.17 \times 4.3^2}{24} = 25.55 \text{KN.m}$
		À l'ELS	$M_s^t = \frac{q_s l^2}{24} = \frac{27.11 \times 4.3^2}{24} = 20.88 \text{KN.m}$
	Aux appuis	À L'ELU	$M_u^a = \frac{q_u l^2}{12} = \frac{33.17 \times 4.3^2}{12} = 51.10 \text{KN.m}$
		À l'ELS	$M_s^a = \frac{q_s l^2}{12} = \frac{27.11 \times 4.3^2}{12} = 41.77 \text{KN.m}$

Effort tranchant	À l'ELU	$v_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{33.17 \times 4.3}{2} = 71.32 \text{KN}$
	À l'ELS	$v_s = \frac{q_s l}{24} = \frac{27.11 \times 4.3}{2} = 58.28 \text{KN}$

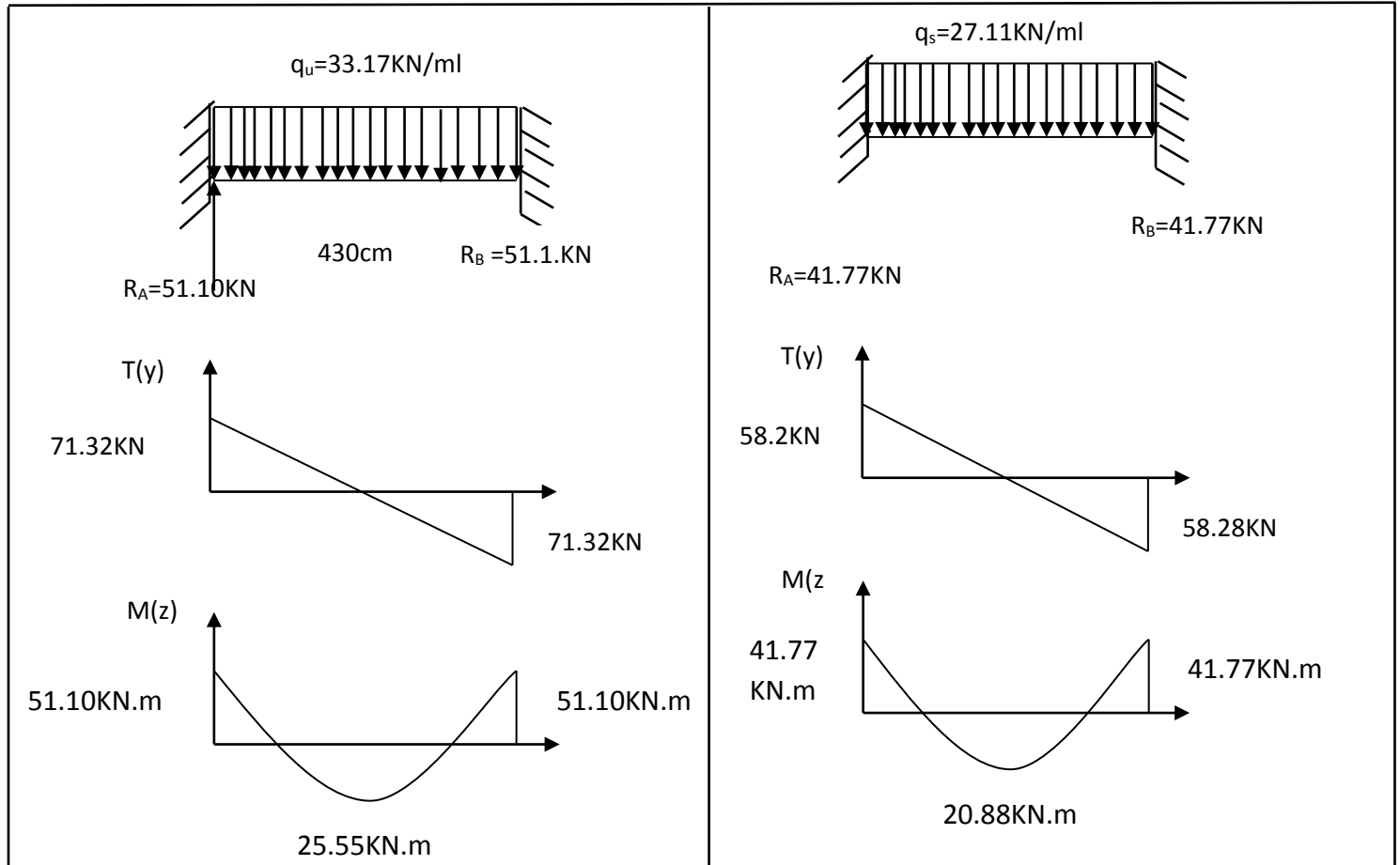


Figure III.3.3 : Sollicitation de la poutre brisée

Calcul du ferrailage à l'ELU

h	La hauteur	35cm
b	La largeur	25cm
c=c'	L'enrobage	2cm
d	d=h-c	33cm

Moment réduit μ : $\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$, avec $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{MPa}$ et $\mu_l = 0.392$

Armature fictive A_f : $A_f = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$ avec $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$ et β (dans l'abaque)

Armature transversale A_r : $\phi_t = \left\langle \left\lfloor \frac{h_t}{25} \right\rfloor \left\lfloor \frac{b}{10} \right\rfloor \phi_1 \right\rangle$

Tableau III.3.3 : Calcul du ferrailage à l'ELU

	Aux appuis	En travée
Les moments (KN.m)	51.10	25.55
Moment réduit μ	0.132	0.060
Vérification $\mu < \mu_l$	$0.132 < 0.392 \rightarrow C.V$	$0.060 < 0.392 \rightarrow C.V$
La section est simplement armée		
Valeur β	0.929	0.966
Armatures fictives (cm ²)	4.78	2.30
A adoptée (cm ² /ml)	5HA12 $\rightarrow$ 5.65 cm ²	3HA12 $\rightarrow$ 3.39 cm ²
Espacement des barres longitudinales st (cm)	10	15
Armatures transversales (mm)	$\phi_t = \left\langle \left\lfloor \frac{350}{25} \right\rfloor \left\lfloor \frac{250}{10} \right\rfloor \phi_1 = 12 \right\rangle$ On opte pour $\phi_t = 12$ mm, (un étrier + un cadre)	
Espacement (cm)	25	

III.3.3. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99)

Tableau III.3.4 : Vérification de non fragilité

Condition de non fragilité		
A (cm ²)	En travée	3.39
	Aux appuis	5.65

$A_{\min}$ (cm ²)	$A_{\min} = \frac{0.23f_{t28}}{f_e}bd, f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}, f_e = 400 \text{ MPa}, b = 100 \text{ cm}, d = 15 \text{ cm}$ $A_{\min} = \frac{0.23 \times 2.1}{400} \times 25 \times 33$ $A_{\min} = 0.996$	
Vérification	En travée	$3.39 > 0.996 \rightarrow C.V$
	Aux appuis	$5.65 > 0.996 \rightarrow C.V$

b. L'adhérence des barres (A.6.1.3/BAEL 91 modifier 99)

La contrainte d'adhérence τ_s doit être inférieure à la valeur limite ultime τ_{sadm}

Tableau III.3.5 : Vérification de l'adhérence des barres

Vérification de l'adhérence des barres			
La contrainte d'adhérence τ_s (MPa)	$\tau_s = \frac{V_u}{0.9d \sum \mu}$ $\tau_s = \frac{V_u}{0.9d6\pi\phi}$	En travées	$\phi = 12 \text{ mm}$ $\tau_s = \frac{71.31 \times 10^3}{0.9 \times 33 \times 10 \times 6 \times 3.14 \times 12}$ $\tau_s = 1.062$
	$\tau_s = \frac{V_u}{0.9d5\pi\phi}$	Aux appuis	$\phi = 12 \text{ mm}$ $\tau_s = \frac{71.31 \times 10^3}{0.9 \times 33 \times 10 \times 5 \times 3.14 \times 12}$ $\tau_s = 1.274$
La contrainte admissible τ_{adm} (MPa)	$\tau_{adm} = \psi f_{t28}$ Avec : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ $\Psi = 1.5$	$\tau_{adm} = 1.5 \times 2.1$ $\tau_{adm} = 3.15 \text{ MPa}$	
Vérification	$\tau_s \leq \tau_{adm}$	En travée	$1.062 < 3.15 \rightarrow C.V$
		Aux appuis	$1.274 < 3.15 \rightarrow C.V$

Il y a aucun risque d'entraînement des barres

c. L'espacement des barres RPA version 2003(Art 7.5 2)

Tableau III.3.6 : Vérification de l'espacement des barres

	En travée	Aux appuis
Espacement des barres longitudinales S_t	$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ cm}$ $15 \leq \frac{35}{2}$ $15 < 17.5 \rightarrow C.V$	$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} \mid 12\phi \right\}$ $7 \leq \min \left\{ \frac{35}{4} = 8.75 \mid 12(12) \right\}$ $7 < 8.75 \rightarrow C.V$

Espacement des barres transversales S_t	$S_t \leq \min\{0.9d 40\text{cm}\}$ $25 \leq \min\{0.9 \times 33 = 29.7 40\text{cm}\}$ $25 < 29.7 \rightarrow C.V$
--	--

d. Influence de l'effort tranchant sur le béton

Tableau III.3.7 : Vérification d'influence de l'effort tranchant sur le béton

Influence de l'effort tranchant sur le béton		
$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u$	$T_u^{\max}$	$T_u^{\max} = 71.31\text{MPa}$
	$\bar{T}_u = \frac{0.4f_{c28} \times 0.9bd}{\gamma_b}$	$\bar{T}_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.25 \times 0.33}{1.5} = 495\text{KN}$
	Vérification	$71.31 < 495 \rightarrow C.V$

e. Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.3.8 : Vérification de l'effort tranchant

Vérification de l'effort tranchant		
$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$	$T_u^{\max} = 71.31 \text{ KN}$ $b = 25\text{cm}, d = 33\text{cm}$	$\tau_u = \frac{71.31 \times 10^3}{25 \times 10 \times 33 \times 10}$ $\tau_u = 0.864\text{MPa}$
$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}, 5\text{MPa}\}$	$f_{c28} = 25\text{MPa}$	$\bar{\tau}_u = \min\{0.13(25), 5\text{MPa}\} = 3.25$ $\bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa}$
Vérification	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	$0.864 < 3.25 \rightarrow C.V$

III.3.5. Vérification à l'ELS

a. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Tableau III.3.9 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

	En travées	Aux appuis
Le moment	$M_{\max} = 20.88 \text{ KN.m}$	$M_{\max} = 41.77 \text{ KN.m}$
	$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2$	$A_{st} = 5.64 \text{ cm}^2$
$\rho = \frac{100.A_a}{bd}$ avec : $d = 33 \text{ cm}$	$\rho = \frac{100(3.39)}{25(33)} = 0.410$	$\rho = \frac{100(5.64)}{25(33)} = 0.684$
β	$\beta = 0.901$	$\beta = 0.879$
K_1	$K_1 = 35.50$	$K_1 = 26.32$
$\tau_s = \frac{M_{\max}}{\beta_1 d A_{st}}$	$\tau_s = \frac{20.88 \times 10^3}{0.912(33)(3.39)}$ $\tau_s = 207.15 \text{ MPa}$	$\tau_s = \frac{16.26 \times 10^6}{0.921(330)(2.01 \times 10^2)}$ $\tau_s = 254.86 \text{ MPa}$
$\tau_{bc} = \frac{\tau_s}{K}$	$\tau_{bc} = \frac{207.15}{35.50} = 5.83 \text{ MPa}$	$\tau_{bc} = \frac{254.86}{26.32} = 9.68 \text{ MPa}$
$\tau_{bc} < 15 \text{ MPa}$	$5.83 < 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$	$9.68 < 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$
$\tau_s < 348 \text{ MPa}$	$207.15 < 348 \text{ MPa} \rightarrow C.V$	$254.86 < 348 \text{ MPa} \rightarrow C.V$

b. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91. Art. 5.34)

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable. Donc on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

c. Etat limite de déformation (Art B.6.8.424/BAEL 91)

Tableau III.3.10 : Etat limite de déformation

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$h = 35 \text{ cm} = 0.35 \text{ m}, L = 4.30 \text{ m}$
	$\frac{h}{L} = \frac{0.35}{4.30} = 0.081$
	$\frac{1}{16} = 0.0625$
	$0.081 > 0.0625 \rightarrow C.V$
$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{\epsilon}$	$f = 400 \text{ MPa}$

	$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105$
	A : section des armatures $A = 5.65\text{cm}^2$ $b = 25\text{cm}$, $d = 33\text{cm}$, $\frac{A}{b \times d^2} = \frac{5.65}{25(33)^2} = 0.0002$
	$0.0002 < 0.0105 \rightarrow C.V$
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} = \frac{0.35}{4.20} = 0.083$
	$M_t = 20.88\text{KN.m} \rightarrow \text{moment max en travée}$ $M_0 = 24.56\text{KN.m} \rightarrow \text{moment max de la travée isostatique}$ $\frac{M_t}{10M_0} = \frac{20.88}{10(24.56)} = 0.085$
	$0.083 < 0.085 \rightarrow C.N.V$

Remarque : Vu que l'une des conditions n'est pas vérifiée on ne doit pas procéder au calcul de la flèche.

III.4. La salle machine

La salle machine ou l'ascenseur est un appareil à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages d'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité, la machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes, en générale elle se trouve au-dessus de la gaine.

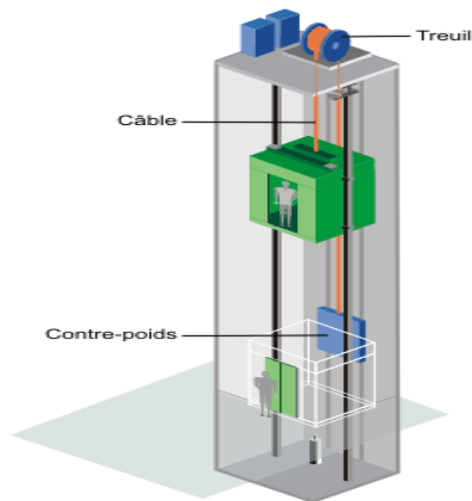


Figure III.4.1 : Vu en plan de l'ascenseur

III.4.1. Caractéristiques de la salle machine

La surface de la salle machine est de : $2,20 \times 1,70 = 3,74 \text{ m}^2$

La surface de la cabine est de : $1,63 \times 1,30 = 2,12 \text{ m}^2$

La charge totale du système de levage et la cabine chargée est de : 9t (P=90 KN).

III.4.2. Pré dimensionnement

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{30}$

$$h_t = \frac{170}{30} = 5,67 \text{ cm}$$

Le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$;

On adopte une hauteur $h_t = 15 \text{ cm}$

III.4.3. Détermination des sollicitations

a. Les charges

Tableau III.4.1 : Les charges

G_1	Poids de système de levage	90KN
G_2	Poids propre de la dalle et les revêtements	$25 \times 0.15 = 3.75 \text{KN/m}^2$
Q	Charge d'exploitation	1KN/m^2

b. Combinaisons de charges

Tableau III.4.2 : Combinaison de charges

ELU	ELS
$q_u = 1.35 G_2 + 1.5 Q$	$q_s = G_2 + Q$
$q_u = 1.35(3.75) + 1.5(1) = 6.56 \text{KN/m}$	$q_s = 3.75 + 1 = 4.75 \text{KN/m}$

c. Mode de fonctionnement du panneau

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \rightarrow \text{L'annexe E. 3 du BAEL91}$$

Avec : $\begin{cases} L_y: \text{La grande portée de la cabine} \\ L_x: \text{La petite portée de la cabine} \\ L_x < L_y \text{ et } 0.4 \leq \rho \leq 1 \end{cases} \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{170}{220} = 0.77 \rightarrow 0.4 \leq 0.77 \leq 1 \rightarrow \text{C.V}$

La dalle travaille dans les deux sens. Le panneau rectangulaire isolé porte dans les deux sens pour l'étude de cette dalle. On considère dans une première phase la dalle simplement appuyée sur les quatre cotés.

- Hypothèse

La dalle est soumise aux charges suivantes :

❖ Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle ; dans ce cas les Moments au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité, sont pour expressions :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = U_x \times q_u \times l_x^2$

- Dans sens de la grande portée : $M_y = U_y \times M_x$

❖ Charges concentriques sur un rectangle concentrique de la dalle.

- $M_x = p(M_1 + \nu M_2)$

- $M_y = p(\nu M_1 + M_2)$

Avec : M_1 et M_2 : coefficients donnés par les abaques de PIGEAUD

p : la charge totale appliquer sur le rectangle.

ν : Coefficient de poisson ; dont les valeurs sont : $\nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0.2$ à l'ELS

III.4.4. Calcul des moments

a. Calcul des moments engendrés par le système de levage

L'étude se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par la charge localisée.

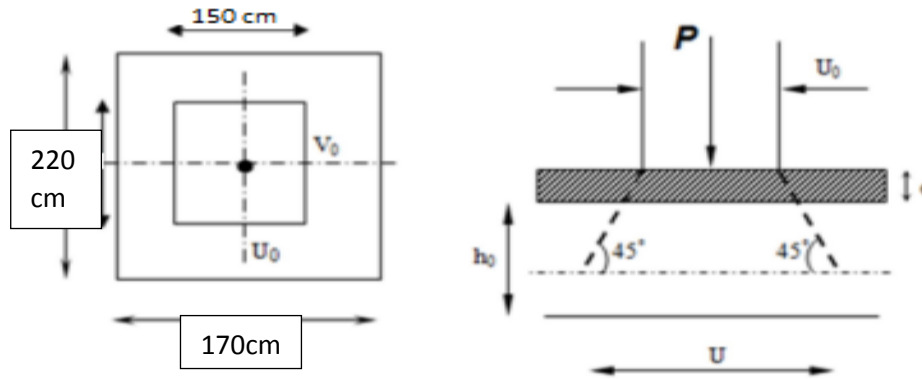


Figure III.4.2 : Répartition de la charge localisée sur la dalle

Tableau III.4.3 : Le rectangle d'impacte

Rectangle d'impacte		
$U = a + 2\xi e_0 + h_t$	$\xi = 1$ pour le revêtement en béton	$U = 80 + 2(1)(5) + 15 = 105 \text{ cm}$
$V = a + 2\xi e_0 + h_t$	$\xi = 0.75$ pour un revêtement moins résistant	$V = 80 + 2(1)(5) + 15 = 105 \text{ cm}$
Dans notre cas, on prend : $\xi = 1$ $e_0 = 5 \text{ cm}$ étant l'épaisseur du revêtement $h_t = 15 \text{ cm}$ épaisseur de la dalle $a = b = 80 \text{ cm}$ cotés du rectangle sur lequel agit la charge P		

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD

$$\rho = 0.77 \approx 0.8 \left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = \frac{105}{170} = 0.62 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{220} = 0.48 \\ \rightarrow \end{array} \right.$$

A partir des abaques de PIGEAUD nous aurons après interpolation

$$M_1 = 0.100,$$

$$M_2 = 0.086,$$

$$p = 90\text{KN}$$

Tableau III.4.4: Calcul des moments fléchissant M_x M_y

Les moments fléchissant	A l'ELU $v = 0$	A l'ELS $v = 0.2$
$M_x = p(M_1 + vM_2)$	$M_{xu} = 1.35pM_1$ $M_{xu} = 1.35(90)(0.100)$ $M_{xu} = 12.15\text{KN.m}$	$M_{xs} = p(M_1 + vM_2)$ $M_{xs} = (90)(0.100 + (0.2)(0.086))$ $M_{xs} = 10.548\text{KN.m}$
$M_y = p(vM_1 + M_2)$	$M_{yu} = 1.35pM_2$ $M_{yu} = 1.35(90)(0.086)$ $M_{yu} = 10.447\text{KN.m}$	$M_{ys} = p(vM_1 + M_2)$ $M_{ys} = (90)((0.2)(0.100) + 0.086)$ $M_{ys} = 9.54\text{KN.m}$

b. Calcul du moment du au poids propre de la dalle

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

Sens l_x : $M_{x0} = U_x \times q_u \times l_x^2$

Sens l_y : $M_{y0} = U_y \times M_x$

Où : U_x et U_y , Coefficients données par le tableau de l'annexe E.3 du BAEL 91 en fonction du rapport (ρ ; v)

Tableau III.4.5: Calcul des moments du au poids propre de la dalle

	A l'ELU $v = 0$	A l'ELS $v = 0.2$
U_x	0.0598	0.0663
U_y	0.542	0.670
$M_{x0} = U_x \times q_u \times l_x^2$	$M_{xu} = 0.0598 \times 6.56 \times 1.70^2$ $M_{xu} = 1.134\text{KN.m}$	$M_{xs} = 0.0663 \times 4.75 \times 1.70^2$ $M_{xs} = 0.910\text{KN.m}$
$M_{y0} = U_y \times M_x$	$M_{yu} = 0.542 \times 1.134$ $M_{yu} = 0.615\text{KN.m}$	$M_{ys} = 0.670 \times 0.910$ $M_{ys} = 0.610\text{KN.m}$

c. Superposition des moments

Tableau III.4.6: Superposition des moments

A l'ELU	A l'ELS
$M_x^u = M_{xu} + M_{xu'}$ $M_x^u = 12.15 + 1.134$ $M_x^u = 13.284 \text{ KN.m}$	$M_x^s = M_{xs} + M_{xs'}$ $M_x^s = 10.548 + 0.910$ $M_x^s = 11.458 \text{ KN.m}$
$M_y^u = M_{yu} + M_{yu'}$ $M_y^u = 10.774 + 0.615$ $M_y^u = 11.389 \text{ KN.m}$	$M_y^s = M_{ys} + M_{ys'}$ $M_y^s = 9.54 + 0.610$ $M_y^s = 10.15 \text{ KN.m}$

III.4.5. Ferrailage

Afin de tenir compte du semi encastrement du panneau au niveau de son porteur, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient (0.85) en travée ; et (0.3) aux appuis.

Tableau III.4.7: Les moments en travées et aux appuis

	A l'ELU	A l'ELS
En travée $M^t = 0.85M$	$M_x^t = 0.85(13.284)$ $M_x^t = 11.291 \text{ KN.m}$	$M_x^t = 0.85(11.458)$ $M_x^t = 9.739 \text{ KN.m}$
	$M_y^t = 0.85(11.389)$ $M_y^t = 9.681 \text{ KN.m}$	$M_y^t = 0.85(10.15)$ $M_y^t = 8.627 \text{ KN.m}$
Aux appuis $M^a = 0.3M$	$M_x^a = 0.3(13.284)$ $M_x^a = 3.985 \text{ KN.m}$	$M_x^a = 0.3(11.458)$ $M_x^a = 3.437 \text{ KN.m}$
	$M_y^a = 0.3(11.389)$ $M_y^a = 3.416 \text{ KN.m}$	$M_y^a = 0.3(10.15)$ $M_y^a = 3.045 \text{ KN.m}$

Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de 1m

h	La hauteur	15cm
b	La largeur	100cm
c=c'	L'enrobage	2cm
d	d=h-c	13cm

Moment réduit μ : $\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}}$, avec $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$ et $\mu_l = 0.392$

Armature fictive A_f : $A_f = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$ avec $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$ et β (dans l'abaque)

Tableau III.4.8 : Calcul des armatures à l'ELU

	Aux appuis		En travée	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
Les moments (KN.m)	3.985	3.416	11.291	9.681
Moment réduit μ	0.016	0.014	0.047	0.040
Vérification $\mu < \mu_l$	$0.016 < 0.392$ $\rightarrow C.V$	$0.014 < 0.392$ $\rightarrow C.V$	$0.047 < 0.392$ $\rightarrow C.V$	$0.040 < 0.392$ $\rightarrow C.V$
La section est simplement armée				
Valeur β	0.992	0.993	0.976	0.980
Armatures fictives (cm ²)	0.80	0.76	2.55	2.18
A adoptée (cm ² /ml)	4HA10 $\rightarrow 3.14 \text{ cm}^2$			
Espacement des barres longitudinales st (cm)	25			

Conclusion : Les armatures obtenues à l'ELU sont largement suffisantes.

III.4.6. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99)

Tableau III.4.9 : Vérification a non fragilité

Condition de non fragilité	
Condition de non fragilité donne section minimale des armatures tendues, sont déterminer a partird'un pourcentage de référence $W_0 = 0.8\%$ qui dépend de la nuance des aciers de leurs diamètres etde la résistance à la compression du béton.	
A (cm ²)	3.14
A _{min} (cm ²)	$A_{min} = \rho_0 \times b \times h \left(\frac{3-a}{2} \right)$ Avec : $a = \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{170}{220} = 0.77$ ρ_0 : taux d'armatures dans chaque direction, $\rho_0 = 0.8\%$ $A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \left(\frac{3-0.77}{2} \right) = 1.338$
Vérification $A \geq A_{min}$	$3.14 > 1.338 \rightarrow C.V$

b. Diamètre maximal des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art. A.7.2,1)

Tableau III.4.10 : Diamètre maximal des barres

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément	
$\phi_{max} = \frac{h}{10}$ (mm)	$\phi_{max} = \frac{150}{10} = 15\text{mm}$
$\phi_{adopté}$	$\phi_{adopté} = 10\text{mm}$
Vérification	$\phi_{adopté} = 10\text{mm} < \phi_{max} = 15\text{mm} \rightarrow C.V$

c. Espacements des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art. A.8.2, 4,2)

Tableau III.4.11 : Espacement des barres

	Sens X-X	Sens Y-Y
S_t (cm)	25cm	25cm
S_{tmin} (cm)	$S_{tmin} < \min(2h, 25\text{ cm})$ $S_{tmin} < \min(30, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$	$S_{tmin} < \min(3h, 33\text{cm})$ $S_{tmin} < \min(45, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$
$S_t \leq S_{tmin}$	$25 \leq 25 \rightarrow C.V$	$25 \leq 33 \rightarrow C.V$

d. Vérifier de non poinçonnement (CBA 93(Art a .5.2.4.2))

Tableau III.4.12 : Vérification de non poinçonnement

A l'état limite ultime, la force résistance au poinçonnement 'Qu' est déterminé par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable de la présence d'un ferrailage horizontal	
Q_u (KN)	Charge de calcul à l'état limite ultime $Q_u = 1.35P = 1.35(90)$ $Q_u = 121.5\text{KN}$
$0.045U_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	$U_c = 2(U + V) = 2(105 + 105) = 4.20\text{m}$ $0.045(4.2)(0.15) \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5\text{KN}$
Vérification	$Q_u \leq 0.045U_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ $121.5 \leq 472.5 \rightarrow \text{C.V}$

Conclusion : On considère qu'aucune armature particulière n'est nécessaire (la charge localisée est éloignée des bords de la dalle)

e. Contrainte tangentielle

On calcule l'effort tranchant :

$$\text{Au niveau de U : } T_{\max} = V_u = \frac{Q_u}{2(U+V)} = \frac{1.35 \times 90}{2(105+105)} = \frac{121.5}{4.20} = 28.93\text{KN}$$

$$\text{Au niveau de V : } T_{\max} = V_u = \frac{Q_u}{3U} = \frac{1.35 \times 90}{3(105)} = \frac{121.5}{3.15} = 38.57\text{KN}$$

Tableau III.4.13: Vérification de la contrainte tangentielle

f. Vérification de l'effort tranchant		
$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$	$T_u^{\max} = 38.57\text{KN}$ $b = 100\text{cm}, d = 13\text{cm}$	$\tau_u = \frac{38.57 \times 10^3}{100 \times 10 \times 13 \times 10}$ $\tau_u = 0.287\text{MPa}$
$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{t28}}{\gamma_b}$	$f_{c28} = 25\text{MPa}$	$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{25}{1.5}$ $\bar{\tau}_u = 1.167\text{MPa}$
Vérification	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	$0.287 < 1.167 \rightarrow \text{C.V}$

III.4.7. Vérification à l'ELS

a. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91. Art. 5.34)

La dalle de la salle machine n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

b. Vérification des contraintes dans le béton

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

Tableau III.4.14 : Vérification des contraintes dans le béton

	Aux appuis		En travée	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
Les moments (KN.m)	3.437	3.045	9.739	8.627
Moment réduit μ	0.011	0.009	0.030	0.027
α d'après l'abaque	0.0151	0.0126	0.0381	0.355
$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$	1.159	1.121	1.159	1.122
$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	0.329	0.310	0.329	0.311
Vérification $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$0.0151 < 0.329$ C.V	$0.0126 < 0.310$ C.V	$0.0381 < 0.329$ C.V	$0.027 < 0.311$ C.V

c. Etat limite de déformation (Art B.6.8.424/BAEL 91)

Tableau III.4.15 : Etat limite de déformation

$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16}$	$h = 15\text{cm} = 0.15\text{m}, L_x = 1.70\text{m} \quad \frac{h}{L_x} = \frac{0.15}{1.70} = 0.08$
	$\frac{1}{16} = 0.0625$
	$0.08 > 0.0625 \rightarrow \text{C.V}$
$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$	$f = 400\text{MPa}$ $\frac{4.2}{f_e} = 0.0105$

	A: section des armatures $A = 3.14\text{cm}^2$ $b = 100\text{cm}$, $d = 13\text{cm}$, $\frac{A}{b \times d^2} = \frac{3.14}{100(13)} = 2.41 \times 10^{-3}$
	$2.26 \times 10^{-4} < 0.0105 \rightarrow C.V$
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.70} = 0.088$
	$M_t = 46.06\text{KN.m} \rightarrow \text{moment max en travée}$ $M_0 = 54.2\text{KN.m} \rightarrow \text{moment max de la travée isostatique}$
	$\frac{M_t}{10M_0} = \frac{9.739}{10(11.458)} = 0.084$
	$0.088 > 0.084 \rightarrow C.V$

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

III.5. Les planchers

Notre projet est constitué des planchers en corps creux, le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, constitué en corps creux et d'une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

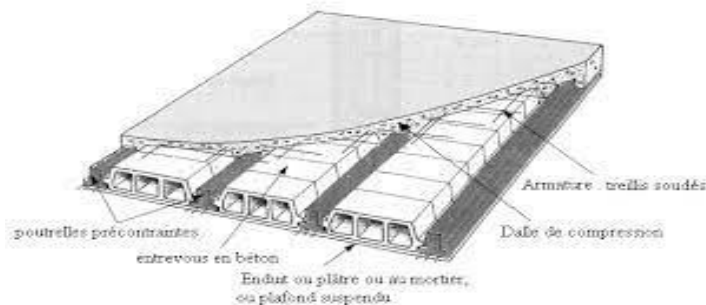


Figure III.5.1 : Vue en plan des planchers en corps creux

III.5.1. Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est armée d'un treillis soudé de nuance (TLE520) afin de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait, qui sont eux même aggravés par l'utilisation de ciments à fort retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition, entre nervures voisines, des charges localisées notamment de celles correspondant aux cloisons.

Le treillis soudé à utiliser doit avoir des mailles de dimensions au plus égales aux valeurs indiquées par l'article **BAEL 91 (Art B.6.8.423)**.

33 cm pour les barres // aux poutrelles.

20 cm pour les barres $\perp$ aux poutrelles

.

a. La largeur de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est armée d'un treillis soudé. La poutrelle est calculée comme une poutre en T, dont la largeur efficace de la table de compression est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

Tableau III.5.1 : La largeur de la dalle de compression

Dimensionnement [cm]			
Distance entre axe des poutrelles	L	65	
Portée de la plus grande travée	L ₁	520	
Largeur de la dalle de compression	b	65	
Largeur de la nervure	b ₀	12	
Epaisseur de la dalle de compression	h ₀	4	
$b_1 = \min \left\{ \frac{b - b_0}{2}, \frac{L}{2}, 8h_0 \right\}$	$b - b_0/2$	26.5	26.5
	$L/2$	32.5	
	$8h_0$	32	

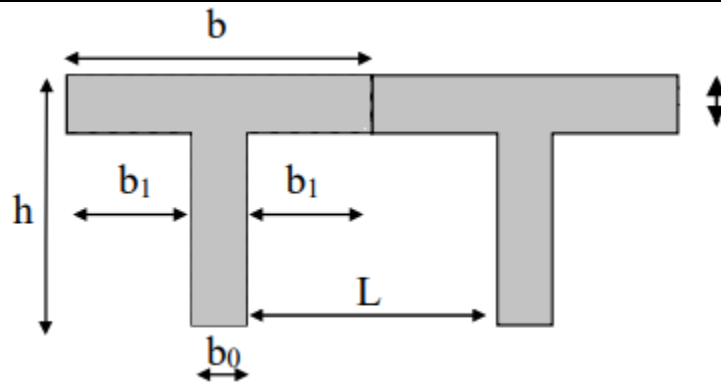


Figure III.5.2 : Section des poutrelles

b. Calcul d'armatures

Tableau III.5.2 : Calcul des armatures

	Section de calcul	Choix	Espacement	Vérification
Armatures perpendiculaires aux nervures A _⊥	$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520}$ L : la distance entre axe des poutrelles A _⊥ = 0.5cm ²	A _⊥ = 5Ø6 = 1,41cm ²	S _t = 20cm S _{max} = 20cm	S _t ≤ S _{max} 20 ≤ 20cm Condition vérifiée.
Armatures parallèles aux nervures A _{//}	$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.41}{2}$ A _{//} = 0.705cm ²	A _{//} = 5Ø6 = 1,41cm ²	S _t = 20cm S _{max} = 33cm	S _t ≤ S _{max} 20 ≤ 33cm Condition vérifiée.

Conclusion : On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLS 520) de dimension $(5 \times 5 \times 200 \times 200)$ mm².

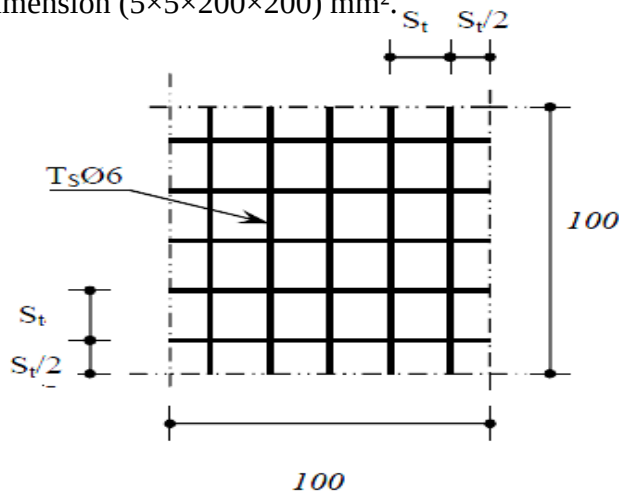


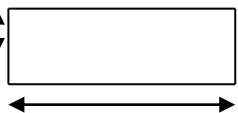
Figure III.5.3 : Treillis soudées de la dalle de compression

III.5.2. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

a. 1^{ère} étape de calcul : avant coulage de la dalle de compression

Tableau III.5.3 : 1^{ère} étape de calcul avant coulage de la dalle de compression

Dimension de la poutrelle	$d=2\text{cm}$  12cm	
Charges et surcharges	G	Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12\text{KN/m}$
		Poids d'hourdis : $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62\text{KN/m}$
		$G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74\text{KN/m}$
	Q	Le poids de l'ouvrier : $Q = 1\text{KN/m}$
Combinaison de charge à ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q$ $q_u = 1,35(0,74) + 1,5(1) = 2,5\text{KN/m}$	
Calcul du moment en travée	$M_t = \frac{q_u \times l^2}{8}$, avec $l = 5,20\text{m}$ $M_t = \frac{2,5 \times 5,20^2}{8} = 8,45\text{KN.m}$	

Calcul de l'effort tranchant	$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 5.20}{2} = 6.5 \text{ kN}$	
Calcul de la section d'armature	Moment réduit	$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}, \text{ avec } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$ $\mu = \frac{8.45 \times 10^3}{(12)(2)^2 14.2} = 12.397$
	Vérification $\mu_l = 0.392$	$12.397 > 0.392 \rightarrow S.D.A$

Conclusion : La hauteur de 4 cm rend impossible la disposition des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige de prévoir des étais intermédiaires pour aider la poutrelle à supporter la charge avant de la couler.

b. 2^{ème} étape de calcul : après le coulage de la dalle de compression

Après le coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrées à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.
Dimensionnement de la poutrelle (BAEL/Art ,4,1,3)

1. Différents types de poutrelles

Tous les étages :

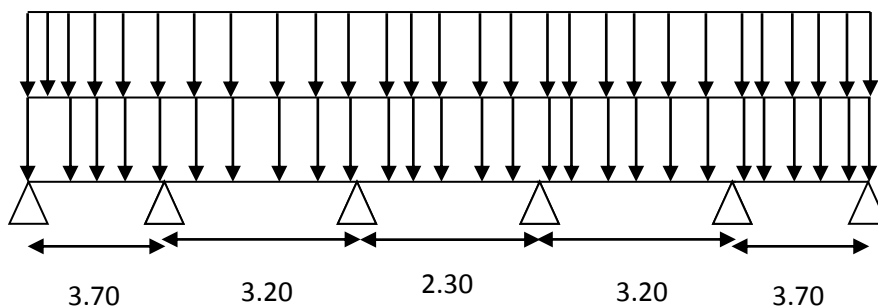


Figure III.5.4 : Schéma de 1^{er} type de poutrelles

Etage de service :

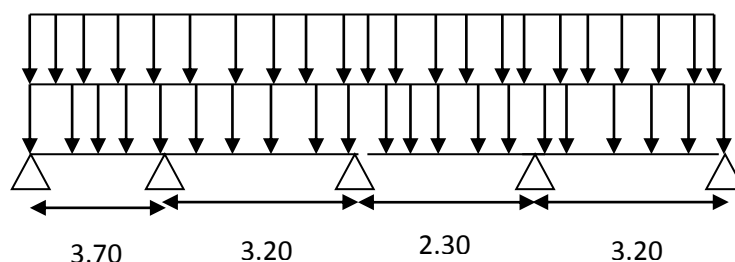


Figure III.5.5 :
Schéma de 2^{ème}
type de poutrelles

Etage courant :

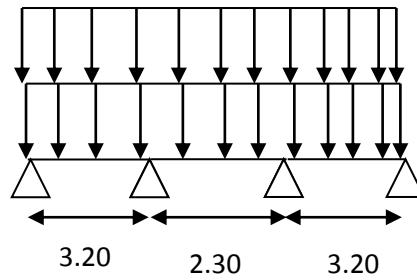


Figure III.5.6 : Schéma de 3^{ème} type de poutrelles

2. Choix de la méthode

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement pour cela il existe 3 méthodes de calcul :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de caquot
- Méthode des 3 moments

Tableau III.5.4 : Les conditions d'application de la méthode forfaitaire

$Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$ On a: $Q \leq \min(2(5.83), 5\text{KN/m}^2) \rightarrow 3.5\text{KN/m}^2 < 5\text{KN/m}^2$	Condition verifier
Fissuration non préjudiciable	Condition verifier
Les moments d'inerties dessont les mêmes dans les différents travées	Condition verifier
Le rapport successive $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ avec $\frac{3.20}{2.30} = 1.39$	Condition non verifier

Nous ne pouvons pas appliquer la méthode forfaitaire, donc nous appliquons la méthode des trois moments.

III.5.3. Calcul à l'ELU

a. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_s = G + Q$$

$$P_u = q_u \times b, \text{ avec } b = L = 0.65\text{m}$$

$$P_s = q_s \times b, \text{ avec } b = L = 0.65\text{m}$$

Tableau III.5.5 : Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	q _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)	P _u (KN/m)	P _s (KN/m)
Terrasse	5.83	1	9.37	6.83	6.091	4.439
Etages courants	5.24	1.5	9.324	6.74	6.061	4.381
Etage service	5.24	2.5	10.834	7.74	7.042	5.031
RDC	5.24	3.5	12.324	8.74	8.011	5.681

b. Principe de la méthode des trois moments

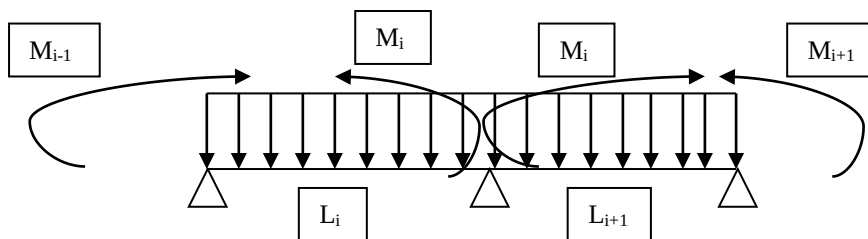


Figure III.5.7 : Schéma du principe de la méthode des trois moments

Aux appuis :

$$M_{(x)} = U_{(x)} + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{i+1} \left(\frac{x}{L_i}\right) \dots \dots (1)$$

$$U_{(x)} = \frac{q^2}{2} (x) - \frac{q}{2} (x^2) \dots \dots (2)$$

La position de moment maximum :

$$\frac{dM_{(x)}}{dx} = 0 \rightarrow x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times L_i}$$

c. Calcul des moments fléchissant à la méthode des trois moments

On calcule les efforts internes de la poutrelle la plus défavorable du type 4, au niveau de RDC, $P_u = P_{u+1} = 8.011 \text{ KN/m}$

$$\text{Appuis 1 : } (2 \times 3.70)M_1 + 3.70M_2 = -101.45$$

$$\text{Appuis 2 : } 3.70M_1 + 13.82M_2 + 3.20M_3 = -(101.45 + 65.63) = -167.08$$

$$\text{Appuis 3 : } 3.20M_2 + 11M_3 + 2.30M_4 = -(65.63 + 24.37) = -90$$

Par symétrie : Appuis 1=Appuis6

Appuis 2=Appuis 5

Appuis 3=Appuis 4

$$M_1 = M_6 = -10.565 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_5 = -6.43 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_4 = -4.75 \text{ KN.m}$$

Les résultats obtenus sont presque les mêmes obtenus avec le logiciel Etabs, donc on complète les efforts internes en utilisant le logiciel Etabs.

d. Calcul des efforts internes en utilisant la méthode des 3moments

A l'aide du logiciel Etabs, on obtient les valeurs suivantes :

- **Les moments fléchissant :**

Pour la terrasse :

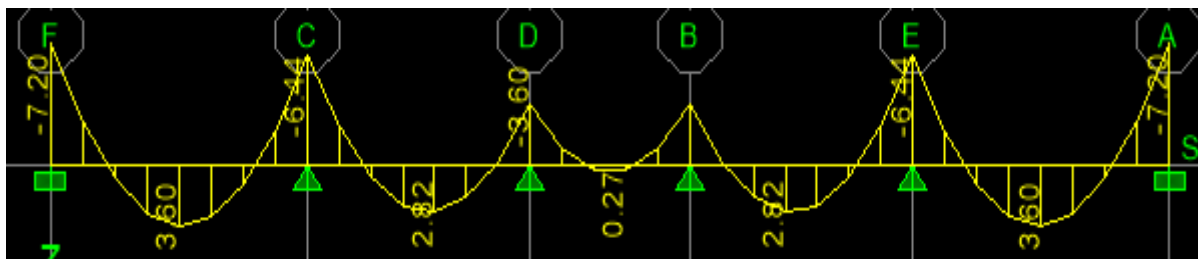


Figure III.5.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU au niveau de la terrasse

Pour les étages courants :

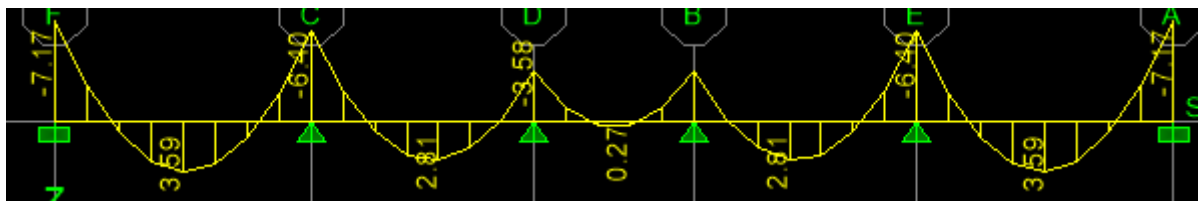


Figure III.5.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU au niveau des étages courants

Pour l'étage de service :

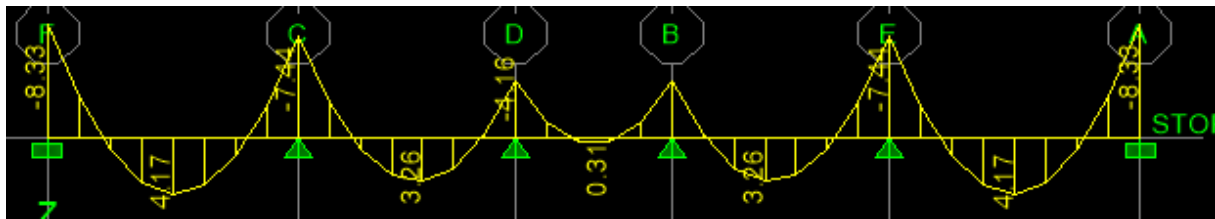


Figure III.5.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU au niveau d'étage de service

Pour le RDC :

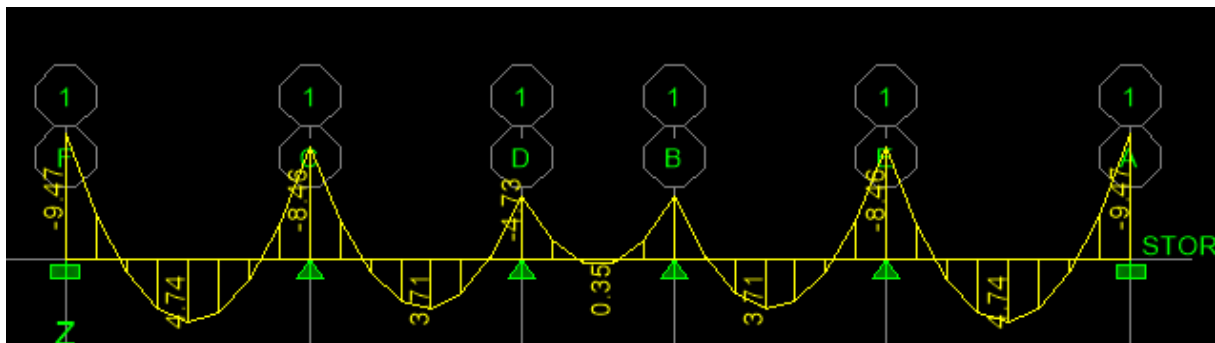


Figure III.5.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU au niveau du RDC

- **L'effort tranchant :**

Pour la terrasse :

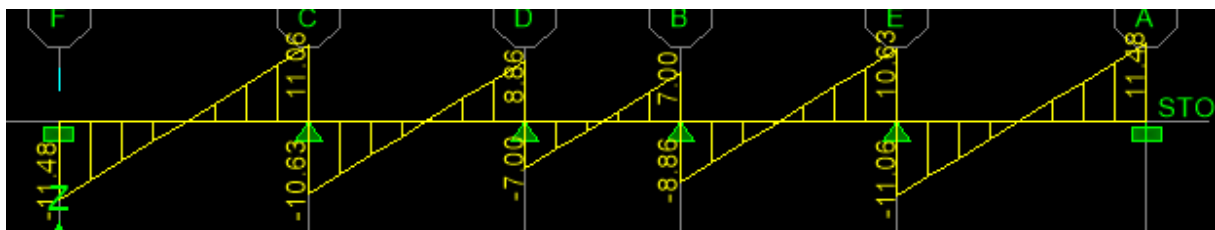


Figure III.5.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU au niveau de la terrasse

Pour les étages courants :

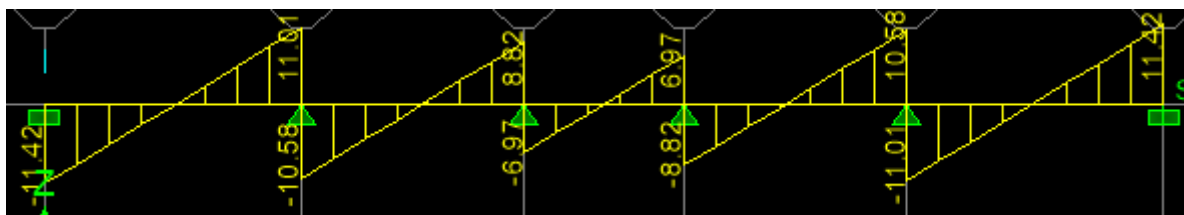


Figure III.5.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU au niveau des étages courants

Pour l'étage de service :

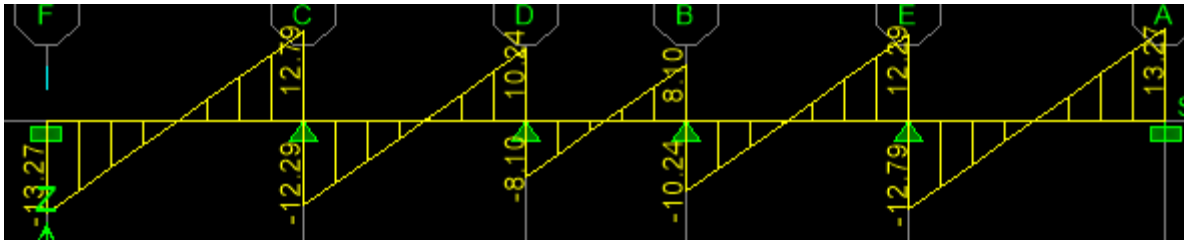


Figure III.5.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU au niveau de l'étage de service

Pour le RDC :

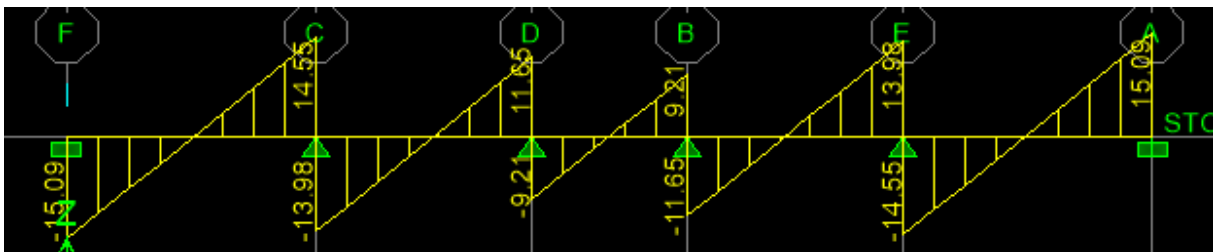


Figure III.5.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU au niveau du RDC

III.5.4. Ferraillage à l'ELU

Les moments maximums : $M_a^{\max} = 9.47 \text{ KN.m}$

$$M_t^{\max} = 4.74 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant maximum : $T^{\max} = 15.09 \text{ KN}$

a. Armature en travée

Tableau III.5.6 : Les armatures en travées

$M_t^{\max} > M_{\text{tab}} \rightarrow \text{L'axe neutre est dans la nervure}$ $M_t^{\max} < M_{\text{tab}} \rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression}$	
$M_t^{\max}$	$M_t^{\max} = 4.74 \text{ KN.m}$
M_{tab}	$M_{\text{tab}} = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$ $M_{\text{tab}} = (0.65)(0.04)(14.2 \times 10^3) \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.072 \text{ KN.m}$
Vérification	$4.75 < 59.072$ $\rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression d'où la section se calcule comme une section rectangulaire}$

b. Calcul des armatures

Moment réduit μ : $\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}}$, avec $f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14.2\text{MPa}$ et $\mu_l = 0.392$

Armature fictive A_f : $A_f = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$ avec $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$ et β (dans l'abaque)

Armature transversale A_r : $\phi_t = \left\langle \left\lfloor \frac{h_t}{35} \right\rfloor \left\lfloor \frac{b}{10} \right\rfloor \phi_l \right\rangle$

Tableau III.5.7 : Calcul du ferrailage à l'ELU

	Aux appuis	En travée
Les moments (KN.m)	9.47	4.74
Moment réduit μ	0.105	0.009
Vérification $\mu < \mu_l$	$0.105 < 0.392 \rightarrow C.V$	$0.009 < 0.392 \rightarrow C.V$
La section est simplement armée		
Valeur β	0.944	0.995
Armatures trouvées (cm ²)	1.18	0.62
A adoptée (cm ² /ml)	2HA10 $\rightarrow 1.57\text{ cm}^2$	2HA8 $\rightarrow 1.00\text{ cm}^2$
Armatures transversales	$\phi_t = \left\langle \left\lfloor \frac{200}{35} = 5.71 \right\rfloor \left\lfloor \frac{120}{10} = 12 \right\rfloor 8 \right\rangle = 5.71\text{mm}$ On opte pour $\phi_t = 8\text{mm}$	
Espacement (cm)	$S_t \leq \min\{0.9d, 40\text{cm}\}$ $S_t \leq \min\{0.9(23), 40\text{cm}\} = 20.7\text{cm}$ On prend $S_t = 20\text{cm}$	

III.5.5. Vérification à l'ELU**a. Vérification au cisaillement (Art A.5.1.1/BAEL91)**

Tableau III.5.8 : Vérification de cisaillement

Vérification de cisaillement		
$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d}$	$T_u^{\max} = 15.09\text{KN}$ $b = 12\text{cm}, d = 23\text{cm}$	$\tau_u = \frac{15.09 \times 10^3}{12 \times 10 \times 23 \times 10} = 0.547\text{MPa}$
$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}, 5\text{MPa}\}$	$f_{c28} = 25\text{MPa}$	$\bar{\tau}_u = \min\{0.13(25), 5\text{MPa}\} = 3.25\text{MPa}$
Vérification	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	$0.547 < 3.25 \rightarrow C.V$

b. Vérification à la condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL91)

Tableau III.5.9 : Condition de non fragilité

Condition de non fragilité		
A (cm ²)	En travée	1.00
	Aux appuis	1.57
A _{min} (cm ²)	$A_{\min} = \frac{0.23f_{t28}}{f_e} bd, f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}, f_e = 400 \text{ MPa}, b = 12 \text{ cm}, d = 23 \text{ cm}$ $A_{\min} = \frac{0.23 \times 2.1}{400} \times 12 \times 23 = 0.333 \text{ MPa}$	
Vérification	En travée	1.00 > 0.333 → C.V
	Aux appuis	1.57 > 0.333 → C.V

c. Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1.3/BAEL91)

Tableau III.5.10 : Vérification de l'adhérence des barres

La contrainte d'adhérence τ_s (MPa)	En travées $\tau_s = \frac{V_u}{0.9d6\pi\phi}$	$\phi = 8 \text{ mm}$ $\tau_s = \frac{15.09 \times 10^3}{0.9 \times 23 \times 10 \times 6 \times 3.14 \times 8}$ $\tau_s = 0.483$
	Aux appuis $\tau_s = \frac{V_u}{0.9d5\pi\phi}$	$\phi = 14 \text{ mm}$ $\tau_s = \frac{15.09 \times 10^3}{0.9 \times 23 \times 10 \times 5 \times 3.14 \times 10}$ $\tau_s = 0.464$
La contrainte admissible τ_{adm} (MPa)	$\tau_{adm} = \psi f_{t28},$ $\tau_{adm} = 1.5 \times 2.1$ $\tau_{adm} = 3.15 \text{ MPa}$	
Vérification	En travée	0.483 < 3.15 → C.V
	Aux appuis	0.464 < 3.15 → C.V

d. Longueur du scellement (Art A.6.1.22.1/BAEL91)

Tableau III.5.11 : Longueur du scellement

L_s	$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}, \text{ Avec: } \phi = 8\text{mm} = 0.8\text{cm}, f_e = 400\text{MPa},$ $\sigma_{su} = 0.6 \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$ $L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22\text{cm}$ On prend $L_s = 30\text{cm}$
L_c	$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 30$ $L_c = 12\text{cm}$

e. Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1.3.13/BAEL91)

Tableau III.5.12 : Influence de l'effort tranchant sur le béton

$V_u^{\max} < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab_0$	$V_u^{\max}$	$V_u^{\max} = 15.09\text{KN}$
	$0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab_0$	$a = 0.9d = 0.9 \times 23 = 20.7\text{cm}$ $0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.207 \times 0.12 = 165.6\text{KN}$
	Vérification	$15.\text{KN} < 165.6 \rightarrow C.V$

f. Influence de l'effort tranchant sur les armatures (ArtA.5.1.1.3.12/BAEL91)

Tableau III.5.12 : Influence de l'effort tranchant sur lesarmatures

Appuis de rives	$A_a(\text{cm}^2)$	1.57
	$\frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}}$	$\frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{15.09 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.434\text{cm}^2$
	Vérification	$1.57 > 0.434 \rightarrow C.V$
	$A_a \geq \frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}}$	
Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes		

Appuis intermédiaires	$M_u^{\max}$	$M_u^{\max} = 9.47 \text{ KN.m}$
	$0.9dV_u^{\max}$	$0.9 \times 0.23 \times 15.09 = 3.124 \text{ KN.m}$
	Vérification	$M_u^{\max} \geq 0.9dV_u^{\max}$ $9.47 > 3.124 \rightarrow C.V$
	Les armatures inférieures ne sont pas nécessaires	

g. Vérification des contraintes tangentielles (Art A.5.3.2/BAEL91)

Tableau III.5.13 : Vérification des contraintes tangentielles

Au niveau de liaison hourdis/âme	
$\sigma_u = \frac{V_u^{\max} \times (b - b_0)}{h_0 \times 2b \times 0.9d}$	$\sigma_u = \frac{15.09 \times 10^3 \times (650 - 120)}{40 \times 2(650) \times 0.9(230)} = 0.743 \text{ MPa}$
$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2f_{c25}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right\}$	$\bar{\tau}_u = \min\{3.33, 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$
Vérification	$\sigma_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow 0.743 < 3.33 \rightarrow C.V$
Aux niveaux des appuis	
$\sigma_u = \frac{2V_u^{\max}}{b_0 \times 0.9d}$	$\sigma_u = \frac{2 \times 15.09 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 230} = 1.215 \text{ MPa}$
$\bar{\tau}_u = \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$	$\bar{\tau}_u = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$
Vérification	$\sigma_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow 1.215 < 13.33 \rightarrow C.V$

Remarque : Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement.

III.5.6. Vérification à l'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de durabilité de la construction. Les vérifications qui sont relative :

- Etat limite d'ouverture des fissures
- Etat limite de résistance de béton en compression
- Etat limite de déformation

Pour une section en T, il faut distinguer deux cas selon que l'axe neutre tombe dans la table ou dans la nervure.

a. L'axe neutre tombera dans la table si :

$$bh_0^2 + 30A'_s(h_0 - d') - 30A_s(d - h_0) \geq 0, \text{ Avec : } A'_s = 0$$

$$65 \times 4^2 - 30 \times 2.35(18 - 4) = 1040 - 987 = 53 > 0 \rightarrow C.V$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier les autres conditions, l'axe neutre tombe dans la table, donc on peut considérer la section en tant qu'une section rectangulaire de largeur $b=0.65\text{m}$.

a. Calcul des efforts internes

• Moments fléchissant

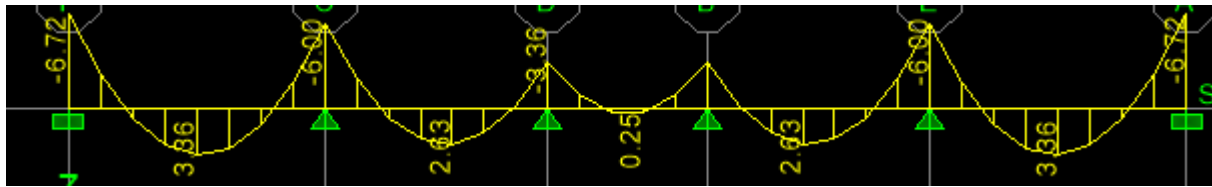


Figure III.5.19 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS au niveau du RDC

• Efforts tranchants

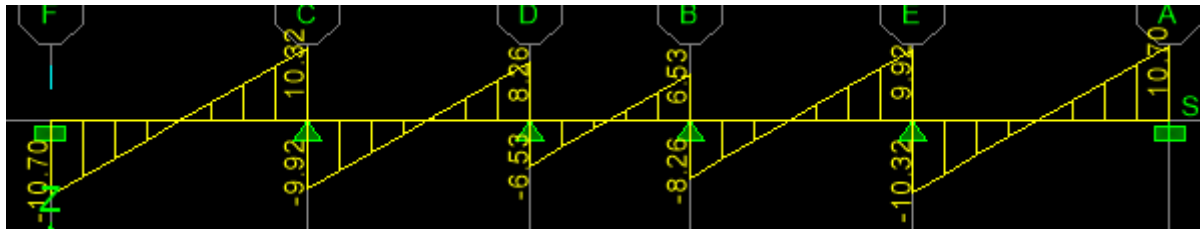


Figure III.5.20 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS au niveau du RDC

Les moments maximums : $M_{as}^{\max} = 6.72 \text{ KN.m}$

$$M_{ts}^{\max} = 3.36 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant maximum : $T_s^{\max} = 10.70 \text{ KN}$

b. Vérification

1. Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures (Art A.5.3.2/BAEL91)

Tableau III.5.14 : Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures

	Aux appuis	En travées
$\rho = \frac{100 \cdot A_a}{bd}$	$A_a = 1.57 \text{ cm}^2$ $\rho = \frac{100 \times 1.54}{12 \times 23} = 0.569$	$A_a = 1 \text{ cm}^2$ $\rho = \frac{100 \times 1}{65 \times 23} = 0.067$
β	0.887	0.956

K	29.25	98.6
$\tau_s = \frac{M_{\max}}{\beta_1 d A_{st}}$	$\tau_s = 209.81 \text{ MPa}$	$\tau_s = 152.81 \text{ MPa}$
$\tau_{bc} = \frac{\tau_s}{K}$	$\tau_{bc} = 7.27 \text{ MPa}$	$\tau_{bc} = 1.54 \text{ MPa}$
$\tau_{bc} < 15 \text{ MPa}$	$7.27 < 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$	$1.54 < 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$
$\tau_s < 348 \text{ MPa}$	$209.81 < 348 \text{ MPa} \rightarrow C.V$	$152.81 < 348 \text{ MPa} \rightarrow C.V$

Remarque : Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

2. Vérification à l'état limite de déformation (Art B.6.8.424/BAEL91)

Tableau III.5.15 : Vérification à l'état limite de déformation

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$h = 65 \text{ cm} = 0.65 \text{ m}, L = 5.20 \text{ m}$
	$\frac{h}{L} = \frac{0.65}{5.20} = 0.125$
	$\frac{1}{16} = 0.0625$
	$0.125 > 0.0625 \rightarrow C.V$
$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$	$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105$
	A: section des armatures $A = 1.57 \text{ cm}^2, b = 65 \text{ cm}, d = 23 \text{ cm},$
	$\frac{A}{b \times d^2} = \frac{1.57}{65(23)} = 1.05 \times 10^{-3}$
	$1.05 \times 10^{-3} < 0.0105 \rightarrow C.V$
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} = \frac{0.65}{5.20} = 0.125$
	$M_t = 3.36 \text{ KN.m} \rightarrow \text{moment max en travée}$
	$M_0 = 3.95 \text{ KN.m} \rightarrow \text{moment max de la travée isostatique}$
	$\frac{M_t}{10 M_0} = \frac{3.36}{10(3.95)} = 0.085$
	$0.085 < 0.125 \rightarrow C.V$

Remarque : Vu que les conditions sont vérifiées donc on ne doit pas procéder au calcul de la flèche.

CHAPITRES IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATION DU RPA

IV. Introduction

Les séismes ou tremblements de terre constituent un phénomène géologique qui de tout temps a terrorisé les populations qui vivent dans certaines zones du globe. Dans les régions sismiques, nous devons réaliser des constructions dites parasismiques afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes. Pour consolider les bâtiments on se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitée. Cette étude sismique nous permettra de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes. Toute en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, la réponse.

Une des méthodes de modélisation est la modélisation en éléments finis. Elle consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, les inconnues sont déterminées au niveau des nœuds.

À l'aide de fonction d'interpolation on balaye l'élément puis la structure. Pour gagner du temps, nous nous servons d'un outil puissant pour effectuer tous les calculs avec nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP...etc.

Pour notre étude nous avons utilisé ETABS Version 9.6

IV.1. Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems)

ETABS est un logiciel intégré ultime pour l'analyse structurelle et la conception de bâtiments. Il offre des outils de modélisations et de visualisations 3D inégalés, une puissance analytique linéaire et non linéaire incroyablement rapide, des capacités de conception sophistiquées et complètes pour une large gamme de matériaux, et des affichages graphiques, des rapports, et des dessins schématiques qui permettent aux utilisateurs de déchiffrer et de comprendre rapidement et facilement les résultats de l'analyse et de la conception. Dans son calcul se base sur la méthode des éléments finis. Grâce au logiciel « ETABS », nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E).

Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration ...etc.

IV.1.1. Étapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

1. Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage).
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).
4. Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E)
5. Affectation des charges revenant aux éléments.
6. Introduction des combinaisons d'actions.
7. Définition des nœuds maîtres et inertie d'étages.
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
10. Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.1.2. Les vues obtenues

Après avoir réalisé toutes ces étapes précédentes, on obtient :

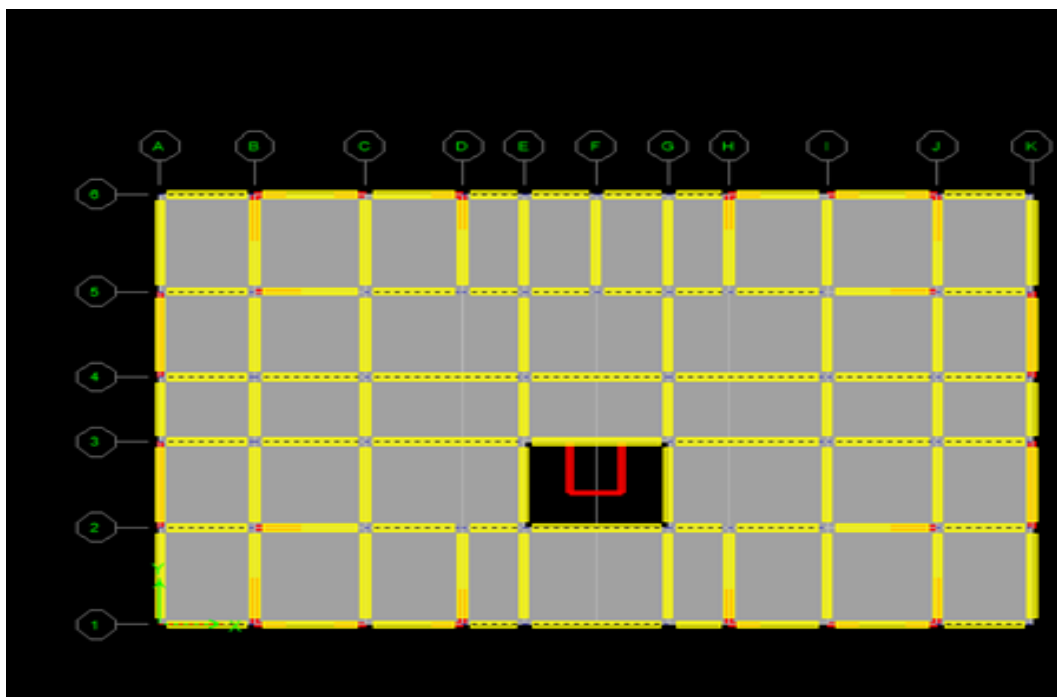


Figure IV.1 : Vue en deux dimensions plancher du sous-sol

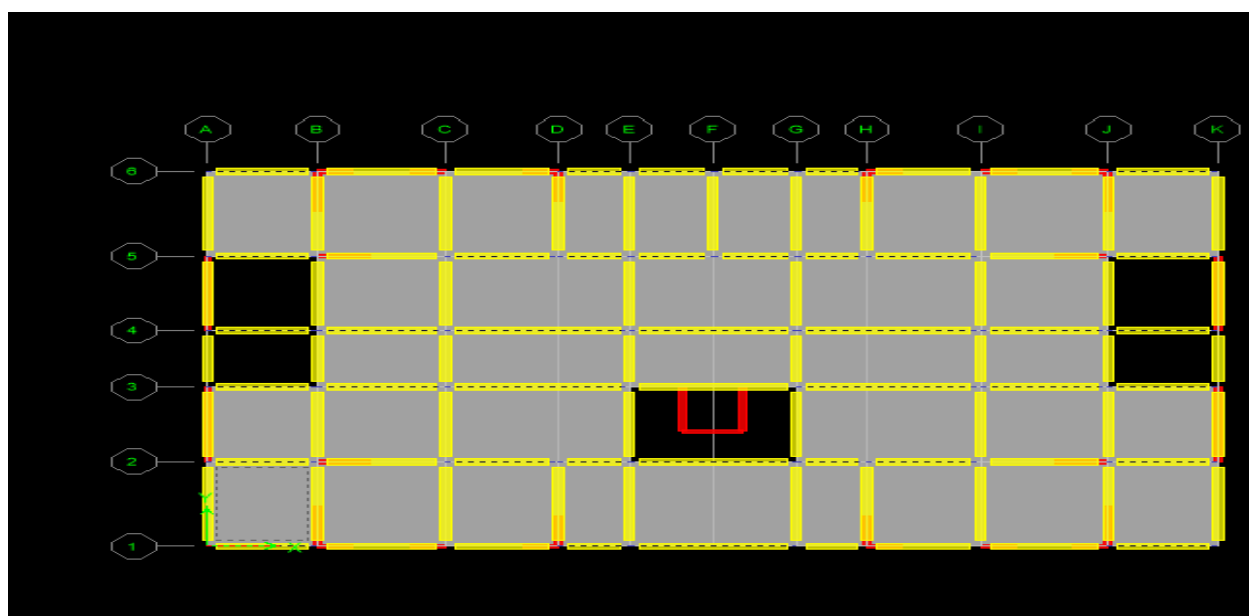


Figure IV.2 : Vue en deux dimensions
plancher RDC

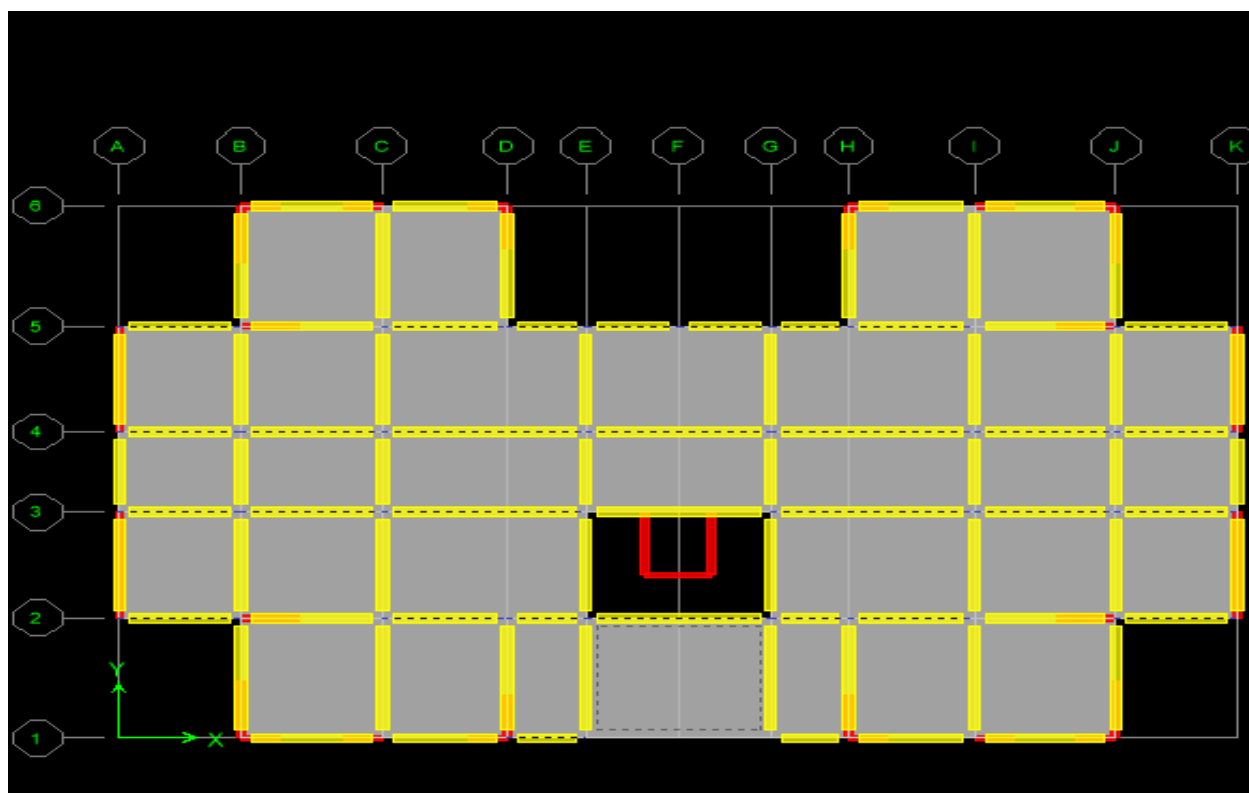


Figure IV.3 : Vue en deux dimensions plancher du 1^{er}
étage de service

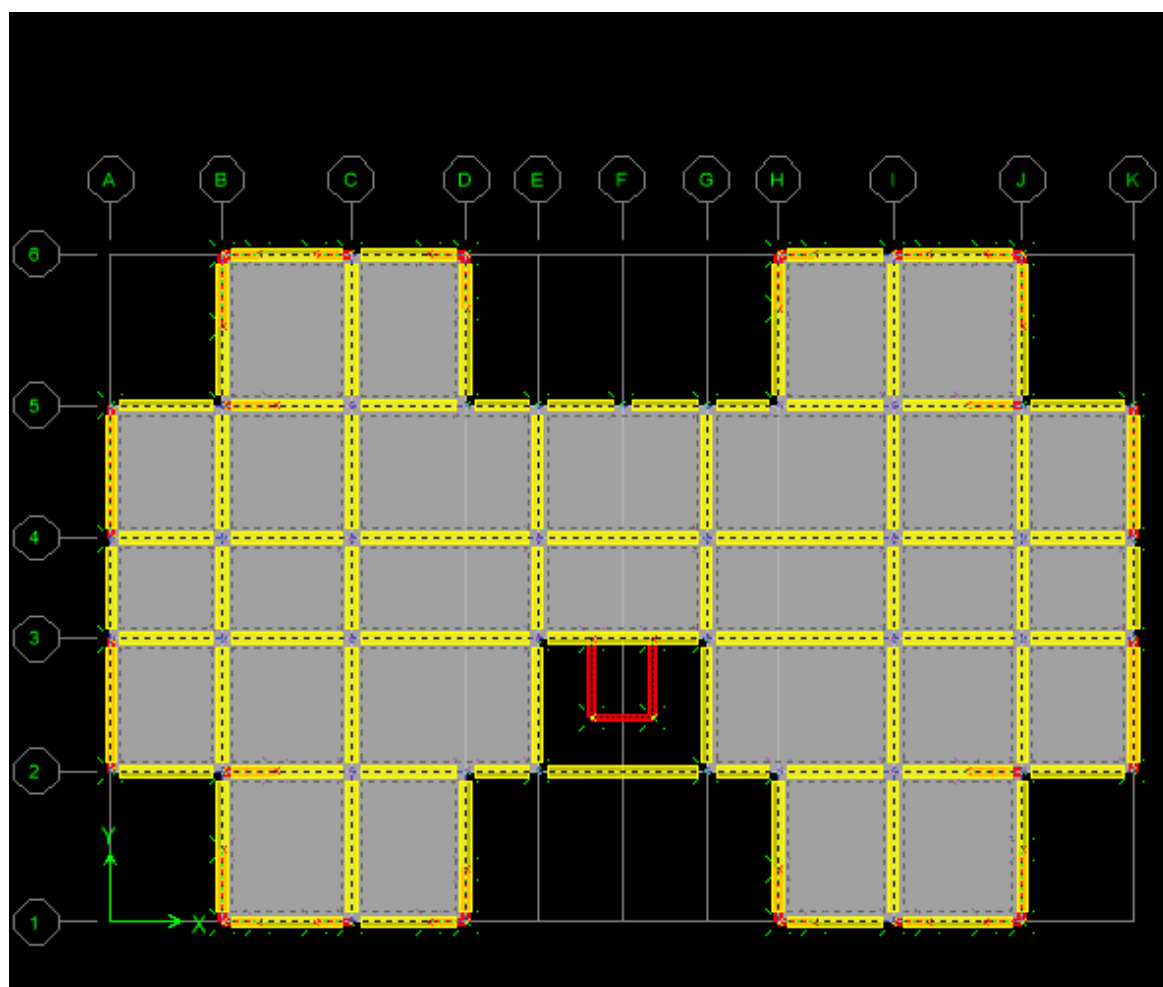


Figure IV.4 : Vue en deux dimensions plancher
des étages courants

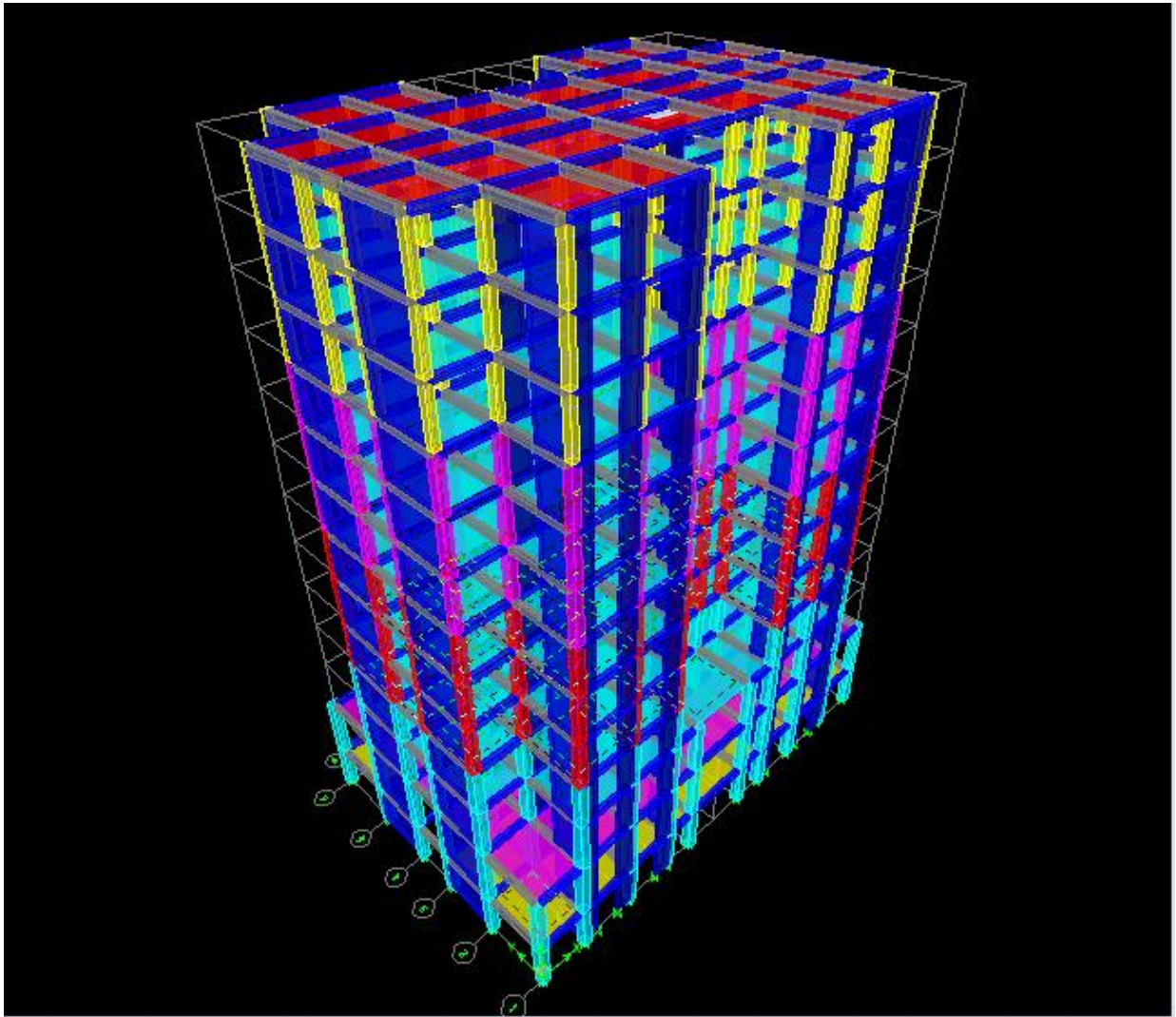


Figure IV.5 : Vue en trois dimensions de la structure

IV.2. Vérification du RPA

IV.2.1. La méthode de calcul

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique modale spectrale du fait que ce bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA 91 modifié 2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente :

Condition complémentaire :

- Le bloc implante à la zone IIa
- Le groupe d'usage : 2.
- La MSE est applicable si : $H_t \leq 23$ m, **Condition non vérifiée.**

A l'aide de logiciel ETABS on obtient se model :

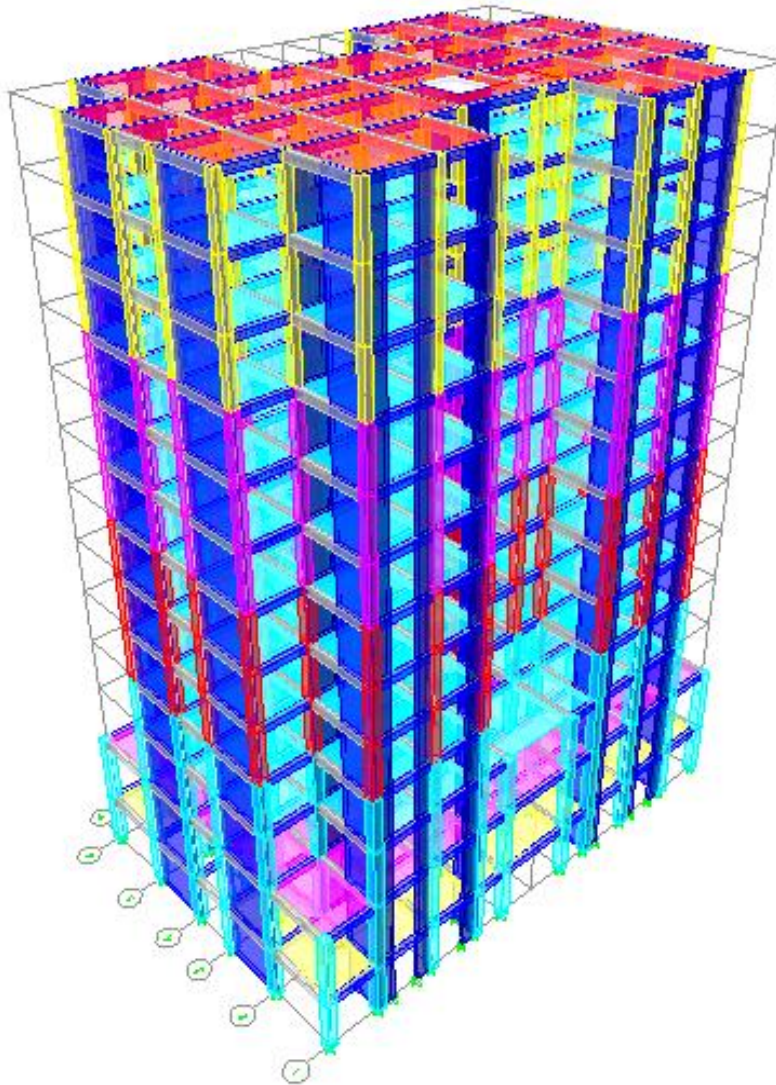


Figure IV.6: Le modèle obtenu à l'aide de logiciel ETABS

IV.2.2. Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens

a. Vérification de la période empirique T

• Calcul de la période empirique

$$T = C_T \times (h_N)^{\frac{3}{2}} \quad \text{formule (4 - 6) RPA99vs2003}$$

$$T = 0,05 \times (44,4)^{3/4} = 0,86s$$

$$T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}} \quad \text{formule (4 - 7) RPA99vs2003}$$

- **Calcul de la période empirique majorée**

$$T_{maj} = T + 30\%T$$

$$T_{maj} = 0,86 + 30\% \times 0,86 = 1,12s$$

Détermination de la période par le logiciel ETABS

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
▶	1	1,068095	73,1453	0,0000	0,0000	73,1453	0,0000	0,0000	0,0000	99,6359	0,0241
	2	0,879838	0,0000	67,9261	0,0000	73,1453	67,9261	0,0000	99,0498	0,0000	0,0000
	3	0,685962	0,0192	0,0000	0,0000	73,1644	67,9261	0,0000	0,0000	0,0278	67,6451
	4	0,333960	12,6441	0,0000	0,0000	85,8085	67,9261	0,0000	0,0000	0,0000	0,0007
	5	0,238556	0,0000	15,6567	0,0000	85,8085	83,5828	0,0000	0,5413	0,0000	0,0000
	6	0,186046	0,0202	0,0000	0,0000	85,8287	83,5828	0,0000	0,0000	0,0010	15,6181
	7	0,171952	4,8084	0,0000	0,0000	90,6371	83,5828	0,0000	0,0000	0,2692	0,0207
	8	0,107906	0,0000	6,6223	0,0000	90,6371	90,2050	0,0000	0,3173	0,0000	0,0000
	9	0,106840	2,6544	0,0000	0,0000	93,2916	90,2050	0,0000	0,0000	0,0130	0,0000
	10	0,085051	0,0003	0,0000	0,0000	93,2918	90,2050	0,0000	0,0000	0,0000	6,8670
	11	0,072562	1,6890	0,0000	0,0000	94,9809	90,2050	0,0000	0,0000	0,0287	0,0021
	12	0,062551	0,0000	3,4783	0,0000	94,9809	93,6834	0,0000	0,0488	0,0000	0,0000

Figure IV.7 : Résultats d'analyse dynamique ETABS

Tableau IV.1 : Vérification de la période

T_{etabs}	La période calculée	La période majorée	vérification
1,068095s	$T = 0,86s$	$T_{maj} = 1,12s$	$T_{etabs} = 1,068s < T_{maj} = 1,12s$ C.V

b. Nombre de modes à retenir

Le **RPA 99/ version 2003 (Art 4.3.4)** préconise de prendre en considération ce qui suit :
 Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de mode de vibration à retenir dans les deux directions d'excitation doit être :

✓ Les sommes des masses effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure, avec un minimum de mode à retenir égale à 03 pour chaque direction.

Tableau IV.2 : Résultats d'analyse dynamique

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,068095	73,1453	0	73,1453	0	0,0241
2	0,879838	0	67,9261	73,1453	67,9261	0
3	0,685962	0,0192	0	73,1644	67,9261	67,6451
4	0,33396	12,6441	0	85,8085	67,9261	0,0007
5	0,238556	0	15,6567	85,8085	83,5828	0
6	0,186046	0,0202	0	85,8287	83,5828	15,6181
7	0,171952	4,8084	0	90,6371	83,5828	0,0207
8	0,107906	0	6,6223	90,6371	90,205	0

- ❖ Ce modèle présente une période fondamentale : $T = 1,068s$.
- ❖ Les 1^{ère} et 2^{ème} mode sont des modes de translation.
- ❖ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- ❖ On doit retenir les 8 premiers modes que la masse atteigne les 90% (selon RPA.99)

c. Justification vis-à-vis de contreventement

L'objet de cette classification se traduit par l'attribution d'une valeur numérique du coefficient de comportement R pour chacune des catégories (Tableau 4.3 du RPA 99).

Forces horizontales :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement (voiles et portiques ou voiles uniquement) sont donnés par le logiciel ETABS comme suit :

• Forces verticales

Les charges verticales reprennent par les voiles

Tableau IV.5 : Les charges verticales reprennent par les voiles

étage	P_{VOILES}	P_{ETAGE}	$\frac{P_{VOILES}}{P_{etage}} \times 100$
sous-sol	20966,17	62762,01	33,405

D'après les résultats représentés dans le tableau des efforts verticaux on remarque que pour tous les étages les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Selon les résultats représentés dans les deux tableaux des efforts horizontaux on remarque que les voiles reprennent presque la totalité des sollicitations dues aux charges verticales

-Donc suivant l'article 3.4 de RPA 99/2003 qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système de contreventement par voiles porteurs, son coefficient de comportement est pris **R=3,5** d'après le tableau 4.3 de RPA 99/2003.

- **Charge horizontale**

Les charges sismiques reprennent par les voiles

✓ Sens X-X

Tableau IV.3 : Les charges sismiques reprennent par les voiles dans le sens X-X

Etage	voile	Charge sismique	V_{VOILE}	La somme	V_{ETAGE}	$\frac{V_{voiles}}{V_{etage}} \times 100$
Sous-sol	VL1	EX	135	2930	3832,76	76,45%
	VL2		135			
	VL3		220,21			
	VL4		220,21			
	VL5		208,14			
	VL6		208,14			
	VL7		136,53			
	VL8		140,51			
	VL9		140,51			
	VL10		136,72			
	VL11		136,53			
	VL12		382,44			
	VL13		136,72			
	VL14		131,36			
	VL15		165,31			
	VL16		165,31			
	VL17		131,36			

✓ Sens Y-Y

Tableau IV.4 : Les charges sismiques reprises par les voiles dans le sens Y-Y

Etage	voile	Charge sismique	V_{VOILE}	La somme	V_{ETAGE}	$\frac{V_{voiles}}{V_{etage}} \times 100$
Sous-sol	VT1	EY	189,25	3879,03	3899,33	99,47%
	VT2		189,26			
	VT3		189,31			
	VT4		189,3			
	VT5		102,61			
	VT6		102,61			
	VL7		102,15			
	VL8		102,15			
	VL9		598,61			
	VL10		598,61			
	VL11		598,66			
	VL12		598,65			
	VL13		158,93			
	VL14		158,93			

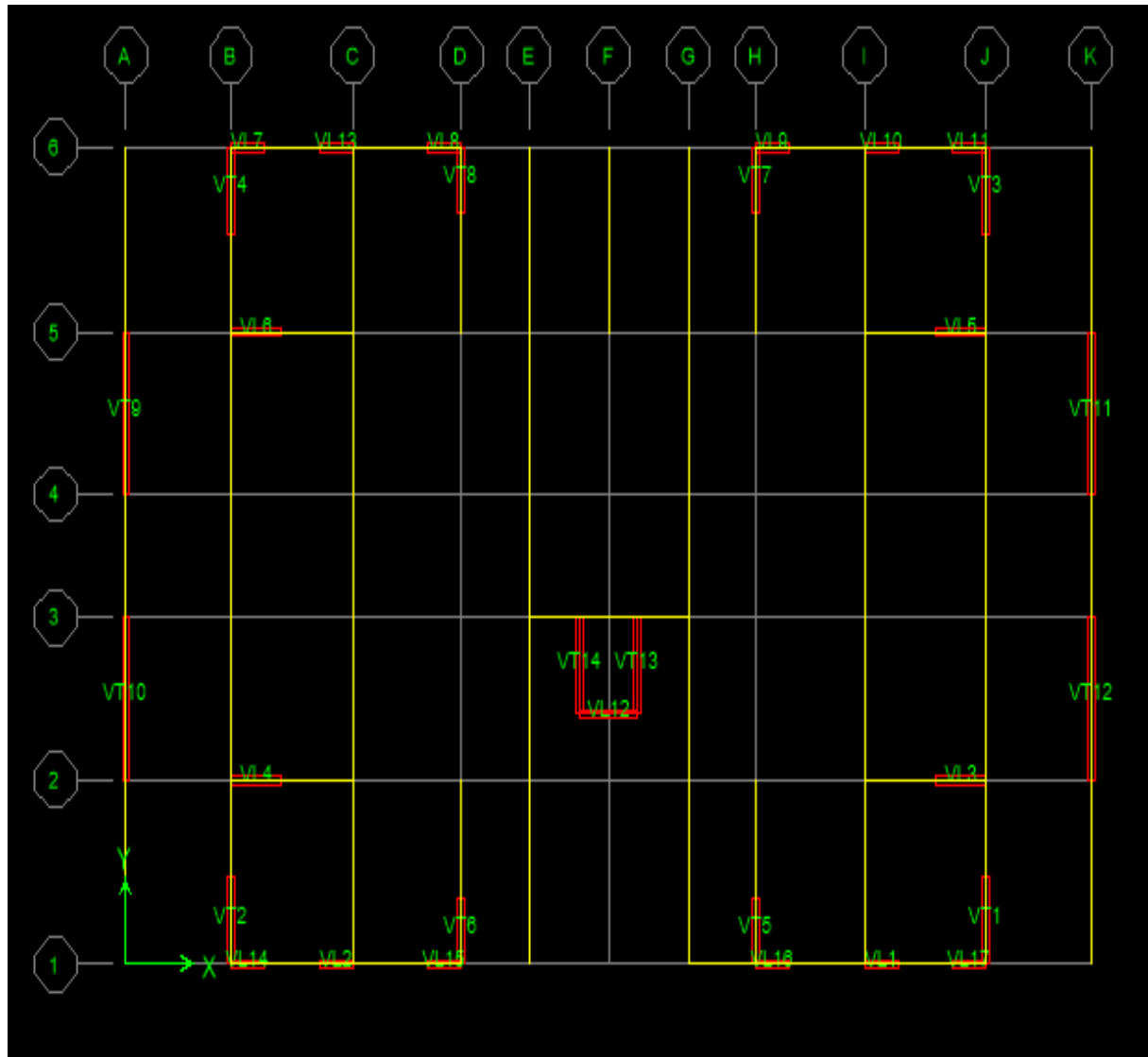


Figure IV.8 : La disposition des voiles

d. Vérification de l'effort tranchant à la base

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculéesuccessivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A D Q}{R} \text{RPA2003 Page 28 formule (4.1) .}$$

- Coefficient d'accélération de zone A : Tableau 4.1. page 26 RPA2003

Tableau IV.6 : Coefficient d'accélération A

Zone sismique	Groupe d'usage	La valeur
---------------	----------------	-----------

Π_a	2	A= 0,15
---------	---	---------

- Calcul de la période T : RPA version 2003 ; page 31 formule 4.6

Tableau IV.7 : Calcul de la période T

formule	C_T	Hauteur de bâtiment	période T
$T = C_t \cdot (h_n)^{3/4}$	$C_T = 0,05$ Tableau (4-6)	$h_n = 44,4\text{m.}$	T=0,860 s.

- Facteur d'amplification dynamique D : RPA 2003 page 26 Formule (4.2)

Tableau IV.8 : Facteur d'amplification dynamique D

Formule	RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2) $D = 2.5\eta \rightarrow 0 \leq T \leq T_2$ $D = 2.5\eta \cdot (T_2/T)^{2/3} \rightarrow T_2 \leq T \leq T_3$ $D = 2.5\eta \cdot (T_2/T)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} \rightarrow T > 3s$
Paramètres	Valeur T_2 : RPA2003 page 34 : Site meuble d'où $T_2 = 0,5$.
	Valeur de ξ : RPA99 version 2003 Page 26 Tableau (4.2) remplissage dense et contreventement voile : $\xi = 10\%$
	Facteur de correction d'amortissement : RPA99 Page 26 Formule (4.2). $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 = 0,88$
D	$D = 1,53$

- Facteur de qualité Q : RPA version 2003 Page 29 Formule (4-4)

Tableau IV.9 : Facteur de qualité Q

Observation de critère	Q_x		Q_y	
	Oui	non	oui	non
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05	0	0,05
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	0,05	0	0,05

6. Contrôle de qualité de l'exécution	0	0,1	0	0,1
$Q=1+\sum P_q$	1,10		1,10	

Poids total W_t

Poids total W_t	62762,01 KN
-------------------	-------------

D'après l'Art 4.3.6 du R.P.A 99/2003, la résultante des forces sismique à la base V_{logiciel} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode spectrale pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée soit : $V_{\text{Etaps}} > 0.8V_{\text{MSE}}$

Tableau IV.10 : Vérification de la force sismique à la base

	L'effort tranchant (MSE)		$0,8 \times V_{\text{MSE}}$	V_{logiciel}	$V_{\text{logiciel}} > 0,8 \times V_{\text{MSE}}$
Sens X-X	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} \cdot w$	4526,93KN	3621,547 KN	3832,76 KN	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} \cdot w$	4526.93 KN	3621,547 KN	3899,33 KN	Condition vérifiée

e. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

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 :

RPA99/Version2003 Art7.1.3.3

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Les valeurs obtenues après calcul (pour les poteaux 55*55) sont données dans le tableau Suivant ci – dessous :

POTEAUX	$N_d(\text{kN})$	$B_c(\text{cm}^2)$	$F_{c28}(\text{kN/cm}^2)$	V	Observation
55*55	2223,42	3025	2,5	0,294	condition vérifiée

f. Vérification de l'excentricité

D'après le **RPA 99 /version 2003 (Article 4.3)**, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05 L_{\max}$

$$CM - CR \leq 5\% L_{\max}$$

$$L_{\max} = L_x = 29,00\text{m}$$

$$5\% L_{\max} = 5 \times 29,00 / 100 = 1,45\text{m}$$

Tableau IV.11 : Vérification de l'excentricité

Plancher	XCM	XCR	$CM - CR \leq 0,05l_x$	YCM	YCR	$CM - CR \leq 0,05l_x$
D1	14,25	14,25	0	9,307	8,967	0,34
D2	14,25	14,25	0	9,316	8,829	0,487
D3	14,25	14,25	0	8,954	8,807	0,147
D4	14,25	14,25	0	9,331	8,827	0,504
D5	14,25	14,25	0	9,329	8,873	0,456
D6	14,25	14,25	0	9,329	8,92	0,409
D7	14,25	14,25	0	9,328	8,961	0,367
D8	14,25	14,25	0	9,326	8,998	0,328
D9	14,25	14,25	0	9,326	9,031	0,295
D10	14,25	14,25	0	9,325	9,06	0,265
D11	14,25	14,25	0	9,324	9,088	0,236
D12	14,25	14,25	0	9,324	9,113	0,211
D13	14,25	14,25	0	9,298	9,133	0,165

g. Déplacements relatifs

D'après le **RPA 99 (Art 5-10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\text{D'après le RPA 99 (Art 4-43)} \Delta K = R \delta_k$$

Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 est égal à : $\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$

Tableau IV.12: Vérification de déplacement inter-étages suivant EX

Diaphragme	U_x	$\delta_k - \delta_{k-1}$	h_e	$1\%h_e$	Observation
D13	0,0316	0,0014	3,06	0,0306	condition vérifiée
D12	0,0302	0,0017	3,06	0,0306	condition vérifiée

D11	0,0285	0,0019	3,06	0,0306	condition vérifiée
D10	0,0266	0,0022	3,06	0,0306	condition vérifiée
D9	0,0244	0,0024	3,06	0,0306	condition vérifiée
D8	0,022	0,0027	3,06	0,0306	condition vérifiée
D7	0,0193	0,0029	3,06	0,0306	condition vérifiée
D6	0,0164	0,003	3,06	0,0306	condition vérifiée
D5	0,0134	0,003	3,06	0,0306	condition vérifiée
D4	0,0104	0,0031	3,06	0,0306	condition vérifiée
D3	0,0073	0,0032	3,06	0,0306	condition vérifiée
D2	0,0041	0,0031	4,08	0,0408	condition vérifiée
D1	0,001	0,001	3,06	0,0306	condition vérifiée

Tableau IV.13: Vérification de déplacement inter-étages suivant EY

Diaphragme	U_Y	$\delta_k - \delta_{k-1}$	h_e	$1\%h_e$	Observation
D13	0,024	0,0017	3,06	0,0306	condition vérifiée
D12	0,0223	0,0018	3,06	0,0306	condition vérifiée
D11	0,0205	0,0019	3,06	0,0306	condition vérifiée
D10	0,0186	0,0021	3,06	0,0306	condition vérifiée
D9	0,0165	0,0021	3,06	0,0306	condition vérifiée
D8	0,0144	0,0022	3,06	0,0306	condition vérifiée
D7	0,0122	0,0022	3,06	0,0306	condition vérifiée
D6	0,01	0,0022	3,06	0,0306	condition vérifiée
D5	0,0078	0,002	3,06	0,0306	condition vérifiée
D4	0,0058	0,002	3,06	0,0306	condition vérifiée
D3	0,0038	0,0018	3,06	0,0306	condition vérifiée
D2	0,002	0,0015	4,08	0,0408	condition vérifiée
D1	0,0005	0,0005	3,06	0,0306	condition vérifiée

h. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

D'après le **RPA 99 /version 2003 (article 4.9)**, L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales.

Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à

tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.1$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau « k ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

Suivant Ex :

Tableau IV.14: Vérification de l'effet P-Delta suivant Ex

niveau	P_k (KN)	Δ_{kx} (m)	H_k	V_{kx} (m)	Δ_{kx}
Etage11	4446,1	0,0014	3,06	602,41	0,003376709
Etage10	4285,4	0,0017	3,06	1113,63	0,002137853
Etage9	4285,4	0,0019	3,06	1538,65	0,001729353
Etage8	4444,71	0,0022	3,06	1901,89	0,001680193
Etage7	4444,71	0,0024	3,06	2215,79	0,001573275
Etagr6	4444,71	0,0027	3,06	2488,23	0,001576142
Etage5	4622,76	0,0029	3,06	2737,1	0,001600616
Etage4	4622,76	0,003	3,06	2972,36	0,001524754
Etage3	4622,77	0,003	3,06	3191,63	0,001420004
Etage2	4819,56	0,0031	3,06	3393,91	0,001438624
Etage1	5321,53	0,0032	3,06	3583,77	0,001552834
RDC	6720,5	0,0031	4,08	3756,21	0,001359419
Sous-sol	5681,1	0,001	3,06	3832,76	0,000484395

Suivant Ey :

Tableau IV.15: Vérification de l'effet P-Delta suivant Ey

niveau	P_k (KN)	Δ_{ky} (m)	H_k	V_{ky} (m)	Δ_{ky}
Etage11	4446,1	0,0017	3,06	680,54	0,003629552
Etage10	4285,4	0,0018	3,06	1217,44	0,002070594
Etage9	4285,4	0,0019	3,06	1635,71	0,001626737

Etage8	4444,71	0,0021	3,06	1989,81	0,001532956
Etage7	4444,71	0,0021	3,06	2301,43	0,00132539
Etage6	4444,71	0,0022	3,06	2576,29	0,001240366
Etage5	4622,76	0,0022	3,06	2828,03	0,001175218
Etage4	4622,76	0,0022	3,06	3061,43	0,001085621
Etage3	4622,77	0,002	3,06	3272,67	0,000923227
Etage2	4819,56	0,002	3,06	3462,39	0,000909788
Etage1	5321,53	0,0018	3,06	3640,39	0,000859884
RDC	6720,5	0,0015	4,08	3813,1	0,000647969
Sous-sol	5681,1	0,0005	3,06	3899,33	0,000238063

Conclusion

Après avoir vérifiée les exigences imposées par le règlement parasismique algérien RPA 99/Version 2003 ; le model étudié et modélisé à l'aide de logiciel ETABS, peut passer aux ferraillages de ces éléments porteurs.

CHAPITRES V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS

V. Introduction

Le béton est un matériau inerte qui possède un point faible : il résiste mal aux forces de traction. Pour renforcer un ouvrage en béton, il faut bien doser le béton, choisir l'épaisseur correcte selon l'usage et intégrer une barre d'armature, appelée aussi fer à béton. Ce ferrailage a comme rôle de renforcer la maçonnerie afin d'éviter toute fissure ou cassure de la dalle lors d'importantes forces de traction. Cet **assemblage d'armatures et treillis en ferraille** est le squelette du béton.

Le ferrailage des éléments résistants doit être calculé conformément aux règles en vigueur, en l'occurrence : le BAEL91, le CBA93, RPA99v2003.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Les poteaux
- Les poutres
- Les voiles

V.1. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurent la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont soumis à un effort normal « N » Et a un moment de flexion « M » donc ils sont calculés en flexion composée dans les deux sens longitudinales et transversale.

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorable et dans les situations suivantes :

Tableau V.1.1: Caractéristiques mécaniques des matériaux

Situations	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	f_{bu}	γ_s	F_e (MPa)	γ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

V.1.1. Combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 (situation durable)

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

Selon le RPA 99 réviser en 2003 (situations durables) :

$G + Q \pm E$

$0,8 \times G \pm E$

Les poteaux se ferrailent en tenant compte de 3 types de sollicitations :

- Effort normal maximale et le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$)
- Effort normal minimale et l'effort correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$)
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$)

V.1.2. Recommandation exigence du RPA 99 révisé en 2003

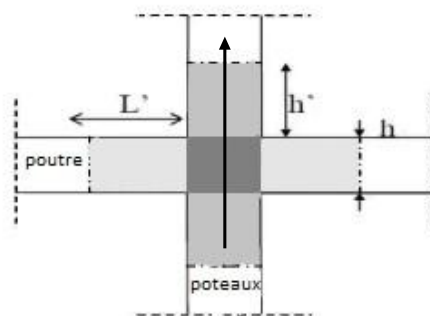
Armatures longitudinales (Art 7.4.2.1/RPA 2003)

- Les armatures longitudinales doivent être en hauteur adhérence droite et sans crochet.
- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12 mm.
- La longueur maximale du recouvrement est de 40θ (zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 20cm (zone III).
- Les fonctions par recouvrement doivent être faits si possible à l'extérieur des zones nodales (zone critique).
- Le pourcentage minimal est $0,8\%(b \times h)$.
- Le pourcentage minimal est de 4% (zone courante) et 6 % (zone de recouvrement)

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton

Tableau V.1.2: Récapitulatif des sections d'aciers recommandés par le RPA

SECTION DU POTEAUX (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{\min} = 0,8\%bh$ (cm ²)	Pourcentage maximal (Cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\%bh$ (cm ²)	Zone courante $A_{\max} = 4\% bh$ (cm ²)
55× 55	24,2	181,5	12
50× 50	20	150	108
45× 45	16,2	121,5	81
40× 40	12,8	96	64



$$L' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

Avec : (h_1, b_1) section de poteau

h_e : hauteur d'étage

Figure V.1.1 : Schéma de la zone nodale

Armatures transversales (Art 7.5.2.2)

$$\text{Pour la zone III} \begin{cases} S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\emptyset, 30 \right) \text{ en zone nodale} \\ S_t \leq \min \frac{h}{2} \text{ en zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset$: est le diamètre maximale des armatures longitudinales du poteau

D'après (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiée 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_l^{\max}}{3}, \text{ Avec: } \emptyset_l^{\max}: \text{Diamètre maximale des armatures longitudinales}$$

D'après (Art A.7.5.2.2/RPA 99-VERSION 2003)

La quantité d'armature transversal minimal est donnée comme suite $\frac{A_t}{S_t \times b}$ en %

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5: 0.3\% S_t \times b$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3: 0.8\% S_t \times b$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: *Interpolation entre les valeurs limites precedentes*

Avec λ_g : le lencement geometrique du poteau, $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

a et b dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

l_f longueur de flambement du poteau qui égal a $l_f = 0.7L_0$

V.1.3. Ferrailage à l'ELU**a. Expose de la méthode de calcul a l'ELU**

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et un moment fléchissant M ce qui nous conduit à étudier les deux cas suivants :

Section partiellement comprimée (SPC)

Section entièrement comprimée (SEC)

b. Calcul du centre de pression

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

1. Section partiellement comprimée

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est

$$\text{satisfaite : } \begin{cases} e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c)bh^2f_{bu} \end{cases}$$

2. Section entièrement comprimée

$$\begin{cases} e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c)bh^2f_{bu} \end{cases}$$

Deux cas peuvent se présenter si :

$$(0.337h - \frac{c'}{h})bh^2f_{bu} < N_u(d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h})bh^2f_{bu}$$

c. Calcul de ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux se fait par un calcul manuel et automatique à l'aide de logiciel « Socotec ».

Comparaison entre la méthode de calcul manuel, et le calcul avec le logiciel Socotec :

1. Exemple de calcul manuel

Pour le poteau (40x40), ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$)

N min	462.19	M corr	7.218
-------	--------	--------	-------

- Calcul « e » : $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7.218}{462.19} = 0.016 < \left(\frac{h}{2} - c'\right) = \frac{0.4}{2} - 0.02 = 0.18$

- Calcul de « a » et « b » :

si : $a \leq b \rightarrow \text{SEC}$

$a > b \rightarrow \text{SPC}$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} = 14200 \text{ KN/m}^2$$

$$a = (0.337h - 0.81)bf_{bu} = (0.337(0.40) - 0.81)(0.40)(14200) = -1534.05 \text{ KN.m}$$

$$b = N(d - c') - M_f$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 7.218 + 462.19 \left(\frac{0.4}{2} - 0.02 \right) = 90.412 \text{ KN.m}$$

$$b = 462.19(0.38 - 0.02) - 90.412 = 75.976 \text{ KN.m}$$

$$a \leq b \rightarrow -1534.05 < 75.976 \rightarrow SEC$$

- **Calcul de « c » :**

$$c = (0.5h - c')bf_{bu} = ((0.5 \times 0.4) - 0.02)(0.4)(14200) = 408.96 \text{ KN.m}$$

$$b \leq c \rightarrow 75.976 < 408.96 \rightarrow SSA$$

Il n'est pas besoin d'armatures comprimées $A_2 = 0$

- **Calcul des armatures :**

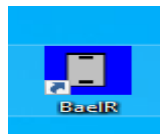
$$A_1 = \frac{N - \psi b h f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{0.357 + \frac{N(d-c')-M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c}{h}} = \frac{0.357 + \frac{462.19(0.38-0.02)-90.412}{(0.4)(0.4)^2(14200)}}{0.8571 - \frac{0.02}{0.4}} = \frac{0.441}{0.807} = 0.546$$

$$A_1 = \frac{462.19 - (0.546)(0.4)(0.4)(14200)}{348000} = -2.23 \times 10^{-3} \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0$$

2. Exemple de calcul avec SOCOTEC



On ouvre la fenêtre de logiciel :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts :

Tableau V.1.3 : Récapitulatif des caractéristiques des matériaux et des efforts

	N min	462.19	M corr	7.218
$f_{c28} = 25\text{MPa}$	$a=0.40\text{cm}$		$\theta=1$	
$f_e = 400\text{Mpa}$,	$b = 0.40\text{cm}$		$\gamma_b = 1.15$	
,	$d' = 0.02\text{cm}$		$\gamma_s = 1$	
	$c = 0.02\text{cm}$			

The screenshot shows the SOCOTEC software interface with the following data entered:

- Matériaux:**
 - Contrainte béton: $f_{cj} = 25$ MPa
 - Limite élast. acier: $f_e = 400$ MPa
 - Coeff. acier/béton: $n = 15$
- Géométrie:**
 - Largeur: $b = 0.4$ m
 - Hauteur: $h = 0.4$ m
 - Pos. cdg armatures sup.: $d' = 0.02$ m
 - Pos. cdg armatures inf.: $c = 0.02$ m
- Calcul aux ELU:**
 - Effort normal: $N_u = 462.2$ kN
 - Moment fléchissant: $M_u = 7.22$ kN*m
- Coefficients:**
 - durée chargement: $\theta = 1$
 - sécurité du béton: $\gamma_b = 1.15$
 - sécurité de l'acier: $\gamma_s = 1$
- Sections d'armatures:**
 - supérieures: cm2
 - inférieures: cm2
- Type d'armature:**
 - ☒ rond lisse
 - ☐ barre HA
 - ☐ barre HA
- Convention signes:**
 - $N > 0$: compression
 - $M > 0$: tend la fibre inférieure
- Fissuration:**
 - ☒ peu préjudiciable
 - ☐ préjudiciable
 - ☐ très préjudiciable

A diagram of a rectangular cross-section is shown on the right, labeled with 'G' at the center.

Figure V.1.2 : Introduction des caractéristiques des matériaux et les efforts dans le logiciel SOCOTEC

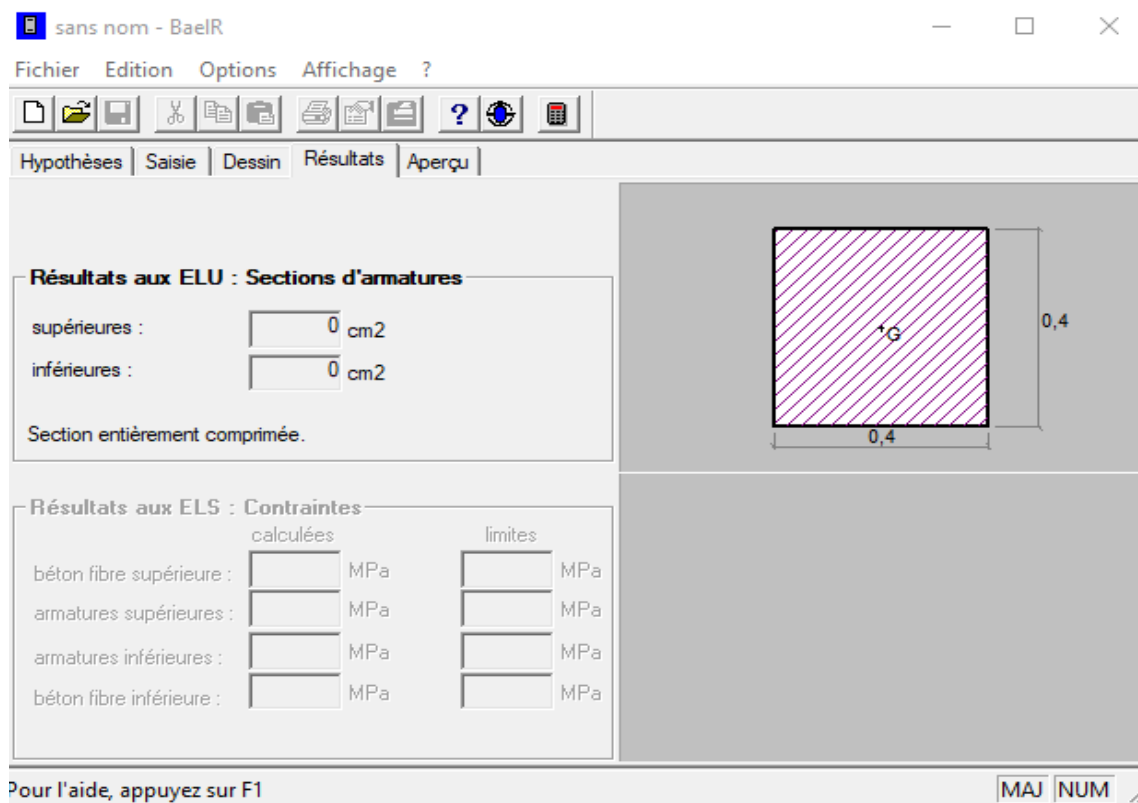


Figure V.1.3 : Les armatures obtenues à l'aide du logiciel SOCOTEC

V.1.4 Calcul de ferrailage (flexion composée)

Tableau V.1.4 : Ferrailage des poteaux à l'ELU

Section	Combinaison	N	M	e_u	c	$\frac{h}{2} - c$	Obs	A_{sup}	A_{inf}	Choix armatures	$A_{adoptée}$	A_{min}
55 × 55	ELU	2223.42	3.209	0.0014	0,02	0.255	SEC	0.00	0.00	4HA20 + 4HA20	25.13	24.2
	0,8G+Ey	20.32	10.207	0.502	0,02	0.255	SPC	0.00	0.22			
	G+Q+Ex	922.05	83.487	0.090	0,02	0.255	SEC	0.00	0.00			
50 × 50	ELU	1454.62	6.022	0.004	0,02	0.23	SEC	0.00	0.00	4HA20 + 4HA16	20.6	20
	0,8G+Ey	165.22	25.637	0.155	0,02	0.23	SEC	0.00	0.00			
	G+Q+Ex	453.13	78.763	0.174	0,02	0.23	SEC	0.00	0.00			
45 × 45	ELU	944.01	6.85	0.0072	0,02	0.205	SEC	0.00	0.00	4HA20 + 4HA16	20.6	16.2
	0,8G+Ey	137.35	25.714	0.187	0,02	0.205	SEC	0.00	0.00			
	G+Q+Ex	354.1	67.584	0.191	0,02	0.205	SEC	0.00	0.00			
40 × 40	ELU	462.19	7.218	0.015	0,02	0.18	SEC	0.00	0.00	4HA16 + 4HA14	14.19	12.8
	0,8G+Ey	61.03	21.739	0.356	0,02	0.18	SPC	0.00	0.00			
	G+Q+Ex	260.75	50.881	0.195	0,02	0.18	SPC	0.00	0.00			

V.1.5. Vérification à l'ELU**a. Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3BAEL91/99)**

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

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

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 8$.

Soit : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

b. Espacement des armatures transversales

Tableau V.1.5 : Espacement des armatures transversales

Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)
$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$ $S_t \leq \min\{15 \times 1; 40\text{cm}; (40 + 10)\text{cm}\}$ Avec : a : la petite dimension transversale des poteaux $S_t \leq 15\text{cm}$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.
Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)
En zone courante (pour zone IIa) : $S_t \leq \{15\phi_l^{\min}\}$ $S_t \{15 \times 1\} = 15\text{cm}$ $S_t \leq 18\text{cm}$ Soit : $S_t = 15\text{cm}$. En zone nodal (pour zone IIa) : $S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_l^{\min}\}$ $S_t \leq \min\{15; 10 \times 1.2\}$ $S_t \leq \min\{15; 12\} = 12\text{cm}$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

c. Vérification de la quantité d'armatures transversales

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_{t, b1}$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0,8 \% S_{t, b1}$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec : b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

l_f : longueur de flambement du poteau. $l_f = 0,7 l_0$

Les résultats se résument dans le tableau suivant

Tableau V.1.6 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

poteau	hauteur	l_f	λ_g	S_t	$A_t^{\min}=0,3\% S_{t, b1}$	$A_{adoptée}$	Observation
55 × 55	3.06	2.142	3.895	15	1.928	2,01	condition vérifiée
				10	2.892	3,14	condition vérifiée
	4.08	2.856	5.193	15	2.475	2,54	condition vérifiée
				10	1.65	2,01	condition vérifiée
	3.40	2.38	4.32	15	2.138	2,54	condition vérifiée
				10	3.21	4,52	condition vérifiée
50 × 50	3.06	2.142	4.284	15	1.927	2,01	condition vérifiée
				10	2.890	3,14	condition vérifiée
45 × 45	3.06	2.142	4.76	15	1.735	2,01	condition vérifiée
				10	1.15	1,54	condition vérifiée
40 × 40	3.06	2.142	5.355	15	1.8	2,01	condition vérifiée
				10	1.2	1,54	condition vérifiée

d. Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Tableau V.1.7: Détermination de la zone nodale

Poteau	h	h'
(55 × 55)	4,08	$h' = \max \left(\frac{408 - 35}{6}; 55; 55; 60 \right) = 62,17 \text{ cm}$
	3.40	$h' = \max \left(\frac{340 - 35}{6}; 55; 55; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
	3.06	$h' = \max \left(\frac{306 - 35}{6}; 55; 55; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
(50 × 50)	3,06	$h' = \max \left(\frac{306 - 35}{6}; 50; 50; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
(45 × 45)	3,06	$h' = \max \left(\frac{306 - 35}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
(40 × 40)	3.06	$h' = \max \left(\frac{306 - 35}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60 \text{ cm}$

e. La longueur minimale des recouvrements

Pour la zone II_a : $L_r = 40\Phi$

Tableau V.1.8: La longueur minimale des recouvrements

Ø20	Ø16	Ø14
$L_r = 40 \times 2 = 80\text{cm}$	$L_r = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$	$L_r = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$

f. Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 RPA99/2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

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

$$\text{Avec : } \lambda g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075$$

$$: \lambda g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,04$$

Tableau V.1.9: Vérification des contraintes tangentielles

poteau	h_e (m)	$b = h$ (m)	λg	d (m)	T_u (KN)	$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$ (KN/m ²)	$\bar{\tau}_{bu}$ (KN/m ²)	Vérification
55 × 55	4,08	0.55	3.895	0,53	61.78	211.938	1000	condition vérifiée
	3.40	0.55	5.193	0.53	61.78	211.938	1875	condition vérifiée
	3.06	0.55	4.32	0.53	61.78	211.938	1000	condition vérifiée
50 × 50	3,06	0,5	4.284	0.48	53	220.83	1000	condition vérifiée
45 × 45	3,06	0,45	4.76	0.43	46.62	240.93	1000	condition vérifiée
40 × 40	3.06	0.4	5.355	0.38	35.51	233.618	1875	condition vérifiée

V.1.6. Vérification à l'ELS

- **Vérification des contraintes 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 $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA.}$$

Tableau V.1.10: Vérification des contraintes à l'ELS

poteaux	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs} MPa	σ_{ss} MPa	σ_{bi} MPa	σ_{si} MPa	Vérification
55 × 55	N _{min} =43.08	M _{cor} =18.463	0.9	12.2	0	-20.8	CV
	N _{max} = 1618.29	M _{cor} =2.331	4.96	74.3	4.82	72.4	CV
	N _{cor} =75.56	M _{max} =32.505	1.58	21.4	0	-36.8	CV
50 × 50	N _{min} =227.45	M _{cor} =3.972	0.98	14.5	0.68	10.3	CV
	N _{max} = 1059.42	M _{cor} =4.387	4.02	60 .1	3.69	55.5	CV
	N _{cor} =456.07	M _{max} =30.493	2.83	41	0.49	8.76	CV
45 × 45	N _{min} =100.84	M _{cor} =4.122	0.65	9.49	0.24	3.81	CV
	N _{max} = 687.62	M _{cor} =4.992	3.28	48.8	2.77	41.9	CV
	N _{cor} =243.68	M _{max} =32.666	2.82	39.9	0	-10.4	CV
40 × 40	N _{min} =9.21	M _{cor} =0.822	0.11	1.55	0	-0.04	CV
	N _{max} = 336.94	M _{cor} =5.257	2.23	32.9	1.49	22.8	CV
	N _{cor} =83.81	M _{max} =41.831	4.53	58.2	0	-117.6	CV

• Conclusion

Les contraintes admissibles vérifiendans l'acier et dans le béton.

V.2. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des planchers vers les poteaux. Chaque poutre est soumise à un effort tranchant T et à un moment fléchissant M , qui sont extraits à partir de logiciel ETABS (V9.6), ils sont donc calculés en flexion simple.

V.2.1. Les sollicitations

Les poutres seront ferrillées à l'ELU en flexion simple et vérifiées à l'ELS. La sollicitation maximale est déterminée par les combinaisons suivantes :

Sollicitation du 1er genre courante : BAEL

$$\text{ELU : } 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

Sollicitation du 2ème genre courante : RPA99 /V 2003

$$G + Q \pm E$$

$$0,8 G \pm E$$

V.2.2. Recommandations du RPA

- **Les armatures longitudinales (Art 7.5.2.2/RPA99)**

Tableau V.2.1 : Les recommandations du RPA

Armatures longitudinal: (R.P.A Art.7.5.2.1).
Le diamètre minimal est de 12mm. La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone II_a. 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.

Pourcentage total maximum	Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : $A_{\max} = 4\%b\ h$ en zone courante. $A_{\max} = 6\%b\ h$ en zone de recouvrement.		
Pourcentage total minimum :	Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section. $A_{\min} = 0.5\%b\ h$		
Résultats			
Section	0,5% b h (cm²)	4% b h (cm²)	6% b h (cm²)
Poutre principale 30 × 40	6	48	72
Poutre secondaire 30 × 35	5.25	42	63

- **Les armatures transversale (Art 7.5.2.2/RPA99)**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par $A_t = 0.003 S_t \times b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suite

En zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right)$

En zone de recouvrement : $S'_t \leq \frac{h}{2}$

Avec :

ϕ : le plus petit diamètre des armatures longitudinales

V.2.3. Calcul de ferrailage

a. Calcul des armatures longitudinales (Flexion simple)

- Calcul du moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 f_{bu}}$

Avec : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$.

$u \leq 0.392$ la section est simplement armée (SSA) :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$u \geq 0.392$ la section est doublement armée (SDA)

$$A_u = A_{u1} + A_{u2} = \frac{M_f}{\beta_1 \times d \times \sigma_{st}} + \frac{M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_u = \frac{M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

Avec : A_u : La section inférieure tendue

A'_u : La section d'armatures comprimées

$$M_f = u_l \times d^2 \times f_{bc} \text{ et } M = M_u - M_f$$

Les résultats de ferraillage à l'ELU se résument dans le tableau suivant :

Tableau V.2.2 : Résultats de ferraillage à l'ELU

		M	d	μ	Section	β	At (cm ²)	Amin	Choix armatures	Aadp
Poutre principale 30 × 40	En travée	57.643	0,38	0.094	SSA	0.951	4.58	1.377	3HA14	4.62
	À l'appui	92.275	0,38	0.15	SSA	0.993	7.02	1.377	5HA14	7.69
Poutre secondaire 30 × 35	En travée	82.211	0,33	0.177	SSA	0.906	7.9	1.195	5HA14	7.69
	À l'appui	73.229	0,33	0.158	SSA	0.914	6.98	1.195	5HA14	7.69

b. Calcul des armatures transversales :

- Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)**

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35} ; \frac{25}{10} ; 1.4\right) = (1 ; 2,5 ; 1.4) = 1 \text{ cm.}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

- La section d'armature transversale**

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4}$$

$$A_t = \frac{4 \times 3,14 \times 0,8^2}{4}$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier : $A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$.

- Espacement des armatures transversales**

Tableau V.2.3 : Espacement des armatures transversales

Selon le BAEL 99	
S_t	$: S_t < \min(0,9 d ; 40 \text{ cm})$ $S_t < (0,9 \times 33 ; 40 \text{ cm}) = (29,7 ; 40 \text{ cm})$ $S_t = 25 \text{ cm}$
D'après le RPA 2003 : (Art 7-5-22)	

Zone nodale	$S_t \leq \min(\frac{h}{4}, 12\phi_l)$
	$S_t \leq \min(\frac{35}{4}; 12 \times 1,4) = (8,75; 16,8) = 8,75 \text{ cm}$ $S_t = 8 \text{ cm}$
Zone courante	$S_t \leq \frac{h}{2}$
	$S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$ $S_t = 15 \text{ cm}$

- Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA**

Tableau V.2.4 : Vérification de la section minimale d'armatures transversales

	A_t	$0,3\% S_t b$	$A_t \geq 0,3\% S_t b$
Poutre principale : 30×40	7.69	1.35	Condition vérifier
Poutre secondaire : 30×35	7.69	1.35	Condition vérifier

- 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.

Tableau V.2.5 : Délimitation de la zone nodale

Poutre principal	Poutre secondaire
$L'=2 \times 40 = 80 \text{ cm}$	$L'=2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

V.2.4. Vérification à l'ELU

- Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99)**

Tableau V.2.6 : Condition de non fragilité

$A_{adoptée} \geq A_{min} = \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} bd$			
	$A_{adoptée}$	A_{min}	Vérification

Poutres principales	7.69	1.376	Condition vérifiée.
Poutres secondaire	7.69	1.195	Condition vérifiée.

- Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL 99)**

Tableau V.2.7 : Vérification de la contrainte tangentielle du béton

$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0, 20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$				
	$T_{\max}(\text{KN})$	$\tau_u(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_u(\text{MPa})$	Vérification
Poutre principales	104.39	0.915	3.333	Condition vérifiée
Poutre secondaire	109.1	1.102	3.333	Condition vérifiée

- Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL99)**

Tableau V.2.8 : Influence de l'effort tranchant sur le béton

$T_{\max} \leq 0, 4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a. b$ avec : $a = 0, 9d$			
	$T_{\max}(\text{KN})$	$0, 4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b$ (KN)	observation
Poutre principales	104,39	684	Condition vérifiée.
Poutre secondaire	109.1	594	Condition vérifiée.

- Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL99)**

Tableau V.2.9: Influence de l'effort tranchant sur les armatures

$A_s > (T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0.9d}) \frac{1.15}{f_e}$					
Poutre	A_s (cm ²)	Effort tranchant T(KN)	Moment aux appuis (KN.m)	$(T_u - \frac{M_u}{0.9d}) \frac{1.15}{f_e}$	Observation
principale	7.69	104,39	92.275	-4.75	Condition vérifiée
secondaire	7.69	109.1	73.229	-3.952	Condition vérifiée

- Conclusion :** Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3/ BAEL99)

$$\sum U_i = 6 \times 3.14 \times \emptyset, \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

Tableau V.2.10: Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

		Ferrailage	$\sum U_i$ (mm)	$V_u^{\max}$ (KN)	τ_{se} (MPa)	$\tau_{se.adm}$ (MPa)	Vérification
P-P	En travée	3HA14	188.4	104,39	1.62	2,835	C.V
	En appuis	5HA14	188.4		1.62		
P-S	En travée	5HA14	188.4	109.1	1.95	2,835	C.V
	En appuis	5HA14	188.4		1.95		

- **Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99)**

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

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

Pour $\phi 14$: $L_s = 49,42 \text{ cm}$ soit : $L_s = 50 \text{ cm}$.

.

Le règlement BAEL99admettent 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 $0.4L_c$.

Pour $\phi 14$: $L_c = 20 \text{ cm}$.

V.2.5. Vérification à l'ELS

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max au béton et l'acier afin de la comparer aux contraintes admissibles

- **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL 99)**

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

- **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}, \sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

Tableau V.2.11: Vérification des contraintes à l'ELS

Poutre	M _{smax}	A adopté	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _{st} MPa	σ _{bc}	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	σ _{st} ≤ 348
Principale	51.644	4.62	0.416	0.901	35.50	326.489	9.19	C.V	C.V
	29.958	7.69	0.692	0.878	25.98	120.894	4.65	C.V	C.V
Secondaire	47.85	7.69	0.776	0.873	24.37	215.986	8.862	C.V	C.V
	44.805	7.69	0.776	0.873	24.37	227.522	9.33	C.V	C.V

V.3. Ferrailage des voiles

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol.

Le ferrailage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G+Q) et horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

V.3.1. Combinaisons d'actions

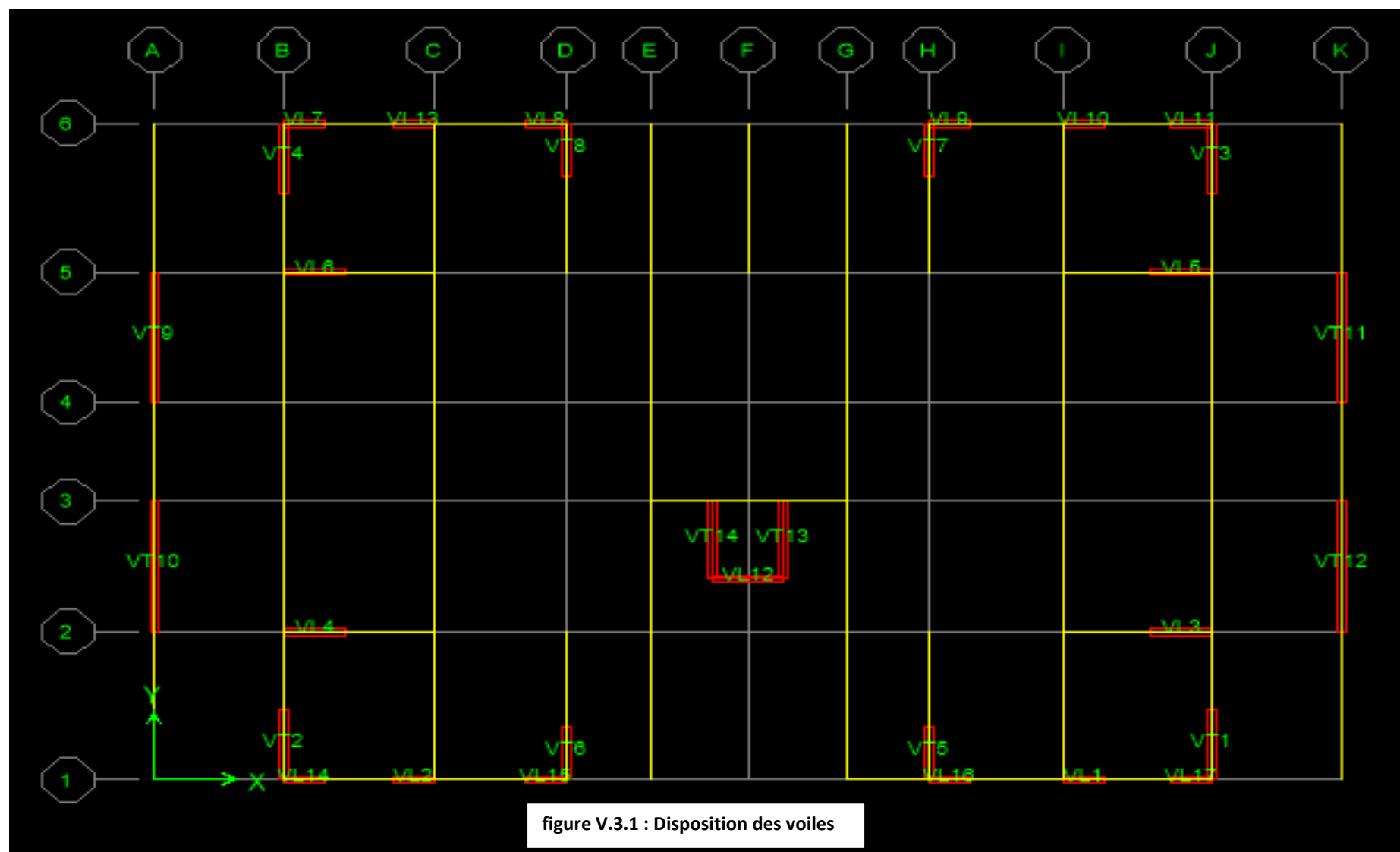
Tableau V.3.1 : Les combinaison d'actions

Selon le BAEL 99
ELU : 1.35G + 1.5G
ELS : G + Q

Selon le RPA version 2003
$G + Q \pm E$
$0.8G \pm E$

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs on décompose le bâtiment en quatre zones :

- Zone I : sous-sol, RDC et étage de service
- Zone II : 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème},
- Zone III : 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} étage
- Zone IV : 10^{ème}, 11^{ème} étage



V.3.2.Recommandation du RPA

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile : 0.15%
- En zone courantes : 0.10%
- **Armatures verticales**

- a. **On détermine les diagrammes des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{Mv}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{Mv'}{I}$$

Avec : M : moment dans le voile

N : effort normale dans le voile

$$v = v' = \frac{L}{2},$$

v : la distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue

v' : la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie du voile

B= L.e (L : longueur du voile ; e : épaisseur du voile)

- b. **On découpe les diagrammes obtenus en bondes de largeur « d »**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec : L_c : longueur de la partie comprimée

h_e : hauteur entre nus des planchers du voile considéré

- c. **On détermine l'effort normal ultime agissant en prenant la valeur moyenne des contraintes dans chaque section considérée, puis on détermine les armatures**

Tableau V.3.2 : Les armatures verticales

Type de sollicitation	En fonction des contraintes agissant sur le voile, On est dans le cas d'une : Section partiellement comprimé SPC.
longueur de calcul « d »	$d \leq \min(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c).$
Largeur L'	$L' = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L$
Calcul de la contrainte au niveau de la section [d]	$\sigma_d = (\frac{L'-d}{L'}) \sigma_{\max}$
Calcul des efforts internes correspondants	$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d.e$
Calcul du ferrailage	γ_s: coefficient de securite $\gamma_s = 1 \rightarrow$ stuation durable $\gamma_s = 1,15 \rightarrow$ stuation accidentelle σ_s: contrainte de calcule des aciers $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400.00 \text{MPa}$ A_s: section darmature $A_s = \frac{N}{\sigma_s}$
Armatures minimales	$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL Art A4.2.1})$ $A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{RPA Art 7.7.4.1})$

- **Armatures horizontales**

Tableau V.3.3 : Les armatures horizontales

-Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets, si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. -Elles doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Ø -Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.	
BEAL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4}$ Avec : $A_v \geq 0,15\%B$ A_v : Section d'armatures verticales adoptée	RPA 2003 : $A_h \geq 0.15\% B$

- **Armatures Transversales**

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 Version 2003 décrit ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- À chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Si les efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre épingles au mètre carré.

- **Armatures de couture**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V=1,4T$

T : effort tranchant calculé au niveau considéré

- **Armatures pour les potelets**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile

- **Disposition constructive**

Espacement

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e; 30\text{cm}\}$$

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.

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.

Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

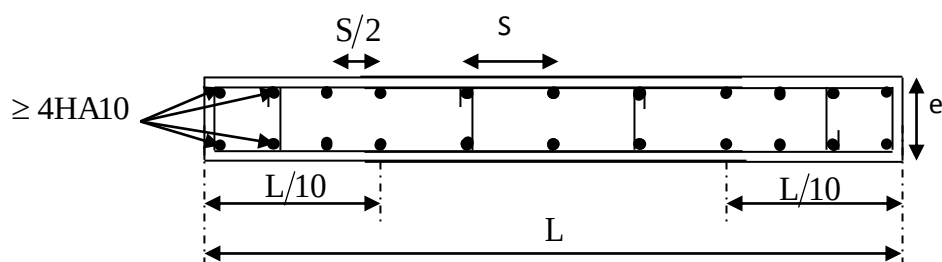


figure V.3.2 : Exemple de disposition des armatures verticales dans les voiles

V.3.3. Calcul de ferrailage des voiles

Tableau V.3.4 : Ferrailage du voile VL1

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0.40	0.40	0.40	0.40
	hauteur étage(m)		4.08	3.06	3.06	3.06
	L (m)		1.00	1.00	1.00	1.00
	e (m)		0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)		0.2	0.2	0.2	0.2
	He		4.080	3.060	3.060	3.060
	h		3.68	2.66	2.66	2.66
Solicitation de calcul	T(kN)		141.810	161.820	133.840	87.520
	N _{ser} (kN)		470.61	383.13	259.70	128.21
	V _u (kN)		198.534	226.548	187.376	122.528
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)		6670.760	3558.880	2928.840	2502.000
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)		3248.750	367.940	777.390	1199.770
	σ_s (kN/m ²)		400.00	400.00	400.00	400.00
	L _t		0.67	0.91	0.79	0.68
	L _c		0.33	0.09	0.21	0.32
	d		0.45	0.60	0.53	0.45
	σ_1		2223.587	1186.293	976.280	834.000
	N ₁		398.76	286.70	205.73	150.32
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		9.97	7.17	5.14	3.76
	A _{vj} (cm ²)		5.46	6.23	5.15	3.37
	A'v1/bande/nappe		11.33	8.73	6.43	4.60
ures mini male	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		1.79	2.42	2.11	1.80
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		12.31	13.56	13.56	9.04
	Choix de A (cm ²)		2*4HA14	2*6HA12	2*6HA12	2*4HA12
	St max		30	30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		3.08	6.16	3.96	3.96
	AH adopté(cm ²)		7.85	7.85	7.85	7.85
	choix de la section		2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10
	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vésication des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1.103	1.259	1.041	0.681
	3,26 MPa	τ_u	0.788	0.899	0.744	0.486
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2.154	1.617	1.161	0.573

Tableau V.3.5 : Ferrailage du voile VL3

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0.40	0.40	0.40	0.40
	hauteur étage(m)		4.08	3.06	3.06	3
	L (m)		1.50	1.50	1.50	1.50
	e (m)		0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m²)		0.3	0.3	0.3	0.3
	He		4.080	3.060	3.060	3.000
	h		3.68	2.66	2.66	2.60
Solicitation de calcul	T(kN)		209.090	138.180	117.810	85.850
	N _{ser} (kN)		876.05	725.79	509.16	809.72
	Vu (kN)		292.726	193.452	164.934	120.190
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		9135.180	3834.020	4164.480	4203.100
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		4325.690	1030.350	2088.290	2778.390
	σ_s (kN/m²)		400.00	400.00	400.00	400.00
	Lt		1.02	1.18	1.00	0.90
	Lc		0.48	0.32	0.50	0.60
	d		0.68	0.79	0.67	0.60
	σ_1		3045.060	1272.118	1388.160	1401.033
	N ₁		826.61	403.38	369.82	337.39
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		20.67	10.08	9.25	8.43
	A _{vj} (cm²)		8.05	5.32	4.54	3.31
	A'v1/bande		22.68	11.41	10.38	9.26
armatures minimales	A _{min} /bande(cm²)		2.71	3.16	2.66	2.41
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté(cm²)		24.12	18.46	13.56	13.56
	Choix de A (cm²)		2*6HA16	2*6HA14	2*6HA12	2*6HA12
	S _{t max}		30	30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe(cm2)		6.03	4.50	4.50	4.50
	AH adopté(cm2)		11.31	11.31	7.85	7.85
	choix de la section		2*5HA12	2*5HA12	2*5HA10	2*5HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
indicateur de construction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1.084	0.716	0.611	0.445

	3,26 MPa	τ_u	0.774	0.512	0.436	0.318
	$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	σ_{bc}	2.606	2.242	1.589	2.555

Tableau V.3.6 : Ferrailage du voile VL12

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0.40	0.40	0.40	0.40
	hauteur étage(m)		4.08	3.06	3.06	3
	L (m)		1.70	1.70	1.70	1.70
	e (m)		0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m²)		0.34	0.34	0.34	0.34
	He		4.080	3.060	3.060	3.000
	H		3.68	2.66	2.66	2.60
Solicitation de calcul	T(kN)		465.370	317.390	137.530	86.130
	N _{ser} (kN)		737.07	650.59	447.57	202.35
	Vu (kN)		651.518	444.346	192.542	120.582
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		6928.120	3423.050	2191.480	1514.130
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		3297.830	225.080	409.340	629.180
	σ_s (kN/m²)		400.00	400.00	400.00	400.00
	Lt		1.15	1.60	1.43	1.20
	Lc		0.55	0.10	0.27	0.50
	D		0.77	0.79	0.95	0.80
	σ_1		2309.373	1727.743	730.493	504.710
	N ₁		709.29	406.91	279.04	161.64
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		17.73	10.17	6.98	4.04
	A _{vj} (cm²)		17.92	12.22	5.29	3.32
	A'v1/bande		22.21	13.23	8.30	4.87
armatures minimales	A _{min} /bande(cm²)		3.07	3.16	3.82	3.20
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté(cm²)		24.12	18.46	13.56	13.56
	Choix de A (cm²)		2*6HA16	2*6HA14	2*6HA12	2*6HA12
	S _{tmax}		30	30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe(cm²)		6.03	5.10	5.10	5.10
	AH adopté(cm²)		11.31	11.31	7.85	7.85
	choix de la section		2*5HA12	2*5HA12	2*5HA10	2*5HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	τ_b	2.129	1.452	0.629	0.394
	3,26 MPa	τ_u	1.521	1.037	0.449	0.281

	$\overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	1.959	1.805	1.256	0.577
--	---	---------------	-------	-------	-------	-------

Tableau V.3.7 : Ferrailage du voile VT1

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	hpoutre(m)	0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur étage(m)	4.08	3.06	3.06	3.06
	L (m)	2.00	2.00	2.00	2.00
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m²)	0.4	0.4	0.4	0.4
	He	4.080	3.060	3.060	3.060
	h	3.73	2.71	2.71	2.71
Solicitation de calcul	T(kN)	200.990	170.730	153.060	114.760
	N _{ser} (kN)	863.25	691.99	475.68	221.50
	Vu(kN)	281.386	239.022	214.284	160.664
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)	6928.120	3565.080	2865.950	2438.770
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)	3297.830	627.760	518.120	1152.980
	σ_s (kN/m²)	400.00	400.00	400.00	400.00
	Lt	1.36	1.70	1.69	1.36
	Lc	0.64	0.30	0.31	0.64
	d	0.90	1.13	1.13	0.91
	σ_1	2309.373	1188.360	955.317	812.923
	N ₁	834.46	538.90	431.49	294.38
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)	20.86	13.47	10.79	7.36
	A _{vj} (cm²)	7.74	6.57	5.89	4.42
	A'v1/bande/nappe	22.80	15.12	12.26	8.46
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe(cm²)	3.61	4.53	4.52	3.62
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté(cm²)	24.12	18.46	13.56	13.56
	Choix de A (cm²)	2*6HA16	2*6HA14	2*6HA12	2*6HA12
	Stmax	30	30	30	30
	Espacement (cm)	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)	6.09	6.00	6.00	6.00
	AH adopté(cm2)	11.31	11.31	7.85	7.85
	choix de la section	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA10	2*5HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	25
	Aadoptée	4 épingles HA8 /m²			

Vérification des construction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0.782	0.664	0.595	0.446
	3,26 MPa	τ_u	0.558	0.474	0.425	0.319
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	1.977	1.627	1.136	0.535

Tableau V.3.8 : Ferrailage du voile VT5

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	hpoutre(m)	0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur étage(m)	4.08	3.06	3.06	3.06
	L (m)	1.50	1.50	1.50	1.50
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m²)	0.3	0.3	0.3	0.3
	He	4.080	3.060	3.060	3.060
	h	3.73	2.71	2.71	2.71
Solicitation de calcul	T(kN)	111.430	87.960	80.330	66.320
	N _{ser} (kN)	1133.53	843.01	513.11	267.84
	V _u (kN)	156.002	123.144	112.462	92.848
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)	9135.180	5043.090	4164.680	4203.100
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)	4714.710	2462.600	2088.290	2778.390
	σ_s (kN/m²)	400.00	400.00	400.00	400.00
	Lt	0.99	1.01	1.00	0.90
	Lc	0.51	0.49	0.50	0.60
	d	0.66	0.67	0.67	0.60
	σ_1	3045.060	1681.030	1388.227	1401.033
	N ₁	803.39	451.80	369.84	337.39
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)	20.08	11.29	9.25	8.43
	A _{vj} (cm²)	4.29	3.39	3.09	2.55
	A'v1/bande/nappe	21.16	12.14	10.02	9.07
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe(cm²)	2.64	2.69	2.66	2.41
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté(cm²)	24.12	18.46	13.56	13.56
	Choix de A (cm²)	2*6HA16	2*6H114	2*6HA12	2*6HA12
	Stmax	30	30	30	30
	Espacement (cm)	15	15	15	15
armatures horizontales	AH /nappe(cm2)	5.32	4.50	4.50	4.50
	AH adopté(cm2)	11.31	11.31	7.85	7.85

Armatures transversales	choix de la section		2*5HA12	2*5HA12	2*5HA10	2*5HA10
	Espacement s (cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0.578	0.456	0.417	0.344
	3,26 MPa	τ_u	0.413	0.326	0.298	0.246
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	3.415	2.640	1.623	0.847

Tableau V.3.9 : Ferrailage du voile VT9

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	hpoutre(m)	0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur étage(m)	4.08	3.06	3.06	3.06
	L (m)	3.20	3.20	3.20	3.20
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.64	0.64	0.64	0.64
	He	4.080	3.060	3.060	3.060
	h	3.73	2.71	2.71	2.71
Solicitation de calcul	T(kN)	708.600	601.950	348.350	195.010
	N _{ser} (kN)	1413.54	1179.79	804.16	393.76
	Vu (kN)	992.040	842.730	487.690	273.014
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)	7979.160	5043.090	2515.440	2438.760
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)	4717.710	2462.600	760.400	1105.120
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00	400.00
	Lt	2.01	2.15	2.46	2.20
	Lc	1.19	1.05	0.74	1.00
	d	1.34	1.36	1.36	1.36
	σ_1	2659.720	1864.899	1128.327	938.148
	N ₁	1426.31	936.03	493.73	457.57
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	35.66	23.40	12.34	11.44
	A _{vj} (cm ²)	27.28	23.18	13.41	7.51
	A'v1/bande/nappe	42.48	29.19	15.70	13.32
ures miniales	A _{min} /bande/nappe(cm ²)	5.36	5.42	5.42	5.42
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté(cm ²)	44.24	33.86	24.88	24.88
	Choix de A (cm ²)	2*11HA16	2*11HA14	2*11HA12	2*11HA12
	Stmax	30	30	30	30
	Espacement (cm)	14	14	14	14
ures horizontales	AH /nappe(cm2)	11.18	9.60	9.60	9.60
	AH adopté(cm2)	11.31	11.31	7.85	7.85

Armat ures transverse	choix de la section		2*5HA12	2*5HA12	2*5HA10	2*5HA10
	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
	Vérification des construction					
	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1.722	1.463	0.847	0.474
	3,26 MPa	τ_u	1.230	1.045	0.605	0.339
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	1.999	1.712	1.210	0.596

Tableau V.3.10 : Ferrailage du voile VT13

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	hpoutre(m)	0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur étage(m)	4.08	3.06	3.06	3.06
	L (m)	2.20	2.20	2.20	2.20
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.44	0.44	0.44	0.44
	He	4.080	3.060	3.060	3.060
	h	3.73	2.71	2.71	2.71
Solicitation de calcul	T(kN)	313.950	265.040	165.180	102.620
	N _{ser} (kN)	978.99	866.10	595.28	271.89
	Vu (kN)	439.530	371.056	231.252	143.668
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)	7765.350	6769.460	6642.040	5447.130
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)	4125.260	3858.080	3351.290	3452.950
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00	400.00
	Lt	1.44	1.40	1.46	1.35
	Lc	0.76	0.80	0.74	0.85
	d	0.96	0.93	0.97	0.90
	σ_1	2588.450	2256.487	2214.013	1815.710
	N ₁	991.72	843.23	863.30	651.95
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	24.79	21.08	21.58	16.30
	A _{vj} (cm ²)	12.09	10.20	6.36	3.95
	A'v1/bande/nappe	27.81	23.63	23.17	17.29
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe(cm ²)	3.83	3.74	3.90	3.59
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté(cm ²)	28.15	21.55	15.83	15.83
	Choix de A (cm ²)	2*7HA16	2*7HA14	2*7HA12	2*7HA12
	Stmax	30	30	30	30
	Espacement (cm)	15	15	15	15
Armat ures horizo ntales	AH /nappe(cm2)	6.99	6.60	6.60	6.60
	AH adopté(cm2)	11.31	11.31	7.85	7.85

Armatures transversales	choix de la section		2*5HA12	2*5HA12	2*5HA10	2*5HA10
	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des constructions		τ_b	1.110	0.937	0.584	0.363
		τ_u	0.793	0.669	0.417	0.259
		σ_{bc}	2.031	1.817	1.249	0.582

CHAPITRES VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI. Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure vers le sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

VI.1. Fondation**VI.1.1. Importance d'étude des fondations**

Le sol étant l'élément de base d'une construction, l'étude des fondations est la première importance.

La connaissance du sol de fondation doit précéder toute étude de structure telle qu'elle soit.

En effet, le sol est une donnée alors que la structure est définie et pour une partie, la conception de celle-ci sera fonction des caractéristiques du sol de fondation.

VI.1.2. Type de fondation

Selon la hauteur d'encastrement « D », c'est-à-dire l'épaisseur minimale des terres qui se trouvent au-dessus de la base de la fondation, et la largeur de la base « B », on peut définir les fondations comme étant :

- Fondation superficielle si $D < 1.5B$
- Fondation semi-profondes si $1.5B < D < 5B$
- Fondation profonde si $D > 5B$

VI.1.3. Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné :

- Une contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2\text{bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée eaux.

Le choix du type de fondation doit satisfaire les critères suivants :

- La stabilité de l'ouvrage.
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Un faible coût de réalisation (économie).
- La durée de vie.

Le choix du type de fondation est fonction de :

- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Des caractéristiques topographiques du terrain.
- Les conditions relatives au voisinage du projet.

Profondeur hors gel des semelles de fondation :

- Les cycles de gel-dégel peuvent déstructurer le sol d'assise des semelles de fondation et c'est pourquoi il est impératif de construire les fondations à une profondeur « hors-gel » suffisante.
Cette profondeur varie selon la zone climatique, l'altitude et selon la capacité portante du sol.

VI.1.4. Dimensionnement

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service pour leur dimensionnement et l'état limite ultime pour leurs armatures.

a. Les semelles filantes

D'après le (RPA99 /Version 2003 Art10.1 ,4.1) les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Il faut considérer uniquement l'effet normal obtenu à la base de tous les poteaux du

$$\text{sous-sol} \quad A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Homothétie des dimension} \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1 \rightarrow A = B \text{ d'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

Semelles filantes :

Les semelles filantes sont les fondations des voiles $B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$

Avec : B : la largeur de la semelle

L : longueur de la semelle

σ_{sol} : contrainte du sol

Semelle filante sous voiles**Tableau VI.1.1 : Semelle filante sous voiles**

Sens longitudinal							
Voile	N_s	L	$N^{\text{bre}} \text{ voile}$	σ_{sol}	$\sigma_{\text{sol L}}$	$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol.L}}}(\text{m})$	$S = B \times L \times N(\text{m}^2)$
V_{L1}	470.61	1	12	200	200	2.353	28.236
V_{L3}	876.05	1.5	4	200	300	2.92	17.52
V_{L12}	465.37	1.7	1	200	340	1.369	2.327
Somme							48.083
Sens transversale							
VT_1	863.25	2	4	200	400	2.158	17.264
VT_5	1133.53	1.5	4	200	300	3.778	22.668
VT_9	1413.54	3.20	4	200	640	2.209	28.276
VT_{13}	978.99	2.20	2	200	440	2.225	9.79
Somme							77.998

La somme des surfaces des semelles sous voile est

$$S_V = \sum B_i \cdot L_i = 48.083 + 77.998 \rightarrow S_V = 126.081 \text{ m}^2$$

Semelle filante sous poteaux

Le poteau le plus sollicité donne par c'est le poteau N°4 donné par le logiciel Etabs.

Tableau VI.1.2 : Le portique le plus sollicité

Poteau	N_i	e_i	$N_i \times e_i$	N_i
C_{16}	1232.74	13.25	1633.805	1.158
C_{10}	1208.05	10.35	12503.32	-0.586
C_4	1618.29	6.95	11247.32	-2.331
C_{46}	1596.08	2.15	3431.57	-3.172
C_{40}	1595.17	-2.15	-3429.62	-3.774
C_{34}	1617.38	-6.95	11240.8	-2.712
C_{28}	1208.88	-10.35	12511.9	-0.586
C_{22}	1232.89	-13.25	16335.8	1.107
La somme	11309.48	/	-14702.35	-10.878

Résultat de calcul d'une semelle filante sous poteau

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

Avec : e : l'excentricité par rapport au centre de gravité.

$$e = \frac{-14702.35 - 10.878}{11309.48}$$

$$e = -1.30$$

b. Détermination de la distribution des sollicitations de la semelle

$$e < \frac{L}{b} \rightarrow \text{répartition trapézoïdale}$$

$$e > \frac{L}{b} \rightarrow \text{répartition triangulaire}$$

$$e = -1.30$$

$$\frac{L}{b} = \frac{29}{6} = 4.83$$

$$-1.30 < 4.83 \rightarrow e < \frac{L}{b} \rightarrow \text{répartition trapézoïdale}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{11309.48}{29} \left(1 - \frac{6 \times (-1.3)}{29} \right) = 494.78 \text{ KN/m} \\ q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{11309.48}{29} \left(1 + \frac{6 \times (-1.3)}{29} \right) = 285.09 \text{ KN/m} \\ q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right) = \frac{11309.48}{29} \left(1 + \frac{3 \times (-1.3)}{29} \right) = 337.53 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

c. Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{337.53}{200} = 1.69 \text{ m}$$

$$B = 1.69 \text{ m}$$

d. Détermination de la surface de la semelle

- **La surface de la semelle filante sous poteau**

$$S_p = B \times L = 1.69 \times 29 = 49.01 \text{ m}^2$$

- **La surface totale des semelles filantes sous poteau**

$$S_{\text{poteaux}} = S_{p \times n} = 49.01 \times 8 = 392.08 \text{ m}^2$$

- **La surface totale occupée par les semelles filantes**

$$S_t = S_v + S_{\text{poteaux}} = 126.081 + 392.08 = 518.161 \text{ m}^2$$

- **La surface totale de la structure**

$$S_{\text{bat}} = 29 \times 19.10 = 553.9 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{518.161}{553.9} = 0.935 \times 100 = 93.5\%$$

$$S_t > 50\% S_{\text{bat}}$$

La surface totale des semelles filantes représente 93.5% de la surface du bâtiment

Conclusion

Les semelles occupent plus de 50% du sol d'assise, la solution des semelles filantes est à écarter et on adopte un radier général comme fondation pour notre bâtiment

VI.2. Etude du radier

Le radier général sera d'assise à la construction il correspond au plancher bas du bâtiment pour pouvoir retenir ce mode de fondation il faut tout fois que la construction ne supporte pas de charges d'exploitation présentant d'importantes dissymétrie.

Lorsque la condition précédente est réalisée le radier fonctionne comme un plancher renverser.



Figure VI.2.1 : Coupe sur un radier

VI.2.1. Prédimensionnement du radier

a. Condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} \geq 25\text{cm}$)

b. Condition forfaitaire

La nervure du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_n > \frac{L_{\max}}{10} = \frac{520}{10} = 52\text{cm}$$

On opte pour $h_n = 55\text{cm}$

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{5.2}{20} = 0.26\text{m}$$

On opte pour $h_d = 30\text{cm}$

c. Condition de rigidité (condition de la longueur d'élasticité)

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

Le radier est rigide s'il vérifie $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e$

On aura donc : $h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$

Avec :

$K=40\text{MPa}$ module de raideur du sol pour un sol moyen

$L_{\max} = 5.20 \text{ m}$, la plus grande distance entre deux poteaux

L_e : Longueur élastique.

$E = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10819 \text{ MPa}$ → Module de déformation longitudinal déferée.

$I = \frac{b \times h^3}{12}$, inertie d'une bande de 1m de radier

b : Largeur du radier $0.4h \leq b \leq 0.7h$

Calcul de b et h :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 5.20\right)^4 \cdot \frac{3 \times 40}{10819}} = 1.10 \text{ m}$$

$$h_n = 110 \text{ cm}$$

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n$$

$$0.4(110) \leq b_n \leq 0.7(110)$$

$$44 \leq b_n \leq 77$$

$$b_n = 60 \text{ cm}$$

On opte pour $b = 60 \text{ cm}$ comme largeur de la nervure

Hauteur de la dalle flottante

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq H_{\text{dalle flottante}} \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{520}{50} \leq H_{\text{dalle flottante}} \leq \frac{520}{40}$$

$$10.4 \leq H_{\text{dalle flottante}} \leq 13$$

On opte pour une hauteur de 15 cm

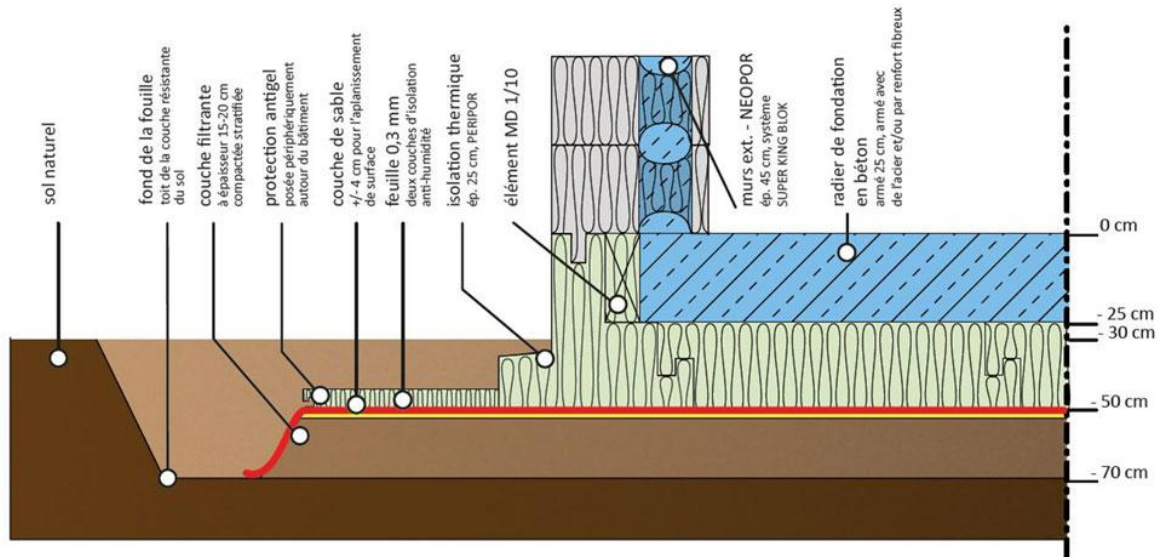


Figure VI.2.2 : Coupe verticale sur un radier

VI.2.2. Détermination de la surface nécessaire au radier

a. Chargement

Tableau VI.2.1 : Chargement

Chargement	
Charge permanente de la structure	$G = 61091.23 \text{ KN}$
Charge d'exploitation de la structure	$Q = 8353.9 \text{ KN}$

b. Combinaison d'action

Tableau VI.2.2 : Combinaison d'action

Combinaison d'actions	
ELU	ELS
$N_U = 1,35G + 1,5Q$ $N_U = 1.35 \times 61091.23 + 1.5 \times 8353.9$ $N_U = 95004.0105 \text{ KN}$	$N_S = G + Q$ $N_S = 61091.23 + 8353.9$ $N_S = 69445.13 \text{ KN}$

c. Calcul des surfaces

Tableau VI.2.3 : Calcul des surfaces

la surface du radier	ELU	$S_{\text{ner}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{95004.0105}{1,33 \times 200} = 357.15 \text{m}^2$
	ELS	$S_{\text{ner}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{69445.13}{200} = 347.22 \text{m}^2$
Surface adoptée	$S_{\text{rad}} = \max (s_{\text{nec}}^{\text{ELU}}, s_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 357.15 \text{ m}^2$	
la surface du bâtiment	$S_{\text{bat}} = 19.10 \times 29.00$ $S_{\text{bat}} = 553.9 \text{m}^2$	

Conclusion

$$S_{\text{bat}} = 553.9 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 357.15 \text{m}^2,$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on doit ajouter au radier un débord minimale de largeur L_{deb} .

d. Dimensionnement du débord

Tableau VI.2.4 : Dimensionnement du débord

Longueur de débord	$L_{\text{deb}} \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{cm} \right) = \max \left(\frac{110}{2} ; 30 \text{cm} \right) = 55 \text{cm}$ $L_{\text{deb}} = 55 \text{ cm}$
Surface de débord	$S_{\text{deb}} = L_{\text{deb}} (L_x \times L_y) \times 2 = 0.55 (19.10 \times 29) \times 2 = 52.91 \text{m}^2$
surface totale du radier	$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 553.9 + 52.91 = 606.81 \text{m}^2$

e. Calcul des sollicitations à la base du radier

- La charge permanente G**

1. Poids du bâtiment :

$$G = 61091.23 \text{KN}$$

2. Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \cdot h_d \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 606.8 \times 0.30 \times 25 = 4551.075 \text{KN}$$

3. Poids des nervures :

$$P_{\text{nerv}} = b_n(h_n - h_d)\rho_b \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0,60 \times (1,1 - 0,30) \times 25 \times (29 \times 8 + 19,10 \times 6) = 4159,2 \text{ KN}$$

4. Poids de TVO :

$$P_{\text{tvo}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \rho_{\text{tvo}}$$

$$S_{\text{ner}} = b_n \times \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m) = 0,6(29 \times 8 + 19,10 \times 6) = 207,96 \text{ m}^2.$$

$$P_{\text{TVO}} = (606,81 - 207,96) \times 0,7 \times 17 = 5424,36 \text{ KN}$$

5. Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \cdot e_{\text{p dalle}} \cdot \rho_b$$

$$e_{\text{p dalle flottante}} = 15 \text{ cm.}$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (606,81 - 207,96) \times 0,15 \times 25 = 1495,68 \text{ KN}$$

6. Poids de radier :

$$\text{Poids de radier} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nerv}} + P_{\text{tvo}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

$$\text{Poids de radier} = 4551,075 + 4159,2 + 5424,36 + 1495,68 = 15630,315 \text{ KN}$$

- **La charge d'exploitation Q**

$$\text{Surcharge de bâtiment Q} : 8353,9 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge du radier} : Q = 3,5 \times 606,81 = 2123,83 \text{ KN}$$

- **Le poids total de la structure**

$$G_T = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 61091,23 + 15630,315 = 76721,54 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 8353,9 + 2123,83 = 10477,73 \text{ KN}$$

- **Les combinaisons d'action**

A l'ELU :

- $N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 76721,54 + 1,5 \times 10477 = 11920,674 \text{ KN}$

A l'ELS:

- $N_s = G + Q = 76721.54 + 10477.73 = 87199.27 \text{ KN}$

f. Verifications

- Vérification à la contrainte de cisaillement**

Tableau VI.2.5 : Vérification à la contrainte de cisaillement

Contrainte de cisaillement	$T_U^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{119290.674}{606.81} \times \frac{5.20}{2}$ $= 511.124 \text{ KN}$ $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{490.24 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.815 \text{ MPa}$
Contrainte cisaillement admissible	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u = 1.815 \text{ MPa} < \tau_{\text{adm}} = 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$

- Vérification de la stabilité du radier**

Sens longitudinal

Tableau VI.2.6 : Vérification de la stabilité du radier au sens longitudinal

	Sens longitudinal
Calcul du centre de gravité du radier	$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{(19.10 \times 29) \times \frac{29}{2}}{(29 \times 19.10)} = 14.5 \text{ m}$
Moment d'inertie	$I_{yy} = \frac{19.10 \times 29^3}{12} = 38819.15 \text{ m}^4$
Moment a la base	$M = M_0 + T_0 \cdot h$ $M_x = 101472.298 + (42512.894 \times 1.1)$ $= 148236.48 \text{ KN.m}$
ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{119290.674}{606.81} + \frac{148236.48}{38819.15} \times 14.5$ $\sigma_1 = 251.95 \text{ KN/m}^2$
	$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{119290.674}{606.81} - \frac{148236.48}{38819.15} \times 14.5$

	$\sigma_2 = 141.21 \text{ KN/m}^2$
	$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 251.95 + 141.21}{4}$ $\sigma_m = 223.51 \text{ KN/m}^2$
Vérifications	$\sigma_m = 223.51 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33\sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN / m}^2$ Condition vérifiée
ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{87199.27}{606.81} + \frac{148236.48}{38819.15} \times 14.5$ $\sigma_1 = 199.07 \text{ KN/m}^2$
	$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{87199.27}{606.81} - \frac{148236.48}{38819.15} \times 14.5$ $\sigma_2 = 88.33 \text{ KN/m}^2$
	$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 199.07 + 88.33}{4}$ $\sigma_m = 171.685 \text{ KN/m}^2$
Vérifications	$\sigma_m = 171.385 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN / m}^2$ Condition vérifiée.

Sens transversal

Tableau VI.2.7 : Vérification de la stabilité du radier au sens transversal

	Sens transversal
Calcul du centre de gravité du radier	$Y_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{(19.10 \times 29) \times \frac{19.10}{2}}{(19.10 \times 29)} = 9.55 \text{ m}$
Moment d'inertie	$I_{xx} = \frac{29 \times 19.10^3}{12} = 16839.02 \text{ m}^4$
Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \cdot h$ $M_y = 103665.913 + (65646.021 \times 1.1)$ $M_y = 175876.53 \text{ m}$
ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{119290.674}{606.81} + \frac{175876.53}{16839.02} \times 9.55$ $\sigma_1 = 296.33 \text{ KN/m}^2$
	$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{119290.674}{606.81} - \frac{175876.53}{16839.02} \times 9.55$ $\sigma_2 = 96.84 \text{ KN/m}^2$

	$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 296.33 + 96.84}{4}$ $\sigma_m = 246.45 \text{ KN/m}^2$
Vérifications	$\sigma_m = 246.45 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN / m}^2$ Condition vérifiée
ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{87199.27}{606.81} + \frac{175876.53}{16839.02} \times 9.55$ $\sigma_1 = 243.44 \text{ KN/m}^2$
	$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{87199.27}{606.81} - \frac{175876.53}{16839.02} \times 9.55$ $\sigma_2 = 43.95 \text{ KN/m}^2$
	$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 243.44 + 43.95}{4}$ $\sigma_m = 193.56 \text{ KN/m}^2$
Vérifications	$\sigma_m = 193.56 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN / m}^2$ Condition vérifiée.

VI.2.3. Ferrailage du radier

Pour le calcul du ferrailage on utilise les méthodes exposées dans le **BAEL 91 modifiées 99**.

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie et appuyé sur les poteaux et les voiles.

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol.

Afin de simplifier le calcul on prend le panneau du radier le plus sollicité et nous généraliserons le ferrailage pour le reste des panneaux.

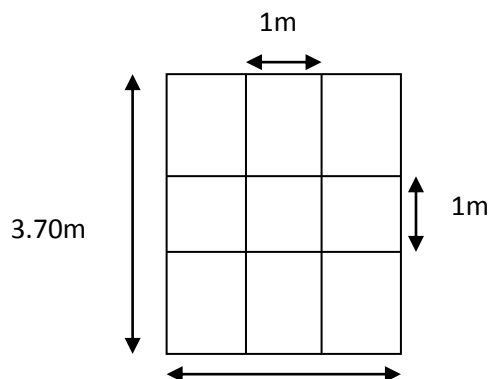


Figure VI.2.3 : Le panneau le plus sollicité

a. Les contraintes prises en compte dans le calcul

Tableau VI.2.8 : Les contraintes prises en compte dans le calcul

	Contrainte
ELU	$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(223.51; 246.45)$ $\sigma_m^{\max} = 246.45 \text{ KN/m}$
ELS	$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(171.385; 193.56)$ $\sigma_m^{\max} = 193.56 \text{ KN/m}^2$

b. Chargement

Tableau VI.2.9 : Chargement de la dalle du radier

	Chargements
ELU	$q_u = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(246.45 - \frac{76192.106}{606.81} \right) \times 1 \text{ m}$ $q_u = 120.88 \text{ KN/ml}$
ELS	$q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(193.56 - \frac{76192.106}{606.81} \right) \times 1 \text{ m}$ $q_s = 67.99 \text{ KN/ml}$

c. Sollicitation**Les moments isostatiques**

On prend une bande de 1m de largeur aux milieux de chaque portée

Avec : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$ et $M_y = \mu_y \times M_x$.

Tableau VI.2.10 : Moment isostatique de la dalle du radier

	ELU	ELS
$\rho_x = \frac{L_x}{L_y}$	0.84	0.84
Coefficient de poisson	$\nu=0$	$\nu=0,2$
μ_x	0,0520	0.0589
μ_y	0.667	0.764
M_{0x}	$0.0520 \times 120.88 \times 3.10^2$ $= 60.406 \text{ KN.m}$	$0.0589 \times 67.99 \times 3.10^2$ $= 38.48 \text{ KN.m}$
M_{0y}	0.667×60.406 $= 40.29 \text{ KN.m}$	0.764×38.49 $= 29.399 \text{ KN.m}$

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

- Moment en travée : $M_{tx} = 0.75M_{0x}$; $M_{ty} = 0.75M_{0y}$
- Moment aux appuis : $M_{ax} = 0.5M_{0x}$; $M_{ay} = 0.5M_{0y}$

Si le panneau est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

- Moment en travée : $M_{tx} = 0.85M_{0x}$; $M_{ty} = 0.85M_{0y}$
- Moment sur les appuis de rives : $M_{ax} = 0.3M_{0x}$; $M_{ay} = 0.3M_{0y}$
- Moment sur les appuis intermédiaire : $M_{ax} = 0.5M_{0x}$; $M_{ay} = 0.5M_{0y}$

Calcul des moments aux appuis et en travées

Dans notre cas, le panneau est continu au-delà de ses appuis selon x, et considéré comme appuis de rive selon y

Tableau VI.2.11 : Moment aux appuis et en travées de la dalle du radier

	Selon x	
	ELU	ELS
Moments aux appuis	$M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 0,5 \times 60.406$ $M_{ax} = 30.203\text{KN.m}$	$M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 0,5 \times 30.48$ $M_{ax} = 19.24\text{KN.m}$
Moments en travées	$M_{tx} = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 60.406$ $M_{tx} = 45.304\text{KN.m}$	$M_{tx} = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 38.48$ $M_{tx} = 28.86\text{KN.m}$
	Selon y	
	ELU	ELS
Moments en travées	$M_{ty} = 0.85 M_{y0} = 0,85 \times 40.29$ $M_{ty} = 34.246\text{KN.m}$	$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 0,85 \times 29.399$ $M_{ty} = 24.99\text{KN.m}$
Appuis de rive	$M_{ary} = 0.3 \times M_{y0} = 0.3 \times 40.29$ $M_{ary} = 12.078\text{KN.m}$	$M_{ary} = 0.3 \times M_{y0} = 0.3 \times 29.33$ $M_{ary} = 8.82\text{KN.m}$
Appui intermédiaire	$M_{aiy} = 0.5 M_{y0} = 0.5 \times 40.29$ $M_{aiy} = 20.145\text{KN.m}$	$M_{aiy} = 0.5 M_{y0} = 0.5 \times 29.33$ $M_{aiy} = 14.7\text{KN.m}$

d. Ferrailage

$$b = 100\text{cm}, d = h_d - c = 30. - 2 = 28, f_{bu} = 14.2\text{MPa}$$

Tableau VI.2.12 : Ferrailage du radier

	Aux appuis			En travées	
	Sens x-x	Sens y-y		Sens x-x	Sens y-y
		Appuis de rive	Appuis intermédiaire		
Moment (KN.m)	30.203	12.087	20.145	45.304	34.246
$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$	0.027	0.010	0.018	0.04	0.030
$\mu < \mu_l = 0.392$	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V
	SSA	SSA	SSA	SSA	SSA
β	0.986	0.995	0.991	0.980	0.985
$A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} (\text{cm}^2)$	3.14	1.25	2.08	4.74	3.56
A adoptée (cm ²)	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
	5.65	5.65	5.65	5.65	5.65

VI.2.4. Vérification à l'ELU**a. Condition de non fragilité du béton****Tableau VI.2.13 : Vérification de non fragilité du béton**

A adoptée (cm ²)	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
	5.65	5.65	5.65	5.65	5.65
$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} = \delta_0 \times b \times h \times \frac{3 - \rho_x}{2} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0.84}{2} = 2.592$				
Vérification	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V

b. Espacement des armatures (Art A.8.2.42 BAEL/99)

Sens x-x : $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(90, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow \text{C.V}$$

Sens y-y : $S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = \min(120, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \rightarrow \text{C.V}$$

c. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier $\tau_u \leq \overline{\tau_{adm}}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd}, V_u^{\max} = \frac{P}{3l_y}, P = q_u \times l_x \times l_y = 120.88 \times 3.10 \times 3.70 = 1389.49\text{KN}$$

$$V_u^{\max} = \frac{1389.49}{3 \times 3.70} = \frac{1389.49}{11.1} = 124.91\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{124.91}{1000 \times 280} = 0.446\text{MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3.3\text{MPa}$$

$$0.446 < 3.3 \rightarrow \text{C.V}$$

VI.2.5. Vérification à l'ELS

Tableau VI.2.14 : Vérification de la contrainte

	Aux appuis			En travée	
	Sens x-x	Sens y-y		Sens x-x	Sens y-y
		Rive	Intermédiaire		
Moment	19.24	8.82	14.7	28.86	24.99
A	5.65	5.65	5.65	5.65	5.65
$\rho = \frac{100A}{bd}$	0.202	0.202	0.202	0.202	0.202
β	0.927	0.927	0.927	0.927	0.927
K	53.49	53.49	53.49	53.49	53.49
σ_s	131.195	60.142	100.238	196.79	170.404
σ_{bc}	2.45	1.124	1.874	3.68	3.186
$\overline{\sigma_{bc}}$	15	15	15	15	15
Vérification	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V

Conclusion : Le ferrailage adopté pour la dalle à l'ELU est satisfaisant.

VI.3. Etude de la nervure

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier, celui-ci sera muni de nervures dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

VI.3.1. Chargement simplifier

Pour le calcul des efforts internes maximum, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées consiste à trouver la largeur de la dalle (panneau) 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. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément repart et le calcul devient classique.

Pour les charges trapézoïdales

- **Sens transversal**

$$L_m = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 3.10 \left(0.5 - \frac{0.84^2}{6} \right) = 1.185\text{m}$$

$$L_t = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 3.10 \left(0.5 - \frac{0.84}{4} \right) = 0.89\text{m}$$

- **Sens longitudinal**

$$L_m = L_y \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 3.70 \left(0.5 - \frac{0.84^2}{6} \right) = 1.41\text{m}$$

$$L_t = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 3.70 \left(0.5 - \frac{0.84}{4} \right) = 1.07\text{m}$$

VI.3.2. Charge à considérer

- **Sens transversal**

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 120.88 \times 1.41 \times 2 = 340.88\text{KN/ml}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 67.99 \times 1.41 \times 2 = 191.73\text{KN/ml}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 120.88 \times 1.07 \times 2 = 258.68\text{KN/ml}$$

$$q_{Ts} = q_s \times L_t = 67.88 \times 1.07 \times 2 = 145.26\text{KN/ml}$$

- Sens transversal

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 120.88 \times 1.185 \times 2 = 286.48 \text{KN/ml}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 67.99 \times 1.185 \times 2 = 161.13 \text{KN/ml}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 120.88 \times 0.89 \times 2 = 215.16 \text{KN/ml}$$

$$q_{Ts} = q_s \times L_t = 67.88 \times 0.89 \times 2 = 121.02 \text{KN/ml}$$

- Sens transversale

ELU

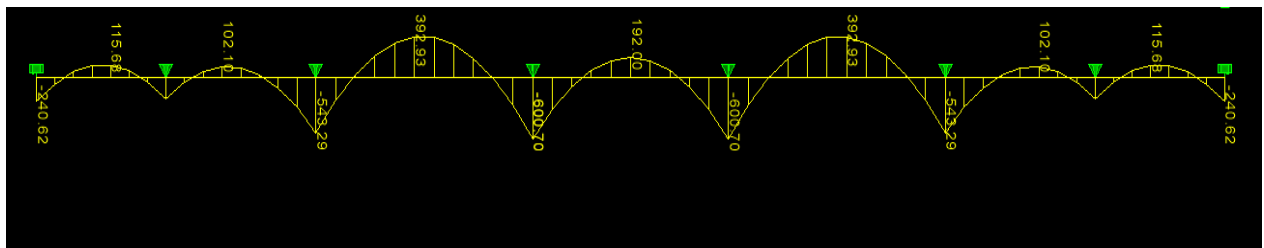


Figure VI.3.1 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU sens transversale

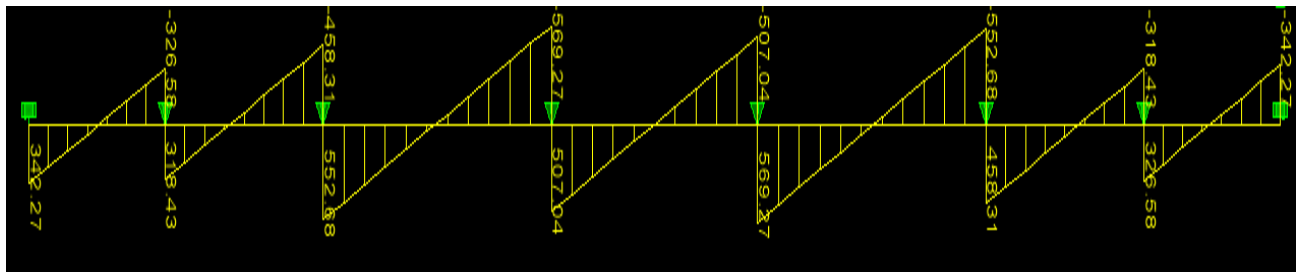


Figure VI.3.2 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU sens transversale

ELS

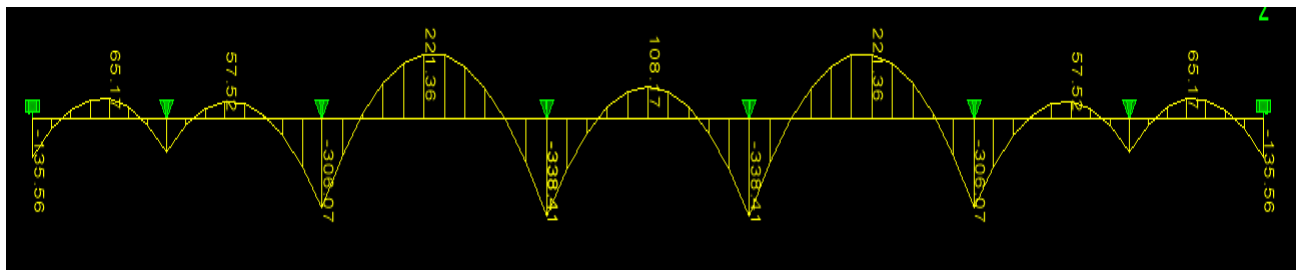


Figure VI.3.3 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS sens transversale

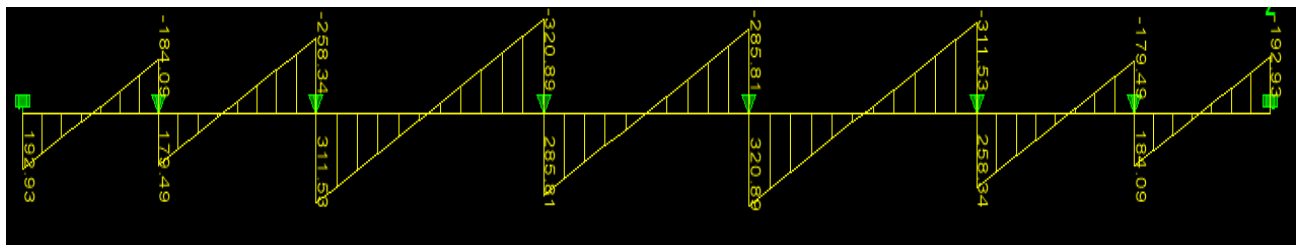


Figure VI.3.4 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS sens transversale

- Sens longitudinale

ELU

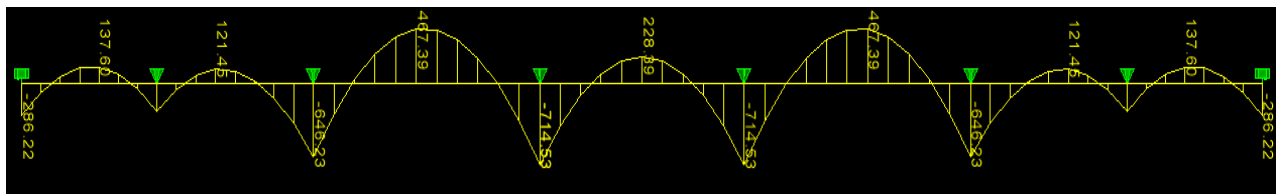


Figure VI.3.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU sens longitudinale

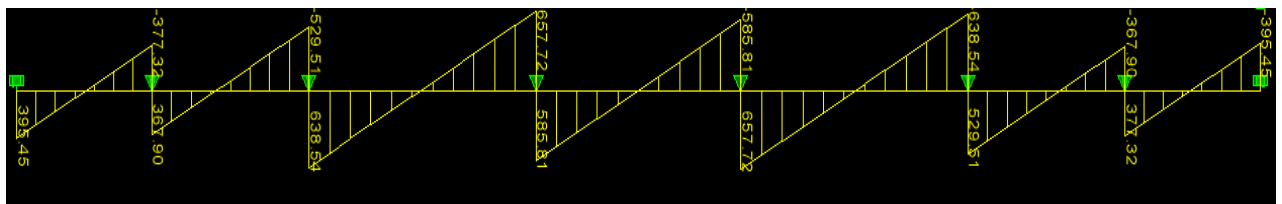


Figure VI.3.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU sens longitudinale

ELS

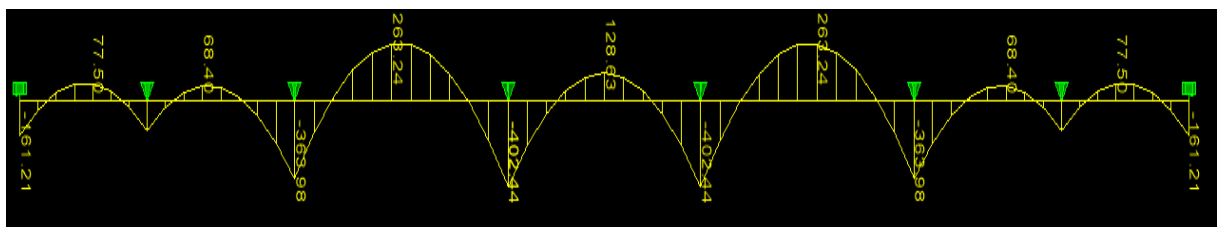


Figure VI.3.7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS sens longitudinale

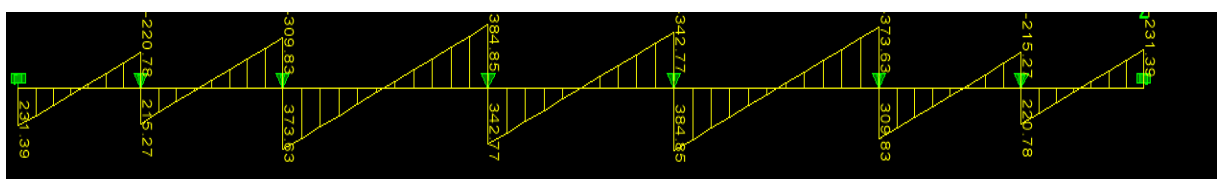


Figure VI.3.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS sens longitudinale

- Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3.1 : Les moments de la nervure

	Sens x-x		Sens y-y
Moment en travées	ELU	467.39	392.93
	ELS	263.24	338.41
Moment aux appuis	ELU	714.53	600.70
	ELS	402.44	221.36
Effort tranchant	ELU	657.72	569.27
	ELS	384.85	302.89

VI.3.3. Calcul des armatures

$h_n=110\text{cm}$, $b=60\text{cm}$, $d=108\text{cm}$

Tableau VI.3.2 : Calcul des armatures

	Sens x-x		Sens y-y	
	Aux appuis	En travées	Aux appuis	En travées
Moment	714.53	467.39	600.70	392.93
μ	0.072	0.047	0.060	0.040
$\mu < 0.392$	C.V	C.V	C.V	C.V
	SSA			
β	0.963	0.975	0.969	0.980
A	19.74	12.75	16.49	10.65
A choix	5HA16+5HA16(chapeau =20.10	5HA16+2HA14 =13.12	5HA16+5HA14 =17.74	5HA16+2HA14 =13.12

VI.3.4. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité du béton (BAEL 91/99 Art B.4.2.1)

Tableau VI.3.3: Vérification de non fragilité

A choix	5HA16+5HA16(chapeau =20.10	5HA16+2HA14 =13.12	5HA16+5HA14 =17.74	5HA16+2HA14 =13.12
A_{min}	$\frac{0.23 f_{t28}}{f_e} b d = \frac{0.23 \times 2.1}{400} \times 60 \times 108 = 7.82$			
$A > A_{min}$	C.V	C.V	C.V	C.V

b. Diamètre minimal

$$Q_l \geq \frac{Q_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33$$

Soit le diamètre des armatures transversales $Q=8\text{mm}$

c. Espacement des armatures

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 14, Q_L\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{110}{4}; 14, 16\right) = 27.5\text{cm}$$

soit $S_t = 10\text{cm}$

- **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{110}{2} = 55\text{cm}$$

soit $S_t = 15\text{cm}$

d. Vérification aux cisaillement (Art 5.11 BAEL 91/99)

On doit vérifier : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \overline{\tau}_u$

$T_U^{\max}$: L'effort tranchant max à L'ELU

$$\overline{\tau}_u : \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

- **Sens longitudinal x-x**

$$\tau_u = \frac{657.72 \times 10^3}{600 \times 1080} = 1.015\text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u \quad 1.015 < 2.5 \rightarrow C.V$$

- **Sens transversal y-y**

$$\tau_u = \frac{569.27 \times 10^3}{600 \times 1080} = 0.878\text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u \quad 0.878 < 2.5 \rightarrow C.V$$

e. Armatures de peau (Art 8.3/BAEL91)

Des armatures dénommées (armatures de peau) sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'eau moins 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 140cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3\text{cm}^3}{1\text{ml} \times 1.4} = 2.14\text{cm}^2$$

Sont donc 2HA14 avec $A_p=3.08\text{cm}^2$

VI.3.5.Vérification à l'ELS

- Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

Tableau VI.3.4 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

	Sens x-x		Sens y-y	
	Aux appuis	En travées	Aux appuis	En travées
Moment	714.53	467.39	600.70	392.93
A	20.10	13.12	17.74	13.12
$\rho = \frac{100A}{bd}$	0.310	0.202	0.273	0.202
β	0.912	0.927	0.917	0.927
K	41.82	53.49	45.24	53.49
σ_s	360.91	353.546	341.90	299.142
σ_{bc}	8.65	6.60	7.56	5.59
$\overline{\sigma}_{bc}$	15	15	15	15
Vérification	C.V	C.V	C.V	C.V

VI.4. Ferraillage de débord

Le débord doit être calculé comme une console encastrée au niveau du radier et soumise à une charge uniformément répartie, le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

- **A l'ELU**

$$Q_u = 120.88 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -\frac{Q_u \cdot l^2}{2} = -\frac{120.88 \times 0.5^2}{2} = -15.11 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELS**

$$Q_s = 67.99 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -\frac{Q_s \cdot l^2}{2} = -\frac{67.99 \times 0.5^2}{2} = -8.5 \text{ KN.m}$$

VI.5. Etude du voile périphérique

Le mur plaque sera au niveau de l'infrastructure pour reprendre les charges provenant de la poussée des terres.

L'épaisseur minimale exigée par le RPA 2003 (Article 10.1.2) est $e_{\min} = 15 \text{ cm}$, dans notre cas on optera pour une épaisseur de 20 cm. Le voile plaque doit assurer la fonction de soutènement et de résistance à la pression latérale des terres et toutes les surcharges qui nécessite la détermination de la répartition des Contraintes auxquelles il est soumis ou il mobilise, il est encastré à la base et simplement appuyé (contacte) horizontalement sur les poutres et verticalement sur les poteaux.

VI.5.1. Prédimensionnement

D'après le RPA99 le mur plaque doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Épaisseur $\geq 15 \text{ cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Dans notre cas on adopte une épaisseur de $e = 20 \text{ cm}$.

VI.5.2. Calcul du voile périphérique

a. Détermination des sollicitations

Le poids propre des terres : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

L'angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$

La surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ kN/m}^2$

La cohésion : $C = 0$

La contrainte admissible du sol : $\overline{\sigma_{\text{sol}}} = 2 \text{ bars}$

b. Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur

- La contrainte verticale : σ_v

$$\sigma_v = q + (\gamma \times h) \text{ tel que : } 0 < h < h$$

- La contrainte horizontale : σ_h

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v$$

Avec : k_0 : coefficient de poussée des barres au repos

$$k_0 = \left(\tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \right)^2 = 0.33$$

c. Calcul des sollicitations

- A l'ELU

$$\sigma_v = q + (\gamma \times h) = 1.5q + 1.35(\gamma \times h) = 1.5 \times 10 + 1.35 \times (18h) = 15 + 24.3h$$

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v = 0.33 \times (15 + 24.3h) = 0.33(15 + 24.3h) = 4.95 + 8.02h$$

$$\text{pour} \begin{cases} h = 0 \rightarrow \sigma_h = 4.95 \text{KN/m}^2 \\ h = 3.06\text{m} \rightarrow \sigma_h = 29.49 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

- A l'ELS

$$\sigma_v = q + (\gamma \times h) = q + (\gamma \times h) = 10 + 18h = 10 + 18h$$

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v = 0.33 \times (10 + 18h) = 3.3 + 5.94h$$

$$\text{pour} \begin{cases} h = 0 \rightarrow \sigma_h = 3.3 \text{KN/m}^2 \\ h = 3.06\text{m} \rightarrow \sigma_h = 21.47 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

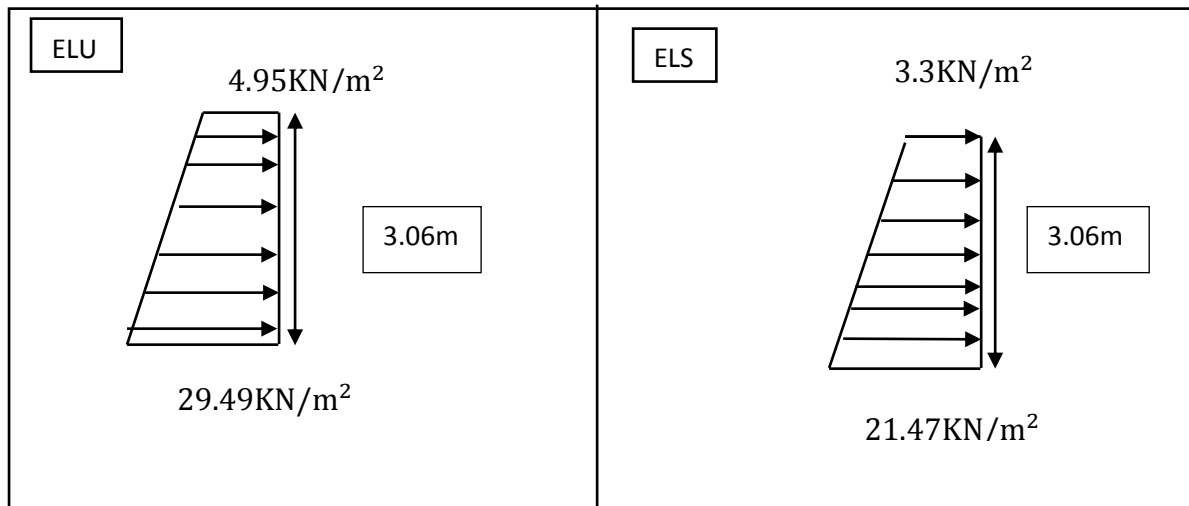
d. Diagramme des contraintes

Figure VI.5.1 : Diagramme des contraintes

e. La charge moyenne

La charge moyenne est considérée dans le calcul pour une bonde de 1mètre de largeur est :

- A l'ELU :

$$q_u = \frac{(3.1\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{3.1(29.49) + 4.95}{4} = 24.09 \text{KN/m}$$

- A l'ELS :

$$q_s = \frac{(3.1\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{3.1(21.47) + 3.3}{4} = 17.46 \text{ KN/m}$$

VI.5.3. Ferraillage du voile périphérique

a. Méthode de calcul

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur quatre cotés au niveau des nervures et des poteaux.

b. Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur quatre appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire. Pour tenir compte de la continuité d'une dalle, les moments seront affectés aux coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,75
- Moment d'encastrement sur les grands côtés :

0,3 → appui de rive

0,5 → appuis intermédiaires

c. Identification des panneaux

$$L_x = 3.06 \text{ m}$$

$$L_y = 4.70 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{4.70} = 0.65 ,$$

0.65 > 0.4 → le panneau travaille dans les deux sens.

d. Calcul des moments

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Tableau VI.5.1 : Moment isostatique du voile périphérique

	ELU	ELS
$\rho_x = \frac{L_x}{L_y}$	0.65	0.65
Coefficient de poisson	$\nu=0$	$\nu=0,2$
μ_x	0,0746	0.0801
μ_y	0.369	0.530
M_{0x}	$0.0746 \times 24.09 \times 3.06^2$ $= 16.82 \text{KN.m}$	$0.0801 \times 17.46 \times 3.06^2$ $= 13.09 \text{KN.m}$
M_{0y}	0.369×16.82 $= 6.20 \text{KN.m}$	0.530×13.09 $= 6.93 \text{KN.m}$

Calcul des moments aux appuis et en travées

Dans notre cas, le panneau est continué au-delà de ses appuis selon x, et considéré comme appuis de rive selon y

Tableau VI.5.2 : Moment aux appuis et en travées du voile périphérique

	Selon x	
	ELU	ELS
Moments aux appuis	$M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 0,5 \times 16.82$ $M_{ax} = 8.41 \text{KN.m}$	$M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 0,5 \times 13.09$ $M_{ax} = 6.54 \text{KN.m}$
Moments en travées	$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 16.82$ $M_{tx} = 12.61 \text{KN.m}$	$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 13.09$ $M_{tx} = 9.81 \text{KN.m}$
	Selon y	
	ELU	ELS
Moments en travées	$M_{ty} = 0.75 M_{y0} = 0,75 \times 6.20$ $M_{ty} = 4.65 \text{KN.m}$	$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0,75 \times 6.83$ $M_{ty} = 5.19 \text{KN.m}$
Aux appuis	$M_{aiy} = 0.5 M_{y0} = 0.5 \times 6.20$ $M_{aiy} = 3.10 \text{KN.m}$	$M_{aiy} = 0.5 M_{y0} = 0.5 \times 6.83$ $M_{aiy} = 3.46 \text{KN.m}$

e. Calcul de ferrailage

$$b = 100\text{cm}, d = h_d - c = 20 - 2 = 18\text{cm}, f_{bu} = 14.2\text{MPa}$$

Tableau VI.5.3 : Ferrailage du voile périphérique

	Aux appuis		En travées	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
Moment (KN.m)	8.41	3.10	12.61	4.65
$\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}}$	0.018	0.006	0.027	0.010
$\mu < \mu_l = 0.392$	C.V	C.V	C.V	C.V
	SSA	SSA	SSA	SSA
β	0.991	0.997	0.986	0.995
$A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} (\text{cm}^2)$	1.35	0.56	2.04	0.74
A adoptée (cm ²)	6HA12 6.78	5HA12 5.65	6HA12 6.78	5HA12 5.65

VI.5.4. Recommandation du RPA

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.10%B dans les deux sens
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2\text{cm}^2$ ($b=1\text{m}=100\text{cm}$, $h=20\text{cm}$)
- Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8

VI.5.5. Vérification à l'ELU**d. Condition de non fragilité du béton**

Tableau VI.5.4 : Vérification de non fragilité du béton

A adoptée (cm ²)	6HA12=6.78	5HA12=5.65	6HA12=6.78	5HA12=5.65
$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{min} = \frac{0.28f_{t28}}{f_e} \times b \times h = 2.94$			
Vérification	C.V	C.V	C.V	C.V

e. Espacement des armatures (Art A.8.2.42 BAEL/99)

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

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(60, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- Sens x-x :

$$S_t = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \rightarrow S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow C.V$$

- Sens y-y :

$$S_t = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \rightarrow S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow C.V$$

f. Les armatures transversales

Selon le BAEL91/99, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi \leq \min\left(\frac{b}{35}, \frac{h}{10}, \phi_i\right) = \min\left(\frac{1000}{35}, \frac{200}{10}, 14\right) = \min(28.57, 20, 14)$$

Soit : $\phi = 10\text{mm}$

VI.5.6. Vérification à l'ELS

Tableau VI.5.5 : Vérification de la contrainte

	Aux appuis		En travée	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
Moment	6.74	3.46	8.81	5.19
A	6HA12 6.78	5HA12 5.65	6HA12 6.78	5HA12 5.65
$\rho = \frac{100A}{bd}$	0.376	0.314	0.376	0.314
β	0.905	0.912	0.905	0.912
K	37.63	41.82	37.63	41.82
σ_s	61.02	35.30	79.76	55.95
σ_{bc}	1.62	0.89	2.11	1.33
$\bar{\sigma}_{bc}$	15	15	15	15
Vérification	C.V	C.V	C.V	C.V

Conclusion : Le ferrailage adopté pour la dalle à l'ELU est satisfaisant.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, service et commerciale, c'est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude nous ont conduit à se documenter et étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en génie civil, et nous a conduit à connaître les exigences concernant le dimensionnement des éléments structuraux, le choix du système de contreventement ainsi que le type de fondations correspondant.

Nous avons aussi pris compte de l'évolution considérable du génie civil sur tous les niveaux en particulier dans le domaine d'informatique (logiciel de calcul) comme exemple Etabs, Autocad que nous avons maîtrisé durant la réalisation de ce projet

Ce travail est une contribution que nous espérons qu'elle soit d'une grande utilité pour les promotions à venir

ANNEXES

Table de PIGEAUD

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données, en fonction du rapport $\rho = \frac{I_x}{I_y}$ et du coefficient de Poisson ν , par le tableau ci-après :

Plaque rectangulaire librement appuyée sur son pourtour.

$\rho =$ $\frac{I_x}{I_y}$	$\nu = 0$		$\nu = 0,20$		$\rho =$ $\frac{I_x}{I_y}$	$\nu = 0$		$\nu = 0,20$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1094	0,250	0,1115	0,293	0,70	0,0683	0,436	0,0743	0,585
0,41	0,1078	0,250	0,1100	0,301	0,71	0,0670	0,450	0,0731	0,596
0,42	0,1062	0,250	0,1086	0,309	0,72	0,0658	0,464	0,0719	0,608
0,43	0,1047	0,250	0,1072	0,317	0,73	0,0646	0,479	0,0708	0,620
0,44	0,1032	0,250	0,1059	0,325	0,74	0,0634	0,494	0,0696	0,632
0,45	0,1017	0,250	0,1046	0,333	0,75	0,0622	0,509	0,0685	0,644
0,46	0,1002	0,250	0,1032	0,341	0,76	0,0610	0,525	0,0674	0,657
0,47	0,0988	0,250	0,1019	0,349	0,77	0,0598	0,542	0,0663	0,670
0,48	0,0974	0,250	0,1006	0,357	0,78	0,0587	0,559	0,0652	0,683
0,49	0,0960	0,250	0,0993	0,365	0,79	0,0576	0,577	0,0642	0,696
0,50	0,0946	0,250	0,0981	0,373	0,80	0,0565	0,595	0,0632	0,710
0,51	0,0932	0,250	0,0969	0,382	0,81	0,0553	0,613	0,0621	0,723
0,52	0,0918	0,250	0,0957	0,391	0,82	0,0542	0,631	0,0610	0,737
0,53	0,0905	0,250	0,0945	0,400	0,83	0,0531	0,649	0,0600	0,750
0,54	0,0892	0,250	0,0933	0,410	0,84	0,0520	0,667	0,0589	0,764
0,55	0,0879	0,250	0,0921	0,420	0,85	0,0509	0,685	0,0579	0,778
0,56	0,0865	0,253	0,0909	0,431	0,86	0,0498	0,693	0,0569	0,791
0,57	0,0852	0,266	0,0897	0,442	0,87	0,0488	0,721	0,0559	0,804
0,58	0,0838	0,279	0,0885	0,453	0,88	0,0478	0,740	0,0549	0,818
0,59	0,0825	0,292	0,0873	0,465	0,89	0,0468	0,759	0,0539	0,832
0,60	0,0812	0,305	0,0861	0,476	0,90	0,0458	0,778	0,0529	0,846
0,61	0,0798	0,317	0,0849	0,487	0,91	0,0448	0,798	0,0519	0,861
0,62	0,0785	0,330	0,0837	0,497	0,92	0,0438	0,819	0,0510	0,875
0,63	0,0772	0,343	0,0825	0,508	0,93	0,0428	0,841	0,0500	0,891
0,64	0,0759	0,356	0,0813	0,519	0,94	0,0419	0,864	0,0491	0,906
0,65	0,0746	0,369	0,0801	0,530	0,95	0,0410	0,888	0,0483	0,923
0,66	0,0733	0,382	0,0789	0,541	0,96	0,0401	0,911	0,0475	0,939
0,67	0,0720	0,395	0,0777	0,552	0,97	0,0392	0,934	0,0467	0,954
0,68	0,0707	0,408	0,0766	0,563	0,98	0,0385	0,956	0,0459	0,970
0,69	0,0695	0,422	0,0754	0,574	0,99	0,0377	0,978	0,0451	0,985
					1,00	0,0368	1,000	0,0442	1,000

Tableau 5. Section rectangulaire en flexion simple, sans armatures comprimées,
Pour l'utilisation du tableau dans le cas de la section en T.

μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s
0,000	0,0000	1,000	10	0,080	0,1044	0,958	10	0,160	0,2193	0,912	10
0,002	0,0025	0,999	10	0,087	0,1071	0,957	10	0,162	0,2223	0,911	10
0,004	0,0050	0,998	10	0,084	0,1099	0,956	10	0,164	0,2253	0,910	10
0,006	0,0075	0,997	10	0,086	0,1126	0,955	10	0,166	0,2284	0,909	10
0,008	0,0100	0,996	10	0,088	0,1154	0,954	10	0,168	0,2314	0,907	10
0,010	0,0126	0,995	10	0,090	0,1181	0,953	10	0,170	0,2345	0,906	10
0,012	0,0151	0,994	10	0,092	0,1209	0,952	10	0,172	0,2376	0,905	10
0,014	0,0176	0,993	10	0,094	0,1236	0,951	10	0,174	0,2406	0,904	10
0,016	0,0201	0,992	10	0,096	0,1264	0,949	10	0,176	0,2438	0,902	10
0,018	0,0227	0,991	10	0,098	0,1291	0,948	10	0,178	0,2469	0,901	10
0,020	0,0252	0,990	10	0,100	0,1320	0,947	10	0,180	0,2500	0,900	10
0,022	0,0279	0,989	10	0,102	0,1348	0,946	10	0,182	0,2531	0,899	10
0,024	0,0304	0,988	10	0,104	0,1376	0,945	10	0,184	0,2562	0,898	10
0,026	0,0330	0,987	10	0,106	0,1404	0,944	10	0,186	0,2594	0,896	10
0,028	0,0355	0,986	10	0,108	0,1431	0,943	10	0,188	0,2626	0,895	9,83
0,030	0,0381	0,985	10	0,110	0,1460	0,942	10	0,190	0,2658	0,894	9,67
0,032	0,0406	0,984	10	0,112	0,1489	0,940	10	0,192	0,2689	0,892	9,52
0,034	0,0432	0,983	10	0,114	0,1517	0,939	10	0,194	0,2721	0,891	9,36
0,036	0,0459	0,982	10	0,116	0,1546	0,938	10	0,196	0,2753	0,890	9,21
0,038	0,0485	0,981	10	0,118	0,1574	0,937	10	0,198	0,2785	0,889	9,07
0,040	0,0510	0,980	10	0,120	0,1603	0,936	10	0,200	0,2818	0,887	8,92
0,042	0,0536	0,979	10	0,122	0,1631	0,935	10	0,202	0,2850	0,886	8,78
0,044	0,0562	0,978	10	0,124	0,1660	0,934	10	0,204	0,2882	0,885	8,64
0,046	0,0589	0,976	10	0,126	0,1689	0,932	10	0,206	0,2915	0,883	8,51
0,048	0,0615	0,975	10	0,128	0,1719	0,931	10	0,208	0,2948	0,882	8,37
0,050	0,0641	0,974	10	0,130	0,1748	0,930	10	0,210	0,2980	0,881	8,24
0,052	0,0667	0,973	10	0,132	0,1776	0,929	10	0,212	0,3013	0,879	8,12
0,054	0,0694	0,972	10	0,134	0,1805	0,928	10	0,214	0,3046	0,878	7,99
0,056	0,0721	0,971	10	0,136	0,1835	0,927	10	0,216	0,3079	0,877	7,87
0,058	0,0747	0,970	10	0,138	0,1864	0,925	10	0,218	0,3112	0,876	7,75
0,060	0,0774	0,969	10	0,140	0,1894	0,924	10	0,220	0,3146	0,874	7,63
0,062	0,0801	0,968	10	0,142	0,1923	0,923	10	0,222	0,3179	0,873	7,51
0,064	0,0828	0,967	10	0,144	0,1953	0,922	10	0,224	0,3212	0,872	7,40
0,066	0,0854	0,966	10	0,146	0,1983	0,921	10	0,226	0,3246	0,870	7,28
0,068	0,0881	0,965	10	0,148	0,2013	0,919	10	0,228	0,3280	0,869	7,17
0,070	0,0907	0,964	10	0,150	0,2041	0,918	10	0,230	0,3315	0,867	7,06
0,072	0,0935	0,963	10	0,152	0,2071	0,917	10	0,232	0,3349	0,866	6,95
0,074	0,0962	0,962	10	0,154	0,2101	0,916	10	0,234	0,3383	0,865	6,85
0,076	0,0989	0,960	10	0,156	0,2131	0,915	10	0,236	0,3417	0,863	6,74
0,078	0,1016	0,959	10	0,158	0,2162	0,914	10	0,238	0,3451	0,862	6,64

diagramme rectangulaire. Valeurs de α , β et 1 000 ϵ_s en fonction de μ
voir deuxième partie, chapitre II, section II.

μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s
0,240	0,3486	0,861	6,54	0,320	0,5000	0,800	3,500	0,400	0,6910	0,724	1,565
0,242	0,3521	0,859	6,44	0,322	0,5041	0,798	3,443	0,402	0,6966	0,721	1,524
0,244	0,3556	0,858	6,34	0,324	0,5083	0,797	3,386	0,404	0,7023	0,719	1,484
0,246	0,3591	0,856	6,25	0,326	0,5126	0,795	3,328	0,406	0,7080	0,717	1,444
0,248	0,3626	0,855	6,15	0,328	0,5169	0,793	3,271	0,408	0,7138	0,714	1,403
0,250	0,3661	0,854	6,06	0,330	0,5211	0,792	3,217	0,410	0,7196	0,712	1,364
0,252	0,3696	0,852	5,97	0,332	0,5254	0,790	3,162	0,412	0,7256	0,710	1,324
0,254	0,3732	0,851	5,88	0,334	0,5297	0,788	3,107	0,414	0,7316	0,707	1,284
0,256	0,3768	0,849	5,79	0,336	0,5341	0,786	3,053	0,416	0,7376	0,705	1,245
0,258	0,3804	0,848	5,70	0,338	0,5385	0,785	3,000	0,418	0,7438	0,702	1,205
0,260	0,3840	0,846	5,62	0,340	0,5429	0,783	2,947	0,420	0,7500	0,700	1,166
0,262	0,3876	0,845	5,53	0,342	0,5474	0,781	2,894	0,422	0,7562	0,697	1,128
0,264	0,3913	0,843	5,45	0,344	0,5518	0,779	2,843	0,424	0,7626	0,695	1,090
0,266	0,3949	0,842	5,36	0,346	0,5563	0,777	2,792	0,426	0,7691	0,692	1,051
0,268	0,3985	0,841	5,28	0,348	0,5608	0,776	2,741	0,428	0,7756	0,690	1,013
0,270	0,4022	0,839	5,20	0,350	0,5654	0,774	2,690	0,430	0,7822	0,687	0,974
0,272	0,4059	0,838	5,12	0,352	0,5699	0,772	2,641	0,432	0,7890	0,684	0,936
0,274	0,4096	0,836	5,04	0,354	0,5745	0,770	2,592	0,434	0,7959	0,682	0,898
0,276	0,4134	0,835	4,97	0,356	0,5791	0,768	2,544	0,436	0,8028	0,679	0,860
0,278	0,4171	0,833	4,89	0,358	0,5838	0,766	2,495	0,438	0,8099	0,676	0,822
0,280	0,4209	0,832	4,82	0,360	0,5885	0,765	2,447	0,440	0,8170	0,673	0,784
0,282	0,4246	0,830	4,74	0,362	0,5933	0,763	2,399	0,442	0,8242	0,670	0,746
0,284	0,4284	0,829	4,67	0,364	0,5981	0,761	2,352	0,444	0,8316	0,667	0,708
0,286	0,4322	0,827	4,60	0,366	0,6029	0,759	2,305	0,446	0,8393	0,664	0,670
0,288	0,4361	0,826	4,53	0,368	0,6078	0,757	2,258	0,448	0,8469	0,661	0,633
0,290	0,4399	0,824	4,46	0,370	0,6126	0,755	2,211	0,450	0,8547	0,658	0,595
0,292	0,4437	0,823	4,39	0,372	0,6175	0,753	2,168	0,452	0,8627	0,655	0,557
0,294	0,4476	0,821	4,32	0,374	0,6225	0,751	2,123	0,454	0,8709	0,652	0,519
0,296	0,4516	0,819	4,25	0,376	0,6275	0,749	2,078	0,456	0,8792	0,648	0,481
0,298	0,4555	0,818	4,18	0,378	0,6325	0,747	2,034	0,458	0,8877	0,645	0,443
0,300	0,4595	0,816	4,12	0,380	0,6376	0,745	1,990	0,460	0,8965	0,641	0,404
0,302	0,4634	0,815	4,05	0,382	0,6427	0,743	1,946	0,462	0,9054	0,638	0,366
0,304	0,4674	0,813	3,99	0,384	0,6479	0,741	1,902	0,464	0,9146	0,634	0,327
0,306	0,4714	0,811	3,92	0,386	0,6531	0,739	1,859	0,466	0,9240	0,630	0,288
0,308	0,4754	0,810	3,86	0,388	0,6584	0,737	1,816	0,468	0,9337	0,626	0,248
0,310	0,4795	0,808	3,80	0,390	0,6637	0,735	1,773	0,470	0,9438	0,622	0,208
0,312	0,4835	0,807	3,74	0,392	0,6691	0,732	1,731	0,472	0,9542	0,618	0,168
0,314	0,4876	0,805	3,68	0,394	0,6745	0,730	1,689	0,474	0,9650	0,614	0,127
0,316	0,4918	0,803	3,62	0,396	0,6799	0,728	1,648	0,476	0,9761	0,610	0,086
0,318	0,4959	0,802	3,56	0,398	0,6854	0,726	1,607	0,478	0,9877	0,605	0,044

Etat-limite de service

TABLEAU 7 - Section rectangulaire en flexion simple sans armatures comprimées.

β_1	α_1	μ_1	μ_2	k_1	ρ_1	β_1	α_1	μ_1	μ_2	k_1	ρ_1
0,985	0,045	0,0222	0,00007	318,3	0,0007	0,945	0,165	0,0780	0,00103	75,91	0,109
0,984	0,048	0,0236	0,00008	297,5	0,0008	0,944	0,168	0,0793	0,00107	74,29	0,113
0,983	0,051	0,0251	0,00009	279,1	0,0009	0,943	0,171	0,0806	0,00111	72,72	0,118
0,982	0,054	0,0265	0,00010	262,8	0,0010	0,942	0,174	0,0820	0,00115	71,21	0,122
0,981	0,057	0,0280	0,00011	248,2	0,0012	0,941	0,177	0,0833	0,00120	69,75	0,127
0,980	0,060	0,0294	0,00012	235,0	0,0013	0,940	0,180	0,0846	0,00124	68,33	0,132
0,979	0,063	0,0308	0,00014	223,1	0,0014	0,939	0,183	0,0859	0,00128	66,97	0,137
0,978	0,066	0,0323	0,00015	212,3	0,0016	0,938	0,186	0,0872	0,00133	65,64	0,142
0,977	0,069	0,0337	0,00017	202,4	0,0017	0,937	0,189	0,0885	0,00137	64,37	0,147
0,976	0,072	0,0351	0,00018	193,3	0,0019	0,936	0,192	0,0899	0,00142	63,12	0,152
0,975	0,075	0,0366	0,00020	185,0	0,0020	0,935	0,195	0,0912	0,00147	61,92	0,157
0,974	0,078	0,0380	0,00021	177,3	0,0022	0,934	0,198	0,0925	0,00152	60,76	0,163
0,973	0,081	0,0394	0,00023	170,2	0,0024	0,933	0,201	0,0938	0,00157	59,63	0,169
0,972	0,084	0,0408	0,00025	163,6	0,0026	0,932	0,204	0,0951	0,00162	58,53	0,174
0,971	0,087	0,0423	0,00027	157,4	0,0028	0,931	0,207	0,0964	0,00168	57,46	0,180
0,970	0,090	0,0437	0,00029	151,7	0,0030	0,930	0,210	0,0977	0,00173	56,43	0,186
0,969	0,093	0,0451	0,00031	146,3	0,0032	0,929	0,213	0,0989	0,00178	55,42	0,192
0,968	0,096	0,0465	0,00033	141,3	0,0034	0,928	0,216	0,1002	0,00184	54,44	0,198
0,967	0,099	0,0479	0,00035	136,5	0,0036	0,927	0,219	0,1015	0,00190	53,49	0,205
0,966	0,102	0,0493	0,00037	132,1	0,0039	0,926	0,222	0,1028	0,00196	52,57	0,211
0,965	0,105	0,0507	0,00040	127,9	0,0041	0,925	0,225	0,1041	0,00201	51,67	0,218
0,964	0,108	0,0521	0,00042	123,9	0,0044	0,924	0,228	0,1053	0,00207	50,79	0,225
0,963	0,111	0,0534	0,00044	120,1	0,0046	0,923	0,231	0,1066	0,00213	49,93	0,231
0,962	0,114	0,0548	0,00047	116,6	0,0049	0,922	0,234	0,1079	0,00220	49,10	0,238
0,961	0,117	0,0562	0,00050	113,2	0,0052	0,921	0,237	0,1091	0,00226	48,29	0,245
0,960	0,120	0,0576	0,00052	110,0	0,0055	0,920	0,240	0,1104	0,00232	47,50	0,253
0,959	0,123	0,0590	0,00055	107,0	0,0058	0,919	0,243	0,1117	0,00239	46,73	0,260
0,958	0,126	0,0604	0,00058	104,0	0,0061	0,918	0,246	0,1129	0,00246	45,98	0,268
0,957	0,129	0,0617	0,00061	101,3	0,0064	0,917	0,249	0,1142	0,00252	45,24	0,275
0,956	0,132	0,0631	0,00064	98,6	0,0067	0,916	0,252	0,1154	0,00259	44,52	0,283
0,955	0,135	0,0645	0,00067	96,1	0,0070	0,915	0,255	0,1167	0,00266	43,82	0,291
0,954	0,138	0,0658	0,00070	93,7	0,0074	0,914	0,258	0,1179	0,00273	43,14	0,299
0,953	0,141	0,0672	0,00073	91,4	0,0077	0,913	0,261	0,1191	0,00280	42,47	0,307
0,952	0,144	0,0685	0,00077	89,2	0,0081	0,912	0,264	0,1204	0,00288	41,82	0,316
0,951	0,147	0,0699	0,00080	87,0	0,0084	0,911	0,267	0,1216	0,00295	41,18	0,324
0,950	0,150	0,0713	0,00084	85,0	0,0088	0,910	0,270	0,1229	0,00303	40,56	0,333
0,949	0,153	0,0726	0,00087	83,0	0,0092	0,909	0,273	0,1241	0,00311	39,95	0,342
0,948	0,156	0,0739	0,00091	81,0	0,0096	0,908	0,276	0,1253	0,00318	39,35	0,351
0,947	0,159	0,0753	0,00095	79,3	0,0100	0,907	0,279	0,1265	0,00326	38,76	0,360
0,946	0,162	0,0766	0,00099	77,6	0,0104	0,906	0,282	0,1277	0,00334	38,19	0,369

Etat-limite de service

Valeurs de α_1, μ_1, k_1 et ρ_1 en fonction de β_1 .

β_1	α_1	μ_1	μ_2	k_1	ρ_1	β_2	α_2	μ_2	μ_3	k_2	ρ_2
0,905	0,285	0,1290	0,00343	37,63	0,379	0,865	0,405	0,1752	0,00795	22,04	0,919
0,904	0,288	0,1302	0,00351	37,08	0,388	0,864	0,408	0,1763	0,00810	21,76	0,937
0,903	0,291	0,1314	0,00359	36,53	0,398	0,863	0,411	0,1773	0,00825	21,50	0,956
0,902	0,294	0,1326	0,00368	36,02	0,408	0,862	0,414	0,1784	0,00840	21,23	0,975
0,901	0,297	0,1338	0,00377	35,50	0,418	0,861	0,417	0,1795	0,00856	20,97	0,994
0,900	0,300	0,1350	0,00386	35,00	0,429	0,860	0,420	0,1806	0,00872	20,71	1,014
0,899	0,303	0,1362	0,00395	34,50	0,439	0,859	0,423	0,1817	0,00888	20,46	1,034
0,898	0,306	0,1374	0,00404	34,02	0,450	0,858	0,426	0,1828	0,00904	20,21	1,054
0,897	0,309	0,1386	0,00413	33,54	0,461	0,857	0,429	0,1838	0,00921	19,96	1,074
0,896	0,312	0,1398	0,00423	33,08	0,472	0,856	0,432	0,1849	0,00938	19,72	1,095
0,895	0,315	0,1410	0,00432	32,63	0,483	0,855	0,435	0,1860	0,00955	19,48	1,116
0,894	0,318	0,1421	0,00442	32,17	0,494	0,854	0,438	0,1870	0,00972	19,25	1,138
0,893	0,321	0,1433	0,00452	31,73	0,506	0,853	0,441	0,1881	0,00989	19,01	1,160
0,892	0,324	0,1445	0,00462	31,30	0,518	0,852	0,444	0,1891	0,01007	18,78	1,182
0,891	0,327	0,1457	0,00472	30,87	0,530	0,851	0,447	0,1902	0,01025	18,56	1,204
0,890	0,330	0,1468	0,00482	30,45	0,542	0,850	0,450	0,1913	0,01043	18,33	1,227
0,889	0,333	0,1480	0,00492	30,04	0,554	0,849	0,453	0,1923	0,01062	18,11	1,251
0,888	0,336	0,1492	0,00503	29,64	0,567	0,848	0,456	0,1933	0,01081	17,89	1,274
0,887	0,339	0,1503	0,00514	29,25	0,580	0,847	0,459	0,1944	0,01100	17,68	1,298
0,886	0,342	0,1515	0,00525	28,86	0,593	0,846	0,462	0,1954	0,01119	17,47	1,322
0,885	0,345	0,1527	0,00536	28,48	0,606	0,845	0,465	0,1965	0,01138	17,26	1,347
0,884	0,348	0,1538	0,00547	28,10	0,619	0,844	0,468	0,1975	0,01158	17,05	1,372
0,883	0,351	0,1550	0,00559	27,73	0,633	0,843	0,471	0,1985	0,01178	16,85	1,398
0,882	0,354	0,1561	0,00570	27,37	0,647	0,842	0,474	0,1996	0,01199	16,65	1,424
0,881	0,357	0,1573	0,00582	27,02	0,661	0,841	0,477	0,2006	0,01219	16,45	1,450
0,880	0,360	0,1584	0,00594	26,67	0,675	0,840	0,480	0,2016	0,01241	16,25	1,477
0,879	0,363	0,1595	0,00606	26,32	0,690	0,839	0,483	0,2026	0,01262	16,06	1,504
0,878	0,366	0,1607	0,00618	25,98	0,704	0,838	0,486	0,2036	0,01283	15,86	1,532
0,877	0,369	0,1618	0,00631	25,65	0,719	0,837	0,489	0,2046	0,01306	15,67	1,560
0,876	0,372	0,1629	0,00643	25,32	0,735	0,836	0,492	0,2057	0,01328	15,49	1,588
0,875	0,375	0,1641	0,00656	25,00	0,750	0,835	0,495	0,2067	0,01351	15,30	1,617
0,874	0,378	0,1652	0,00669	24,68	0,766	0,834	0,498	0,2077	0,01373	15,12	1,647
0,873	0,381	0,1663	0,00682	24,37	0,782	0,833	0,501	0,2087	0,01397	14,94	1,677
0,872	0,384	0,1674	0,00696	24,06	0,798	0,832	0,504	0,2097	0,01420	14,76	1,707
0,871	0,387	0,1685	0,00709	23,76	0,814	0,831	0,507	0,2107	0,01444	14,59	1,738
0,870	0,390	0,1697	0,00723	23,46	0,831	0,830	0,510	0,2117	0,01469	14,41	1,769
0,869	0,393	0,1708	0,00737	23,17	0,848	0,829	0,513	0,2126	0,01493	14,24	1,801
0,868	0,396	0,1719	0,00751	22,88	0,865	0,828	0,516	0,2136	0,01518	14,07	1,834
0,867	0,399	0,1730	0,00766	22,59	0,883	0,827	0,519	0,2146	0,01544	13,90	1,867
0,866	0,402	0,1741	0,00780	22,31	0,901	0,826	0,522	0,2156	0,01569	13,74	1,900

TABLEAU 7 (suite) - Section rectangulaire en flexion simple sans armatures comprimées.

β_1	α_1	μ'_1	μ_1	k_1	ρ_1	β_1	α_1	μ'_1	μ_1	k_1	ρ_1
0,825	0,525	0,2165	0,01595	13,57	1,934	0,785	0,645	0,2532	0,03066	8,26	3,906
0,824	0,528	0,2175	0,01622	13,41	1,969	0,784	0,648	0,2540	0,03117	8,15	3,976
0,823	0,531	0,2185	0,01649	13,25	2,004	0,783	0,651	0,2549	0,03170	8,04	4,048
0,822	0,534	0,2195	0,01677	13,09	2,040	0,782	0,654	0,2557	0,03222	7,93	4,121
0,821	0,537	0,2204	0,01704	12,93	2,076	0,781	0,657	0,2565	0,03276	7,83	4,195
0,820	0,540	0,2214	0,01733	12,78	2,113	0,780	0,660	0,2574	0,03331	7,73	4,271
0,819	0,543	0,2224	0,01762	12,62	2,151	0,779	0,663	0,2582	0,03387	7,62	4,348
0,818	0,546	0,2233	0,01791	12,47	2,189	0,778	0,666	0,2591	0,03444	7,52	4,427
0,817	0,549	0,2243	0,01820	12,32	2,228	0,777	0,669	0,2599	0,03502	7,42	4,507
0,816	0,552	0,2252	0,01850	12,17	2,267	0,776	0,672	0,2607	0,03561	7,32	4,589
0,815	0,555	0,2261	0,01880	12,03	2,307	0,775	0,675	0,2616	0,03621	7,22	4,673
0,814	0,558	0,2271	0,01911	11,88	2,348	0,774	0,678	0,2624	0,03683	7,12	4,759
0,813	0,561	0,2280	0,01943	11,74	2,390	0,773	0,681	0,2632	0,03746	7,03	4,846
0,812	0,564	0,2290	0,01975	11,60	2,432	0,772	0,684	0,2640	0,03810	6,93	4,935
0,811	0,567	0,2299	0,02007	11,46	2,475	0,771	0,687	0,2648	0,03876	6,83	5,026
0,810	0,570	0,2309	0,02040	11,32	2,519	0,770	0,690	0,2657	0,03942	6,74	5,119
0,809	0,573	0,2318	0,02073	11,18	2,563	0,769	0,693	0,2665	0,04010	6,65	5,214
0,808	0,576	0,2327	0,02107	11,04	2,608	0,768	0,696	0,2673	0,04079	6,55	5,312
0,807	0,579	0,2336	0,02142	10,91	2,654	0,767	0,699	0,2681	0,04150	6,46	5,411
0,806	0,582	0,2345	0,02178	10,77	2,701	0,766	0,702	0,2689	0,04222	6,37	5,512
0,805	0,585	0,2355	0,02213	10,64	2,749	0,765	0,705	0,2697	0,04295	6,28	5,616
0,804	0,588	0,2364	0,02249	10,51	2,797	0,764	0,708	0,2705	0,04370	6,19	5,722
0,803	0,591	0,2373	0,02286	10,38	2,847	0,763	0,711	0,2712	0,04447	6,10	5,831
0,802	0,594	0,2382	0,02323	10,25	2,897	0,762	0,714	0,2720	0,04527	6,01	5,942
0,801	0,597	0,2391	0,02361	10,13	2,948	0,761	0,717	0,2728	0,04608	5,92	6,055
0,800	0,600	0,2400	0,02400	10,00	3,000	0,760	0,720	0,2736	0,04690	5,83	6,171
0,799	0,603	0,2409	0,02440	9,87	3,053	0,759	0,723	0,2744	0,04774	5,75	6,290
0,798	0,606	0,2418	0,02480	9,75	3,107	0,758	0,726	0,2752	0,04860	5,66	6,412
0,797	0,609	0,2427	0,02520	9,63	3,162	0,757	0,729	0,2759	0,04948	5,58	6,537
0,796	0,612	0,2436	0,02561	9,51	3,218	0,756	0,732	0,2767	0,05038	5,49	6,665
0,795	0,615	0,2445	0,02603	9,39	3,275	0,755	0,735	0,2775	0,05131	5,41	6,795
0,794	0,618	0,2453	0,02646	9,27	3,333	0,754	0,738	0,2782	0,05227	5,32	6,929
0,793	0,621	0,2462	0,02690	9,15	3,392	0,753	0,741	0,2790	0,05325	5,24	7,067
0,792	0,624	0,2471	0,02734	9,04	3,452	0,752	0,744	0,2797	0,05420	5,16	7,207
0,791	0,627	0,2480	0,02779	8,92	3,513	0,751	0,747	0,2805	0,05520	5,08	7,352
0,790	0,630	0,2488	0,02825	8,81	3,576	0,750	0,750	0,2812	0,05624	5,00	7,500
0,789	0,633	0,2497	0,02871	8,70	3,639	0,749	0,753	0,2820	0,05731	4,92	7,652
0,788	0,636	0,2506	0,02919	8,58	3,704	0,748	0,756	0,2827	0,05840	4,84	7,808
0,787	0,639	0,2514	0,02968	8,47	3,770	0,747	0,759	0,2835	0,05952	4,76	7,968
0,786	0,642	0,2523	0,03017	8,36	3,838	0,746	0,762	0,2842	0,06067	4,68	8,132

Valeurs de α_1 , μ'_1 , μ_1 , k_1 et ρ_1 en fonction de β_1 .

β_1	α_1	μ'_1	μ_1	k_1	ρ_1	β_1	α_1	μ'_1	μ_1	k_1	ρ_1
0,745	0,765	0,2850	0,0618	4,608	8,30	0,705	0,885	0,3120	0,1601	1,949	22,70
0,744	0,768	0,2857	0,0630	4,531	8,47	0,704	0,888	0,3126	0,1652	1,892	23,47
0,743	0,771	0,2864	0,0643	4,455	8,65	0,703	0,891	0,3132	0,1707	1,835	24,28
0,742	0,774	0,2871	0,0656	4,380	8,84	0,702	0,894	0,3138	0,1764	1,778	25,13
0,741	0,777	0,2879	0,0669	4,305	9,02	0,701	0,897	0,3144	0,1826	1,722	26,04
0,740	0,780	0,2886	0,0682	4,231	9,22	0,700	0,900	0,3150	0,1890	1,666	27,00
0,739	0,783	0,2893	0,0696	4,157	9,42	0,699	0,903	0,3156	0,1959	1,611	28,02
0,738	0,786	0,2900	0,0710	4,084	9,62	0,698	0,906	0,3162	0,2032	1,556	29,11
0,737	0,789	0,2907	0,0725	4,011	9,83	0,697	0,909	0,3168	0,2109	1,502	30,27
0,736	0,792	0,2914	0,0740	3,939	10,05	0,696	0,912	0,3174	0,2193	1,447	31,51
0,735	0,795	0,2922	0,0755	3,868	10,28	0,695	0,915	0,3180	0,2283	1,393	32,83
0,734	0,798	0,2929	0,0771	3,797	10,51	0,694	0,918	0,3185	0,2377	1,340	34,26
0,733	0,801	0,2936	0,0788	3,727	10,75	0,693	0,921	0,3191	0,2479	1,287	35,79
0,732	0,804	0,2943	0,0805	3,657	10,99	0,692	0,924	0,3197	0,2591	1,234	37,45
0,731	0,807	0,2950	0,0823	3,587	11,25	0,691	0,927	0,3203	0,2712	1,181	39,24
0,730	0,810	0,2957	0,0840	3,518	11,51	0,690	0,930	0,3209	0,2842	1,129	41,19
0,729	0,813	0,2963	0,0859	3,450	11,78	0,689	0,933	0,3214	0,2984	1,077	43,31
0,728	0,816	0,2970	0,0878	3,382	12,06	0,688	0,936	0,3220	0,3139	1,026	45,63
0,727	0,819	0,2977	0,0898	3,315	12,35	0,687	0,939	0,3225	0,3317	0,974	48,18
0,726	0,822	0,2984	0,0919	3,248	12,65	0,686	0,942	0,3231	0,3498	0,923	51,00
0,725	0,825	0,2991	0,0940	3,182	12,96	0,685	0,945	0,3237	0,3708	0,873	54,12
0,724	0,828	0,2997	0,0962	3,116	13,29	0,684	0,948	0,3242	0,3940	0,823	57,61
0,723	0,831	0,3004	0,0985	3,050	13,62	0,683	0,951	0,3248	0,4216	0,773	61,52
0,722	0,834	0,3011	0,1008	2,986	13,97	0,682	0,954	0,3253	0,4498	0,723	65,95
0,721	0,837	0,3017	0,1033	2,921	14,33	0,681	0,957	0,3259	0,4835	0,674	71,00
0,720	0,840	0,3024	0,1058	2,857	14,70	0,680	0,960	0,3264	0,5222	0,625	76,80
0,719	0,843	0,3031	0,1085	2,794	15,09	0,679	0,963	0,3269	0,5675	0,576	83,55
0,718	0,846	0,3037	0,1112	2,730	15,49	0,678	0,966	0,3275	0,6202	0,528	91,48
0,717	0,849	0,3044	0,1141	2,668	15,91	0,677	0,969	0,3280	0,6833	0,480	100,96
0,716	0,852	0,3050	0,1171	2,606	16,35	0,676	0,972	0,3285	0,7604	0,432	112,47
0,715	0,855	0,3057	0,1201	2,544	16,81	0,675	0,975	0,3291	0,8548	0,385	126,75
0,714	0,858	0,3063	0,1233	2,482	17,28	0,674	0,978	0,3296	0,9780	0,337	144,92
0,713	0,861	0,3069	0,1267	2,422	17,78	0,673	0,981	0,3301	1,1343	0,291	168,83
0,712	0,864	0,3076	0,1303	2,361	18,30	0,672	0,984	0,3306	1,3549	0,244	201,72
0,711	0,867	0,3082	0,1339	2,301	18,84	0,671	0,987	0,3311	1,6773	0,197	249,79
0,710	0,870	0,3088	0,1378	2,241	19,41	0,670	0,990	0,3316	2,1890	0,151	326,70
0,709	0,873	0,3095	0,1418	2,182	20,00	0,669	0,993	0,3321	3,1419	0,106	469,65
0,708	0,876	0,3101	0,1460	2,123	20,63	0,668	0,996	0,3327	5,5211	0,060	826,67
0,707	0,879	0,3107	0,1505	2,065	21,28						
0,706	0,882	0,3113	0,1551	2,007	21,98						

Sections d'armatures

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	126,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

BIBLIOGRAPHIES

Règlements

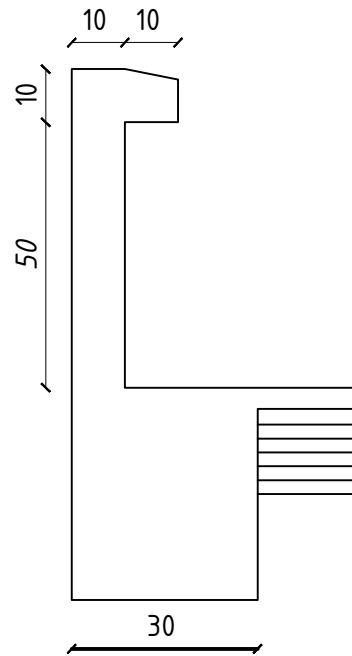
- Règlement parasismique Algérienne **RPA 99/Version 2003**
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA93**
- Règles de calcul du béton armé aux états limites **BAEL 99/Modifiées 99**
- Documentation technique réglementaires **DTR.B.C.2.2 et DTR.B.C.2.33.1**

Ouvrages

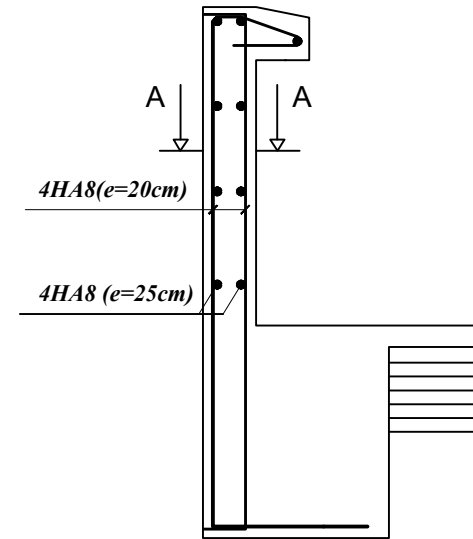
- Cours et TD pendant toute notre formation (BETON, MDS et RDM).
- Les abaques de Pigeaud
- Livre « Précis de calcul Béton armé » de H. RENAND – J. LAMIRAULT
- Tables de calcul à l'ELU et à l'ELS
- Les mémoires de fin d'études des promotions précédentes
-

Logiciels et programmes

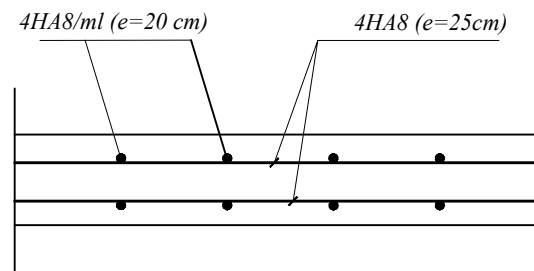
- Logiciel d'analyse des structures ETABS
- AUTOCAD
- Socotec
- Excel
- World
- Paint



Coffrage de l'acrotère



Ferrailage de l'acrotère



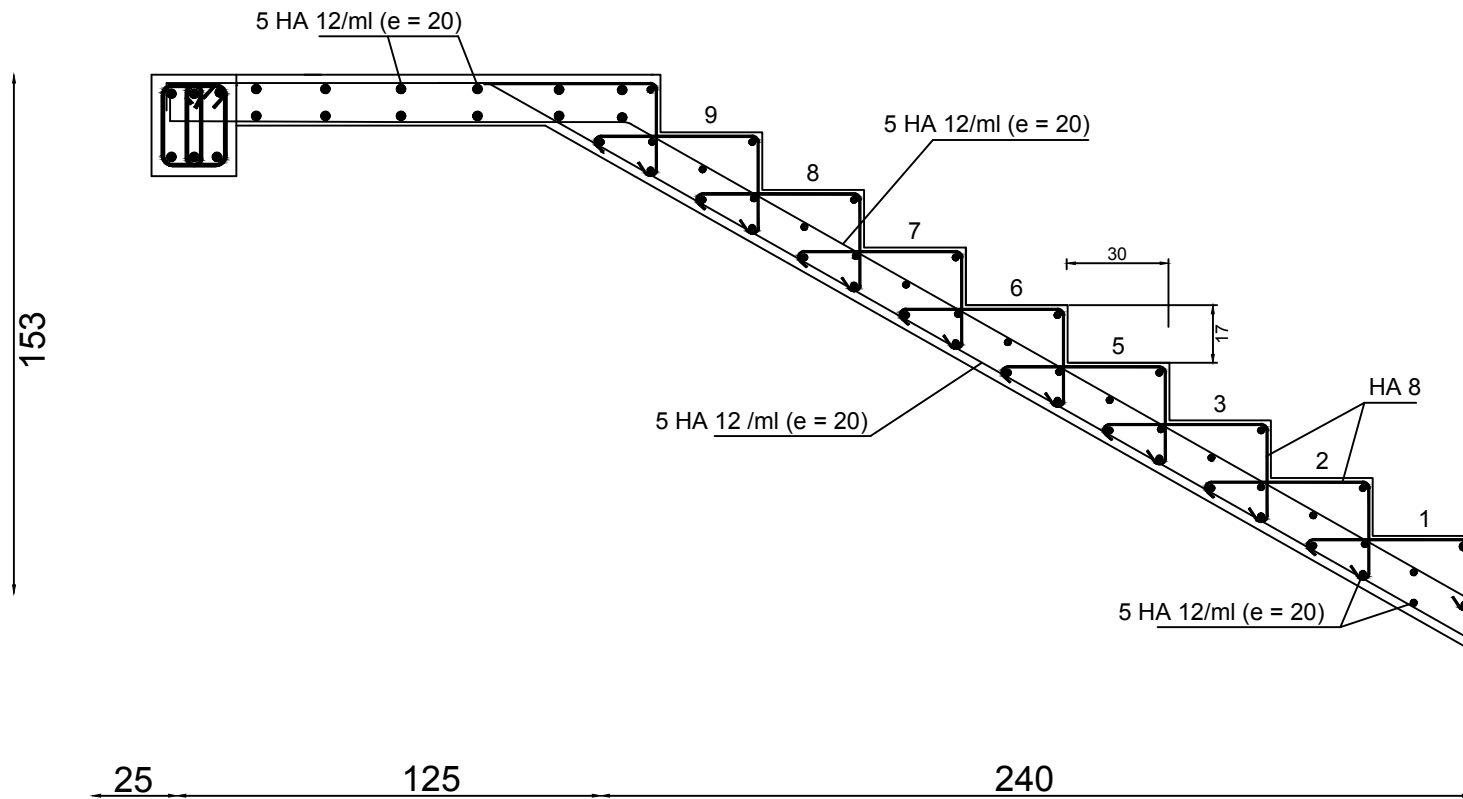
Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculte du Genie de la Construction
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR:
 BAZIZ.K

ETUDIER PAR: AOUES Cylia
 ALENN A Ourdia

Ferrailages
 de L'AcrotÈre



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Universite de MOULOD MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculte du Genie de la Construction
 Departement de Genie Civil

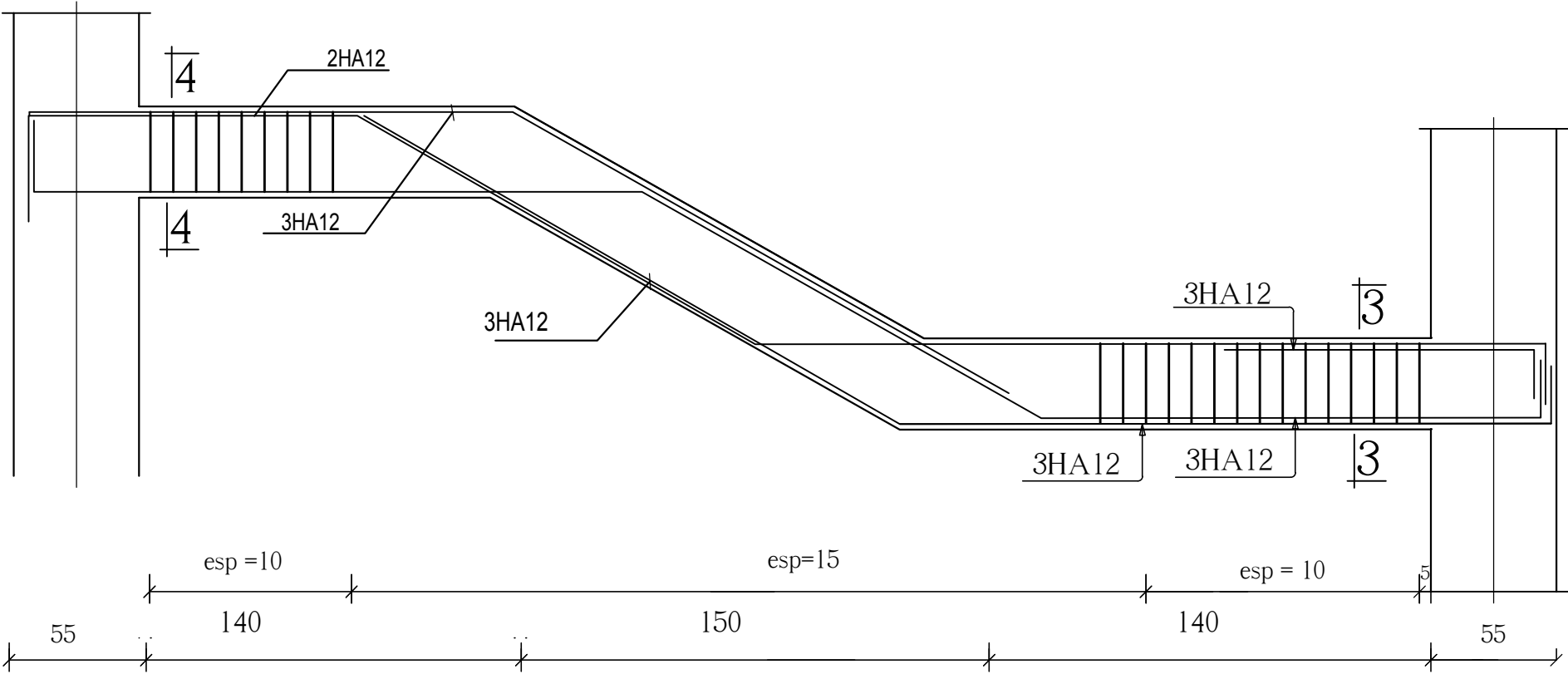
DIRIGE PAR :

BAZIZ.K

ETUDIER PAR: AOUES Cylia
 ALENNA Ourdia

Ferrailages de la
 d'escalier

Poutre Briser

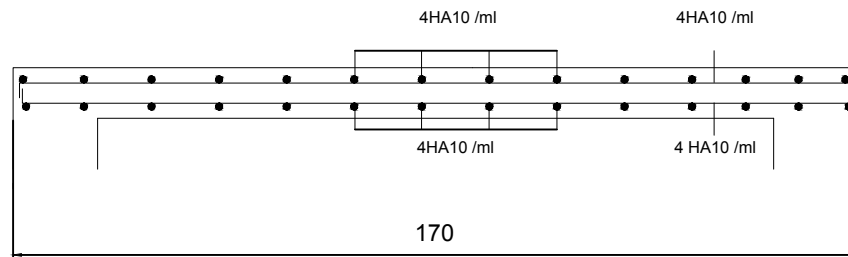
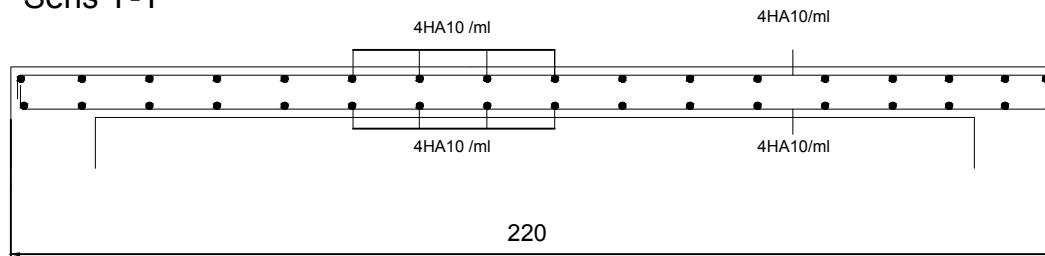


A

B

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou Faculte du Genie de la Construction Departement de Genie Civil		
DIRIGE PAR : BAZIZ.K		Ferrailages de la Poutre Briser
ETUDIER PAR : AOUES Cylia ALENNA Ourdia		

Sens Y-Y



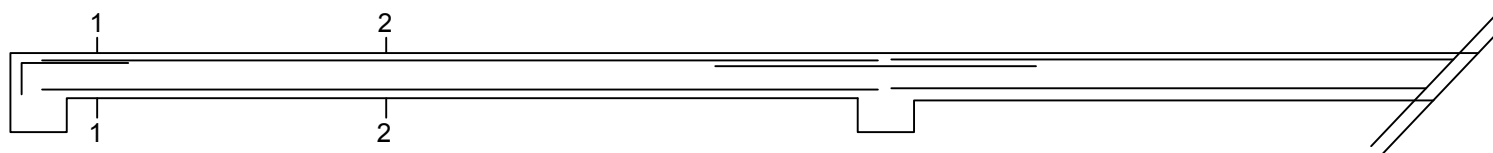
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

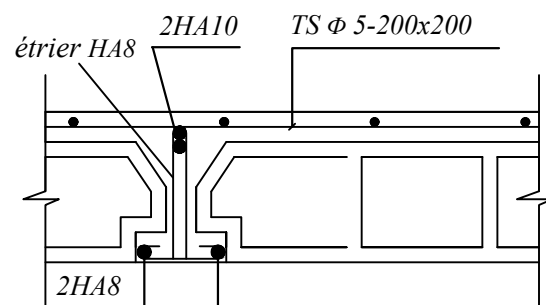
BAZIZ.K

ETUDIER PAR: AOUES Cylia
ALENNA Ourdia

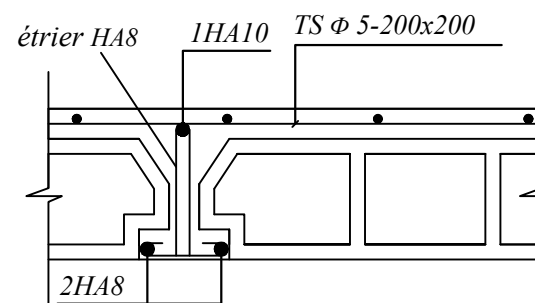
Ferraillages de la
salle machaine



Coupe 1 - 1



Coupe 2 - 2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOU MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

BAZIZ.K

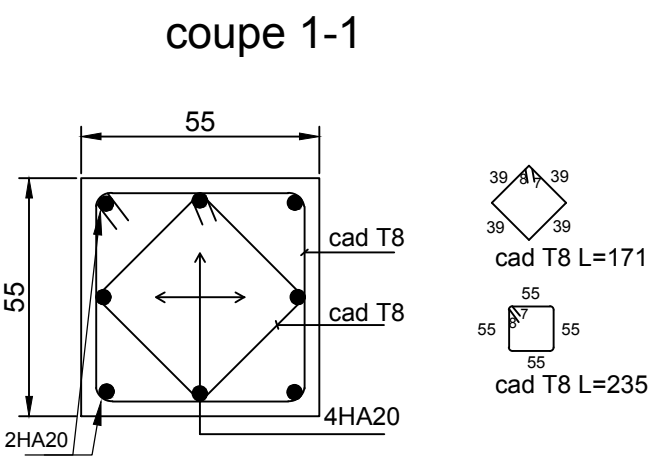
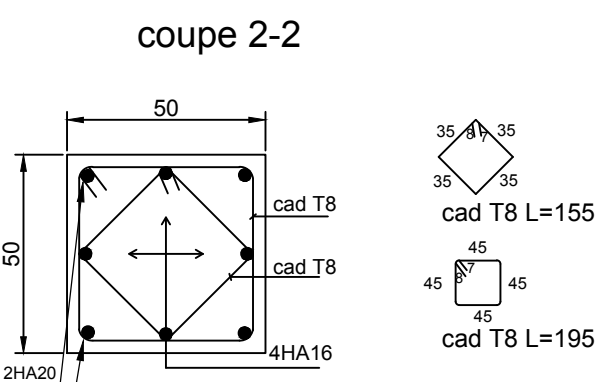
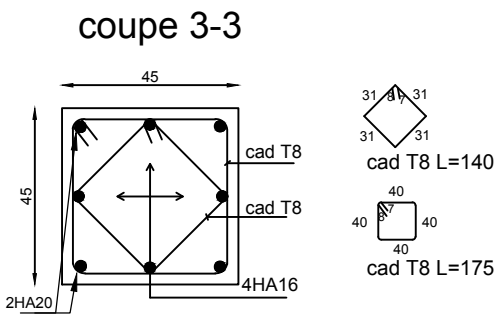
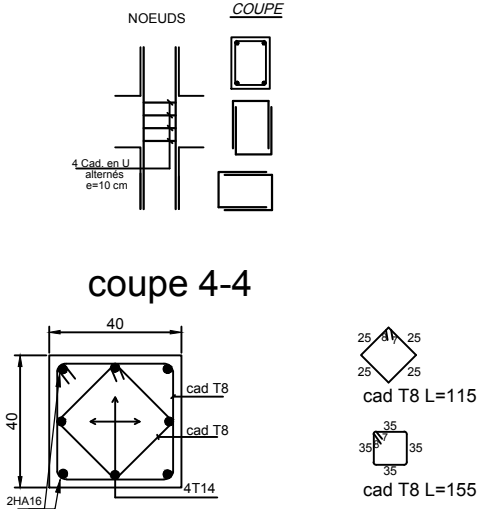
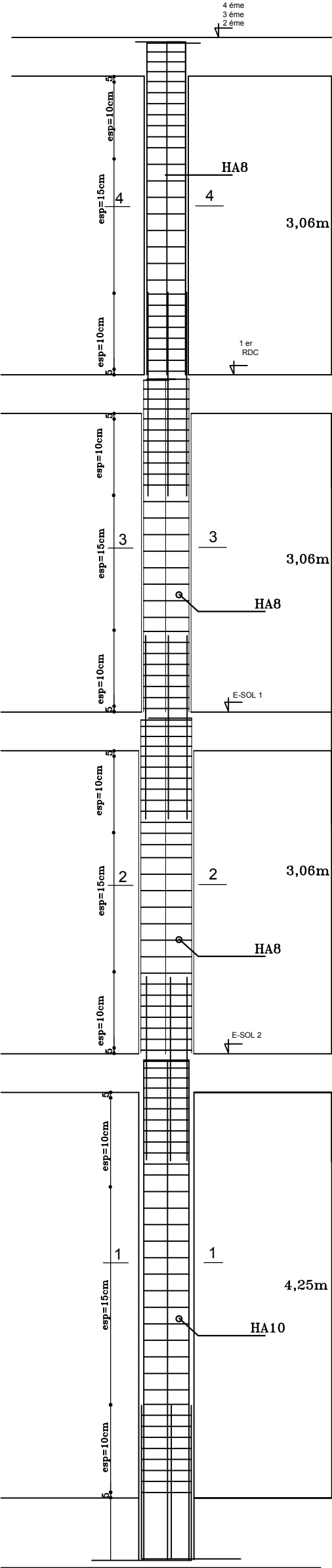
ETUDIER PAR:

AOUES Cylia

ALENN A Ourdia

Ferrailages de

Plancher et poutrelles



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

BAZIZ.K

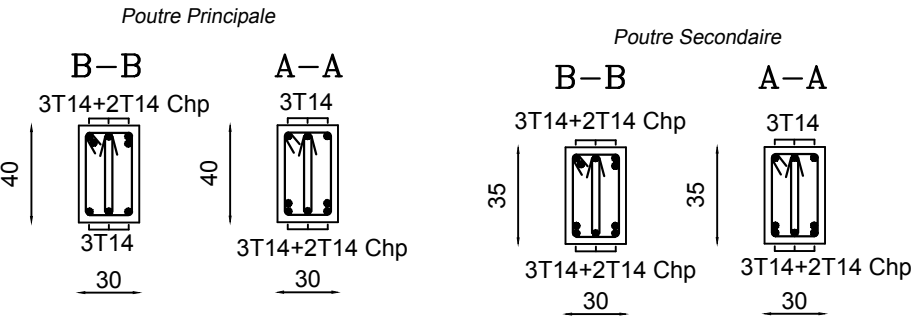
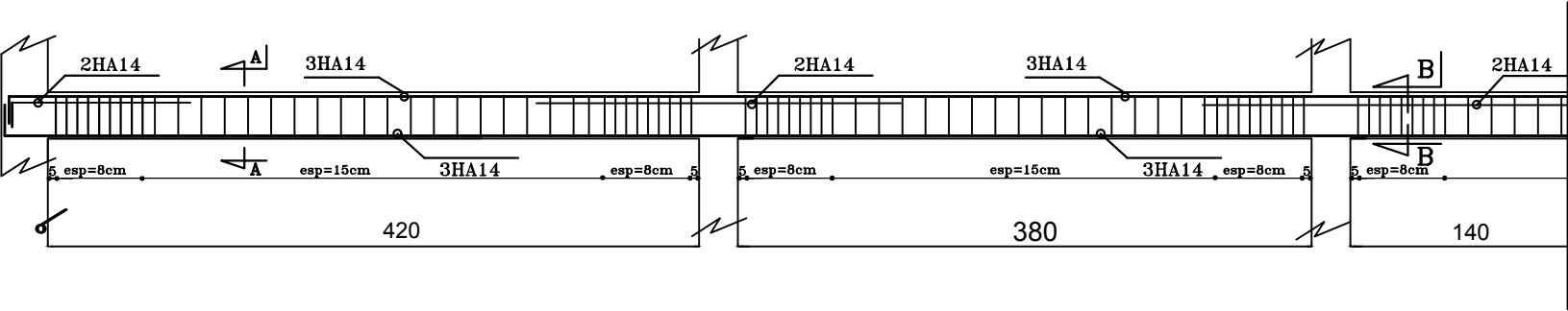
ETUDIER PAR: AOUES Cylia

ALENN A Ourdia

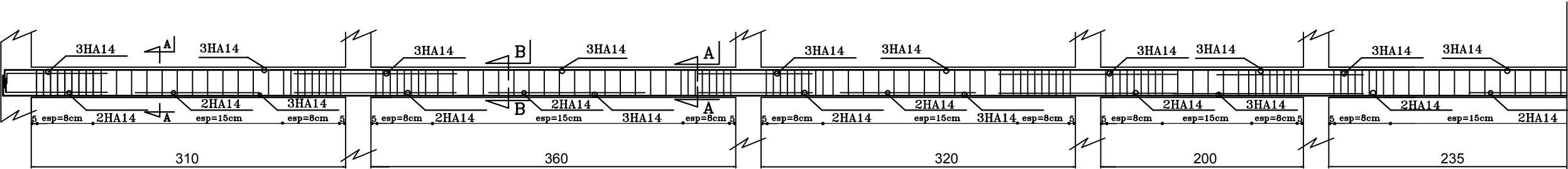
Ferrailages

des poteaux

Exemple de ferrailage des Poutres Principales 30 x 40

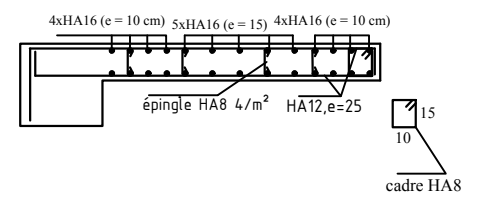


Exemple de ferrailage des Poutre Secondaire 30 x 35

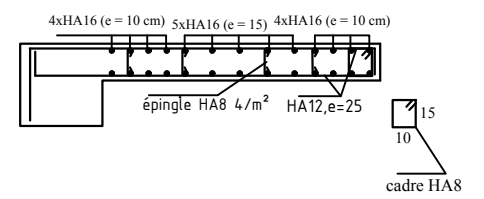


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou Faculte du Genie de la Construction Departement de Genie Civil	
DIRIGE PAR : BAZIZK	Ferrailages des Poutres
ETUDIER PAR : AOUES Cylia ALENNA Ourdia	

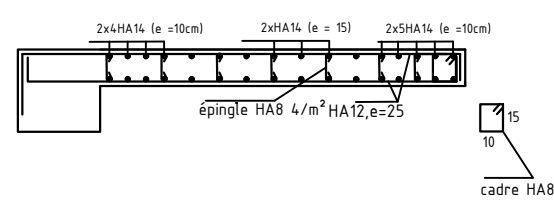
Ferrailage voile de 1,5 m Zone I



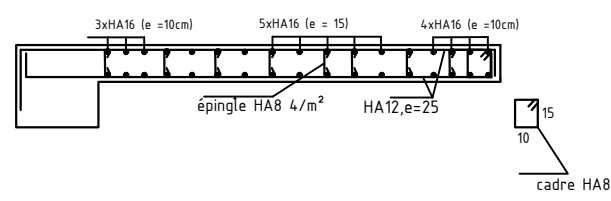
Ferrailage voile de 1,5 m Zone I



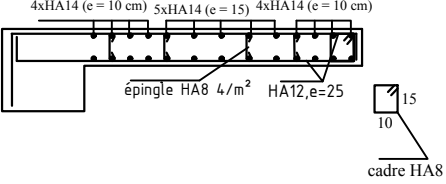
Ferrailage voile de 2 m Zone I



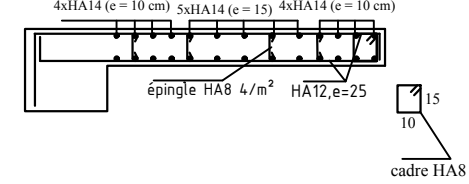
Ferrailage voile de 2,5 m Zone I



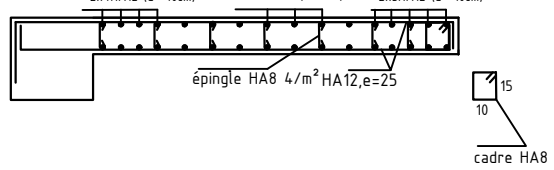
Ferrailage voile de 1,5 m Zone II



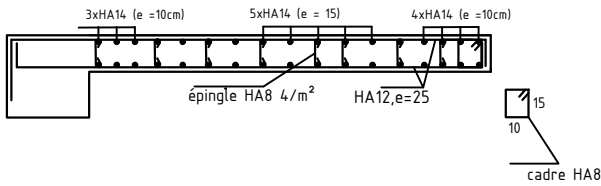
Ferrailage voile de 1,5 m Zone II



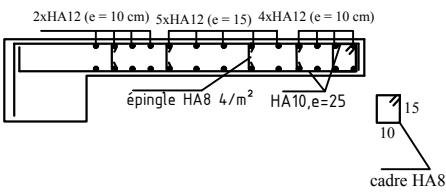
Ferrailage voile de 2 m Zone II



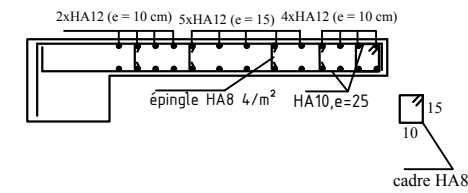
Ferrailage voile de 2,5 m Zone II



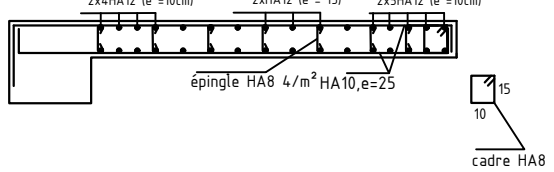
Ferrailage voile de 1,5 m Zone III



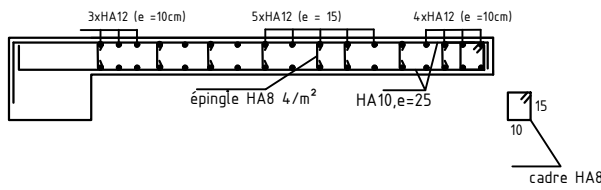
Ferrailage voile de 1,5 m Zone III



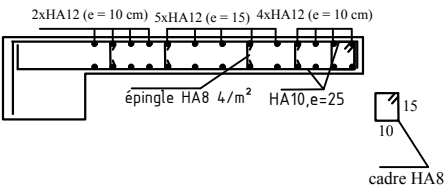
Ferrailage voile de 2 m Zone III



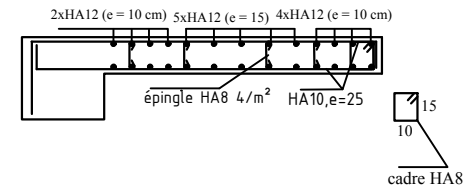
Ferrailage voile de 2,5 m Zone III



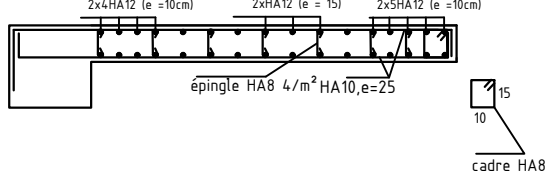
Ferrailage voile de 1,5 m Zone IV



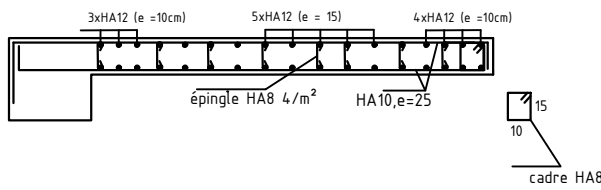
Ferrailage voile de 1,5 m Zone IV



Ferrailage voile de 2 m Zone IV



Ferrailage voile de 2,5 m Zone IV



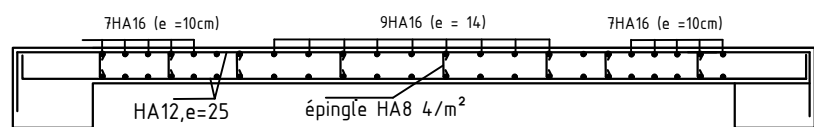
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
BAZIZ.K

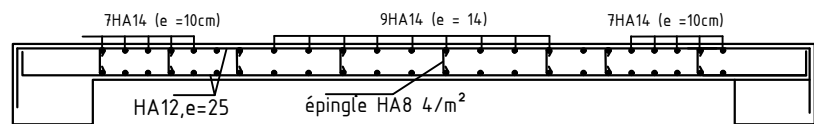
ETUDIER PAR :
AOUES Cylia
ALENNA Ourdia

Ferrailages des
VOILES

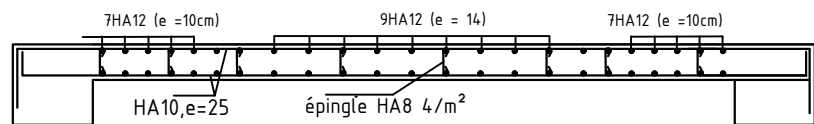
Ferrailage voile de 3,20 m Zone I



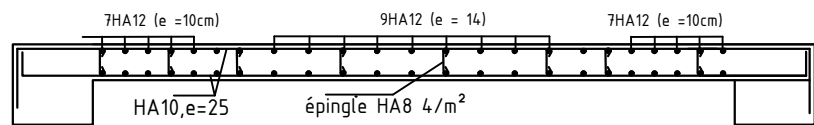
Ferrailage voile de 3,20 m Zone II



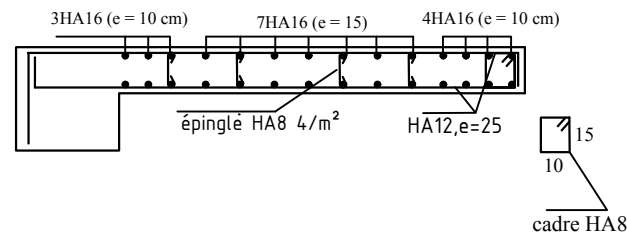
Ferrailage voile de 3,20 m Zone III



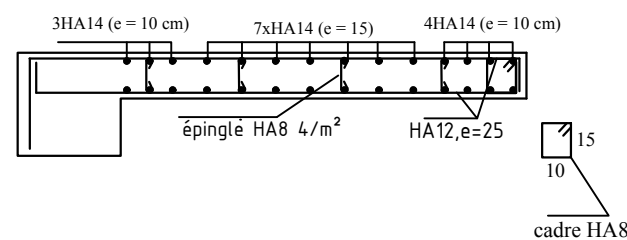
Ferrailage voile de 3,20 m Zone IV



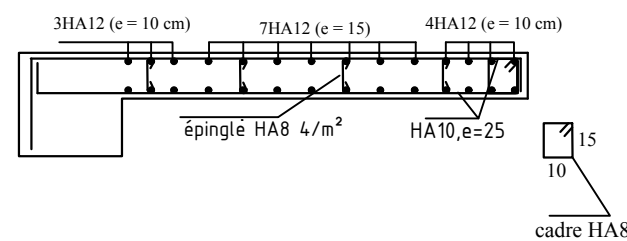
Ferrailage voile de 1,70 m Zone I



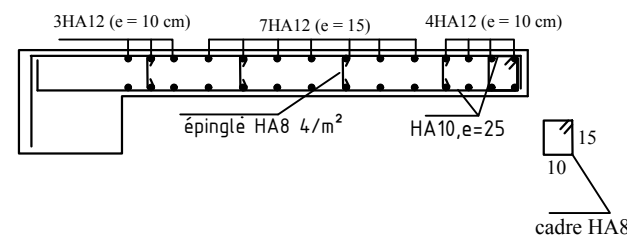
Ferrailage voile de 1,70 m Zone II



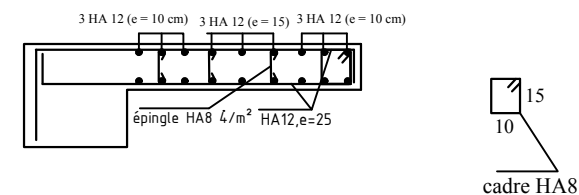
Ferrailage voile de 1,70 m Zone III



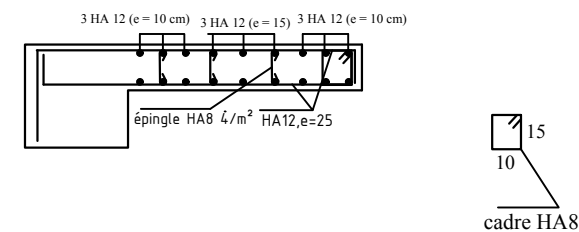
Ferrailage voile de 1,70 m Zone IV



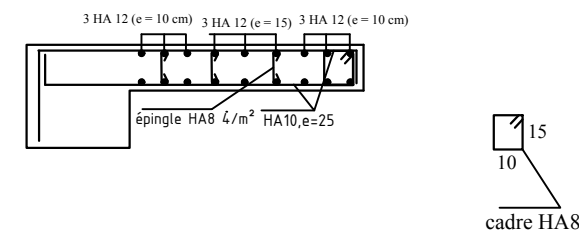
Ferrailage voile de 1m Zone I



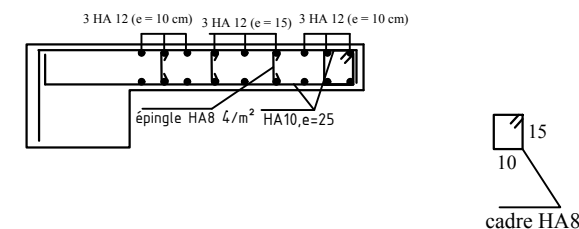
Ferrailage voile de 1m Zone II



Ferrailage voile de 1m Zone III



Ferrailage voile de 1m Zone IV



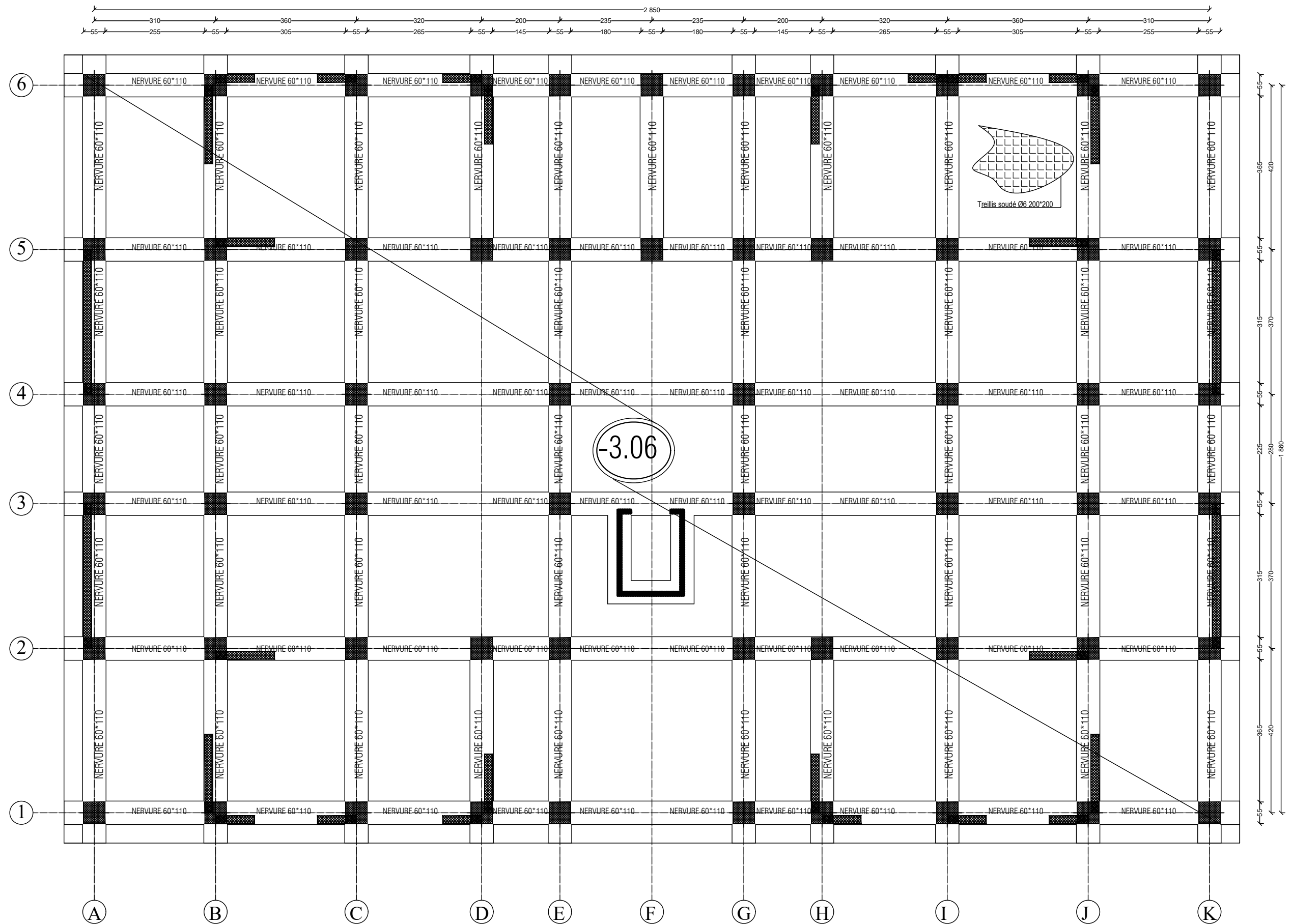
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
BAZIZ.K

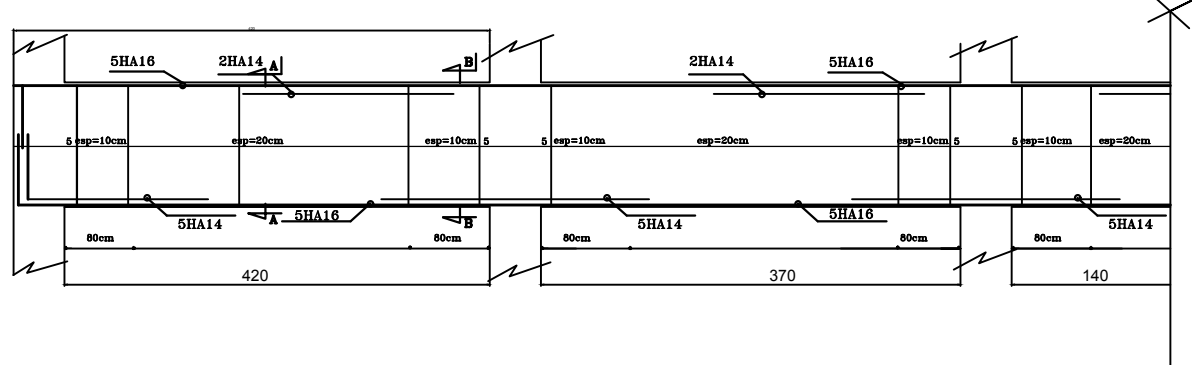
ETUDIER PAR:
AOUES Cylia
ALENNA Ourdia

Ferrailages des
Voiles

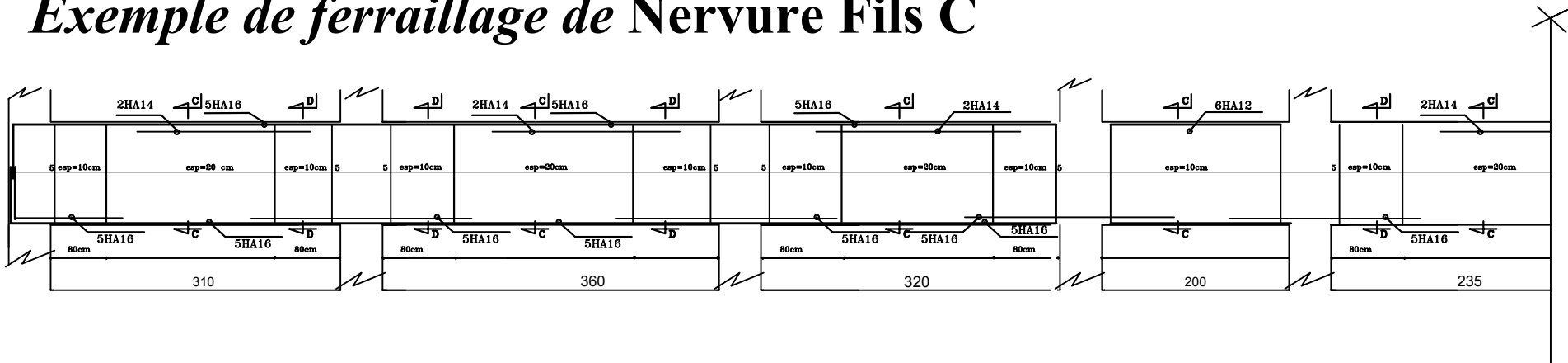
PLAN DE COFFRAGE RADIER NIV :-3.06 m



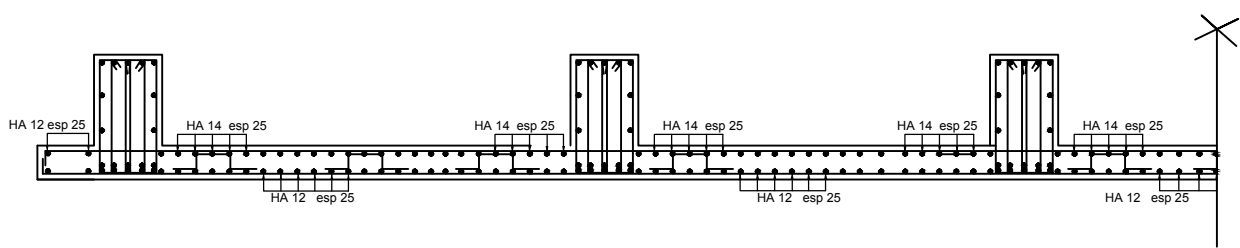
Exemple de ferrailage de Nervure Fils 2



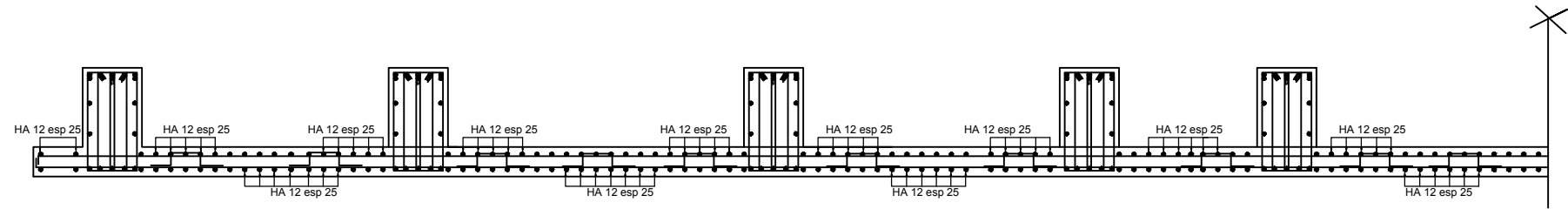
Exemple de ferrailage de Nervure Fils C



Exemple de ferrailage de Radier sens yy

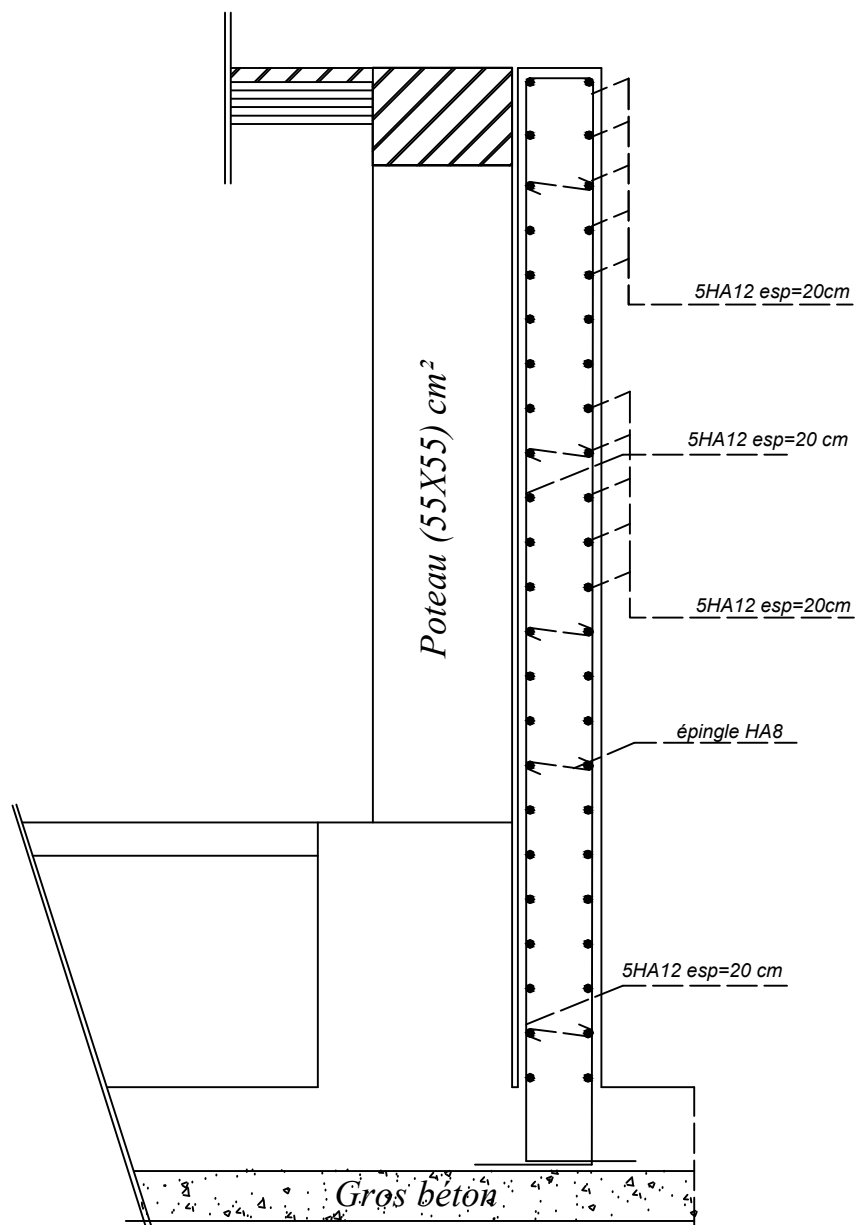


Exemple de ferrailage de Radier sens xx



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou	
Faculte du Genie de la Construction	
Departement de Genie Civil	
DIRIGE PAR :	BAZIZK
ETUDIER PAR:	AOUES Cylia
	ALENN Aourd
Ferrailages de Radier	

3.06



Radier

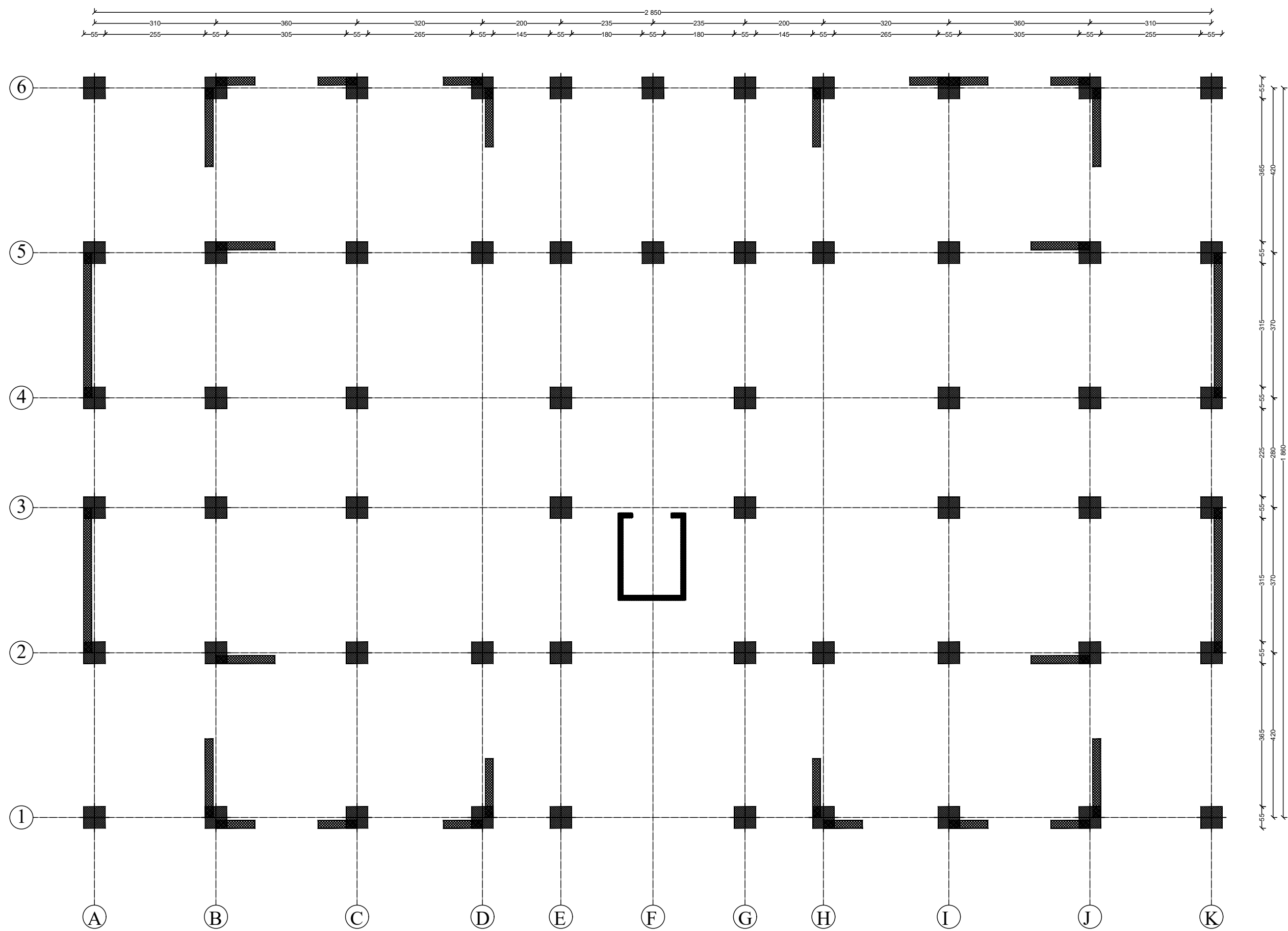
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOU MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
BAZIZ.K

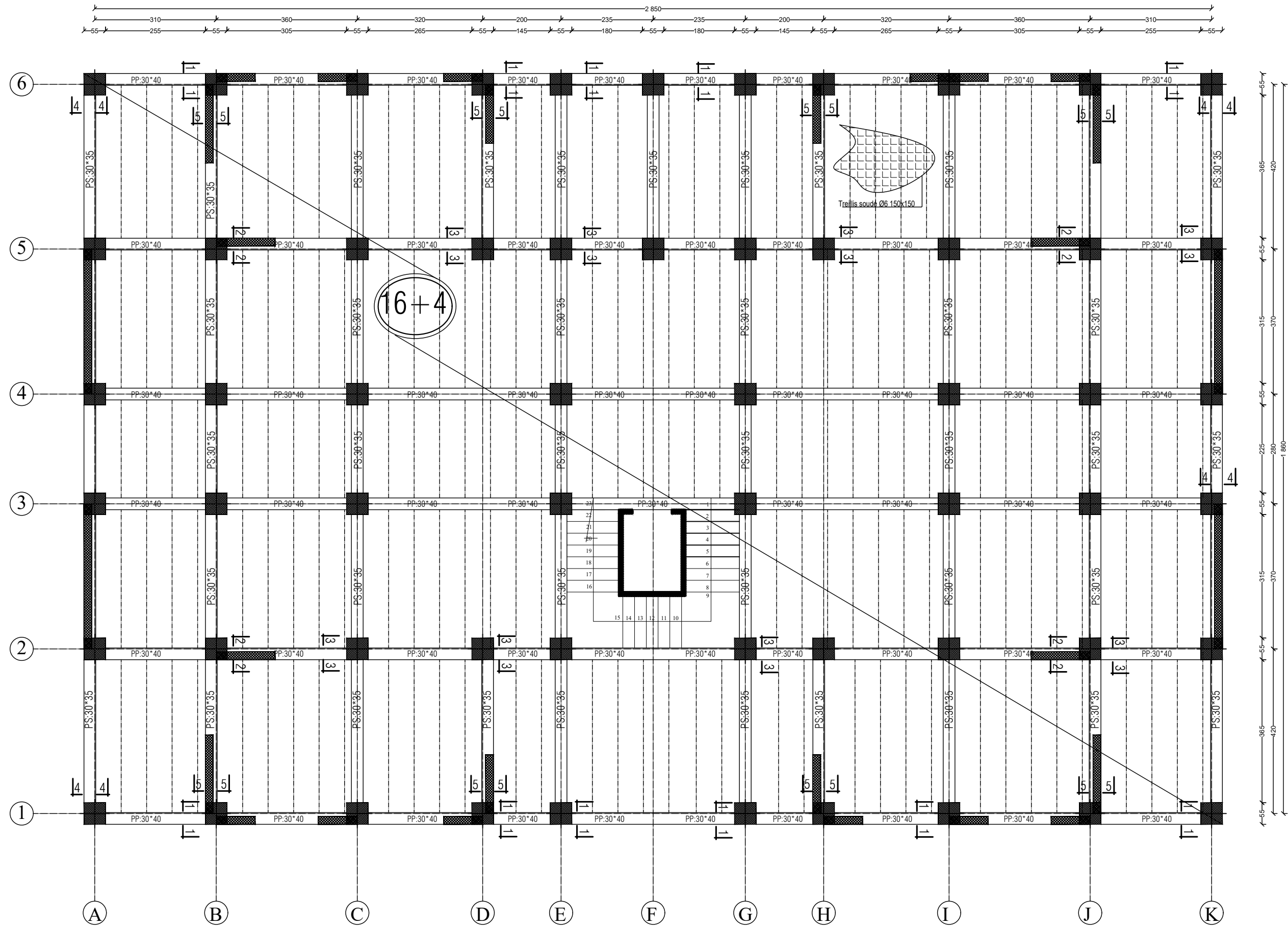
ETUDIER PAR: AOUES Cylia
ALENNA Ourdia

Ferrailages
du Mur plaque

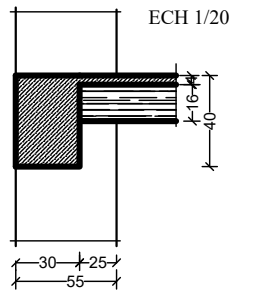
PLAN DISPOSITION DES VOILES



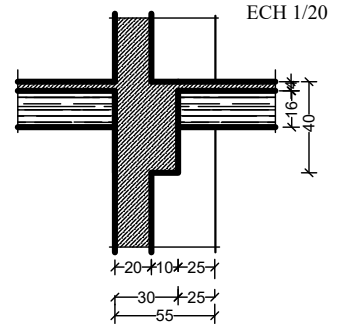
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 0.00 m



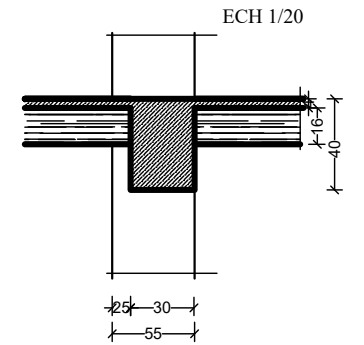
COUPE 1-1



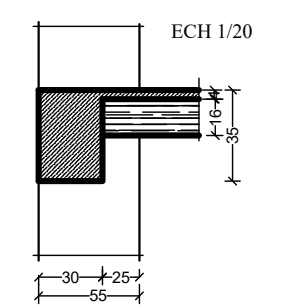
COUPE 2-2



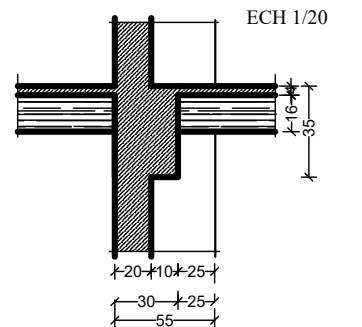
COUPE 3-3



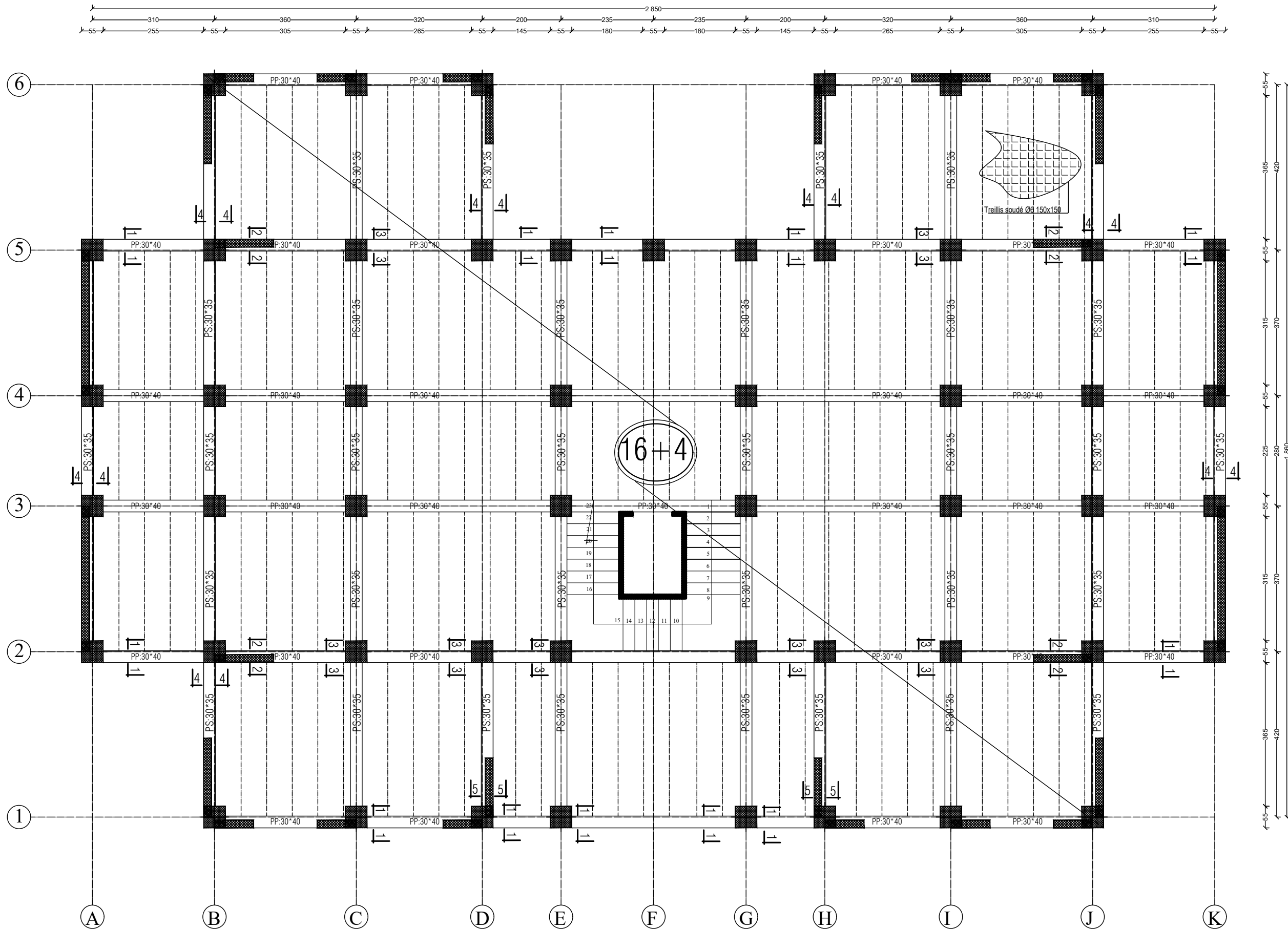
COUPE 4-4



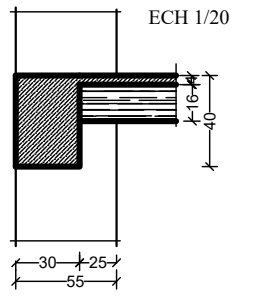
COUPE 5-5



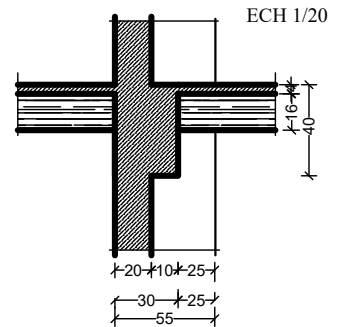
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 4.08 m



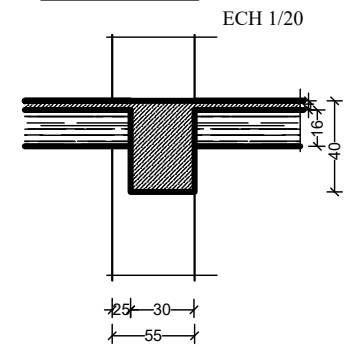
COUPE 1-1



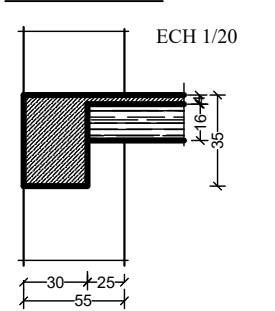
COUPE 2-2



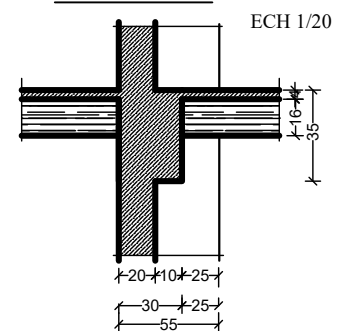
COUPE 3-3



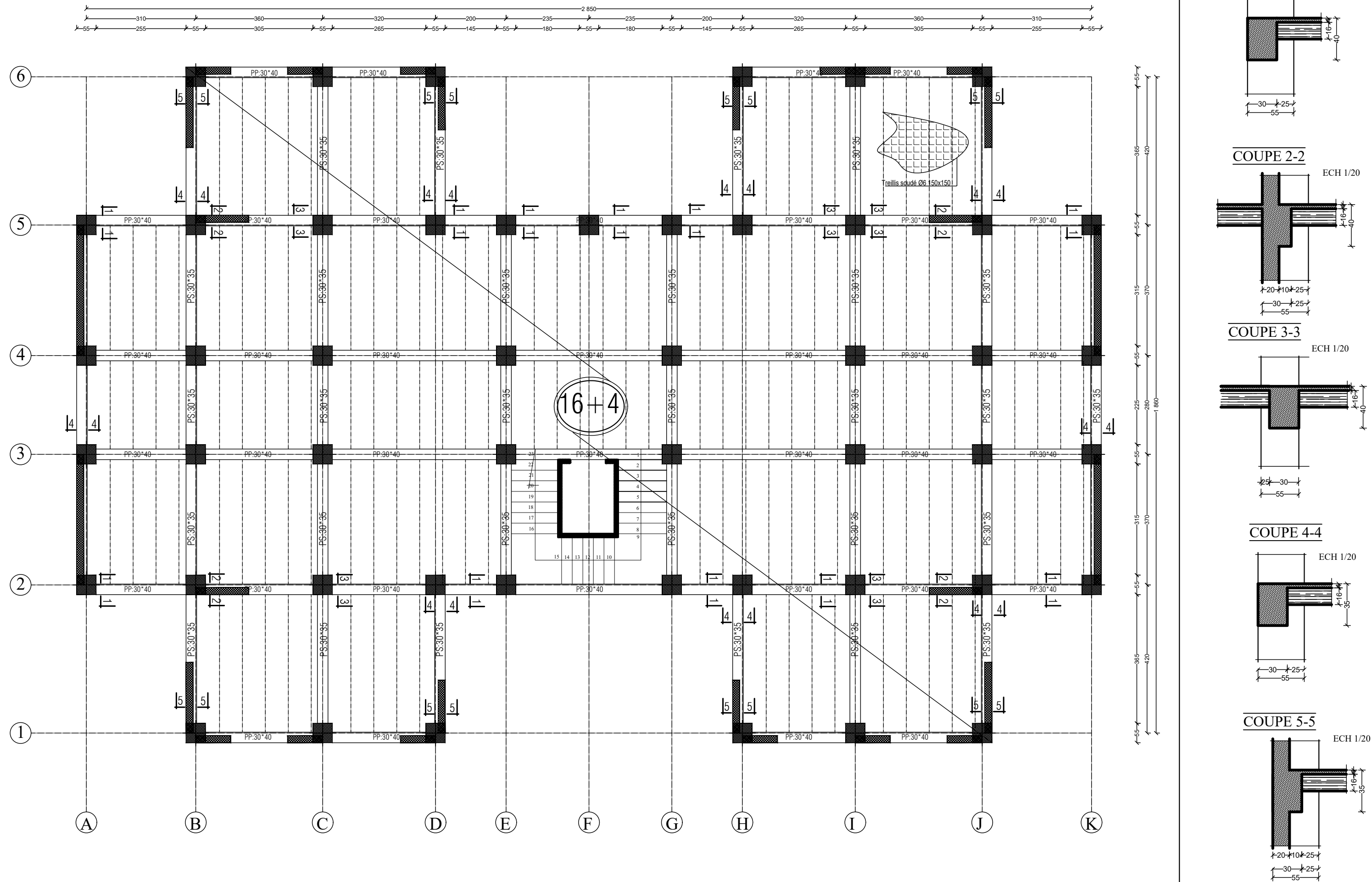
COUPE 4-4



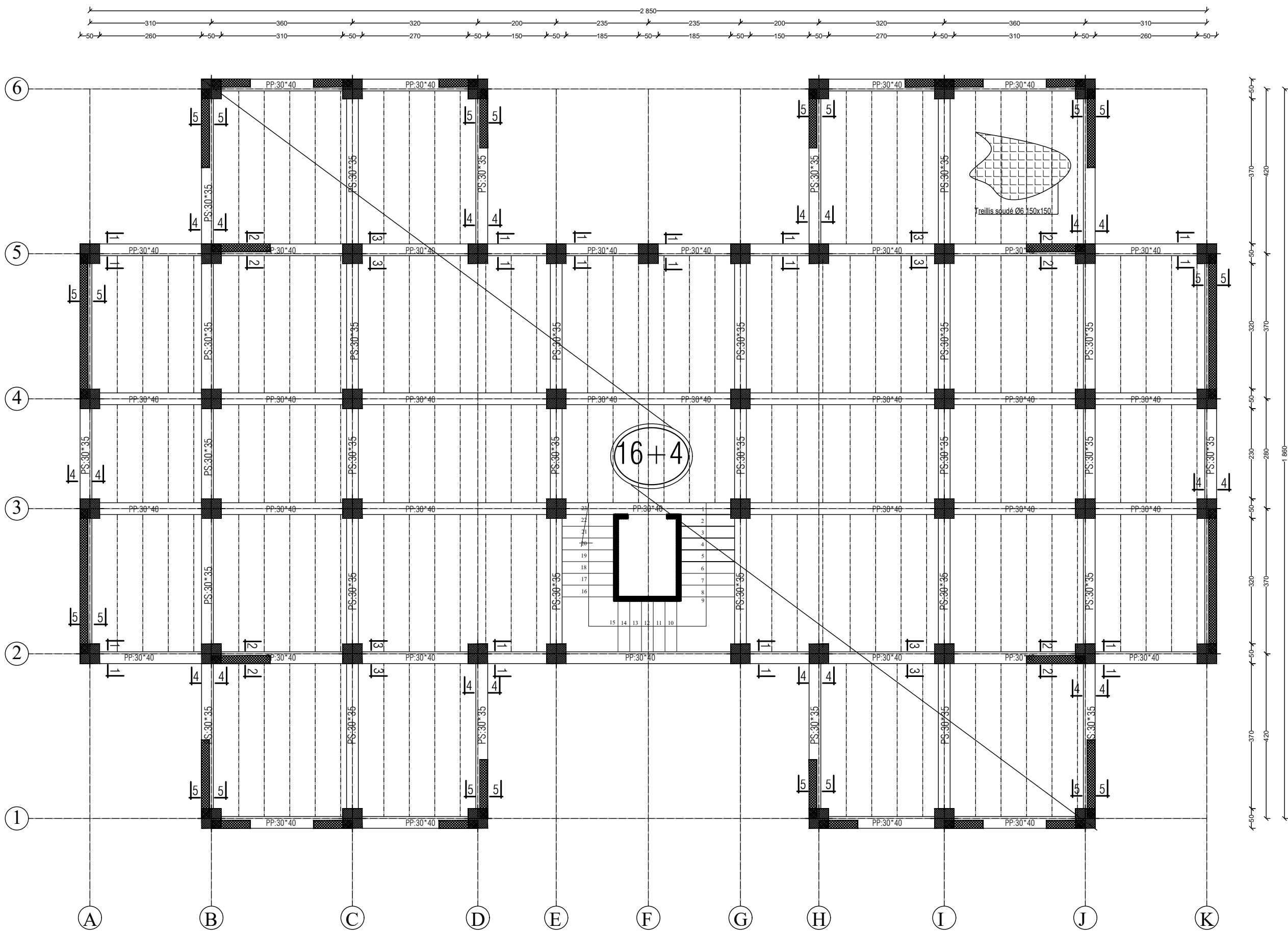
COUPE 5-5



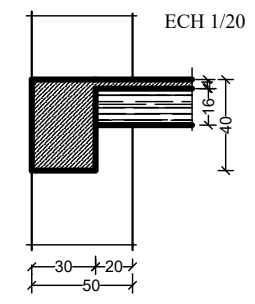
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 7.48,+10.54 m



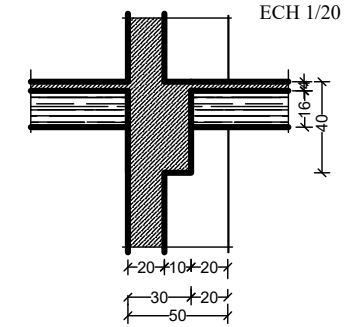
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+13.6,+16.66 ,+19.72m



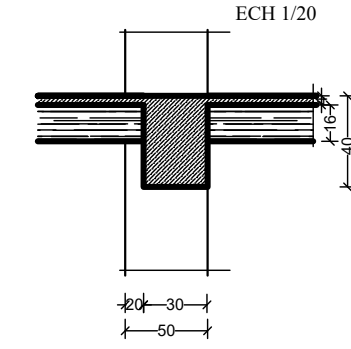
COUPE 1-1



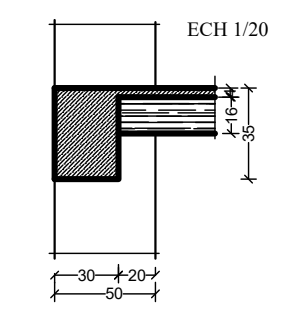
COUPE 2-2



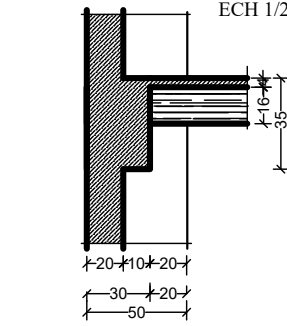
COUPE 3-3



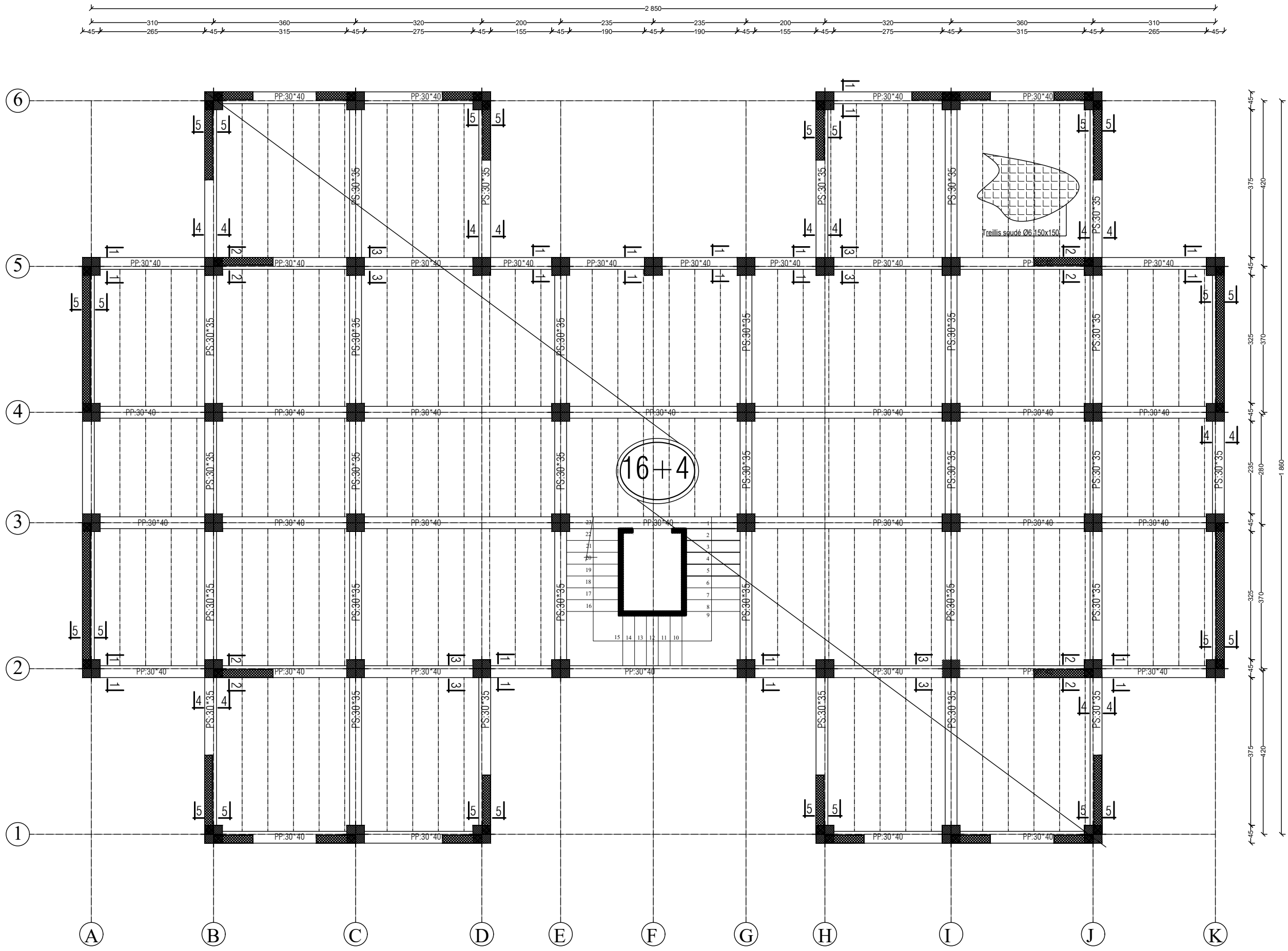
COUPE 4-4



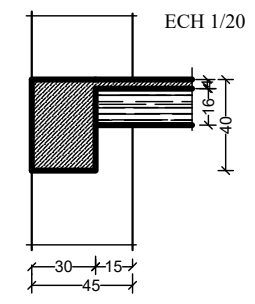
COUPE 5-5



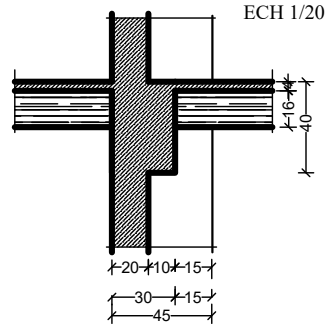
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 22,78,+25,84,+28,9 m



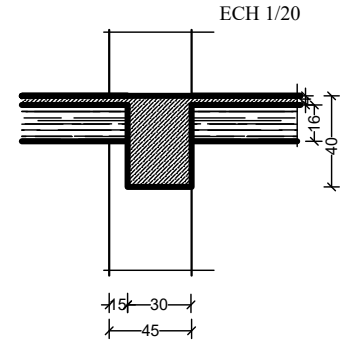
COUPE 1-1



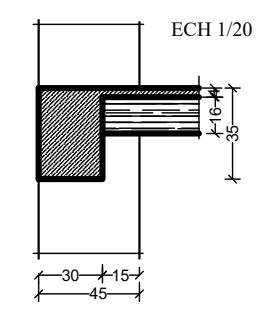
COUPE 2-2



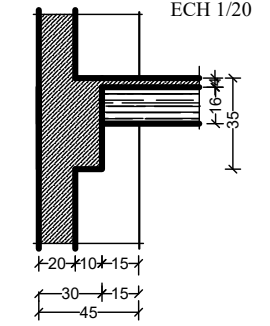
COUPE 3-3



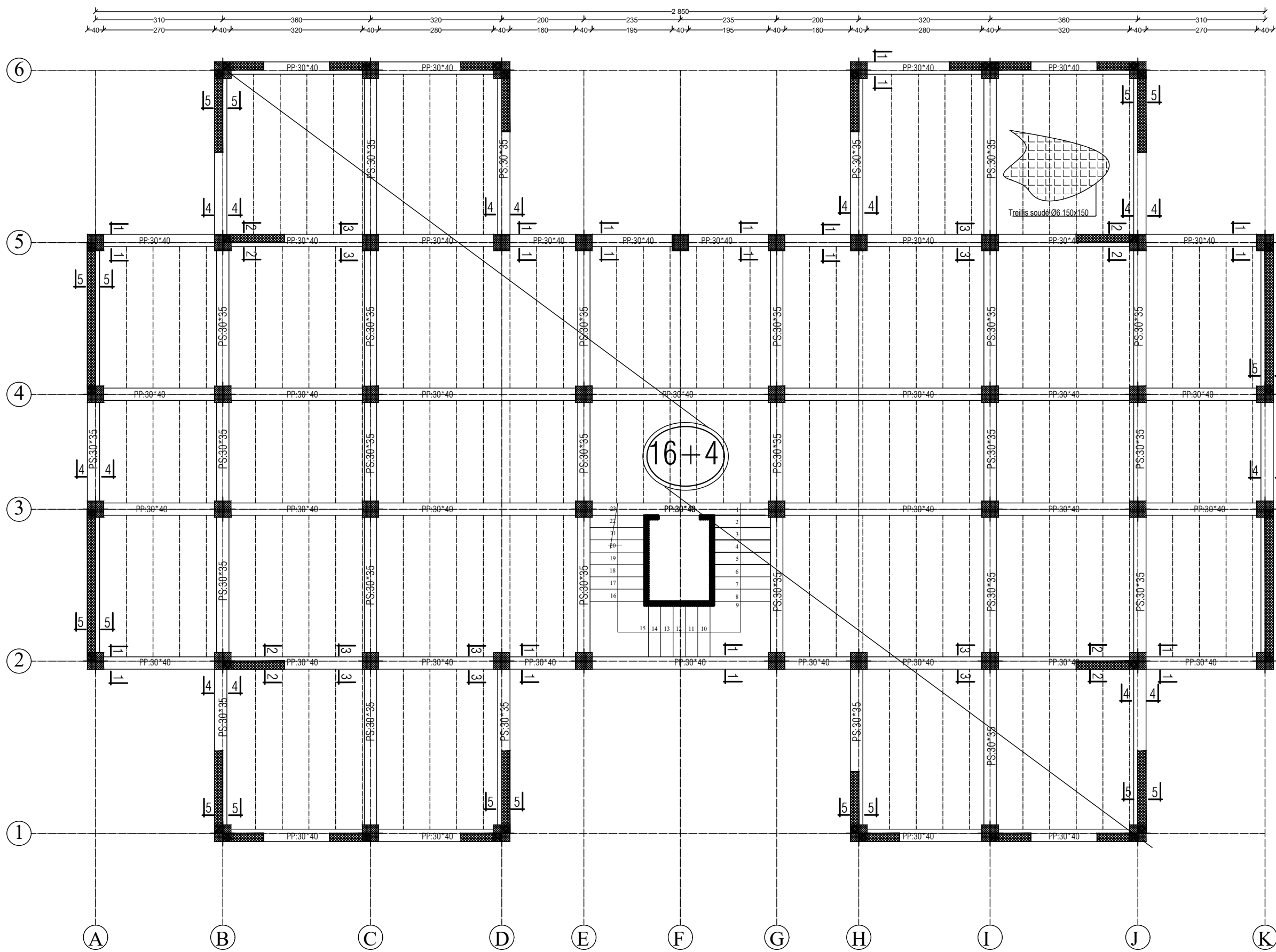
COUPE 4-4



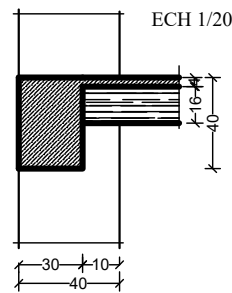
COUPE 5-5



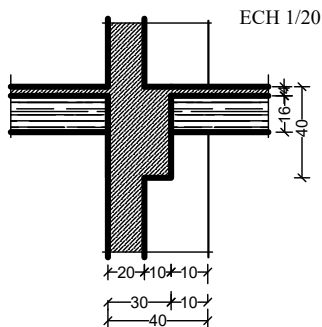
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 31.96,+35.02 m



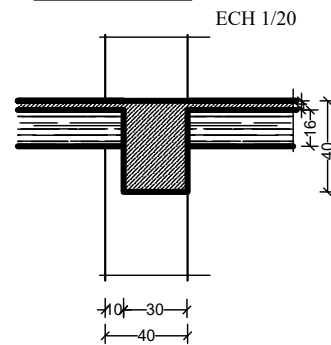
COUPE 1-1



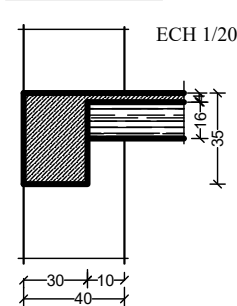
COUPE 2-2



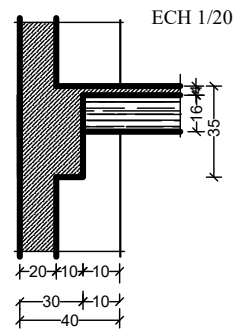
COUPE 3-3



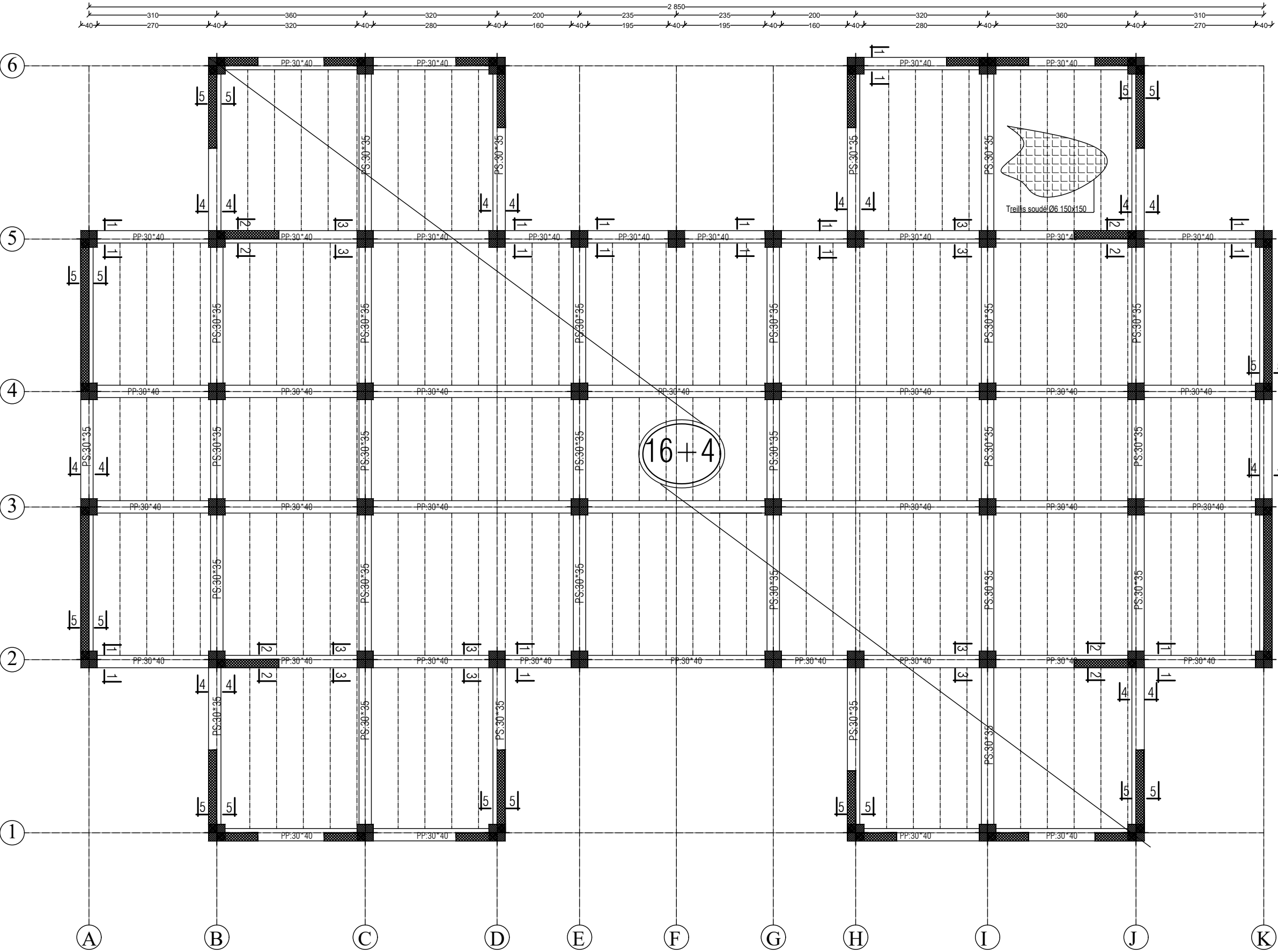
COUPE 4-4



COUPE 5-5

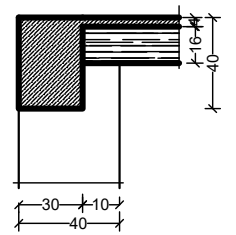


PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+38.08 m



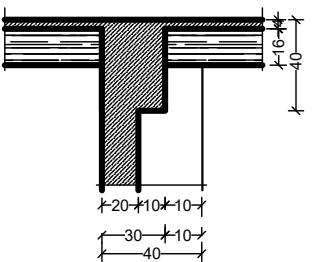
COUPE 1-1

ECH 1/20



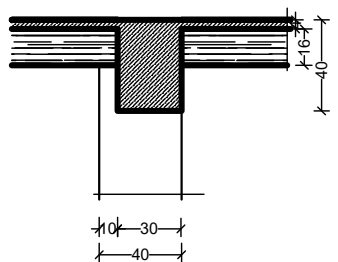
COUPE 2-2

ECH 1/20



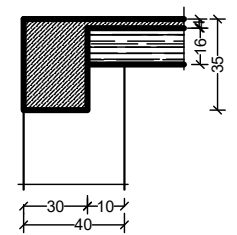
COUPE 3-3

ECH 1/20



COUPE 4-4

ECH 1/20



COUPE 5-5

ECH 1/20

