

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

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+5+S-SOL) à
usage d'habitation et commercial contreventé par des voiles
porteurs en béton armé avec interaction.
avec l'application ETABS V9.7.0*

Réalisé par :

M^r ALANE Djamel
M^r ABBAS Mouloud

Dirigé par :

M^r MANI AOMAR

Année universitaire :2020/2021

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, nous saisissons cette occasion pour exprimer nos 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 M^r MANI AOMAR, qui nous a encadrées avec patience durant la réalisation de ce travail de fin d'études. Leurs conseils, leurs encouragements et leurs disponibilités nous ont été bien utiles, notamment pour la rédaction de ce projet.

L'expression de notre haute reconnaissance à l'équipe de la bibliothèque de génie civil qui n'a épargné aucun effort pour mettre à notre disposition la documentation et les explications nécessaires.

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

Enfin nous tenons à remercier sincèrement l'ensemble du corps enseignant de l'université UMMIO- faculté de génie civil.

DEDICACE



*Toutes les lettres ne sauraient
trouver les mots qu'il faut...
Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude,
L'amour, le respect, la reconnaissance...
Aussi, c'est tout simplement que
Je dédie cette thèse ...*

À MES CHERS PARENTS

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

Que ce travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitterai jamais assez.

Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.

A MES CHERS ET ADORABLES FRÈRES AREZKI, FAOUZI A MA CHER ET ADORABLE SŒUR GHENIMA.


que j'adore, que j'aime profondément.

En témoignage de mon affection fraternelle, de ma profonde tendresse et reconnaissance, je te souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu, le tout puissant, te protège et te garde.

A LA MEMOIRE DE MON GRAND-PERE ET MES DEUX GRANDE-MERES

*J'aurais tant aimé que vous soyez présents.
Que Dieu ait vos âmes dans sa sainte miséricorde.*





*ET À MES CHERS ONCLES, TANTES,
LEURS EPOUX ET ÉPOUSE
À MES CHERS COUSINS COUSINES
Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon
respect le plus profond et mon affection la plus sincère.*

À MES AMIS DE TOUJOURS :

*3MI YIDIR; REDOUANE; MOULOUD; YACINE
JUBA; BRAHIM; MOUNIR; KOUCI; MEHDI; FATEH;
SAADI; CHABEN; CHEMSEDINE; TOUFIK; YOUVA,
LOTFI; LYÉS; YACINE; GHILES; AMAR; MOUH
KERROUM; DA MENADE; MOUMOUH; SAID (LE
BIG); GAYA; MAYES; SAMIR; LYÉS; HAKIM; EL YÉS; KADER;
KADER WALID; MENAD; BOUDJEMAA; AMISAID
ADAM; GHILES; ROUGI; LALOU; KENZA; NINA;
DJAHIDA; MAEVA; KATIA; AMEL; KAHINA; LYNDA; LYDIA
SARAH; KATIA; THILELI; SAMIRA; OUZNA; DIHIA; CA
SIHEM; AKILA; LYLIA; CELINA; KENZA; ELIA; CELIA;
TINA; KENZA; RYMA; NADINE; SARAH; LAMIA; DIHIA;*

*En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que
nous avons passés ensemble. Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon
respect le plus profond et mon affection la plus sincère.*

*JE N'OUBLIE PAS DE REMERCIER VIVEMENT: LARBAOUI
SALIM; KENZA AMIROUCHE; THANINA AIT AMRANE
TOUFIK DJADOUN ET REDOUANE AIT SAI.*

*je ne les remercierai jamais assez pour leurs soutiens, leurs
conseils judicieux et leurs aide précieuse, merci infiniment.*

*À TOUTES LES PERSONNES QUI ONT PARTICIPÉ
À L'ÉLABORATION DE CE TRAVAIL, À TOUS CEUX
QUE J'AI OMIS DE CITER, ET TOUTE LA
PROMOTION 2021 GENIE CIVIL M2-CCI.*

DJAMEL



DEDICACE

*Malgré les obstacles qui s'opposent, des difficultés
qui s'interposent, les études sont avant tout notre
unique et seul atout.*

*Avant tout je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage
et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je dédie :*

*À ma très chère maman pour son amour et son affection, elle a
toujours été là pour moi. À mon très cher papa pour le courage
qu'il m'a donné et ces conseils 'Y n'a pas de mots qui peuvent exprimer mon
amour,*

je vous aime fort et mon seul désir

Que vous soyez fière de moi.

À mon agréable et très cher p'tit frère Dahmane

Merci frère pour tout, sans toi je n'aurais rien pu faire.

Et toute ma famille, grande et petite.

À mon binôme Djamel

Pour sa patience et sa compréhension.





À mes chers ami(e)s,

Pour leurs soutiens moraux et leurs présences au quotidien à mes côtés,

En souvenir de notre sincère et profonde amitié

Et des moments agréables que nous avons passés ensemble.

A mon promoteur Mr Mani

A toute la promotion 2020 /2021

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la Réalisation de ce travail.

Veillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect

le plus profond et mon affection la plus sincère.



Mouloud.

Sommaire

<u>INTRODUCTION GENERALE</u>	...01
<u>Chapitre I</u> : Présentation de l'ouvrage.	...03
<u>Chapitre II</u> : Pré- dimensionnement des éléments.	...10
<u>Chapitre III</u> : Calculs des éléments :	
III.1. PLANCHERS	...28
III.2. ACROTERE	...48
III.3. BALCON (loggia)	...55
III.4. ESCALIER	...62
III.5. POUTRE PALIERE	...82
<u>Chapitre IV</u> : Modélisation et présentation de logiciel ETABS91
<u>Chapitre V</u> : vérification aux exigences de RPA.	...116
<u>Chapitre VI</u> : Ferrailage des éléments :	
VI.1. Poteaux.	...140
VI.2. Poutres	...152
VI.3. Voiles.	...166
<u>Chapitre VII</u> : Etude de l'infrastructure.	...173
<u>Chapitre VIII</u> : mur plaque.	...208
<u>CONCLUSION GENERALE</u>	...216
<u>LISTE DES FIGURES</u>	
<u>LISTE DES TABLEAUX</u>	
<u>BIBLIOGRAPHIE</u>	

LISTE DES FIGURES :

Fig. I.1 Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton	5
Fig. I.2 Diagramme contrainte- déformation du béton (ELS).....	5
Figure.3/ Diagramme contrainte-déformation : (BAEL 91/Art A.2.2.2)	9
Figure II-1: Vue d'un plancher en Corps Creux	10
Figure. II-2 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux.	11
Figure II-3 : a- Coupe du voile en élévation.	14
Figure II-4 : Coupe Verticale des Types des Voiles en Plan.....	14
Figure II-5 : Vue d'un voile	15
Figure II-6: Surface d'influence	16
Figure II-7: Coupe du plancher terras	17
Figure II-8 : Coupe verticale du plancher courant	18
Figure II-9 : Coupe de poteau	25
Figure III.1.1 : Coupe transversal du plancher	28
Figure : III.1.2 Treillis soudées de (20× 20) cm ²	29
Figure III.1.3 : Surfaces revenant aux poutrelles.....	30
Figure III.1.4. : les des poutrelles a étudier.....	32
Figure III.1.5: Schéma statique de la poutrelle	34
Figure III.1.6 : Diagramme des moments.	34
Figure III.1.7 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU en K N.m	36
Figure III .1.8 : Diagramme des efforts tranchants en KN	37
Figure III.1.10 : Coupe schématique de la poutrelle (travées).....	38
Figure III.1.11 : Coupe schématique de la poutrelle (appuis).....	39
Figure III.1.12: Coupe schématique de la poutrelle.....	44
Figure III.1.12. : schéma de ferrailage.	47
Figure. III.2.1- Les dimensions de l'acrotère et schéma statique	49
Figure III.3.2: Diagramme des efforts internes	50

Figure III-5-1 : Schéma statique du balcon	55
Figure III-5-2:Schéma géométrique de la console.....	57
Figure III-5-3 : Schéma statique de la console	59
Figure III.2.1: Schéma général d'un escalier droit	62
Figure III.2.2 : Schéma statique d'escalier	63
Fig III.2.4 Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELU.....	69
Figure III.2.5 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.	74
Figure (IV.1) : disposition des poutres et poteaux	100
Figure (IV.2) : disposition des voiles.....	104
Figure (IV.3) : Plancher à corps creux, Dalle pleine.....	105
Figure (IV.4) : Vu en plan de la structure	106
Figure IV-7: Définition des diaphragmes	114
Figure (IV.8) : modèle final de notre structure	115
Fig VII.1 : schéma de la semelle isolée.	175
Fig.VII. 2 Diagramme des contraintes	184
Fig. VII.3 Périmètre utile des voiles et des poteaux	186
Fig. VII.4 Schéma statique du débord.....	192
Fig.VII.5 : Représentation des charges trapézoïdales.....	195
Figure VII.6 : Présentation du chargement simplifié	196
Figure VII.7 : Répartition triangulaire	196
Fig.VII.8 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).....	200
Fig.VII.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	200
Fig.VII.10 : chargements des efforts tranchants à l'ELU.	200
Fig.VII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	201
Fig.VII.12: Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).	201
Fig.VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	201
Fig.VII.16 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).	202

Fig.VII.17: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	202
Fig.VII.19 : chargements des efforts tranchants à l'ELU.	202
Fig.VII.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	203
Fig.VII.20 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).....	203
Fig.VII.21 : Diagramme moments fléchissant à l'ELS.	203
Figure VIII.1 : Schéma du mur plaque - Vue en élévation	208
Figure VIII.2 : schéma statique du mur plaque	209

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau B.1: Caractéristiques des aciers	7
Tableau II- 1 : vérification aux exigences du RPA	13
Tableau II-2 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible	17
II-3 : Caractéristiques des éléments du plancher d'étage courant.....	18
Tableau II-4 : Charges revenant aux murs extérieurs.....	19
Tableau II-5 : Charges revenant aux murs intérieurs	19
Tableau II-6 : Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires.....	20
Tableau II-7 : Les valeurs du coefficient $(3+n / 2n)$	22
Tableau II-8 : Détermination des sections des poteaux	23
Tableau II-9 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.....	24
Tableau II-110: Vérification au flambement.....	25
Tableau II-11 : Récapitulatif des résultats.....	26
Tableau II-12 : Récapitulatif des résultats.....	27
Tableau III-5-1 : Charge permanentes de la dalle	56
Tableau III-1 : poids de revêtement	65
Tableau III-2 : Charge permanente et la surcharge revenant au palier.....	65
Tableau III-3 : charge et surcharge revenant aux paillasses	66
Tableau III.2.1 : Tableau récapitulatif des effort.....	68
Tableau III.2.2 : Tableau récapitulatif des efforts	76
Tableau III-9 : Vérification des exigences du RPA.....	83
Tableau III-10 : Vérification des contraintes du béton	90
Figure (IV.1) : disposition des poutres et poteaux	100
Figure (IV.2) : disposition des voiles.....	104
Figure (IV.3) : Plancher à corps creux, Dalle pleine.....	105
Figure (IV.4) : Vu en plan de la structure	106
Figure IV-7: Définition des diaphragmes	114

Figure (IV.8) : modèle final de notre structure	115
Tableau (IV.1) : pourcentages charges verticales et horizontales repris par les voiles .	120
Tableau (IV.2) : Vérification de l'excentricité.....	125
Tableau (IV.3) : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale	127
Tableau (IV.4) : Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y	129
Tableau (IV.5) : récapitulatif des paramètres	134
Tableau (IV.6) : Vérification de l'effet du 2^{ème} ordre (l'effet P-Δ)	137
Tableau VI.1 : les recommandations du RPA.	141
Tableau VI-2: Résultats de ferrailage des poteaux à ELU.....	146
Tableau VI-3 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.	148
Tableau VI-4 : Détermination de la zone nodale.....	148
Tableau VI-5: Vérification des contraintes tangentielles.	149
Tableau VI-6 : Vérification des contraintes a ELS.	151
VI.2. Ferrailage des poutres :.....	152
Tableau VI.2.1 : la section minimal et maximal d'armature.	153
Tableau VI.2.2: Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle	154
Tableau VII.1 : Résultante des charges sous poteaux.....	176
Tableau VII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinales)	177
Tableau VII.3 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversale)	178
Tableau VII.4 : vérification de la section minimale	191
Tableau VII.6 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversale)	198
Tableau VII.7 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)	199
Tableau VII.8 : Les efforts internes dans les nervures	204
Tableau VII.9 : Le ferrailage adopté pour la nervure.....	205
Tableau VII.10 : Vérification des contraintes à l'ELS	207
Tableau VIII-1 : Ferrailage du mur plaque	212
Tableau VIII-2 : Vérification des contraintes dans le béton.	215

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION :

Ce présent mémoire sanctionne un projet de fin d'étude. L'objectif visé par ce travail est de concevoir et dimensionner, en béton armé, un immeuble en (R+5+Sous-sol) à usage d'habitation et commercial.

Pour ce faire nous avons obtenu les plans d'architecture par le biais d'un bureau d'étude d'architecte. Ce sont les premiers plans sur lesquels on travaillera pour établir d'abord les plans de coffrage béton armé des différents niveaux de la structure.

Le deuxième document important qu'on pu avoir, est le rapport de sol. C'est le document qui va nous permettre de classer le site sur lequel sera implanté l'ouvrage en question. Il permet entre autre, d'obtenir la valeur de la capacité portante du sol et indiquera clairement la profondeur des fondations de notre structure. Les recommandations de ce rapport devront être scrupuleusement respectées lors du choix de fondation et sa réalisation.

Après avoir accéder à ces deux documents important on peut redimensionner les éléments structuraux de notre construction.

Une fois les documents cités ci-dessus exploités, on passera à l'étape du pré-dimensionnement des éléments structuraux. Celle dernière s'appuie sur les règles technique de Conception et Calcul des structures en Béton Armé (C.B.A 93) ainsi que le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié 2003).

Une fois le pré-dimensionnement effectué, vient ensuite le choix du système de contreventement. La structure étudiée est composée de portiques et voiles de contreventement, il s'agit dans cette partie du travail de déterminer le pourcentage et le nombre de voiles à injecter dans la structure ainsi que leurs positionnements en s'appuyant sur le R.P.A 99 modifié 003, tout en respectant l'architecture de la structure.

Afin d'obtenir rapidement les diagrammes des efforts internes maximaux (c-à-dire repérer les sections dangereuses) et passer au ferrailage des éléments structuraux, nous avons opté pour le l'utilisation d'un logiciel performant ETABS. Ce dernier est basé sur la méthode des éléments finis. L'étude dynamique est aussi effectuée par ce logiciel qui utilise la méthode dynamique nodale spectrale.

Pour conclure, nous passerons au ferrailage de l'infrastructure, ensuite nous ferons une ultime vérification c'est la stabilité de l'ouvrage.

L'ensemble ouvrage – fondation - sol doit être en équilibre stable. Il ne doit pas y avoir possibilité du mouvement :

INTRODUCTION GENERALE

- pas de glissement horizontal : L'adhérence sol – fondation doit empêcher les forces horizontales.
- pas de renversement : Les charges horizontales ont tendance à faire basculer l'ouvrage car elles créent un moment. Les forces verticales (poids) doivent les contrebalancer.
- pas de déplacement vertical.

CHAPITRE I:
PRESENTATION DE L'OUVRAGE



Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

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

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

Le présent projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+5+ sous-sols), dont un à usage d'habitation, contreventé par voiles porteurs.

I.1.1 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à calculer les éléments en béton armé d'un immeuble en (R+5+ sous-sol) à usage commercial et habitation. Ce bâtiment sera implanté à ALGER, classée selon le RPA 99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (zone III).

Cet ouvrage est composé d'un sous-sol, d'un Rez-de-chaussée à usage commercial, de cinq étages courants à usage d'habitation. Le système de contreventement est mixte. Il est assuré par des voiles et des portiques en béton armé.

1.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- La hauteur totale : 22,68 m
- La hauteur du sous-sol : 4,08 m
- La hauteur du RDC : 3,30 m
- La hauteur d'étage courant : 3,06 m
- La longueur du bloc : 18,45 m
- La largeur du bloc : 23,68m

I.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

A- Le béton :

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge de béton. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 kg/m³ de ciment portland artificiel 325 (CPA325).

A.1 caractéristiques physiques et mécaniques :

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance mécanique à la compression à l'28 jours notée f_{c28} , Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvettes normalisées (16X32) par compression axiale après 28 jours de durcissement.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{c28} = \frac{j}{(4,46 + 0,83j)} f_{c28}$$

Pour le présent projet, on adoptera $f_{c28} = 25\text{MPa}$

b) Résistance caractéristique à la traction : (BAEL 91art A-2.12)

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours est donnée par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{d'où : } f_{t28} = 2,1\text{MPa}$$

A.2 Contraintes limites :

A.2.1 Les états-limites

On définit les états-limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

a) Etat limite ultime (ELU)

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture),
- Etat limite de stabilité de forme (non-flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante (BAEL 91, Art. A.4.3.41)

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

b : Coefficient de sécurité ;

$\gamma_b = 1,15$ si la situation est accidentelle.

$\gamma_b = 1,5$ si la situation est courante.

θ : Coefficient d'application

$\theta = 1$, lorsque $j > 24$ heures ;

$\theta = 0,9$, lorsque $1 < j < 24$ heures ;

$\theta = 0,85$, lorsque $j < 1$ heure.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

b) État limite de service (ELS)

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites.

On distingue :

- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

A.3 La contrainte de compression du béton est limitée par (BAEL 91, Art. A.4.5.2) :

$$\sigma_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{cj}$$

$$\sigma_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

A.4 Diagramme Contraintes – Déformations du béton

a) A l'ELU

La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure I.

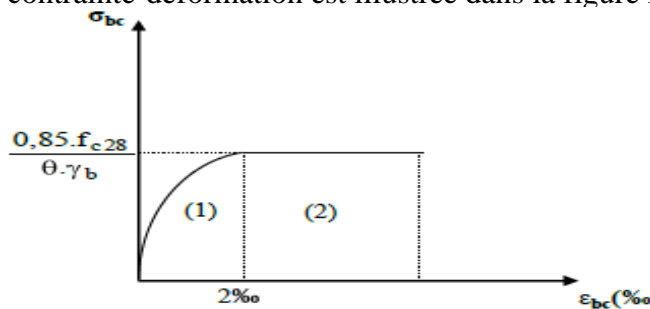


Fig. I.1 Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

b) A l'ELS

La déformation dans le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure I.2.

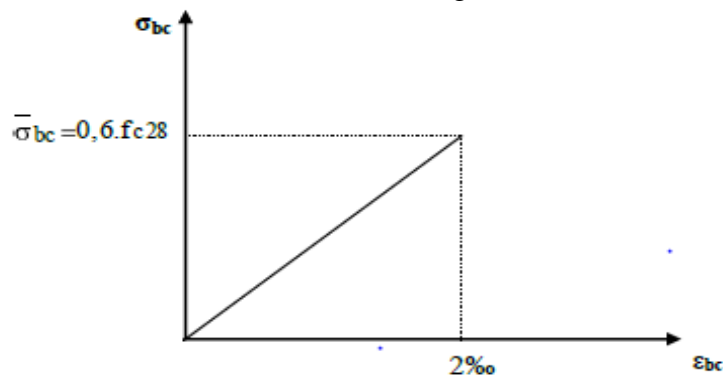


Fig. I.2 Diagramme contrainte- déformation du béton (ELS).

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

A.5 Contrainte limite de cisaillement : (BAEL 91art A-5.121)

$$\tau_u = \min [0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}] \quad \text{pour la fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min [0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}] \quad \text{pour la fissuration préjudiciable}$$

A.6 Contrainte de service à la compression : (BAEL91.artA-4.5.2)

$$\sigma_{bc} = 0,60f_{c28} [\text{MPa}] \quad \sigma_{bc} = 15 [\text{MPa}]$$

A.7 Module d'élasticité :

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module.

a) Module d'élasticité instantané : (BAEL 91art A-2.1.21)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures il résulte un module égale

à :
$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164 \text{MPa}$

b) Module d'élasticité différée : (BAEL 91art A-2.1.22).

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10819\text{MPa}$

c) Module d'élasticité transversale :

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

Avec :

E : Module de Young (module d'élasticité).

\nu : Coefficient de poisson.

A.7 Coefficient de poisson : (art A-213 BAEL).

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \quad \text{Il sera pris égal à :}$$

$\nu = 0.2$ à l'état limite de service (**ELS**).

$\nu = 0$ à l'état limite ultime (**ELU**).

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

B - les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

B.1 Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPA	Coefficient De fissuration	Coefficient Descellement Ψ
Aciers en barre	Haute adhérence FeE 400	HA	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL 520 ($\varphi < 6$)	TS	520	1,3	1

Tableau B.1: Caractéristiques des aciers

B.2 Module d'élasticité :

Le module élasticité longitudinal (E_s) de l'acier est pris égal à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

B.3 Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson ν pour les aciers est pris égal à 0,3.

B.3 limite d'élasticité de l'acier :

B.3.1 a ELU :

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par (BAEL91 art A 4.3.2)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ pour le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour le cas accidentel (/BAEL 91/Art A.4.3.2)} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa pour les aciers à haute adhérence FeE40} \end{array} \right.$$

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

B.3.2 à l'ELS :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de Service. On distingue trois cas de fissurations :

a) Fissuration peu nuisible : (BAEL91 / Art 4-5-32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

b) Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33)

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

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

Avec : η : coefficient de fissuration égal à :

$\eta = 1,00$ pour les RL

$\eta = 1,6$ pour les HA si $\Phi \geq 6\text{mm}$

$\eta = 1,3$ pour les HA si $\Phi < 6\text{mm}$

Les valeurs exactes obtenues sont :

$\bar{\sigma}_s = 201,63$ pour les **HA** .

c) Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.3.4) :

Cas d'un milieu agressif ou doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte

de traction des armatures est limitée à :

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

Avec : η coefficient de fissuration.

$\eta = 1.0$pour les **RL**.

$\eta = 1.6$pour les **HA**.

Les valeurs exactes obtenues sont :

$\bar{\sigma}_s = 165 \text{ MPa}$ pour les **HA**.

$\bar{\sigma}_s = 130 \text{ MPa}$ pour les **RL**.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

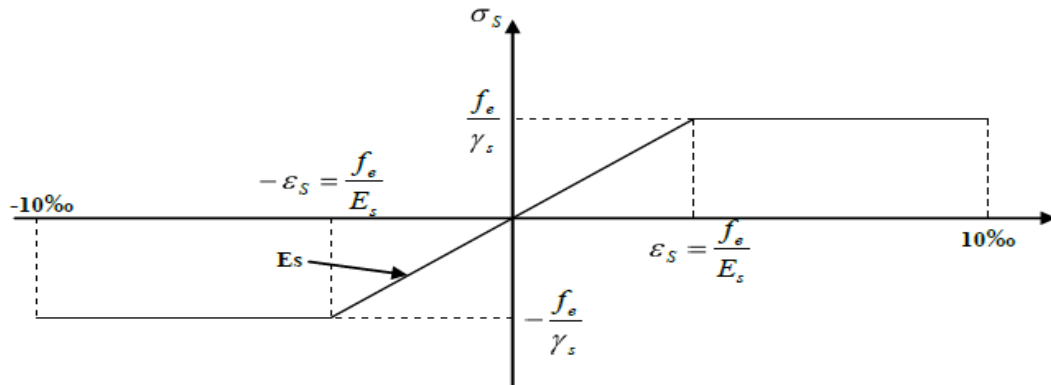


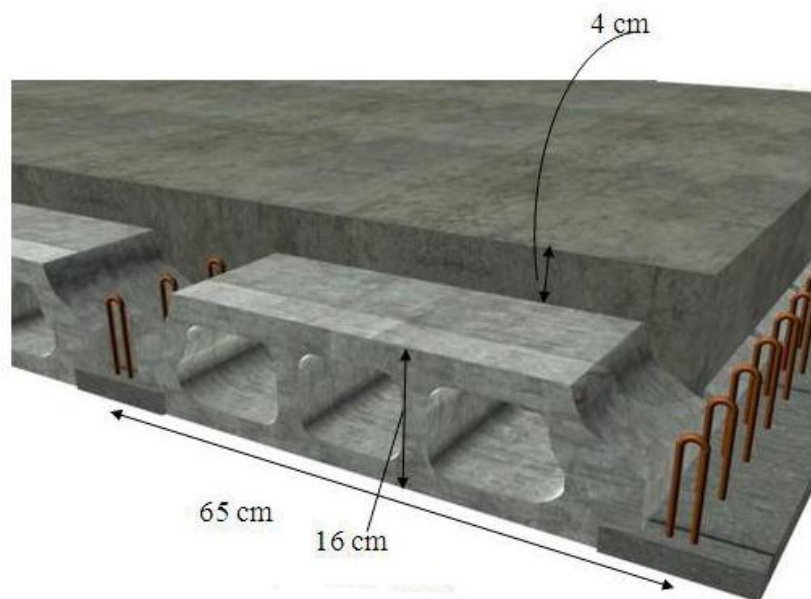
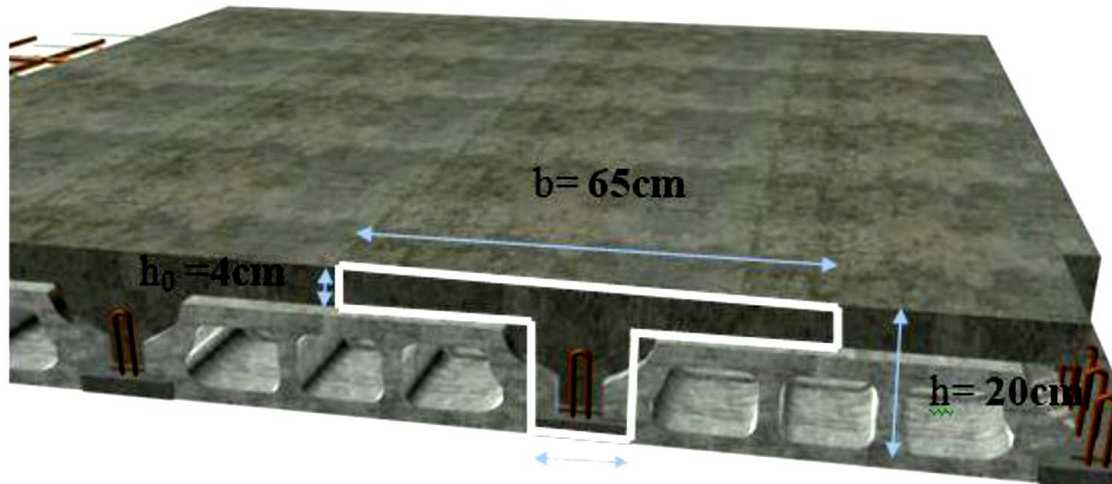
Figure.3/ Diagramme contrainte-déformation : (BAEL 91/Art A.2.2.2)

6) Protection des armatures : (BAEL91/art A.7-2 4) :

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

- **C** \geq 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** \geq 3 cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- **C** \geq 1 cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

CHAPITRE II:
PRE-DIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS



Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1 INTRODUCTION

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges permanentes, les surcharges horizontales et verticales et de les transmettre aux éléments porteurs (voiles-poteaux-poutres). Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers seront utilisés :

Après avoir défini les caractéristiques géométriques de notre ouvrage et les caractéristiques des matériaux à utiliser, nous procédons dans ce chapitre au pré dimensionnement des éléments porteurs à savoir les planchers, les poteaux, les poutres, les escaliers et les voiles afin d'assurer une bonne résistance de la construction. Les dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99 /V2003** et du **CBA93** et le **BAEL91 /99**.

II.2 Pré dimensionnement des planchers :

II.2.1 Plancher en corps creux :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Les planchers à corps creux en partie courant, sont composés de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, placées dans le sens de la petite portée, d'une dalle de compression de **4 à 5 cm** d'épaisseur ferrillée par treillis soudé dont les dimensionnes des mailles ne dépassent pas :

-**20 cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;

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

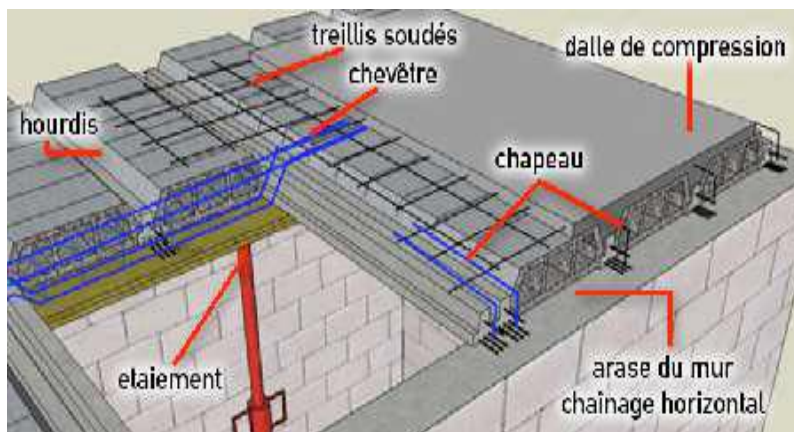


Figure II-1: Vue d'un plancher en Corps Creux

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

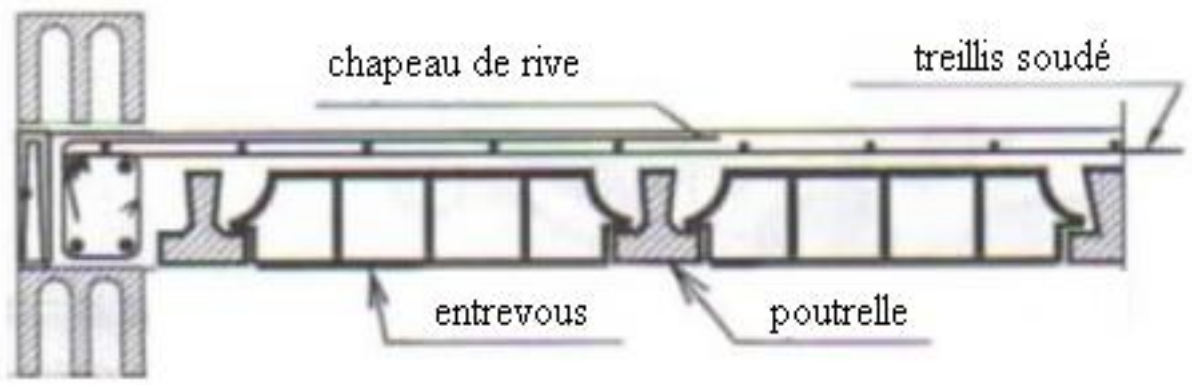


Figure. II-2 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux.

a) Pré dimensionnement du plancher :

L'épaisseur du plancher sera déterminée par la formule suivante

(BAEL 91 / article B.6. 8,4 24)

$$\underline{ht} \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Avec :

- L_{\max} : la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

- ht : Epaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

Dans notre cas : $L = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$

Nous aurons donc :

$$Ht = \frac{375}{22,5} = 16,66 \text{ cm}$$

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur, composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

II.2.2 Dalles pleines :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions. Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portées ainsi que les conditions imposées par :

- La résistance à la flexion.
- L'isolation acoustique.
- La résistance au feu.

II.2.2.1 Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule : $e \geq L_0 / 10$

- L_0 : portée libre ; e : épaisseur de la dalle.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

- $L_0 = 1.20 \text{ m}$

- $e \geq 1.20/10 = 0.12\text{m} = 12 \text{ cm} \implies$ en prend $e=15\text{cm}$

II.2.2.2 Résistance au feu :

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes :

- **$e_p = 11\text{cm}$** Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.

- **$e_p \geq 7\text{cm}$**Pour les planchers présentant aucun risque particulier contre l'incendie.

II.2.2.3 Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

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

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

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2

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

$$H_0 = \frac{350}{2500} = 14\text{cm}$$

Nous prenons : **$h_0 = 15 \text{ cm}$**

Tel que : $\rho = 2500 \text{ daN/m}^3$.

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

Nous adopterons une épaisseur de **15 cm**

II.3 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Selon le (*règlement B.A.E.L 91 modifié 99*) les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche. Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes

... (BAEL 91 Art A.4.14)

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
$0,4 \leq b \leq 0,7h$

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Min (b, h) ≥ 30 cmen zone III.

Min (b, h) ≥ $\frac{h_e}{20}$ he est la hauteur libre entre étage

Le rapport $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ (RPA 99/ Art 7.5.1)

Nous distinguons les poutres principales qui sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui leurs sont parallèle en assurant ainsi le chaînage.

II.3.1 Poutres principales (PP) :

La hauteur et la largeur des poutres principales est donnée par :

$$L/15 \leq ht \leq L/10$$

$$0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht$$

Avec :

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (L=405cm).

$$L = 405 - 30 = 375\text{cm.}$$

$25.33 \leq ht \leq 337.5 \implies$ Nous prendrons :ht =35 cm.

$14 \leq b \leq 24.5 \implies$ Nous prendrons pour plus de sécurité b = 25cm

II.3.2 Poutres secondaires (PS)

$$L/15 \leq ht \leq L/10$$

$$0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht$$

$$L = 400 - 30 = 370\text{cm}$$

$26.67 \leq ht \leq 37 \implies$ Nous prendrons : ht = 35cm.

$14 \leq b \leq 24.5 \implies$ Nous prendrons : b =25cm.

CONDITIONS	POUTRES PRINCIPALES	POUTRES SECONDAIRES	VERIFICATIONS
h ≥ 30 cm	35 cm	35cm	Vérifiée
b ≥ 20 cm	25cm	25 cm	Vérifiée
h / b ≤ 4	1.4	1.4	Vérifiée

Tableau II- 1 : vérification aux exigences du RPA

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.4 Pré Dimensionnement Des Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place qui ont pour fonction principale d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément au (du RPA99 l'Article 7.7.1. **version2003**) qui définit ces éléments satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4 e_p$$

Avec : e_p : épaisseur des voiles.

L : longueur min des voiles.

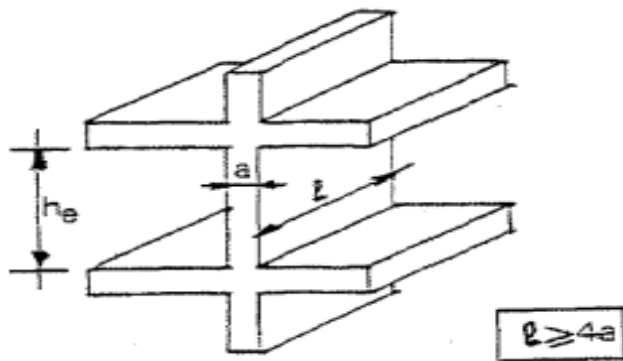


Figure II-3 : a- Coupe du voile en élévation.

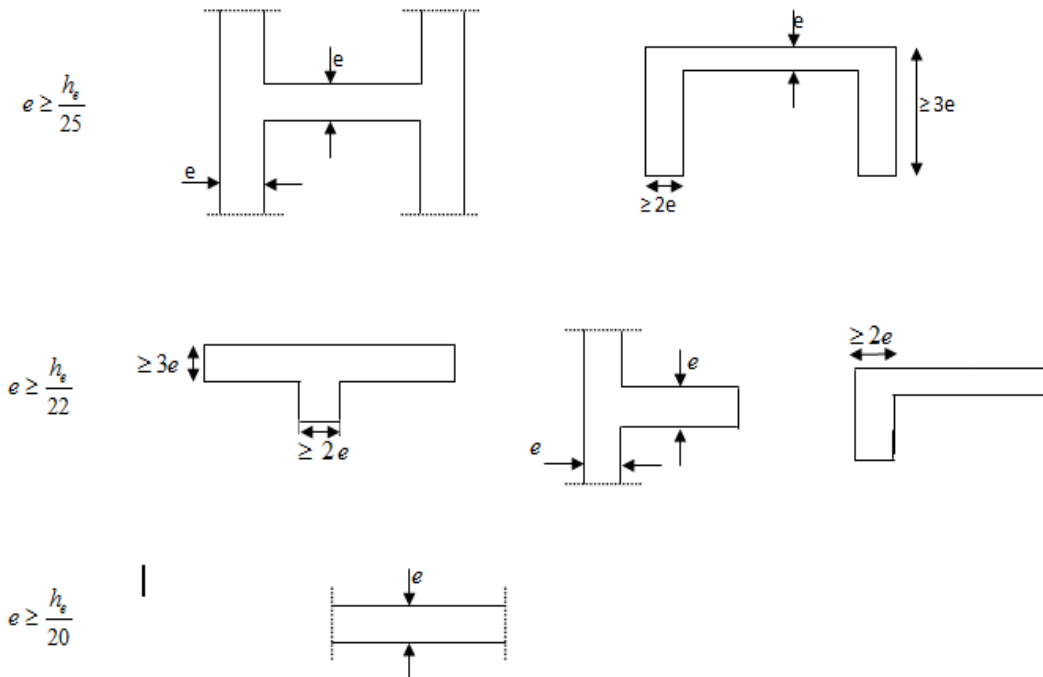


Figure II-4 : Coupe Verticale des Types des Voiles en Plan

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **he** et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm

$$ep \geq \max \frac{he}{25}, \frac{he}{22}, \frac{he}{20}, \frac{he}{20}$$

- Dans notre cas en a des voiles en élévations.

- Au niveau du Sous-sol :

$$a \geq 380/20 = 19 \rightarrow a = 20 \text{ cm}$$

$$amin \geq 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$L \geq 4 ep = 80 \text{ cm.}$$

- rez-de-chaussée :

$$a \geq 350/20 = 17.5 \rightarrow a = 20 \text{ cm}$$

$$amin \geq 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$L \geq 4 ep = 80 \text{ cm.}$$

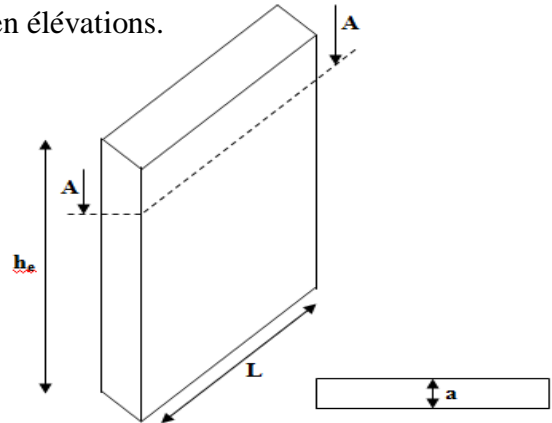


Figure II-5 : Vue d'un voile

- étage courants :

$$a \geq 286/20 = 14.3 \rightarrow a = 20 \text{ cm}$$

$$amin \geq 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$L \geq 4 ep = 80 \text{ cm.}$$

On adopte une épaisseur : **a=20cm** pour l'étage courant, le sous-sol et le rez-de-chaussée.

II.5 Pré Dimensionnement Des Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en vérifiant les exigences du RPA qui sont les suivantes pour les poteaux rectangulaires de zone III :

- $\text{Min} (b1, h1) \geq 30 \text{ cm}$ en zone III

- $\text{Min} (b1, h1) \geq he/20$

$$1/4 < b1/h1 < 4$$

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence). En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges ; la section du poteau est donnée par la formule suivante :

D'après :

$$Bc \geq \frac{Ns}{0.3fc28} \dots\dots\dots(\text{RPA 99 art 7.4.3.1 version 2003})$$

Avec : $Ns = G+Q$

Ns : effort normal revenant au poteau considéré ;

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

G : charges permanentes ;

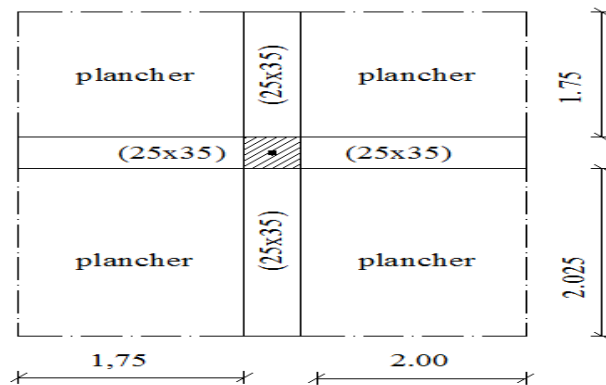
Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges.

Bc : section des poteaux (Bc=S)

Remarque : En premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA (RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1) qui est de (25×25) cm².

II.5.1 Surface d'influence :

L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité (E2) sera déterminée comme suit



:

Figure II-6: Surface d'influence

$$S1 = 2 \times 1,75 = 3,5\text{m}^2$$

$$S2 = 2,025 \times 1,75 = 3,54\text{m}^2$$

$$S3 = 1,75 \times 1,75 = 3,06\text{m}^2$$

$$S4 = 2,025 \times 1,75 = 3,54\text{m}^2$$

$$S = S1 + S2 + S3 + S4 = 13,64\text{m}^2$$

II.6 Détermination des charges et surcharges :

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

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.6.1 Charges permanentes « G » :

1) Plancher terrasse :

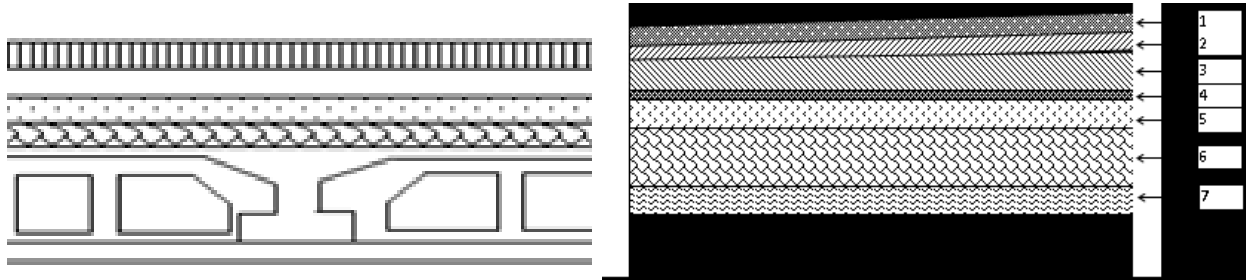


Figure II-7: Coupe du plancher terras

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Couche de gravier	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux	(16+4) = 0.2	14	2.8
7	Enduit sous plafond en Plâtre	0.02	10	0.2
G tot= 5.61kN/m²				

Tableau II-2 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

2) Plancher d'étage courant

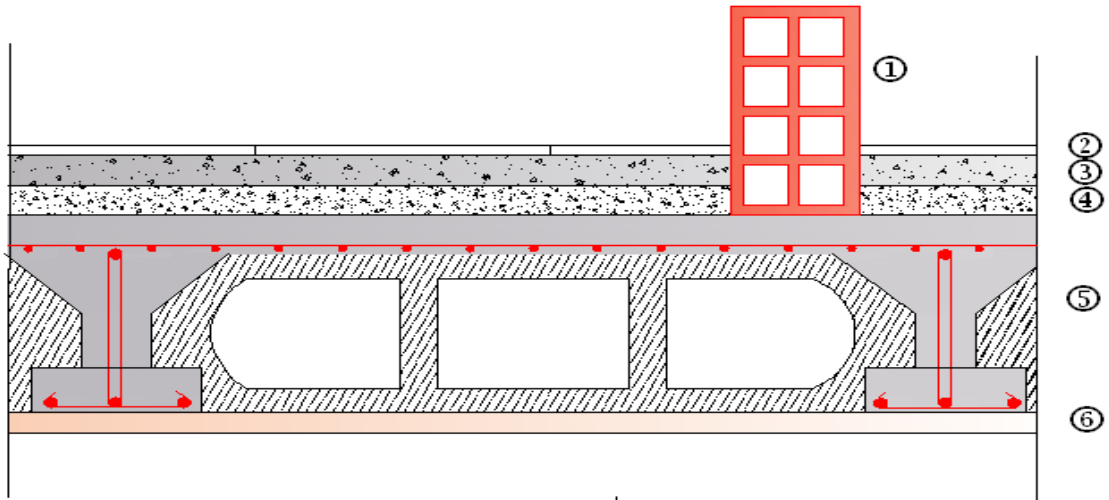


Figure II-8 : Coupe verticale du plancher courant

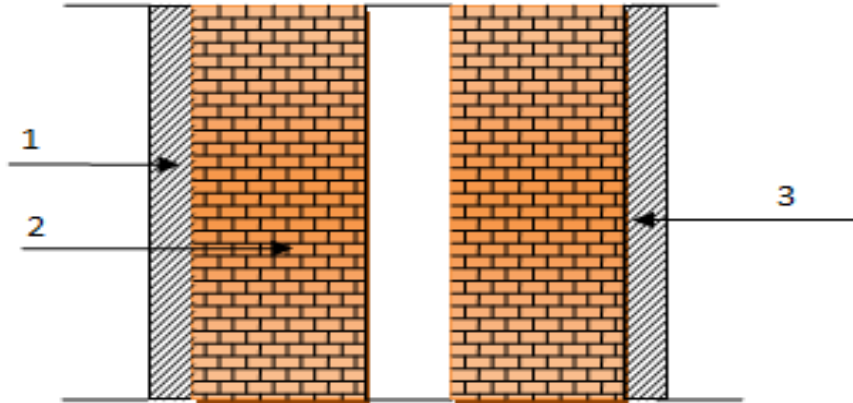
N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/ m ²)
3	Revêtement carrelage	0,02	20	0.4
6	Mortier de pose	0,02	20	0.4
4	Couche de sable	0,02	18	0.36
5	Plancher en corps creux	0,02	14	2.8
2	Enduit en plâtre	0,02	10	0.2
1	Cloison en briques creuses +enduit plâtre	0,10 + 0.04	9 + 10	0.90+0.40 =1.30
G tot = 5.46 kN/m²				

II-3 : Caractéristiques des éléments du plancher d'étage courant

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

2) Maçonnerie :

1) Mur extérieur :

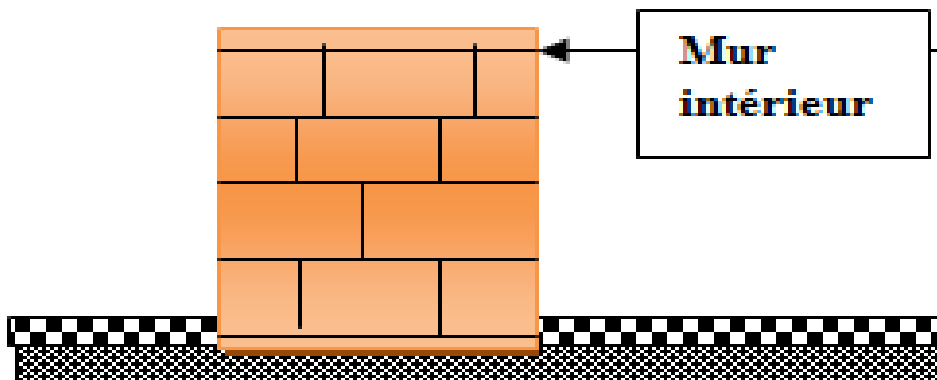


Murs extérieurs

N°	Composition	Epaisseur(n)	ρ (KN /m3)..	C
1	Enduit au mortier de ciment	0.02	18	0,36
2	Cloison en briques creuses (8 trous)	0.1	9	0,90
3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Enduit de plâtre sur la face Intérieure	0.02	10	0,20
$G_{me} = 2.36$ (kN /m2)				

Tableau II-4 : Charges revenant aux murs extérieurs

2) Mur intérieur :



Murs intérieurs

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

N°	Composition	Epaisseur	ρ (KN /m3)..	ρ (KN /m3)..
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
		Gmi =1.3kN/m2		

Tableau II-5 : Charges revenant aux murs intérieurs

4) Acrotère :

La hauteur de l'acrotère est égale à : 60 **cm** a charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

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

$$S = 0.60 + 0.1 + 0.08 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.08}{2} = 0.0668$$

$$S = 0.0668\text{m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0668 \times 1\text{ml} = 1.67\text{kN/m}$$

II.6.2.2 Surcharges d'exploitation « Q » :

- Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C. 2.2 dans le tableau suivant :

Élément :	Surcharge (Q) [KN/m2] :
Acrotère	1.00
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher étage courant à usage d'habitation	1.50
Balcon	3.50
Escalier	2.50

Tableau II-6 : Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

➤ Charge d'exploitation :

-Plancher du Sous-sol : → $Q = 2.5 \times 16.1 = 40.25 \text{ kN}$

-plancher étage courant : → $Q_{rdc} = Q_1 = \dots\dots Q_4 = 1.50 \times 16.1 = 24.15 \text{ kN}$.

-Plancher terrasse : → $Q_0 = 1.00 \times 16.1 = 16.1 \text{ kN}$

II.6.2.2 Poids propre des éléments :

➤ Poids du plancher : $P = G \times S$

-Plancher terrasse :

$$P = 5.61 \times 13.64 = 76.52 \text{ kN}$$

-Plancher étage :

$$P = 5.46 \times 13.64 = 74.47 \text{ kN}$$

➤ Poids des poutres :

-Poutres principales :

$$PPP = 0.25 \times 0.35 \times 4.05 \times 25 = 8.859 \text{ kN}$$

-Poutres secondaires :

$$PPS = 0.25 \times 0.35 \times 4 \times 25 = 8.75 \text{ kN}$$

D'où le poids total : **Ptot = 17.55 kN**

➤ Poids des poteaux :

- Poteau du Sous-sol :

$$GPSS = 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 4 = 12.25 \text{ kN}$$

-poteau de RDC :

$$GPRDC = 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.70 = 11.33 \text{ kN}$$

- Poteau de l'étage courant :

$$G_{p \text{ EC 1-2}} = 25 \times 0.30 \times 0.30 \times 3.06 = 6.89 \text{ kN}$$

$$G_{p \text{ EC 3-4-5}} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.06 = 4.78 \text{ kN}$$

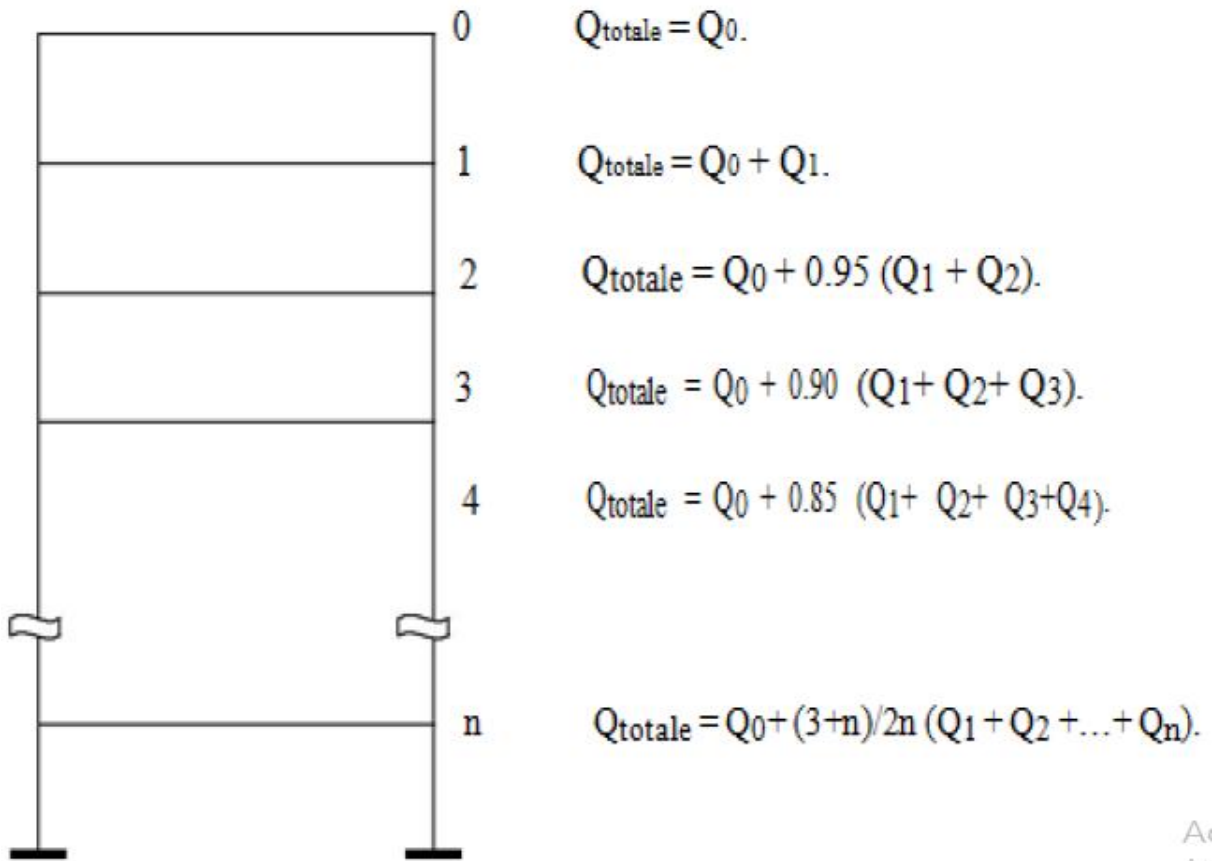
II-6-3 Loi de dégression des surcharges :

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée $n \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Charges d'exploitation cumulées



N	0	1	2	3	4	5	6
Niveau	5	4	3	2	1	RDC	s-sol
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75

Tableau II-7 : Les valeurs du coefficient $(3+n / 2n)$

II-6-3-1 Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges

Niv 5 =16.1KN

Niv4 : $Q_0+Q_1=40.25$

Niv 3: $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2) = 16.1 +0.95 (24.15 \times 2)=61.985 \text{ kN}$.

Niv 2 : $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3) = 16.1 +0.90 (24.15 \times 3)= 81.305 \text{ kN}$.

Niv 1 : $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=16.1 +0.85 (24.15 \times 4)= 98.21 \text{ kN}$.

Niv rdc : $Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=16.1 +0.80 (24.15 \times 5)=112.7 \text{ kN}$.

Niv s-sol : $Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=16.1 +0.75 (24.15 \times 5+40.25)= 136.85 \text{ kN}$.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Niv	Charge permanente G (kN)					Charge d'exploitation Q		Effort normal N(KN)	Section du poteau [cm ²]	
	Plancher	Poutre	Poteau	Gtot	Gcum	Qplancher	Qcum		N=Gc+Qc	Section trouvée
5	76.52	17.609	4.78	98.91	98.85	16.1	16.1	114.95	76.63	25×25
4	74.47	17.609	4.78	96.86	195.77	24.15	40.25	236.02	157.47	25×25
3	74.47	17.609	4.78	96.86	292.63	24.15	61.99	354.62	236.41	25×25
2	74.47	17.609	6.89	98.97	391.60	24.15	81.31	472.91	315.27	30×30
1	74.47	17.609	6.89	98.97	490.57	24.15	98.21	588.78	392.52	30×30
rdc	74.47	17.609	11.33	102.87	593.44	24.15	112.70	706.14	470.76	35×35
s- sol	74.47	17.609	12.25	104.33	697.77	24.15	136.85	834.62	556.41	35×35

Tableau II-8 : Détermination des sections des poteaux

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II-6-3-2 Vérification des sections selon le RPA99 (Art7.4.1) :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

Conditions exigés par le RPA :	Poteaux :	Valeur calculée :	Vérification :
<p>$\min (b,h) \geq 25$</p> <p>$\min (b,h) \geq \frac{he}{20}$</p> <p>$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$</p>	Etage 3-4-5 (30× 30)	$\min (b,h) = 30 \geq 25$	✓
		$\frac{he}{20} = \frac{286}{20} = 14.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓
	Etage 1-2 (30× 30)	$\min (b,h) = 30 \geq 25$	✓
		$\frac{he}{20} = \frac{286}{20} = 14.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓
	RDC (35× 35)	$\min (b,h) = 35 \geq 25$	✓
		$\frac{he}{20} = \frac{350}{20} = 17.5$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓
	S-S : (35× 35)	$\min (b,h) = 35 \geq 25$	✓
		$\frac{he}{20} = \frac{380}{20} = 19$	✓
		$\frac{b}{h} = 1$	✓

Tableau II-9 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

Remarque : Suite aux dégâts constatés lors du séisme de 21 mai 2003 à Boumerdes ; depuis ce jour-là, il est recommandé de concevoir des poteaux plus rigides que les poutres afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non au niveau du poteau (éviter la rotule plastique).

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.7 Vérification de la condition de non flambement des poteaux :

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

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

Avec : **L_f** : Longueur de flambement → $L_f = 0.5 L_0$

i : Rayon de giration → $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

H₀ : Hauteur libre du poteau

S : Section transversale du poteau → $S = b \times h$.

I : Moment d'inertie du p ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$ | $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$)

$$\implies \lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.5 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Finalement : $\lambda = 2.425 L_0/b$

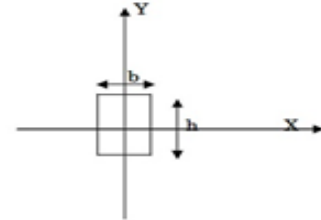


Figure II-9 : Coupe de poteau

Condition	Niveau	Poteau (cm)	Surface (cm ²)	Inertie (cm ⁴) *103	H ₀ (m)	l _f (cm)	i (cm)	λ
λ=2.425 L ₀ /b	S-sol	35×35	2500	213.33	4	280	11.547	24.24
	RDC				3.70	259	11.547	22.43
λ=2.425 L ₀ /b	ET12345	30×30	2025	125.05	3.06	214.2	10.103	21.20

Tableau II-110: Vérification au flambement

⇒ La condition de l'élancement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

CONCLUSION :

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

Hauteur du plancher en corps creux		ht = 20cm (16+4)
Epaisseur de la dalle pleine		e = 15cm
	sous-sol, RDC, étages courants	a = 20cm
Sections des poutres	Poutre principale	(25 × 35) cm ²
	Poutre secondaire	(25 × 35) cm ²
Sections des poteaux	sous-sol et RDC	(50 × 50) cm ²
	1er et 2ème étage	(45 × 45) cm ²
	3ème, 4ème et 5ème étage	(45 × 45) cm ²

Tableau II-11 : Récapitulatif des résultats.

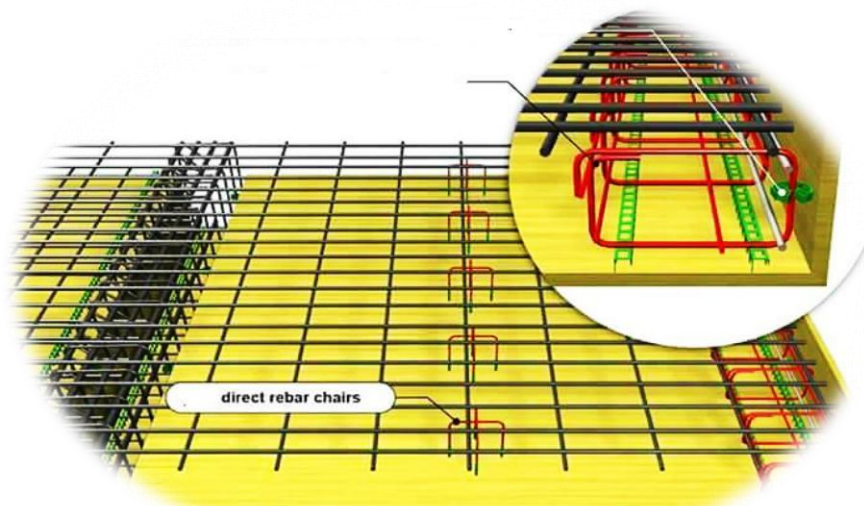
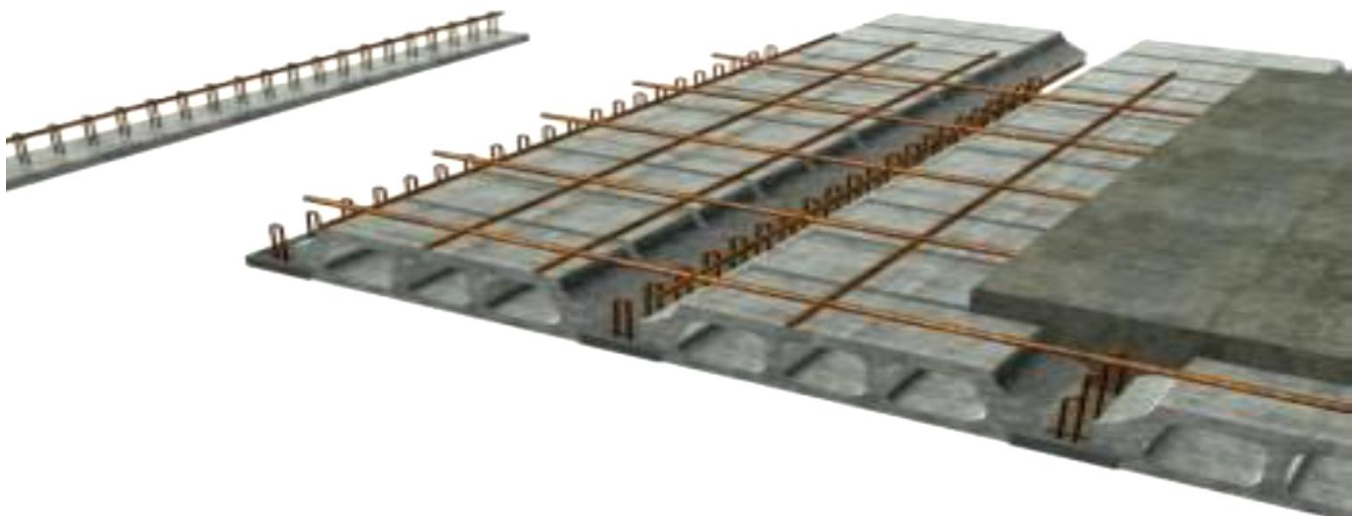
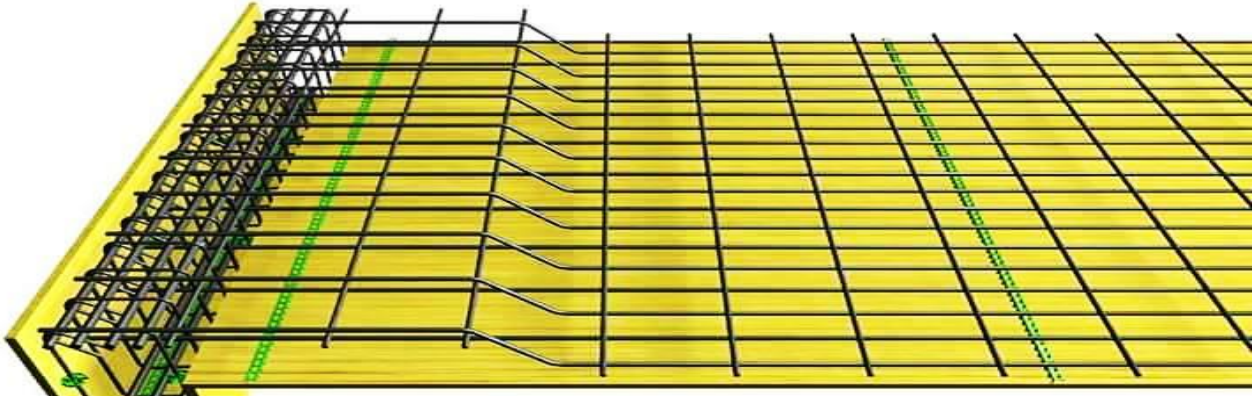
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Remarque : après modélisation à l'aide de l'application **ETABS**, nous avons procédé à une augmentation des sections des poteaux pour satisfaire les exigences du **RPA 99 version 2003**. Les nouvelles dimensions choisies sont données comme suit :

Hauteur du plancher en corps creux		$h_t = 20\text{cm} (16+4)$
Epaisseur de la dalle pleine		$e = 15\text{cm}$
Sections des poutres	sous-sol, RDC, étages courants	$a = 20\text{cm}$
	Poutre principale	$(25 \times 35) \text{ cm}^2$
	Poutre secondaire	$(25 \times 35) \text{ cm}^2$
Sections des poteaux	sous-sol et RDC	$(50 \times 50) \text{ cm}^2$
	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	$(45 \times 45) \text{ cm}^2$
	3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	$(45 \times 45) \text{ cm}^2$

Tableau II-12 : Récapitulatif des résultats.

CHAPITRE III: *Calcul des éléments*



Chapitre III : Calcul des éléments

III.1. PLANCHERS :

III.1.1 INTRODUCTION :

Plancher en corps creux

Le plancher est constitué de corps creux qui est utilisé comme coffrage perdu et d'une dalle de compression (16+4) reposant sur des Poutrelles préfabriquées de section en T; elles sont disposées suivant la petite portée, distantes de 65cm (entre axes). Et possèdent des armatures en attente qui sont liées à celles de la dalle de compression.

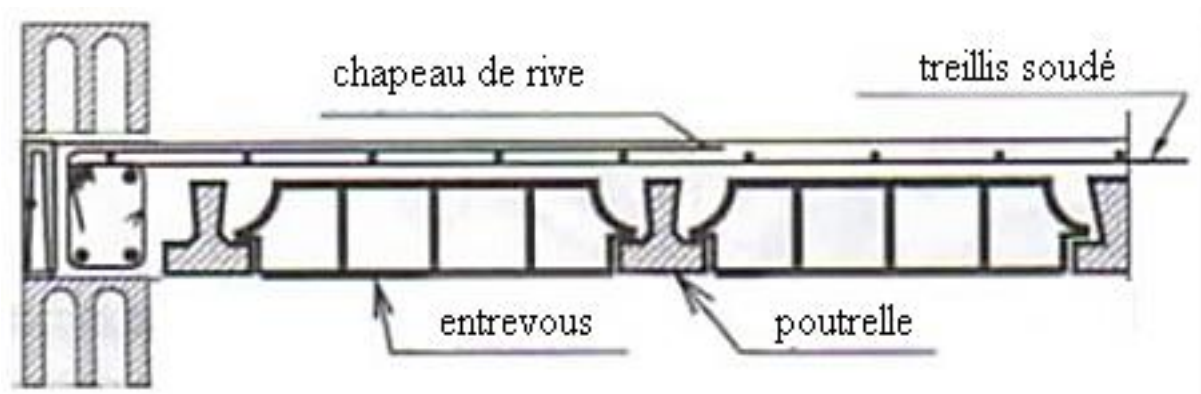


Figure III.1.1 : Coupe transversal du plancher

III.1.2. Calcule et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 4cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520).

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **B.A.E.L 91** (Art B.6.8.423) :

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

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

L : entre axes des poutrelles qui est égale à 65cm ($50\text{cm} < L < 80\text{cm}$)

Donc :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$
$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

D'où :

On adoptera $A_{\perp} = 5T5 / ml = 0.98 \text{ cm}^2/ml$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.45 \text{ cm}^2 / ml$$

On adoptera $A_{//} = 5T5 / ml = 0.98 \text{ cm}^2/ml$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

Conclusion : nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension $(5 \times 5 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$.

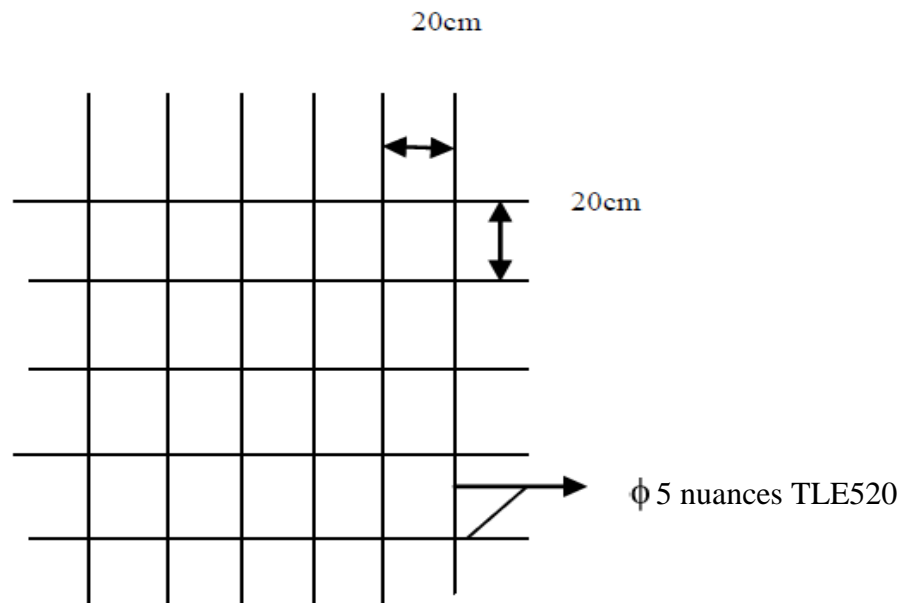


Figure : III.1.2 Treillis soudées de $(20 \times 20) \text{ cm}^2$

III. 1.3 Etude des poutrelles

La poutrelle pré fabriqué est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension $(12 \times 20) \text{ cm}^2$.

- **Dimensionnement des poutrelles**

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

Chapitre III : Calcul des éléments

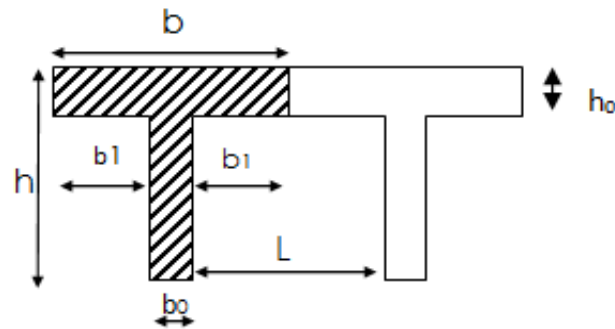


Figure III.1.3 : Surfaces revenant aux poutrelles

b= 65cm : distance entre axes de deux poutrelle

h = (16+4) : hauteur du plancher en corps creux

b₀= 12cm : largeur de la poutrelle

h₀ = 4 cm : épaisseur de la dalle de compression

b₁ : est le débord

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

Le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de Compression et après coulage de la dalle de compression :

III.1.3.1.1ère étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales.

Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids du corps creux et le poids de la main d'œuvre.

a)- Chargement :

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

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

Surcharge due à l'ouvrier : 1.00 kN/ml.

Charge permanente : $G = 0.74 \text{ kN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

b)- Ferrailage à l'état limite ultime :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée).

Combinaisons de charges :

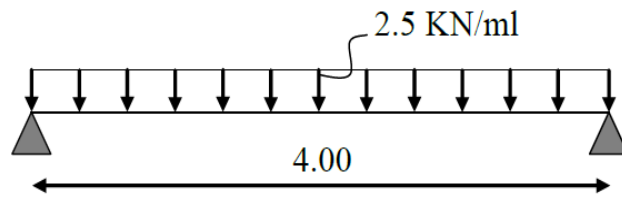
Chapitre III : Calcul des éléments

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ kN/ml}$$

Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = 5 \text{ kN.m} \Rightarrow M_u = 5 \text{ kN.m}$$



Calcul de l'effort tranchant sur appuis : $T = \frac{q_u \times L}{2} = 5 \text{ kN}$

$$\Rightarrow T = 5 \text{ kN}$$

Calcul des armatures :

Hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}, \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{5 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = \Rightarrow \mu_u = 7.33 \gg \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SDA}$$

Conclusion :

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaires afin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges auxquelles sont soumises avant coulage. Ces étais sont en général distants de (0.80 à 1.20) m.

III.1.3.2.2ème étape : Après coulage de la dalle de compression :

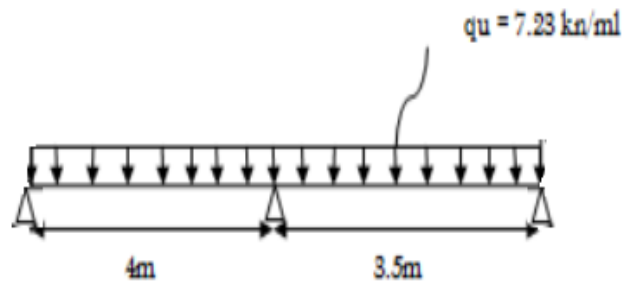
Après coulage de la dalle de compression, le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

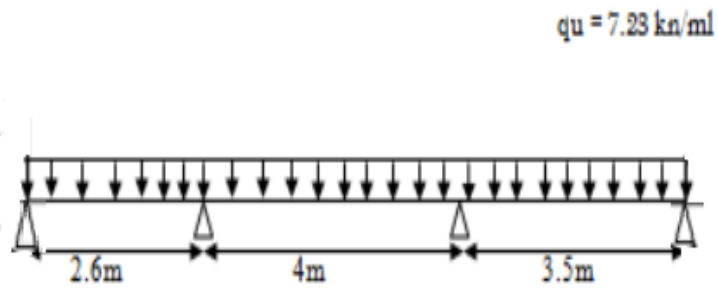
Chapitre III : Calcul des éléments

Nous avons 3 cas à étudier :

1^{er} cas



2^{eme} cas



3^{eme} cas

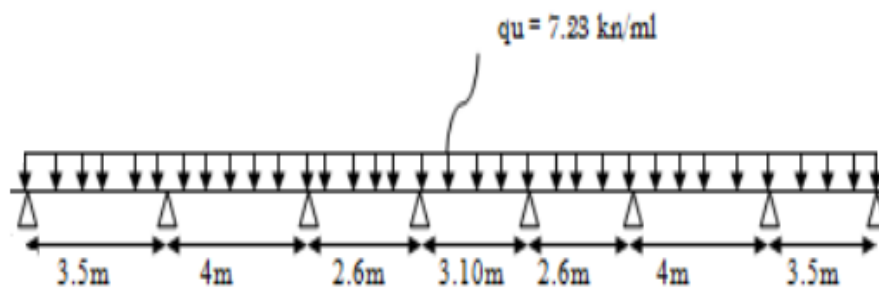


Figure III.1.4. : les des poutrelles a étudier.

Chapitre III : Calcul des éléments

a)- Chargement :

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

Poids propre de plancher : $G = 5.46 \times 0.65 = 3.549 \text{ kN/ml}$

Surcharges d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ kN/ml}$

Les combinaisons des charges :

- à l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 7.23 \text{ KN/ml}$
- à l'ELS : $q_s = G + Q = 5.174 \text{ KN/ml}$

b)- Choix de la méthode :

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

*Méthode forfaitaire.

*Méthode des trois moments.

*Méthode de Caquot.

b.1 Méthode forfaitaire :

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

(BAEL91.ArtB.6.2, 210)

1. La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 kN/m^2 .

$$Q = 1.625 \text{ kN/ml} \leq \max 2G ; 5 \text{ kN/ml}$$

$$2G = 2 \times 3.549 = 7.098 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1.63 \leq \max 7.098 ; 5 = 7.098 \text{ kN/ml} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \rightarrow La condition est vérifiée.

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

$$\left[\begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} \\ \frac{4}{3.5} = 1.14 \\ \frac{3.5}{4} = 0.85 \end{array} \right] \Longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable \rightarrow La condition est vérifiée.

Chapitre III : Calcul des éléments

Conclusion

Compte tenu de satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode forfaitaire est applicable.

- Application de la méthode.

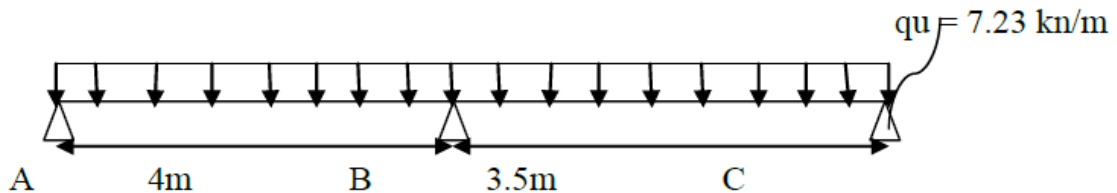


Figure III.1.5: Schéma statique de la poutrelle

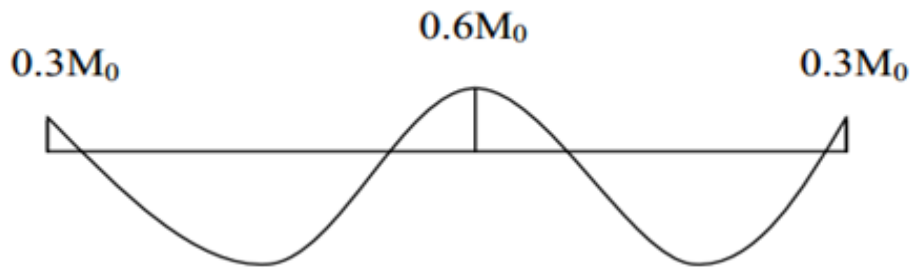


Figure III.1.6 : Diagramme des moments.

➤ à l'ELU : $qu=1.35+1.5Q=7.23\text{KN/ml}$.

Calcul du rapport de charge :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.625}{1.625+3.549} = 0.314 \text{ KN/m} \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

$$1+0.3\alpha = 1.094$$

$$\Rightarrow \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.647 \text{ (travée de rive)}$$

Calcul des moments isostatiques : $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

Chapitre III : Calcul des éléments

En travée :

Travée	AB	BC
L (m)	4	3.50
M0 (kN.m)	14.445	11.068

Aux appuis : $M_{appui} = \beta M_0^{max}$

Appuis	A	B	C
Coefficient forfaitaire	0.3	0.6	0.3
M appuis(kN.m)	4.334	8.667	3.320

a- Calcul des moments en travées :

- Travée A-B :

$$\text{Travée AB : } \left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq -\frac{4.334+8.667}{2} + 1.094 \times 14.445 = 9.302 \\ M_{tAB} \geq 0.647 \times 14.445 = 9.346 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit: $M_{tAB} = 9.346 \text{ KN.m}$

- Travée B-C

$$\text{Travée BC : } \left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq -\frac{8.667+3.320}{2} + 1.094 \times 11.068 = 6.115 \text{ KN.m} \\ M_{tBC} \geq 0.647 \times 11.068 = 7.161 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Chapitre III : Calcul des éléments

Soit : $M_{BC} = 7.161 \text{ KN.m}$

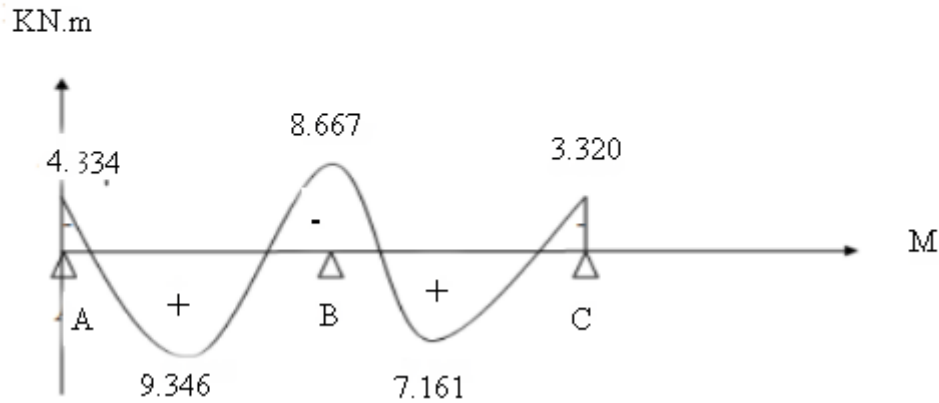


Figure III.1.7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en K N.m

Calcul des efforts tranchant :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T_x = V_x + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad \text{Avec} \quad V_w = qu \frac{L}{2}$$

$$V_e = -qu \frac{L}{2}$$

Tel que : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui

V_e : effort tranchant à droite de l'appui

➤ à l'ELU

- **Travée de rive AB :**

$$T_A = qu \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 7.228 \times \frac{4}{2} + \frac{8.667 - 4.334}{4} = 15.539 \text{ KN.}$$

$$T_B = -qu \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -7.228 \times \frac{4}{2} + \frac{8.667 - 4.334}{4} = -13.373 \text{ KN.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

- Travée de rive BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 7.228 \times \frac{3.5}{2} + \frac{3.320 - 8.667}{3.5} = 11.121 \text{ KN.}$$

$$T_C = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -7.228 \times \frac{3.5}{2} + \frac{3.320 - 8.667}{3.5} = -14.177 \text{ KN.}$$

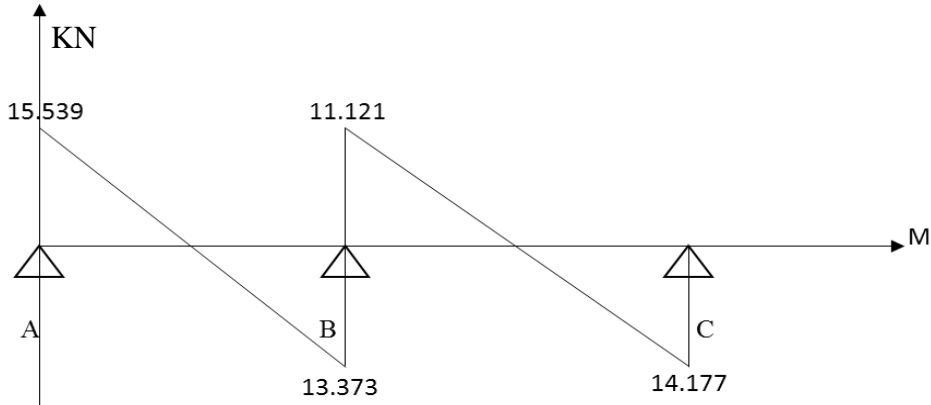


Figure III .1.8 : Diagramme des efforts tranchants en KN

REMARQUE : Après avoir fait les calculs des 3 cas on a trouvé le cas le plus défavorable est celui du premier cas, On ignore le deuxième cas et le troisième.

III.1.4. Ferrailage a l'ELU :

Le ferrailage a l'ELU sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis.

- **Armatures longitudinales :**

Les moments max en travées et aux appuis sont :

$$M_t^{max} = 9.346 \text{ kN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{max} = 8.667 \text{ kN.m}$$

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

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

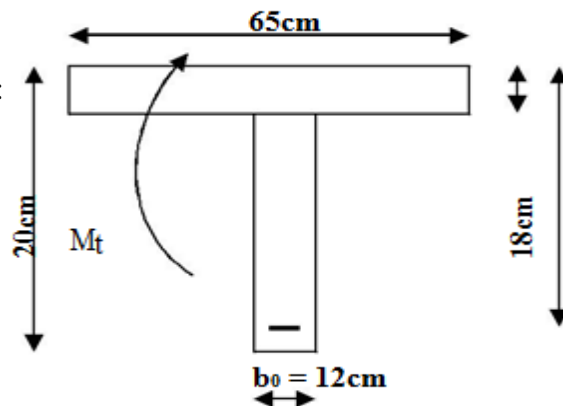


Figure III.1.9 : Coupe schématique de la poutrelle

Chapitre III : Calcul des éléments

a)- En travées :

- Moment équilibré par la table de compression M_0 :

Position de l'axe neutre :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \text{ avec : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = 59.072 \text{ KM.m.}$$

$$M_t^{max} = 9.346 \text{ KN.m}$$

$M_0 \gg \gg \gg M_t^{max}$: donc l'axe neutre se situe dans la table de compression.

Conclusion : la section en T se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

- Sections d'armatures :

Calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9.346 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.031$$

$$\mu_u = 0.031 < \mu_i = 0.392 \quad (\text{section simplement armée})$$

$$\mu_u = 0.031 \implies \beta = 0.985$$

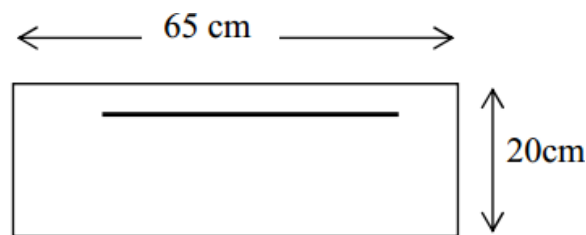


Figure III.1.10 : Coupe schématique de la poutrelle (travées)

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.346 \times 10^5}{0.985 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \cdot 10^2} = 1.52 \text{ cm}^2$$

Remarque:

Nous adopterons une section d'armatures très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

Chapitre III : Calcul des éléments

Soit : $A_{st}=3HA12 = 3.39cm^2$.

Aux appuis :

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

$$\mu_u = \frac{8.667 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.156$$

$$\mu_u = 0.156 < \mu_i = 0.39 \quad (\text{section simplement armé})$$

$$\mu_u = 0.156 \implies \beta = 0.915$$

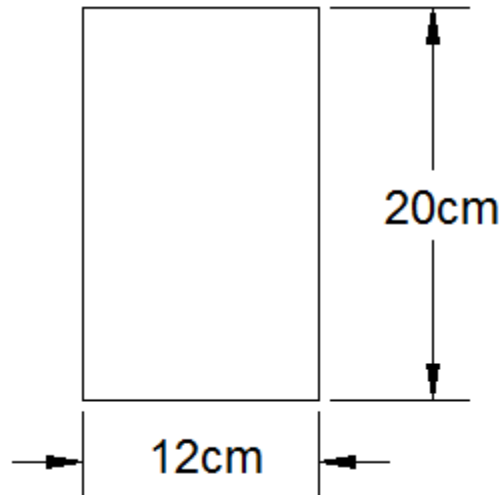


Figure III.11 : Coupe schématique de la poutrelle (appuis)

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.667 \times 10^5}{0.915 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.51 cm^2$$

Soit : $A_{sa}=2HA12 = 2.26 cm^2$.

- **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donnée par le (BAEL 91 modifiée 99/ art : A.7.22)

$$\varnothing_t = \min \frac{h}{35} ; \varnothing_1 : \frac{b_0}{10}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\emptyset t = \min \frac{20}{35} : 1.2 : \frac{12}{10} = 0.571 \text{ cm}$$

Nous choisissons un cadre de **8** avec **Ast=2HA8 =1.00 cm**

Espacement d'un cadre : est donné par le règlement (BAEL 91 modifiée 99/

Art : A.5.1.22)

$$St \leq \min \{0,9 \times d ; 40\text{cm}\}$$

$$St \leq \min \{0,9 \times 18; 40\text{cm}\}$$

$$St \leq 16.2\text{cm} \implies St = 15\text{cm}$$

Conclusion :

En travée : **3HA 12 = 3.39cm²**.

Aux appuis : **2HA 12= 2.26cm²**.

Les armatures transversales : **2HA8 = 1.00 cm²**.

III.1.5. Vérifications à l'ELU :

III.1.5.1 Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL

91 modifiée 99Art B.4.2.1) :

Calcul de la section minimale :

- **Aux appuis :**

Nous devons vérifier que : $Ast^{min} \geq \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.006 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$

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

$Ast = 0.26 \text{ cm}^2 < Ast = 2.26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

- **En travée :**

$$Ast^{min} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

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

$Ast^{min} = 1.41 \text{ cm}^2 < Ast = 3.39 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

III.1.5.2 Vérification aux cisaillements (BAEL 91 modifiée 99/Art 5.1.211)

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_\mu \quad \text{Avec : } T_{max} = 15.392 \text{ KN}$$

- Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\bar{\tau\mu} = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.20 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau\mu} = \min 3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} = 3.33 \text{ MPa}$$

- Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{15.392 \times 1000}{120 \times 180} = 0.713 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau\mu}$ Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.

III.1.5.3 Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL modifiée 99 / 91 Art 6.1.3 BAEL 91) :

Pour qu'il n'y aura pas d'entraînement de barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \leq \frac{T_{\max}}{0.9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau_{sc}} \text{ Avec : } \dots\dots\dots \bar{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1.5$: Coefficient scellement HA.

U_i : Somme des périmètres utiles des barres.

- Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3.14 \times 12 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.392 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.36} = 1.26 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.26 \text{ MPa} < \bar{\tau_{sc}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

- En travée :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.392 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 0.84 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.84 \text{ MPa} < \bar{\tau_{sc}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

III.1.5.4 Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91/99 Art A 5.1.313) :

- Appuis de rive :

$$\frac{2T_{\max}}{a_0 \times b_0} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a_0 = 0.9d$$

Il faut vérifier que : $T_{\max} \leq T = \frac{0.8 \times 0.9d \times f_{c28} b_0}{2} = 0.36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma_b}$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$T = \frac{0.36 \times 18 \times 10^{-1} \times 25 \times 12 \times 10^{-1}}{1.5} = 129.6 \text{ KN}$$

$T_{\max} = 15.392 \text{ KN} < T = 129.6 \text{ KN}$ condition vérifiée

III.1.5.6 Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (BAEL 91 modifiée 99 /Art A5.1.312):

- Appuis de rive :

$$A \geq (T_{\max} - \frac{M^a_{\max}}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (15.392 \times - \frac{4.334 \times 10^2}{0.9 \times 18}) \times \frac{11.5}{400} = -0.33 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 > A = -0.33 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

- Appuis intermédiaire :

$$A \geq (T_{\max} - \frac{M^a_{\max}}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (15.392 \times - \frac{8.6767 \times 10^2}{0.9 \times 18}) \times \frac{11.5}{400} = -1.096 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2 > A = -1.096 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Les armatures calculées sont suffisantes.

III.1.5.7 Ancrage des armatures (longueur de scellement) (BAEL 91 modifiée 99/ Art 6.1.22) :

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

Avec :

τ_{su} : contrainte d'adhérence $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1.5$ pour HA

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm.}$$

Forfaitairement :

$$L_s = 40 \times \phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm nous prendrons : } L_s = 50 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4 \times L_s$ pour les aciers H.A.

$L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$; nous adopterons des crochets à 45° avec une longueur $L_c = 20 \text{ cm}$.

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1.6. Vérifications à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 7.23 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q = 5.17 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

$$\implies \frac{q_u}{q_s} = 0.72$$

moments max en travées et aux appuis sont :

$$M_t^{max} = 6.729 \text{ kN.m} \text{ et } M_a^{max} = 6.240 \text{ kN.m}$$

III.1.6.1 Etat limite de la compression du béton :

- En travée :

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : $A_{st} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

Ms (KNm)	As à l'ELU	ρ_1	β_1	K1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	Σ_{bc}	obs.
6.729	3.39	1.56	0.837	15.67	131.75	8.406	15	vérifiée

- Aux appuis :

La section d'armature adoptée à l'ELU aux appuis est : $A_{sa} = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$.

Appuis	Ms (KNm)	As à l'ELU	ρ_1	β_1	K1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc}	Obs.
C	6.240	2.26	1.046	0.858	20.21	178.779	8.760	15	Vérifiée

III.1.6.2 Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

III.1.6.3 Etat limite de déformation (BAEL 91 modifier 99 /Art B.6.8.424) :

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entre nus à condition que :

Chapitre III : Calcul des éléments

- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$
- 2) $\frac{A_{st}}{b_0d} \leq \frac{3.06}{f_e}$ Avec : $M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 5.174 \times \frac{3.6^2}{8} = 8.38 \text{ KN.M}$
- 3) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$

h : hauteur totale (20cm)

l : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b₀ : largeur de la nervure

M₀ : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

M_t : moment fléchissant maximal en travée

A : section d'armatures

- 1) $\frac{h}{l} = \frac{20}{360} = 0.055 > \frac{6.729}{15 \times 8.38} = 0.053 \dots \dots \text{condition vérifiée}$
- 2) $\frac{A_{st}}{b_0d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015 < \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \text{condition non vérifiée}$
- 3) $\frac{h}{l} = \frac{20}{360} = 0.055 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Donc : les conditions ne sont pas toutes vérifiées, le calcul de la flèche est obligatoire.

➤ **Calcul de la flèche :**

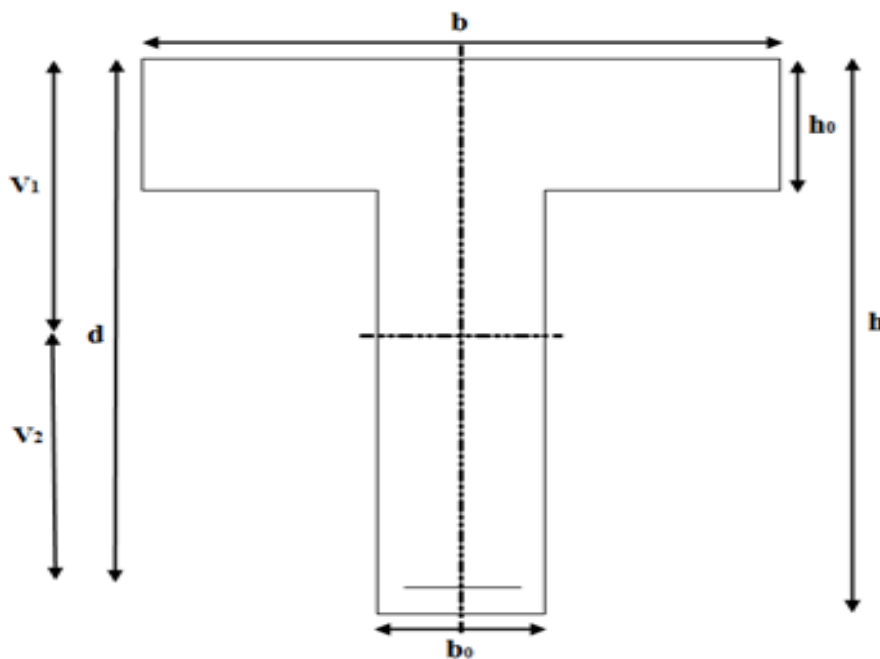


Figure III.1.12: Coupe schématique de la poutrelle

Chapitre III : Calcul des éléments

Il faut vérifier que : $f = \frac{5qsl^2}{384E0I} \leq \bar{f} = \frac{1}{500}$

Avec :

\bar{f} : la flèche admissible

E_v : module de déformation différée ; $E_v = 3700^3 \overline{fc28} = 3700^3 \overline{25}$

$$E_v = 10818.865$$

Ifv : inertie fissuré de la section pour les charges de longue durée.

Ifv est donné par la formule suivante : $Ifv = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (0.4 \times \mu \times \lambda v)}$

I₀ : moment d'inertie totale de la section homogène

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 \times ft28}{(4 \times \rho \times \sigma_s) + ft28} ; 0\right)$$

ρ : est le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la

nervure : $\rho = \frac{A}{b_0 \times d}$

$$\lambda v = \frac{0.02 \times ft28}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \times \rho}$$

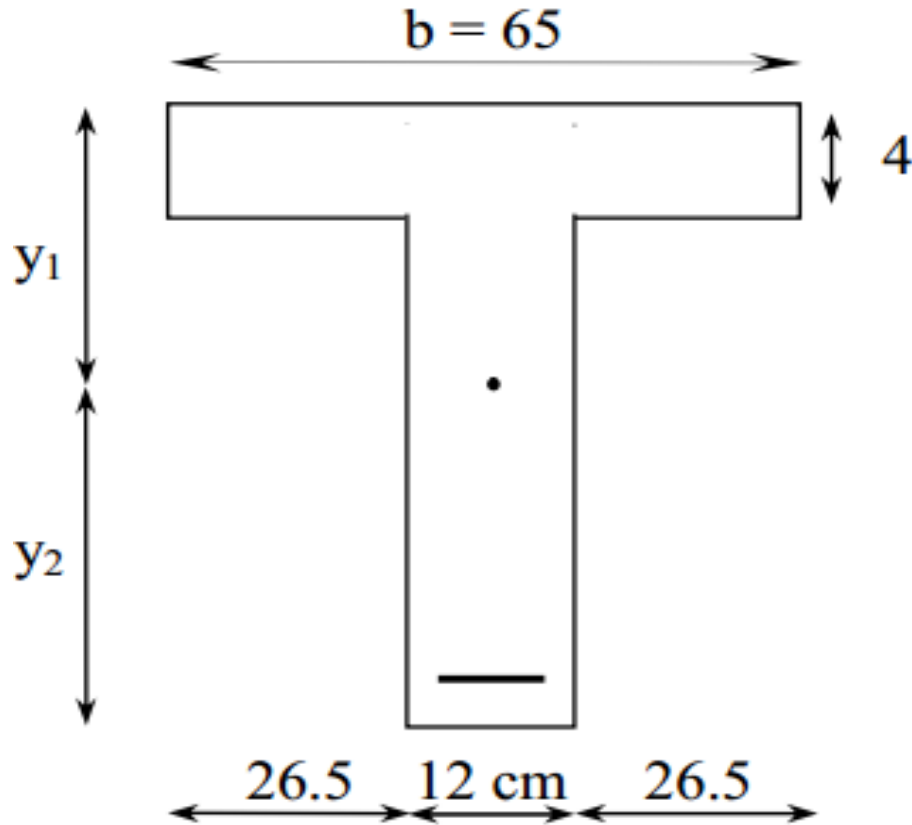
- **Calcul des paramètres :**

- ✓ **La position de l'axe neutre :**

$$\begin{aligned} S_{xx}' &= b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times Ast \times d) \\ &= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 3.39 \times 18) \\ &= 3739.3 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times Ast)$$

Chapitre III : Calcul des éléments



$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) 4 + (15 \times 3.39) = 502.85 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{2a} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.44 = 12.56 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 + 15 \times A_{st} \times (y_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.44^3 + 12.56^3) + (65 - 12) \times 4 \times (7.44 - \frac{4}{2})^2 + 15 \times 3.39 \times (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 10258.48 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0157$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0157 \times 348 + 2.1} ; 0 \right) = 0.846$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0.0157} = 1.047$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 10259.48}{1 + 0.4 \times 0.846 \times 1.047} = 8333.004 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{348} \times \frac{5.174 \times 3.6^2}{1081865 \times 10^3 \times 8333.004 \times 10^{-8}} = 0.00096 \text{ m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{3.6}{500} = 0.0072 \text{ m}$$

$$f = 0.00096 \text{ m} < \bar{f} = 0.0072 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

CONCLUSION :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion ; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

- **Armatures longitudinales :**
 - En travée : **3HA 12 = 3.39cm².**
 - Aux appuis : **2HA12= 2.26cm².**
- **Les armatures transversales :**
 - Etrier : **2HA8 = 1.01 cm²**

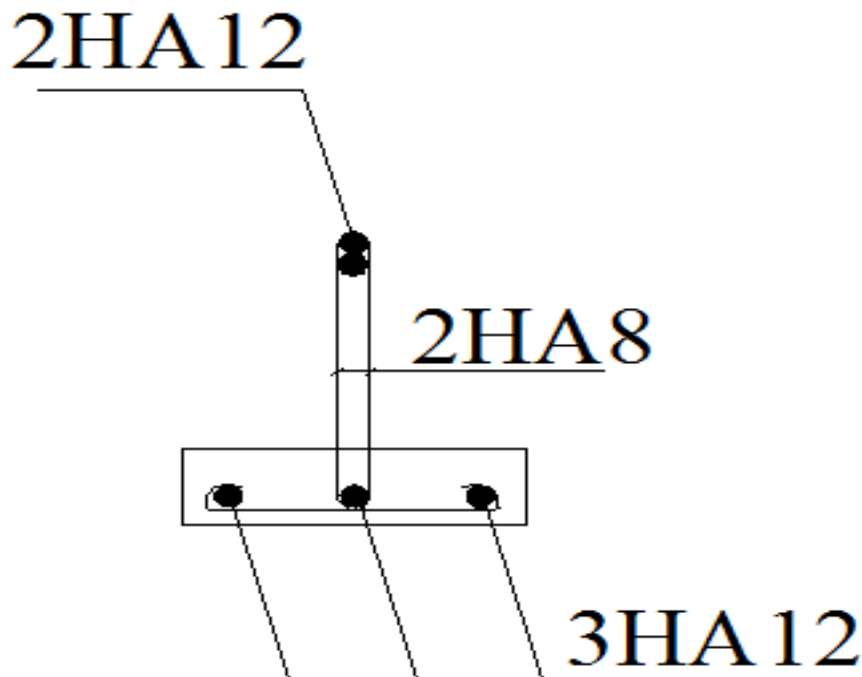


Figure III.1.12. : schéma de ferrailage.

Chapitre III : Calcul des éléments

III.3. ACROTÈRE :

INTRODUCTION :

L'acrotère est un élément non structural (élément ne faisant pas partie du système de Contreventement) entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il assure la sécurité Des personnes circulant au niveau de la terrasse, comme, il joué le rôle de la protection de L'étanchéité et l'empêchement des eaux pluviales sur les façades de la construction et il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles ; donc nous pourrons les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL 91 modifiée 99 et le RPA99 version 2003.

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse, il est sollicité Par deux efforts importants :

- Effort vertical du à son poids propre G.
- Effort horizontal $Q=1\text{KN/ml}$ dû à la main courant créant un moment fléchissant à l'encastrement.

Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement, à la flexion Composée à L'ELU et à L'ELS par un mètre linéaire de l'acrotère.

III.3.1. Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

La hauteur : $h = 60\text{cm}$; L'épaisseur : $h_0 = 10\text{ cm}$

L'enrobage : $c = c' = 3\text{ cm}$; La surface : 0.0668 m^2

Chapitre III : Calcul des éléments

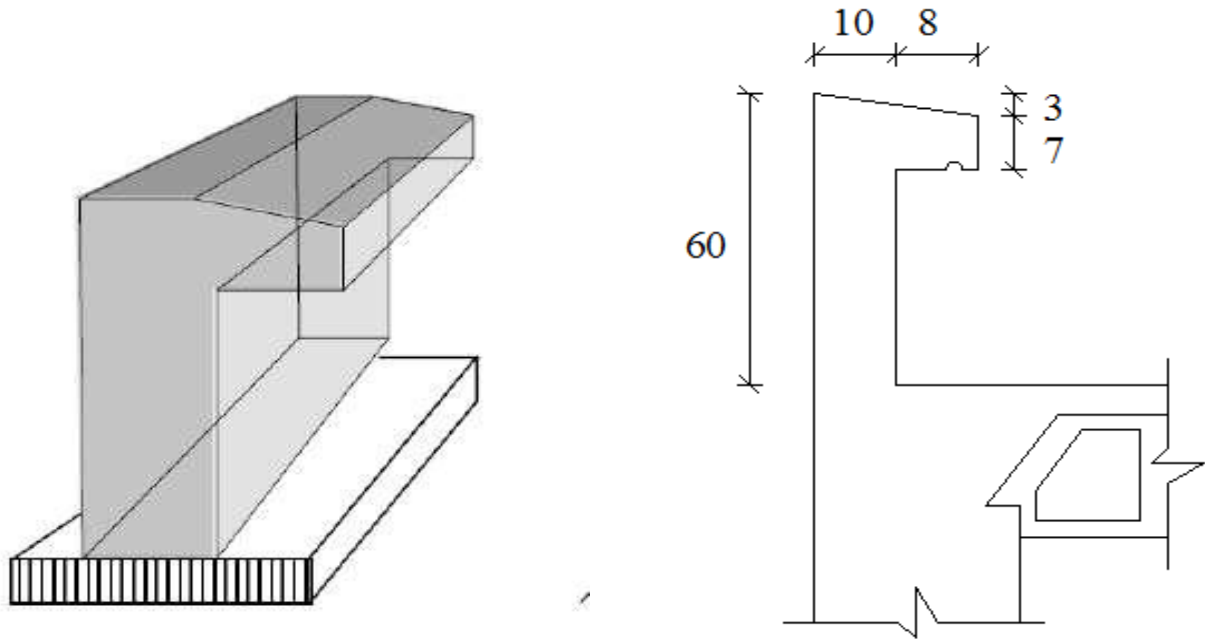


Figure. III.2.1- Les dimensions de l'acrotère et schéma statique

III-3-2- Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III.3.3. Calcul des sollicitations :

- **Chargement :**

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{acr}}$

ρ : Masse volumique du béton

S : Section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho \times \left[(0.60 \times 0.1) + (0.08 \times 0.07) + \left(\frac{0.03 \times 0.08}{2} \right) \right] = 25 \times 0.0668$$
$$G = 1.67 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation horizontale : $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

- Calcul des sollicitations :

Effort normal dû au poids propre : $N = G \times 1 = 1.67 \text{ kN}$

Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ kN}$

Moment de renversement M dû à Q : $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.60 \times 1 = 0.60 \text{ kN.m}$

Chapitre III : Calcul des éléments

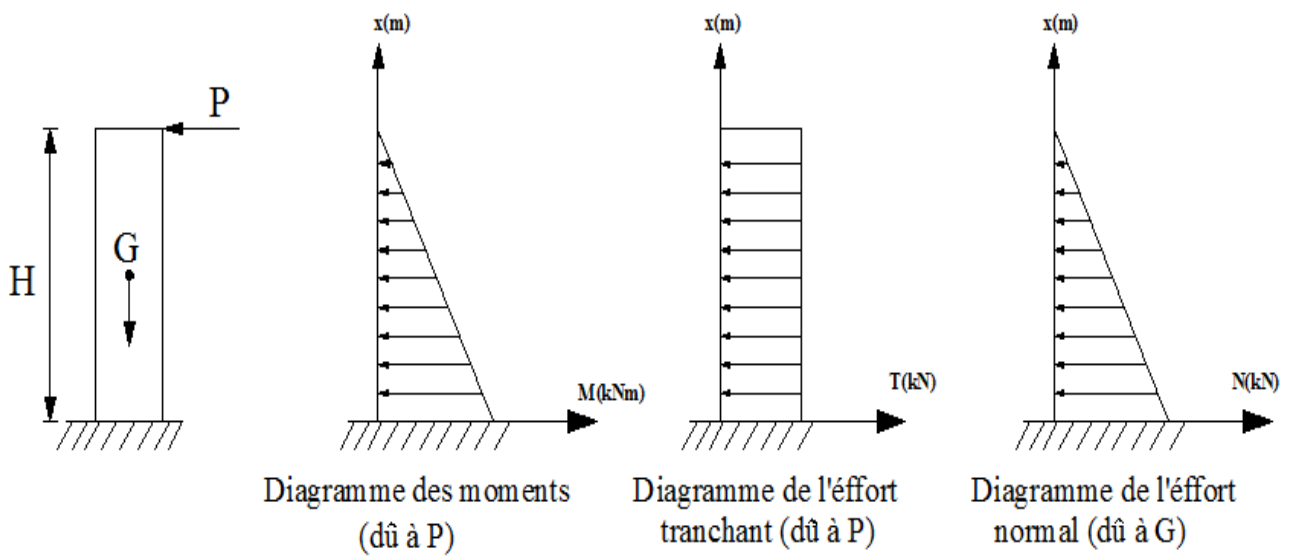


Figure III.3.2: Diagramme des efforts internes

Les combinaisons de charges :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

$$\mathbf{N_u} = 1.35 N = 1.35 \times 1.67 = 2.2 \text{ kN}$$

$$\mathbf{T_u} = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$$

$$\mathbf{M_u} = 1.5 M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ kNm}$$

ELS: $G + Q$

$$\mathbf{N_s} = N = 1.67 \text{ kN}$$

$$\mathbf{T_s} = T = 1 \text{ kN}$$

$$\mathbf{M_s} = M = 0.6 \text{ kNm}$$

III.3.4. Ferrailage :

Le calcul se fera à l'ELU puis nous allons faire les vérifications à l'ELS.

III.3.4.1 Calcul à l'ELU :



Chapitre III : Calcul des éléments

a) Calcul de l'excentricité :

- $eu = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.25} = 0.339\text{m} \approx 40\text{cm}$
- $\frac{h}{2} - c = 5 - 2 = 3\text{cm}$

Avec : M_u : moment dus à la compression.

N_u : effort de compression.

eu : excentricité.

$(\frac{h}{2} - c) \longrightarrow$ la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de Gravité des armatures tendues.

Donc : $eu = 37\text{cm} > h/2 - c = \frac{10}{2} - 2 = 5 - 2 = 3\text{ cm}$

D'ou le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

b) Calcul en flexion simple :

✓ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left[eu + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right]$$

$$M_f = 22.25 \times \left[0.4 + \left(\frac{0.1}{2} \right) - 0.02 \right] = 0.967 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_{fu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.967 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.011 < \mu_1 = 0.392$$

$\longrightarrow \mu_u = 0.011 < \mu_1 = 0.392 \implies$ La section est simplement armée (SSA)

D'après le tableau :

$$\mu_u = 0.011 \rightarrow \beta = 0.994$$

Avec : $f_{bc} = 0.85 f_{c28} / 1.5 = 14.2 \text{ [MPa]}$

Remarque :

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_{st} \times d} = \frac{0.967 \times 10^2}{0.994 \times 348 \times 8} = 0.316 \text{ cm}^2$$

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

Chapitre III : Calcul des éléments

c) Calcul en flexion composée :

La section des armatures réelles :

Armatures Principale :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.316 - \frac{2.25}{34.8} = 0.25 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

a) La condition de non fragilité(BAEL91/ Art : A.4.2, 1) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2 > A = 0.25 \text{ cm}^2 \implies$ la condition n'est pas vérifiée

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU donc nous adopterons une section

$$A_s = A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc le ferrailage se fera avec la section minimale :

$$A_s = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 100/5 = 20 \text{ cm.}$$

✓ Armatures de répartition :

$$A_r = A/4 = 2.51/4 = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adoptera 4 HA8=2.01 cm² avec un espacement : $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$

b) Vérification au cisaillement : (BAEL 91/Art : 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable d'ou :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) = \min (2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10}{100 \times 7} = 0.0215 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \implies \text{condition vérifiée}$$

Avec : $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$ (V_u : effort tranchant)

Conclusion :

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL 91 Art A. 6.1.3)

$$\bar{\tau}_s = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement : $\Psi_s = 1.5 \text{ H.A}$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i = n\pi Q = 5 \times \pi \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 8 \times 10 \times 12.56 \times 10} = 0.16 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.16 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \quad \implies \text{Condition vérifiée.}$$

d) Longueur de scellement droit : (BAEL91/Art A.6.2.21)

$L_s = 40 \Phi$ pour FeE 400

$L_s = 50 \Phi$ pour FeE 500 et les ronds lisses.

Dans notre cas : FeE 400 $\rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

• **Espacement des barres :**

Nous avons une fissuration préjudiciable $\rightarrow St \leq \text{Min}(2h; 25\text{cm}) = 20 \text{ cm}$.

III.3.4.3 Vérification à l'ELS :

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

a) Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{c28}) \right\} \text{ (BAEL99/Art A.4.5,32)}$$

Avec : η : coefficient de fissuration { $\eta=1.6$ H.A ; $\eta=1$ r.l}

Dans notre cas : $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 266.6 , \max (200, 201.63) \right\} \implies \sigma_{st} = 201.63 \text{ Mpa} .$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 8} = 0.313$$

$$\rho_1 = 0.313 \implies \beta_1 = 0.9123$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.9123 \times 8 \times 2.01} = 32.753 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 32.753 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma}{K_1} = \frac{32.753}{42.036} = 0.779 \text{ Mpa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

$\sigma_{bc} = 0.779 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \implies$ Condition vérifiée.

III.3.5 Vérification de l'acrotère au séisme :

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces

Sismiques l'aide de la formule suivante :

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ (RPA 99 version 2003/ Art 6.2.3)

Avec : **A** : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)

$\implies A=0.15$ (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art 6.2.3 tab 6-1)

Dans notre cas (élément en console) : **C_p** = 0.8

W_p : Poids de l'acrotère ($W_p = 1,675 \text{ [kN/ml]}$)

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.675 = 0.804 \text{ [kN/ml]}$.

$F_p = 0.804 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

Chapitre III : Calcul des éléments

III.5. BALCON (loggia).

III.5.1. Etude de la dalle pleine du balcon :

a)-Etude de la dalle pleine :

Les portes à faux sont calculés comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher (le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur). Soumis à des charges permanentes G, au poids du garde de corps ainsi qu'aux charges d'exploitations Q ; ils sont constitués de dalle pleine et sont dimensionner comme suit :

- largeur $L = 1.35 \text{ m}$;
- longueur $L=2.60 \text{ m}$;
- garde de corps de hauteur $h=1\text{m}$ en brique creuse de 10.4 cm d'épaisseur.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est comme suit :

Avec :

qu : charge et surcharge pondérée de dalle

Q : surcharge du garde-corps

G1 : charge permanente du garde-corps

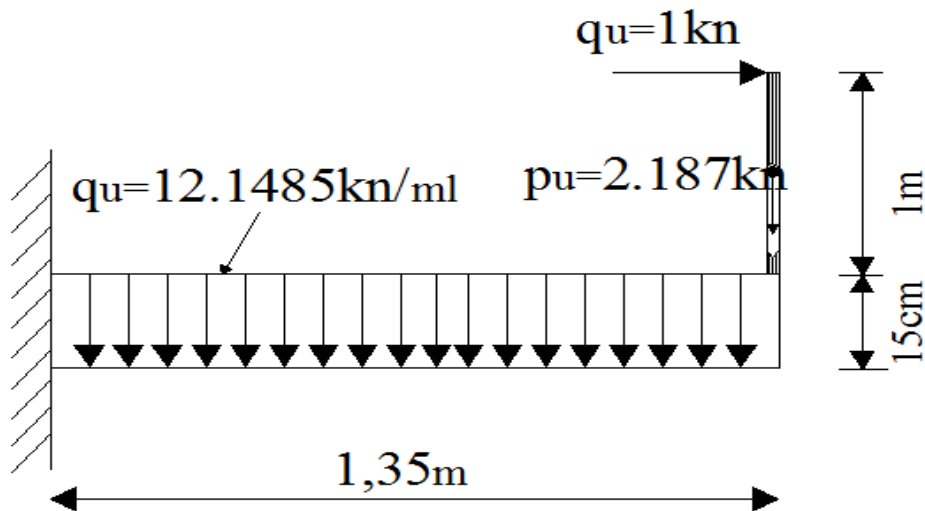


Figure III-5-1 : Schéma statique du balcon

b)-Dimensionnement :

L'épaisseur du porte à faux est donnée par la formule suivante : $e \geq L_0 / 10$

Tel que :

- ✓ «e» est l'épaisseur de la dalle.
- ✓ L_0 : portée libre,

Chapitre III : Calcul des éléments

✓ $L_0 = 1.35 \text{ m}$

✓ $e \geq 1.35/10 = 0.135\text{m} \implies e = 15 \text{ cm}$

c)-Détermination des sollicitations :

- Charges permanentes de la dalle :

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0.4
2	Mortier de pose	0,02	20	0.4
3	Couche de sable	0,02	18	0.36
4	Plancher en dalle pleine	0,15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0.2
G tot = 5.11kN/m²				

Tableau III-5-1 : Charge permanentes de la dalle

- Charge G due à la dalle pleine : $G_1 = 5.11\text{kN/m}^2$ (déterminé dans le tableau précédent).

- Charges permanentes du mur :

- Poids propre des cloisons extérieures : $G_2 = 1.62\text{kN/m}^2$

- **Surcharges d'exploitations :**

- Charge d'exploitation : $Q_1 = 3.5 \text{ kN/ml}$

- Charge horizontale due à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ kN/ml}$.

Remarque :

Le moment engendré par Q_2 est faible devant le moment d'encastrement, donc nous négligeons cet effort dans le calcul.

d)-Combinaisons de charges :

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} qu^1 = 1.35G^1 + 1.5Q^1 = 12.1485 \text{ KN/ml} \\ qu^2 = 1.35 G^2 = 2.187 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} qs^1 = G^1 + Q^1 = 8.61 \text{ KN/ml} \\ qs^2 = G^2 = 1.62 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

III.5.2. Calcul à l'ELU :

La console est calculée en flexion simple avec une bande de **1m** de largeur.

La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

a) Calcul des efforts internes :

Le moment :

-le moment provoqué par la charge qu^1 est :

$$Mqu^1 = \frac{qu^1}{2} l^2 = \frac{12.1485 \times 1.35^2}{2} = 11.07 \text{ KN.m}$$

-le moment provoqué par la charge qu^2 est :

$$Mqu^2 = qu^2 l = 2.187 \times 1.35 = 2.952 \text{ KN.m}$$

$$\implies \text{le moment total est : } Mu = Mqu^1 + Mqu^2 = 11.07 + 2.952 = 14.02 \text{ KM.m}$$

Effort tranchant :

$$Vu = qu^1 \times l \times qu^2 = 12.1485 \times 1.35 + 2.187 = 18.587 \text{ KN .}$$

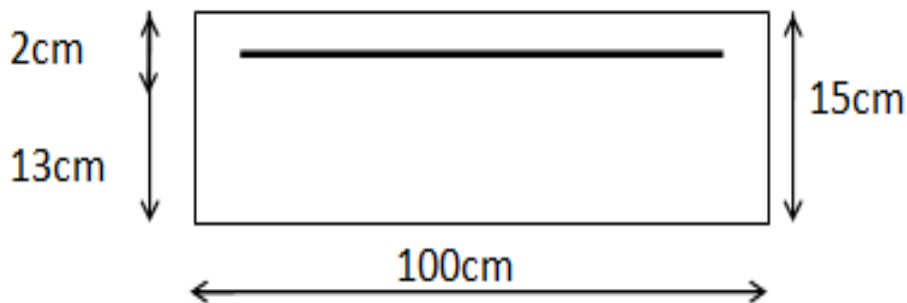


Figure III-5-2:Schéma géométrique de la console

III.5.2.1 Ferrailage à l'ELU :

- Armatures principales :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 \times fbu} = \frac{14.02 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.058 < \mu_I = 0.392 \text{ SSA}$$

$$\mu = 0.058 \implies \beta = 0.970$$

$$As = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14.02 \times 10^3}{0.970 \times 13 \times 348} = 3.195 \text{ cm}^2$$

Chapitre III : Calcul des éléments

Soit : $5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec : $st = 100/5 = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

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

Soit : $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $St = 25 \text{ cm}$

III.5.2.2 Vérification à l'ELU :

- a) **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91/Art 4.21) :**

$$A_{min} = \frac{0.23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

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

- b) **Vérification au cisaillement (BAEL 91/Art 5.2.2) :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_u$

Avec $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15f_{c28} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = 3.75 \text{ Mpa}$ (fissuration préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{18.587 \times 1000}{1000 \times 130} = 0.143 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.75 \text{ Mpa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement \implies Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL 91/ART .A-4-2-1)

$$\bar{V}_u = 0.4 f_{c28} \times 0.9 \times \frac{bd}{\gamma_s} = 0.4 \times 25 \times 0.9 \times \frac{100 \times 13}{1.15} = 1017.39 \text{ KN}$$

$V_u = 18.587 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 1017.39 \text{ KN} \implies$ Condition vérifiée.

- d) **Vérification de la condition de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL 91 /Art6.13) :**

On doit vérifier : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum \mu_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\sum \mu_i = 5 \times \pi \times 12 = 188.49 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.587 \times 1000}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 0.843 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

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

e) Vérification de l'écartement des barres :

Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$. \implies Condition vérifiée

Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$. \implies Condition vérifiée

f) Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4\bar{\tau s}}$$

Avec : $\bar{\tau s} = 0.6 \Psi^2 s_{ft} 28 = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4\bar{\tau s}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm} \implies \text{Soit : } L_s = 50 \text{ cm}$$

$L_s = 50 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm} \implies$ On prévoit des crochets.

Soit des crochets de longueur : $L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$

III.5.3. Calcul à l'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

Combinaison de charges :

$$q_{s1} = 8.61 \text{ kN/ml}$$

$$q_{s2} = 1.62 \text{ kN/ml}$$

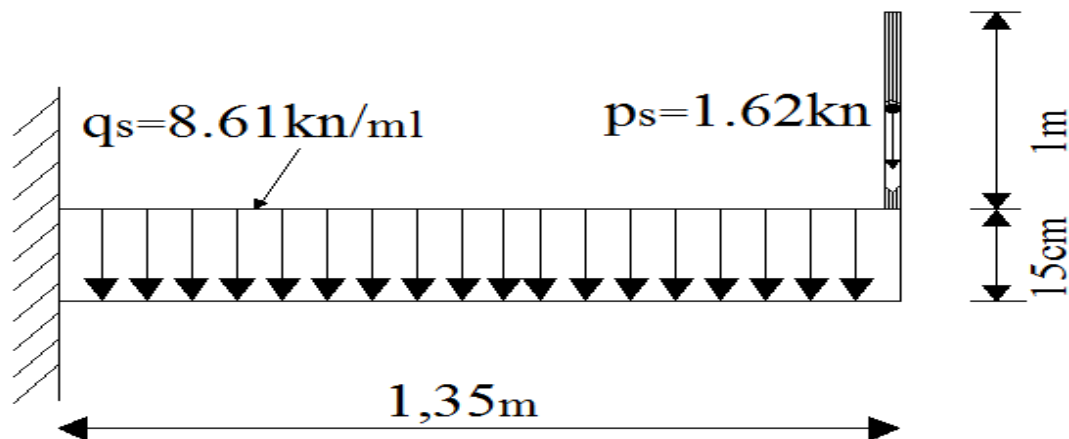


Figure III-5-3 : Schéma statique de la console

Chapitre III : Calcul des éléments

a)- Calcul des efforts internes :

Le moment :

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = \left(\frac{q_s^1 \times l^2}{2} + q_s^2 \times l \right) = \left(\frac{8.61 \times 1.35^2}{2} + 1.62 \times 1.5 \right) = 10.276 \text{ KN.M}$$

$$M_s = 10.1276 \text{ KM. m}$$

L'effort tranchant :

$$V_s = q_s^1 \times L + q_s^2 = 8.61 \times 1.35 + 1.62 = 13.244 \text{ kN}$$

III.5.3.1 Vérification à l'ELS :

a) **Etat limite de compression de béton :(BAEL 91/Art A 4.5.2)**

▪ **Contrainte dans l'acier :**

Nous devons s'assurer que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.434 \quad \text{par interpolation} \Rightarrow \beta = 0.89 \Rightarrow K_1 = 34.75$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{10.276 \times 10^6}{0.8995 \times 130 \times 5.65 \times 10^2} = 155.536 \text{ Mpa}$$

$$155.536 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{155.536}{34.75} = 4.476 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\tau f t 28}) \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 155.536 \text{ Mpa} \text{ (D'après le calcul précédent).}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) **Vérification de la flèche :(BAEL99/Art B.5.6.3)**

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Longrightarrow \quad \frac{15}{135} = 0.111 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \quad \Longrightarrow \quad \frac{15}{135} = 0.111 > \frac{10.276}{10 \times 10.276} = 0.1 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$3) \quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \Longrightarrow \quad \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

Remarque :

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

CONCLUSION :

Le balcon en dalle pleine sera ferrailé comme suit :

- Armatures principales \implies 5HA12 ($A = 5.65 \text{ cm}^2$)
- Armatures de répartitions \implies 4HA10 ($A = 3.14 \text{ cm}^2$)

Chapitre III : Calcul des éléments

III.2.ESCALIER :

III.2.1. DEFINITION :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de gradins (marches et paliers) permettant le passage à pied d'un niveau à un autre d'un immeuble. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

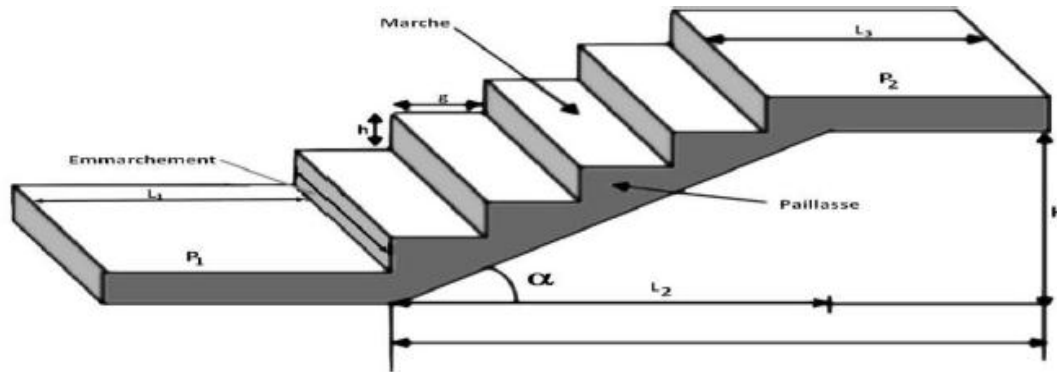


Figure III.2.1: Schéma général d'un escalier droit

Cage d'escalier :

Notre structure est dotée d'une seule cage d'escaliers droit en béton armé coulée sur place. Escalier à deux volées avec deux paliers de repos intermédiaires.

III.2.2. Dimensionnement :

Les escaliers seront pré-dimensionnés suivant **la formule de BLONDEL**, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

$$59\text{cm} < g+2h < 66\text{cm}$$

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h). On prend en compte ce qui suit:
Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public:

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

$$28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$$

Le nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h}$

Le nombre de marches : $m = n - 1$

L'emmarchement doit être $\geq 1,20 \text{ m}$

Chapitre III : Calcul des éléments

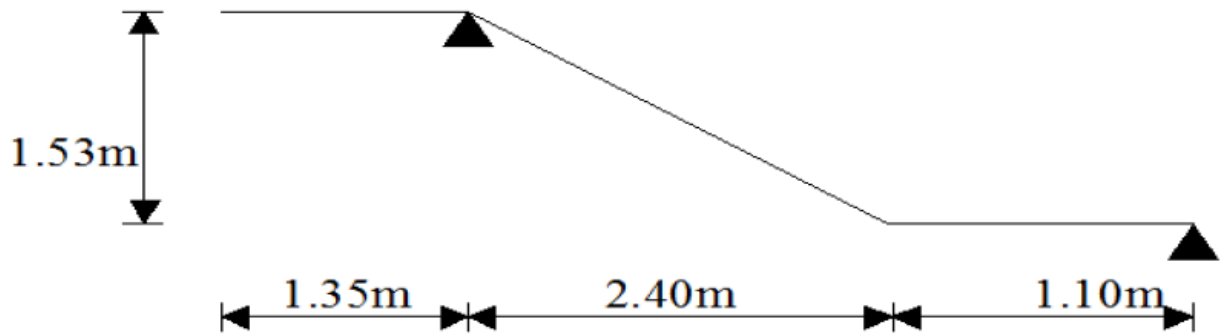


Figure III.2.2 : Schéma statique d'escalier

• **La hauteur de la marche h :**

On a: $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$;

Pour que l'escalier soit confortable,

On prend: **$h = 17\text{ cm}$** .

• **Nombre de contre marches n :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17}$$

$\Rightarrow n = 9$ contres marches pour un palier.

• **Nombre de marches m :**

$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches.

• **La largeur de la marche g :**

$$g = \frac{L2}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{ cm}$$

$28\text{cm} \leq g \leq 36\text{ cm}$

On prend: **$g = 30\text{ cm}$**

Soit un emmarchement de 1,20 m.

Vérification de la relation de BLONDEL

On a: **$h = 17\text{cm}$**

$g = 30\text{cm}$

Il faut vérifier que:

$59 \leq 2h + g \leq 66\text{ cm} \Rightarrow 59\text{ cm} < 2h + g = 64\text{cm} < 66\text{ cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches **$h = 17\text{cm}$**

et un giron **$g = 30\text{ cm}$** .

Chapitre III : Calcul des éléments

• Dimensionnement du palier :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{135}{10} = 13.5 \text{ cm} \quad , \text{ On prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

- La paillasse:

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la **RDM**. En prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis. Prenant compte des recommandations du **BAEL91**, épaisseur (**E_p**) de la paillasse doit vérifier la condition suivante:

$$\frac{L'}{30} \leq E_p \leq \frac{L'}{20}$$

Avec:

L': longueur totale entre nus des appuis.

Angle d'inclinaison :

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0,6375$$

$$\Rightarrow \alpha = \text{Arc tg} (0,6375) = 32,52^\circ$$

$$\text{Donc: } L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32,52} = 284,63 \text{ cm}$$

Longueur réelle de la paillasse:

$$L' = L_0 + L_2 = 2.8463 + 1.10 = 3.9463 \text{ m.}$$

D'où :

$$\frac{394,63}{30} \leq E_p \leq \frac{394,63}{20} \Rightarrow 13,15 \leq E_p \leq 19,73$$

Puisque l'épaisseur minimale de la dalle pleine est de 15 cm d'après le **RPA 99/2003**

Donc: E_p = 15 cm

• **Le palier:** On prend la même épaisseur pour le palier $E_p \text{ palier} = 15 \text{ cm}$.

III.2.3 Détermination des sollicitations de calcul:

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'emmarchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

Chapitre III : Calcul des éléments

a- Charges et surcharges:

• Poids des revêtements:

Les Eléments	L'Epaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
Revt de carrelage	0,020	22	0,44
Mortier de pose	0,020	20	0,40
Couche de sable	0,020	18	0,36
Enduit de ciment	0,015	22	0,33
P_p du garde corps	/	/	0,20
Charge permanente totale G_r			1,73

Tableau III-1 : poids de revêtement

• Le Palier:

Poids propre du palier: $\rho \times \text{épaisseur} = 25 \times E_p = 3.75 \text{ kN/m}^2$

Les Eléments	L'Epaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m ³)	Charges(kN/m ²)
P_p de la dalle	0,15	25	3,75
Revêtement	/	/	1,73
La charge permanente et la surcharge			$G_{palier} = 5,48$

Tableau III-2 : Charge permanente et la surcharge revenant au palier

• La pailleasse:

Poids marche: $\rho \times \frac{h}{2} = 25 \times \frac{0,17}{2} = 2,13 \text{ kN/m}^2$

Poids pailleasse: $\rho \times \frac{E_p}{\cos \alpha} = 25 \times \frac{0,15}{\cos 32,52} = 4,45 \text{ kN/m}^2$

Chapitre III : Calcul des éléments

Les Eléments	L'Epaisseur (m)	Poids volumiques (kN / m ³)	Charges (kN / m ²)
P_p de la paillasse	0,15/cos α	25	4,45
P_p des marches	017/12	25	2,13
Carrelage	0,020	22	0,44
Mortier de pose	0,020	20	0,40
Couche de sable	0,020	18	0,36
Enduit de ciment	0,015	22	0,33
P_p du garde corps	/	/	0,20
Charge permanente et surcharge			$G_{paillasse} = 8,31$

Tableau III-3 : charge et surcharge revenant aux paillasses

Remarque:

La Surcharge d'exploitation est déterminée selon le **DTR C2-2** pour une construction à usage d'habitation, $Q = 2.50 \text{ kN/ m}^2$

- **poids du mur extérieur :**

$$\Rightarrow q_{mur} = 2,36 \times 1,53 \times 1\text{m} = 3,61 \text{ kN/ml}$$

III.3 Calcul à l'ELU :

- **Combinaisons de charges:**

Le calcul se fera pour une bande de **1 ml**

- **Le Palier:**

$$q_u = (1,35 \times 5,48 + 1,5 \times 2,50) \times 1 \text{ ml}$$

$$q_u = 11,15 \text{ kN/ ml}$$

- **La paillasse:**

$$q_u = (1,35 \times 8,31 + 1,5 \times 2,50) \times 1 \text{ ml}$$

$$q_u = 14,97 \text{ kN/ ml}$$

- **Poids du mur ext :**

$$q_u^{mur} = 1,35 q_{mur} = 1,35 \times 2,36 \times 1,53$$

$$q_u^{mur} = 4,87 \text{ kN}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

• Calcul des efforts internes :

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM :

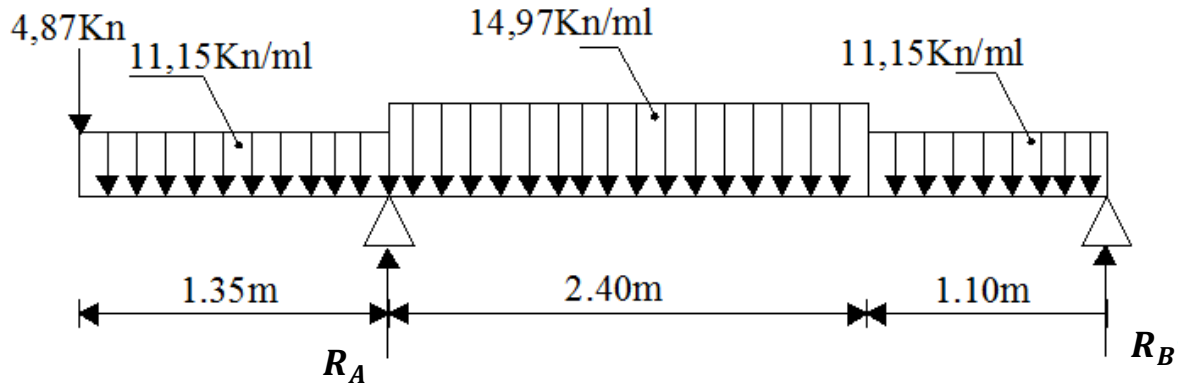


Schéma statique d'escalier à l'ELU

• Calcul des réactions d'appuis :

$$\begin{aligned} \Sigma F/y = 0 &\Rightarrow R_A + R_B = 1,35 q_u + 2,4 q_u + 1,1 q_u + q_u^{mur} \\ &= (11,15 \times 1,35) + (14,97 \times 2,4) + (11,15 \times 1,1) + 4,87 \\ &\Rightarrow R_A + R_B = 68,12 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$\begin{aligned} &\Rightarrow 3,5 R_A - L q_u^{mur} - l_1 q_u (L - l_1/2) - l_2 q_u (\frac{l_2}{2} + l_3) - l_3 q_u x (\frac{l_3}{2}) = 0 \\ &\Rightarrow 3,5 R_A - (4,87 \times 4,85) - (11,15 \times 1,35 \times 4,18) - (14,97 \times 2,4 \times 2,3) - (11,15 \times 1,1 \times 0,55) = 0 \\ &\Rightarrow R_A = 50,26 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$R_B = 17,86 \text{ kN}$$

• Calcul des efforts internes :

- Tronçon i : $0 \leq x \leq 1,35 \text{ m}$

$$\begin{aligned} T(x) &= -q_u x - q_u^{mur} \\ &= -11,15x - 4,87 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M(x) &= -q_u \frac{x^2}{2} - q_u^{mur} x \\ &= -5,57 x^2 - 4,87 x \end{aligned}$$

- Tronçon ii : $1,35 \text{ m} \leq x \leq 3,75 \text{ m}$

$$T(x) = -q_u (x - 1,35) + R_A - 1,35 q_u - q_u^{mur}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$= -14,97 (x-1,35) + 58,64 - (11,15x1,35) - 4,87$$

$$= -14,97x + 50,55$$

$$M(x) = \frac{-q_u}{2} (x - 1,35)^2 + R_A (x - 1,35) - 1,35 q_u \left(x - \frac{1,35}{2}\right) - q_u^{mur} x$$

$$= -7,48 x^2 + 50,55 x - 71,38$$

- **Tronçon iii : $0 \leq x \leq 1,10$ m**

$$T(x) = q_u x - R_B$$

$$= 11,15 x - 17,86$$

$$M(x) = -q_u \frac{x^2}{2} + R_B x$$

$$= -5,57 x^2 + 17,86 x$$

Tronçons	X (m)	T (kN)	M (kN.m)
i : $0 \leq x \leq 1,35$ m	0	-4,87	0
	1,35	-19,92	-16,72
ii : $1,35m \leq x \leq 3,75m$	1,35	30,34	-16,76
	3,75	-5,59	12,99
iii : $0 \leq x \leq 1,10m$	0	-17,86	0
	1,10	-5,59	12,91

Tableau III.2.1 : Tableau récapitulatif des effort.

- **Moment maximum :**

$$T_y=0 \Rightarrow M_{max}$$

$$T(x) = -14,97 x + 50,55 = 0 \Rightarrow x = \frac{50,55}{14,97} = 3,38 \text{ m} \dots\dots \text{ (Tronçon II)}$$

Mz Atteint la valeur max à: $x= 3,38$ m

Donc :

$$M_Z^{max} = M(x) = -7,48x^2 + 50,55 x - 71,38$$

En remplaçant x avec sa valeur: $M_Z^{max} = 14,02$ kN.m

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{max} au niveau des appuis et en travée.

Chapitre III : Calcul des éléments

En travée: $M_{ut} = 0,85 M_Z^{max} = 0,85 \times 14,02 = 11,92 \text{ kN.m}$

Aux appuis: $M_{ua} = -0,3 M_Z^{max} = -0,3 \times 14,02 = -4,21 \text{ kN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous:

• **Diagrammes des efforts internes à l'ELU :**

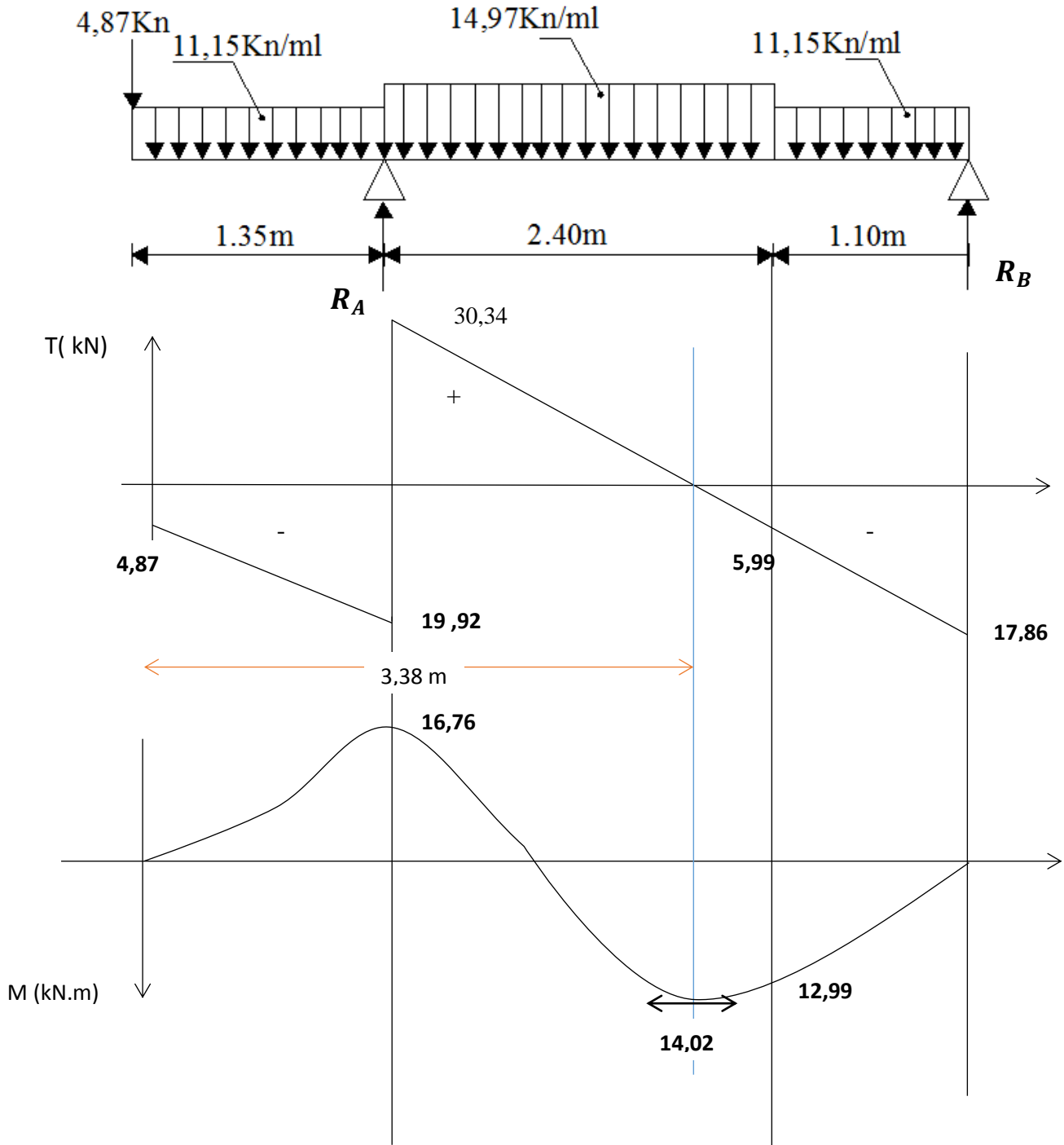
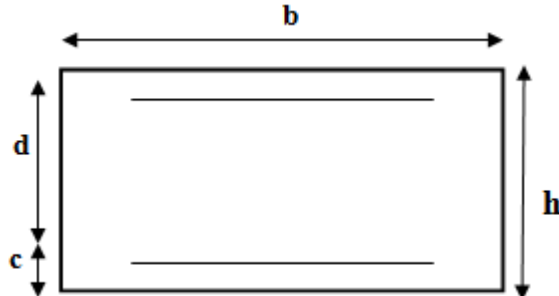


Fig III.2.4 Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

Chapitre III : Calcul des éléments

III.2.4.1 Calcul des armatures :

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1 m d'emmarchement et une bande de 1 m de Projection horizontale de la volée, tout en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.



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

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

$$c = 2 \text{ cm}$$

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

Moment réduit:

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

Avec: **M** : moment supporté par la section.

f_{bu} : Contrainte limite de compression dans le béton.

b et **d** : dimensions de la section.

Section d'armatures:

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta}$$

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st}}{4}$$

Calcul des armatures:

➤ En travée:

- Armatures principales

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28} = \frac{0,85}{1 \times 1,5} \times 25 = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \mu_b = \frac{11,92 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times 130^2} = 0,0497 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,0497 \Rightarrow \beta = 0,9745$$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{11,92 \times 10^6}{348 \times 130 \times 0,9745} = 270,38 \text{ mm}^2 = 2,70 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA12 = 5.65 cm²**

Soit: St = 20 cm.

- **Armatures de répartition:**

$$A_{sr} \geq \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour: **4HA10 = 3.14 cm²**

Soit: St = 25 cm.

➤ **Aux appuis:**

- **Armatures principales**

$$\Rightarrow \mu_a = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{4,21 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times 130^2} = 0,0175 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0,0175 \Rightarrow \beta = 0,9915$$

$$\Rightarrow A_{sa} = \frac{4,21 \times 10^6}{348 \times 130 \times 0,9915} = 93,86 \text{ mm}^2 = 0,94 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA10 = 3,14 cm²**

Soit: St = 25 cm.

- **Armatures de répartition:**

$$A_{sr} \geq \frac{A_{sa}}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

On opte pour: **4HA10 = 3.14 cm²**

Soit: St = 25 cm.

III.2.4.2 Les vérifications à l'ELU :

- **Espacement des armatures : (BAEL91/99 Art A.8.2, 42)**

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

Armatures principales :

➤ **Aux appuis:**

$$\text{St} = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h; 33\text{cm}\}$$

$$\text{St} = 25 \text{ cm} \leq \min (45, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

➤ **En travée:**

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min (45, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Armature de répartition :

➤ **Aux appuis:**

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h; 45\text{cm}\}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min (60, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée:**

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h; 45\text{cm}\}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min (60, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Condition de non fragilité :** (BAEL 91/99 Art A.4.2.1)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante:

$$A_{adoptée} > A_{min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6$$

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

$$\Rightarrow A_{min} = \frac{0,23 \times 1000 \times 130 \times 2,1}{400}$$

$$\Rightarrow A_{min} = 156,98 \text{ mm}^2 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{sa} = 4\text{HA}10 = 3.16 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Contrainte tangentielle :** (BAEL 91/99, Art A.5.1)

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{Vu_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,2 \times 25}{1,1} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{30,34 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,233 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u > \tau_u \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

● Influence de l'effort tranchant sur le béton : (BAEL 91/99 _ Art A.5.1, 313)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b \cdot 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,13 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{2 \times 30,34 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 130} = 0,519 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} > \sigma_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

● Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (BAEL 91/99 _ Art A.5.1.1, 312)

On doit prolonger les aciers au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u

$$A_{st \text{ min (à ancrer)}} \geq \frac{V_u^{max}}{f_e} \gamma_b = \frac{30,34 \times 10^3}{400} \times 1,15 = 0,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min (adoptée)}} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min (à ancrer)}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

● L'adhérence des barres : (BAEL 91/99 _ Art A.6.1.3)

Pour qu'il n'y ait pas entrainement de barres il faut vérifier que: $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} ; \underline{\text{Avec}} : \Psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma(U_i)}$$

$\Sigma(U_i)$: Sommes des périmètres utiles.

$$\begin{aligned} \Sigma(U_i) &= n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3,14 \times 12 \\ &= 188,4 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\tau_{se} = \frac{30,34 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 1,38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entrainement des barres.

Chapitre III : Calcul des éléments

- **Ancrage des barres :** (BAEL 91/99 _ Art A.6.1.2.1)

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

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad \text{Avec: } \tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 45 \text{ cm}$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de (BAEL 91/ 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet " L_c " est au moins égale à :

$$L_c = 0,4 L_s, \text{ pour les aciers HA, } \quad \text{Donc : } L_c = 18 \text{ cm}$$

III.3. Calcul des efforts internes à l'ELS :

Combinaison d'action :

$$\text{Palier : } q_s^{\text{palier}} = G_p + Q = 5,48 + 2,5 = 7,98 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{Paillasse : } q_s^{\text{paillasse}} = G_v + Q = 8,31 + 2,5 = 10,81 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{Mur extérieur : } q_{mur} = 3,61 \text{ kN}$$

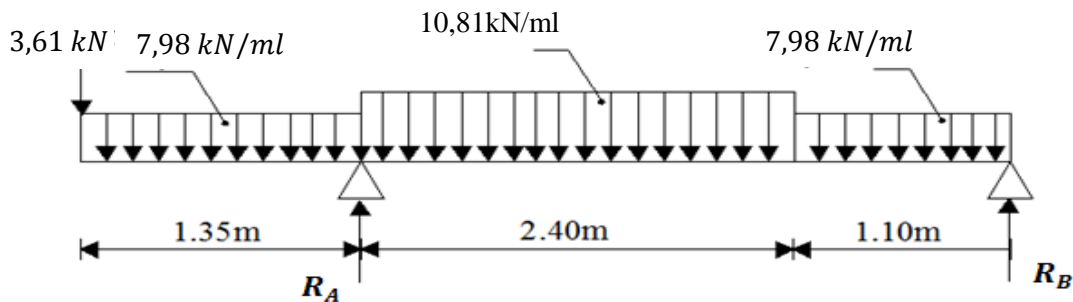


Figure III.2.5 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.

- **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\begin{aligned} \Sigma F/y = 0 &\Rightarrow R_A + R_B = 1,35 q_s + 2,4 q_s + 1,1 q_s + q^{mur} \\ &= (7,98 \times 1,35) + (10,81 \times 2,4) + (7,98 \times 1,1) + 3,61 \\ &\Rightarrow R_A + R_B = 49,11 \text{ kN} \end{aligned}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\Sigma M/B = 0$$

$$\Rightarrow 3,5 R_A - Lq^{mur} - l_1 q_1 (L - l_1/2) - l_2 q_2 (\frac{l_2}{2} + l_3) - l_3 q_1 x (\frac{l_3}{2}) = 0$$

$$\Rightarrow 3,5 R_A - (3,61 \times 4,85) - (7,98 \times 1,35 \times 4,18) - (10,81 \times 2,4 \times 2,3) - (7,98 \times 1,1 \times 0,55) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 36,30 \text{ kN}$$

$$R_B = 12,81 \text{ kN}$$

• Calcul des efforts internes :

- **Tronçon i** : $0 \leq x \leq 1,35 \text{ m}$

$$T(x) = -q_1 x - q^{mur}$$

$$= -7,98x - 3,61$$

$$M(x) = -q_1 \frac{x^2}{2} - q^{mur} x$$

$$= -3,99 x^2 - 3,61 x$$

- **Tronçon ii** : $1,35 \text{ m} \leq x \leq 3,75 \text{ m}$

$$T(x) = -q_2 (x - 1,35) + R_A - 1,35 q_1 - q^{mur}$$

$$= -10,81 (x - 1,35) + 36,30 - (7,98 \times 1,35) - 3,61$$

$$= -10,81x + 36,51$$

$$M(x) = \frac{-q_2}{2} (x - 1,35)^2 + R_A (x - 1,35) - 1,35 q_1 (x - \frac{1,35}{2}) - q^{mur} x$$

$$= -5,41 x^2 + 36,51 x - 51,51$$

- **Tronçon iii** : $0 \leq x \leq 1,10 \text{ m}$

$$T(x) = q_1 x - R_B$$

$$= 7,98 x - 12,81$$

$$M(x) = -q_1 \frac{x^2}{2} + R_B x$$

$$= -3,99 x^2 + 12,81 x$$

Chapitre III : Calcul des éléments

Tronçons	X (m)	T (kN)	M (kN.m)
i : $0 \leq x \leq 1,35$ m	0	-3,61	0
	1,35	-14,38	-12,15
ii : $1,35 \text{ m} \leq x \leq 3,75$ m	1,35	21,92	-12,08
	3,75	-4,08	9,32
iii : $0 \leq x \leq 1,10$ m	0	-12,81	0
	1,10	-4,03	9,26

Tableau III.2.2 : Tableau récapitulatif des efforts

• **Moment maximum :**

$$T_y=0 \Rightarrow M_{\max}$$

$$T(x) = -10,81 x + 36,51 = 0 \Rightarrow x = \frac{36,51}{10,81} = 3,38 \text{ m} \dots\dots (\text{Tronçon II})$$

Mz Atteint la valeur max à: $x = 3,38$ m

Donc :

$$M_z^{max} = M(x) = -5,41x^2 + 36,51 x - 51,51$$

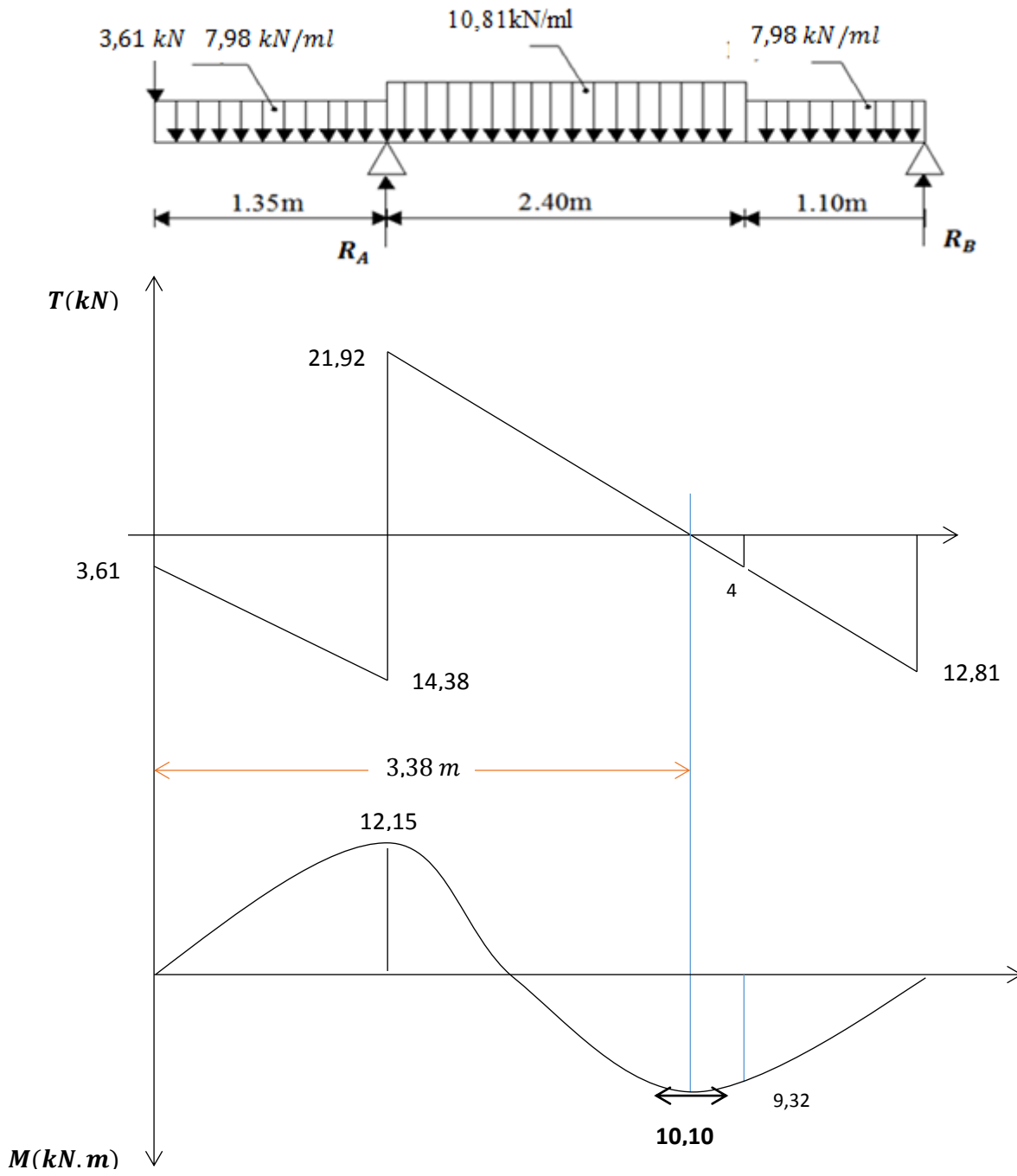
En remplaçant x avec sa valeur: $M_z^{max} = 10,10 \text{ kN.m}$

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} au niveau des appuis et en travée.

En travée: $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 0,85 \times 10,10 = 8,59 \text{ kN.m}$

Aux appuis: $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -0,3 \times 10,10 = -3,03 \text{ kN.m}$

Chapitre III : Calcul des éléments



Chapitre III : Calcul des éléments

III.2.5.1 vérifications à l'ELS :

- **Etat limite d'ouverture des fissurations :** (BAEL 91/99, Art A.5.3.2)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

- **Etat limite de résistance de béton à la compression :** (BAEL 91/99, Art A.4.5.2)

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \quad \text{Donc :} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

➤ **Aux appuis:**

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,242$$

$$\text{D'où :} \quad \begin{cases} \beta_1 = 0,921 \\ \alpha_1 = 0,273 \\ k_1 = 48,29 \end{cases}$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{3,03 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 314} = 80,60 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{sa}}{k_1} = \frac{80,60}{48,29} = 1,67 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$ Condition vérifiée.

➤ **En travée:**

$$\rho_1 = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,435$$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\text{D'où : } \begin{cases} \beta_1 = 0,899 \\ \alpha_1 = 0,303 \\ k_1 = 34,50 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{8,59 \times 10^6}{0,899 \times 130 \times 565} = 130,09 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{130,09}{34,50} = 3,77 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la flèche :** (BAEL 91/99, Art B.6.8, 424)

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées:

- $\frac{h}{L'} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{3,5} = 0,043 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots$ Condition non vérifiée.

h : hauteur utile de la section droite.

- $\frac{h}{L'} \geq \frac{M_{st}}{10 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{0,15}{3,5} = 0,043 < \frac{8,59}{10 \times 10,10} = 0,085 \dots\dots\dots$ Condition non vérifiée.

- $\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

• **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \cdot L^4}{E_v \cdot I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f}: \text{ la flèche admissible} = \frac{3500}{500} = 7 \text{ mm}$$

Avec : $q_s = \text{Max} \{q_{s1}; q_{s2}\} = \text{Max} \{7,98 ; 10,81\} = 10,81 \text{ kN/ml}$

Module de déformation différé :

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

Chapitre III : Calcul des éléments

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n.A = b.h + 15A_t$$

$$B_0 = 100 \times 13 + 15 \times 5,65 = 1384,75 \text{ cm}^2$$

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{xx} = \frac{b.h^2}{2} + 15 A_t . d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 13 = 12351,75 \text{ cm}^2$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12351,75}{1384,75} = 8,92 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow V_2 = h - V_1 = 15 - 8,92 = 6,08 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 . A_{st} (V_2 - c)^2$$
$$= (8,92^3 + 6,08^3) \times \frac{100}{3} + 15 \times 5,65 \times (6,08 - 2)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 32560,38 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 . d} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,004$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) . \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,004} = 5,25$$

$$\lambda_u = \frac{2}{5} \lambda_i = 2,1$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,985$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 . d . A_a} = \frac{8,59 \times 10^6}{0,985 \times 130 \times 565} = 118,73 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 . f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} ; 0 \right\} = \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0004 \times 118,73 + 2,1} ; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \{0,081 ; 0\} = 0,081$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 . I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1,1 \times 32560,38}{1 + 0,081 \times 2,1} = 30609,71 \text{ cm}^4$$

D'où :

$$f = \frac{M_t . L^2}{10 . E_v . I_{fv}} = \frac{8,59 \times 10^6 \times 3500^2}{10 \times 10818,86 \times 30609,71 \times 10^4}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

$f = 3,18 \text{ mm} < \bar{f} = 7 \text{ mm}$ Flèche admissible.

Conclusion :

Ferraillage des escaliers :

- **Les armatures principales :**

Aux appuis : 4HA10, avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

En travée : 5HA12, avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Les armatures de répartition :**

Aux appuis : 4HA10, avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

En travée : 4HA10, avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Chapitre III : Calcul des éléments

III.4. POUTRE PALIERE :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension soumise à son poids propre ; sa portée est de **3,10 m** (longueurs libres entre nus d'appuis).

Elle est soumise à l'effet de son poids propre, du poids du mur extérieur (Double cloison) et de l'effort tranchant engendré par l'escalier.

III.4.1. Pré-dimensionnement de la poutre palière :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$
$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec : **h** : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

L : portée maximum entre nus d'appuis

- La hauteur de la poutre est donné par la formule suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} ; \quad L = 310 \text{ cm}$$
$$\Rightarrow \frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10}$$
$$\Rightarrow 20,67 \text{ cm} \leq h \leq 31 \text{ cm}$$

Soit :

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

- La largeur de la poutre est donné par la formule suivante :

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

D'où : $0,4 \times 35 \leq h \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq h \leq 24,5 \text{ cm}$

Soit :

$$b = 25 \text{ cm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

- Les vérifications relatives aux exigences du RPA : (RPA99/2003, Art 7.5.1)

Conditions	Poutre de chinage	Vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	35	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	25	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1,5	Vérifiée
$b_{max} \leq 1,5h+b$	77,5	Vérifiée

Tableau III-9 : Vérification des exigences du RPA

Les conditions sont vérifiées, la poutre à pour dimensions $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$

III.4.2. Evaluation des charges :

- **Poids propre de la poutre :** $G = \rho_{\text{béton}} \cdot b \cdot h = 25 \times 0,25 \times 0,35 = 2,19 \text{ kN/ml}$
- **Chargement dû aux réactions du palier :**
 Réaction du palier à l'ELU : $R_U = 50,26 \text{ kN}$
 Réaction du palier à l'ELS : $R_S = 36,30 \text{ kN}$

- **Combinaisons des charges :**

A l'ELU :

$$q_u = 1,35 G + R_U = 1,35 \times 2,19 + 50,26$$

$$q_u = 53,22 \text{ kN}$$

- **Calcul des efforts internes :**

Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{53,22 \times 3,10}{2}$$

$$\Rightarrow R_A = R_B = 82,50 \text{ kN}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$T(x) = -q_U \cdot x + R_A = -53,22x + 82,50$$

Pour :

$$\left[\begin{array}{l} x = 0 \Rightarrow T = 82,50 \text{ kN} \\ x = 3,10 \text{ m} \Rightarrow T = -82,50 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Moment isostatique :

$$M_0 = q_U \cdot \frac{l^2}{8} = 53,22 \times \frac{3,1^2}{8}$$

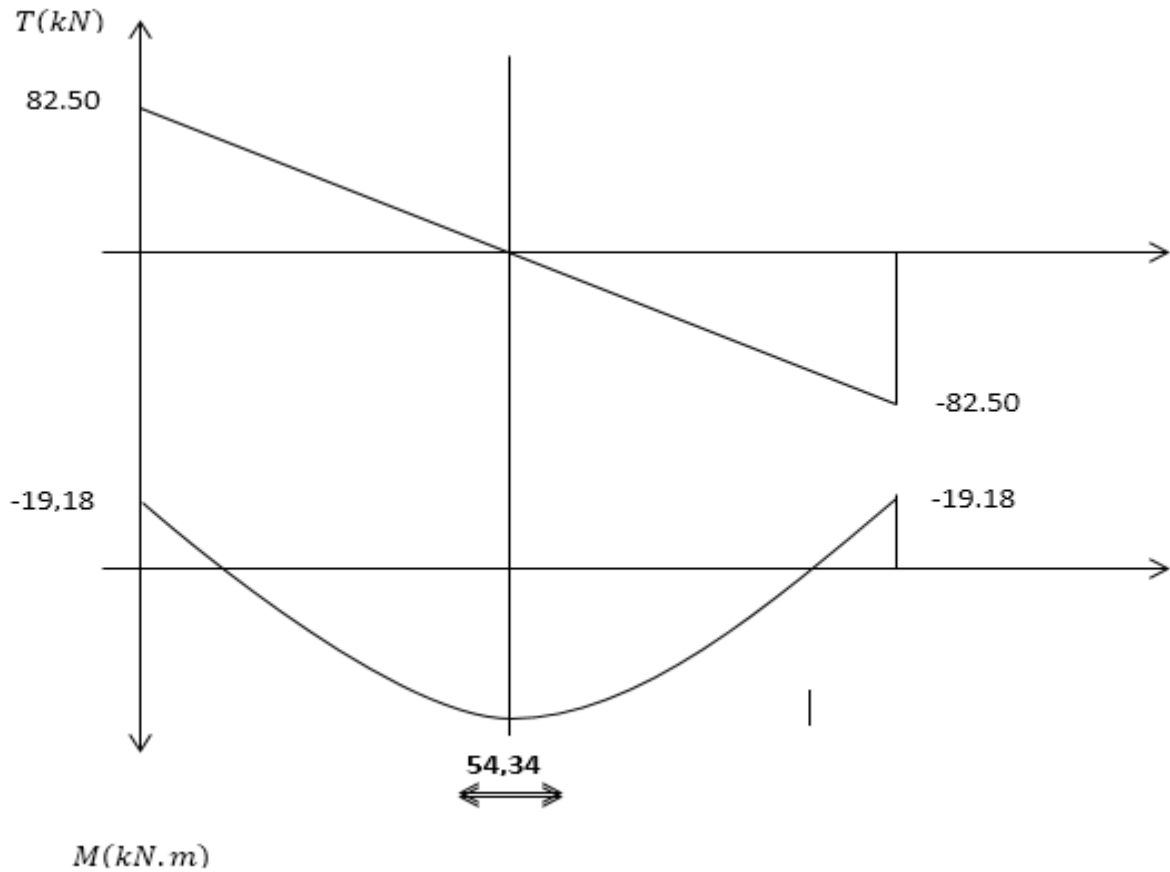
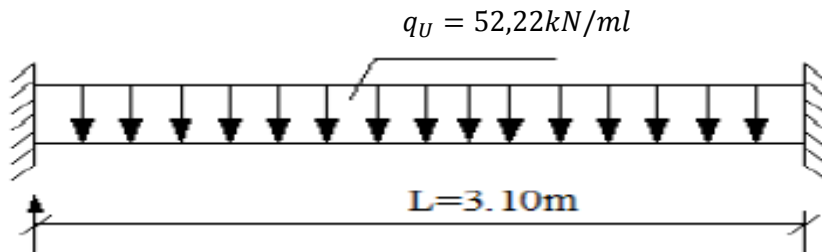
$$\Rightarrow M_0 = 63,93 \text{ kN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

- En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 63,93 = 54,34 \text{ kN.m}$$

$$M_a = -0,3 \times 63,93 = -19,18 \text{ kN}$$



III.4.3. Calcul des armatures :

$$b = 25 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 33 \text{ cm}$$

- Aux appuis :

$$M_{u_a} = -19,18 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{ua} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{19,18 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,049 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

D'ou :

$$\beta = 0,9745$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19,18 \times 10^3}{0,9745 \times 33 \times 348} = 1,71 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3HA12= 3,39 cm²**

- **En travée :**

$$Mu_t = 54,34 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{ut} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{54,34 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,141 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

D'ou :

$$\beta = 0,9235$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{54,34 \times 10^3}{0,9235 \times 33 \times 348} = 5,12 \text{ cm}^2$$

On opte pour **5HA12= 5,65 cm²**

Calcul des armatures transversales :

$$\theta_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1 \right\}$$

$$\theta_t \leq \min \left\{ \frac{350}{35}; \frac{250}{10}; 12 \right\} = \min\{10; 25, 12\} = 10 \text{ mm}$$

On prend un cadre et une épingle en HA8 **A_t=4HA8=2,01 cm²**

III.4.4. Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité : (BAEL91, Art A.4.2.)**

La section des armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_{Adoptée} > A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

D'où :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 250 \times 330 \times 2,1}{400} = 0,996 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,996 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,996 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} ; \psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma U_i}$$

ΣU_i = Somme des périmètres utiles

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,07 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} = \frac{82,50 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 150,7} = 1,84 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque d'entraînement des barres.}$$

Encrage des barres :..... (BAEL 91, Art 6.1.2)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{su} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,84 \text{ MPa} < \tau_{su} = 2,835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La longueur de scellement droit :

$$L_S = \frac{\theta \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$L_S = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Soit :

$$L_S = 45 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Chapitre III : Calcul des éléments

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

$$V_{max} = 82,50 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{82,50 \times 10^3}{250 \times 330} = 1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc : Pas de risque de cisaillement.

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (BAEL91, Art 5.1.3.2) :

- **Influence sur l'acier :**

$$A_u = \frac{V_u + \frac{M_{ua}}{0,9 \cdot d}}{\frac{f_e}{1,15}} = \frac{82,50 + \frac{19,18 \times 10^3}{0,9 \times 33}}{\frac{400}{1,15}} = 2,09 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_u = 2,09 \text{ cm}^2$$

- **Influence sur le béton :**

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 250 \times 330 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1,5} = 495 \text{ kN}$$

$$V_u = 82,50 \text{ kN} < 495 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Espacement des barres :

$$S_{t_{max}} \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_{t_{max}} \leq \min\{29,70 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 29,70 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

Selon le RPA version 2003 (Art 7.5.2) l'espacement doit vérifier :

- **Aux appuis :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{35}{4} = 8,75 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

Selon le RPA les premières armatures transversales doivent être disposés à 5cm au plus du nu de l'appui.

- **En travée :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,50 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 17 \text{ cm}$

Chapitre III : Calcul des éléments

III.4.5 Calcul à l'ELS :

Combinaison des charges :

$$q_s = G + R_s = 2,19 + 36,30$$

$$q_s = 38,49 \text{ kN}$$

- **Calcul des efforts internes :**

Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{38,49 \times 3,10}{2}$$

$$\Rightarrow R_A = R_B = 59,66 \text{ kN}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$T(x) = -q_s \cdot x + R_A = -38,49x + 59,66$$

Pour :

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \Rightarrow T = 59,66 \text{ kN} \\ x = 3,10 \text{ m} \Rightarrow T = -59,66 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Moment isostatique :

$$M_0 = q_s \cdot \frac{l^2}{8} = 38,49 \times \frac{3,1^2}{8}$$

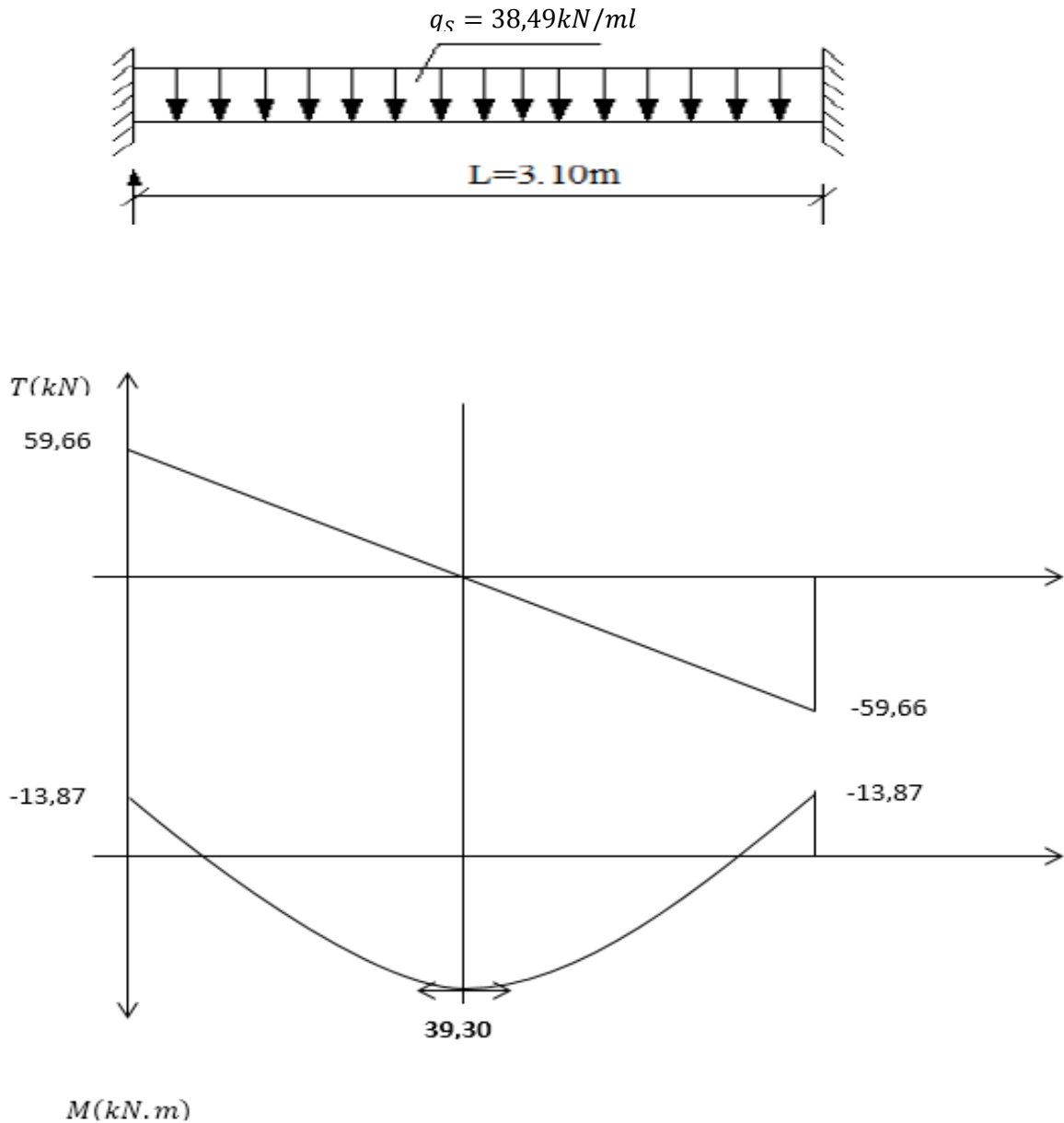
$$\Rightarrow M_0 = 46,24 \text{ kN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 46,24 = 39,30 \text{ kN.m}$$

$$M_a = -0,3 \times 46,24 = -13,87 \text{ kN}$$

Chapitre III : Calcul des éléments



III.4.6 Vérification à l'ELS :..... (BAEL91, Art 4.5.2)

- Etat limite de compression du béton :

On doit avoir : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{ MPa}$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} ; \sigma_{st} = \frac{M_S}{A_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,411$$

Zone	M_S (kN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	k	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification s $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	39,30	5,65	0,685	0,879	26,32	239,79	9,11	15	Cond.vérifié
Appuis	13,87	3,39	0,411	0,901	35,50	137,61	3,88	15	Cond.vérifié

Tableau III-10 : Vérification des contraintes du béton

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La poutre palière n'est pas exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire (BAEL91/ Article A.4.5, 32) [14].

III.4.7 Vérification de la flèche :..... (BAEL99/ Art b.6.5.2)

On peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_{st}}{10M_{0s}} \\ \frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

- $\frac{h}{L} = \frac{35}{310} = 0,113 > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow$ Condition vérifiée

Chapitre III : Calcul des éléments

- $\frac{h}{L} = 0,113 > \frac{M_{st}}{10M_{oS}} = \frac{39,30}{10 \times 46,24} = 0,085 \Rightarrow$ Condition vérifiée
- $\frac{A_t}{b.d} = \frac{5,65}{25 \times 33} = 0,0068 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,011 \Rightarrow$ Condition vérifiée

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

Conclusion

Après les différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferrailage suivant pour la poutre palière :

- Armatures principales :

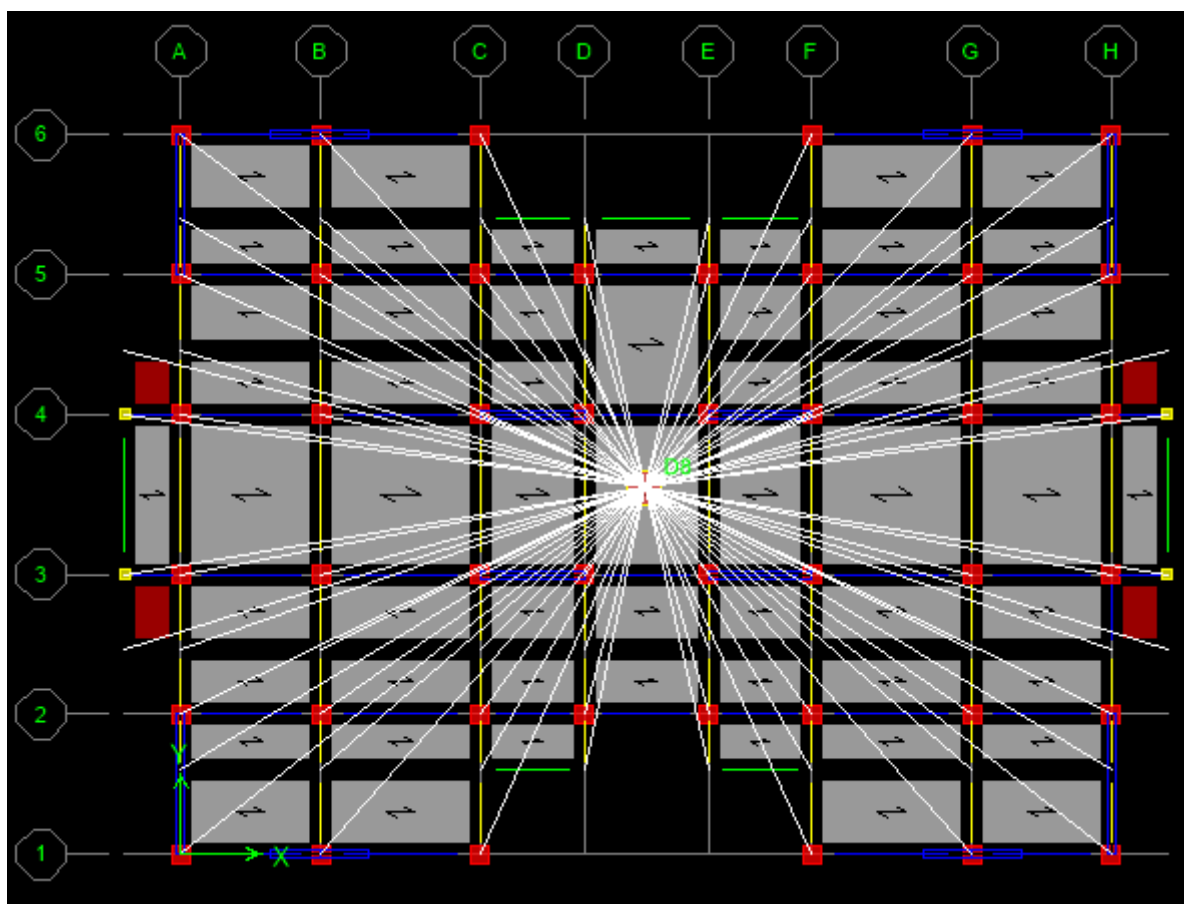
- En travée : **(3HA12 + 2HA12) = 5,65 cm²**
- Aux appuis : **3HA12 = 3,39 cm²**

- Armatures de répartition :

On a opté pour un diamètre $\theta = 8$ mm avec espacement de :

- En travée : **4HA8**, Et un espacement $S_t = 15$ cm
- Aux appuis : **4HA8**, Et un espacement $S_t = 10$ cm

CHAPITRE IV:
Modélisation de la structure



Chapitre IV : Modélisation de la structure

IV.1)- Introduction :

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

IV.2)Logiciel utilisé pour la modélisation :

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. Pour cette raison, on fait appel à l'outil informatique basé sur la méthode des éléments finis (**MEF**) afin d'avoir les résultats les plus approchés dans des délais raisonnables. Elle nécessite aussi la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

On dispose de 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 9.7.0**

IV.2.1)-Présentation du logiciel ETABS :

L'**ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS)** est un Logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une Bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures.

L'**ETABS** offre de Nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc...

Chapitre IV : Modélisation de la structure

IV.3)- Principe de la MEF :

La modélisation de la structure se fait par la méthode des éléments finis, qui est une généralisation de la méthode des déformations, pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis connectés entre eux par des noeuds situés sur les limites de ces éléments. La structure peut être considérée comme un assemblage d'éléments indépendants.

La structure étant subdivisée, peut être analysée. Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation polynomiale (fonction de forme) détermine la relation entre la déformation et la force nodale. Cette fonction peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale.

Cette relation est connue sous le nom de « matrice de rigidité de l'élément ».

Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi, en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds.

Enfin, la solution consiste à déterminer ces déformations. Puis, les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.4)- Etapes de modélisation :

L'**ETABS** se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera **la version 9.7.0** dont les Principales étapes sont les suivantes :

1. Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles,...)
4. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA 99/version2003
5. Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
6. Définition du séisme ;
7. Introduction des combinaisons d'actions ;
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
10. Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.5)- Manuel d'utilisation de l'ETABS :

- **1^{ER} ETAPE :**

La première étape consiste à spécifier **la géométrie de la structure**

Chapitre IV : Modélisation de la structure

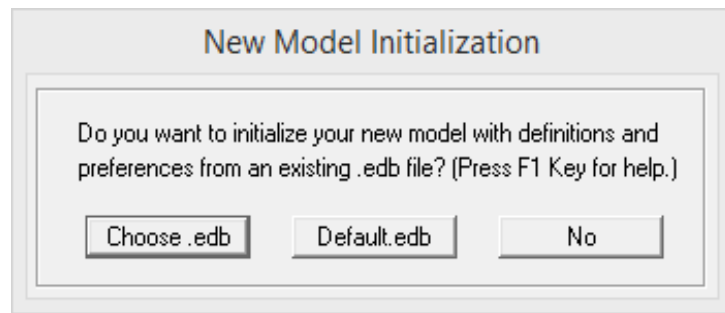
a)- Choix des unités :

Au bas de l'écran, on sélectionne **kN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements.



b)- Géométrie de la base :

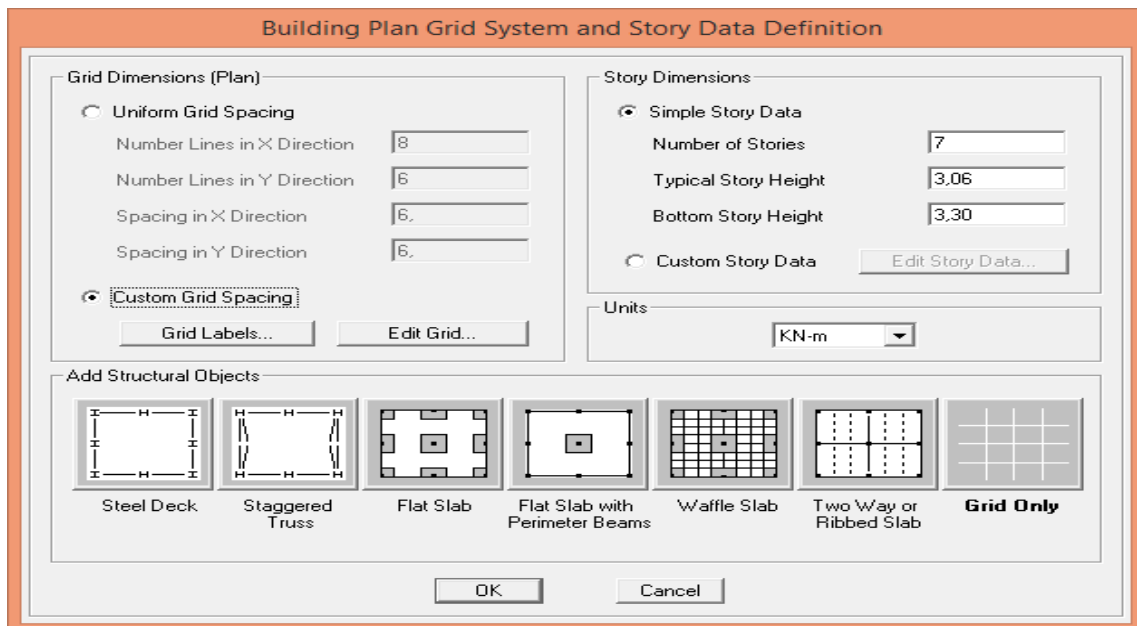
En haut de l'écran à gauche, on sélectionne : **File new** → **model** → **No**



Cette fenêtre nous permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant le sens x-x et leurs longueurs.
- Le nombre de portiques suivant le sens y-y et leurs longueurs.
- Le nombre d'étage et leurs différentes hauteurs.

Et pour cela on suit les étapes suivantes :

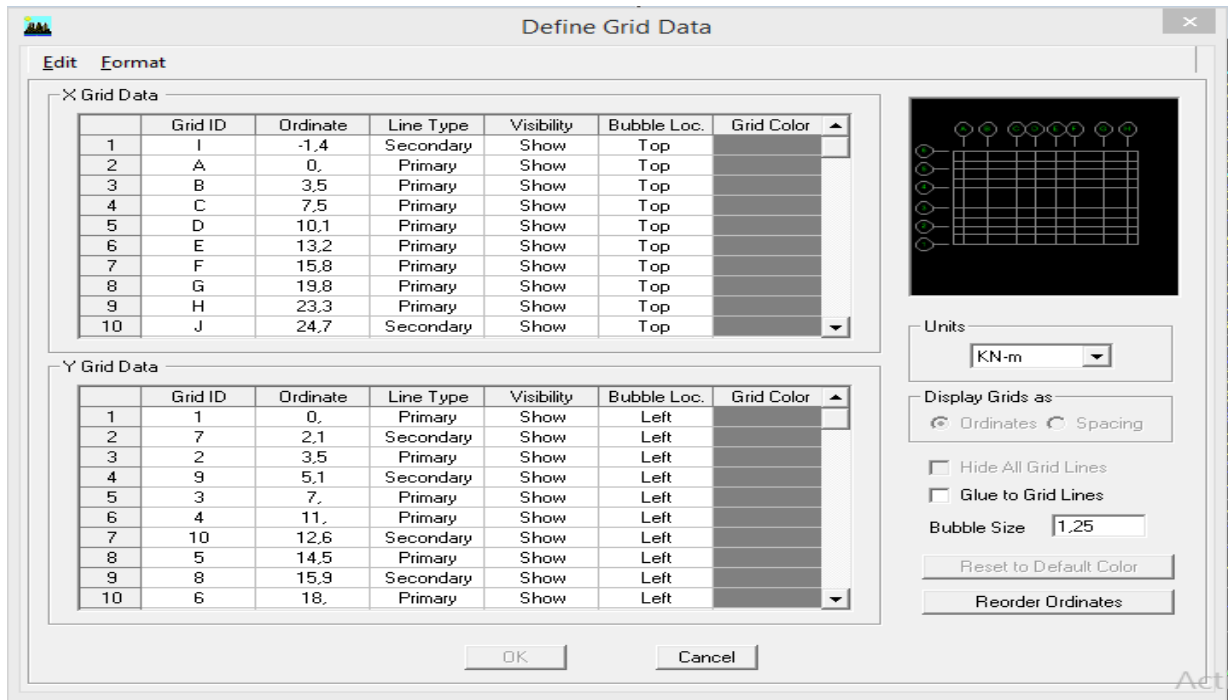


Chapitre IV : Modélisation de la structure

c)- Modification de géométrie de base :

Pour modifier les longueurs des trames en clique sur bouton droit on choisit **Edit Grid Data**,

Et on remplit les tableaux comme suit :



- On introduit les longueurs de chaque travée dans les deux directions
- On valide avec OK

d)- Pour la hauteur des niveaux :

Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis

Edit Story Data, et on remplit le tableau comme suit :

Chapitre IV : Modélisation de la structure

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
8	ETAGE 5	3,06	22,68	Yes		No	0,
7	ETAGE 4	3,06	19,62	No	STORY7	No	0,
6	ETAGE 3	3,06	16,56	No	STORY7	No	0,
5	ETAGE 2	3,06	13,5	No	STORY7	No	0,
4	ETAGE 1	3,06	10,44	No	STORY7	No	0,
3	RDC	3,30	7,38	No	STORY7	No	0,
2	S/SDL	4,08	4,08	No	STORY7	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units:

Après introduction des données, comme il est indiqué sur la figure ci-dessus,

On valide et on aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

- **2^{ème} ETAPE :**

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton. On clique sur :

Define —> **Material Properties**

En sélectionnant **CONC**,

Define Materials

Materials:

- CONC
- OTHER
- STEEL

Click to:

En cliquant sur **Modify/Show Material**

Dans cette fenêtre, on introduit les valeurs comme suivant:

Chapitre IV : Modélisation de la structure

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a material named 'CONC'. The 'Material Name' field contains 'CONC'. The 'Type of Material' is set to 'Isotropic'. The 'Type of Design' is set to 'Concrete'. The 'Analysis Property Data' section includes: Mass per unit Volume (2,5), Weight per unit Volume (25), Modulus of Elasticity (32164200), Poisson's Ratio (0,2), Coeff of Thermal Expansion (9,900E-06), and Shear Modulus (13401750). The 'Design Property Data (Eurocode 2:2004)' section includes: Charact. Conc Cyl Strength, fck (25000), Bending Reinf. Yield Stress, fyk (400000), Shear Reinf. Yield Stress, fywk (400000), and a checkbox for 'Lightweight Concrete' which is unchecked. The 'Display Color' is set to a cyan color. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Pour le plancher en corps creux on définit le matériau **Other**, En introduisant les valeurs comme suivant :

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a material named 'OTHER'. The 'Material Name' field contains 'OTHER'. The 'Type of Material' is set to 'Isotropic'. The 'Type of Design' is set to 'None'. The 'Analysis Property Data' section includes: Mass per unit Volume (0), Weight per unit Volume (0), Modulus of Elasticity (1,999E+08), Poisson's Ratio (0,3), Coeff of Thermal Expansion (1,170E-05), and Shear Modulus (76884615). The 'Design Property Data' section is empty. The 'Display Color' is set to a red color. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

• 3^{ème} ETAPE :

Dans cette partie on va définir les **propriétés géométriques** des éléments (poteaux, poutres, voiles), et les affecte dans la structure.

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (PP) et ceci de la manière suivante:

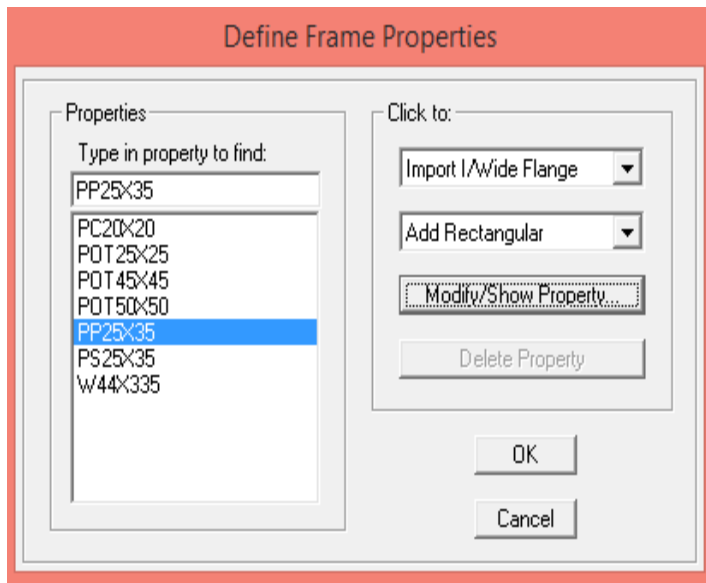
Nous choisissons le menu : **Define** → **Frame Sections**

On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne : **Add Rectangular**

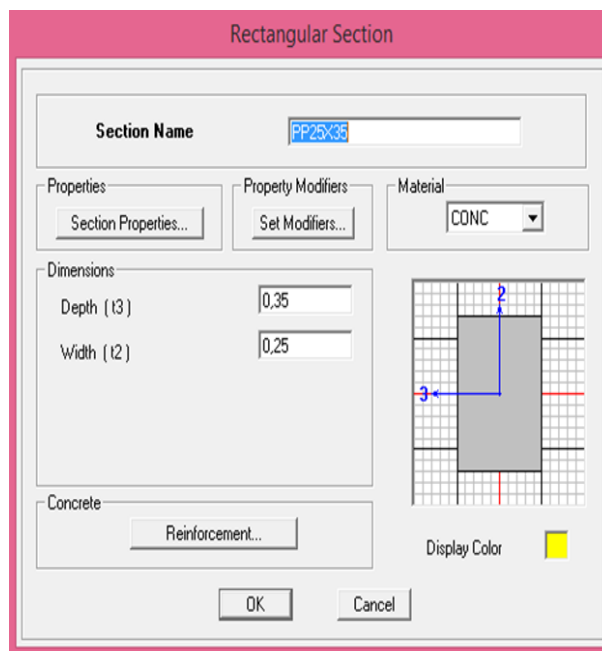
Pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser

Chapitre IV : Modélisation de la structure

sont rectangulaires).



On procède de la même manière pour toutes les sections rectangulaires poutres et poteaux.

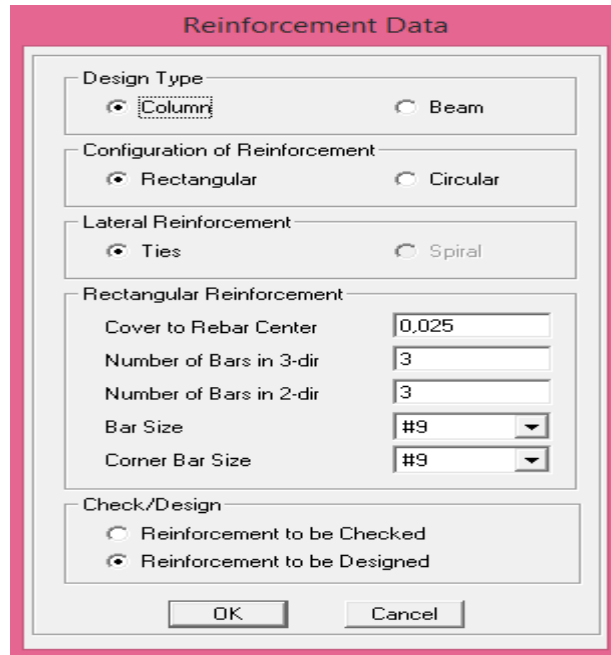


Différence entre les données des poteaux et des poutres :

En cliquant sur **Reinforcement Data**

Chapitre IV : Modélisation de la structure

- Poteaux :

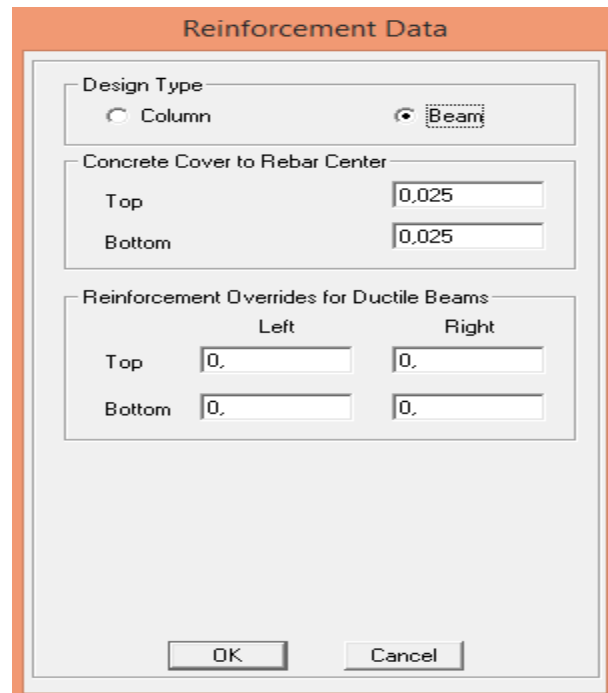


The dialog box is titled "Reinforcement Data" and is used for configuring reinforcement for a column. It contains the following sections:

- Design Type:** Radio buttons for "Column" (selected) and "Beam".
- Configuration of Reinforcement:** Radio buttons for "Rectangular" (selected) and "Circular".
- Lateral Reinforcement:** Radio buttons for "Ties" (selected) and "Spiral".
- Rectangular Reinforcement:**
 - Cover to Rebar Center: 0,025
 - Number of Bars in 3-dir: 3
 - Number of Bars in 2-dir: 3
 - Bar Size: #9
 - Corner Bar Size: #9
- Check/Design:** Radio buttons for "Reinforcement to be Checked" and "Reinforcement to be Designed" (selected).

Buttons for "OK" and "Cancel" are located at the bottom.

- Poutres :



The dialog box is titled "Reinforcement Data" and is used for configuring reinforcement for a beam. It contains the following sections:


- Design Type:** Radio buttons for "Column" and "Beam" (selected).
- Concrete Cover to Rebar Center:**
 - Top: 0,025
 - Bottom: 0,025
- Reinforcement Overrides for Ductile Beams:**

	Left	Right
Top	0,	0,
Bottom	0,	0,

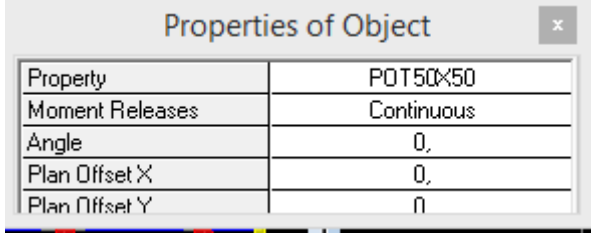
Buttons for "OK" and "Cancel" are located at the bottom.

Chapitre IV : Modélisation de la structure


Modélisation des éléments barres (poteaux et poutres) :

- **Poteaux** : On clique sur l'icône 

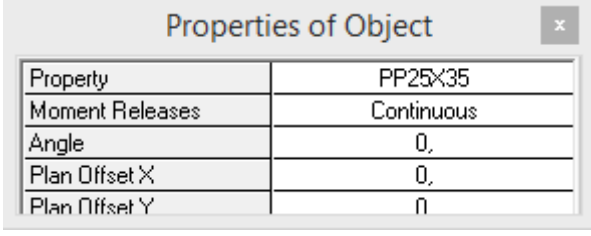
On choisit le nom de la section (POT50x50) et on l'affecte à sa position dans la structure.



Property	POT50x50
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0

- **Poutres** : On clique sur l'icône 

On choisit le nom de la section (PP25x35) et on l'affecte à sa position dans la structure.



Property	PP25x35
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0

Et ils seront affectés comme suit

- Poutre principales suivant **y-y**
 - Poutres secondaires suivant **x-x**
- Nous procéderont de la même manière pour la modélisation des autres poteaux et poutres.

Chapitre IV : Modélisation de la structure

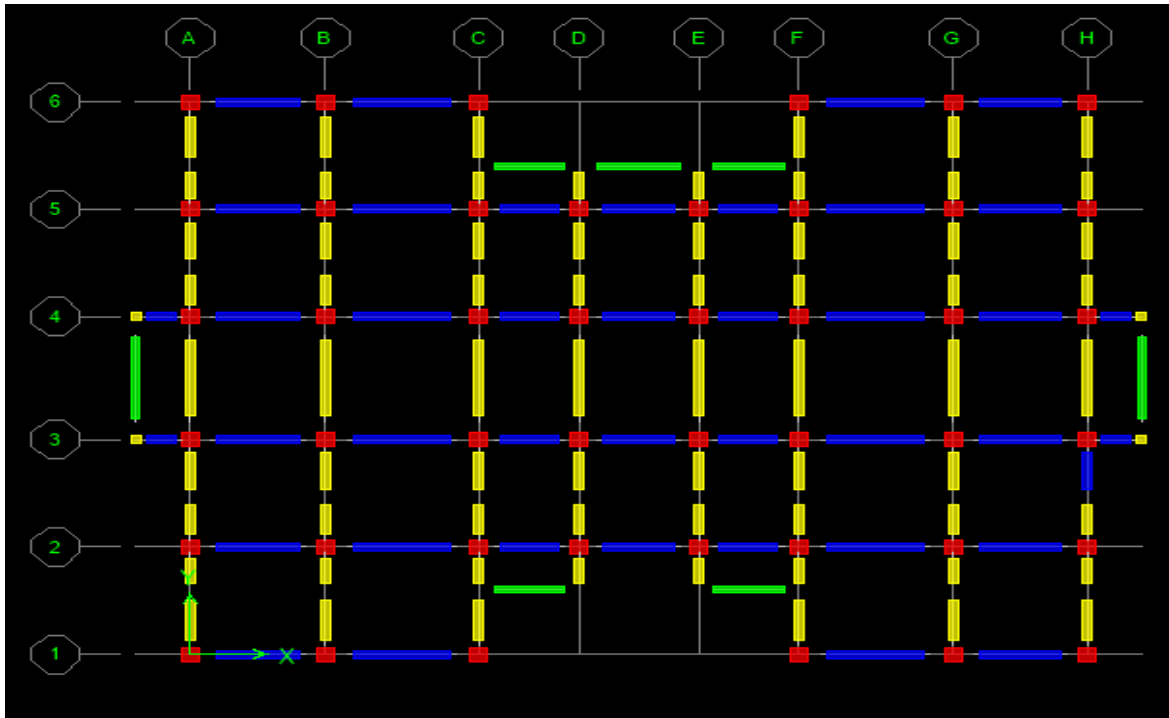


Figure (IV.1) : disposition des poutres et poteaux

Après avoir fini de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux **éléments plaques** (voiles, planchers)

On choisit le menu :

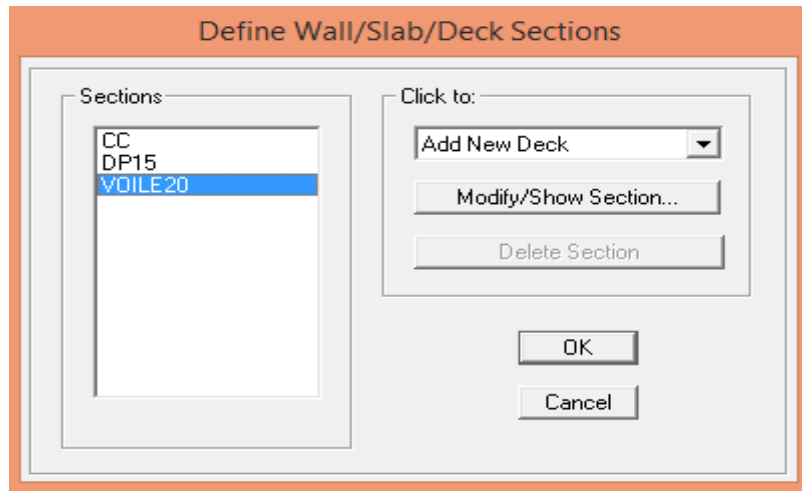
Pour le dimensionnement des planchers

Define → **Wall/Slab/Deck sections** → **Add New Slab**

Pour le dimensionnement des voiles

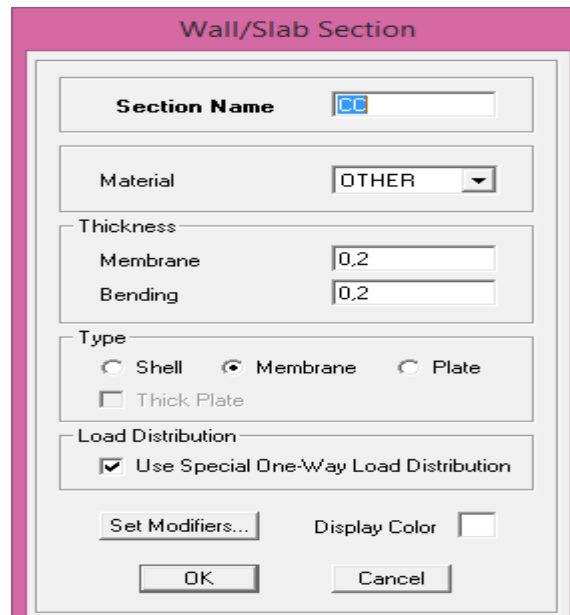
Define → **Wall/Slab/Deck sections** → **Add New Wall**

Chapitre IV : Modélisation de la structure



- **Élément corps creux :**

Define → Wall/Slab/Deck sections → Add New Slab



- **Dalle pleine :**

Define → Wall/Slab/Deck sections → Add New Slab

Chapitre IV : Modélisation de la structure

The screenshot shows the 'Wall/Slab Section' dialog box with the following settings:

- Section Name: DP15
- Material: CONC
- Thickness: Membrane: 0,15; Bending: 0,15
- Type: Shell, Membrane, Plate, Thick Plate
- Load Distribution: Use Special One-Way Load Distribution
- Buttons: Set Modifiers..., Display Color (red square), OK, Cancel

- Voiles :

Define → Wall/Slab/Deck sections → Add New Wall

The screenshot shows the 'Wall/Slab Section' dialog box with the following settings:

- Section Name: VOILE20
- Material: CONC
- Thickness: Membrane: 0,2; Bending: 0,2
- Type: Shell, Membrane, Plate, Thick Plate
- Load Distribution: Use Special One-Way Load Distribution
- Buttons: Set Modifiers..., Display Color (blue square), OK, Cancel

Figure V-7: Dimensionnement des dalles pleines et des voiles et du plancher corps creux

Chapitre IV : Modélisation de la structure

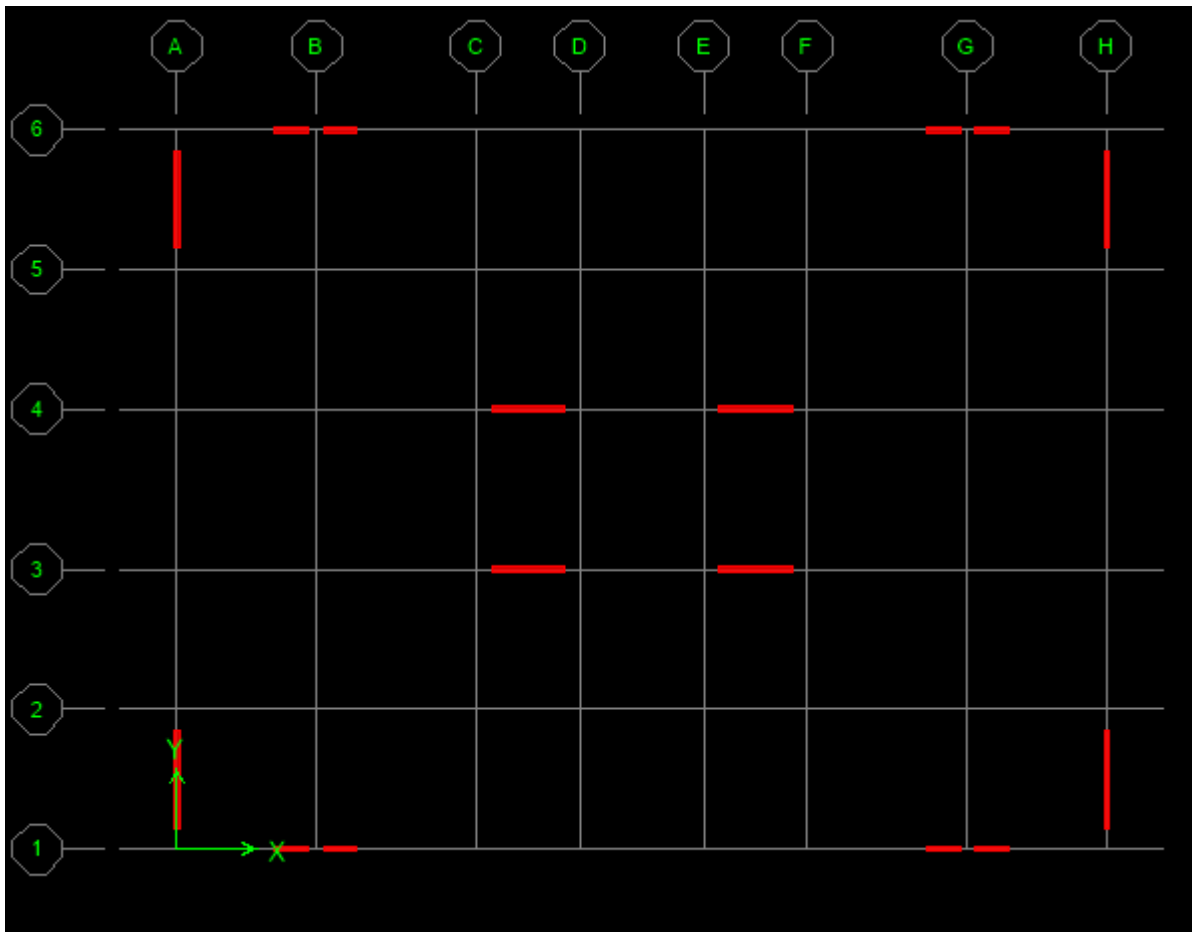
Modélisation des éléments plaques (planchers et voiles):

- Voile : On clique sur l'icone

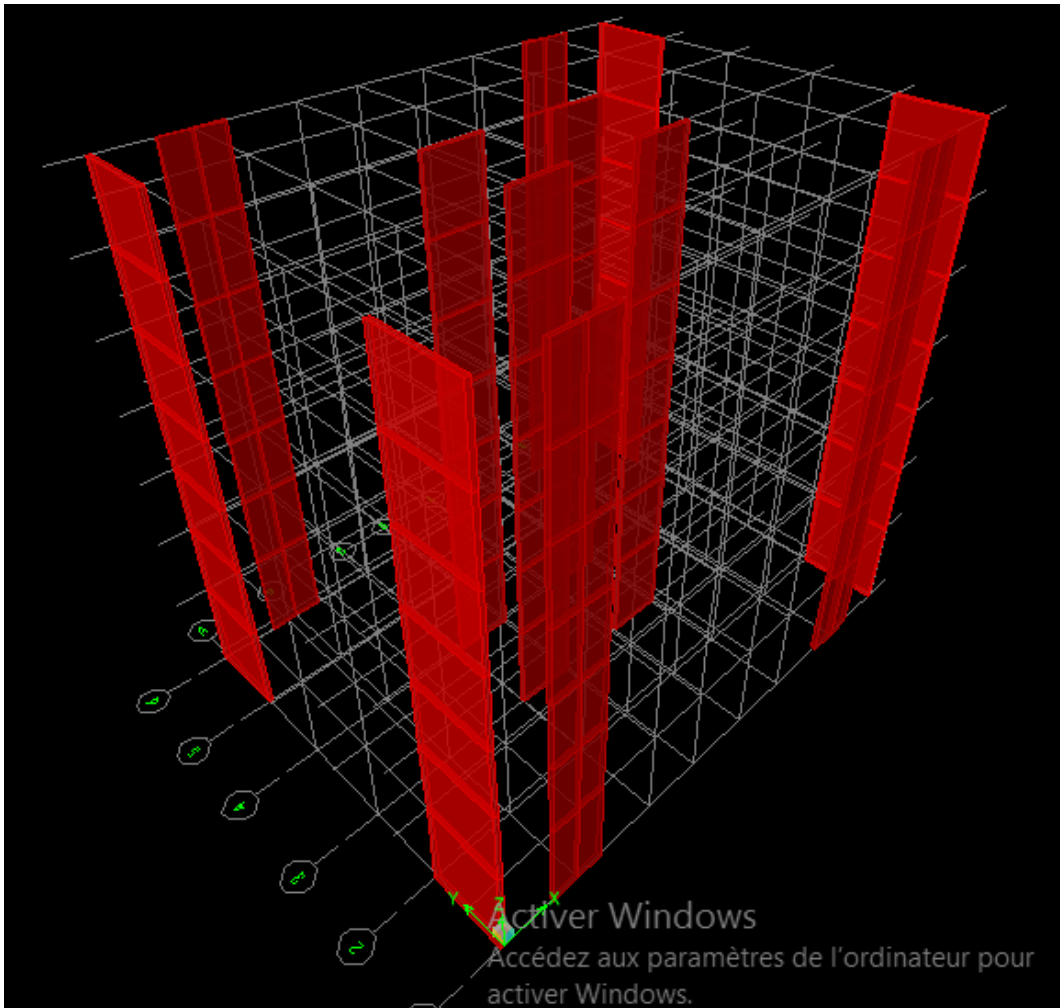


Type of Area	Pier
Property	VOILE20
Plan Offset Normal	0,
Auto Pier/Spandrel IDs?	No
Drawing Control	None <space bar>

Qui seront disposés comme suit :



Vue en 2D



Vue en 3D

Figure (IV.2) : disposition des voiles

d)- Plancher à corps creux et Dalle pleine : On clique sur l'icone



Property	CC
Local Axis	0,
Drawing Control	None <space bar>

Chapitre IV : Modélisation de la structure

Et il seront affectés comme suit :

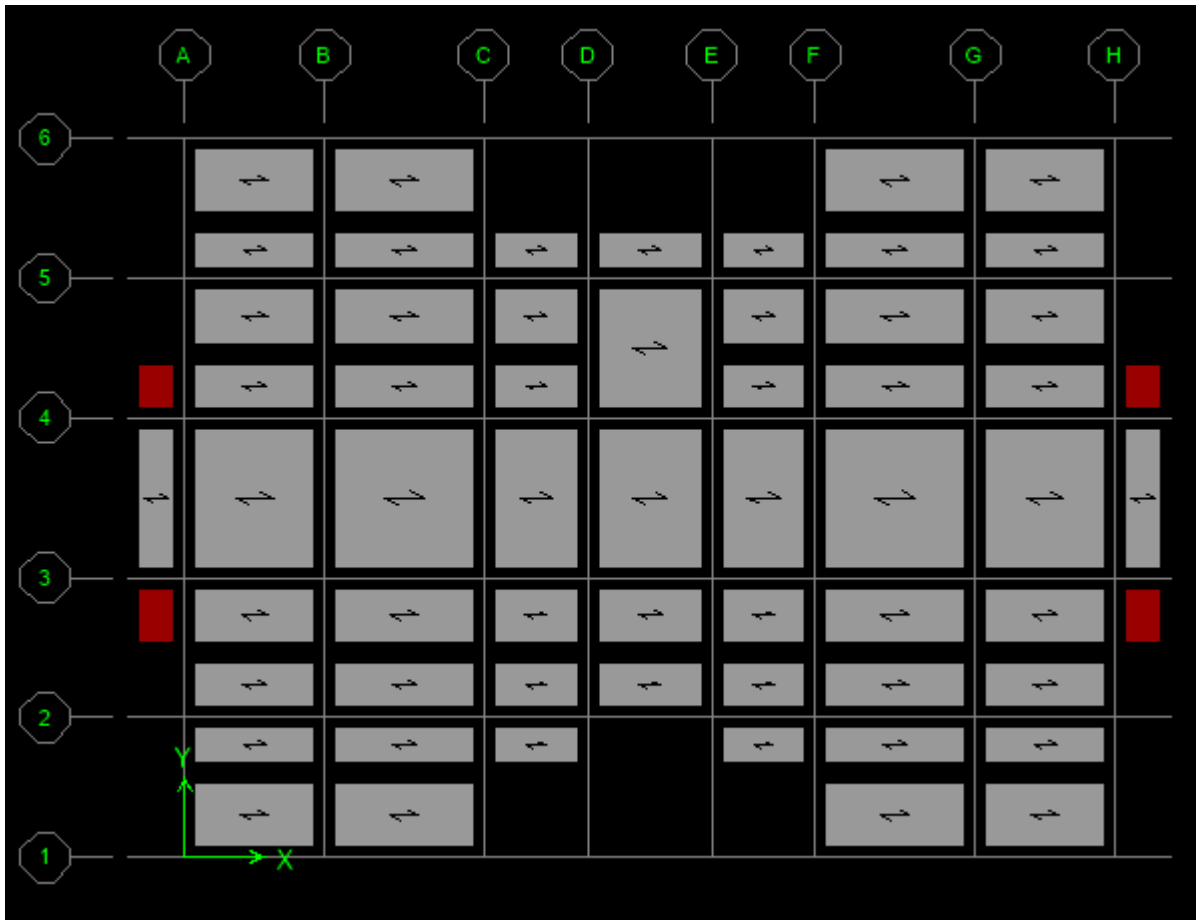


Figure (IV.3) : Plancher à corps creux, Dalle pleine

Et on aura notre structure comme montré ci-dessous :

Chapitre IV : Modélisation de la structure

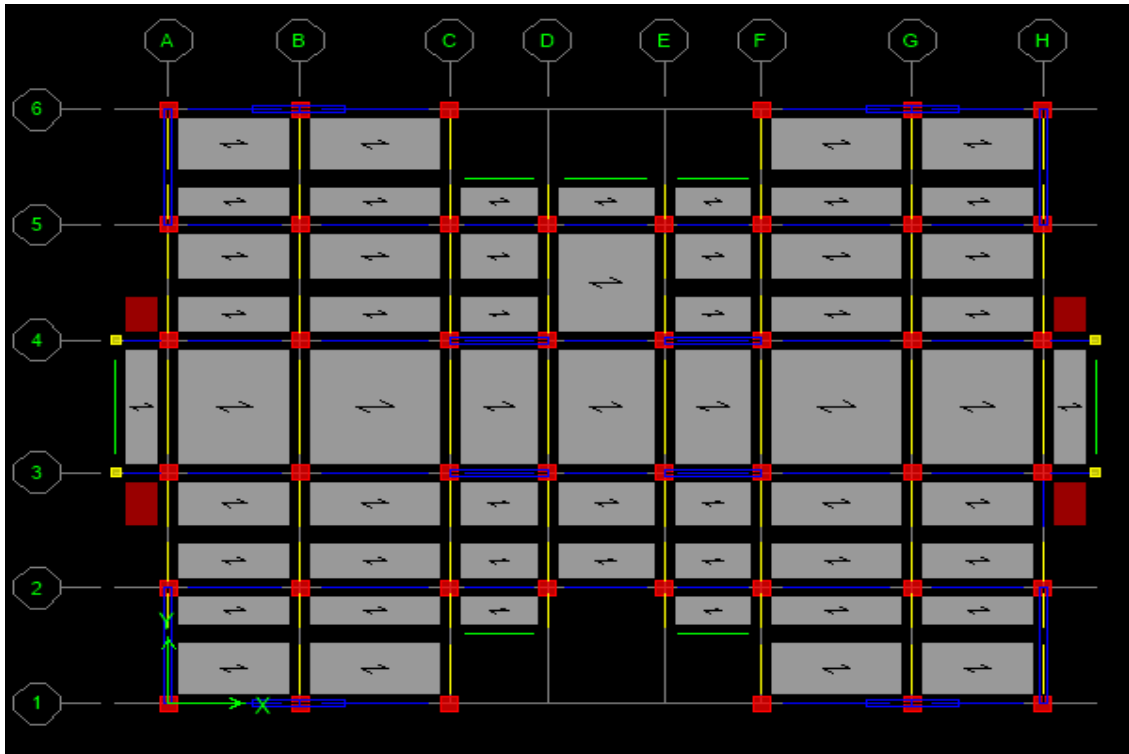


Figure (IV.4) : Vu en plan de la structure

- **4^{ème} ETAPE :**

Pour le calcul dynamique de la structure on doit introduire un spectre de réponse, ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre T .

- Données à introduire dans le logiciel

- **Zone sismique :**

Zone III (Zone moyenne sismicité, RPA 2003 Art 3.1)

- **Groupe d'usage :**

Groupe 2 (Ouvrages courants, RPA 2003 Art 3.2)

- **Site :**

Site : **S3 site meuble**

- **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Conditions minimales sur les files de contreventement,

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03)

Chapitre IV : Modélisation de la structure

- _ la redondance en plan,

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées, dont le rapport des portées n'exécède pas 1,5

- _ la régularité en plan,

La structure est classée non régulière en plan

- _ la régularité et en élévation,

La structure est classée non régulière en élévation

- _ Contrôle de la qualité des matériaux,
- _ Contrôle de la qualité de l'exécution.

Ces deux derniers critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

La valeur Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum Pq$
 Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non"

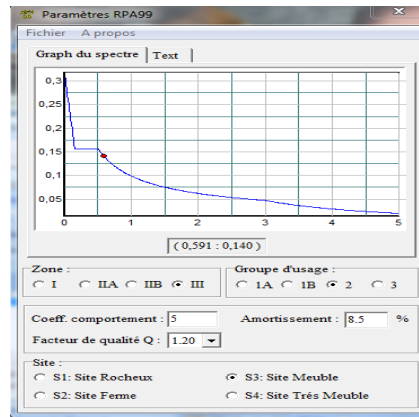
Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du Contreventement	Non observé	0,05
Redondance en plan	Non observé	0,05
Régularité en plan	Observé	0,00
Régularité en élévation	Observé	0,00
Contrôle de la qualité des matériaux	Non observé	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non observé	0,05
		Q = 1,20

Tableau (IV.1) : Facteur de qualité Q

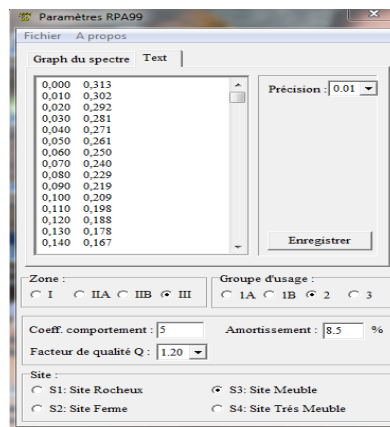
Après avoir vérifiée les conditions ci-dessus on trouve le facteur de qualité $Q = 1,20$

En introduit dans le logiciel comme il est montré ci-dessous :

Chapitre IV : Modélisation de la structure

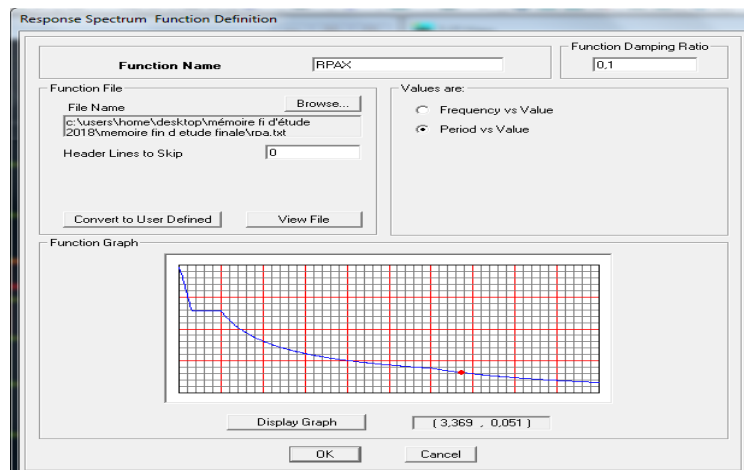


On Clique sur **Text** → enregistré



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define → **Response spectrum** → **Function spectre from file.**



- **5^{ème} ETAPE :**

Cette étape consiste a définir les charges sismiques **E**

Chapitre IV : Modélisation de la structure

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur :

Define → **Response Spectrum Cases** → **Add New Spectrum.**

Et on les remplit comme il est montré dans les fenêtres ci-dessous :

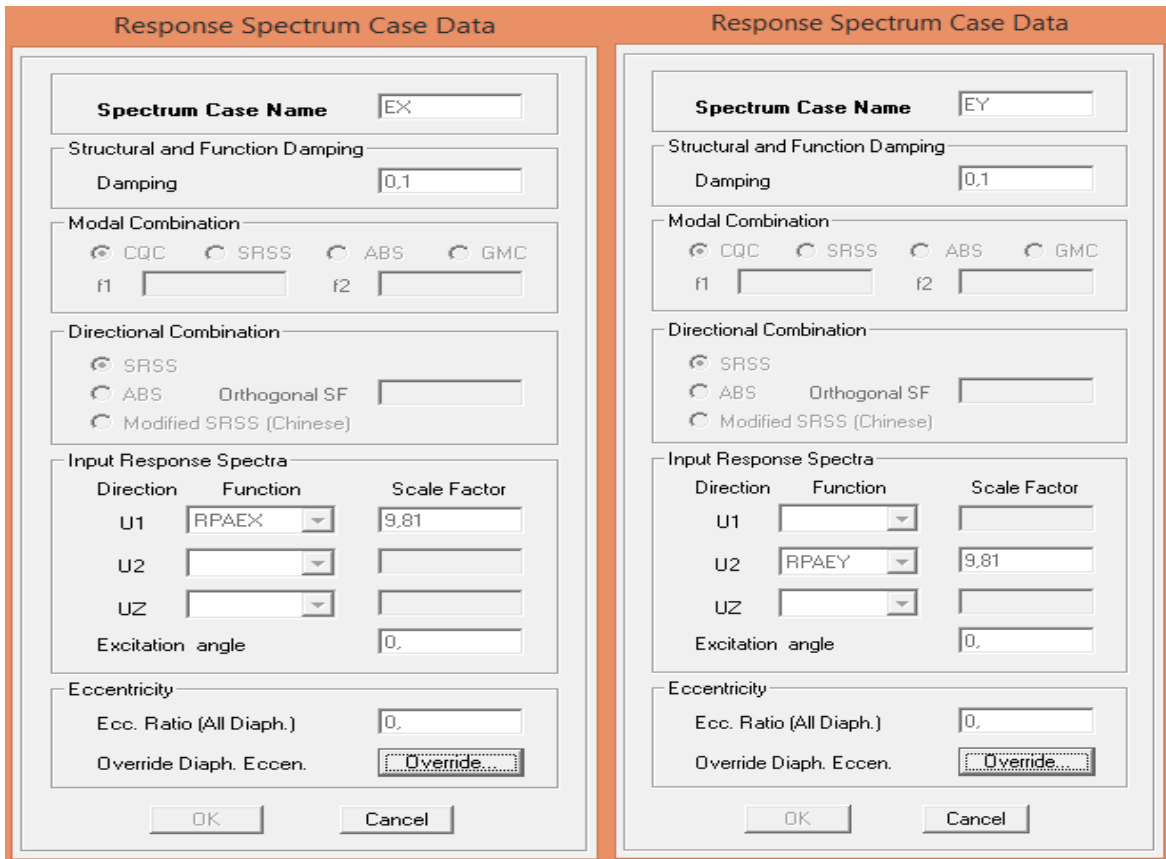


Figure V-5: Définition du chargement EX et EY

- **6^{ème} ETAPE :**

Cette étape consiste au chargement des éléments

Les éléments surfacique : On prend chaque élément surfacique (les planchers à corps creux et les dalles pleines) et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur :

Assign → **Shell/areas load** → **Uniform.**

Chapitre IV : Modélisation de la structure

Uniform Surface Loads

Load Case Name: G Units: KN-m

Uniform Load: Load: 5,61 Direction: Gravity

Options: Add to Existing Loads Replace Existing Loads Delete Existing Loads

OK Cancel

- Pour les éléments linéaires (acrotère)

Assign → Fram /lines loads → Distributed.

Frame Distributed Loads

Load Case Name: G Units: KN-m

Load Type and Direction: Forces Moments Direction: Gravity

Options: Add to Existing Loads Replace Existing Loads Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads:

	1	2	3	4
Distance	0,	0,25	0,75	1,
Load	0,	0,	0,	0,

Relative Distance from End-I Absolute Distance from End-I

Uniform Load: Load: 1,67

OK Cancel

- **7^{ème} ETAPE :**

Introduction des combinaisons d'action.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Chapitre IV : Modélisation de la structure

a)- Combinaisons aux états limites :

$$\text{BAEL91} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \longrightarrow 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} \longrightarrow G + Q \end{array} \right.$$

b)- Combinaisons accidentelles du RPA :

$$\text{RPA99} \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **Loads Combinations** → **Add New Combo.**

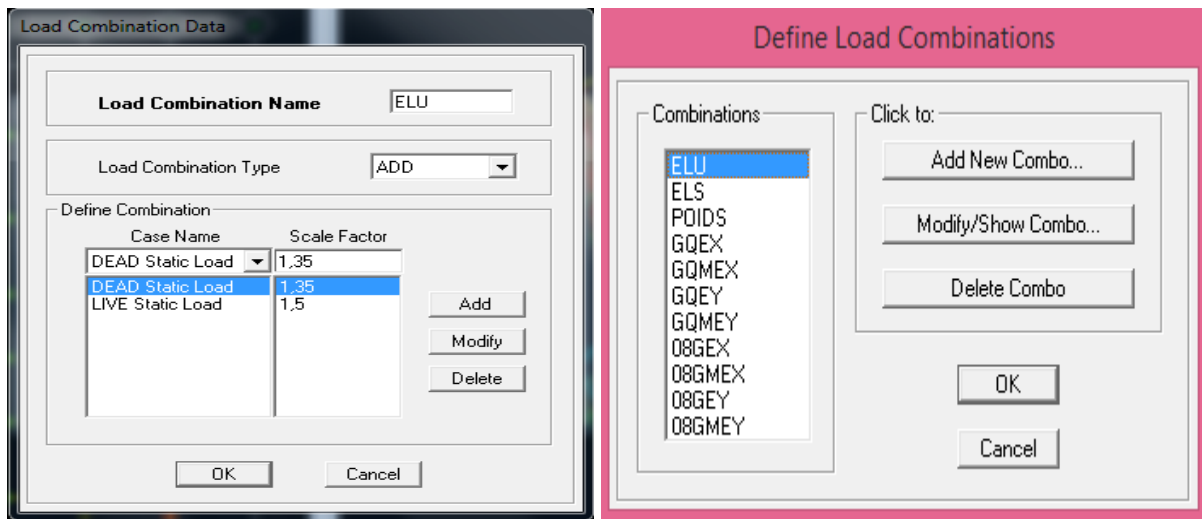


Figure V-6: Introduction des combinaisons d'action

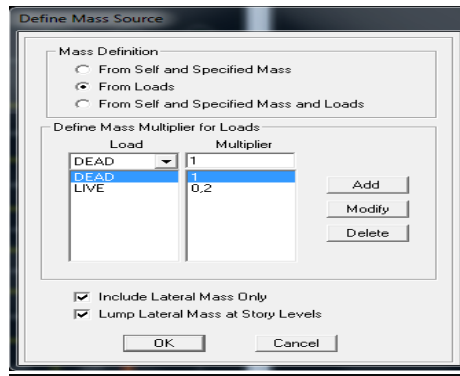
- **8^{ème} ETAPE :**

Introduction de la masse sismique

La masse peut être définie dans l'**ETABS** et ceci de la manière suivante :

Define → **mass source** → **From Loads**

Chapitre IV : Modélisation de la structure



- **9^{ème} ETAPE :**

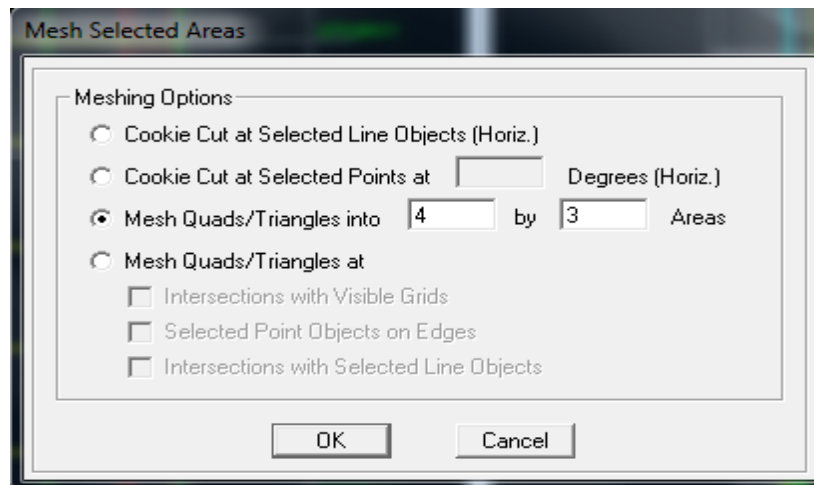
Cette étape consiste à faire le maillage pour les voiles et les dalles pleines

Pour faire le maillage on suit les étapes suivantes :


Sélectionnez tous les voiles.

Edit —————> **Mesh Areas**

Une fenêtre s'affichera et elle sera remplie comme suit



- **10^{ème} ETAPE :**

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux et les voiles sont encastres au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuent un encastrement en cliquant sur l'icône la  fenêtre ci-après s'affichera :

Chapitre IV : Modélisation de la structure



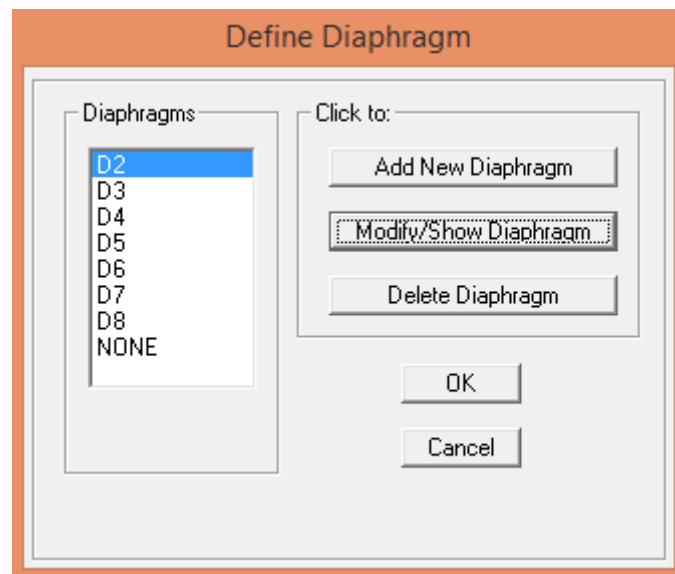
On clique sur l'icône de l'encastrement  et tous les nœuds seront encastrés.

- **11^{ème} ETAPE :**

Les planchers sont supposés infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et leurs masse supposées concentrées en leurs centres de masse (nœud maitre), Alors on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur:

Defin → Diaphragm → Add New Diaphragm.



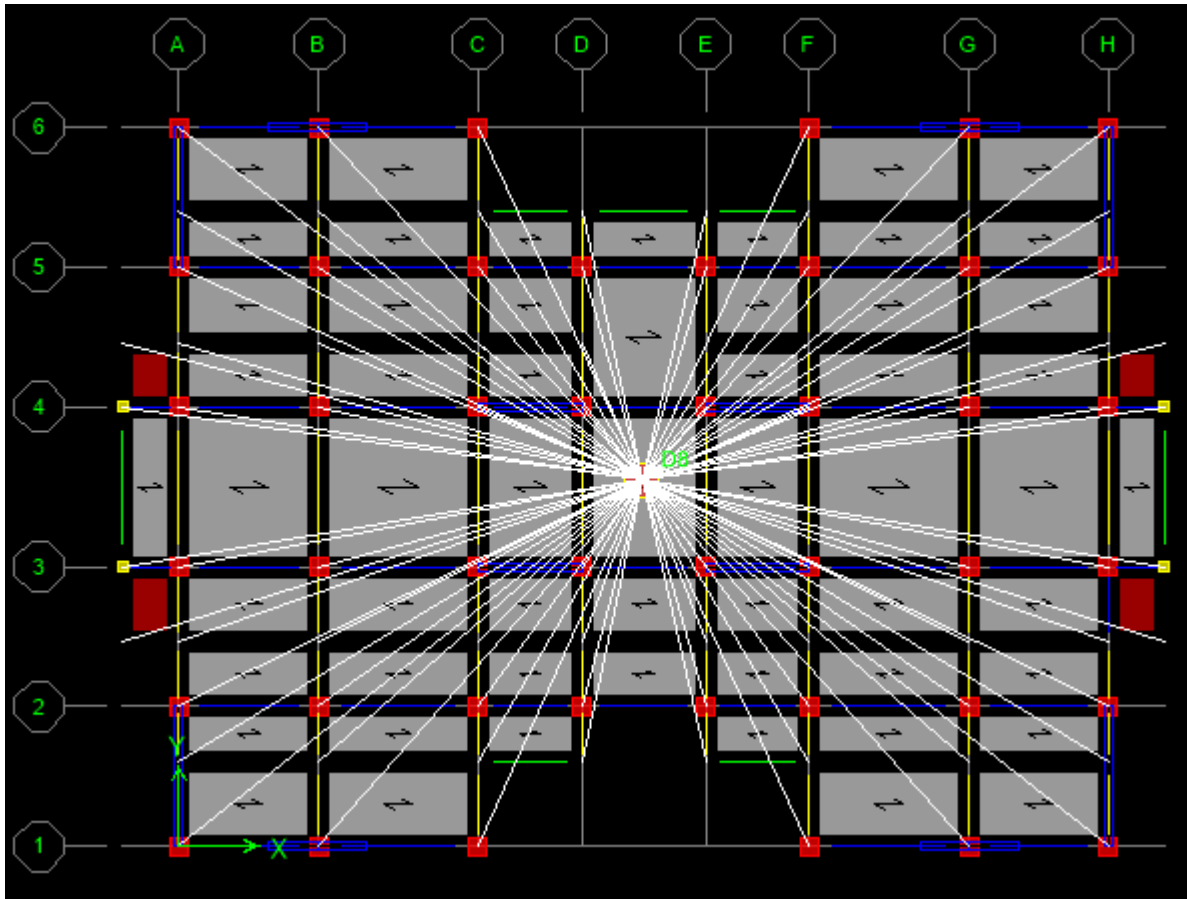


Figure IV-7: Définition des diaphragmes

• **12^{ème} ETAPE :**

Consiste à démarrer l'exécution du programme d'analyse en spécifiant le nombre de modes propres à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu. **Pour augmenter le nombre de mode de vibration :**

Analyze → Set analyz Options /Cocher Dynamic Analysis → Set Dynamic Parameter

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit « **Number of Modes** » et on valide avec **OK**, validé une autre fois dans la fenêtre de «**Analysis option**».

Pour le lancement de l'analyse :

Analyze → **Run Analysis** ou on clique sur le bouton **F5**

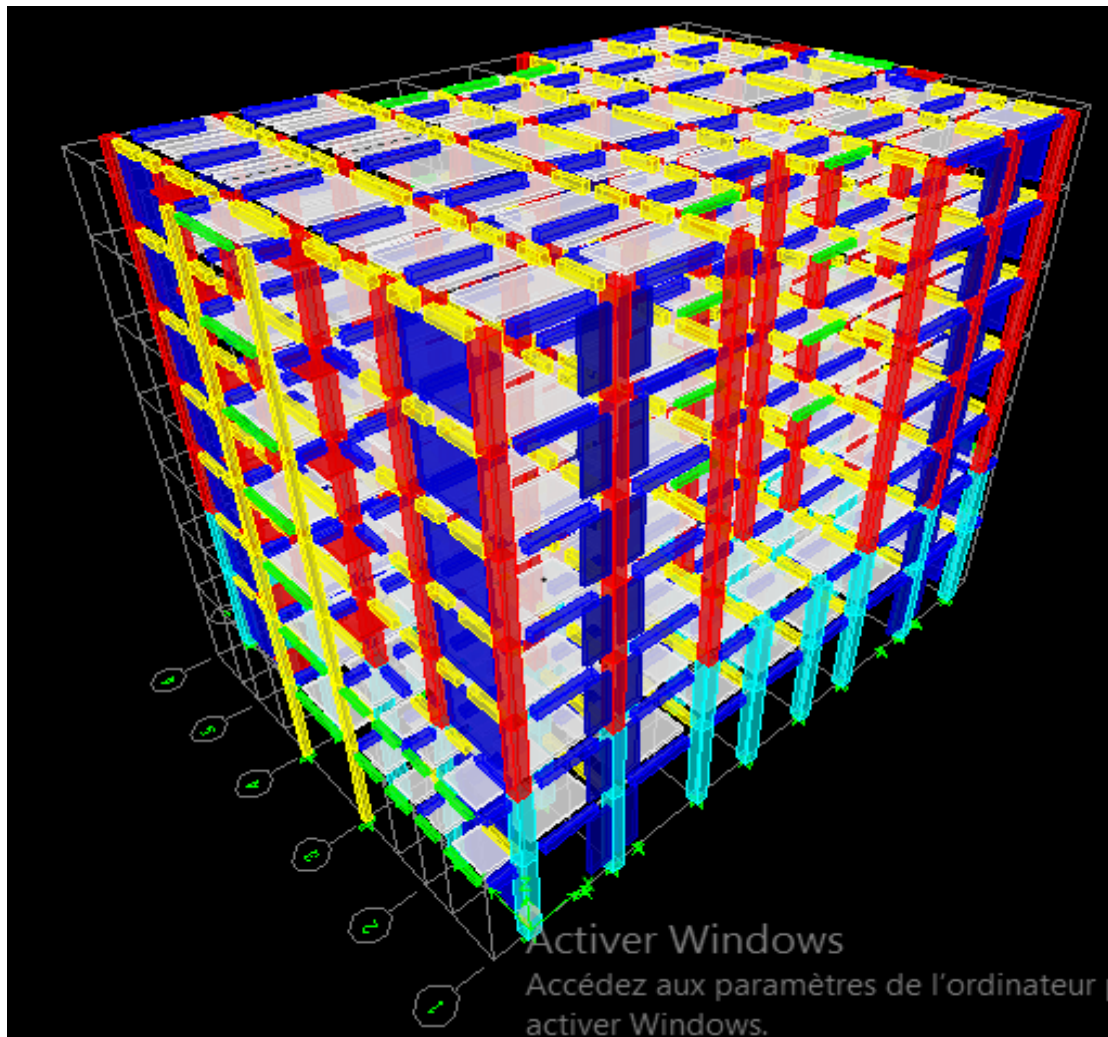
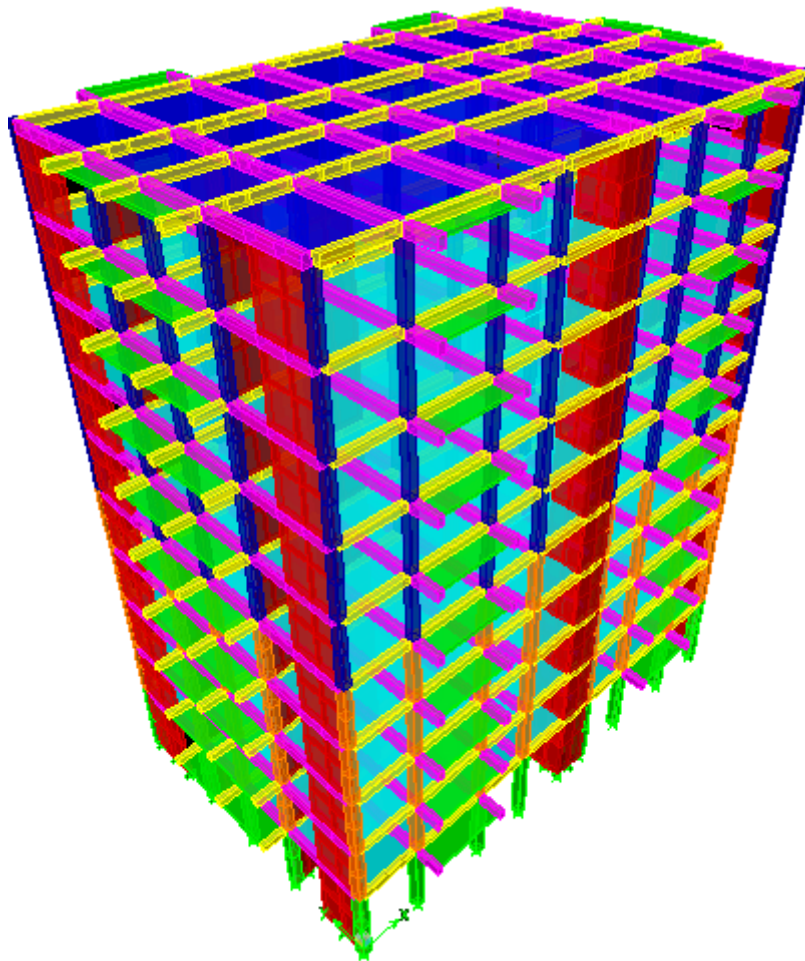


Figure (IV.8) : modèle final de notre structure

CHAPITRE V:

Etude sismique et dynamique



Chapitre V : Etude sismique et dynamique

Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région ou il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des Constructions.

Pour cela, le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

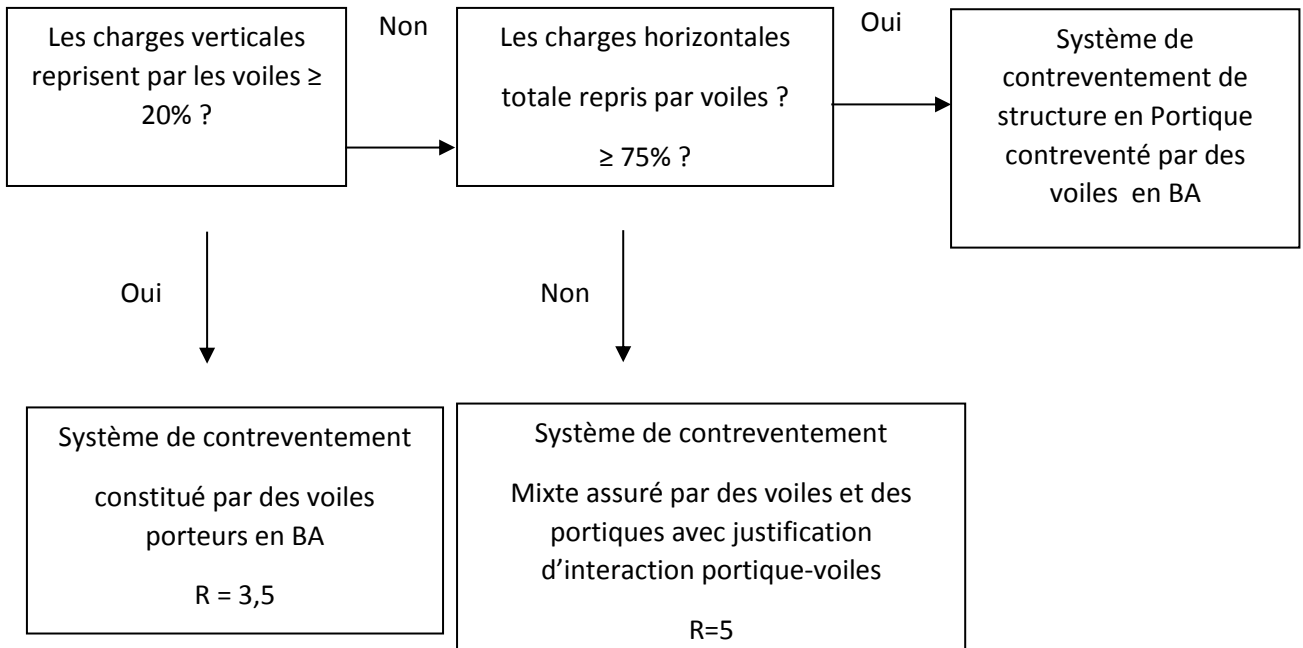
- 1) Vérification de la période
- 2) Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité)
- 3) Vérification de la participation de la masse modale
- 4) Vérification des déplacements relatifs
- 5) Vérifications du déplacement maximal de la structure
- 6) Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure
- 7) Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P- Δ)
- 8) Vérification de l'effort normal réduit

V.1) Justifications du système de contreventement :

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA

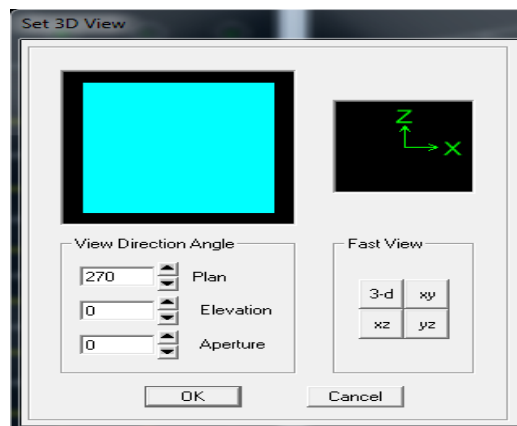
Nous avons :



Pour déterminer les charges verticales et horizontales reprises par les voiles dans Etabs on suit les étapes ci-après :

View → **Set 3D view**

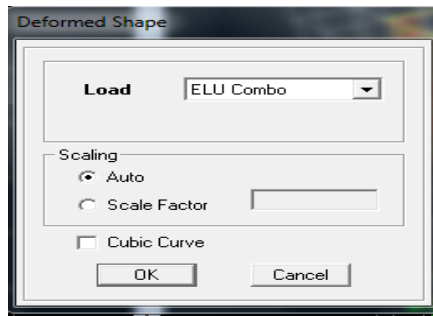
Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



On choisit d'abord la combinaison en cliquant sur:

Display → **show Deformed shape** → **Load: ELU**

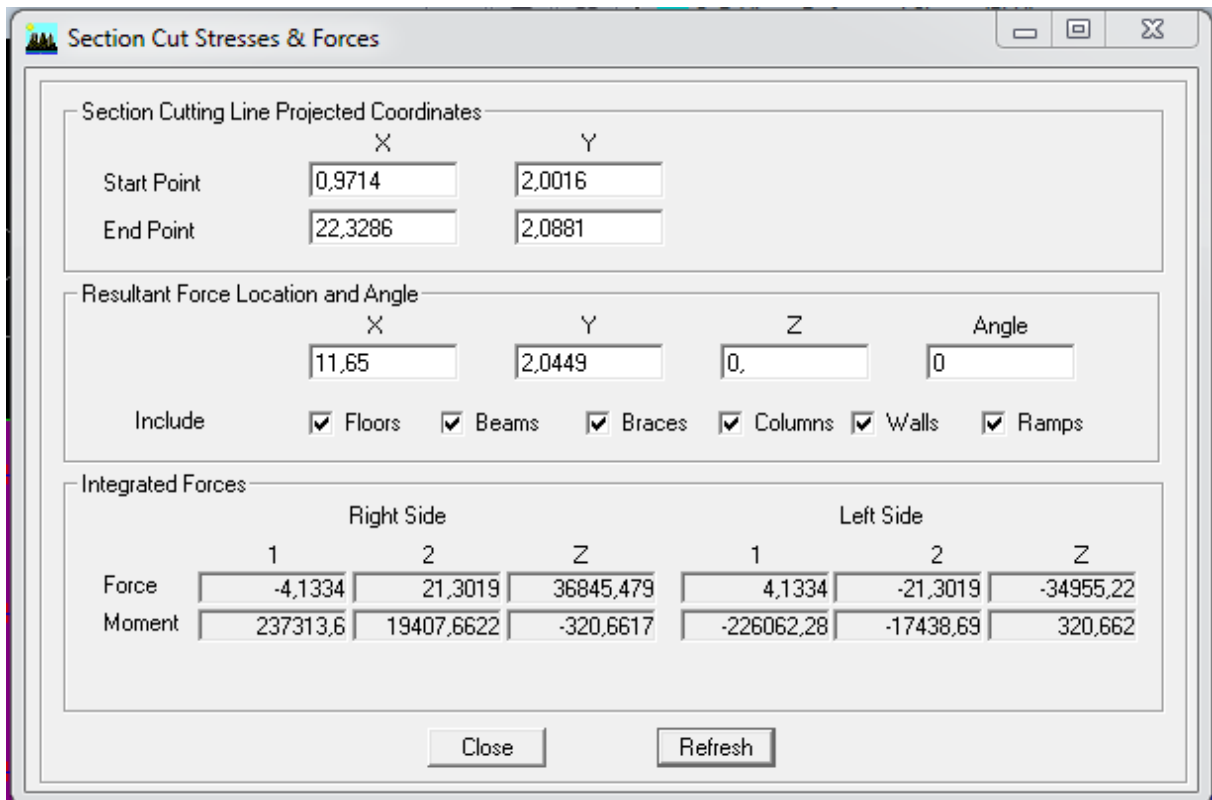
Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA



En suite:

Draw → **Draw Section Cut,**

En coupant la base une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :



Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-Z**) C'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **floors, beams, braces, columns, ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :

Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	0,9714	2,0016
End Point	22,3286	2,0881

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11,65	2,0449	0,	0

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	18,9251	11,681	9688,5187	-18,9251	-11,681	-9036,185
Moment	61859,358	11484,9763	-267,5969	-57991,62	-10166,603	267,5971

Close Refresh

Au finale, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles

Le même cheminement pour les charges horizontales, il suffit de changer la combinaison ELU par Ex et Ey et relever respectivement les valeurs sur la case (Force-1) (Force-2)

Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA

- **Récapitulatif des résultats :**

Story	Pier	Load	Loc	V2	V voile etage	effort tranchant etage	%VOILE/ ETAGE
STORY1	SS/RDC-VL1	EY	Bottom	2505,39	5010,26	5643,16	88,78465257
STORY1	SS/RDC-VL2	EY	Bottom	2504,87			
STORY2	SS/RDC-VL1	EY	Bottom	2148,86	4306,73	5377,46	80,08855482
STORY2	SS/RDC-VL2	EY	Bottom	2157,87			
STORY3	1/5-VL1	EY	Bottom	1919,16	3839,02	4949,2	77,56849592
STORY3	1/5-VL2	EY	Bottom	1919,86			
STORY4	1/5-VL1	EY	Bottom	1579,71	3161,24	4407,25	71,72817517
STORY4	1/5-VL2	EY	Bottom	1581,53			
STORY5	1/5-VL1	EY	Bottom	1203,05	2404,94	3687,92	65,21128441
STORY5	1/5-VL2	EY	Bottom	1201,89			
STORY6	1/5-VL1	EY	Bottom	810,47	1630,72	2759,4	59,09690512
STORY6	1/5-VL2	EY	Bottom	820,25			
STORY7	1/5-VL1	EY	Bottom	292,97	588,4	1525,1	38,58107665
STORY7	1/5-VL2	EY	Bottom	295,43			
						LA MOYENNE	68,72273495

STORY4	1/5-VT1	EX	Bottom	1,95	523,81	3128,77	4404,54	71,03511377
STORY4	1/5-VT2	EX	Bottom	0,03	1038,87			
STORY4	1/5-VT3	EX	Bottom	0,03	1038,23			
STORY4	1/5-VT4	EX	Bottom	2,92	527,86			
STORY5	1/5-VT1	EX	Bottom	1,19	447,71	2425,72	3661,75	66,24482829
STORY5	1/5-VT2	EX	Bottom	0,02	759,74			
STORY5	1/5-VT3	EX	Bottom	0,02	758,54			
STORY5	1/5-VT4	EX	Bottom	5,74	459,73			
STORY6	1/5-VT1	EX	Bottom	0,8	382,94	1691,06	2712,12	62,35196083
STORY6	1/5-VT2	EX	Bottom	0,01	480,62			
STORY6	1/5-VT3	EX	Bottom	0,01	483,82			
STORY6	1/5-VT4	EX	Bottom	24,04	343,68			
STORY7	1/5-VT1	EX	Bottom	0,4	203,81	1011,46	1488,71	67,94204378
STORY7	1/5-VT2	EX	Bottom	0,01	280,09			
STORY7	1/5-VT3	EX	Bottom	0,01	282,96			
STORY7	1/5-VT4	EX	Bottom	22,73	244,6			
						LA MOYENNE		72,08247848

	forces reprises par les voile uniquement	
Unité	YKN	%
Sens Verticale	20732.093	28.95
Sens EX	4034.93	72 .08
Sens EY	4049.92	68.72

Tableau (IV.1) : pourcentages charges verticales et horizontales repris par les voiles

Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA

D'après ses résultats, on voit que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et moins de 75% des sollicitations dues aux charges horizontales et d'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, on adopte un coefficient de comportement $R = 3.5$ (système de contreventement constitué par des voiles porteurs en BA)

V.2) Vérification des exigences du RPA

1) Vérification de la période empirique

➤ Calcul de la période empirique

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (RPA99/ V2003Art 4.2.4)

$$T_1 = 0,05 \times (22,6)^{3/4} = 0,52 \text{ s}$$

➤ Calcul de la période empirique majorée

$$T_{\text{maj}} = T + 30\% T = 0,676 \text{ s}$$

➤ Détermination de la période par le logiciel ETABS :

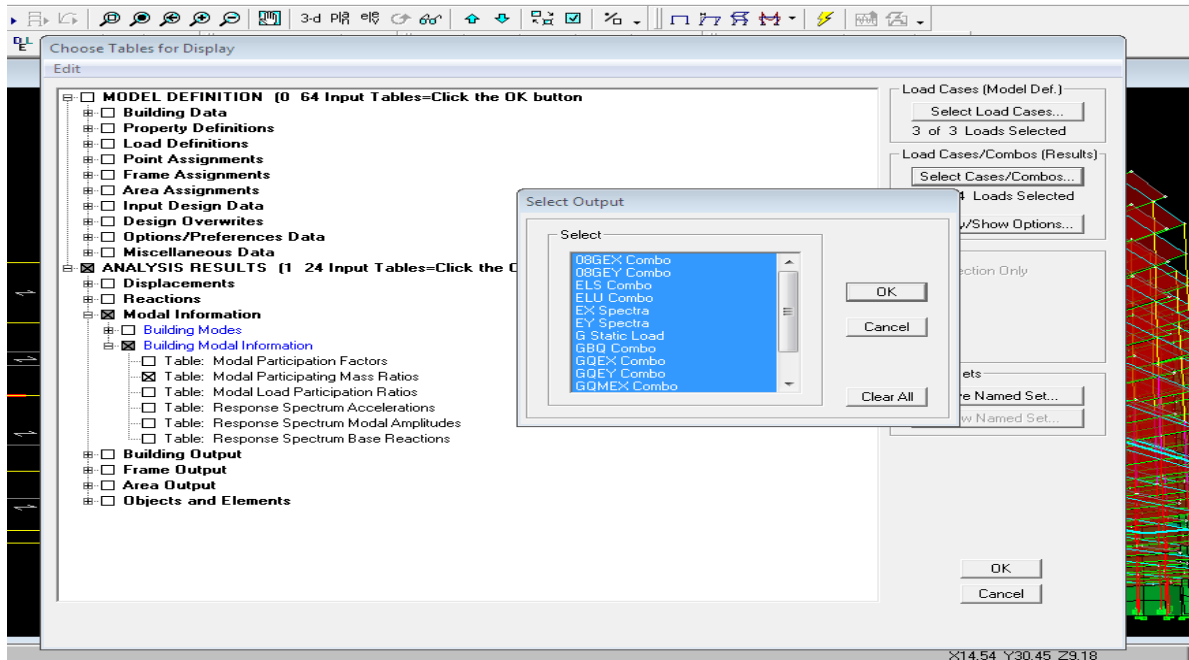
Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après : **Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results → **modal information** → **Building Modal Information**
→ **Modal Participating Mass Ratios**

Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combos**



Les résultats s'afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios									
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	
1	0,553783	71,7550	0,0014	0,0000	71,7550	0,0014	0,0000	0,001	
2	0,544005	0,0014	70,2874	0,0000	71,7564	70,2887	0,0000	98,232	
3	0,417758	0,0134	0,0000	0,0000	71,7697	70,2888	0,0000	0,000	
4	0,134811	17,6864	0,0000	0,0000	89,4561	70,2888	0,0000	0,000	
5	0,124246	0,0000	19,9784	0,0000	89,4561	90,2672	0,0000	1,470	
6	0,096917	0,0018	0,0000	0,0000	89,4579	90,2673	0,0000	0,000	
7	0,058074	6,3221	0,0000	0,0000	95,7800	90,2673	0,0000	0,000	
8	0,054385	0,0000	6,4371	0,0000	95,7801	96,7044	0,0000	0,250	
9	0,042319	0,0002	0,0000	0,0000	95,7802	96,7044	0,0000	0,000	
10	0,033586	2,7278	0,0010	0,0000	98,5081	96,7054	0,0000	0,000	
11	0,033267	0,0011	2,3679	0,0000	98,5092	99,0733	0,0000	0,034	
12	0,025508	0,0022	0,0000	0,0000	98,5114	99,0733	0,0000	0,000	
13	0,024420	0,0000	0,7613	0,0000	98,5114	99,8346	0,0000	0,008	
14	0,023267	1,1333	0,0000	0,0000	99,6447	99,8346	0,0000	0,000	
15	0,019716	0,0000	0,1464	0,0000	99,6447	99,9810	0,0000	0,000	
16	0,018482	0,0251	0,0000	0,0000	99,6698	99,9810	0,0000	0,000	
17	0,017854	0,2790	0,0000	0,0000	99,9488	99,9810	0,0000	0,000	
18	0,017478	0,0000	0,0000	0,0000	99,9488	100,0000	0,0000	0,000	

Ensuite, on relève la valeur de la période en fonction du premier mode

Mode	Period
1	0,553783

Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA

❖ Comparaison des résultats

On a :

- La période calculée $T = 0,52s$
- La période majorée $T_{maj} = 0,676s$
- La période ETABS $T_{etabs} = 0,55s$

On remarque que : $T_{etabs} < T < T_{maj}$

Et aussi que celle donnée par etabs est proche de celle majorée

—————> La période est vérifiée

2) Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité).

D'après (Art 4.3.7RPA99V2003), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité additionnelle égale à $\pm 5\%L$ (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

On doit vérifier que: $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

Tel que : **CM** : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

➤ Excentricité calculé :

✓ Sens longitudinale (x-x) :

$$e_x \leq 5\% L_x = 0,05 \times 18,45 = 0,92m$$

✓ Sens transversal (y-y) :

$$e_y \leq 5\% L_y = 0,05 \times 23,68 = 1,18m$$

➤ Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS :

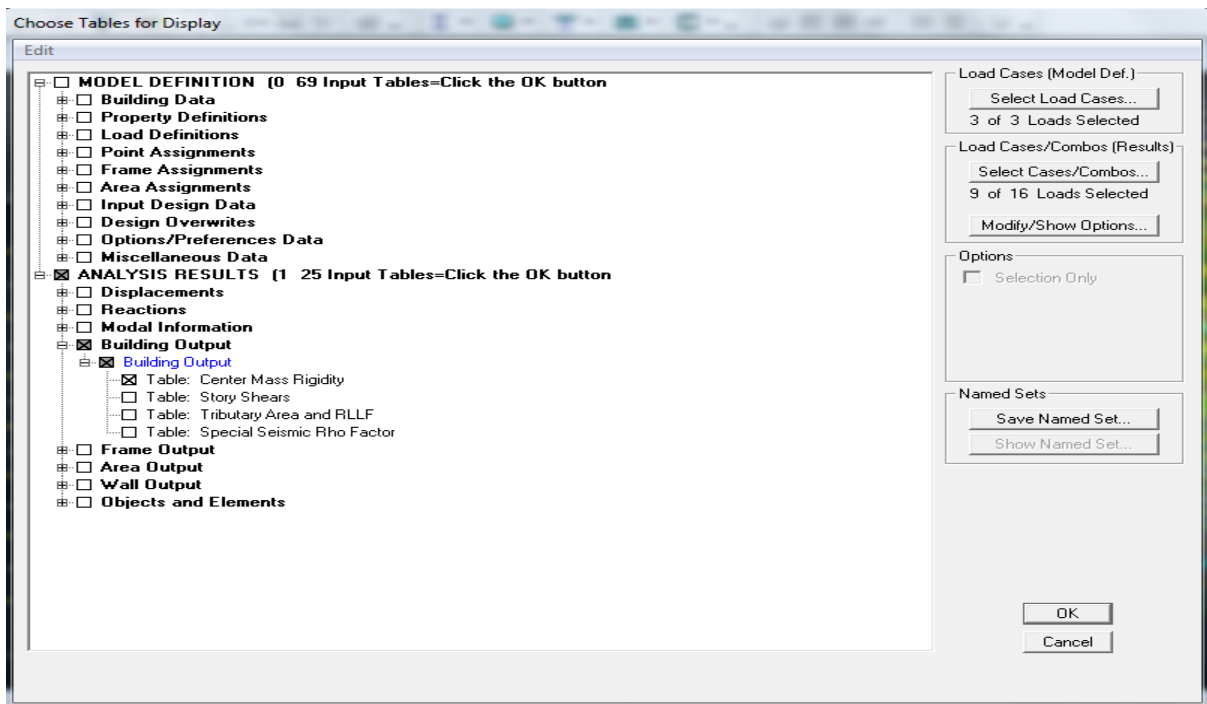
Pour cela on suit cheminement ci-après : **Display** —————> **show tables**

Un tableau s'affichera et on coche les cases suivantes :

Analyse results —————> **building output** —————> **Table: center mass rigidity**

Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combos**



Les résultats s'afficheront comme suit :

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	STORY1	D2	515,7900	515,7900	11,667	8,628	515,7900	515,7900	11,667
	STORY2	D3	464,4045	464,4045	11,650	8,505	464,4045	464,4045	11,650
	STORY3	D4	420,0321	420,0321	11,650	9,007	420,0321	420,0321	11,650
	STORY4	D5	424,6763	424,6763	11,642	8,943	424,6763	424,6763	11,642
	STORY5	D6	423,7487	423,7487	11,699	8,891	423,7487	423,7487	11,699
	STORY6	D7	423,7487	423,7487	11,699	8,891	423,7487	423,7487	11,699
	STORY7	D8	376,9448	376,9448	11,650	9,045	376,9448	376,9448	11,650

Après on copiera ses résultats dans l'Excel on suivant le chemin :

Edit → **copy** → **collé dans l'Excel**

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion)
puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA

Avec:
$$\begin{cases} e_x = |XCCM - XCR| \\ e_y = |YCCM - YCR| \end{cases}$$

Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR	XCCM-XCR	YCCM-YCR
STORY1	D2	11,667	8,628	11,656	8,971	0,011	-0,343
STORY2	D3	11,65	8,505	11,654	8,901	-0,004	-0,396
STORY3	D4	11,65	9,007	11,653	8,893	-0,003	0,114
STORY4	D5	11,642	8,943	11,653	8,894	-0,011	0,049
STORY5	D6	11,699	8,891	11,653	8,894	0,046	-0,003
STORY6	D7	11,699	8,891	11,654	8,894	0,045	-0,003
STORY7	D8	11,65	9,045	11,653	8,902	-0,003	0,143

Tableau (IV.2) : Vérification de l'excentricité

On voit que les conditions sont vérifiées pour chaque étage et dans les deux sens

—————> **L'excentricité est vérifiée**

3) Vérification de la participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

➤ **Détermination de la participation de la masse modale**

On l'a déterminé en suivant le cheminement ci-après :

Display —————> **show tables**

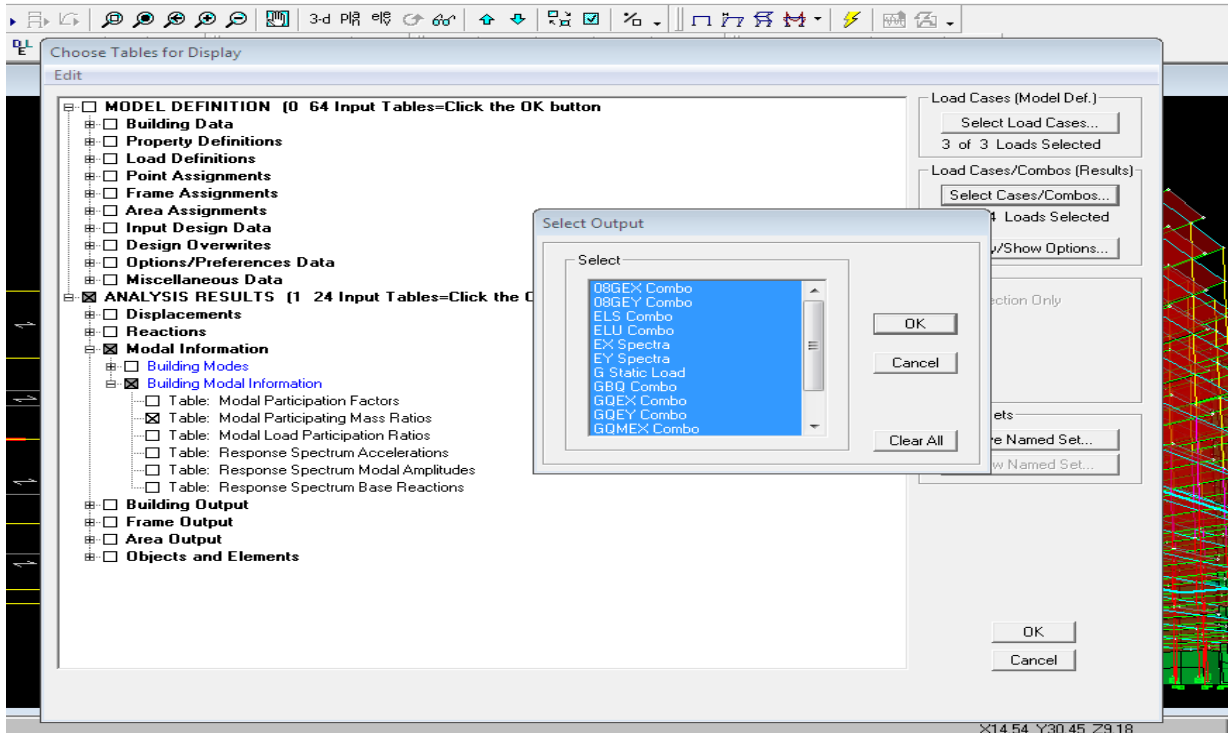
Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results —————> **modal information** —————> **Building Modal Information**

Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA

Modal Participating Mass Ratios

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :Select cases/combo



Les résultats s'afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,553783	71,7550	0,0014	0,0000	71,7550	0,0014	0,0000	0,001
2	0,544005	0,0014	70,2874	0,0000	71,7564	70,2887	0,0000	98,232
3	0,417758	0,0134	0,0000	0,0000	71,7697	70,2888	0,0000	0,000
4	0,134811	17,6864	0,0000	0,0000	89,4561	70,2888	0,0000	0,000
5	0,124246	0,0000	19,9784	0,0000	89,4561	90,2672	0,0000	1,470
6	0,096917	0,0018	0,0000	0,0000	89,4579	90,2673	0,0000	0,000
7	0,058074	6,3221	0,0000	0,0000	95,7800	90,2673	0,0000	0,000
8	0,054385	0,0000	6,4371	0,0000	95,7801	96,7044	0,0000	0,250
9	0,042319	0,0002	0,0000	0,0000	95,7802	96,7044	0,0000	0,000
10	0,033586	2,7278	0,0010	0,0000	98,5081	96,7054	0,0000	0,000
11	0,033267	0,0011	2,3679	0,0000	98,5092	99,0733	0,0000	0,034
12	0,025508	0,0022	0,0000	0,0000	98,5114	99,0733	0,0000	0,000
13	0,024420	0,0000	0,7613	0,0000	98,5114	99,8346	0,0000	0,008
14	0,023267	1,1333	0,0000	0,0000	99,6447	99,8346	0,0000	0,000
15	0,019716	0,0000	0,1464	0,0000	99,6447	99,9810	0,0000	0,000
16	0,018482	0,0251	0,0000	0,0000	99,6698	99,9810	0,0000	0,000
17	0,017854	0,2790	0,0000	0,0000	99,9488	99,9810	0,0000	0,000
18	0,017178	0,0000	0,0000	0,0000	99,9488	100,0000	0,0000	0,000

Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,553783	71,755	0,0014	71,755	0,0014	0,0301
2	0,544005	0,0014	70,2874	71,7564	70,2887	0
3	0,417758	0,0134	0	71,7697	70,2888	70,3965
4	0,134811	17,6864	0	89,4561	70,2888	0,0032
5	0,124246	0	19,9784	89,4561	90,2672	0
6	0,096917	0,0018	0	89,4579	90,2673	19,6206
7	0,058074	6,3221	0	95,78	90,2673	0,0028
8	0,054385	0	6,4371	95,7801	96,7044	0
9	0,042319	0,0002	0	95,7802	96,7044	6,3535
10	0,033586	2,7278	0,001	98,5081	96,7054	0,0021
11	0,033267	0,0011	2,3679	98,5092	99,0733	0
12	0,025508	0,0022	0	98,5114	99,0733	2,4574
13	0,02442	0	0,7613	98,5114	99,8346	0
14	0,023267	1,1333	0	99,6447	99,8346	0,0041
15	0,019716	0	0,1464	99,6447	99,981	0
16	0,018482	0,0251	0	99,6698	99,981	0,7998
17	0,017854	0,279	0	99,9488	99,981	0,097
18	0,017178	0	0,019	99,9488	100	0
19	0,015	0,0412	0	99,9899	100	0,0151
20	0,014592	0,0098	0	99,9998	100	0,1888
21	0,012496	0,0002	0	100	100	0,029

Tableau (IV.3) : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions dans le 11^{ème} mode (modélisation),

—————► **La condition est vérifiée.**

4) Vérification des déplacements relatifs

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

- ✓ δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques
- ✓ R : coefficient de comportement $R = 3.5$

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

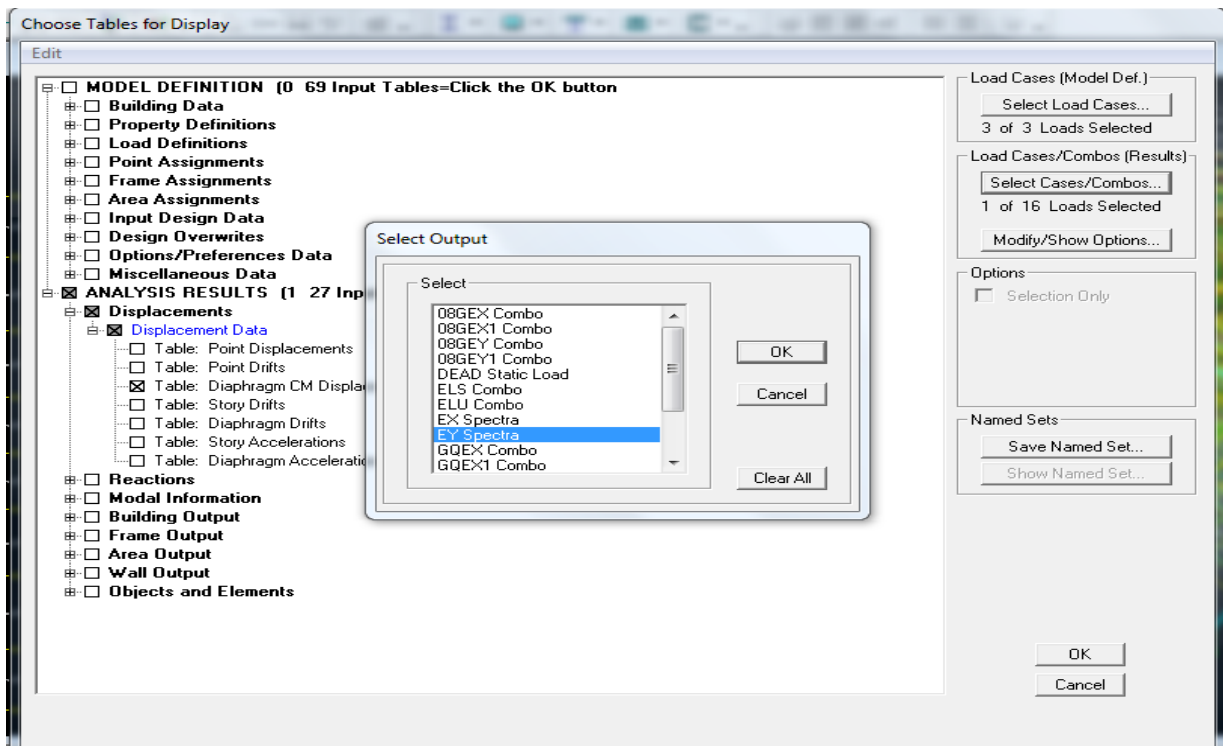
- **Dans le sens longitudinal**

Display —————> **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analysis results —————> **Displacement Data** —————> **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison **Ex spectra** en cliquant sur : **Select cases/combos**



Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA

- Dans le sens transversal

De même, pour le sens transversal, on remplace juste la combinaison Ex spectra par Ey spectra

- Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :

Niveau	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)			1% h _{étg} (m)	Cond
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)		
5 ^{ème}	0,0271	0,948	0.14	0,0268	0,0938	0,0086	<0,0306	CV
4 ^{ème}	0,0231	0,808	0,74	0,0224	0,0784	0,016	<0,0306	CV
3 ^{ème}	0,0188	0,0658	0,016	0,0179	0,0626	0,016	<0,0306	CV
2 ^{ème}	0,0142	0,0497	0,010	0,0133	0,0465	0,015	<0,0306	CV
1 ^{er}	0,0097	0,0339	0.0143	0,0089	0.0311	0,013	<0,0306	CV
RDC	0,0056	0.0196	0.014	0,0051	0,0178	0,014	<0,0330	CV
S-SOL	0.002	0.007	0.012	0.0019	0.0066	0,011	<0,0408	CV

Tableau (IV.4) : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey

D'après les résultats trouve dans le tableau ci-dessus, On conclut que la condition de l RPA vis-à-vis des déformations est vérifier

—————> La condition est vérifiée.

5) Vérifications du déplacement maximal de la structure

On doit vérifier si le déplacement maximal de la structure donnée par le logiciel **ETABS** dans les deux sens est inférieur à la flèche admissible :

$$\delta_{\max} < f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{22,6}{500} = 0,0452\text{m (BAEL91/Art B.6.5,3)}$$

δ_{\max} : déplacement maximal

f : La flèche admissible

Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA

H_t : Hauteur total.

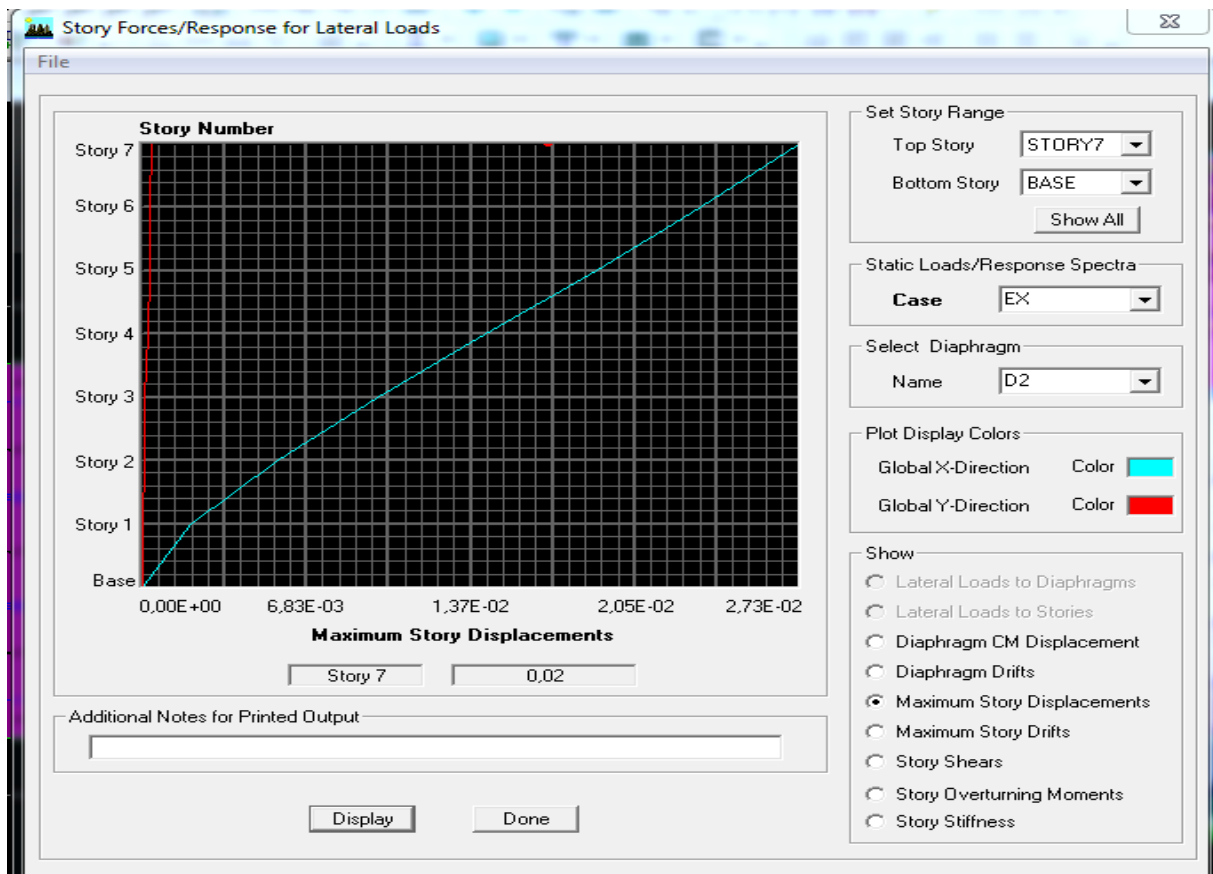
➤ Détermination de déplacement maximal avec ETABS

- dans le sens longitudinal x-x

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display —→ **Show Story Response Plots**

Une fenêtre s'affichera et elle doit être remplie comme indiqué sur l'image



Puis, on clique sur **display**

Et on relèvera la valeur du déplacement maximale



Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA

- dans le sens transversal y-y

On le détermine de même manière, on remplaçant la direction E_x par E_y , et on relève la valeur du déplacement

- **Résultats trouvés :**

-Déplacement maximal dans le sens x-x

$$\delta_{\max} = 0,02 < f = 0,0452\text{m}$$

-Déplacement maximal dans le sens y-y

$$\delta_{\max} = 0,02 < f = 0,0452\text{m}$$

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

—————> **Condition vérifiée.**

6) Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

- **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente**

$$V = \frac{A \times D \times q}{R} \times W \quad (\text{RPA 99 _ formule 4-1})$$

- ✓ **Détermination des paramètres :**

Pour faire le calcul faut déterminer ces coefficients :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le (tableau 4.1 du RPA)

Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Zone sismique : III} \\ - \text{Groupe d'usage : 2} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A = 0,25}$$

Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs **R = 3,5**

Q : Facteur de qualité

Calculé dans le **chapitre IV** : **Q = 1,20**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T).

Il est donné par la formule :

$$\mathbf{D} = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (Tableau 4.7 du RPA99 V2003).

$$\mathbf{T}_2 (\mathbf{S3}) = \mathbf{0,5sec.}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7 \quad (\text{Formule 4.3 RPA99v2003}).$$

ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance remplissages donnée par (Tableau 4.2 RPA99V2003).

On prend : $\varepsilon = 7\%$

D'où :

$$\eta = 0,88 \geq 0,7 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{Condition\ vérifiée.}$$

T: La période fondamentale donnée par **ETABS** : **T = 0,55s**

Donc :

$$\mathbf{T}_2 = 0,52\text{sec} \leq \mathbf{T} = 0,55 \leq 3,0\text{sec}$$

Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA

D'où :

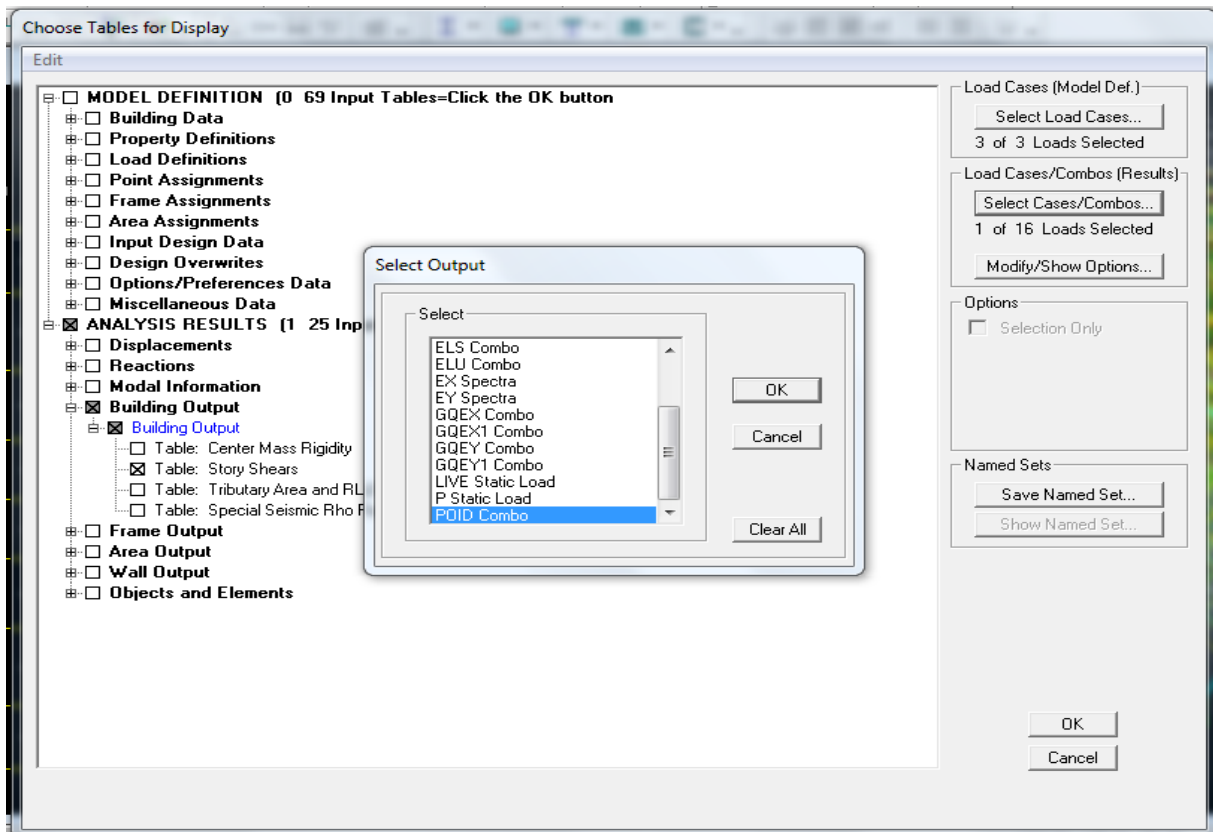
$$D_X = D_Y = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,5}{0,55}\right)^{2/3} = 2,06$$

W_t : Poids total de la structure, donné par ETABS

Pour déterminer le poids de la structure par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → **Show Table** → **Building Output** → **Building Output**
→ **Table: Story Shears**

Puis on définit la combinaison **Poids combo** en cliquant sur : **Select cases/combo**



Les résultats s'afficheront comme suit :

Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	STORY7	POIDS	Top	3160,97	0,00	0,00	0,000	28614,446	-36824,541
	STORY7	POIDS	Bottom	4384,97	0,00	0,00	0,000	39630,489	-51084,137
	STORY6	POIDS	Top	7409,30	0,00	0,00	0,000	66544,967	-86317,621
	STORY6	POIDS	Bottom	8633,30	0,00	0,00	0,000	77560,722	-100577,223
	STORY5	POIDS	Top	11657,64	0,00	0,00	0,000	104475,200	-135810,707
	STORY5	POIDS	Bottom	12881,64	0,00	0,00	-0,001	115491,331	-150070,323
	STORY4	POIDS	Top	15897,71	0,00	0,00	-0,001	142391,354	-185173,298
	STORY4	POIDS	Bottom	17121,71	0,00	0,00	-0,001	153407,540	-199432,915
	STORY3	POIDS	Top	20092,79	0,00	0,00	-0,001	180176,536	-234045,945
	STORY3	POIDS	Bottom	21313,73	0,00	0,00	-0,001	191165,229	-248269,916
	STORY2	POIDS	Top	24582,76	0,00	0,00	-0,001	218457,578	-286354,143
	STORY2	POIDS	Bottom	26113,13	0,00	0,00	-0,001	231859,993	-304183,058
	STORY1	POIDS	Top	29572,10	0,00	0,00	-0,001	261284,410	-344480,058
	STORY1	POIDS	Bottom	31464,20	0,00	0,00	-0,001	277854,811	-366522,987

Alors le poids total de la structure : $W_t = 31464,2\text{kN}$

- Tableau récapitulatif des résultats

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,25
Facteur d'amplification dynamique D	2,06
Facteur de qualité Q	1,2
Coefficient de comportement R	3,5
Le poids total de la structure W_t [kN]	31464,2

Tableau (IV.5) : récapitulatif des paramètres

On remplace les valeurs des facteurs dans la formule :

$$V = \frac{0,25 \times 2,06 \times 1,2 \times 31464,2}{3,5} = 5555,68\text{KN} \longrightarrow V_{\text{RPA}} = 5555,68\text{KN}$$

Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA

➤ Détermination de l'effort tranchant par ETABS

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes

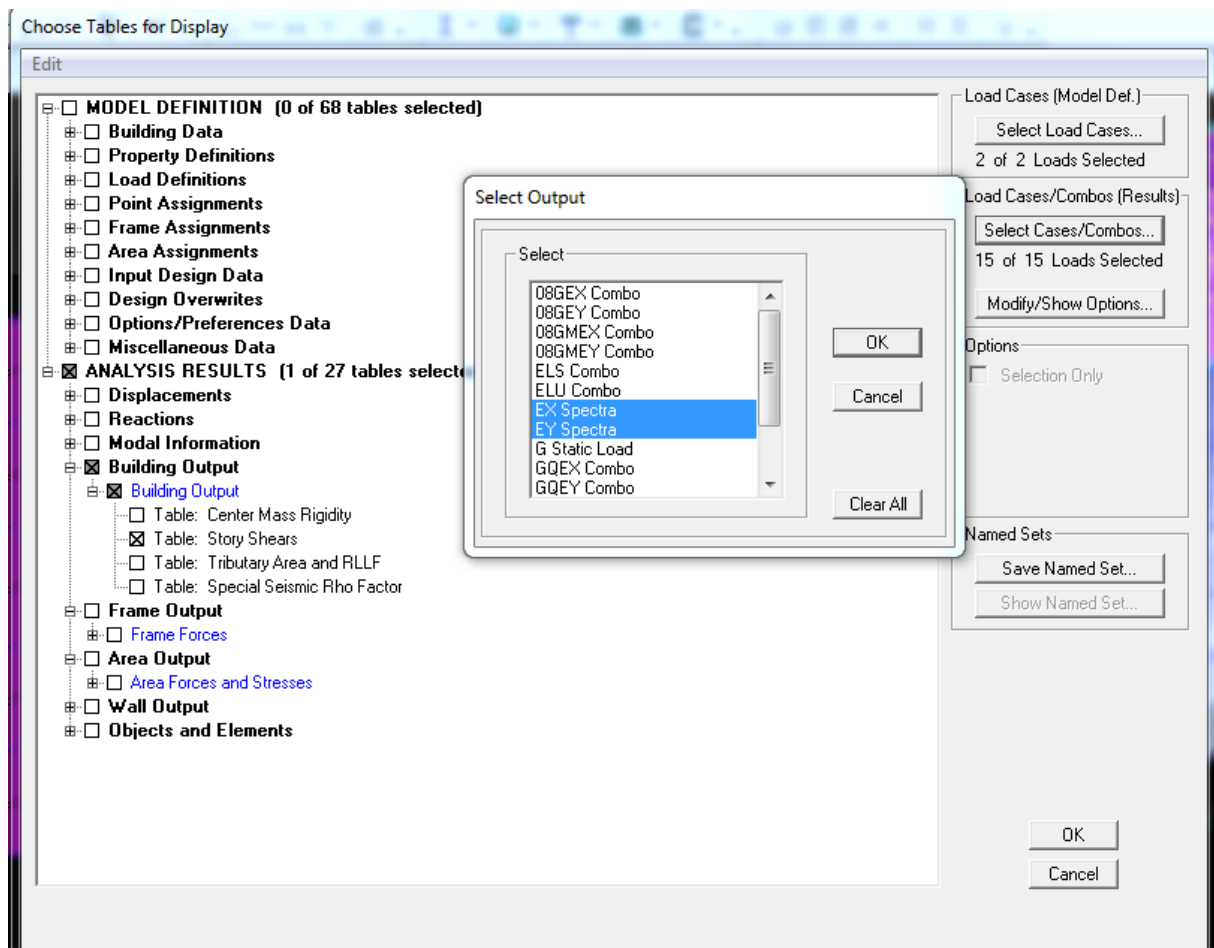
Display —→ **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS —→ **modal Information** —→ **building modal information**

—→ **Table : Response spectrum reactions**

Puis on définit les combinaisons **Ex specter** et **Ey specter** en cliquant sur : **Select cases/combo**



Les résultats s'afficheront comme suit :

Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA

Response Spectrum Accelerations

Edit View

Response Spectrum Accelerations

	Spec	Mode	Period	DampRatio	SpecFactor	U1	U2	U3
▶	EX	1	0,553783	0,100000	1,000000	2,451178	0,000000	0,000000
	EX	2	0,544005	0,100000	1,000000	2,479954	0,000000	0,000000
	EX	3	0,417758	0,100000	1,000000	2,629080	0,000000	0,000000
	EX	4	0,134811	0,100000	1,000000	2,673780	0,000000	0,000000
	EX	5	0,124246	0,100000	1,000000	2,704874	0,000000	0,000000
	EX	6	0,096917	0,100000	1,000000	2,785303	0,000000	0,000000
	EX	7	0,058074	0,100000	1,000000	2,899620	0,000000	0,000000
	EX	8	0,054385	0,100000	1,000000	2,910476	0,000000	0,000000
	EX	9	0,042319	0,100000	1,000000	2,945986	0,000000	0,000000
	EX	10	0,033586	0,100000	1,000000	2,971685	0,000000	0,000000
	EX	11	0,033267	0,100000	1,000000	2,972625	0,000000	0,000000
	EX	12	0,025508	0,100000	1,000000	2,995459	0,000000	0,000000
	EX	13	0,024420	0,100000	1,000000	2,998662	0,000000	0,000000
	EX	14	0,023267	0,100000	1,000000	3,002055	0,000000	0,000000
	EX	15	0,019716	0,100000	1,000000	3,012506	0,000000	0,000000
	EX	16	0,018482	0,100000	1,000000	3,016138	0,000000	0,000000
	EX	17	0,017854	0,100000	1,000000	3,017985	0,000000	0,000000
	EX	18	0,017178	0,100000	1,000000	3,019975	0,000000	0,000000
	EX	19	0,016500	0,100000	1,000000	3,022000	0,000000	0,000000

OK

Puis on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{\text{xdyn}} = \text{Max } F_1 = 5632.05 \text{ KN}$$

$$V_{\text{y dyn}} = \text{Max } F_2 = 5643.16 \text{ KN}$$

- **Vérification :**

- ✓ **Sens longitudinal :**

$$V_{\text{xdyn}} = 5632.05 \text{ KN} > 0,8 V_{\text{RPA}} = 0,8 \times 5632.05 \text{ KN} = 4505,64 \text{ KN}$$

—————> **Condition vérifiée.**

- ✓ **Sens transversal :**

$$V_{\text{y dyn}} = 5643.16 \text{ KN} > 0,8 V_{\text{RPA}} = 0,8 \times 5643.16 \text{ KN} = 4514,53 \text{ KN.}$$

—————> **Condition vérifiée.**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

—————> **L'effort tranchant à la base est vérifié.**

Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA

7) Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P-Δ)

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_K \times h_K} \leq 0,10 \quad (\text{RPA99V2003/Art 5.9}).$$

- P_K : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau «K».
- V_K : effort tranchant d'étage au niveau «K».
- Δ_k : déplacement relatif du niveau «K» par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).
- h_k : hauteur de l'étage «K».

			Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)		
Niveau	P_k (KN)	h_k (m)	Δ_k (m)	V_x (KN)	θ	Δ_k (m)	V_y (KN)	θ
5 ^{ème}	4384,97	3,06	0,004	1488.71	0,0038	0,0044	1525,1	0,0041
4 ^{ème}	4248,33	3,06	0,0043	2712.12	0,0022	0,0045	2759,4	0,0027
3 ^{ème}	4248,34	3,06	0,0046	3661.75	0,0017	0,0046	3687,92	0,0017
2 ^{ème}	4240,07	3,06	0.0045	4404.54	0,0014	0,0044	4407,25	0,0014
1 ^{er}	4192,02	3,06	0.0041	4959.39	0,0011	0,0038	4949,2	0,0010
RDC	4799,40	3.30	0.0036	5385.97	0,00097	0.0032	5377,46	0.00086
S-SOL	5351,07	4.08	0.002	5632.05	0.00046	0.0019	4911.04	0.00050

Tableau (IV.6) : Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P-Δ)

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0.1 ».

Donc l'effet (P- Δ) peut être négligé pour le cas de notre structure.

—————> **Condition vérifiée.**

8) Vérification de l'effort normal réduit

Pour le cas de l'effort normal réduit dans les poteaux on doit vérifier la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_d : \text{Effort normal dans les poteaux} \\ B_c : \text{Section du poteau} \end{array} \right.$$

Pour déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque section (zone) par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

- **Exemple pour les étapes :**

On sélectionne les poteaux qui ont la même section :

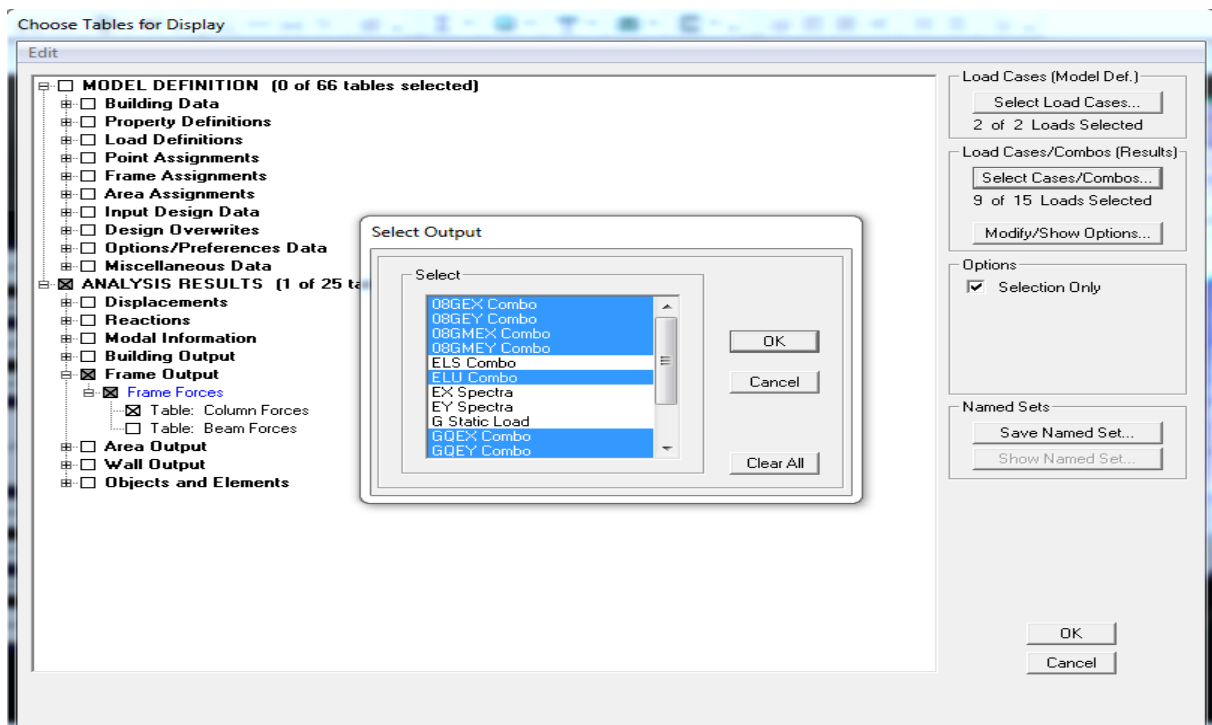
✓ poteau 50 × 50 (S-SOL, RDC)

Display → Show Table

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Frame Output → Frame Force → Table: Colum force

Puis on définit les combinaisons G+Q±E en cliquant sur : **Select cases/combo**



Les résultats s'afficheront comme suit :

Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA

	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	STORY2	C1	ELU	0,000	-361,32	0,09	14,50	0,005	25,33
	STORY2	C1	ELU	1,475	-348,88	0,09	14,50	0,005	3,956
	STORY2	C1	ELU	2,950	-336,43	0,09	14,50	0,005	-17,43
	STORY2	C1	GQEX MAX	0,000	-176,84	4,32	10,56	0,144	18,51
	STORY2	C1	GQEX MAX	1,475	-167,62	4,32	10,56	0,144	2,983
	STORY2	C1	GQEX MAX	2,950	-158,40	4,32	10,56	0,144	-12,45
	STORY2	C1	GQEX MIN	0,000	-353,20	-4,19	10,35	-0,136	17,94
	STORY2	C1	GQEX MIN	1,475	-343,98	-4,19	10,35	-0,136	2,634
	STORY2	C1	GQEX MIN	2,950	-334,76	-4,19	10,35	-0,136	-12,78
	STORY2	C1	GQMEX MAX	0,000	-176,84	4,32	10,56	0,144	18,51
	STORY2	C1	GQMEX MAX	1,475	-167,62	4,32	10,56	0,144	2,983
	STORY2	C1	GQMEX MAX	2,950	-158,40	4,32	10,56	0,144	-12,45
	STORY2	C1	GQMEX MIN	0,000	-353,20	-4,19	10,35	-0,136	17,94
	STORY2	C1	GQMEX MIN	1,475	-343,98	-4,19	10,35	-0,136	2,634
	STORY2	C1	GQMEX MIN	2,950	-334,76	-4,19	10,35	-0,136	-12,78
	STORY2	C1	GQEY MAX	0,000	-176,84	4,32	10,56	0,144	18,51
	STORY2	C1	GQEY MAX	1,475	-167,62	4,32	10,56	0,144	2,983
	STORY2	C1	GQEY MAX	2,950	-158,40	4,32	10,56	0,144	-12,45

Puis on relève les valeurs de l'effort normal max tel que :

$$N_d = 1234,876 \text{KN}$$

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} = \frac{1234,87}{50 \times 50 \times 2,5} = 0,20 \leq 0,3 \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$N_d = 951,62 \text{ KN}$$

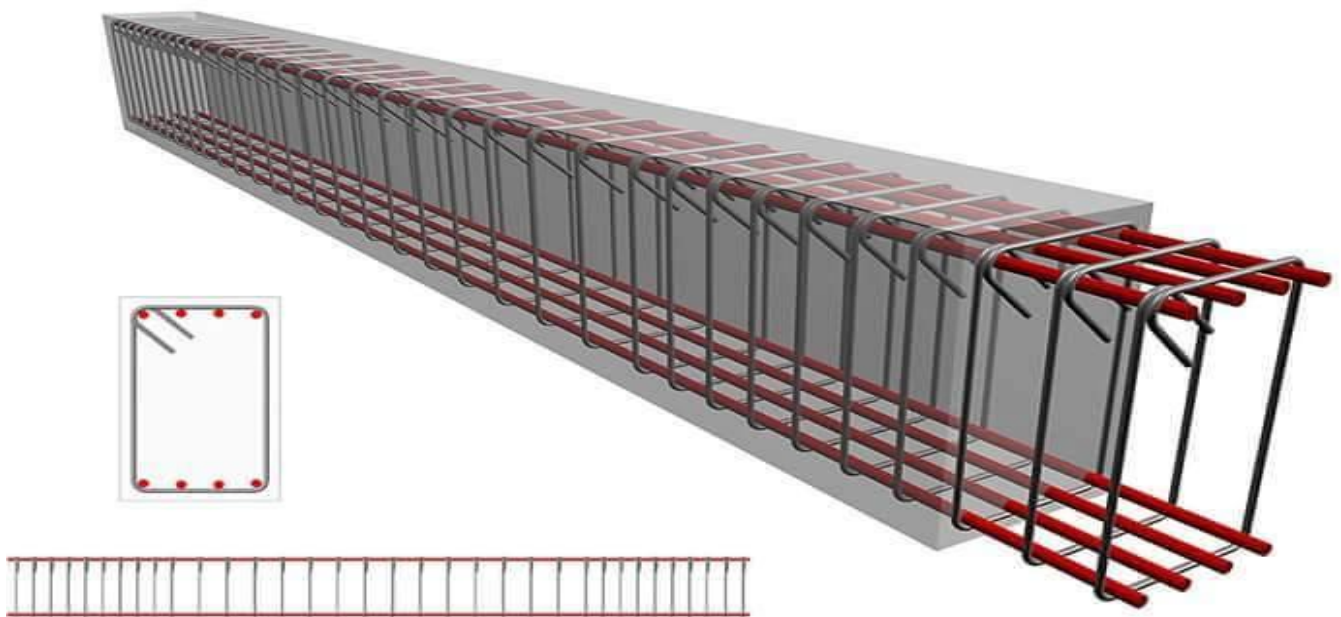
$$V = \frac{951,62}{45 \times 45 \times 2,5} = 0,19 \leq 0,3 \implies \text{Condition vérifiée}$$

\implies L'effort réduit dans les poteaux est vérifiée.

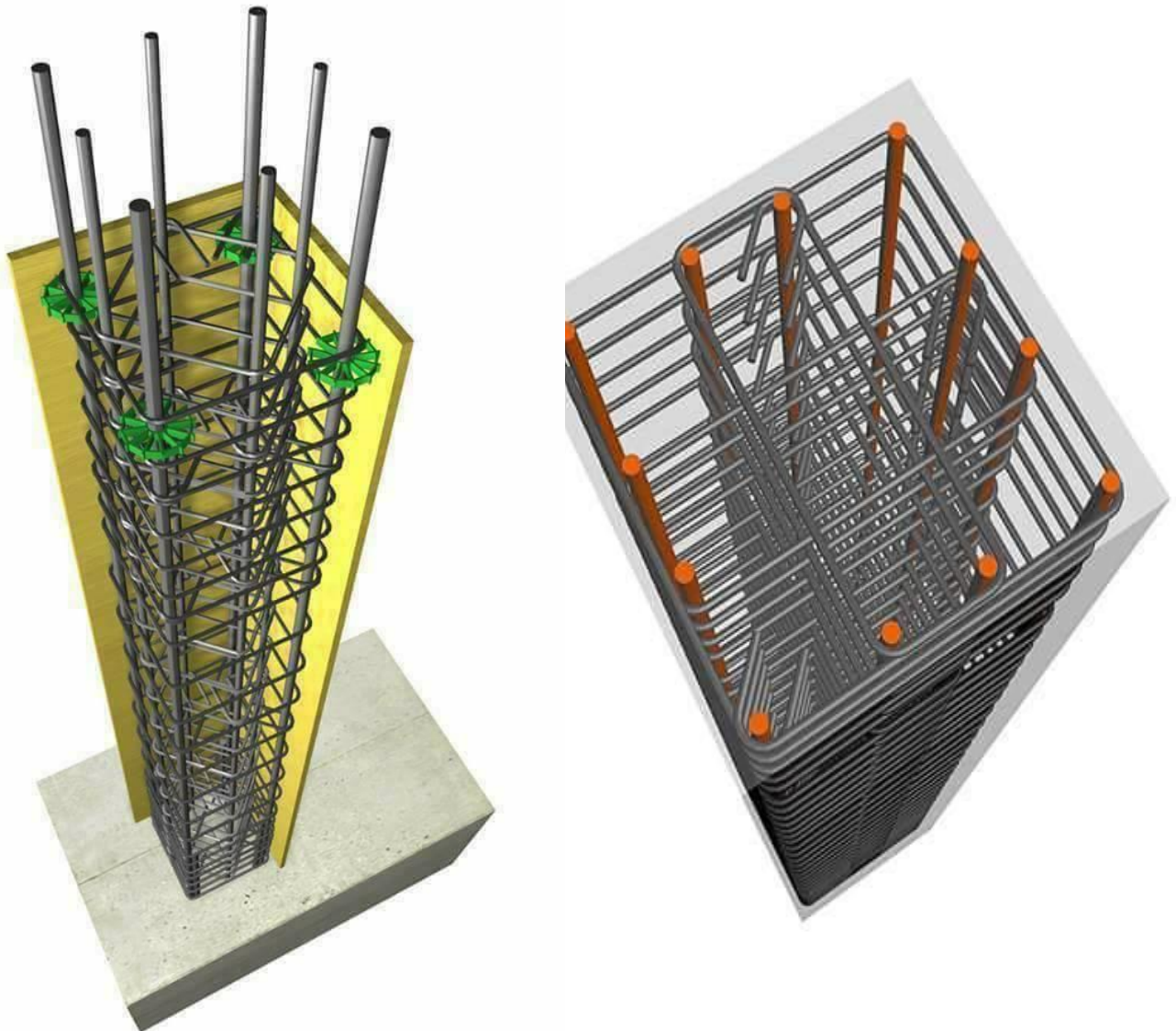
- **Conclusion**

D'après les résultats obtenus si dessus pour notre structure, Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, à présent on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

CHAPITRE VI:
Ferraillage des éléments



VI-1 : Ferrailage des poteaux



Chapitre VI : Ferrailage des éléments

VI-1-1-Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation. Chaque poteau est soumis à un effort N et à un moment fléchissant M , qui sont extraits à partir de logiciel ETABS (V9.7), ils sont donc calculés en flexion composée.

VI-1-2-Recommandations du RPA :

<u>Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2).</u>			
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. ➤ Le diamètre minimal est de 12 mm. ➤ La longueur minimale de recouvrement est de LR 50Φ_L (zone III). ➤ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III. ➤ Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement. 			
<u>Pourcentage total maximum</u>	Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :		
<u>Pourcentage total minimum :</u>	Le pourcentage minimal d'aciers est de 0,9% de la section du béton (0,9% bh)		
Résultats			
Section	0,9% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poteaux 50*50	22,5	100	150
Poteaux 45*45	18,22	81	121,5
Poteaux 25*25	5,625	25	37,5

Tableau VI.1 : les recommandations du RPA.

VI-1-3-Hypothese de calcul :

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$1,35G+1,5Q \rightarrow \text{à l'ELU.} \quad G+Q \rightarrow \text{à l'ELS}$$

$$G+Q+E \rightarrow \text{RPA99 révisée 2003.} \quad 0,8G \pm E \rightarrow \text{RPA99 révisée 2003.}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

IV.2. calcul des armatures à l'ELU :

Les calculs se font à la flexion composée.

➤ Calcul du centre de pression

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} \longrightarrow \text{deux cas peuvent se présenter.}$$

➤ Section partiellement comprimé : (S.P.C)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\begin{cases} eu \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ Nu \cdot (d - c') - Mf \leq (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{cases}$$

$$M_f = M_u + Nu \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

M_f : moment fictif

➤ Calcul des armatures

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

Si : $\mu \leq \mu_l = 0.392$ la section est simplement armée.

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_f - \frac{Nu}{\sigma_s}$

Si : $\mu \geq \mu_l = 0.392$ section est doublement armée.

Et on calcule $M_r = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_s' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

Avec: $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 347.82 \text{ Mpa}$

M_f : moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A_s' = A'$; $A_s = A_f - \frac{Nu}{\sigma}$

➤ **Section entièrement comprimée : (S.E.C)**

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} eu \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ Nu \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right.$$

Deux cas peuvent se présenter :

1) Si $(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c') b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < Nu \cdot (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{N - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma}$; $A = 0$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - Mu}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} ; \quad f_{bc} \text{ en (MPa) } M \text{ en (N.m)}$$

2) Si $Nu \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{Mu - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma}$; $A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma} - A_1$

Remarque :

Si $e_u = \frac{Mu}{Nu} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{Nu - B \cdot f_{bc}}{\sigma}$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

Avec :

B : aire de la section du béton seul.

σ_s : contrainte de l'acier.

IV.3.calcul du ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «SOCOTEC».

Exemple de calcul avec SOCOTEC

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.

The screenshot shows the SOCOTEC software interface for column reinforcement calculation. The window title is "sans nom - BaelR". The menu bar includes "Fichier", "Edition", "Options", and "Affichage ?". The toolbar contains icons for file operations and help. The main interface is divided into several sections:

- Hypothèses**: Includes "Nom d'affaire" and "Nom du fichier : sans nom".
- Matériaux**:
 - Contrainte béton : f_{cj} 25 MPa
 - Limite élast. acier : f_e 400 MPa
 - Coeff. acier/béton : n 15
- Géométrie**:
 - Largeur : b 0,45 m
 - Hauteur : h 0,45 m
 - Pos. cdg armatures sup. : d' 0,02 m
 - Pos. cdg armatures inf. : c 0,02 m
- Calcul aux ELU** (checked):
 - Effort normal : N_u 100,1 kN
 - Moment fléchissant : M_u 66,83 kN*m
- Calcul aux ELS** (unchecked):
 - Effort ... : N_s kN
 - Moment ... : M_s kN*m
- Coefficients**:
 - durée chargement : θ 1
 - sécurité du béton : γ_b 1,5
 - sécurité de l'acier : γ_s 1,15
- Sections d'armatures**:
 - supérieures : cm²
 - inférieures : cm²
- Convention signes**:
 - $N > 0$: compression
 - $M > 0$: tend la fibre inférieure
- Fissuration**:
 - peu préjudiciable
 - préjudiciable
 - très préjudiciable
- Type d'armature**:
 - rond lisse
 - barre HA
 - barre HA

A diagram of a square column cross-section is shown on the right, labeled "+G", with horizontal reinforcement bars at the top and bottom.

At the bottom left, it says "Pour l'aide, appuyez sur F1". At the bottom right, there is a "MAJ" button.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

La section d'acier est donnée par SOCOTEC:

The screenshot shows the BaeIR software interface with the following components:

- Menu Bar:** Fichier, Edition, Options, Affichage, ?
- Toolbar:** Standard file management icons (Open, Save, Print, etc.).
- Navigation Tabs:** Hypothèses, Saisie, Dessin, Résultats, Aperçu.
- Results Panel (Left):**
 - Résultats aux ELU : Sections d'armatures**
 - supérieures : cm²
 - inférieures : cm²
 - Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,04$ m
 - Résultats aux ELS : Contraintes**

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	<input type="text"/> MPa	<input type="text"/> MPa
armatures supérieures :	<input type="text"/> MPa	<input type="text"/> MPa
armatures inférieures :	<input type="text"/> MPa	<input type="text"/> MPa
béton fibre inférieure :	<input type="text"/> MPa	<input type="text"/> MPa
- Diagram (Right):** A rectangular cross-section with a width of 0,45 m and a height of 0,4 m. The top 0,04 m is shaded with diagonal lines. The label '+ G' is centered in the section. A dimension of 0,02 m is shown at the bottom right corner.
- Status Bar:** Pour l'aide, appuyez sur F1 (left) and MAJ (right).

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

VI-1-4 Calcul de ferrailage (flexion composée) :

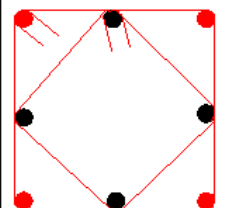
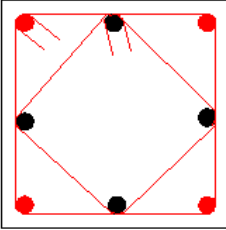
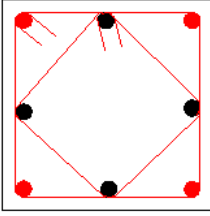
Section	sens	Combinaison	N	M	C	d	Obs	A _{sup}	A _{inf}	Choix armatures	Aadoptée	Amin	Schéma de ferrailage
50*50	SENS X-X	ELU	1234,8	-2,11	0,02	0,48	SEC	0,00	0,00	4HA20 +4HA20	25,10cm ²	22,5	
		0,8G+Ey	-143,07	-3,395	0,02	0,48	SET	2,27	1,84				
		G+Q+Ex	100,05	66,825	0,02	0,48	SEC	0,00	3,20				
	SENS Y-Y	ELU	1234,8	-0,055	0,02	0,48	SEC	0,00	0,00				
		0,8G+Ey	-143,07	6,495	0,02	0,48	SET	1,65	2,46				
		G+Q+Ey	564,77	13,196	0,02	0,48	SEC	0,00	0,00				
45*45	SENS X-X	ELU	951,62	-8,426	0,02	0,43	SEC	0,00	0,00	4HA20 +4HA16	20,56cm ²	18,22	
		0,8G+Ey	-481,87	5,87	0,02	0,43	SET	6,52	7,34				
		G+Q+Ex	98,31	79,62	0,02	0,43	SEC	0,00	4,16				
	SENS Y-Y	ELU	951,62	-22,01	0,02	0,43	SEC	0,00	0,00				
		0,8G+Ey	-481,87	5,767	0,02	0,43	SET	6,52	7,33				
		G+Q+Ey	96,82	-29,46	0,02	0,43	SEC	0,59	0,00				
25*25	SENS X-X	ELU	428,37	-0,27	0,02	0,23	SEC	0,00	0,00	4HA12 +4HA12	9,04cm ²	5,62	
		0,8G+Ey	-127,43	-0,48	0,02	0,23	SET	1,87	1,80				
		G+Q+Ex	294,74	-12,85	0,02	0,23	SEC	0,00	0,00				
	SENS Y-Y	ELU	428,37	-5,73	0,02	0,23	SEC	0,00	0,00				
		0,8G+Ey	-127,43	3,08	0,02	0,23	SET	1,62	2,05				
		G+Q+Ey	39,9	-5,80	0,02	0,23	SEC	0,00	0,00				

Tableau VI-2: Résultats de ferrailage des poteaux à ELU.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

VI-1-5-Vérifications à l'ELU :

➤ Les armatures transversales :

1) Diamètre des armatures transversales : (BAEL91 modifiées 99/Art A.8.1,3).

$$\phi_t = \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \qquad \phi_t = 8 \text{ mm} \quad ; \quad \phi_t = 10 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 8$ pour les poteaux (50×50), et deux cadre en $\phi 10$ pour les poteaux (45×45) et (25×25).

Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$) Pour les poteaux (50×50)

Soit ($A_t = 3,14 \text{ cm}^2$) Pour les poteaux (45×45) et (25×25)

2) Espacement des armatures transversales :

<u>Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)</u>
$S_t \leq \min\{10\phi_1^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\} \quad S_t \leq \min\{10 * 1, 2; 40\text{cm}; (25 + 10)\text{cm}\}$ <p>Avec : a : la petite dimension transversale des poteaux</p> <p style="text-align: center;">$S_t \leq 12\text{cm} \quad$ Soit : $S_t = 12 \text{ cm}.$</p>
<u>Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)</u>
<p><u>En zone courante (pour zone III) :</u></p> $S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_1 \right\} = \text{Min}\{25, 25, 12\}$ <p style="text-align: center;">Soit : $S_t = 12\text{cm}.$</p> <p><u>En zone nodale (pour zone III) :</u></p> $S_t \leq \min\{10\text{cm}; 10\phi_1^{\min}\} = \min\{10; 10 * 1, 2\} = \min\{10 ; 12\} = 12\text{cm}$ <p style="text-align: center;">Soit: $S_t = 10 \text{ cm}$</p>

3) Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t . b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0,8 \% S_t . b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec_ b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λ_g : Elancement géométrique du poteau : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

l_f : longueur de flambement du poteau. $l_f = 0,7 l_0$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

Les résultats se résument dans le tableau suivant :

<i>poteau</i>	<i>hauteur</i>	L_f	λ_g	$A_t^{min} = 0,3\% S_t . b_1$	A_{adopte}	<i>Observation</i>
50*50	4,08	2,856	5,712	1,5	2,01	condition vérifiée
45*45	3,06	2,142	4,76	3,04	3,14	condition vérifiée
25*25	3,06	2,142	4,76	2,11	3,14	condition vérifiée

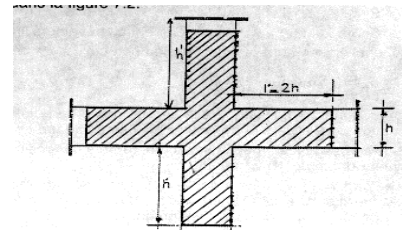
Tableau VI-3 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.

➤ **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. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1}).$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.



	H	h'
Poteau (50*50)	4,08	$h' = \text{Max} \left(\frac{408-35}{6}; 50; 50; 60 \right) = 62,17 \text{ cm}$
Poteau (45*45)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteau (25*25)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 25; 25; 60 \right) = 60 \text{ cm}$

Tableau VI-4 : Détermination de la zone nodale.

➤ **La longueur minimale des recouvrements est de :**

Pour la **zone III** : $L_r = 50\Phi$

Ø20	Ø16	Ø14	Ø12
$L_r = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$	$L_r = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm}$	$L_r = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}$	$L_r = 50 \times 1,2 = 60 \text{ cm}$

➤ **Vérification des contraintes tangentielles (RPA99 version 2003/Art.7.4.3.2) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec : $\lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0,075 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa.}$

et à 0,04 dans le cas contraire $\bar{\tau}_{bu} = 1,00 \text{ MPa.}$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

Poteau	h_e	$b=h$	$\lambda_g \geq 5$	D	T_u	$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$	$\bar{\tau}_{bu}$
50*50	4,08	0,5	5,712	0,48	19,65	0,0819	1,875
45*45	3,06	0,45	4,76	0,43	54,36	0,280	1,00
25*25	3,06	0,25	4,76	0,23	3,83	0,666	1,00

Tableau VI-5: Vérification des contraintes tangentielles.

VI-6 -Vérifications 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 $\bar{\sigma}_s$.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA.}$$

Exemple de calcul avec SOCOTEX

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

La section d'acier et béton sont donnée par SOCOTEC:

The screenshot shows a software window titled "sans nom - BaeIR" with a menu bar (Fichier, Edition, Options, Affichage ?) and a toolbar. The main interface is divided into several sections:

- Hypothèses | Saisie | Dessin | Résultats | Aperçu** (Navigation tabs)
- Résultats aux ELU : Sections d'armatures**
 - supérieures : cm²
 - inférieures : cm²
- Résultats aux ELS : Contraintes**

	calculées	limites
béton fibre supérieure	<input type="text"/> 1,2 MPa <	<input type="text"/> 15 MPa
armatures supérieures	<input type="text"/> 16,4 MPa <	<input type="text"/> 400 MPa
armatures inférieures :	<input type="text"/> -22,1 MPa <	<input type="text"/> 400 MPa
béton fibre inférieure :	<input type="text"/> 0 MPa <	<input type="text"/> 15 MPa

Position de l'axe neutre : y0 = 0,22 m
- Diagramme**: A cross-section of a rectangular element with a width of 0,5 m and a height of 0 m. The top 0,22 m is shaded with diagonal lines, representing the reinforcement zone. The bottom 0,02 m is also shaded. The label "+ G" is centered in the white area.

At the bottom, there is a status bar with the text "Pour l'aide, appuyez sur F1" and a "MAJ" button.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

Les résultats de vérification sont résumé dans le tableau suivant :

Poteaux	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bE}	σ_{EE}	σ_{bt}	σ_{Et}	OBS
			Mpa	MPa	MPa	MPa	
50*50	$N_{\min}=59,5$	$M_{\text{cor}}=19,901$	1,2	16,4	0	-22,1	CV
	$N_{\max}= 898,16$	$M_{\text{cor}}=1,51$	3,28	49,2	3,17	47,6	CV
	$N_{\text{cor}}=2,95$	$M_{\max}=19,909$	1,08	13,6	0	-46	CV
45*45	$N_{\min}=16,67$	$M_{\text{cor}}=1,028$	0,1	1,45	0,02	0,37	CV
	$N_{\max}= 614,31$	$M_{\text{cor}}=3,527$	2,37	35,4	2,10	31,7	CV
	$N_{\text{cor}}=2,71$	$M_{\max}=21,37$	1,23	15,4	0	-56,3	CV
25*25	$N_{\min}=28,68$	$M_{\text{cor}}=4,201$	0,32	4,5	0	-1,79	CV
	$N_{\max}= 192,83$	$M_{\text{cor}}=0,158$	0,75	11,2	0,73	11	CV
	$N_{\text{cor}}=2,71$	$M_{\max}=4,178$	0,38	4,56	0	-23,5	CV

Tableau VI-6 : Vérification des contraintes a ELS.

Conclusion : Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

VI.2. Ferrailage des poutres :

VI.2.1 Introduction :

Les poutres seront calculées en flexion simple, leur ferrailage se fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel ETABS.

• Les combinaisons du calcul :

Elles seront ferrillées en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes:

Selon BAEL 2019		Selon RPA99/2003	
ELU	$1,35G + 1,5Q$	RPA99/2003	$G + Q \pm E$
ELS	$G + Q$	RPA99/2003	$0,8G \pm E$

VI.2.2. Recommandations du RPA :

• Armatures longitudinal: (RPA Art.7.5.2.1)

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0,5% en toute section.

$$A_{min} = 0,5\% b \cdot h$$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone recouvrement

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant:

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

Section des poutres (cm^2)	Pourcentage min armatures (en zone III) $A_{min} = 0,5\% b \cdot h (cm^2)$	Pourcentage max d'armatures (en zone III)	
		Zone de recouvrement $A_{max} = 6\% b \cdot h (cm^2)$	Zone courante $A_{max} = 4\% b \cdot h (cm^2)$
PP25 × 35	4,38	52,5	35
PS25 × 35	4,38	52,5	35
PC20 × 20	2,00	24	16

Tableau VI.2.1 : la section minimal et maximal d'armature.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures 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.

VI.2.3. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

- Ferrailage des poutres :

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant entravées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\phi \cdot \gamma_b}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

Situation	Béton			Acier			
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)	θ
Situation durable	1,50	25	14,20	1,15	400	348	1
Situation Accidentelle	1,15	25	21,74	1,00	400	400	0,85

Tableau VI.2.2: Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

Pour les aciers de nuances feE400 on a : $\mu_1 = 0,392$

- **1^{er} cas :** $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

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

$$\text{Section d'acier tendue : } A_{St} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

- **2^{ème} cas :** $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée.

La section réelle est considérée comme étant équivalente à la somme des deux sections.

On calcule :

$$M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_U - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à L'ELU dans les poutres.

$$\begin{cases} A_{St} = \frac{M_r}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c) \cdot \sigma_s} \\ A_{Sc} = \frac{\Delta M}{(d-c) \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

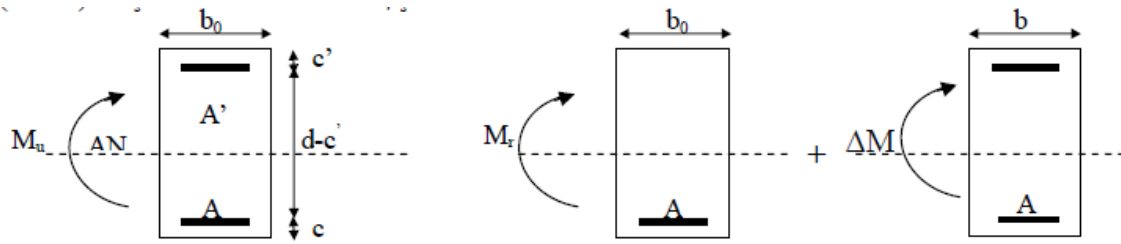


Figure VI.2.1 : Section rectangulaire doublement armée.

VI.2.4. Ferrailage des poutres :

Après avoir extrait les moments en utilisant ETABS, on va ferrailer avec le moment maximum que ce soit aux appuis ou bien en travées puis on adopte leur section de ferrailage.

Exemple de calcul :

- **Ferrailage des poutres principales (25x35) :**

b = 25 cm

h = 35 cm

c = 2 cm

d = 35 - 2 = 33 cm

En travée : $M_t = 104,11 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{104,11 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 21,74} = 0,176$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta} = \frac{0,85 \times 25}{1,15 \times 0,85} = 21,74 \text{ MPa}$

$\mu = 0,176 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$$\mu = 0,176 \Rightarrow \beta = 0,902$$

D'où : $A_{St} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{104,11 \times 10^6}{0,902 \times 330 \times 400} = 8,74 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $M_a = -106,03 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{106,03 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 21,74} = 0,179$$

$\mu = 0,179 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$$\mu = 0,179 \Rightarrow \beta = 0,9005$$

D'où : $A_{St} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{106,03 \times 10^6}{0,9005 \times 330 \times 400} = 8,92 \text{ cm}^2$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

- Ferrailage des poutres secondaires (25x35) :

b= 25 cm

h= 35 cm

c= 2 cm

d= 35-2= 33 cm

En travée : $M_t = 27,28 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{27,28 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 21,74} = 0,046$$

$\mu = 0,046 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$$\mu = 0,046 \Rightarrow \beta = 0,976$$

$$D'où : A_{St} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{27,28 \times 10^6}{0,976 \times 330 \times 400} = 2,12 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $M_a = -38,07 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{38,07 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 21,74} = 0,064$$

$\mu = 0,064 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$$\mu = 0,064 \Rightarrow \beta = 0,967$$

$$D'où : A_{St} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{38,07 \times 10^6}{0,967 \times 330 \times 400} = 2,98 \text{ cm}^2$$

- Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants :

• Ferrailage des poutres principales :

	M_{max} (kN.m)	μ_b	Obs	β	A_{St}	0,5% b.h	Ferrailage	$A_{Adoptée}$ (cm ²)
En travée	104,11	0,176	SSA	0,902	8,74	4,38	3HA14+3HA14	9,24
Aux appuis	106,03	0,179	SSA	0,9005	8,92	4,38	3HA14+3HA14	9,24

• Ferrailage des poutres secondaires :

	M_{max} (kN.m)	μ_b	Obs	β	A_{St}	0,5% b.h	Ferrailage	$A_{Adoptée}$ (cm ²)
En travée	27,28	0,046	SSA	0,976	2,12	4,38	3HA14	4,62
Aux appuis	38,07	0,064	SSA	0,967	2,98	4,38	3HA14	4,62

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

• Ferrailage des poutres de chainages :

	M_{max} (kN.m)	μ_b	Obs	β	A_{St}	0,5% b. h	Ferrailage	$A_{Adoptée}$ (cm ²)
En travée	9,38	0,067	SSA	0,9655	1,35	2,00	3HA12	3,39
Aux appuis	12,62	0,090	SSA	0,953	1,84	2,00	3HA12	3,39

VI. 2.5. Vérifications à L'ELU :

- Condition de non fragilité :..... (BAEL 91/99 Art.4.2.1)

La section des armatures calculées doit vérifier la condition suivant:

$$A_{adoptée} \geq A_{min}$$

Avec :

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

	$A_{Adoptée}$ (cm ²)		A_{min} (cm ²)	Obs
Poutres principales (25 × 35)	En travée	9,24	$\frac{0,23 \times 25 \times 33 \times 2,1}{400} = 0,996$	C.V
	Aux appuis	9,24		C.V
Poutres secondaires (25 × 35)	En travée	4,62	$\frac{0,23 \times 25 \times 33 \times 2,1}{400} = 0,996$	C.V
	Aux appuis	4,62		C.V
Poutres de chainages (20 × 20)	En travée	3,39	$\frac{0,23 \times 20 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,435$	C.V
	Aux appuis	3,39		C.V

- Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL91/99 Art A.5.1.1) :

On doit de vérifier la relation:

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{max} \text{- effort tranchant.}$$

• $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$ fissurations peu nuisibles.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

Poutres	Effort tranchant T_{max} (kN)	b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs
Poutres principales	88,12	25	33	1,07	3,33	CV
Poutres secondaires	69,89	25	33	0,85	3,33	CV
Poutres de chainages	23,41	20	18	0,65	3,33	CV

- Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (BAEL91/99 - Art A.5.1.313) :

On doit vérifier la relation :

$$T_{max} \leq \bar{T}_{max} = 0,4 \times \frac{0,9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres	Effort tranchant T_{max} (kN)	b (cm)	d (cm)	f_{c28} (MPa)	\bar{T}_u (kN)	Obs
Poutres principales	88,12	25	33	25	495	CV
Poutres secondaires	69,89	25	33	25	495	CV
Poutres de chainages	23,41	20	18	25	216	CV

- Influence de l'effort tranchant sur les armatures (BAEL91/99 - Art A.5.1.313) :

On doit vérifier la relation : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} (T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d})$

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$

on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à :

$$A_s = \frac{1,15}{f_e} (T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d})$$

Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0$ donc la vérification n'est pas nécessaire .

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

Poutres	$T_u - \frac{M_u}{0.9d} < 0$
Poutres principales (25 × 35)	$88,12 - \frac{106,03}{0,9 \times 0,33} = -268,88 < 0$
Poutres secondaires (25 × 35)	$69,89 - \frac{38,07}{0,9 \times 0,33} = -58,29 < 0$
Poutres de chaînages (20 × 20)	$23,41 - \frac{12,62}{0,9 \times 0,18} = -54,49 < 0$

Observation:

Toutes les poutres vérifient la condition : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} < 0$

Donc la vérification n'est pas nécessaire et les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL 91/99 - Art A.6.1.3) :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \Sigma U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_S \cdot f_{t28}$ Avec : Ψ_S : Coefficient de scellement, $\Psi_S = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \Sigma U_i}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

Avec :

ΣU_i : Somme des périmètres utiles des barres.

$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \phi$ n : nombre de barres.

Poutres	Effort tranchant T_{max} (kN)	d (cm)	$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \phi$ (cm)	τ_{se} (MPa)	$\bar{\tau}_{se}$ (MPa)	Obs
Poutres principales	88,12	33	$6 \times 3,14 \times 1,4 = 26,38$	1,13	3,15	CV
Poutres secondaires	69,89	33	$3 \times 3,14 \times 1,4 = 13,19$	1,78	3,15	CV
Poutres de chaînages	23,41	18	$3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,31$	1,28	3,15	CV

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité

Poutres principales : aux appuis **3HA14+3HA14**

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \times 3,14 \times 1,4 = 26,38 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \Sigma U_i} = \frac{88,12}{0,9 \times 330 \times 263,8} = 1,13 \text{ MPa}$$

Longueur de scellement droit des barres : (BAEL91/99 Art A.6.1.23) :

$$L_S = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}$$

Avec : $\tau_{se} = 0,6 \times \psi_S^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$

$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$

$\psi_S = 1,5$ Pour les aciers à haute adhérence

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $L_a = 0,4 L_S$ pour les aciers **HA**.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

Section d'armature	$L_S = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} \text{ (cm)}$	$L_a = 0,4 L_S \text{ (cm)}$
HA14	$\frac{1,4 \times 4000}{4 \times 2,84} = 49,30$ On prend : 50 cm	20
HA12	$\frac{1,2 \times 4000}{4 \times 2,84} = 42,25$ On prend : 45 cm	18

• **Armatures transversales :..... (RPA99/2003 Art 7.5.2.2)**

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

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

ϕ_l : Étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

Poutres	$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l\right)$		
Poutres principales (25×35)	$\phi_t \leq \min(10; 14; 25)$	Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$	$A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$
Poutres secondaires (25×35)	$\phi_t \leq \min(10; 14; 25)$	Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$	$A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$
Poutres de chaînages (20×20)	$\phi_t \leq \min(5,72; 12; 20)$	Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$	$A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

La section d'armature transversale :

$$A_t = \frac{4 \cdot \pi \cdot \phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3,14 \times 0,8^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

Espacement des armatures transversales :

Espacement maximal des armatures selon le BAEL 91 modifiées 99 :

	S_t (cm)		$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferrailage (cm ²)
Poutres Principales (25 × 35)	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$ $S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,4\right)$ $S_t \leq 8,75$	On prend $S_t = 8$	0,6	4HA8
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$ $S_t \leq 17,5$	On prend $S_t = 15$	1,13	4HA8
Poutres Secondaires (25 × 35)	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$ $S_t \leq 8,75$	On prend $S_t = 8$	0,6	4HA8
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$ $S_t \leq 17,5$	On prend $S_t = 15$	1,13	4HA8

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

Poutres de Chainages (20 × 20)	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$ $S_t \leq 5$	On prend $S_t = 5$	0,3	4HA8
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$ $S_t \leq 10$	On prend $S_t = 8$	0,48	4HA8

Donc on choisira un cadre + un étrier soit: **At = 4HA8 = 2.01 cm²**

Aadoptée = 2.01 cm² > Atmin dans les cas poutre donc cette condition est vérifiée.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

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.

$$L' = 2 \times h$$

- **Poutre principal :** **L' = 2 x 35 = 70 cm**
- **Poutre secondaire :** **L' = 2 x 35 = 70 cm**
- **Poutre de chaînage :** **L' = 2 x 20 = 40 cm**

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

VI. 2.6. Vérifications à L'ELS :

1- Etat limite d'ouverture des fissurations (BAEL91/99 - Art. B.6.3) :

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

—————> Fissuration peu préjudiciable.

2- Vérification des contraintes :

- Vérification de la contrainte dans les aciers :

La contrainte dans les aciers doit vérifier la relation :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \cdot \beta_1 \cdot d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Avec : $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} \longrightarrow \{\beta_1; K_1\} \longrightarrow$ à partir des tableaux à ELS.

A_{st} : La section d'armature adoptée.

- Vérification de la contrainte dans le béton : (BAEL91/99 - Art A.4.5.2)

La contrainte de compression du béton doit vérifier la relation :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

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

Les résultats des vérifications sont mentionnés dans le tableau suivant :

Poutres		M_s (kN.m)	ρ	β_1	K_1	d (cm)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Poutres Principales (25×35)	Travé	19,84	1,12	0,855	19,48	33	9,24	76,10	348	CV	3,91	15	CV
	Appui	-27,40	1,12	0,855	19,48	33	9,24	105,10	348	CV	5,40	15	CV
Poutres secondaires (25×35)	Travé	8,58	0,56	0,888	29,64	33	4,62	63,38	348	CV	2,14	15	CV
	Appui	-15,39	0,56	0,888	29,64	33	4,62	113,68	348	CV	3,84	15	CV
Poutres de chainage (20×20)	Travé	6,75	0,94	0,864	21,76	18	3,39	128,03	348	CV	5,88	15	CV
	Appui	-9,08	0,94	0,864	21,76	18	3,39	172,23	348	CV	7,92	15	CV

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

- Etat limite de déformation (la flèche) :.....(BAEL91/99- Art B.6.5)

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

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel **ETABS** doivent vérifier la condition suivantes :

$$f < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

f : La valeur de la flèche trouvée par **ETABS**

L : La plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

- Poutre principale :

La flèche admissible : la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur : $L = 405 \text{ cm}$

$$f = 7,248 \times 10^{-4} \text{ cm} < \bar{f} = 0,81 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Poutre secondaire :

La flèche admissible : la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur : $L = 400 \text{ cm}$

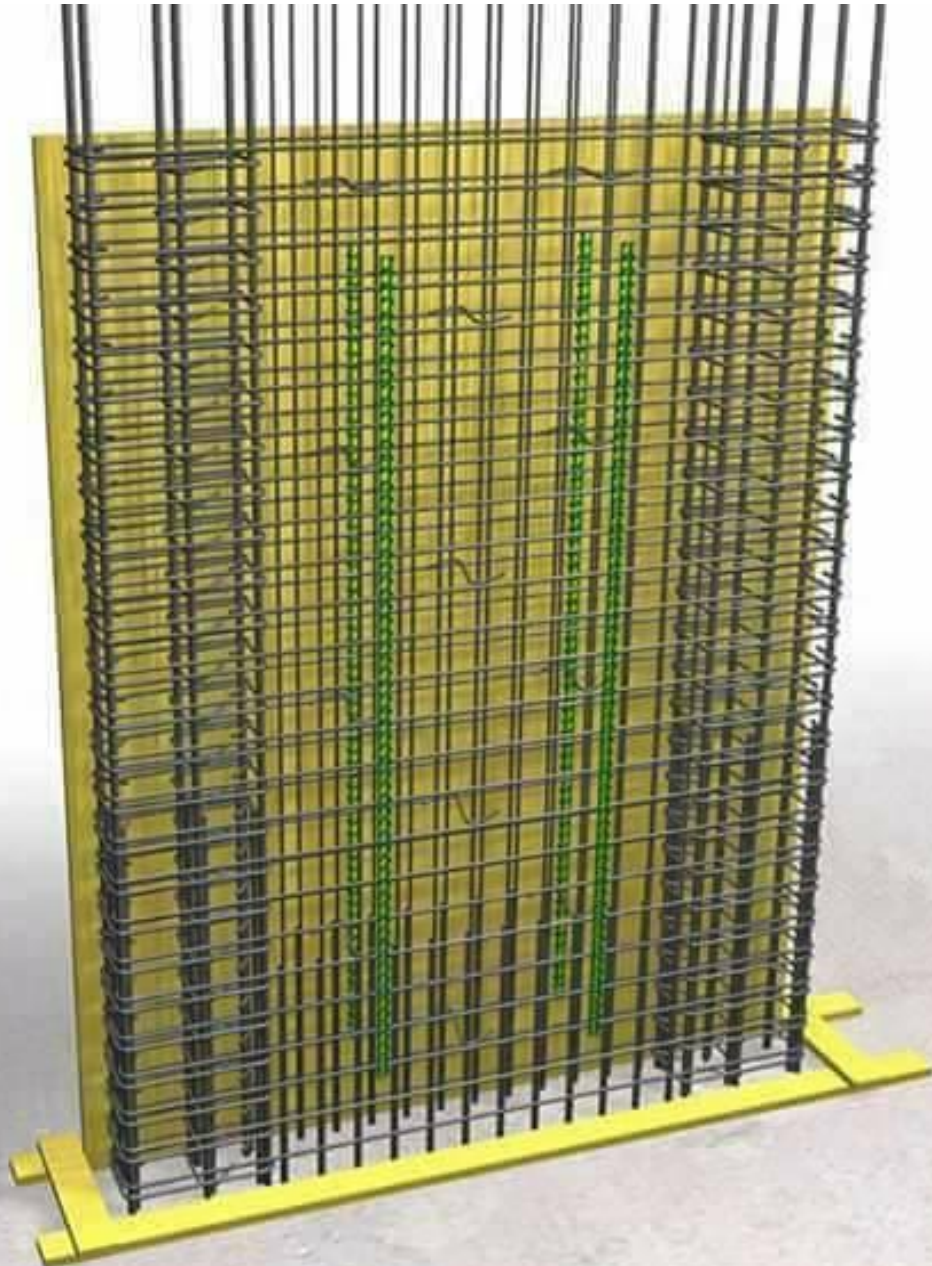
$$f = 8,19 \times 10^{-5} \text{ cm} < \bar{f} = 0,80 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

VI-3: Ferrailage des voiles



Chapitre VI : Ferrailage des éléments

VI-3-1- Ferrailage des voiles :

Le ferrailage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (**G et Q**) et horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures : Armatures verticales. Armatures horizontales et les Armatures transversales.

Combinaison d'action :

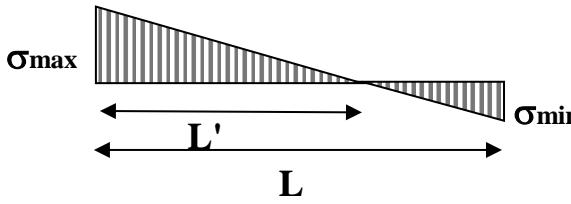
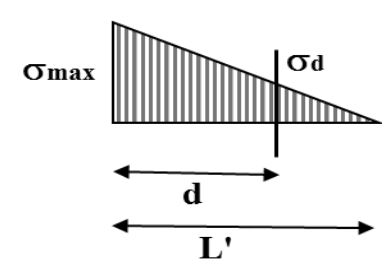
<u>Selon le BAEL 99</u>	<u>Selon le RPA version 2003 :</u>
1.35G+1.5Q	G+Q±E
G+Q	0.8G±E

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

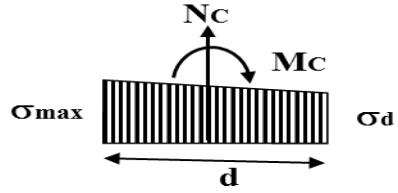
- ✓ **Zone I :** S_SOL, RDC.
- ✓ **Zone II :** 1^{ER}, 2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme}, 5^{eme} étage.

VI-3-2- Exposé de la méthode de calcul :

❖ Armature verticale :

Type de sollicitation	<p>En fonction des contraintes agissant sur le voile, On est dans le cas d'une : Section partiellement comprimé SPC.</p> 
longueur de calcul « d »	$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right).$
Largeur L'	$L' = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L$
Calcul de la contrainte au niveau de la section [d]	<p style="text-align: center;">$\sigma_d = \left(\frac{L'-d}{L'}\right) \sigma_{\max}$</p> 

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

Calcul des efforts internes correspondants	$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d \cdot e$ 
Calcul du ferrailage	$\gamma_s = 1 \quad \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$ <p style="text-align: right; margin-right: 100px;">= (1.15 situation durable; 1 situation accidentelle)</p> $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \sigma_s : \text{Contrainte de calcul des acier}$ $\sigma_s = 400,0 \text{ [Mpa]}$ $A_s = \frac{N}{\sigma_s} \quad A_s : \text{Section des armatures}$
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 :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales

BEAL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4}$

RPA 2003 : $A_h \geq 0.15\% B$

❖ Armature transversale :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

❖ Armature 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 : $V=1,4$

T : effort tranchant calculé au niveau considéré

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

❖ Armature 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 $\geq 4\text{HA}10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ Disposition constructives :

Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1, 5e; 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

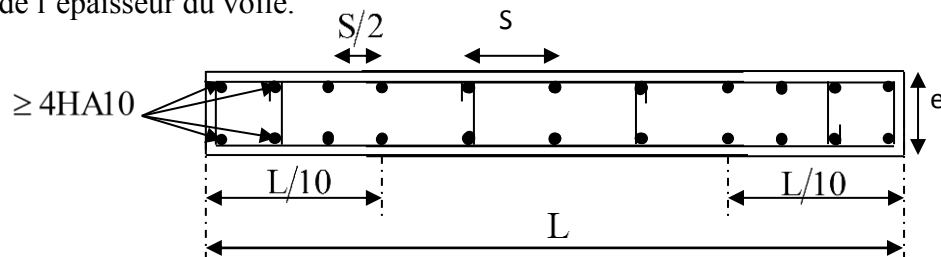
Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

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.



❖ Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après le RPA99 /2003:

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} \quad \text{Avec : } V = 1.4 T$$

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq \min\left\{0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right\}$

❖ Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à **15 MPA**.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa.}$$

VI-3-3-Calcul de ferrailage:

VT1 = 3,00 m		Zone	I	II
Sollicitation de calcul	h poutre(m)		0,35	0,35
	hauteur d'étage		4,08	3,06
	L (m)		3,0	3,0
	e (m)		0,20	0,20
	B (m ²)		0,6	0,6
	H		3,73	2,71
	T(kN)		975,166	611,552
	N _{ser} (kN)		1758,60	1260,25
	Vu (kN)		1365,232	856,173
	σ_{max} (kN/m ²)		3281,870	3280,780
	σ_{min} (kN/m ²)		1594,440	2552,840
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00
Armatures verticales	Lt		2,36	1,97
	Lc		1,14	1,53
	D		1,57	1,31
	σ_1		1093,957	1093,593
	N ₁		687,17	574,03
	A _{v1} /bande (cm ²)		17,18	14,35
	A _{vj} (cm ²)		37,54	23,54
	A'v1/bande/nappe		26,57	20,24
Armatures minimales			6,28	5,25
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm ²)		27,12	20,34
	Choix de A (cm ²)		2*(11HA12)	2*(9HA12)
	Espacement (cm)		15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		10,50	10,50
	AH adopté (cm ²)		11,775	12,4344
	choix de la section		15HA10	11HA12
	Espacement (cm)		25	25
Armatures transversales			4 épingles HA8 /m ²	
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$		2,167	1,359
	3,26 MPA		1,548	0,971
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$		2,374	1,725

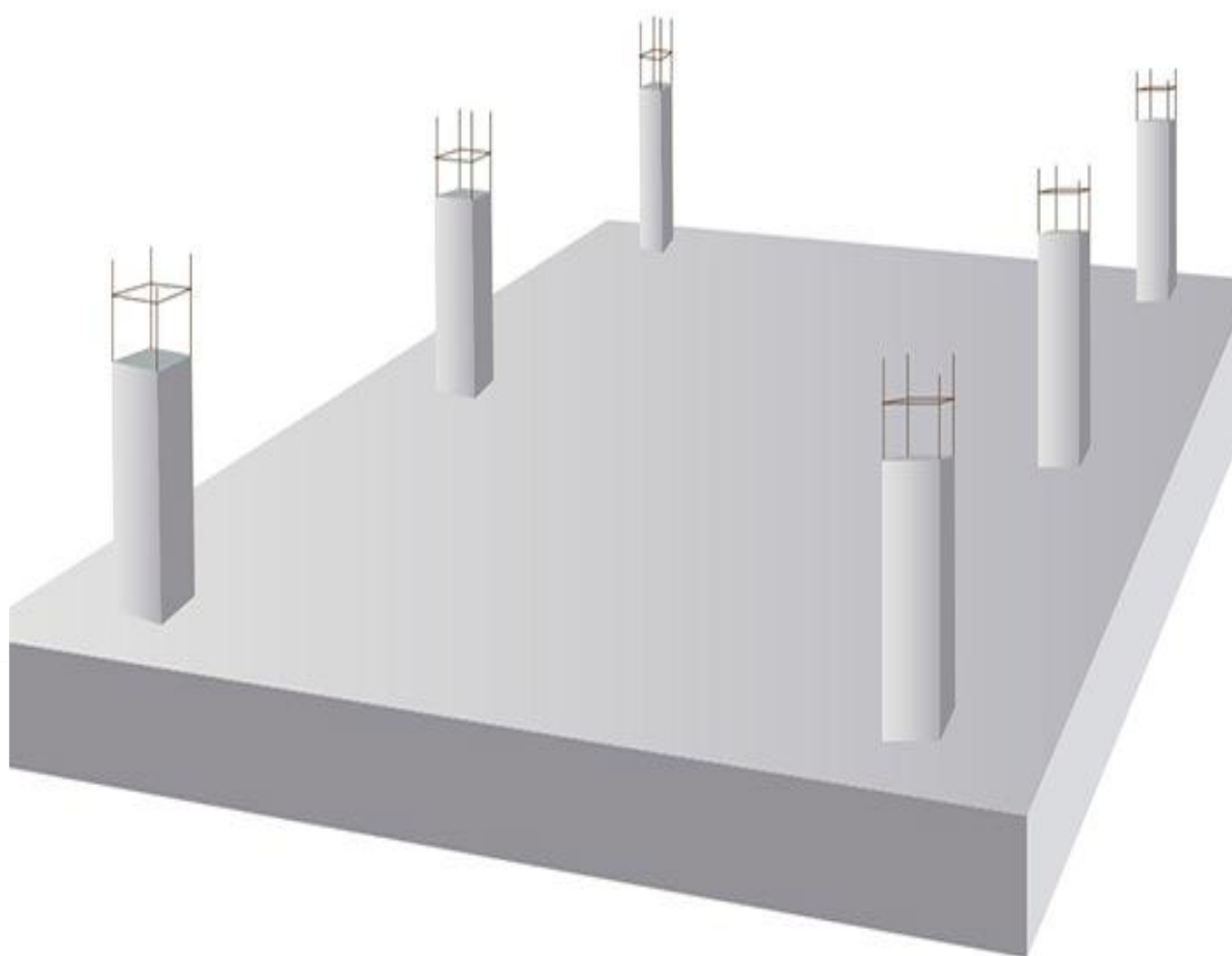
Chapitre VI : Ferrailage des éléments

VL1=1,20 m		Zone	I	II
Sollicitation de calcul	h poutre(m)		0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,08	3,06
	L (m)		1,20	1,20
	e (m)		0,20	0,20
	B (m ²)		0,24	0,24
	H		4,080	3,060
	T(kN)		689,300	549,170
	N _{ser} (kN)		1266,43	939,32
	V _u (kN)		965,020	768,838
	σ_{\max} (kN/m ²)		3043,900	2043,900
	σ_{\min} (kN/m ²)		2455,710	1455,710
σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	
Armatures verticales	Lt		0,66	0,70
	Lc		0,54	0,50
	D		0,44	0,47
	σ_1		1014,633	681,300
	N ₁		179,70	127,33
	A _{v1} /bande (cm ²)		4,49	3,18
	A _{vj} (cm ²)		26,54	21,14
	A ['] v1/bande/nappe		11,13	8,47
Armatures minimales			1,77	1,87
Ferrailage	A ['] v1 adopté (cm ²)		12,3	9,04
	Choix de A (cm ²)		2*(4HA14)	2*(4HA12)
	Espacement (cm)		15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		8,40	8,40
	AH adopté (cm ²)		11,775	8,635
	choix de la section		15HA10	11HA10
	Espacement (cm)		25	25
Armatures transversales			4 épingles HA8 /m²	
Vérifications contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$		4,468	3,559
	3,26 Mpa		3,191	2,542
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$		4,900	3,705

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

VL2= 2,1 m		Zone	I	II
Sollicitation de calcul	h poutre(m)		0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,08	3,06
	L (m)		2,1	2,1
	e (m)		0,20	0,20
	B (m ²)		0,42	0,42
	H		3,73	2,71
	T(kN)		984,450	741,390
	N _{ser} (kN)		2022,44	1539,19
	V _u (kN)		1378,230	1037,946
	σ_{\max} (kN/m ²)		4425,500	2685,640
	σ_{\min} (kN/m ²)		4663,330	5134,120
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00
Armatures verticales	L _t		1,02	0,72
	L _c		1,08	1,38
	D		0,68	0,48
	σ_1		1475,167	895,213
	N ₁		402,24	172,17
	A _{v1} /bande (cm ²)		10,06	4,30
	A _{vj} (cm ²)		37,90	28,54
	A'v1/bande/nappe		19,53	11,44
Armatures minimales			2,73	1,92
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm ²)		20,096	12,31
	Choix de A (cm ²)		2*(5HA16)	2*(4HA14)
	Espacement (cm)		15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		8,04	7,80
	AH adopté (cm ²)		11,775	8,635
	choix de la section		15HA10	11HA10
	Espacement (cm)		25	25
Armatures transversales			4 épingles HA8 /m ²	
Vérifications contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$		3,646	2,746
	3,26 Mpa		2,604	1,961
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$		4,493	3,510

CHAPITRE VII :
Etude du radier général



Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1) Introduction

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure situés au dessous de la base dont le rôle est d'assurer la transmission des charges au sol provenant de la superstructure ; elles forment une assise rigide.

Elles doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Répondre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

a-Fondations superficielles : Utilisées pour des sols de grande capacité portante

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

b-Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

VII.2) Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3) Choix et type de fondations

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du sol de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VII .4) Dimensionnement

1) Semelle isolée sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s max qui est obtenue à la base de tous les poteaux du S- SOL .

$$A. B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{50}{50} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

❖ Exemple

$$N_{ser} = 2543,54\text{KN} \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200\text{KN/m}^2 \quad B = 3,56\text{m}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{2543,54}{200}} \implies B \geq 3,56 \text{ m}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

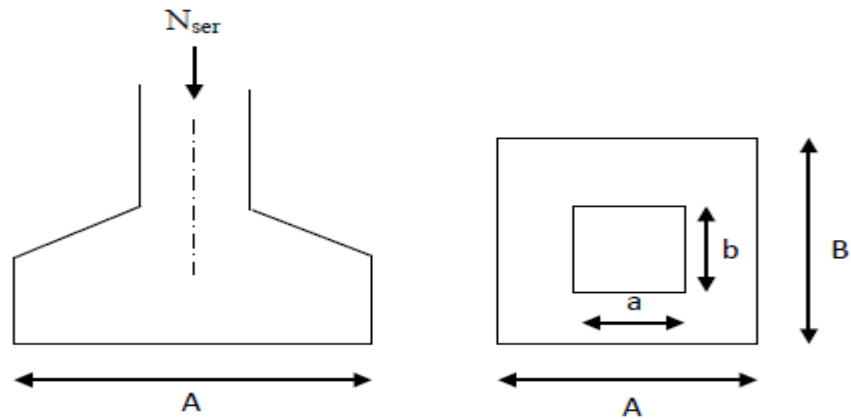


Fig VII.1 : schéma de la semelle isolée.

Remarque :

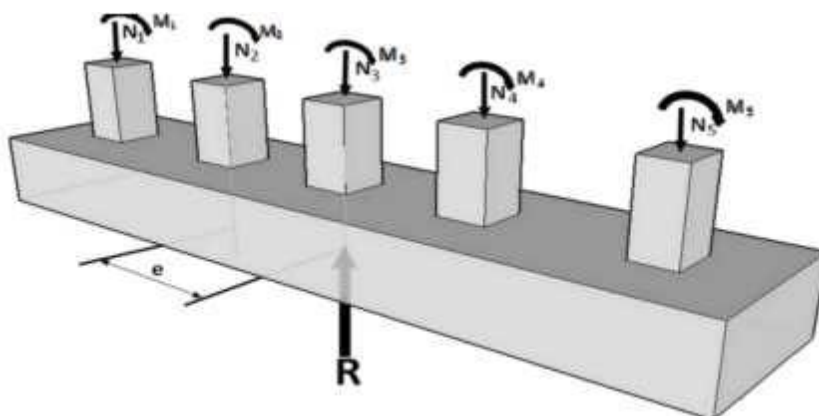
On remarque que l'utilisation de la semelle isolée est impossible à cause de chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

2) Semelles filantes

a) Semelles filantes sous poteaux :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.



❖ Etapes de calcul :

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum Ni ei + \sum Mi}{R}$$

ei : Excentricité par rapport au centre de gravité.

- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$e < \frac{l}{6} \implies \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$e > \frac{l}{6} \implies \text{Répartition triangulaire}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \\ q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \\ q\left(\frac{l}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) \end{array} \right.$$

- détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q(\frac{l}{4})}{\sigma_{sol}}$

❖ **Détermination de la résultante des charges :**

On fera le calcul sur le portique le plus sollicité

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Files	Ni	Mi	Ei	Ni ei
C5	839,96	4,029	9,025	7580,639
C6	925,14	-1,567	5,525	5134,527
C7	2524,45	-0,289	2,025	5112,011
C12	2543,54	-2,806	-2,025	-5150,668
C36	926,7	-2,145	-5,525	-5120,017
C41	773,24	-5,705	-9,025	-6978,491
Somme	8533,03	-7,84	/	578,001

Tableau VII.1 : Résultante des charges sous poteaux.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum Ni ei + \sum Mi}{R} = \frac{578,001 + (-7,84)}{8533,03} = 0,066$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$e = 0,066 < \frac{l}{6} = \frac{18,45}{6} = 3,075 \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

❖ **Calcul des contraintes :**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\min} = \frac{8533,03}{18,45} \left(1 - \frac{6(0,066)}{18,45} \right) \quad q_{\min} = 452,78 \text{KN/ml} \\ q_{\max} = \frac{8533,03}{18,45} \left(1 + \frac{6(0,066)}{18,45} \right) \quad \Longrightarrow \quad q_{\max} = 472,20 \text{ KN/ml} \\ q\left(\frac{l}{4}\right) = \frac{8533,03}{18,45} \left(1 + \frac{3(0,066)}{18,45} \right) \quad q\left(\frac{l}{4}\right) = 467,45 \text{KN/ml} \end{array} \right.$$

❖ **La largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{l}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} \quad \Longrightarrow \quad B \geq \frac{548,38}{200} \quad \Longrightarrow \quad B \geq 2,74$$

❖ **Surface totale de la semelle filante sous poteau :**

$$S_{\text{t pot}} = B \times L \times n$$

Avec :

n : nombre de portique dans le sens considéré.

$$\Longrightarrow \quad S_{\text{t pot}} = 257,93 \text{ m}^2$$

b) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

Avec :

σ_{sol} : Capacité portante du sol (**$\sigma_{\text{sol}} = 0,2 \text{MPa}$**)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	N_{ser} (KN)	L (m)	B (m)	S = B.L (m ²)
4 *VL1_2	2868,33	3,00	4,78	14,34
Totale =				57,36

Tableau VII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinales)

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : **$S_v = \sum S_i = 57,36 \text{m}^2$**

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Voiles	N _{ser} (KN)	L (m)	B (m)	S = B.L (m ²)
4*VT1_4	1275,4	1,2	5,31	6,37
4*VT2_3	2022,48	2,6	3,88	10,08
totale				65,8

Tableau VII.3 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversale)

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : $S_v = \sum S_i = 65,8 \text{ m}^2$

- Les sommes des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_{v,tot} = 57,36 + 65,8 = 123,16 \text{ m}^2$$

- La surface totale des semelles filantes sous voiles et sous poteau est :

$$S_{tot} = S_{t \text{ pot}} + S_{tV} = 257,93 + 123,16 = 381,09 \text{ m}^2$$

- La surface totale de la structure : $S_{tot \text{ structure}} = 437,26 \text{ m}^2$

- Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{t \text{ semelle}}}{S_{t \text{ structure}}} = \frac{416,5}{420,56} = 87\%$$

❖ conclusion

La surface totale des semelles représente **87%** de la surface totale du bâtiment

($S_s > 50\% S_T$), ce qui nous ramène à opter pour un radier général.

VII.5) Calcul du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en sous plan horizontale
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

- Semble mieux convenir aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VII.5.1) Pré dimensionnement du radier

- **Selon la condition d'épaisseur minimale**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

- **Selon la condition forfaitaire**

➤ **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

L_{max} : Portée maximale

$$L_{\max} = 4,05 \text{ m} \quad 50,62\text{cm} \leq h \leq 81\text{cm} \quad \text{On prend : } \mathbf{h = 80 \text{ cm}}$$

➤ **Sous poteaux**

✓ **La dalle**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{405}{20} = 20,25\text{cm}$$

On prend **h_d = 40cm**

✓ **La nervure :**

- **La hauteur de la nervure**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{405}{10} = 40,5\text{cm}$$

On prend **h_n = 60cm**

- **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. **K = 40MPa**

L_{max} : Portée maximale (**L = 4,05**)

De la condition précédente, nous tirons **h** :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

I : Inertie de la section du radier (**b = 1m**)

E : Module de déformation longitudinale déferée **E = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865MPa**

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4,05}{3,14}\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 1\text{m}$$

- **Largeur de la nervure :**

$$\longrightarrow 0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \longrightarrow 40 \leq b_n \leq 70$$

On prend : **b_n = 55cm**

❖ **Conclusion :**

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

Dalle :

Épaisseur **h = 40cm**

Nervure:

Hauteur **h = 100cm**

Largueur **b = 55cm**

VII.5.2)détermination de la surface nécessaire au radier :

A. Détermination des efforts à la base :

Charge permanente : **G = 30524,02 KN**

Charge d'exploitation : **Q = 4700,92 KN**

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

1) Combinaisons d'actions :

✓ ELU:

$$N_{ul} = 1,35G + 1,5 Q = 48258,807 \text{ KN}$$

✓ ELS:

$$N_{s1} = G + Q = 35224,94 \text{ KN}$$

2) Détermination de la surface nécessaire du radier :

✓ ELU:

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{48258,807}{1,33 \times 200} = 181,42 \text{ m}^2$$

✓ ELS:

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{35224,94}{1,33 \times 200} = 132,42 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 420,56 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_1 \text{ "ELU"; } S_2 \text{ "ELS"}) = 181,42 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas nous opterons pour un radier général qui couvre la totalité de la surface à bâtiment, avec un débord minimale imposé par les règles du BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30\text{cm}\right)$$

Nous prenons : $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$

Avec :

L_{deb} : débord

P : périmètre

$$\longrightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = S_{\text{bat}} + L_{\text{deb}} \cdot P = 420,56 + 0,5 \times (18,05 + 23,3) \times 2 = 461,91 \text{ m}^2$$

VII.5.3) Détermination des efforts à la base du radier :

A) Charge permanente :

❖ Poids du radier :

$$G_{\text{rad}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{nervure}} + G_{\text{remblai}} + G_{\text{dalle flottante}}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

❖ Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b$$
$$= (461,91 \times 0,4) \times 25 = 4619,1\text{KN}$$

$$P_{\text{dalle}} = 4619,1\text{KN}$$

❖ Poids de la nervure :

$$P_{\text{ner}} = b \times (h_n - h_d) \times (L \times n) \times \rho_b$$
$$= [(0,55 \times (1 - 0,40) \times (18,45 \times 8) + (23,68 \times 6))] \times 25 = 2344,65\text{KN}$$

$$P_n = 2344,65\text{KN.}$$

❖ Poids de T.V.O:

$$P_{\text{T.V.O}} = [(S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_{\text{rad}} - h_{\text{dal}}) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$\text{Avec : } S_{\text{ner}} = 0,55 (18,45 \times 8 + 23,68 \times 6) = 156,31\text{m}^2$$

$$P_{\text{T.V.O}} = [(461,91 - 156,31) \times (1 - 0,4)] \times 20 = 3667,2\text{KN.}$$

$$P_{\text{T.V.O}} = 3667,2\text{KN}$$

❖ Poids de la dalle flottante libre :

$$P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b$$

$$= 461,91 \times 0,1 \times 25 = 1154,77\text{KN. (} e_p = 10\text{cm).}$$

$$P_{\text{df}} = 1154,77\text{KN.}$$

❖ Poids totale du radier:

$$G_{\text{rad}} = 4619,1 + 2344,65 + 3667,2 + 1154,77 = 11785,72\text{KN.}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

B) charges d'exploitation :

➤ **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}} = 11785,72 + 30524,02 = 42309,74 \text{KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{rad}} + Q_{\text{bat}} = 1616,68 + 4700,92 = 6317,6 \text{KN}$$

➤ **Combinaison d'action :**

$$N_u = 1,35 \times 24309,74 + 1,5 \times 6317,6 = 42294,54 \text{KN}$$

$$N_s = 42309,74 + 6317,6 = 10548,34 \text{KN}$$

VII.6) Vérifications :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Il faut que} \quad : \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} \quad \text{ou} \quad \tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd}$$

Avec : $b = 100 \text{cm}$;

$$d = 0,9 h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{cm},$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{42294,54 \times 1}{461,91} \times \frac{4,05}{2} = 185,42 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{185,42}{1 \times 0,36} \times 10^{-3} = 0,51 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = \min \{ 2,5 \text{MPa}; 4 \text{MPa} \} = 2,5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,17 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification de la stabilité du radier :

✓ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{L_X}{2} = \frac{18,45}{2} = 9,225 \text{m} ; \quad Y_G = \frac{23,68}{2} = 11,84 \text{m}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

✓ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 12037,89\text{m}^4; \quad I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 20415,51\text{m}^4$$

La stabilité du radier consiste, à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) du aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \cdot \mathbf{h}$$

Avec :

M₀ : moment sismique à la base de la structure

T₀ : Effort tranchant à la base de la structure

h : Profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

On doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

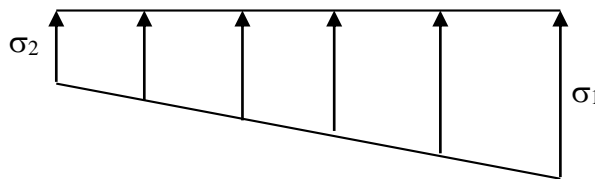


Fig.VII. 2 Diagramme des

A l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}$$

A l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Avec :

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{KN/m}^2; \quad 1,33\sigma_{\text{sol}} = 266 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M.V}{I}$$

Calcul les moments de renversement :

$$M_{X-X} = 91240,851 + (50455,459 \times 1) = 141696,31 \text{KN.m}$$

$$M_{Y-Y} = 91239,851 + (65707,479 \times 1) = 156947,33 \text{KN.m}$$

➤ **Sens longitudinal :**

✓ **ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{42294,54}{461,91} \pm \frac{141696,31}{12037,89} \times 9,225$$

$$\sigma_1 = 200,149 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = -17,023 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 145,856 \text{KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{10548,34}{461,91} \pm \frac{141696,31}{12037,89} \times 9,225$$

$$\sigma_1 = 22,836 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = -85,75 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 77,129 \text{KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :**

✓ **ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{42294,54}{461,91} \pm \frac{156947,33}{20415,51} \times 11,84$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$\sigma_1 = 247,87 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 245,97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 247,39 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ ELS :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y}{I_{YY}} \times V = \frac{10548,34}{461,91} \pm \frac{156947,33}{20415,51} \times 11,84$$

$$\sigma_1 = 113,85 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = -68,19 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 68,34 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c. Vérification au poinçonnement : (BAEL91 / Art A.5.2.4)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier

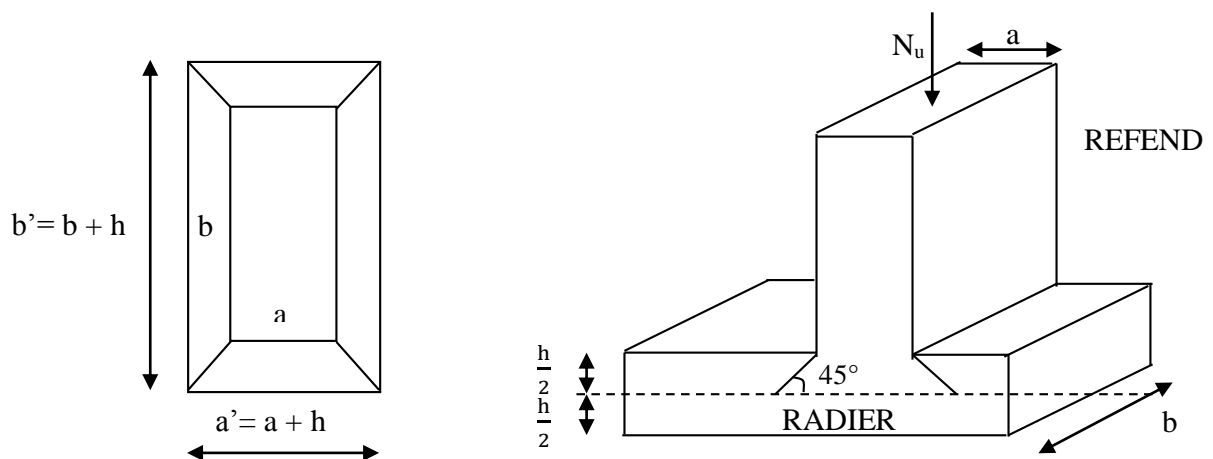


Fig. VII.3 Périmètre utile des voiles et des poteaux

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

✓ Vérification pour les poteaux :

$$\mu_c = 2(a + b) = 2(a' + b' + 2h) = 2 \times (0,5 + 0,5 + 2 \times 1) = 6\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4500\text{KN}$$

$$N_u = 2543,54 \text{ KN} < \bar{N}_u = 4500 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification pour les voiles :

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$N_u = 582,46 \text{ KN}, e = 20\text{cm}, b = 1\text{m}$$

$$\mu_c = 2(a + b) = 2(a' + b' + 2h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 1) = 6,4\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6,4 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4800 \text{ KN}$$

$$N_u = 2181,79 \text{ KN} < \bar{N}_u = 4800 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.7) Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué des panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le **BEAL 91**. Pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastres sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

▪ Panneaux encastres sur 4 appuis

On distingue deux cas :

1^{er} Cas :

Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$, les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

✓ Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0X} = \mu_x q_u L_x^2$

✓ Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0Y} = \mu_y M_{0X}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

❖ Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

▪ Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,00}{4,05} = 0,95 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0410 \\ \mu_y = 0,888 \end{array} \right.$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ A l'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 247,39 - \frac{11785,72}{461,91} = 221,88 \text{KN/m}^2$$

✓ A l'ELS

$$q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 77,129 - \frac{11785,72}{461,91} = 51,619 \text{KN/m}^2$$

a. Calcul à l'ELU :

1) Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_x = 0,0410 \times 221,88 \times (4,00)^2 = 145,55 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0,888 \times 145,55 = 129,25 \text{KN.m}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

❖ Remarque

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, **Alors :**

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5 M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Donc :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis et de (0,75) en travée.

➤ Le sens x-x :

Moments aux appuis

$$\begin{aligned} M_{ua} &= 0,5 M_x \\ &= 0,5 \times 145,55 \\ M_{ua} &= 72,77 \text{KN.m} \end{aligned}$$

Moments en travées

$$\begin{aligned} M_{ut} &= 0,75 M_x \\ &= 0,75 \times 145,55 \\ M_{ut} &= 109,16 \text{KN.m} \end{aligned}$$

✓ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{109,16 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,056$$

$$\mu_u = 0,056 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,056 \longrightarrow \beta_1 = 0,971$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{109,16 \times 10^3}{0,971 \times 37 \times 348} = 8,73 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Soit **6HA14/ml** = 9,23cm² avec un espacement de **15[cm]**

✓ **Aux appuis :**

Le signe (-) désigne que la fibre inférieure est tendue.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{72,77 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,037$$

$$\mu_u = 0,036 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,037 \longrightarrow \beta_1 = 0,9825$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ua}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{72,77 \times 10^3}{0,9825 \times 37 \times 348} = 5,75 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit **6HA12/ml** = 6,78 cm² avec un espacement de **15 [cm]**

➤ **Le sens y-y:**

Moments aux appuis

$$M_{ua} = 0,5 M$$
$$= 0,5 \times 129,25$$

$$M_{ua} = 64,62 \text{KN.m}$$

Moments en travées

$$M_{ut} = 0,75 M_y$$
$$= 0,75 \times 129,25$$

$$M_{ut} = 96,93 \text{KN.m}$$

✓ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^Y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{96,93 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,049$$

$$\mu_u = 0,049 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,049 \longrightarrow \beta_1 = 0,975$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^Y}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{96,93 \times 10^3}{0,975 \times 37 \times 348} = 7,72 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit **5HA16/ml** = 10,05cm² avec un espacement de **20[cm]**

Aux appuis :

Le signe (-) désigne que la fibre inférieure est tendue.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^Y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{64,62 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,033$$

$$\mu_u = 0,033 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,033 \longrightarrow \beta_1 = 0,983$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ua}^Y}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{64,62 \times 10^3}{0,983 \times 37 \times 348} = 5,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **5HA12/ml** = 7,70cm² avec un espacement de **20 [cm]**

❖ **Remarque :**

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur

b. Vérification à l'E.L.U :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\text{Avec } A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,47 \text{ cm}^2$$

		A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
x-x	ELU	8,73	4,47	Condition Vérifiée
		5,75		Condition Vérifiée
y-y	ELU	7,72	4,47	Condition Vérifiée
		5,10		Condition Vérifiée

Tableau VII.4 : vérification de la section minimale

➤ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

✓ **Dans le sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 40; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

✓ Dans le sens yy :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 40; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

a. Calcul à l'ELS

1) Evaluation des moments M_X et M_Y :

$$M_x = 0,0483 \times 51,619 \times 4,00^2 = 39,89\text{KN.m}$$

$$M_y = 0,923 \times 156,36 = 36,81\text{KN.m}$$

Le sens x-x

Moments aux appuis

$$\begin{aligned} M_{sa} &= 0,5 M_x \\ &= 0,5 \times 39,89 \end{aligned}$$

$$M_{sa} = 19,94\text{KN.m}$$

Moments en travées

$$\begin{aligned} M_{ut} &= 0,75 M_x \\ &= 0,75 \times 39,89 \end{aligned}$$

$$M_{ut} = 29,92\text{KN.m}$$

Le sens y_y :

Moments aux appuis

$$\begin{aligned} M_{ua} &= 0,5 M_y \\ &= 0,5 \times 36,81 \end{aligned}$$

$$M_{ua} = 18,40\text{KN.m}$$

Moments en travées

$$\begin{aligned} M_{ut} &= 0,75 M_y \\ &= 0,75 \times 36,81 \end{aligned}$$

$$M_{ut} = 27,61\text{KN.m}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

2) Vérification des contraintes dans le béton :

Exemple de calcul :

Sens x-x :

➤ **Aux appuis :** $A_s = 6,78 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 8,7}{100 \times 37} = 0,23 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,931 \\ K_1 = 57,46 \longrightarrow K = 0,017 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_s = 4,07 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens	Zone	A_s	M_s^{ser}	ρ	β	k_1	k	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	
x-x	Appuis	8,7	19,94	0,23	0,931	57,46	0,017	1,13	15	CV
	Travée	9,23	29,92	0,24	0,947	79,3	0,012	1,11	15	CV
y-y	Appuis	7,70	18,40	0,20	0,942	71,21	0,014	0,95	15	CV
	Travée	10,05	27,61	0,28	0,947	79,3	0,012	0,94	15	CV

Tableau VII.5 : Vérification des contraintes dans le béton

VII.8) Étude du débord :

Le débord est assimilé à une console (console courte) soumise à une charge uniformément répartie ; le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

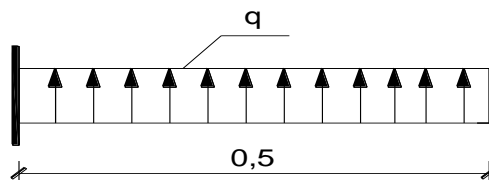


Fig. VII.4 Schéma statique du débord

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

a. Sollicitations de calcul :

✓ ELU :

$$q_{um} = 221,88 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = \frac{q_{um}L^2}{2} = \frac{221,88 \times 0,50^2}{2} = 27,73 \text{ KN.m}$$

✓ ELS :

$$q_{sm} = 51,619 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_{sm}L^2}{2} = \frac{51,619 \times 0,50^2}{2} = 6,45 \text{ KN.m}$$

a. Calcul des armatures :

1) Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 37 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{27,73 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,014$$

$$\mu = 0,014 < \mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0,014 \longrightarrow \beta_1 = 0,993$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{27,73 \times 10^3}{0,993 \times 37 \times 348} = 2,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$\text{Avec } A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,47 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm

2) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 2,82 \text{ cm}^2$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Soit : $A_r = 5HA10 = 3,92 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **20cm**

b) Vérification à l'ELS :

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

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 37} = 0,15$$

$$\rho_1 = 0,15 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,936 ; K_1 = 63,12$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,0158$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6,45 \times 10^6}{0,936 \times 370 \times 5,65 \times 10^2} = 32,96 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,52 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 32,96 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \longrightarrow$ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier

(le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VII .9) Étude de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

a) Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle

correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

❖ Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

✓ Charge trapézoïdale :

▪ Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant
$$l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

Effort tranchant
$$l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$

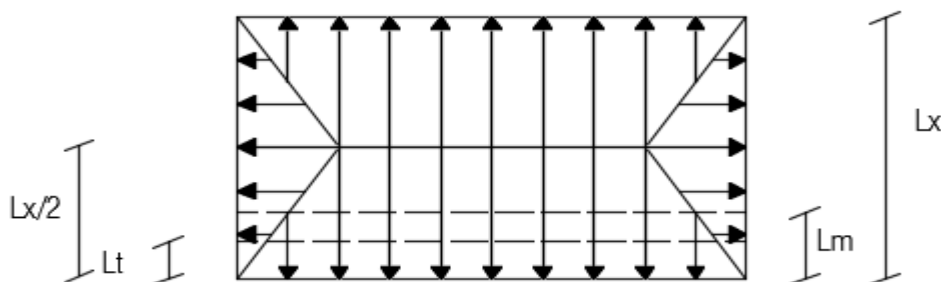


Fig.VII.5 : Représentation des charges trapézoïdales

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

- Le Chargement simplifié

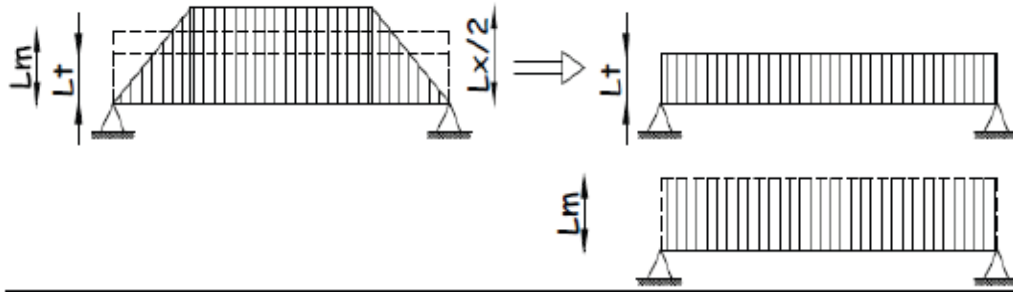


Figure VII.6 : Présentation du chargement simplifié

- Charge triangulaire :

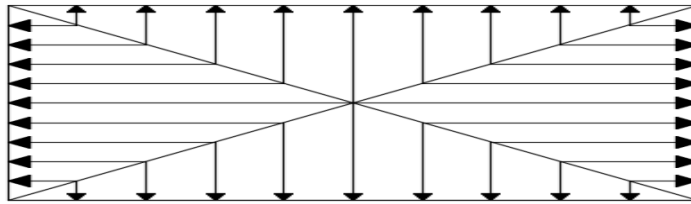


Figure VII.7 : Répartition triangulaire

Moment fléchissant : $l_m = 0,333 \times l_x$

Effort tranchant : $l_t = 0,25 \times l_x$

b) Charges à considérer :

- Pour les moments fléchissant

$$\begin{cases} Q_u = q_u \times l_m \\ Q_s = q_s \times l_m \end{cases}$$

- Pour les efforts tranchant

$$\begin{cases} Q_u = q_u \times l_t \\ Q_s = q_s \times l_t \end{cases}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

c) Détermination des charges :

✓ **ELU:**

$$\begin{aligned} \mathbf{q_u} &= \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right) \\ &= \left(247,39 - \frac{11785,72}{461,91} - \frac{2344,65}{156,31} \right) \end{aligned}$$

$$\mathbf{q_u} = 220,88 \text{KN/m}^2$$

✓ **ELS:**

$$\begin{aligned} \mathbf{q_s} &= \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right) \\ &= \left(77,129 - \frac{11785,72}{461,91} - \frac{2344,65}{156,31} \right) \end{aligned}$$

$$\mathbf{q_s} = 36,62 \text{KN/m}^2$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

									Moment fléchissant					Effort tranchant			
travée	panneau	L _x	L _y	P	Charge	L _m	L _t	q _u	q _s	Q _{um}	$\sum Q_{um}$	Q _{sm}	$\sum Q_{sm}$	Q _{ut}	$\sum Q_{ut}$	Q _{st}	$\sum Q_{st}$
1-2	1	00	00	00	Trapézoïdale	00	00	220,88	36,62	00,00	250,389	00	41,512	00	154,704	00	25,648
	2	4,00	3,5	0,87	Trapézoïdale	1,1336	0,7004	220,88	36,62	250,389		41,512		154,704			
2-3	1	2,6	3,5	0,74	Trapézoïdale	1,0627067	0,94406	220,88	36,62	234,730	485,120	38,916	80,428	208,523	363,228	34,571	60,220
	2	4,00	3,5	0,87	Trapézoïdale	1,1336	0,7004	220,88	36,62	250,389		41,512		154,704			
3-4	1	2,6	4,05	0,64	Trapézoïdale	1,1225067	1,03376	220,88	36,62	247,939	548,277	41,106	90,899	228,336	457,963	37,856	75,926
	2	4,00	4,05	0,98	Trapézoïdale	1,3597333	1,0396	220,88	36,62	300,337		49,793		229,626			
4-5	1	2,6	3,5	0,74	Trapézoïdale	1,0627067	0,94406	220,88	36,62	234,730	485,120	38,916	80,428	208,523	363,228	34,571	60,220
	2	4,00	3,5	0,87	Trapézoïdale	1,1336	0,7004	220,88	36,62	250,389		41,512		154,704			
5-6	1	2,6	3,5	0,74	Trapézoïdale	1,0627067	0,94406	220,88	36,62	234,730	485,120	38,916	80,428	208,523	363,228	34,571	60,220
	2	4,00	3,5	0,87	Trapézoïdale	1,1336	0,7004	220,88	36,62	250,389		41,512		154,704			

Tableau VII.6 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversale)

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	panneau	L _x	L _y	P	Charge	L _m	L _t	q _u	q _s	Q _{um}	∑ Q _{um}	Q _{sm}	∑ Q _{sm}	Q _{ut}	∑ Q _{ut}	Q _{st}	∑ Q _{st}
1-2	1	3,5	3,5	1,00	Trapézoïdale	1,167	0,875	220,88	36,62	257,693	548,938	42,723	91,009	193,270	436,868	32,043	72,429
	2	3,5	4,05	0,86	Trapézoïdale	1,319	1,102	220,88	36,62	291,245		48,286		243,598		40,386	
2-3	1	4,00	3,5	0,87	Trapézoïdale	1,134	0,700	220,88	36,62	250,390	611,514	41,512	101,384	154,704	475,510	25,649	78,836
	2	4,00	4,05	0,74	Trapézoïdale	1,635	1,452	220,88	36,62	361,124		59,871		320,806		53,187	
3-4	1	2,6	3,5	0,74	Trapézoïdale	1,063	0,944	220,88	36,62	234,731	482,670	38,916	80,023	208,524	436,861	34,571	72,428
	2	2,6	4,05	0,64	Trapézoïdale	1,123	1,033	220,88	36,62	247,939		41,106		228,337		37,856	
4-5	1	3,10	3,5	0,88	Trapézoïdale	1,150	0,949	220,88	36,62	253,988	530,436	42,109	87,942	209,801	453,290	34,783	75,152
	2	3,10	4,05	0,76	Trapézoïdale	1,252	1,102	220,88	36,62	276,448		45,833		243,489		40,368	
5-6	1	2,6	3,5	0,74	Trapézoïdale	1,063	0,944	220,88	36,62	234,731	482,670	38,916	80,023	208,524	436,861	34,571	72,428
	2	2,6	4,05	0,64	Trapézoïdale	1,123	1,033	220,88	36,62	247,939		41,106		228,337		37,856	
6-7	1	4,00	3,5	0,87	Trapézoïdale	1,134	0,700	220,88	36,62	250,390	550,727	41,512	91,306	154,704	384,331	25,649	63,719
	2	4,00	4,05	0,98	Trapézoïdale	1,360	1,039	220,88	36,62	300,338		49,793		229,627		38,070	
7-8	1	3,5	3,5	1,00	Trapézoïdale	1,167	0,875	220,88	36,62	257,693	548,938	42,723	91,009	193,270	436,868	32,043	72,429
	2	3,5	4,05	0,86	Trapézoïdale	1,319	1,102	220,88	36,62	291,245		48,286		243,598		40,386	

Tableau VII.7 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

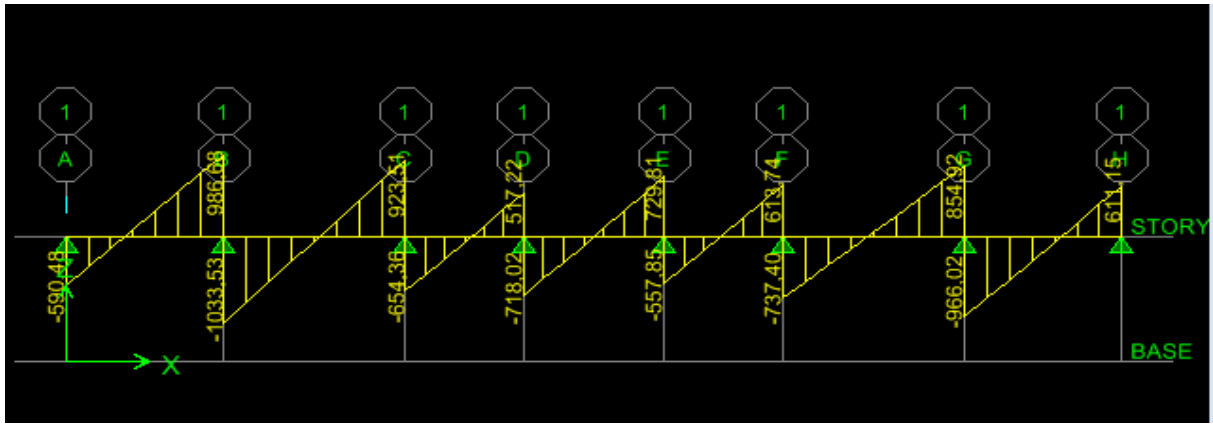


Fig.VII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

✓ ELS

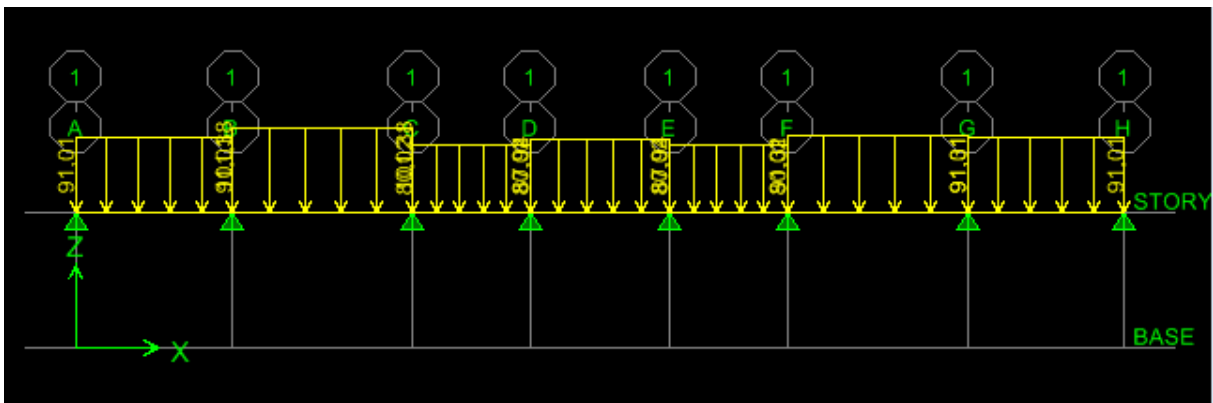


Fig.VII.12: Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

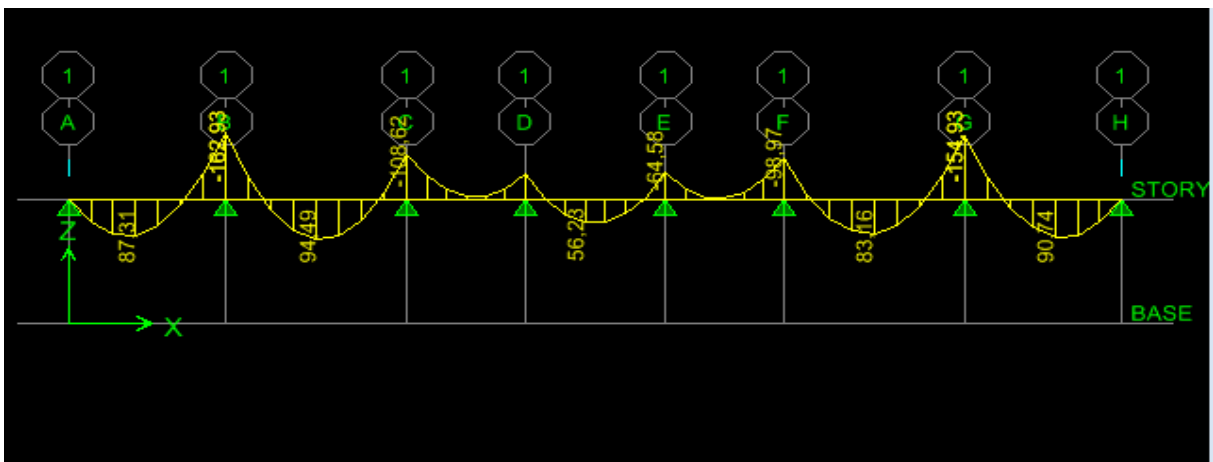


Fig.VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

➤ Sens transversal

✓ ELU

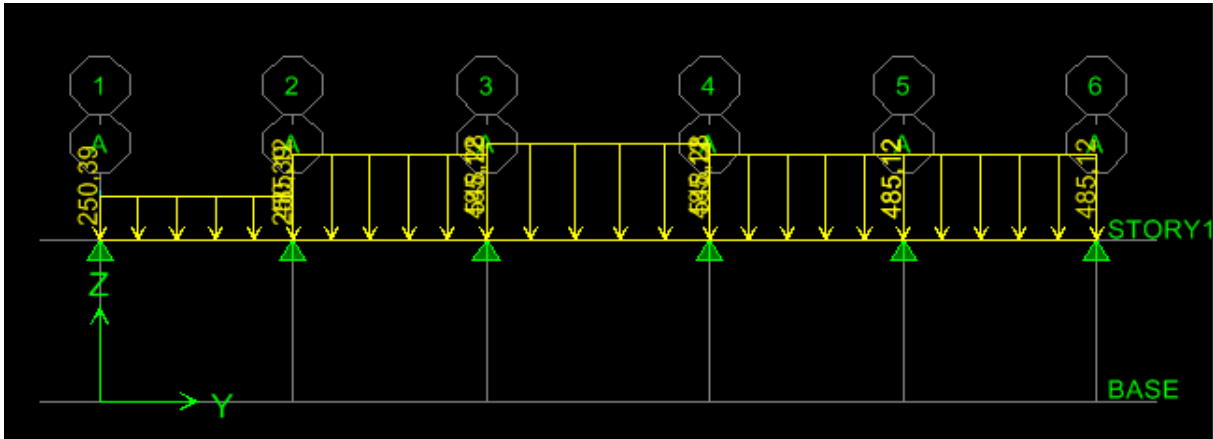


Fig.VII.16 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

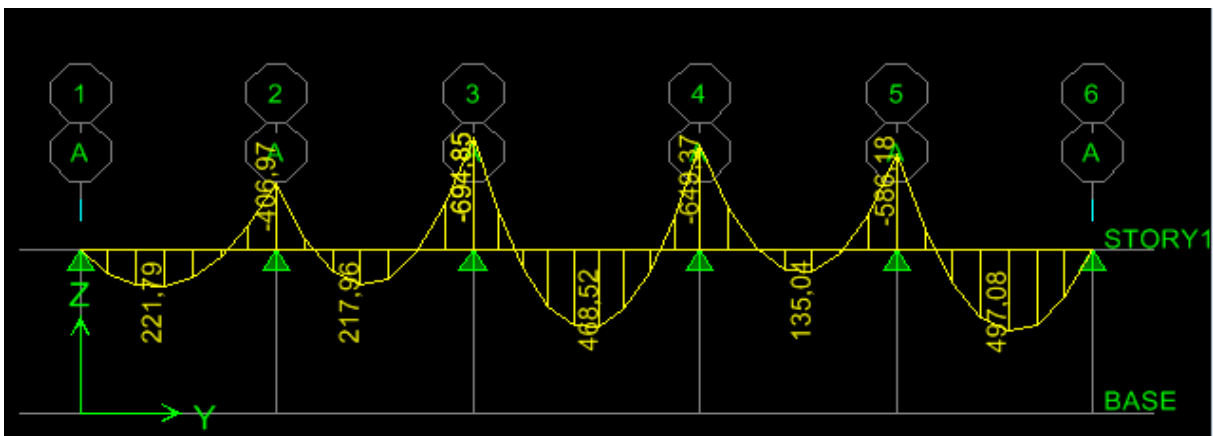


Fig.VII.17: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

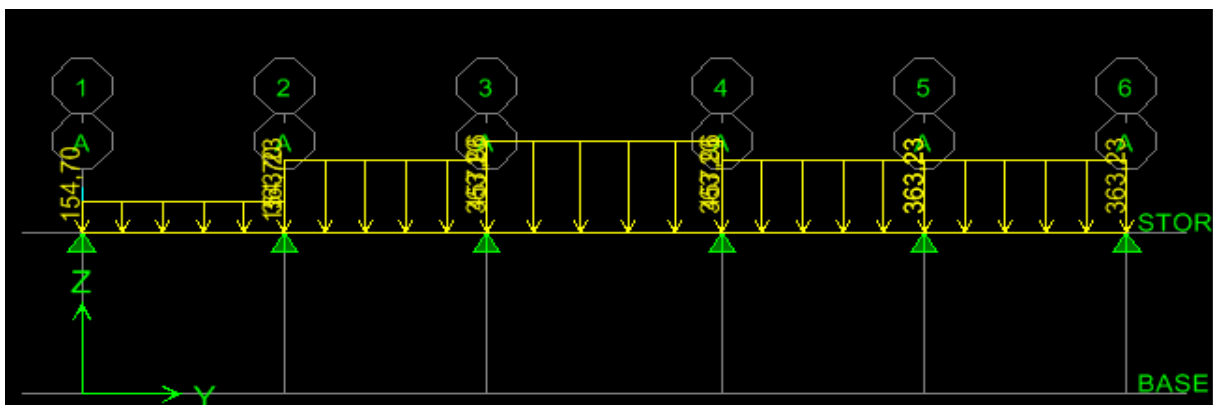


Fig.VII.19 : chargements des efforts tranchants à l'ELU.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

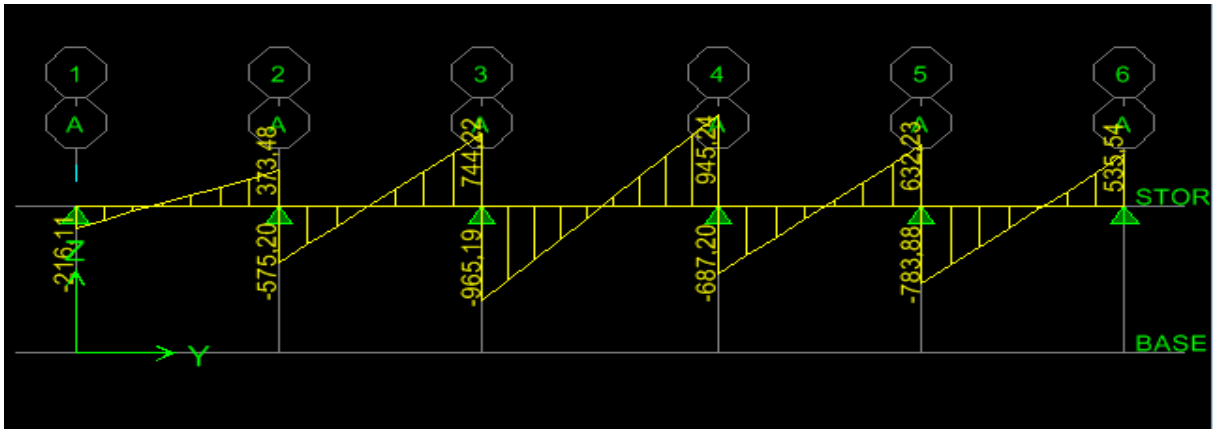


Fig.VII.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

✓ ELS

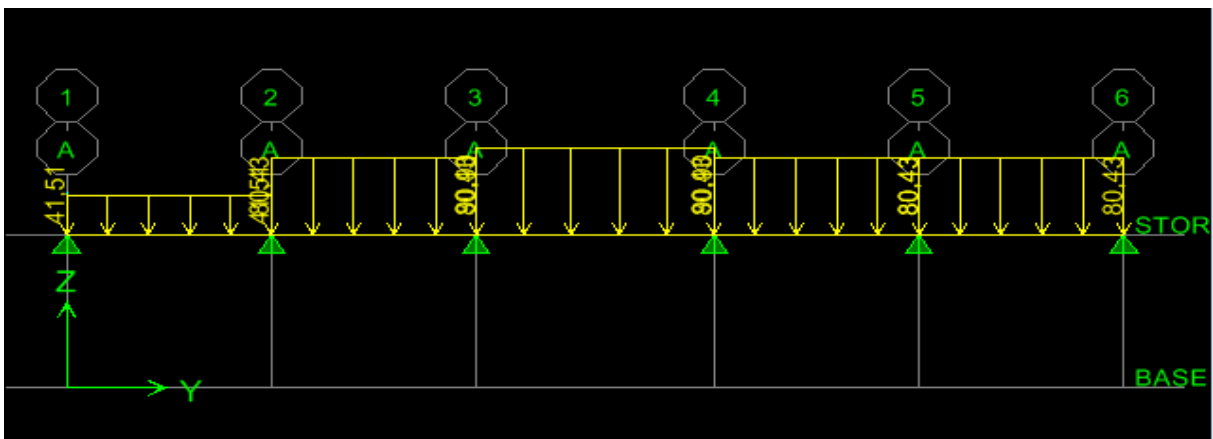


Fig.VII.20 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

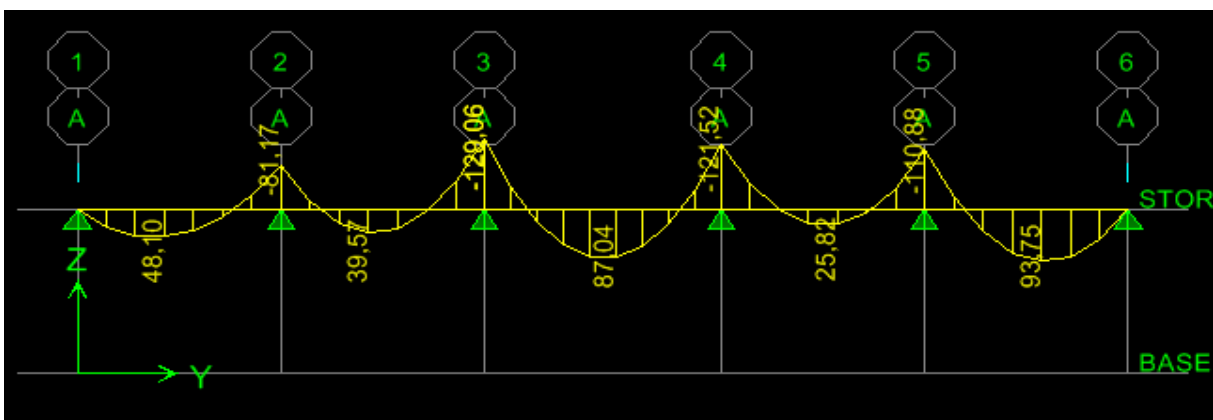


Fig.VII.21 : Diagramme moments fléchissant à l'ELS.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

e) Ferrailage :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_a^{\max} (KN.m)	881,04	154.93	694,85	121.52
M_t^{\max} (KN.m)	516,01	94.49	497,08	93.75
T_{\max} (KN)	986,68		945,24	

Tableau VII.8 : Les efforts internes dans les nervures

1) Calcul des armatures :

$$B = 55 \text{ cm} \quad d = 95 \text{ cm}, \quad f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}, \quad \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

➤ **Armatures longitudinales :**

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous

➤ **Armatures transversales (BAEL 91 modifiée 99 / Art A.7.2.2) :**

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l_{\max}}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

✓ **Espacement des armatures transversales :**

En zone nodale

$$S_t < \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_L\right)$$

$$S_t < \min(25; 24)$$

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante

$$S_t < \frac{h}{2}$$

$$S_t < \frac{100}{2} = 50$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Sens	Mu (KN.m)	μb	B	Obs.	As(cm ²)	A.adop(cm ²)	ferrailage
X-X	Appuis	881,04	0,124	0,934	SSA	28,53	28,65	4HA20 (fil) + (4HA16 + 4HA16) chap
	Travée	516,01	0,073	0,964	SSA	16,19	20,59	4HA20 (fil) +(2HA16 + 2HA16) chap
Y-Y	Appuis	694,85	0,098	0,948	SSA	22,17	25,10	4HA20 (fil) + 4HA20 (chap)
	Travée	497,24	0,070	0,964	SSA	15,60	18,72	4HA20 (fil) + 4HA14 (Chap)

Tableau VII.9 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

✓ **Armatures transversales minimales (RPA 99/ version 2003 Art 7.5.2.2) :**

$$A_{t \min} = 0,003 S_t \cdot b$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

➤ **Armatures de peau (BAEL 91 modifiée 99/Art 4.5.3491) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$

2) Vérification à l'ELU:

➤ **Condition de non fragilité (BAEL91 modifiées 99/Art. A.4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 95 \times \frac{2,1}{400} = 6,3 \text{ cm}^2$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

✓ **Aux appuis :**

$$A_a = 28,53 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,3 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En travées :**

$$A_t = 16,19 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,3 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{MPa}$$

• **Sens longitudinal :** $T_u^{\max} = 986,68 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{986,68 \times 10^3}{550 \times 950} = 1,88 \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens transversal :** $T_u^{\max} = 945,24 \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{945,24 \times 10^3}{550 \times 950} = 1,80 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{k_i} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{St} = \frac{Ms}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$$

Les résultats des vérifications des contraintes dans le béton et les aciers sont résumés dans le tableau suivant

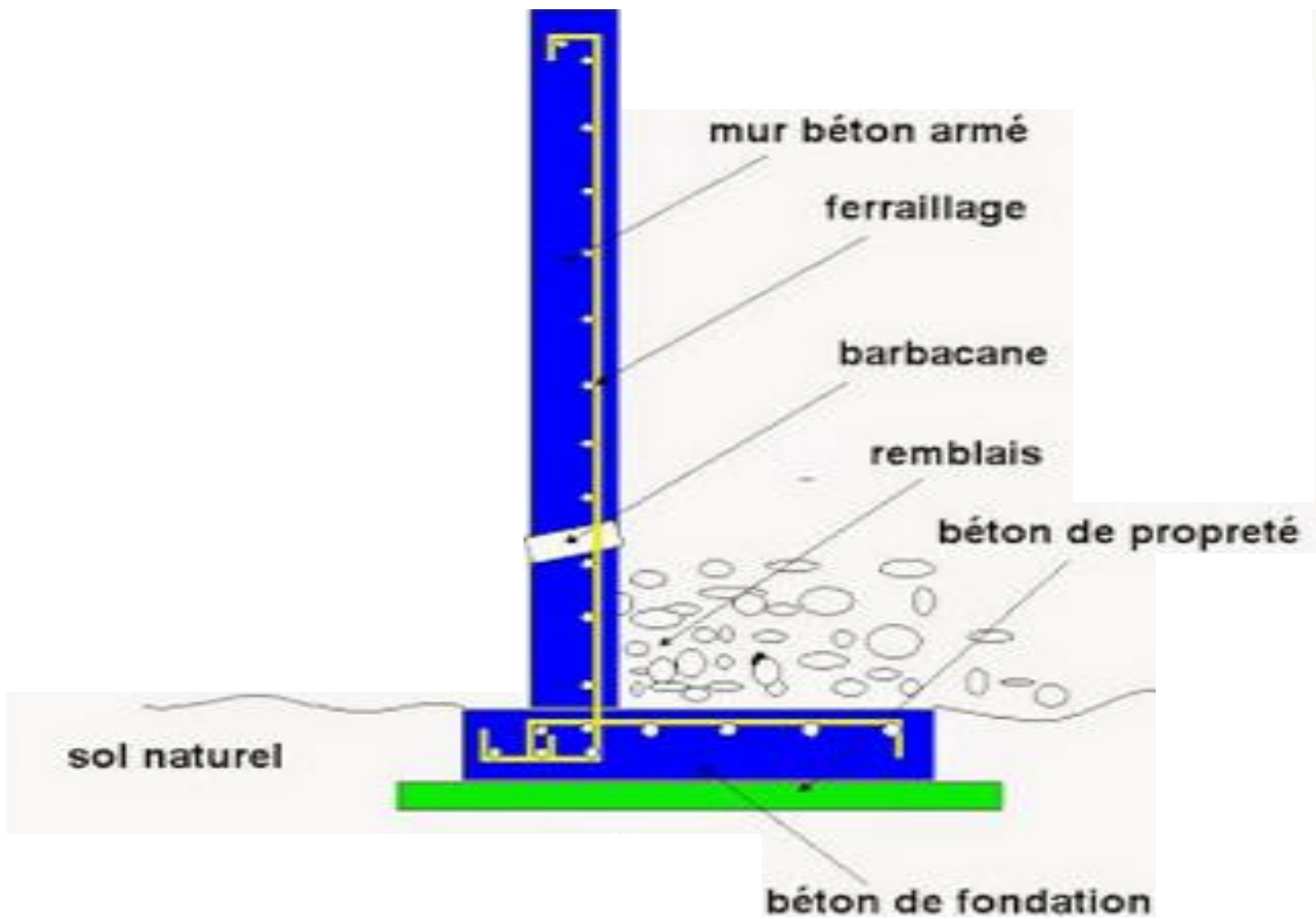
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Sens	Zone	A_s cm ²	M_s kNm	ρ_1	β	Ki	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
X-X	Appuis	28,65	154.93	0,548	0,89	30,45	63.95	201.6	1,213464	15	Cv
	Travée	20,59	94.49	0,394	0,903	36,55	53.49	201.6	1,463474	15	Cv
Y-Y	Appuis	25,10	121.52	0,480	0,895	32,62	56.94	201.6	1,745554	15	Cv
	Travée	18,72	93.75	0,358	0,909	39,35	57.99	201.6	1,473697	15	Cv

Tableau VII.10 : Vérification des contraintes à l'ELS

CHAPITRE VIII :

Etude du mur plaque



Chapitre VIII : Etude du mur plaque

Introduction :

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement qui permet de soutenir le sol et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :A

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une

bonne stabilité de l'ouvrage.

VIII.1. Pré-dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le (RPA99/2003 Art 10.1.2) doit être supérieure ou égale à 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20 cm.

VIII.1.1 Méthode de calcul :

Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encadrée au niveau de la semelle et simplement appuyé au plancher du sous-sol.

Un joint de 2 cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

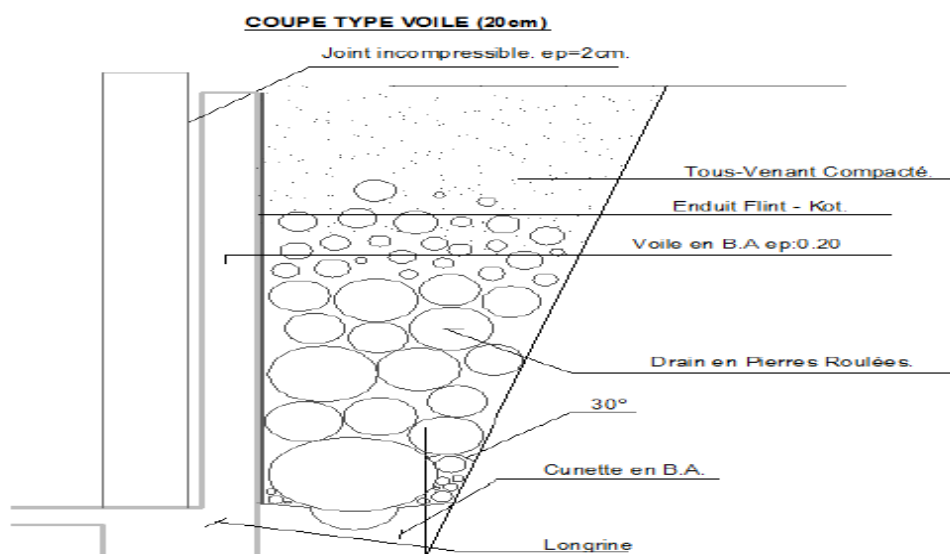


Figure VIII.1 : Schéma du mur plaque - Vue en élévation

Chapitre VIII : Etude du mur plaque

VIII.1.3 Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont σ_h et σ_v , tel que :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = q + \gamma \cdot h$$

Avec :

K_0 : Coefficient de poussée des terres ($1 - \sin\varphi$)

σ_h : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

φ : L'angle de frottement interne.

VIII.1.2 Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

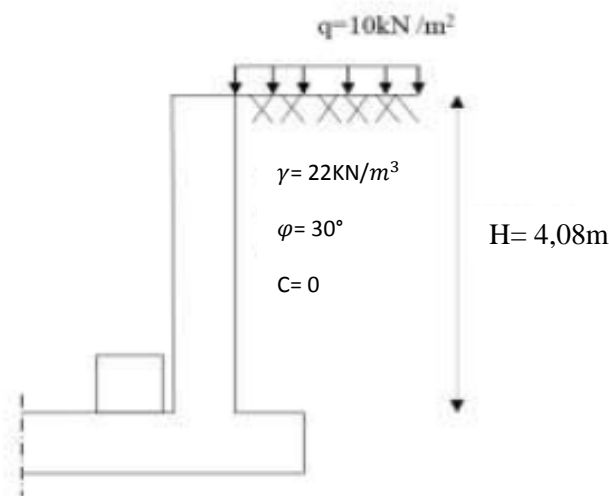


Figure VIII.2 : schéma statique du mur plaque

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ kN/m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion : $C = 0$
- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$
- $\beta = 0$: Angle de la surface du remblai horizontal.
- $\lambda = 0$: La paroi de mur est verticale.

Chapitre VIII : Etude du mur plaque

- $\delta = 0$: Obliquité nulle de la force de poussé (Rankine est applicable)
- Contrainte de la poussée des terres : $K_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin(30^\circ) = 0,5$

VIII.1.3 Calcul des sollicitations :

Calcul à l'ELU :

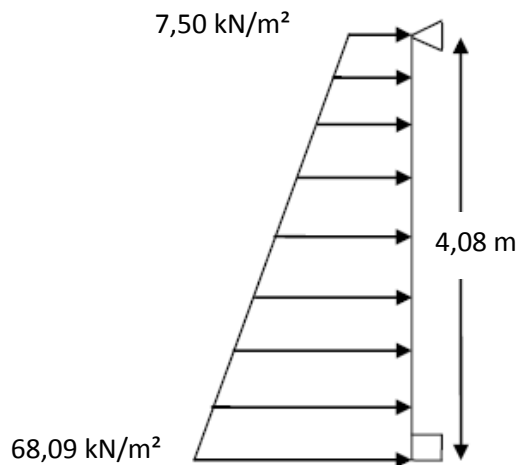
$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0 \cdot (1,35 \cdot \gamma \cdot h + 1,5 q) ; 0 \leq h \leq 4,08 \text{ m}$$

Pour :

$$h = 0 \quad \Rightarrow \sigma_h = 0,5 + 1,5 \times 10 = 7,50 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 4,08\text{m} \Rightarrow \sigma_h = 0,5 \times (1,35 \times 22 \times 4,08 + 1,5 \times 10) = 68,09 \text{ kN/m}^2$$

Diagramme des contraintes à l'ELU :



Calcul à l'ELS :

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0 \cdot (\gamma \cdot h + q) ; 0 \leq h \leq 4,08 \text{ m}$$

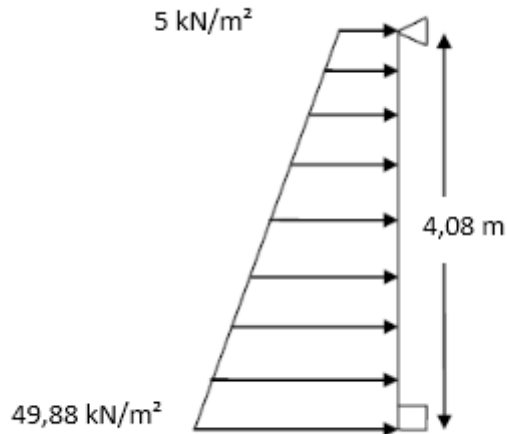
Pour :

$$h = 0 \quad \Rightarrow \sigma_h = 0,5 \times 10 = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 4,08\text{m} \Rightarrow \sigma_h = 0,5 \times (22 \times 4,08 + 10) = 49,88 \text{ kN/m}^2$$

Chapitre VIII : Etude du mur plaque

Diagramme des contraintes à l'ELS :



VIII.1.4 Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

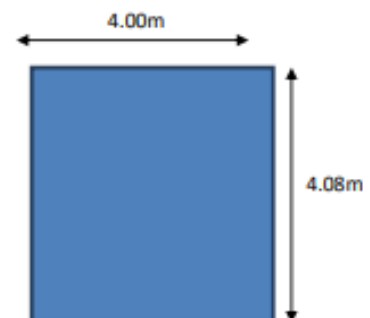
- ELU : $q_U = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 68,09 + 7,5}{4} \times 1m = 52,92 \text{ kN/ml}$
- ELS : $q_S = \frac{3\sigma_{max} + c}{4} \times 1m = \frac{3 \times 49,88 + 5}{4} \times 1m = 38,66 \text{ kN/ml}$

VIII.2 Ferrailage du mur plaque :

VIII.2.1 Identification des panneaux :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_x = 4,00 \text{ m} \\ l_y = 4,08 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\text{On a : } \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,00}{4,08} = 0,98$$



$0,4 < \rho = 0,98 < 1 \Rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens.

Chapitre VIII : Etude du mur plaque

VIII.2.2 Calcul à l'ELU :

$$\begin{aligned} \rho &= 0,98 \\ \nu &= 0 \end{aligned} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0377 \\ \mu_y = 0,978 \end{cases}$$

$$M_0^X = \mu_x \cdot q_U \cdot l_x^2 = 0,0377 \times 52,92 \times 4^2 = 31,92 \text{ kN.m}$$

$$M_0^Y = \mu_y \cdot M_0^X = 0,978 \times 31,92 = 31,22 \text{ kN.m}$$

VIII.2.3 Correction des moments :

Sens x-x :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 \cdot M_0^X = 0,5 \times 31,92 = 15,96 \text{ kN.m}$$

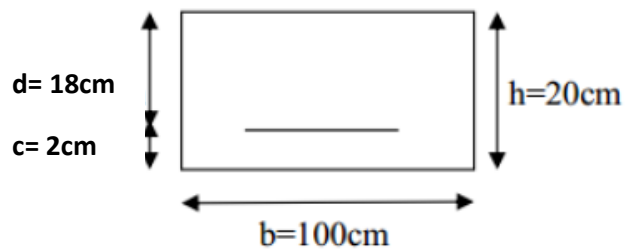
$$\text{En travée : } M_t = 0,75 \cdot M_0^X = 0,75 \times 31,92 = 23,94 \text{ kN.m}$$

Sens y-y :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 \cdot M_0^Y = 0,5 \times 31,22 = 15,61 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 \cdot M_0^Y = 0,75 \times 31,22 = 23,42 \text{ kN.m}$$

VIII.2.4 Calcul des armatures :



On a :

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

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

Chapitre VIII : Etude du mur plaque

Sens	M_U (kN.m)	μ	β	Obs	A_{min} (cm ²)	A_{st} (cm ²)	$A_{Adoptée}$ (cm ²)	S_t (cm)
x-x	$M_a = 15,96$	0,035	0,9825	SSA	2,17	2,59	6HA10 = 4,71	20
	$M_t = 23,94$	0,052	0,973	SSA	2,17	3,93	6HA10 = 4,71	20
y-y	$M_a = 15,61$	0,034	0,983	SSA	2,17	2,54	6HA10 = 4,71	20
	$M_a = 23,42$	0,051	0,9735	SSA	2,17	3,84	6HA10 = 4,71	20

Tableau VIII-1 : Ferrailage du mur plaque

VIII.2.5 Recommandations 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 (horizontal et vertical).
- $A \geq 0,001.b.h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$.
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de **HA8**.

b = 1 m = 100 cm ;

h : épaisseur du voile = 20 cm.

VIII.2.6 Vérification à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité :

$$M_x \geq m_0 \cdot \frac{3 - \rho}{2}$$

m_0 : Pourcentage d'acier minimal égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400.

Sens x-x :

$$A_{min} \geq b \cdot h \cdot m_0 \cdot \frac{3 - \rho}{2} = 100 \times 20 \times 0,0008 \times \frac{3 - 0,98}{2} = 1,61 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,61 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,61 \text{ cm}^2.$$

Chapitre VIII : Etude du mur plaque

Sens y-y :

$$A_{min} \geq b \cdot h \cdot m_0 = 100 \times 20 \times 0,0008 = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,60 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,60 \text{ cm}^2.$$

Vérification des espacements :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de mur.

Sens x-x :

$$S_t \leq \min \{3h : 33 \text{ cm}\} = \{3 \times 20 : 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$S_t \leq \min \{4h : 45 \text{ cm}\} = \{4 \times 20 : 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Sens x-x :

$$V_u = \frac{P}{3 \cdot l_y}$$

$$\text{Avec : } P = q_u \cdot l_x \cdot l_y = 52,92 \times 4 \times 4,08 = 863,65 \text{ kN/m}^2.$$

$$\Rightarrow V_u = \frac{863,65}{3 \times 4,08} = 70,56 \text{ kN.}$$

Sens y-y :

$$V_u = \frac{P}{2 \cdot l_y + l_x} = \frac{863,65}{(2 \times 4,08) + 4} = 71,02 \text{ kN.}$$

Chapitre VIII : Etude du mur plaque

Et :

$$V_u = \frac{v_u^{\max}}{b.d} = \frac{71,02 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,39 \text{ MPa} \leq \bar{V}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

VIII.2.7 Calcul à l'ELS :

$$\begin{array}{l} \rho = 0,98 \\ v = 0,2 \end{array} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0451 \\ \mu_y = 0,985 \end{array} \right.$$

$$M_0^X = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0451 \times 38,66 \times 4^2 = 27,89 \text{ kN.m}$$

$$M_0^Y = \mu_y \cdot M_0^X = 0,985 \times 27,89 = 27,47 \text{ kN.m}$$

Correction des moments :

Sens x-x :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 \cdot M_0^X = 0,5 \times 27,89 = 13,95 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 \cdot M_0^X = 0,75 \times 27,89 = 20,92 \text{ kN.m}$$

Sens y-y :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 \cdot M_0^Y = 0,5 \times 27,47 = 13,74 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 \cdot M_0^Y = 0,75 \times 27,47 = 20,60 \text{ kN.m}$$

VIII.2.8 Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

Dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201,63 \text{ [MPa]}$$

Chapitre VIII : Etude du mur plaque

Dans le béton :

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

Avec :
$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

Et :
$$\sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 \cdot d \cdot A}; \rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$$

Sens	M_s (kN.m)	A_s (cm ²)	ρ	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
<u>x-x</u>	$M_a = 13,95$	4,71	0,260	0,919	46,23	179,05	3,87	15	C.V
	$M_t = 20,92$	4,71	0,260	0,919	46,23	268,50	5,81	15	C.V
<u>y-y</u>	$M_a = 13,74$	4,71	0,260	0,919	46,23	176,35	3,81	15	C.V
	$M_t = 20,60$	4,71	0,260	0,919	46,23	264,40	5,72	15	C.V

Tableau VIII-2 : Vérification des contraintes dans le béton.

Conclusion

L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

- Le ferrailage du mur plaque est comme suit :
 - Sens x-x :
 - En travée : **6HA10/ml**, Avec un espacement de **20 cm**.
 - Aux appuis : **6HA10/ml**, Avec un espacement de **20 cm**.
 - Sens y-y :
 - En travée : **6HA10/ml**, Et un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.
 - Aux appuis : **6HA10/ml**, Et un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment en R+5+s-sol a usage d'habitation et commerciale.

Notre travail est composé de 8 chapitres sur lesquels on a travaillé dans cette étude, ce travail comporte deux types de calcul :

- Un calcul manuel dans les deuxième et troisième chapitres qui sont : pré dimensionnement des éléments de l'ouvrage, études des éléments non structuraux.
- un calcul numérique ou bien par logiciel a fin de pouvoir étudier les autres chapitres qui sont : études dynamique et le ferrailades des éléments structuraux et fondations, mur plaque.

L'objectif principal qui est le ferrailage de ces derniers est atteint.

Cette expérience nous a été très instructive et profitable sur plusieurs plans soit pratiques ou bien théoriques.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.

Bibliographie

- *Document technique réglementaire DTR B.C.2.2*

- *Règlement parasismique Algérien*
RPA99/version 2003
BAEL 91 révisé 99

- *Règles de conception et de calcul des structures*
en béton armé (C.B.A 93).

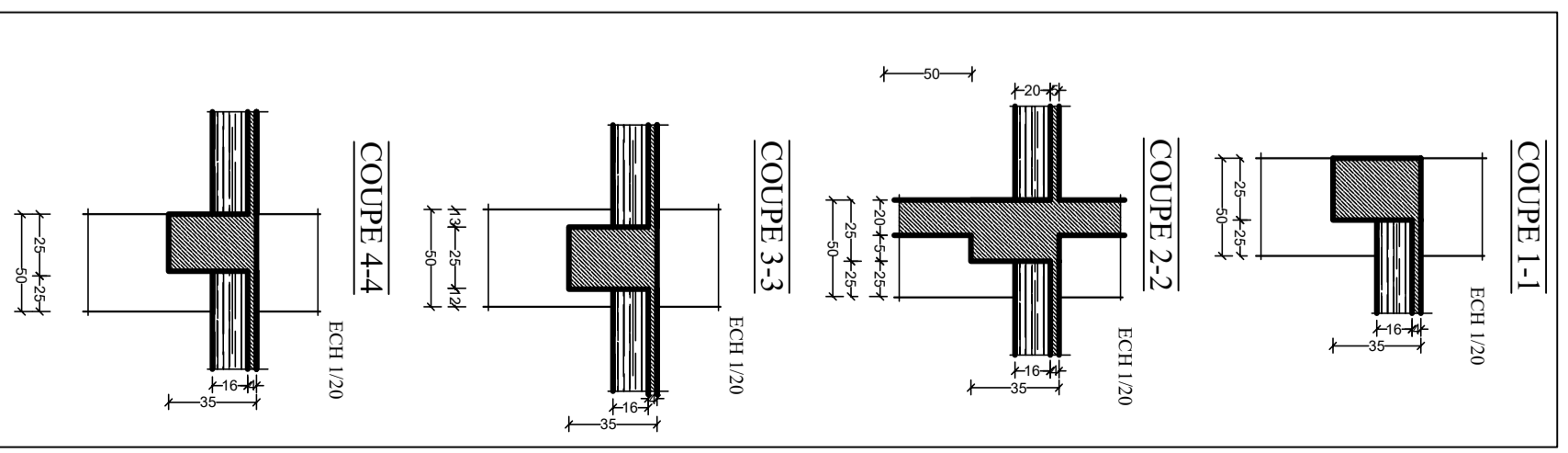
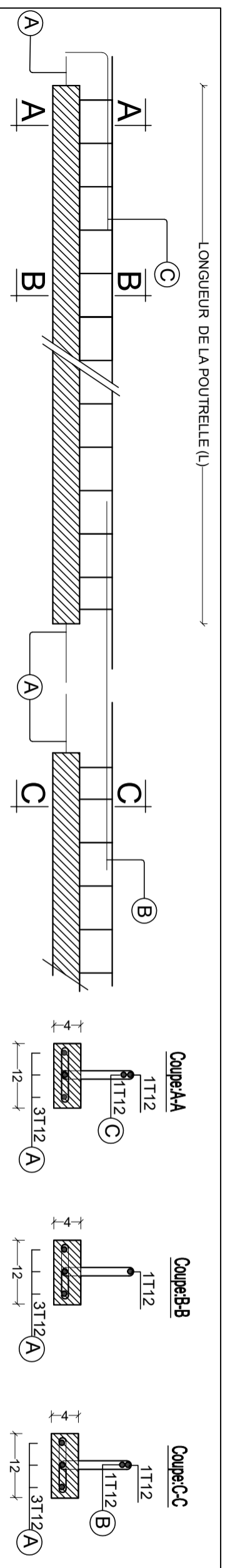
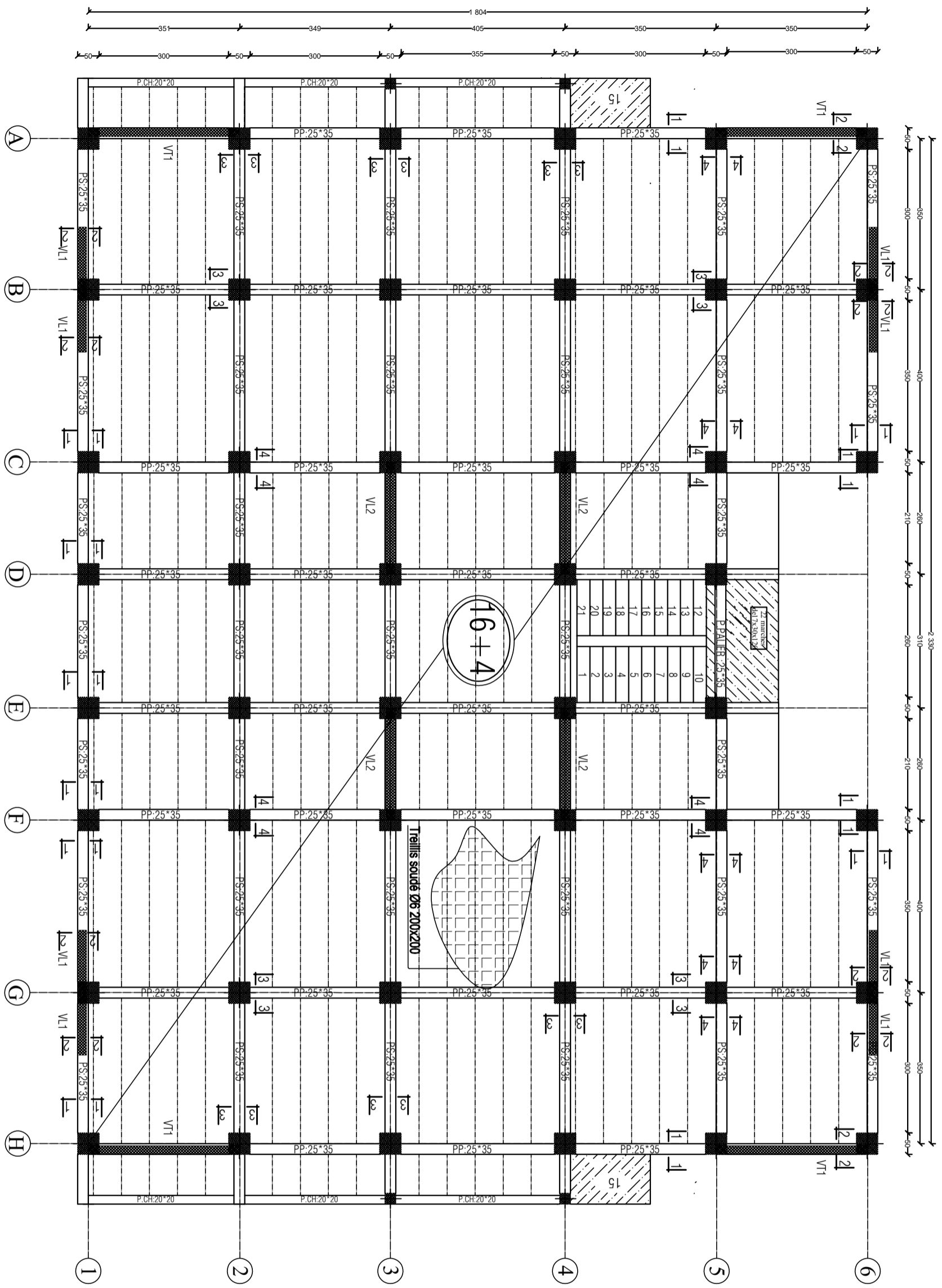
- *Formulaire du béton armé volume 1–VICTOR*
DAVIDOVICI-

- *Maîtrise du BAEL91 et DTU associés (JEAN*
PERCHAT, JEAN ROUX)

- *Mémoires de fin d'études des promotions*
Précédentes

- *Cours et TD du cursus*

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV : + 4.08 m



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOUDI MAMMERI TIZI OUIZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil
 OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

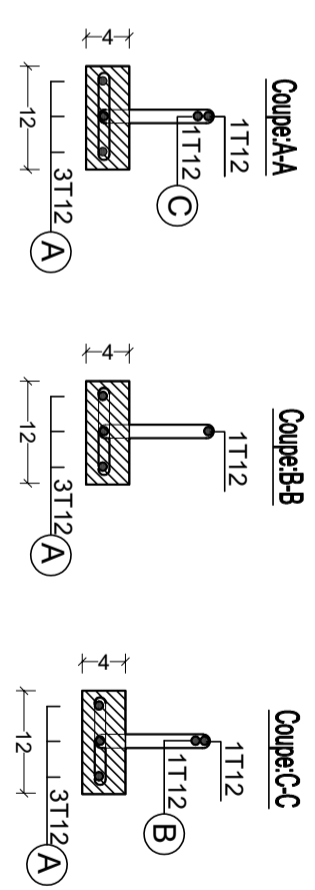
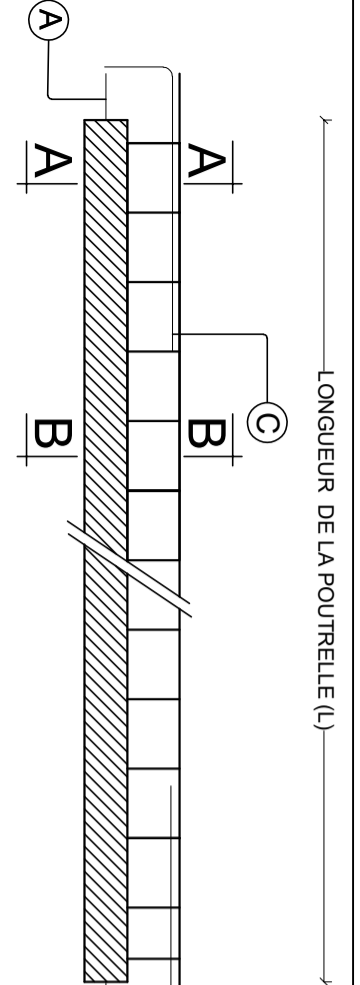
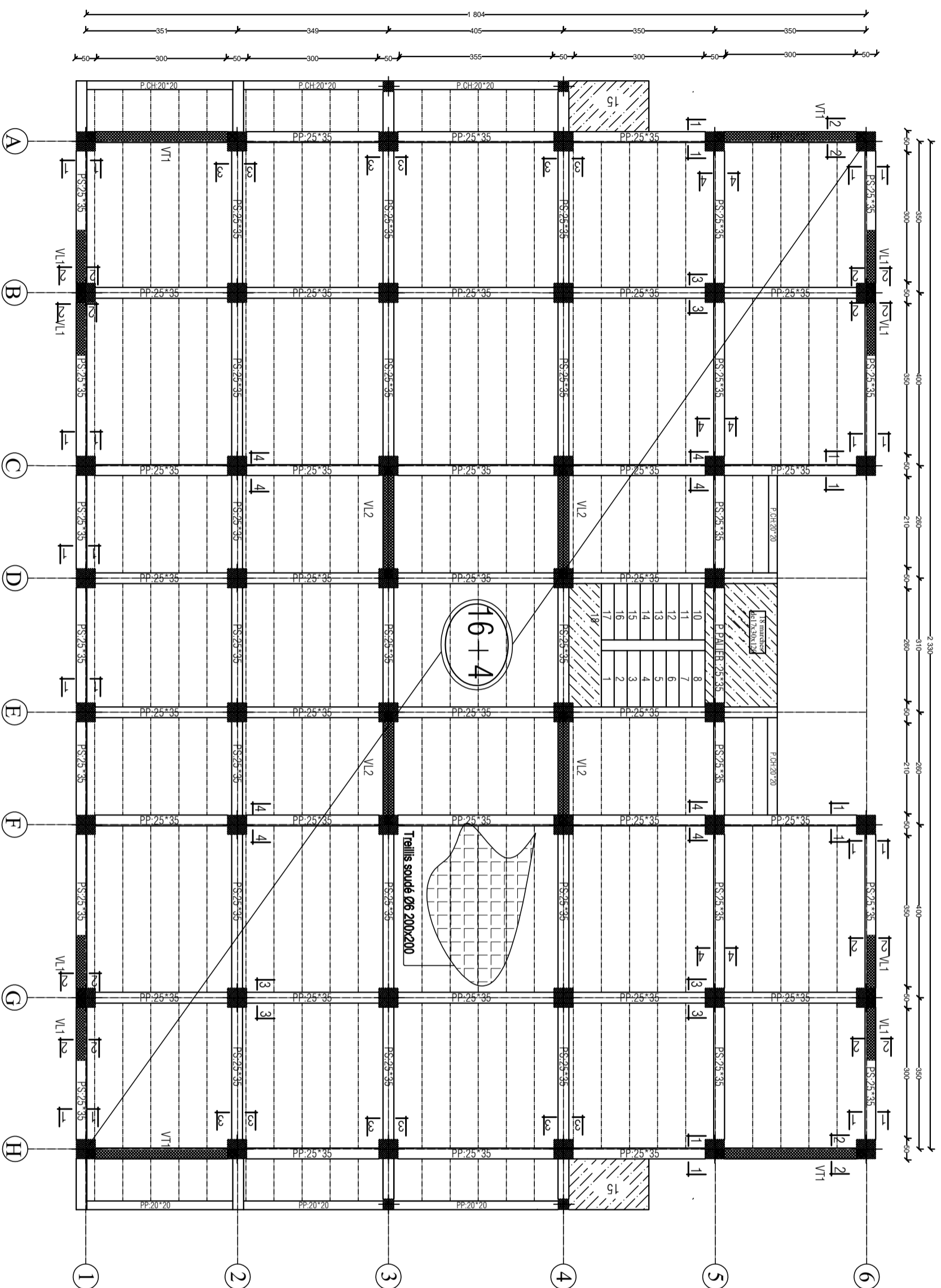
Mémoire de fin d'étude
 PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5
 + SOUS-SOL - A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV : +4,08 m

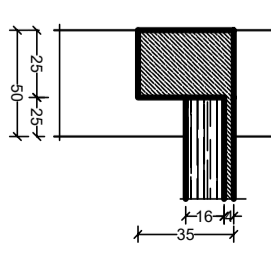
Réalisé par: ALYNE DJAMEL
 ABBAS MOULOUD
 Encadrée par: Monsieur MANI AOMAR

SITUATION: ALGER
 Promotion: 2020/2021

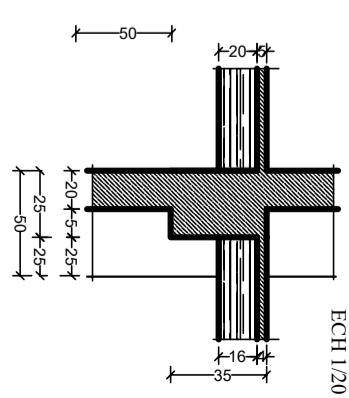
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV : +7,70 m



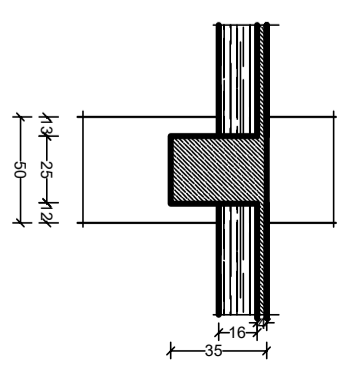
COUPE 1-1
ECH 1/20



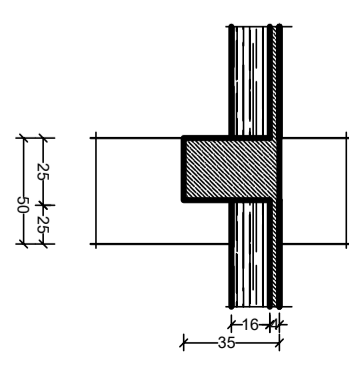
COUPE 2-2
ECH 1/20



COUPE 3-3
ECH 1/20



COUPE 4-4
ECH 1/20



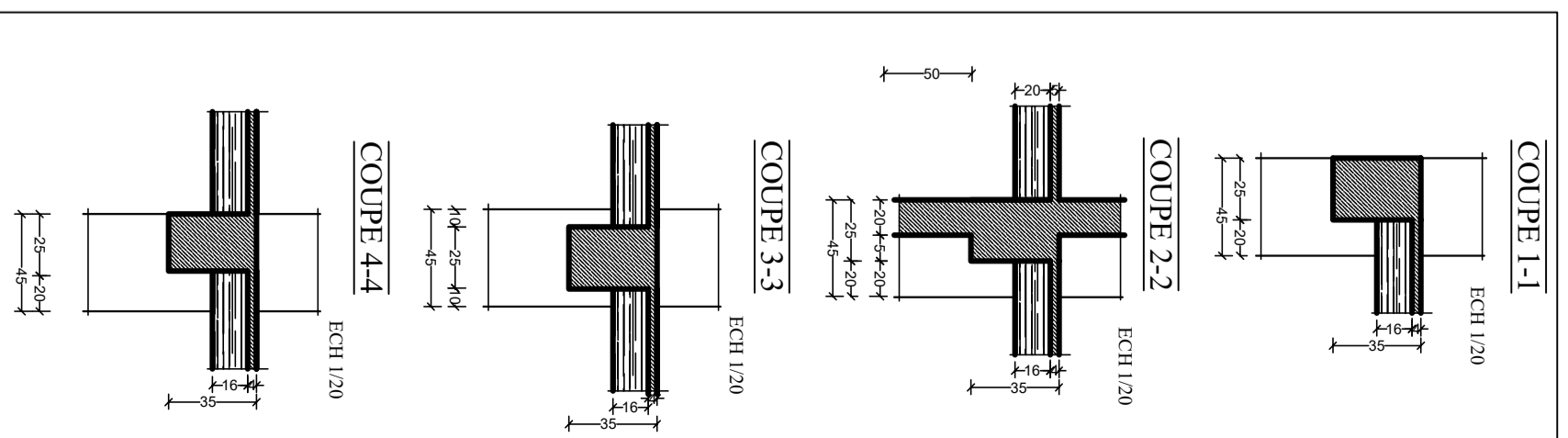
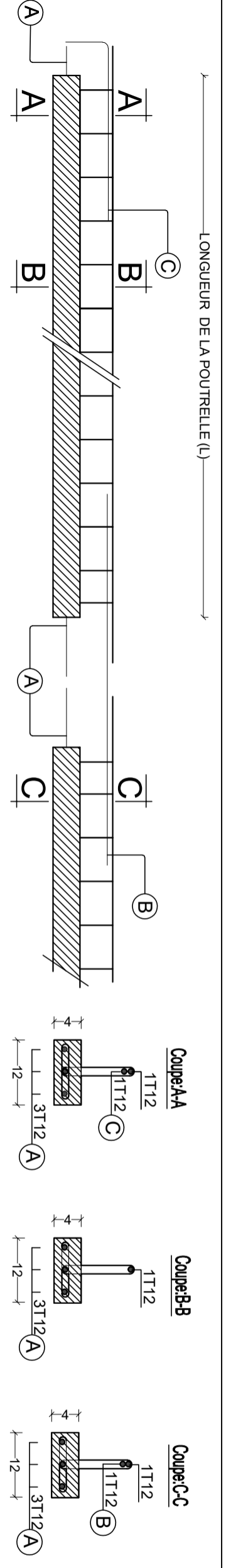
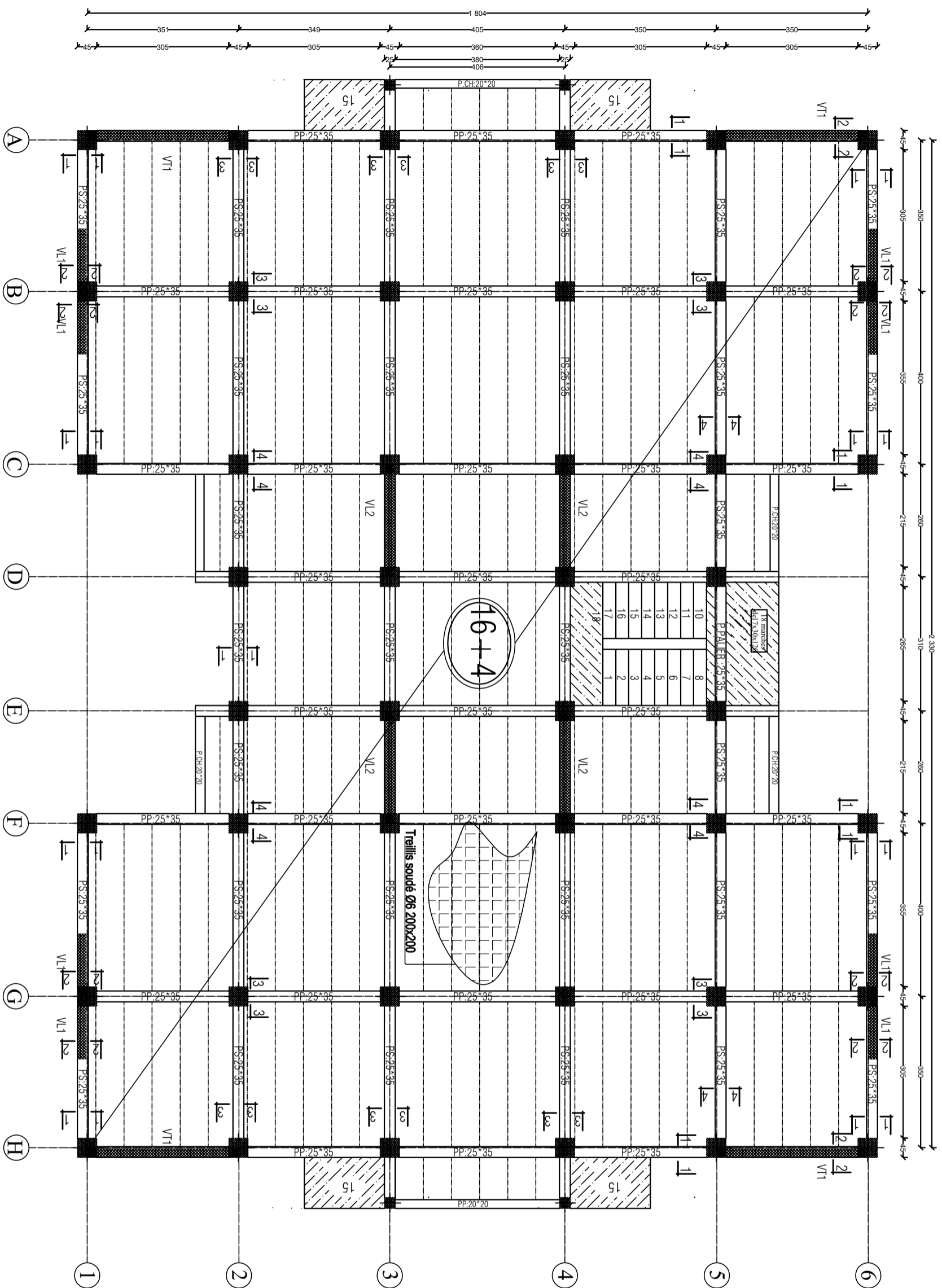
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUDI MAMMERI TIZI OUIZOU
Département Génie de la Construction
Filierre Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5
+ SOUS-SOL - A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

Réalise par: **ALYNE DJAMEL**
ABBAS MOULOUD
Encadrée par: **Monsieur MANI AOMAR**

SITUATION: **ALGER**
promotion: **2020/2021**

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 10,76;+13,82;16,88;19,94 m



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUDI MAMMERI TIZI OUIZOU
Département Génie de la Construction
Filierre Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

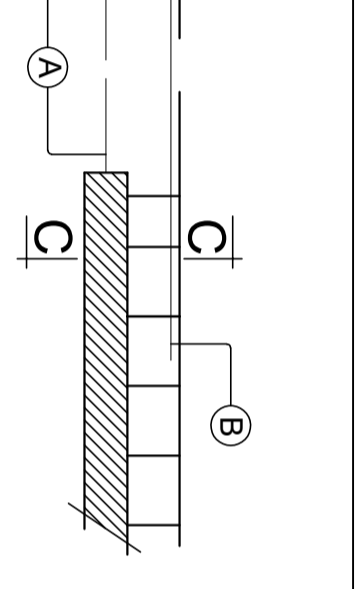
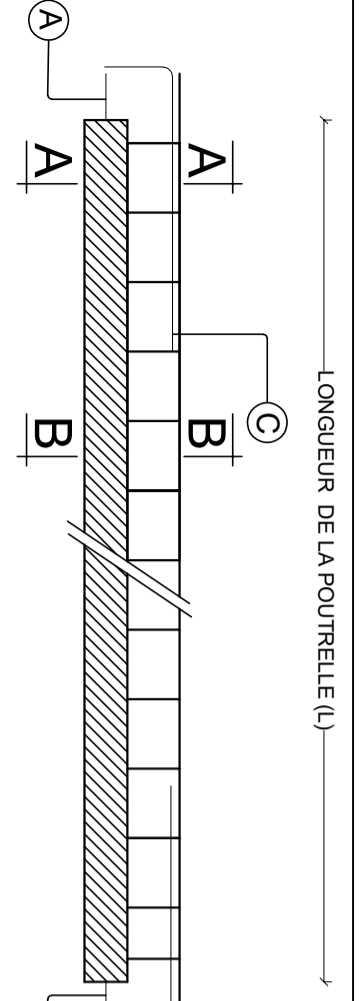
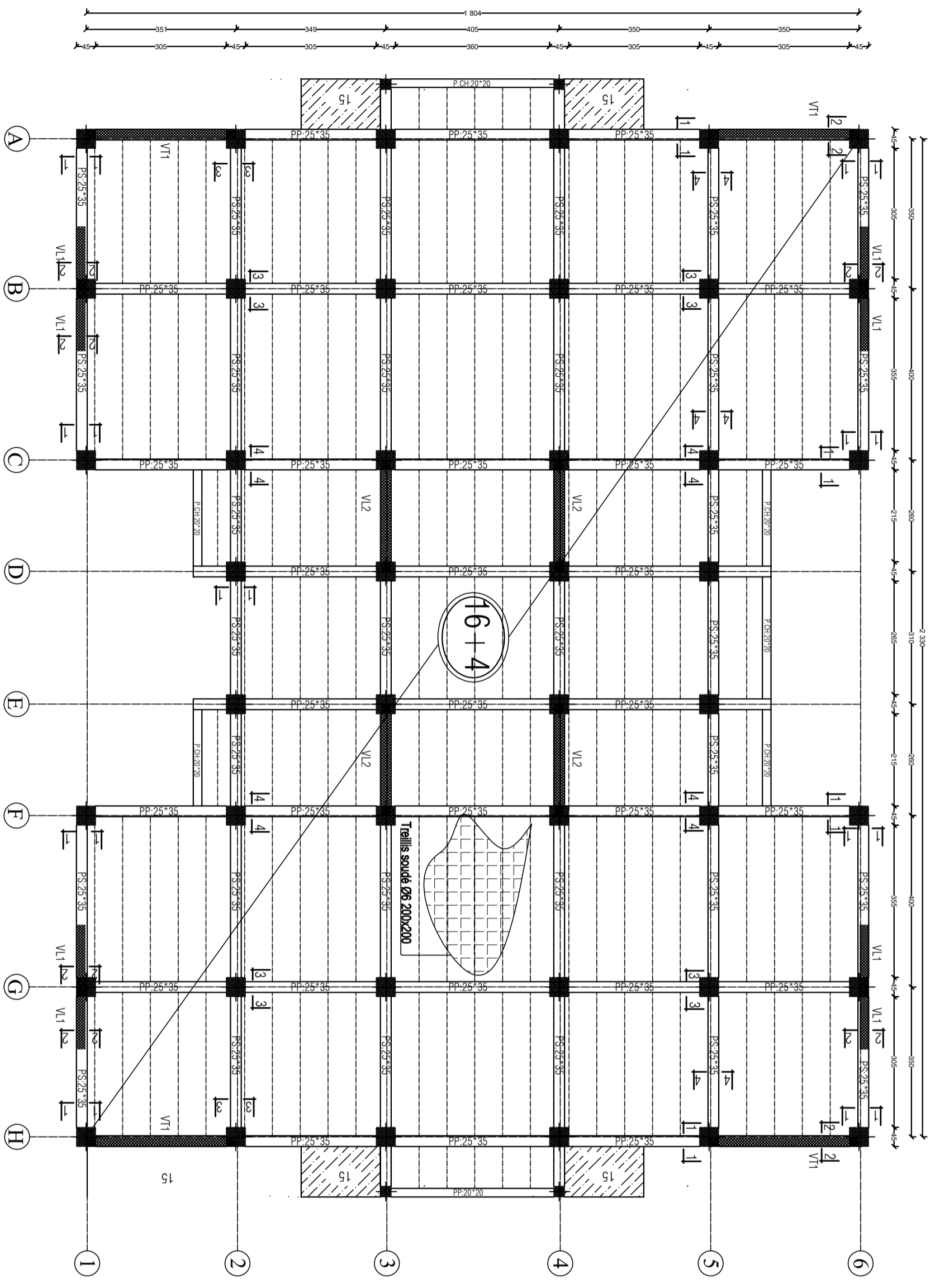
Mémoire de fin d'étude
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5
+ SOUS SOL - A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :
+10,76;+13,82;16,88;19,94 m

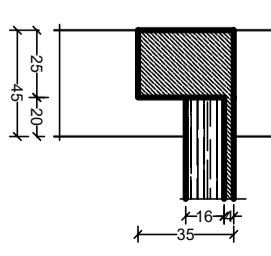
Réalise par: ALYNE DJAMEL
ABBAS MOULOUD
Encadrée par: Monsieur MANI AOMAR

SITUATION: ALGER
promotion: 2020/2021

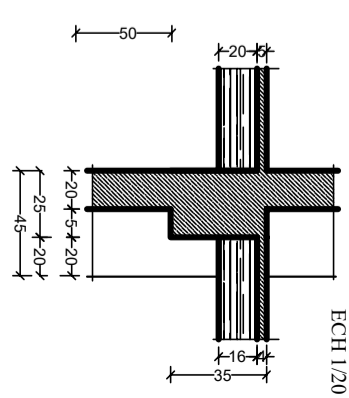
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV : + 22,68 m



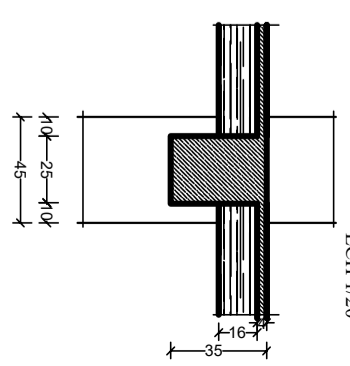
COUPE 1-1
ECH 1/20



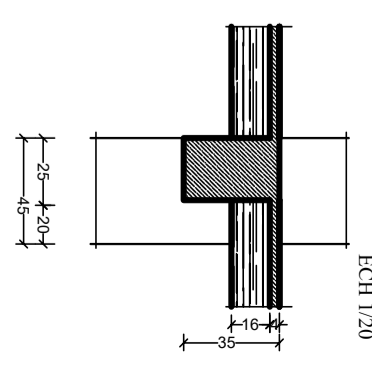
COUPE 2-2
ECH 1/20



COUPE 3-3
ECH 1/20



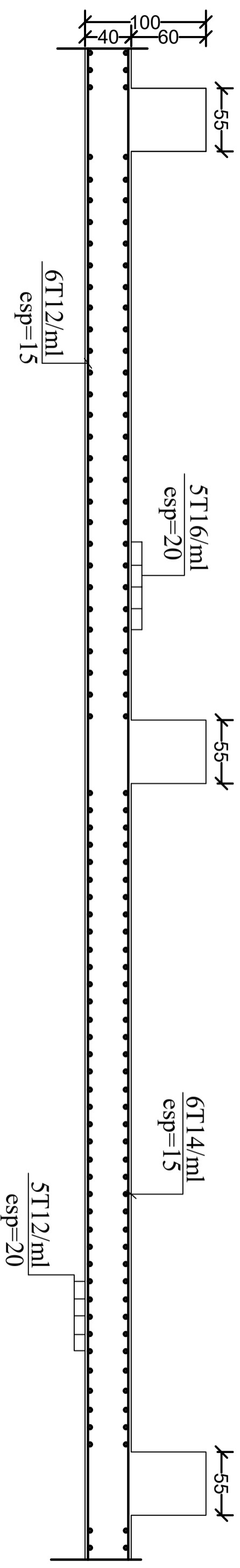
COUPE 4-4
ECH 1/20



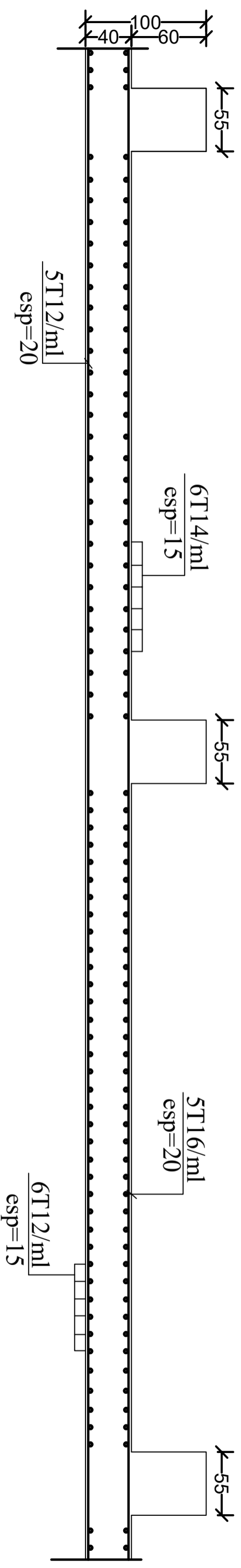
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOULOUDI MAMMERI TIZI OUZOU	
Département de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5	
+ SOUS SOL - A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV : +22,68 m	
Réalise par: ALYNE DJAMEL	
Enquêté par: Monsieur MANI AOMAR	
SITUATION: ALGER	Promotion: 2020/2021

FERRAILLAGE DU RADIER

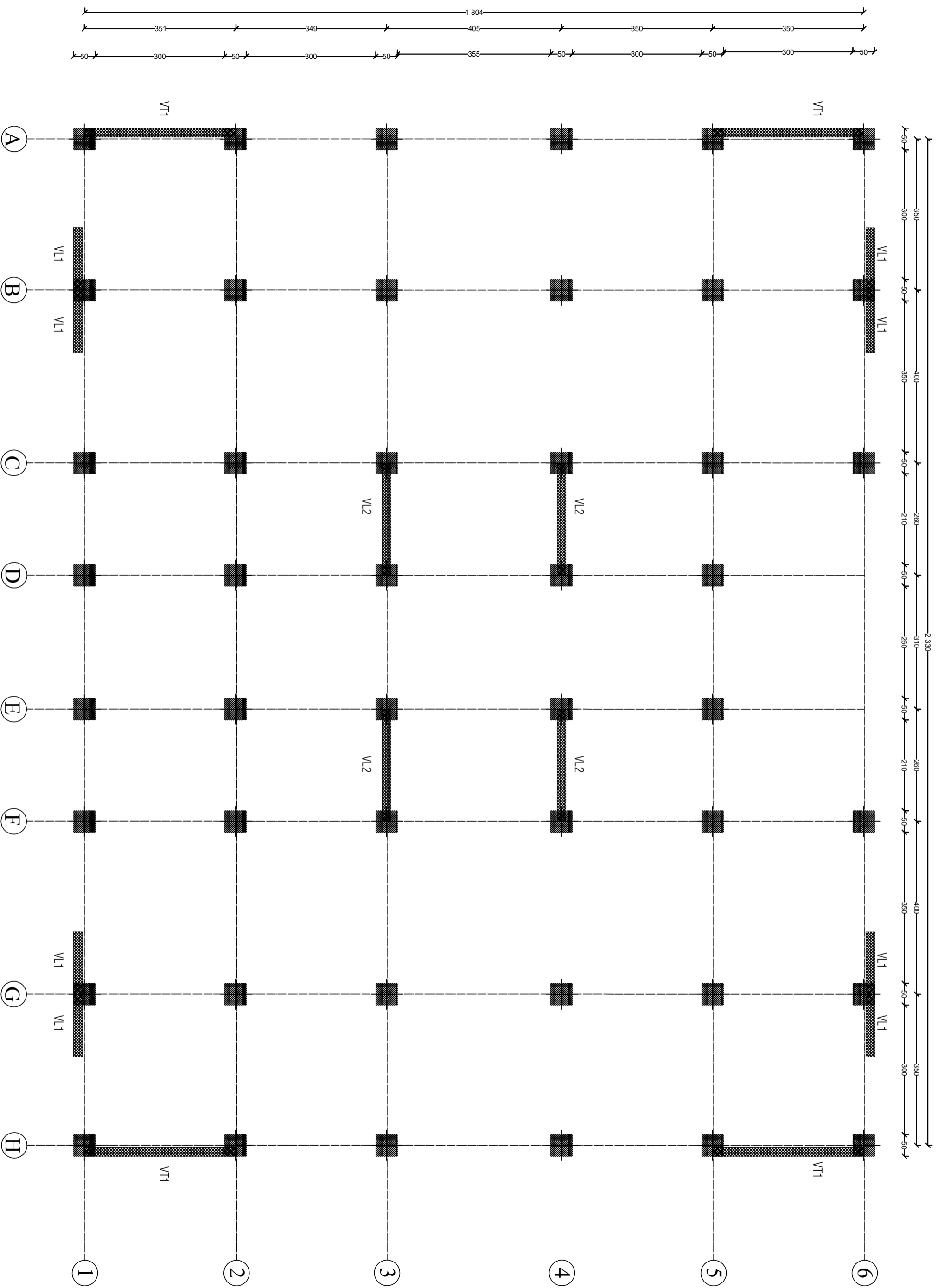
 Sens X-X



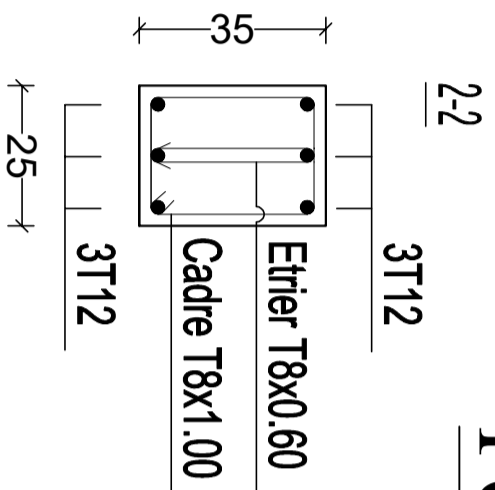
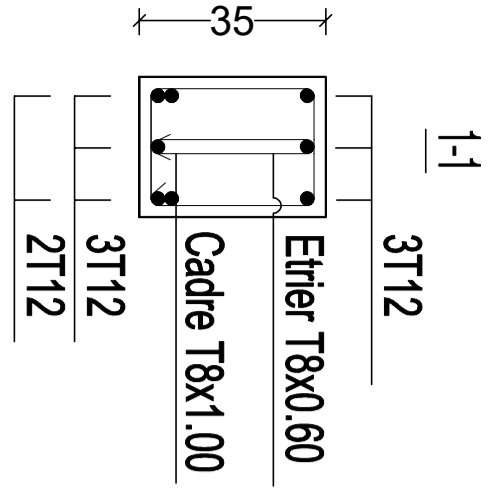
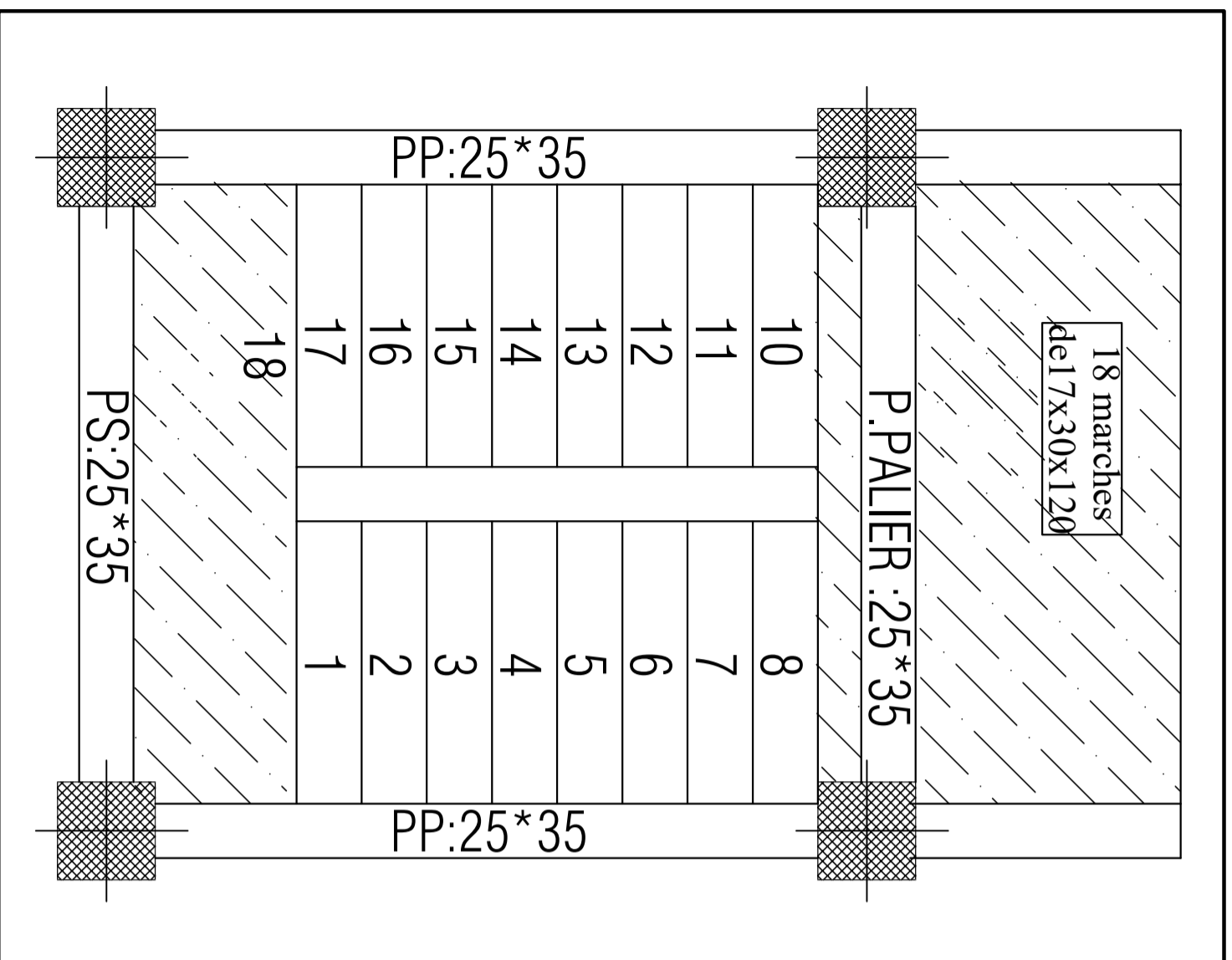
 Sens Y-Y



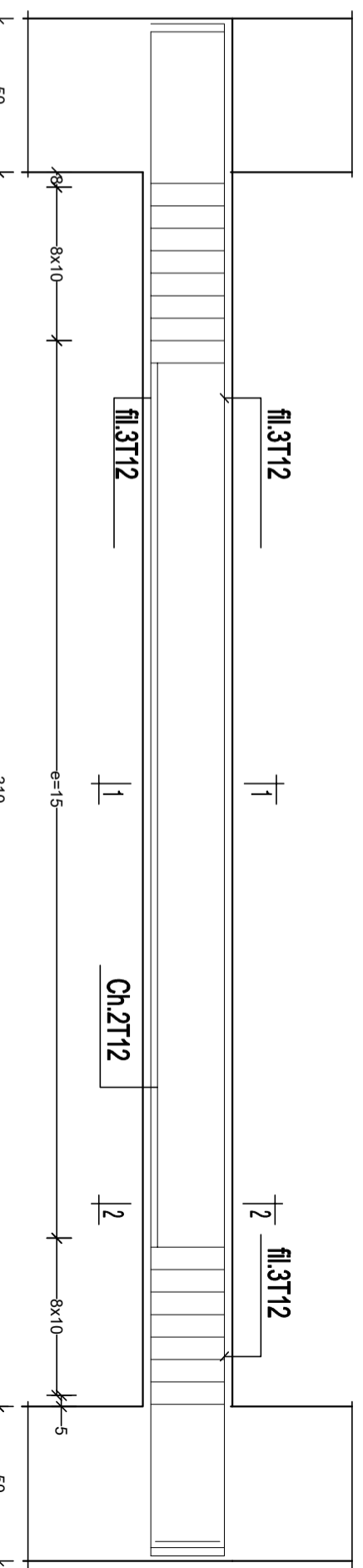
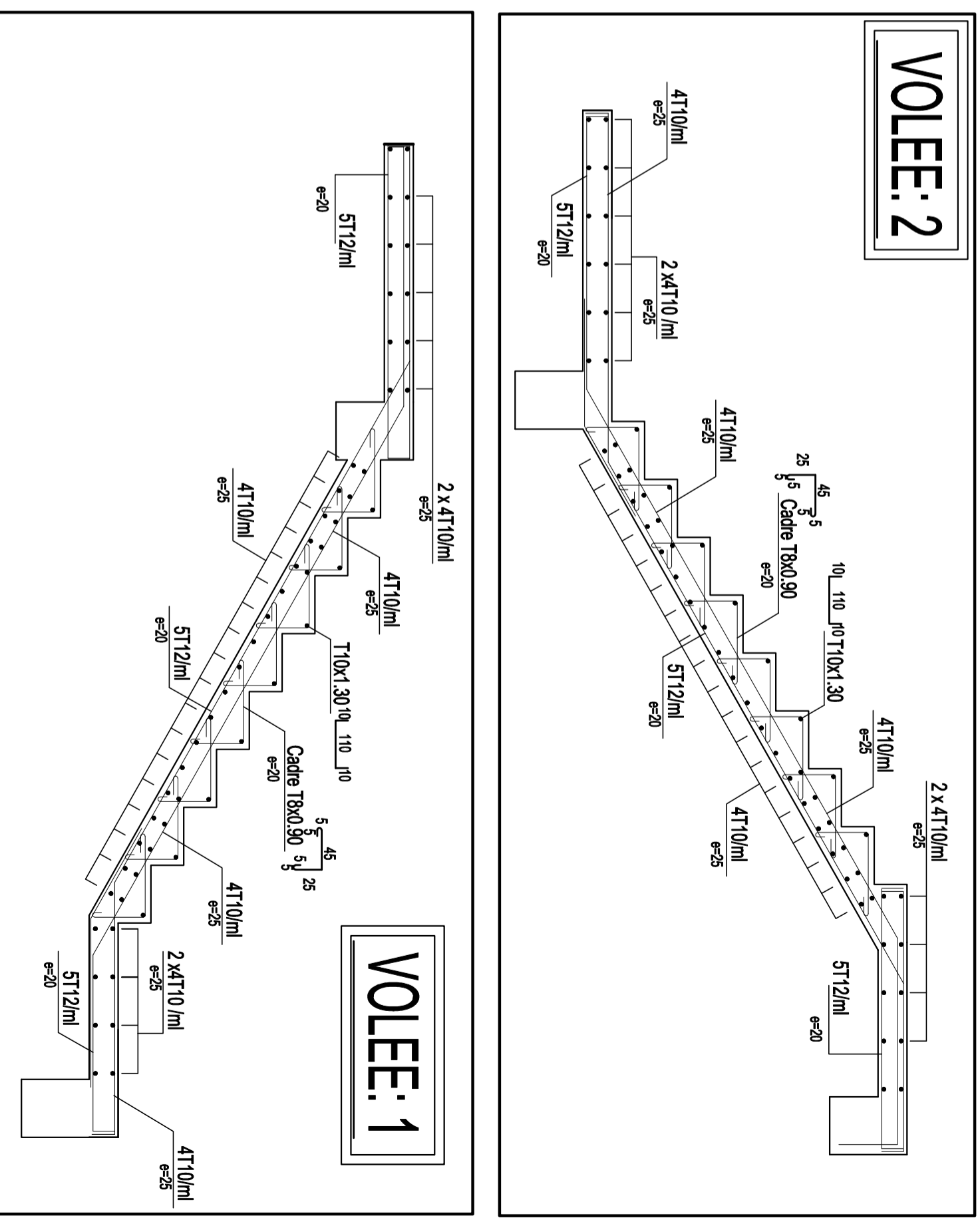
Dispositions des voiles

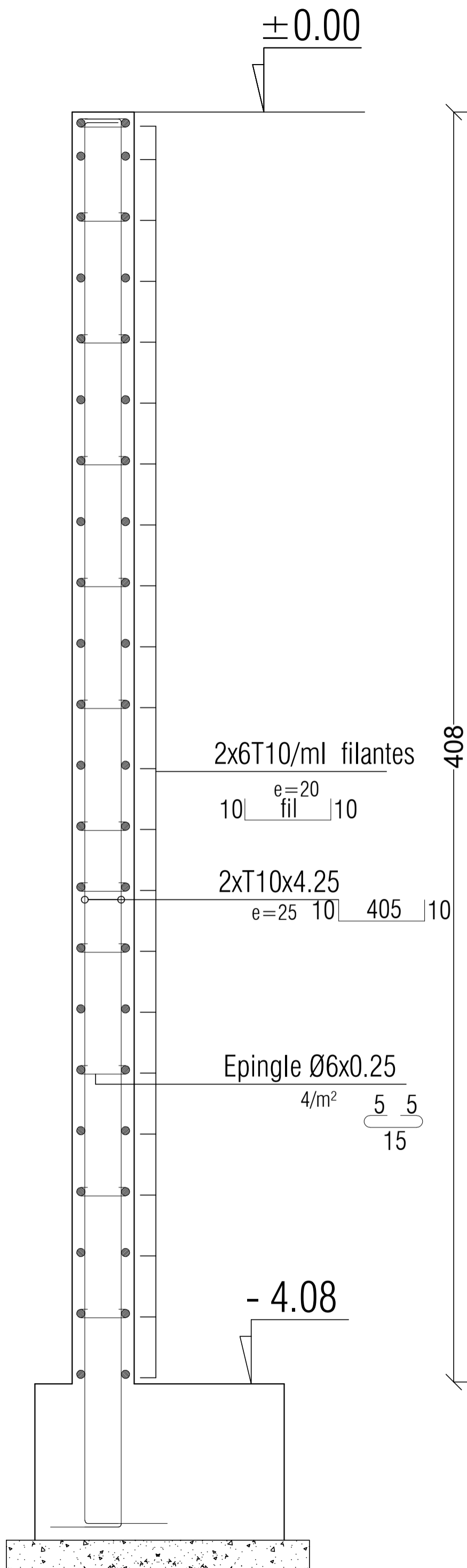


PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES ESCALIERS



Poutre palier 25*35





RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMARI TIZI OUZOU

Département Génie de la Construction

Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude

PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5
 + SOUS SOL- A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

FERRAILLAGE DU MUR PLAQUE

Réalisé par: ALANE DJAMEL

ABBAS MOULOU

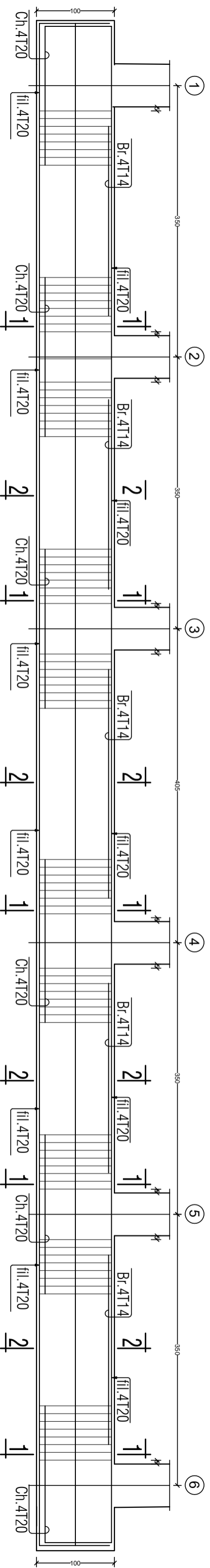
Encadrée par : Monsieur MANI AOMAR.

SITUATION :

ALGER

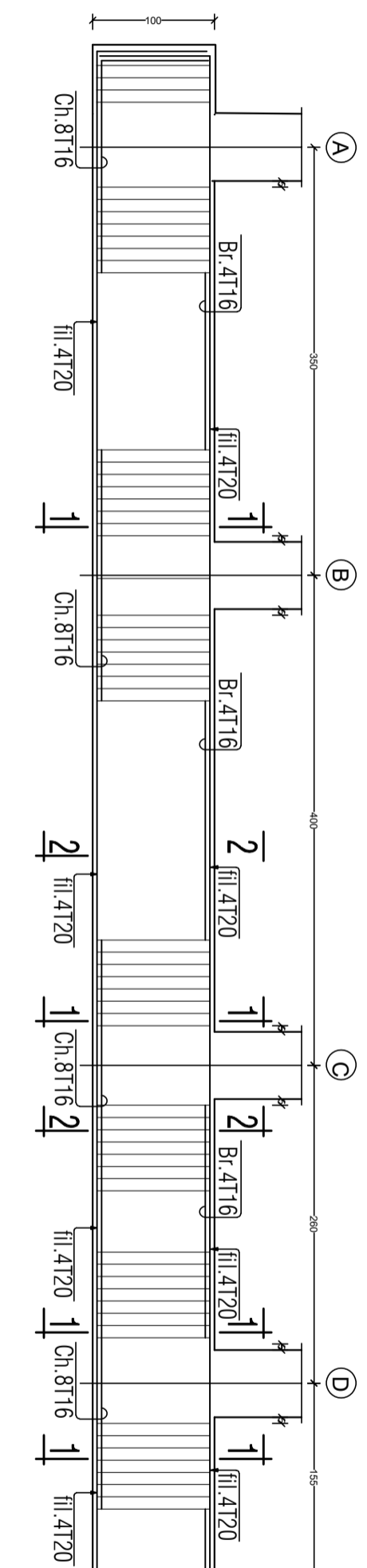
promotion :2020/ 2021

Nervure sens YY (55*100).



Nervure sens XX (55*100).

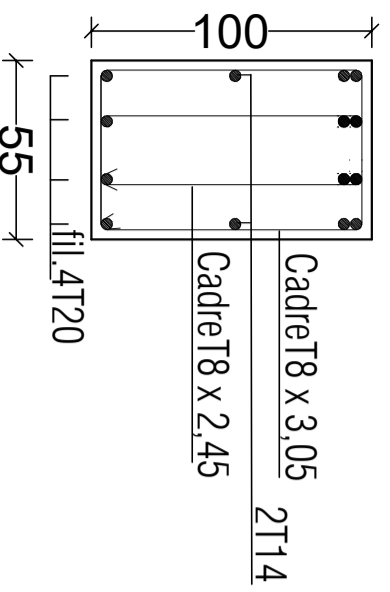
Poutrelle



Sens X-X

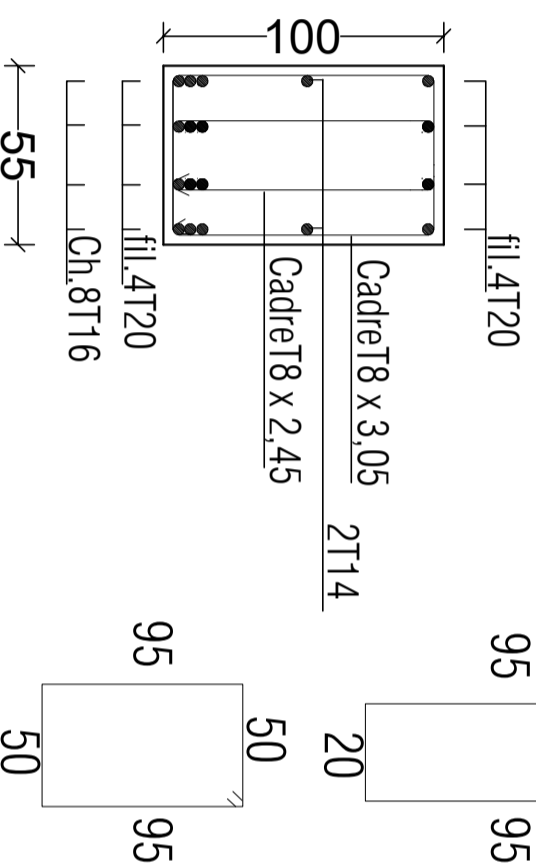
Travée

ECH 1/10
Ch.4T16
fil.4T20



Appuis

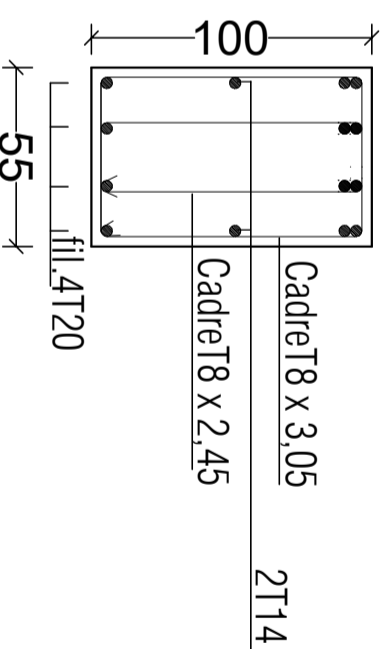
ECH 1/10



Sens Y-Y

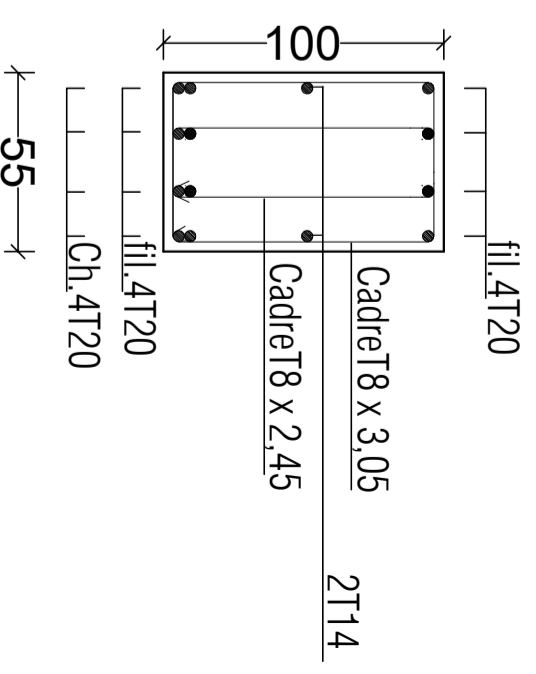
Travée

ECH 1/10
Ch.4T14
fil.4T20

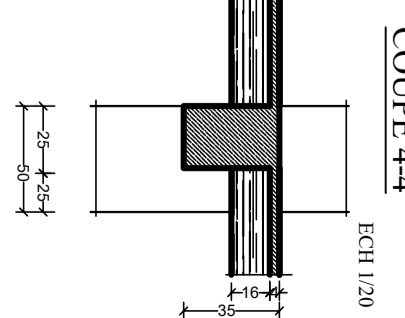
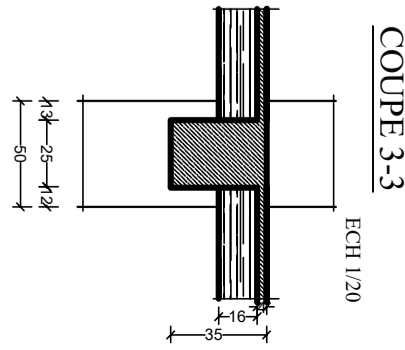
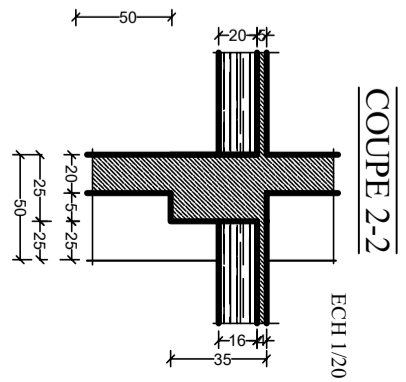
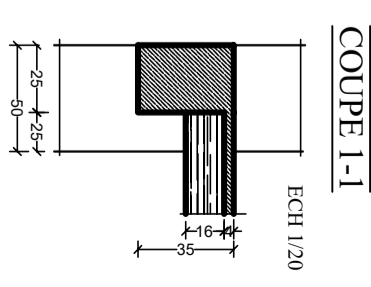
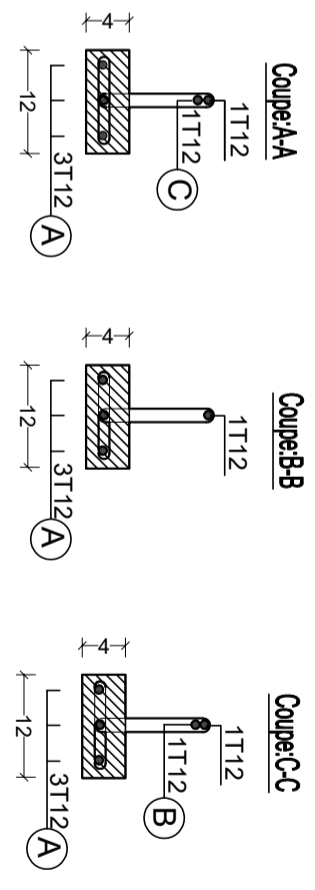
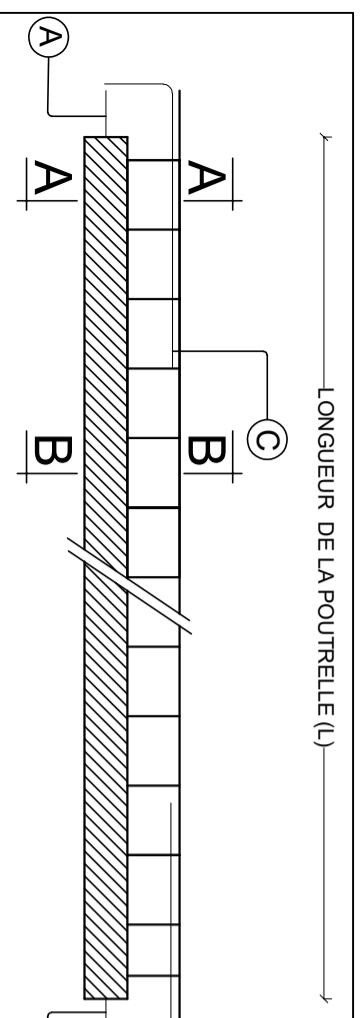
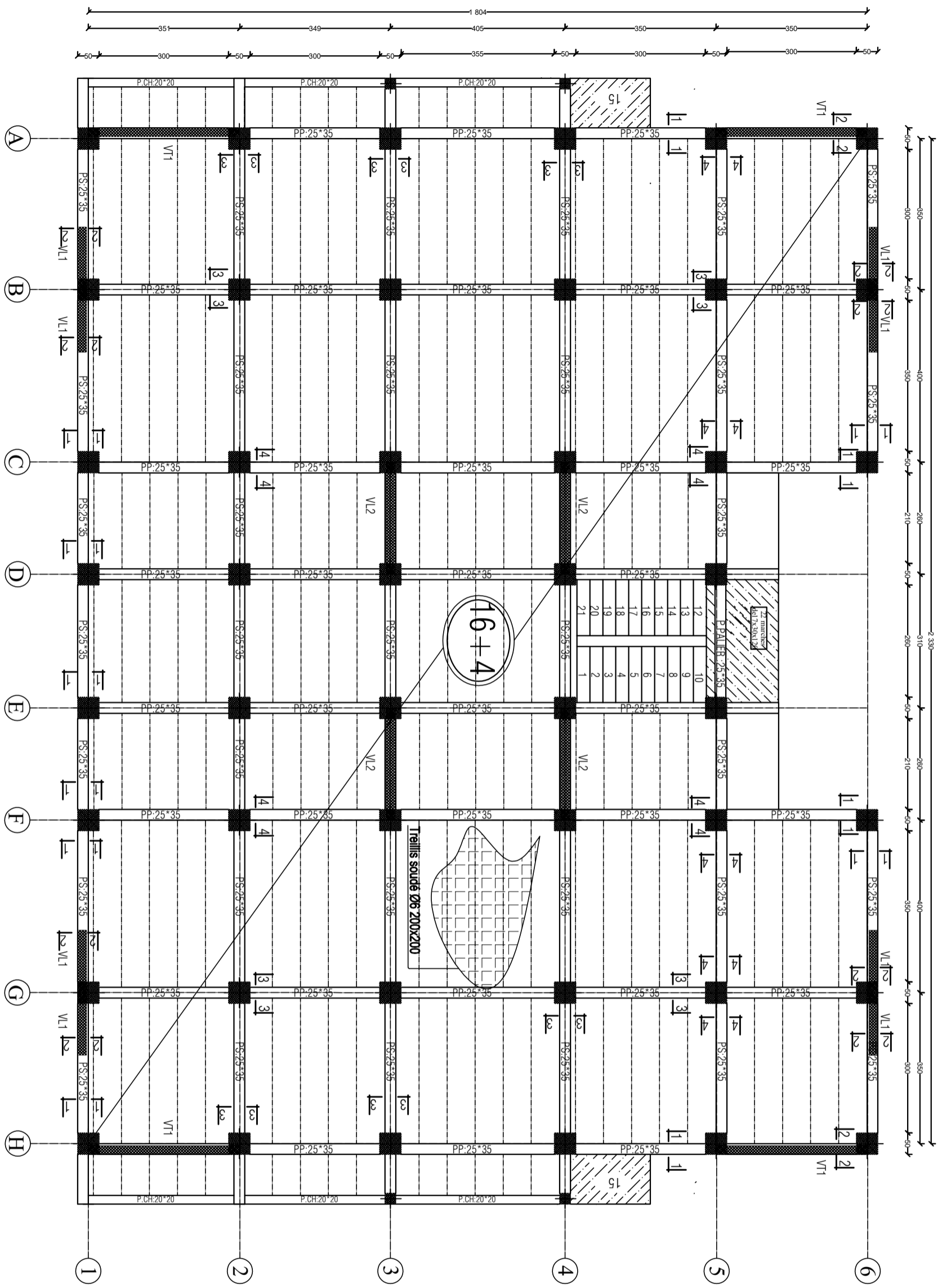


Appuis

ECH 1/10



PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV : + 4.08 m



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOUDI MAMMERI TIZI OUIZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil
 OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

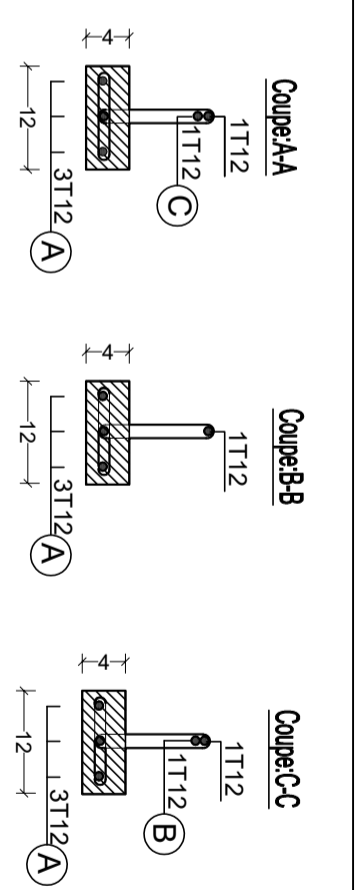
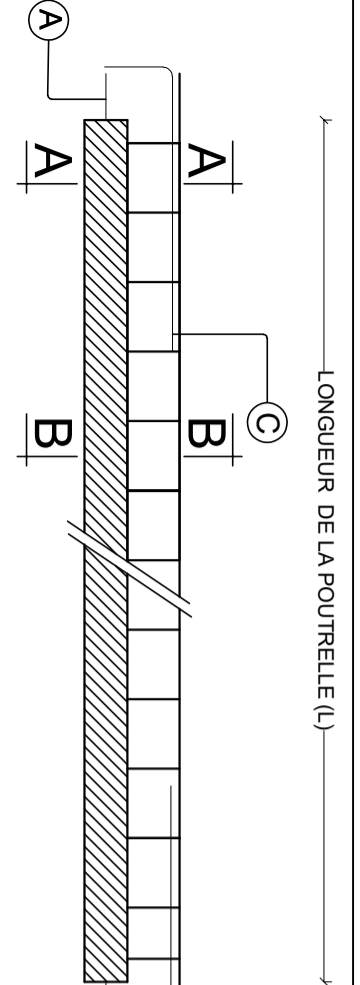
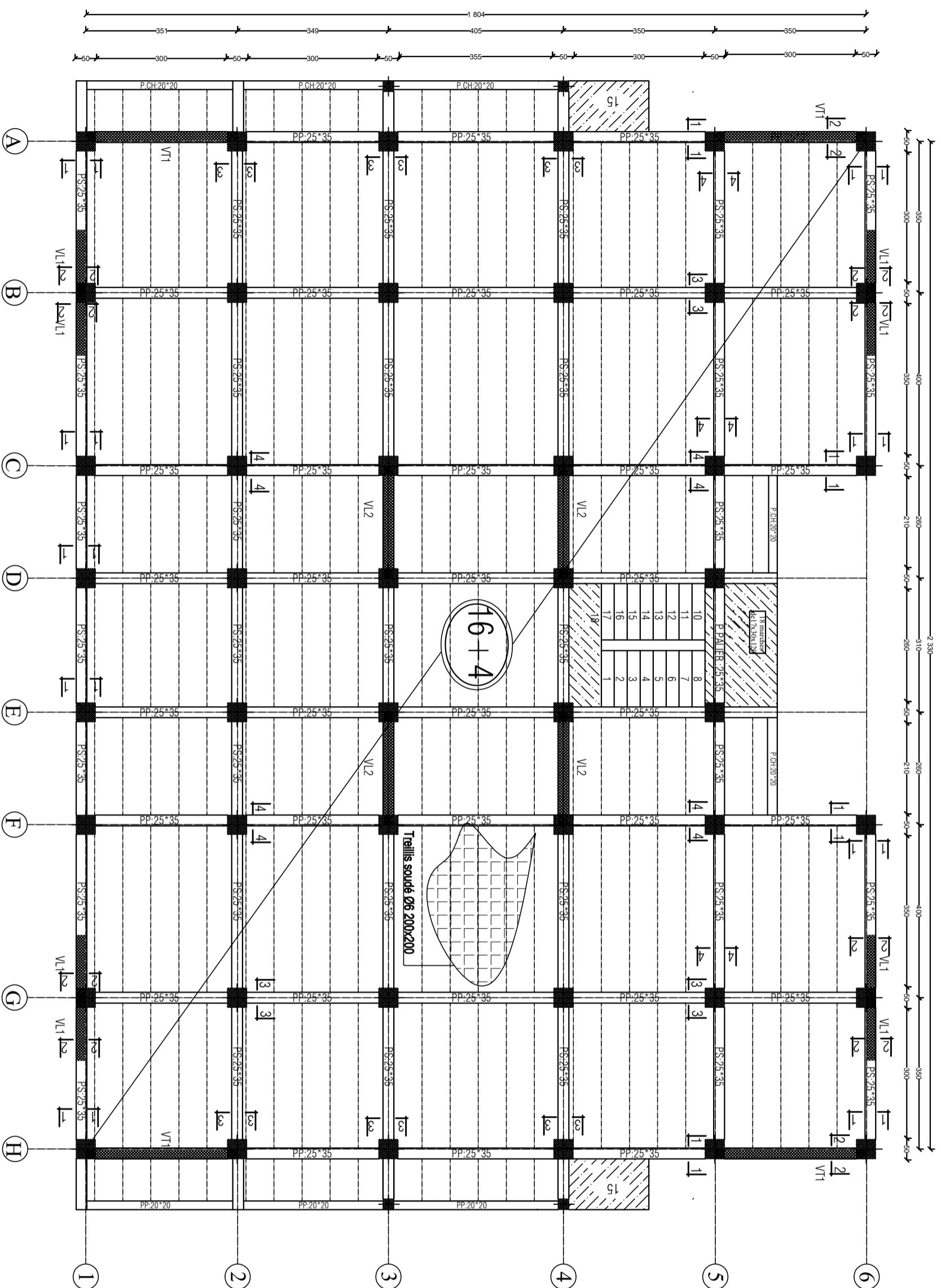
Mémoire de fin d'étude
 PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5
 + SOUS-SOL - A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV : +4,08 m

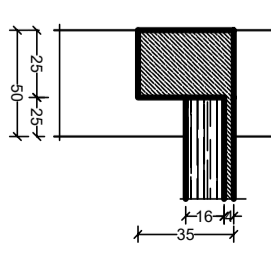
Réalise par: ALYNE DJAMEL
 ABBAS MOULOUD
 Encadrée par: Monsieur MANI AOMAR

SITUATION: ALGER
 promotion: 2020/2021

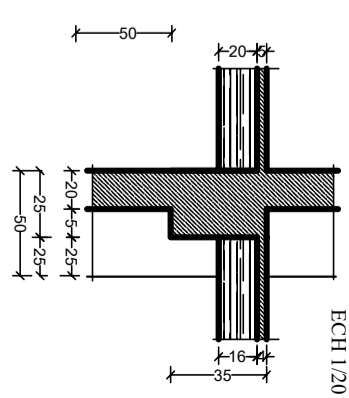
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV : +7,70 m



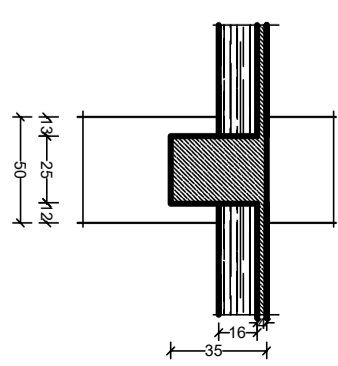
COUPE 1-1
ECH 1/20



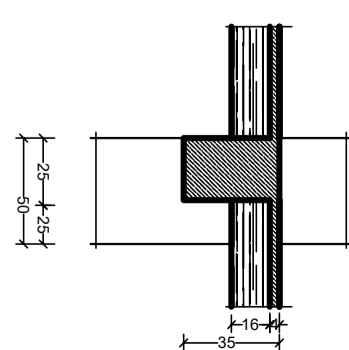
COUPE 2-2
ECH 1/20



COUPE 3-3
ECH 1/20



COUPE 4-4
ECH 1/20



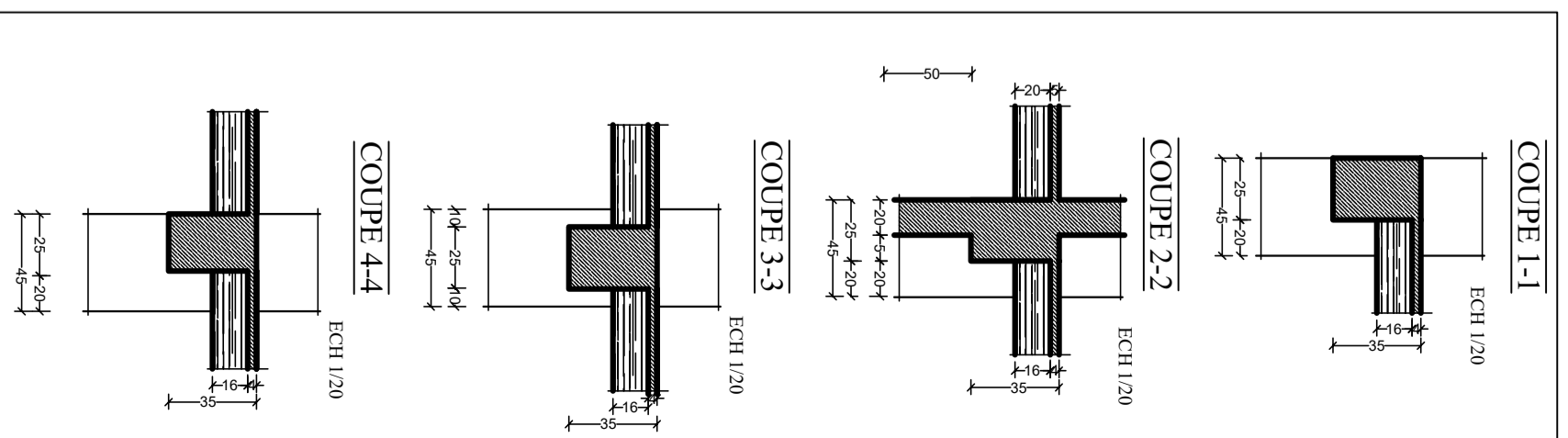
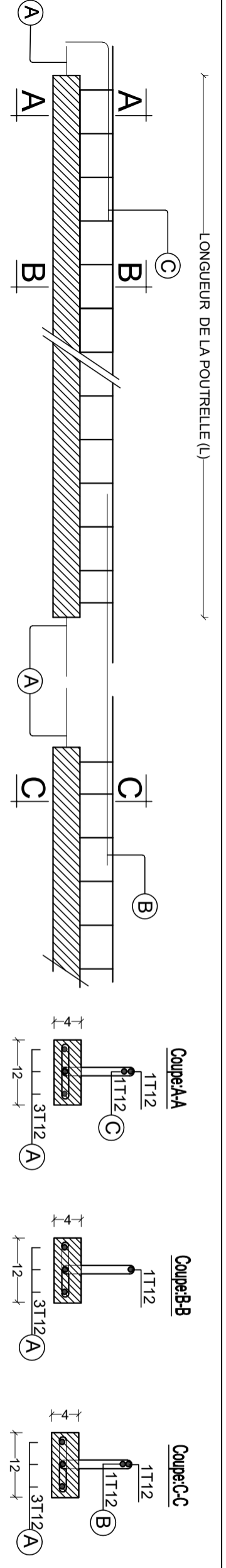
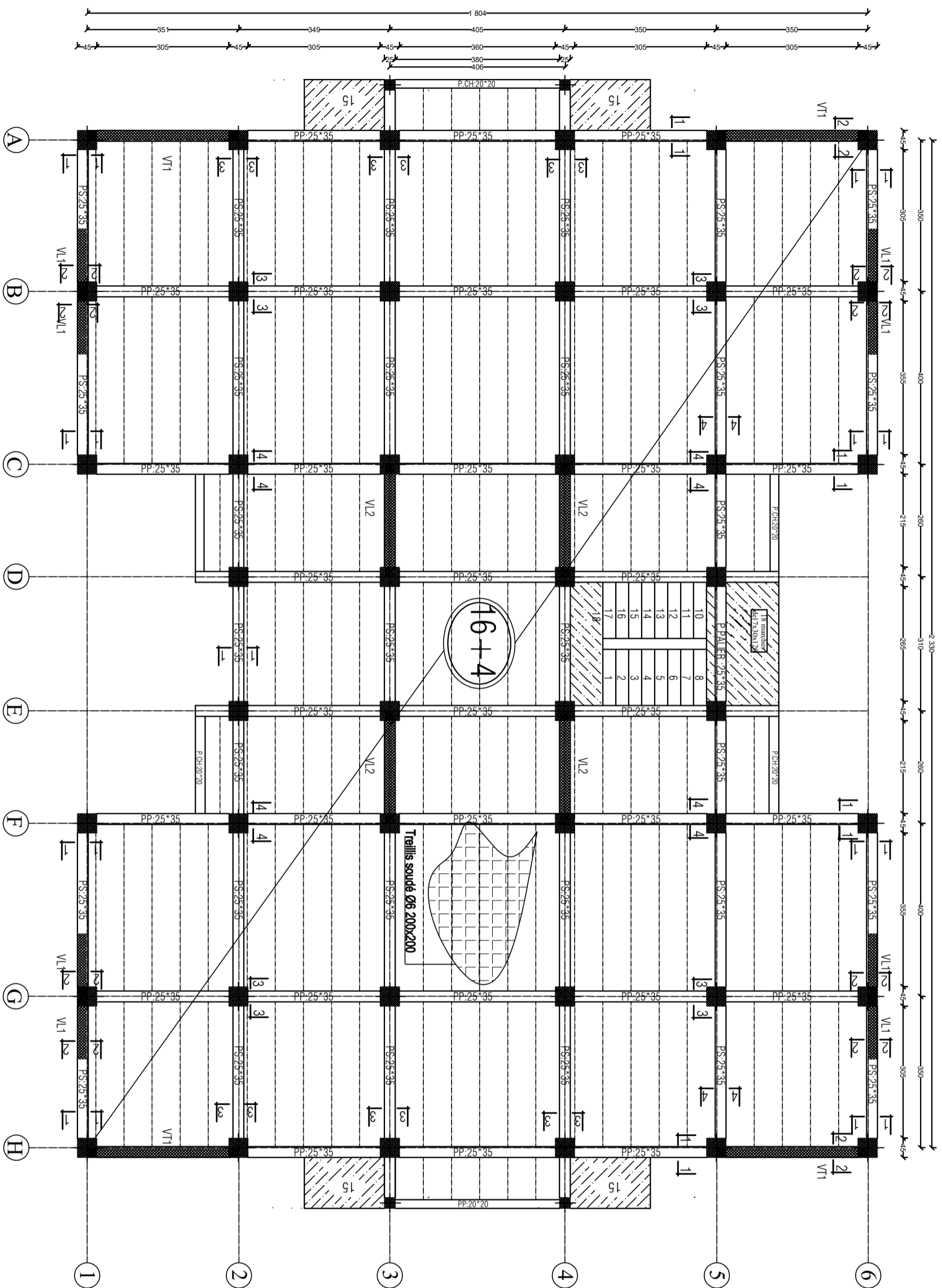
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUDI MAMMERI TIZI OUIZOU
Département Génie de la Construction
Filierre Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5
+ SOUS-SOL - A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

Réalise par: **ALYNE DJAMEL**
ABBAS MOULOUD
Encadrée par: **Monsieur MANI AOMAR**

SITUATION: **ALGER**
promotion: **2020/2021**

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 10,76;+13,82;16,88;19,94 m



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUDI MAMMERI TIZI OUIZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

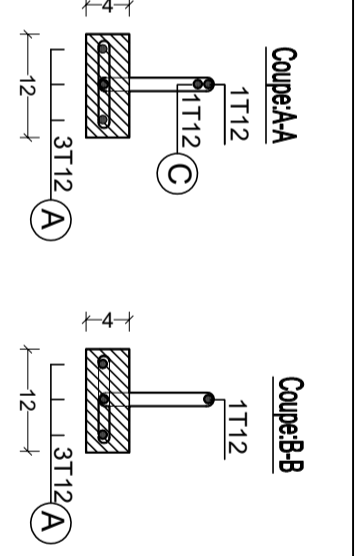
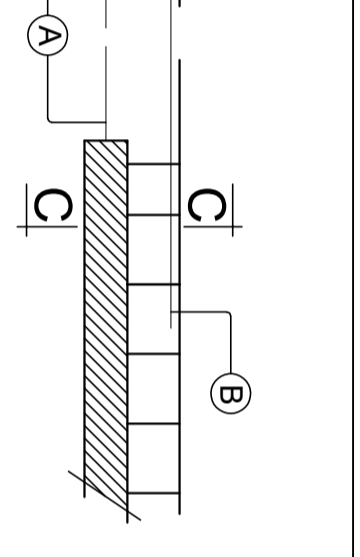
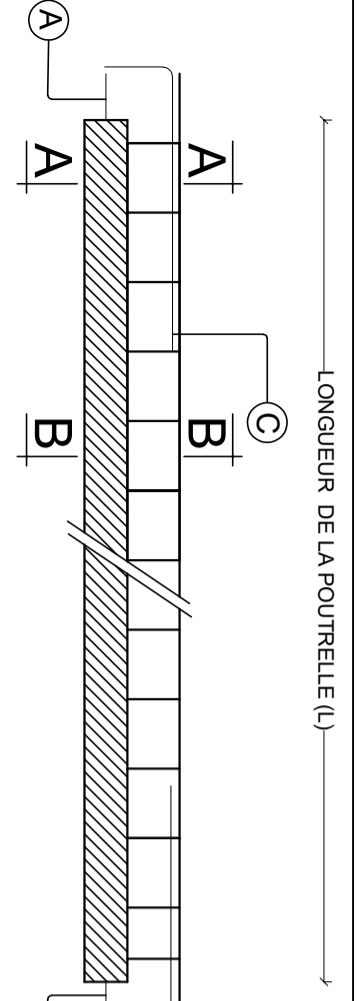
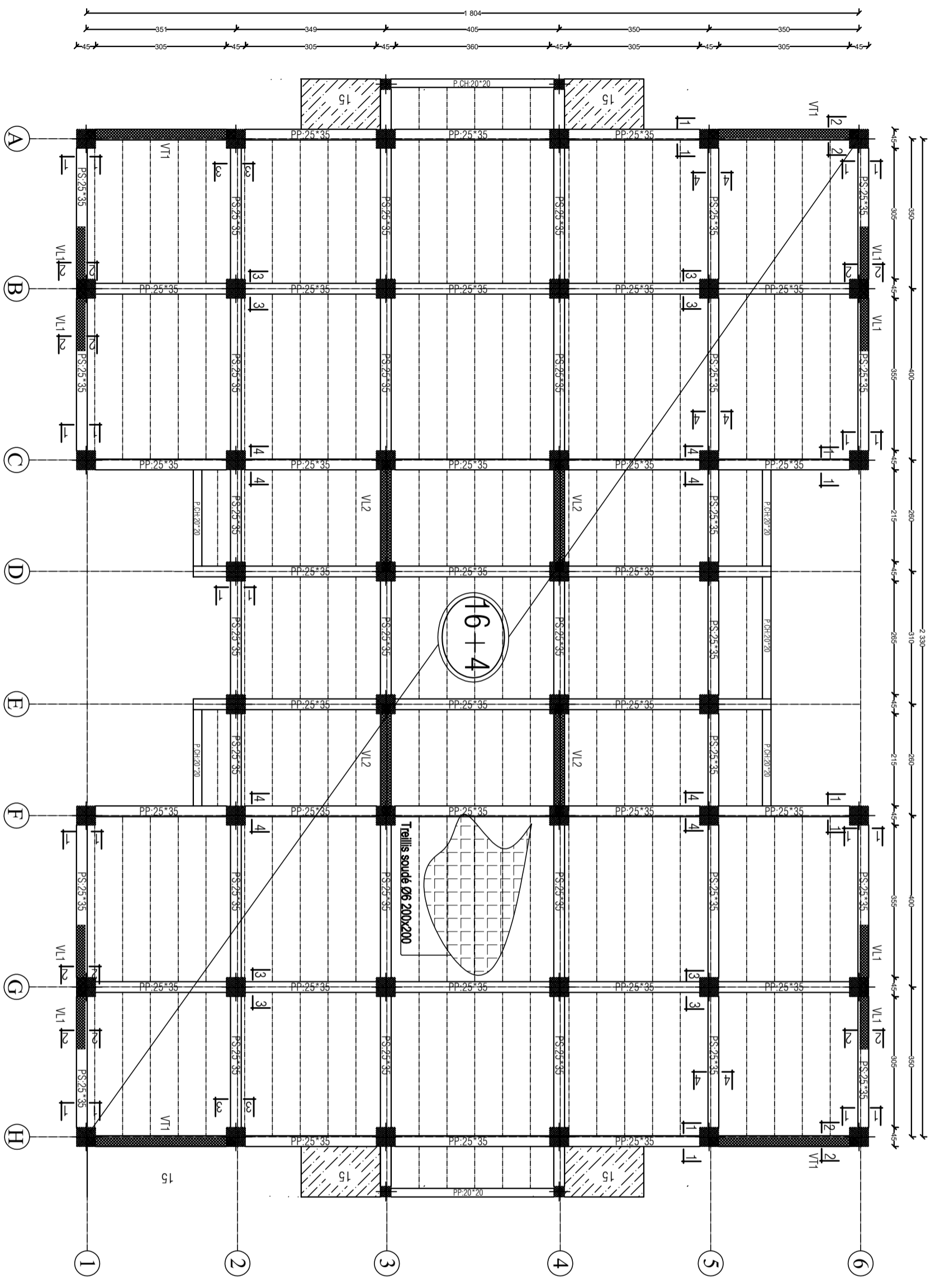
Mémoire de fin d'étude
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5
+ SOUS SOL - A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :
+10,76;+13,82;16,88;19,94 m

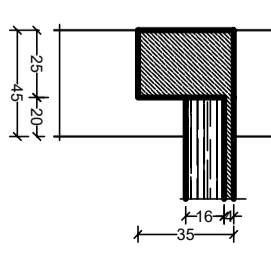
Réalise par: ALYNE DJAMEL
ABBAS MOULOUD
Encadrée par: Monsieur MANI AOMAR

SITUATION: ALGER
promotion: 2020/2021

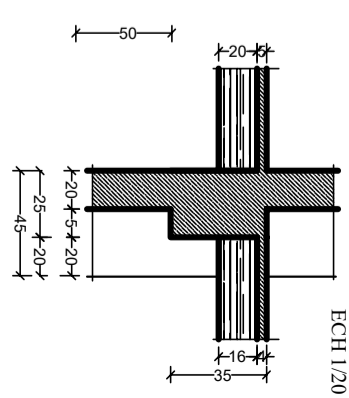
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV : + 22,68 m



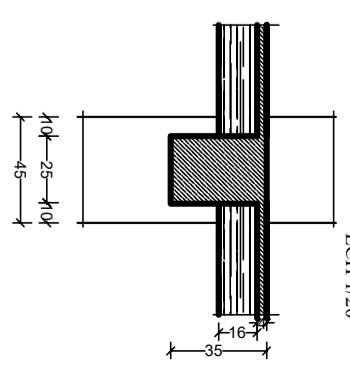
COUPE 1-1
ECH 1/20



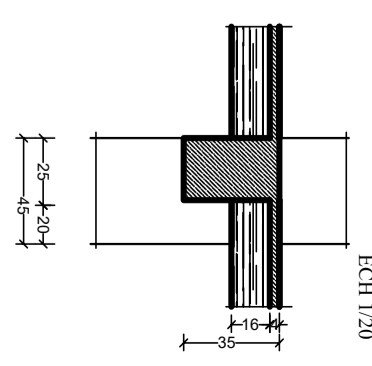
COUPE 2-2
ECH 1/20



COUPE 3-3
ECH 1/20



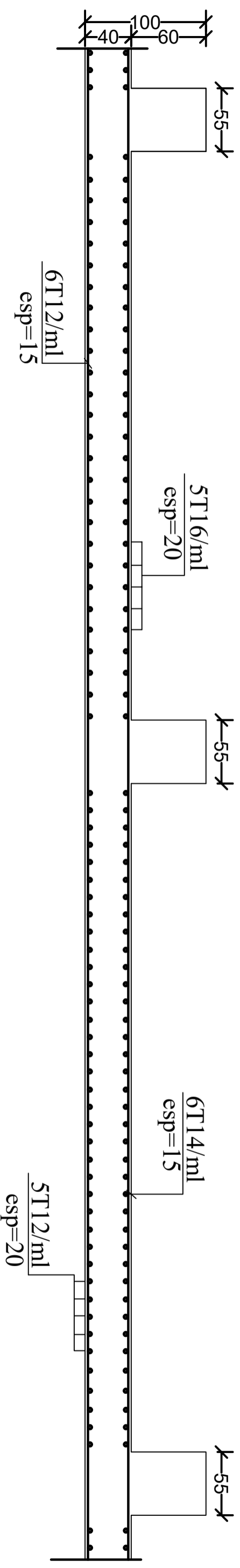
COUPE 4-4
ECH 1/20



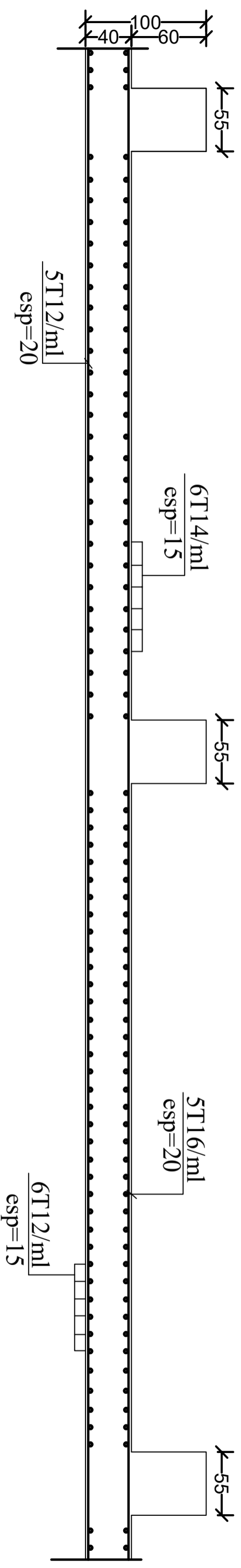
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOULOUDI MAMMERI TIZI OUIZOU	
Département de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5	
+ SOUS SOL - A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV : +22,68 m	
Réalise par: ALYNE DJAMEL	SITUATION: ALGER
Enquêté par: Monsieur MANI AOMAR	Promotion: 2020/2021

FERRAILLAGE DU RADIER

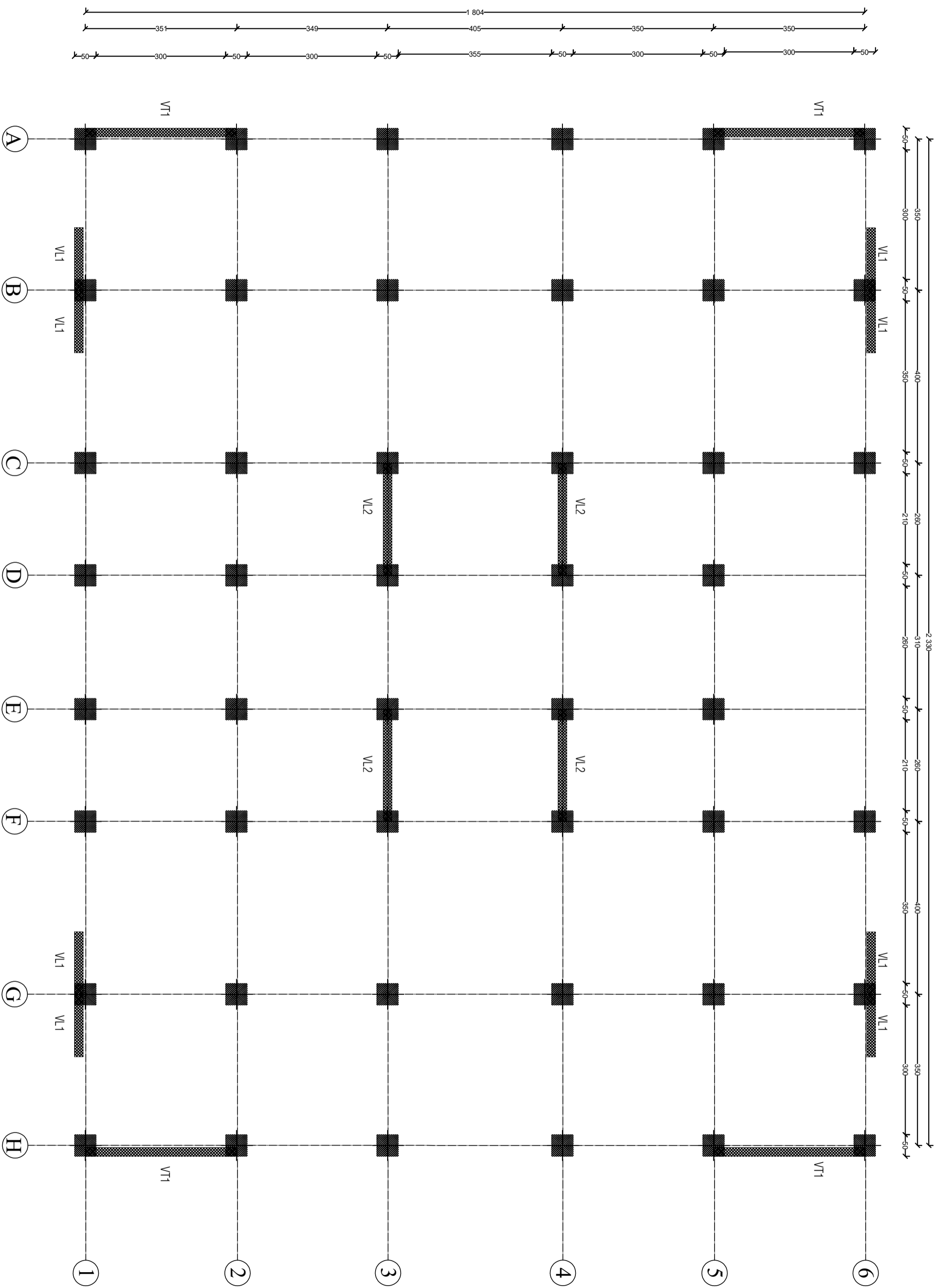
 Sens X-X

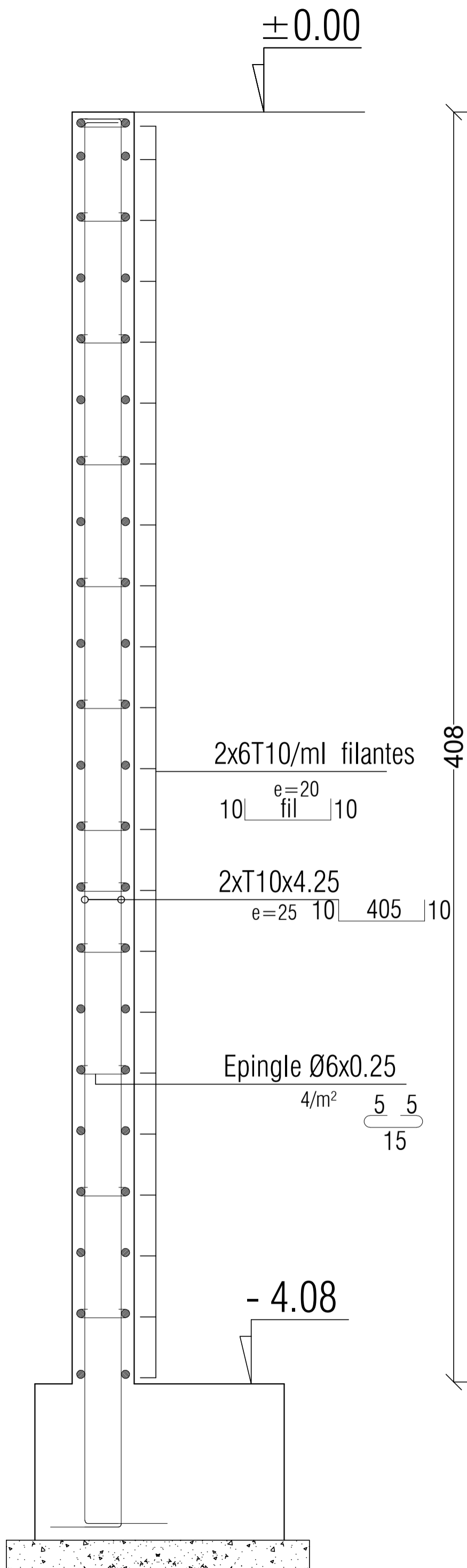


 Sens Y-Y



Dispositions des voiles





RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMARI TIZI OUZOU

Département Génie de la Construction

Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude

PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5
 + SOUS SOL- A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

FERRAILLAGE DU MUR PLAQUE

Réalisé par: ALANE DJAMEL
 ABBAS MOULOU

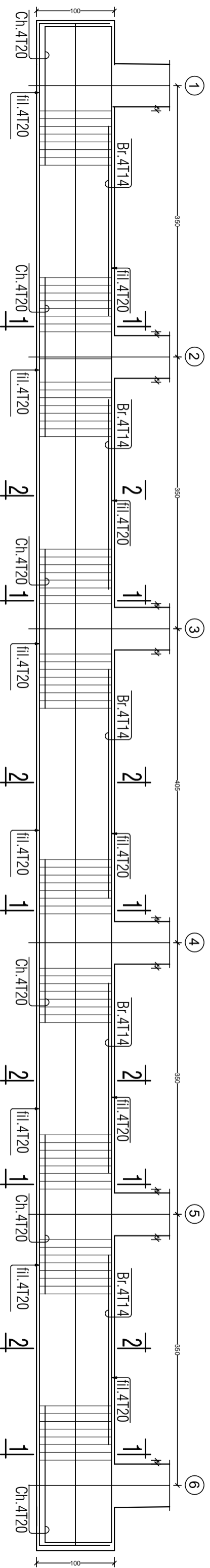
Encadrée par : Monsieur MANI AOMAR.

SITUATION :

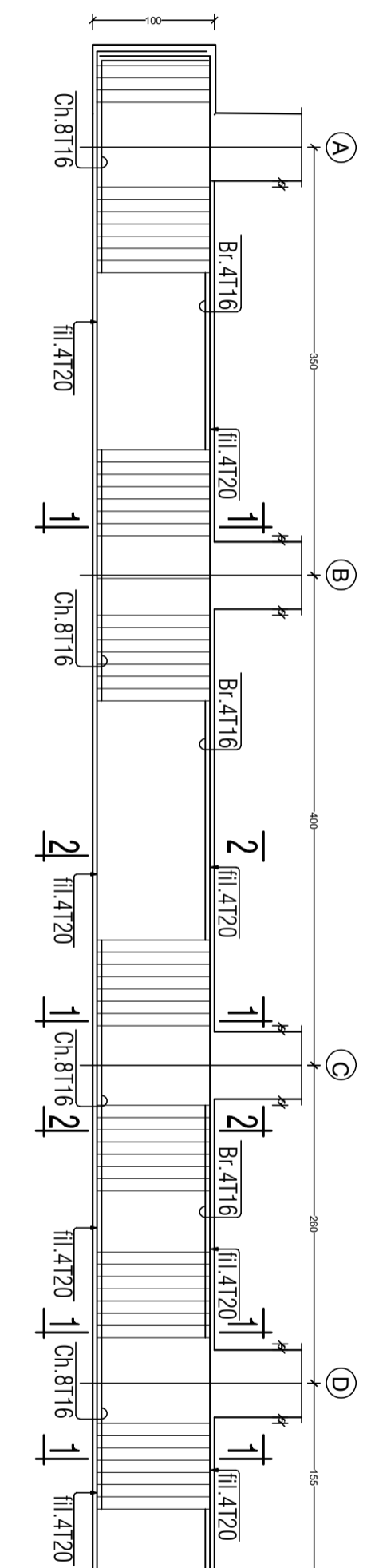
ALGER

promotion :2020/ 2021

Nervure sens YY (55*100).



Nervure sens XX (55*100).

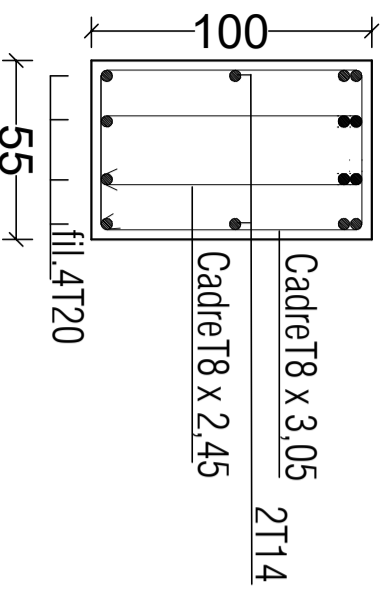


Poutrelle

Sens X-X

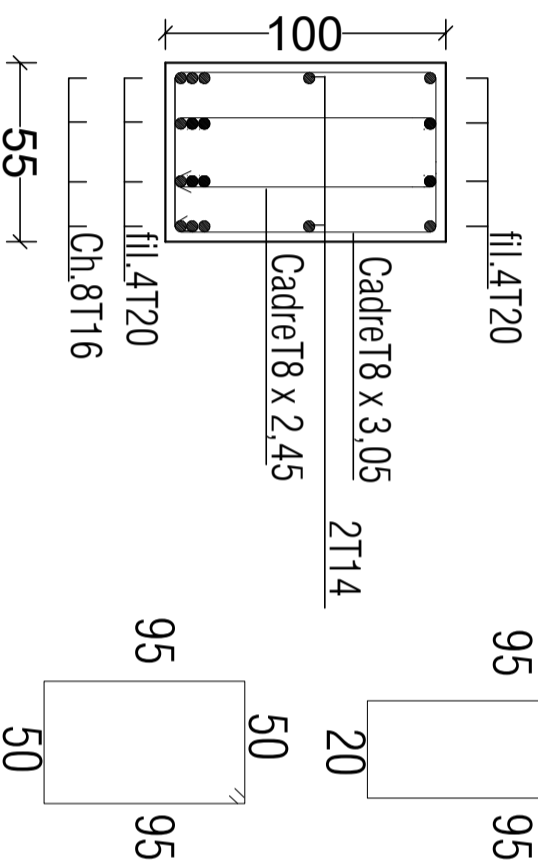
Travée

ECH 1/10
Ch.4T16
fil.4T20



Appuis

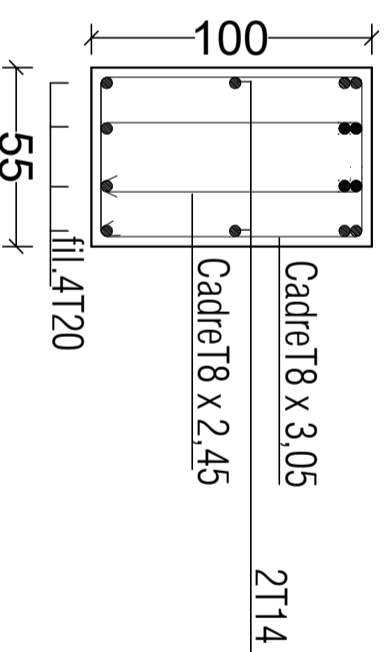
ECH 1/10



Sens Y-Y

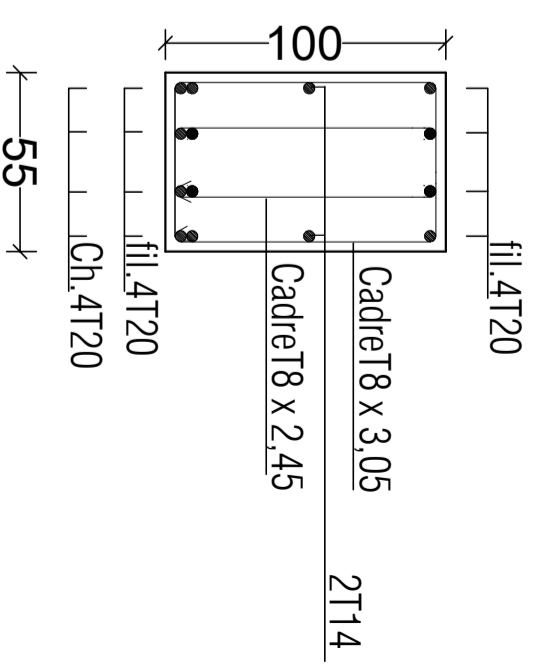
Travée

ECH 1/10
Ch.4T14
fil.4T20

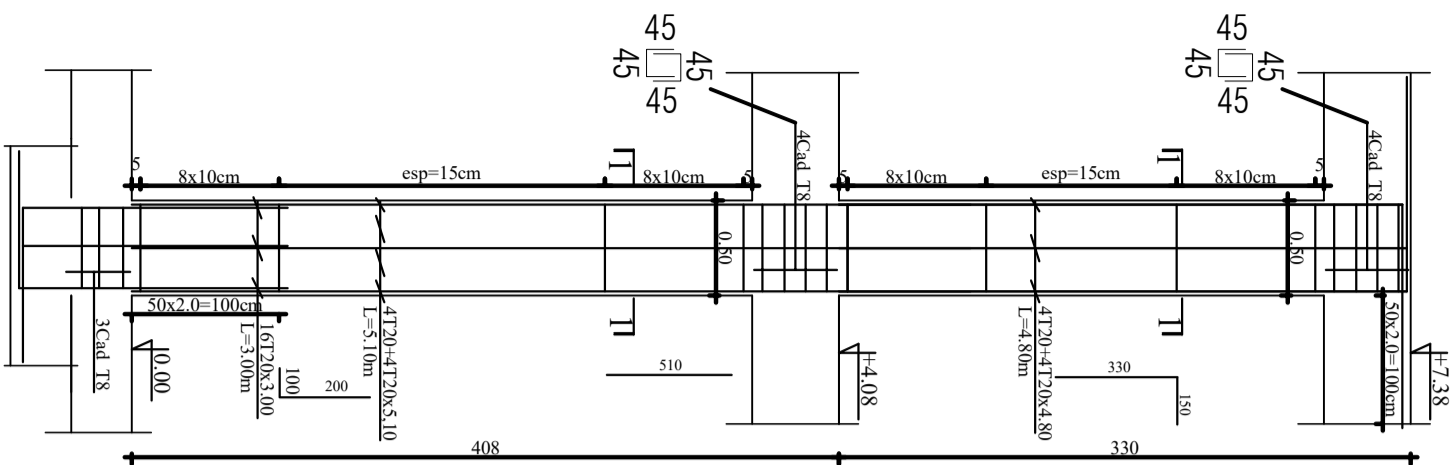


Appuis

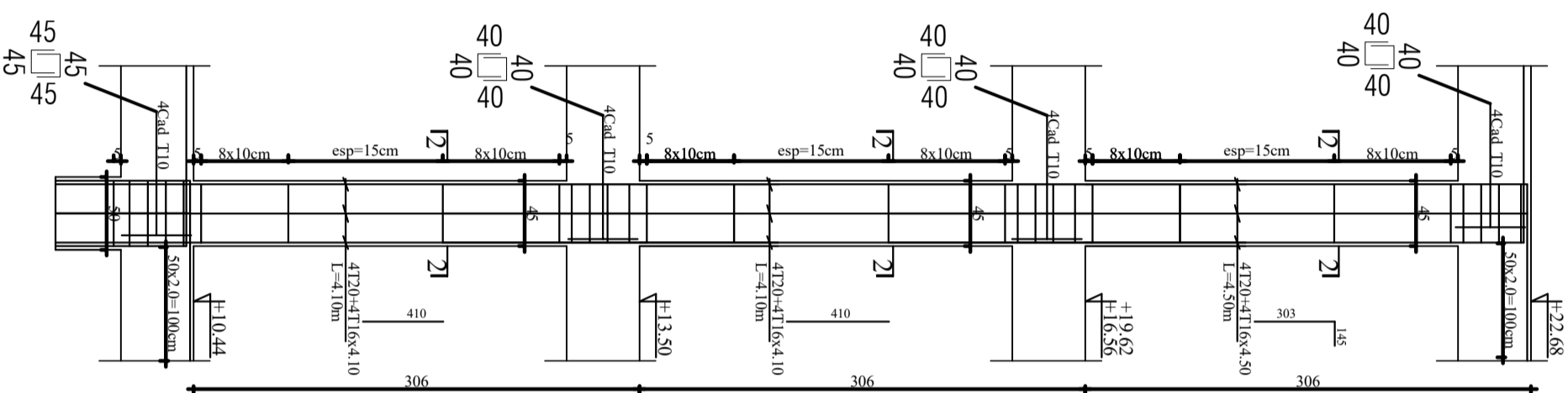
ECH 1/10



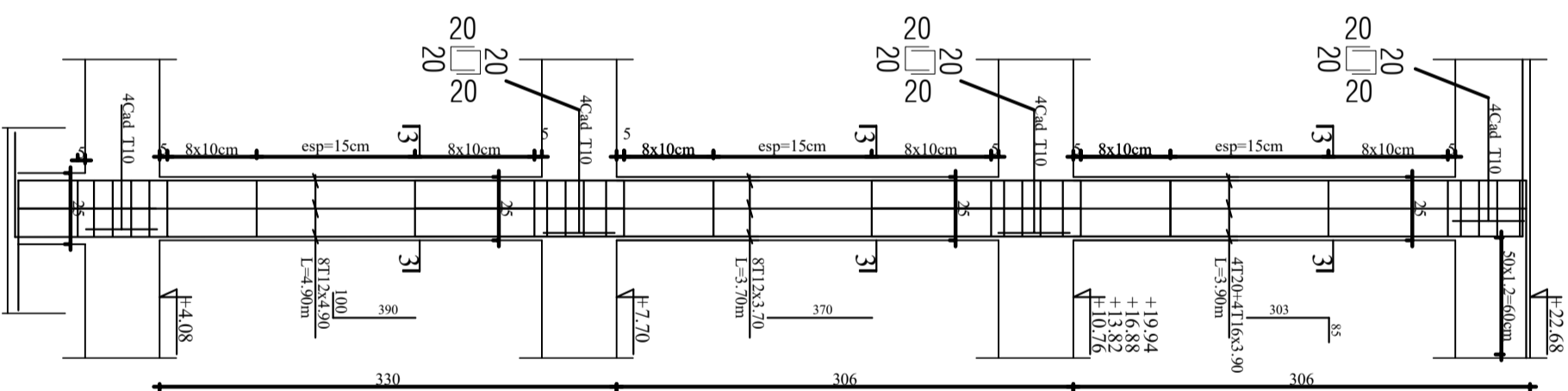
POTEAU 50*50



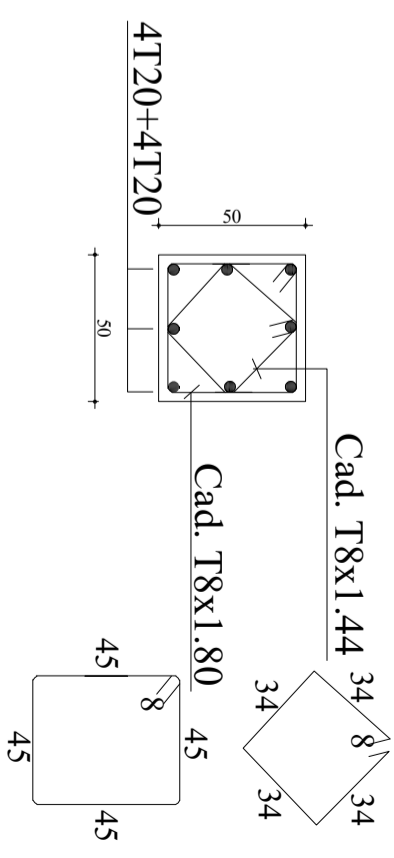
POTEAU 45*45



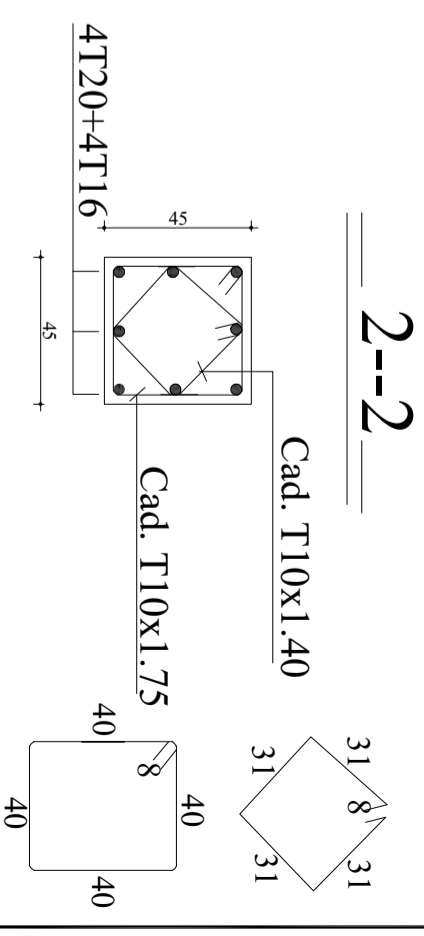
POTEAU 25*25



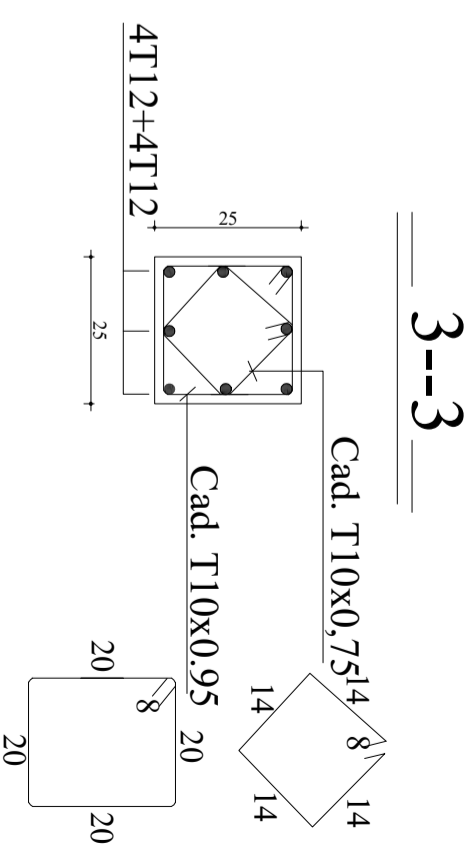
COUPE 1-1



COUPE 2-2

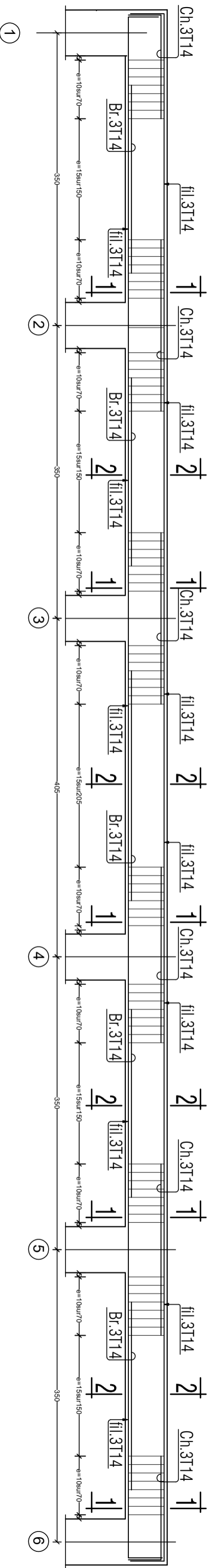


COUPE 3-3

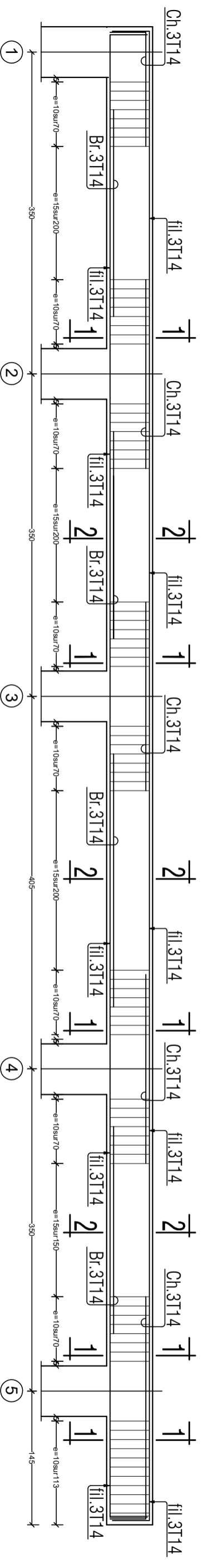


POUTRE PRINCIPALES (25*30).

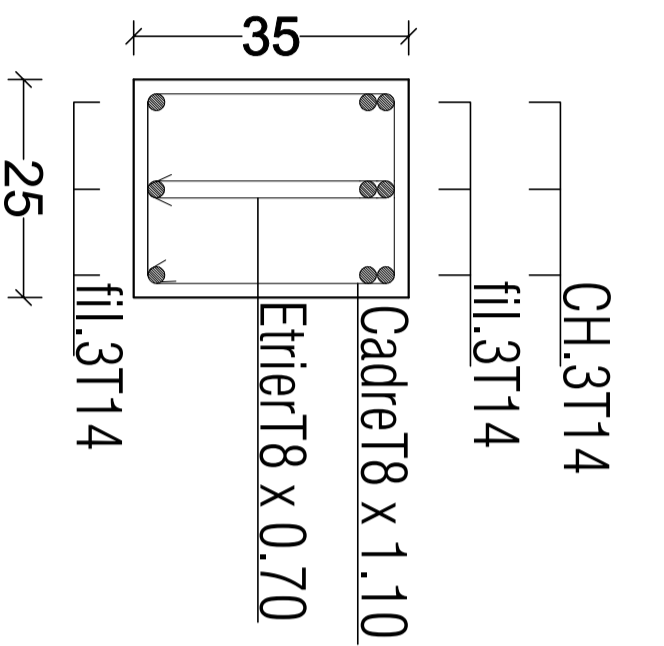
POUTRE PRINCIPALES (25*35) Fils: *A*,*B*,*C*,*F*,*G*,*H*.



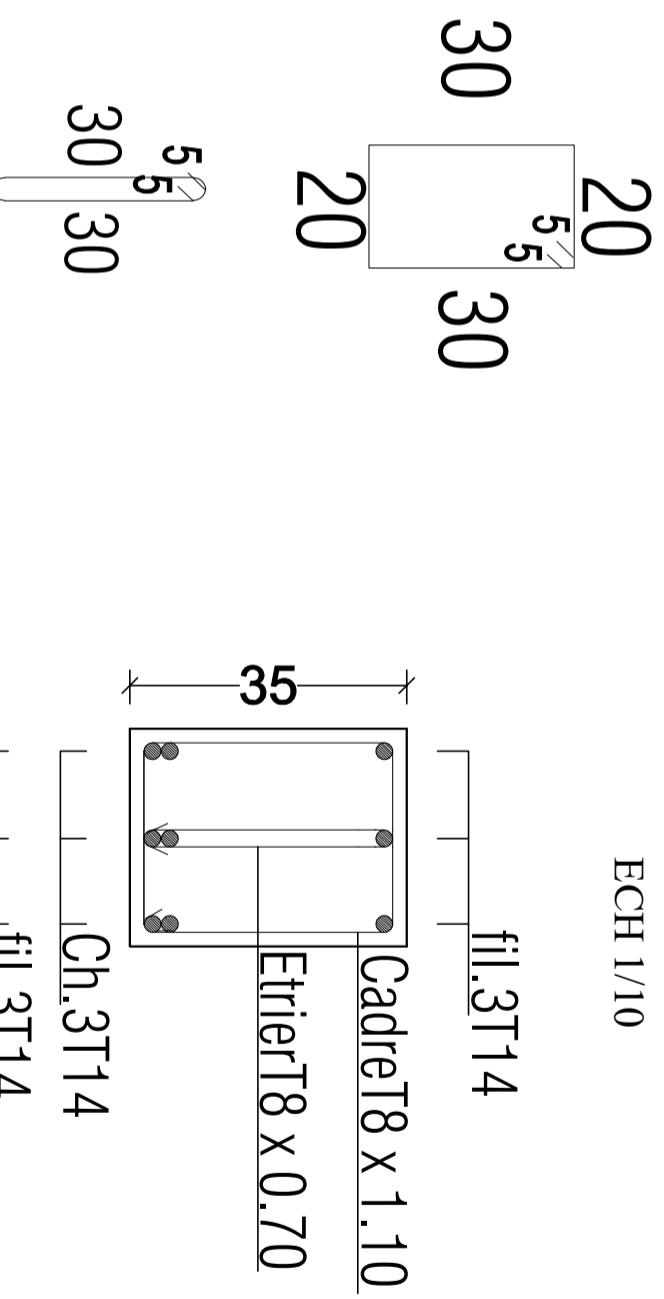
POUTRE PRINCIPALES (25*35) Fils: *D*,*E*.



COUPE 1-1



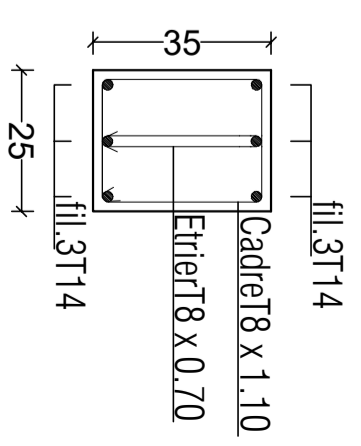
COUPE 2-2



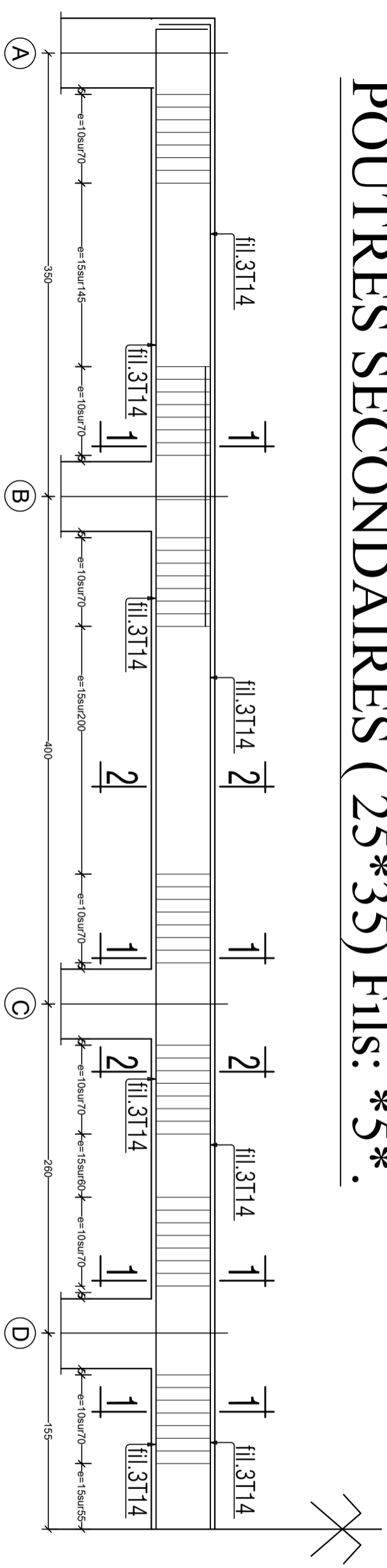
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filiale Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5	
+ SOUS SOL- A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES	
Realisé par: ALANEDJAMEL	
ABDAS BOUCCHARD	
Encadré par: Monsieur MANSI AOMAR.	
SITUATION:	promotion :2020/ 2021
ALGER	

POUTRES SECONDAIRES (25*35).

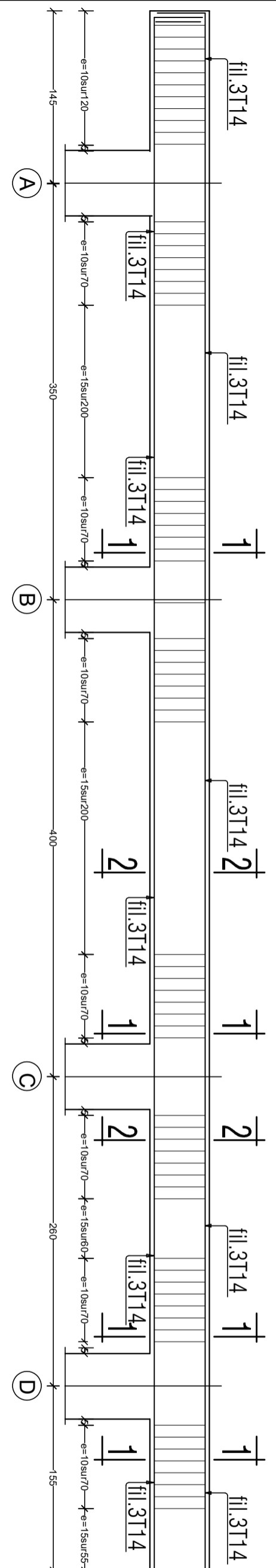
COUPE 1-1



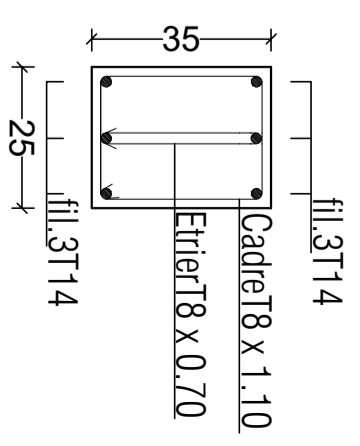
POUTRES SECONDAIRES (25*35) Fils: *5*.



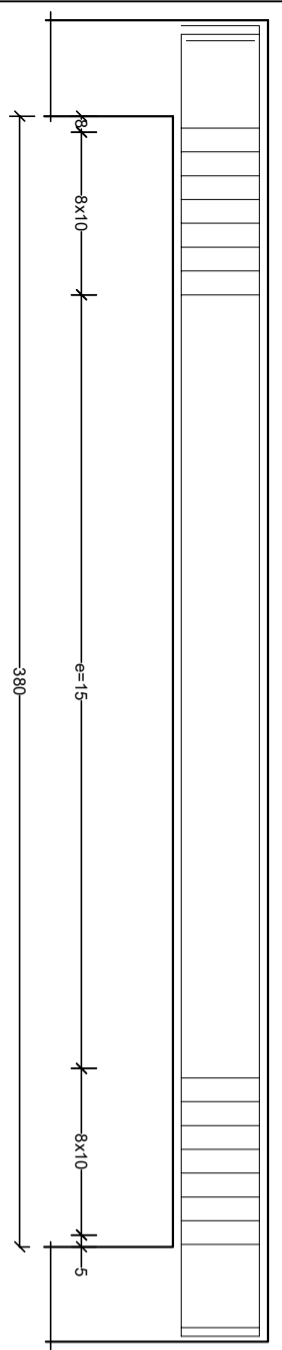
POUTRES SECONDAIRES (25*35) Fils: *2*,*3*,*4*.



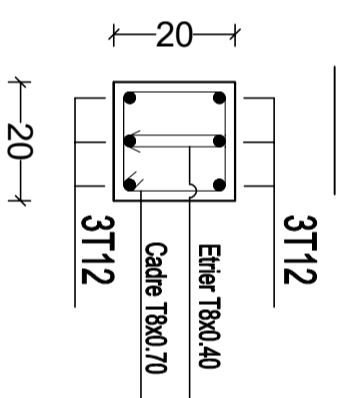
COUPE 2-2
ECH 1/10



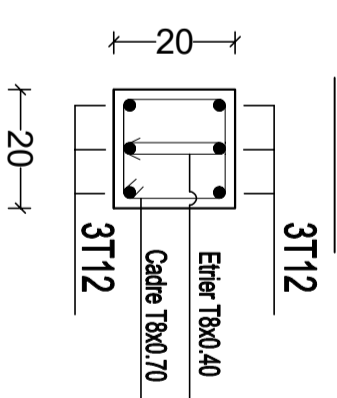
FERRAILLAGE POUTRE DE CHAINAGE (20*20)



APPUI



TRAVÉE



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUDÉ MAMMERTI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

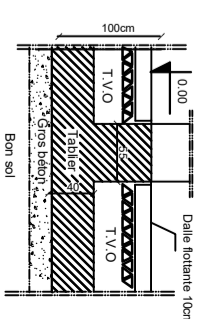
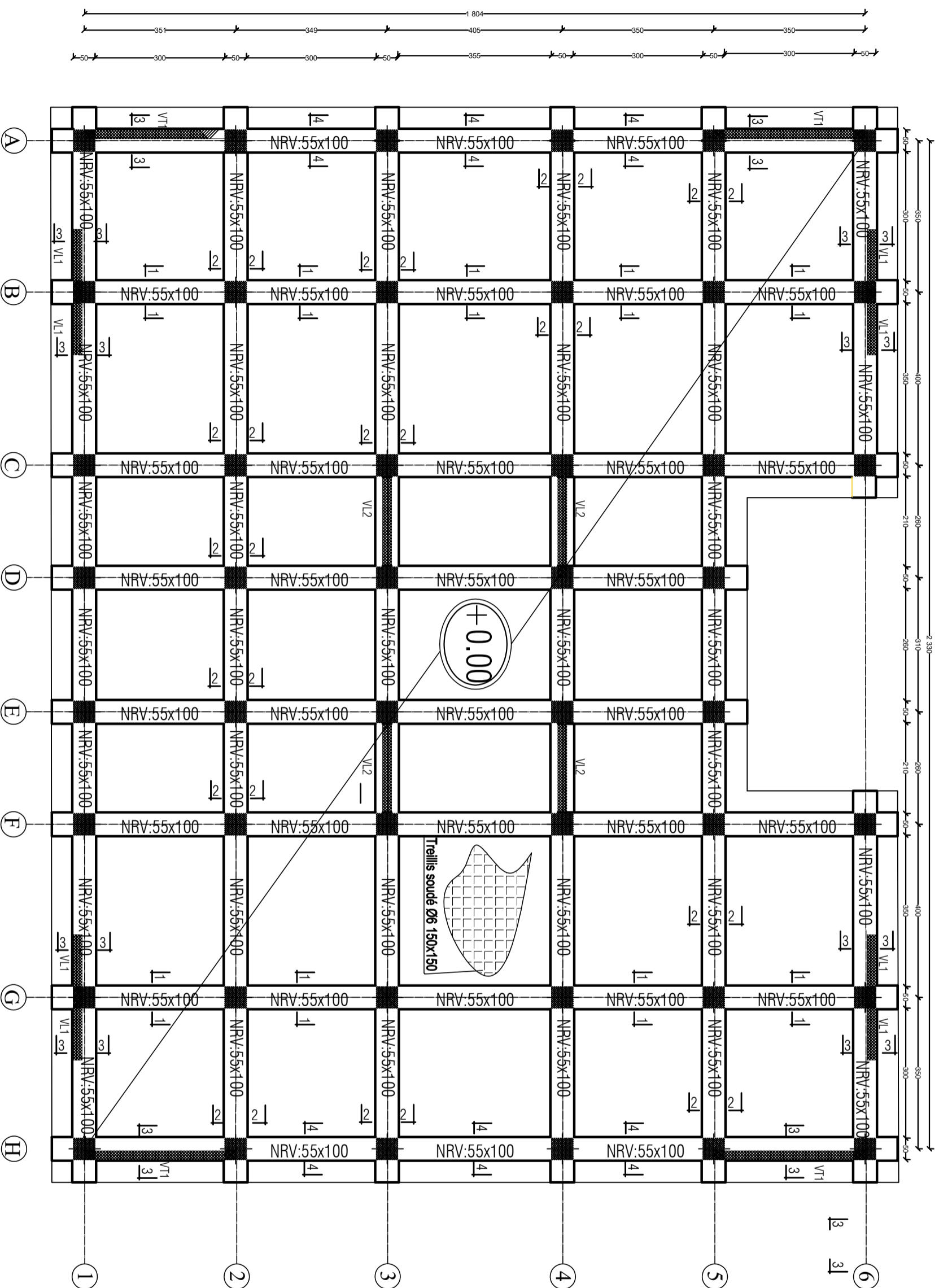
Mémoire de fin d'étude

PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5
+ SOUS SOL - A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES
ET POUTRE DE CHAINAGE

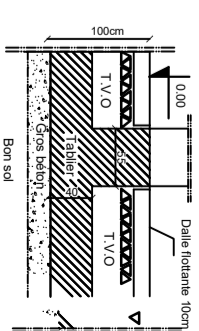
Réalisé par: ALANE DIAMEL
ABBAS MOULOUD
Encadrée par: Monsieur MAINI AOMAR.

SITUATION: ALGER
promotion: 2020/2021

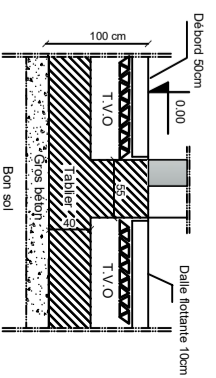
PLAN DE COFFRAGE DU RADIER NIV :+0.00 m



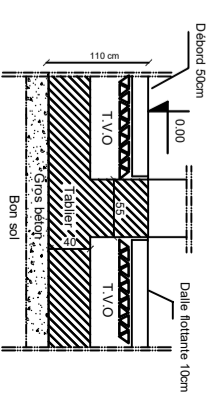
Coupe 1-1



Coupe 2-2



Coupe 3-3

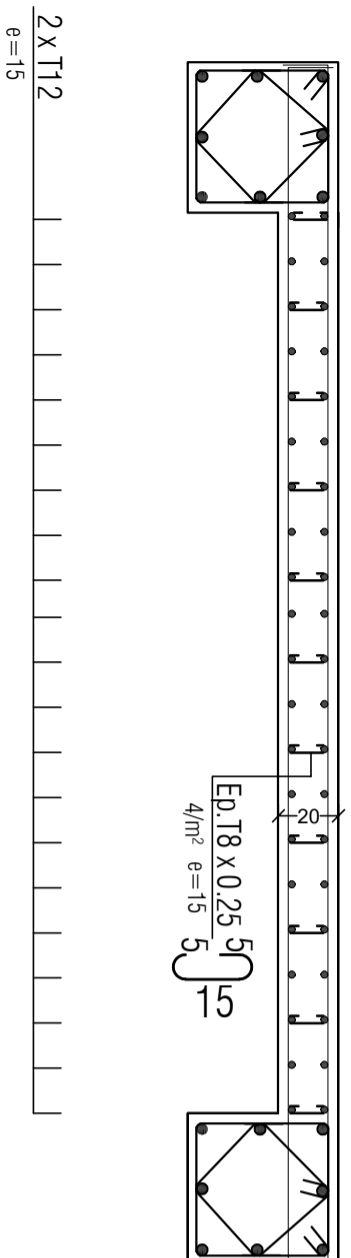


Coupe 4-4

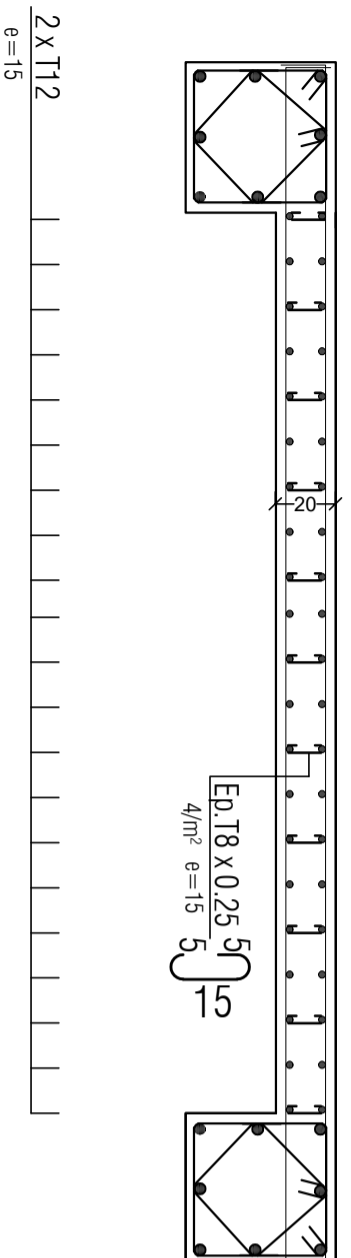
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOUDI MAMMERI TIZI OUZOU Département Génie de la Construction Filière Génie Civil OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE Mémoire de fin d'étude PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5 + SOUS-SOL - A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
PLAN DE COFFRAGE DU RADIER	
Rédigé par: ALAÏE DJAMEL Encadrée par: ABBAS MOULOUD Monsieur MANI AOMAR	SITUATION: ALGER Promotion: 2020/2021

VOILE : VT1=3m

Zone -I-

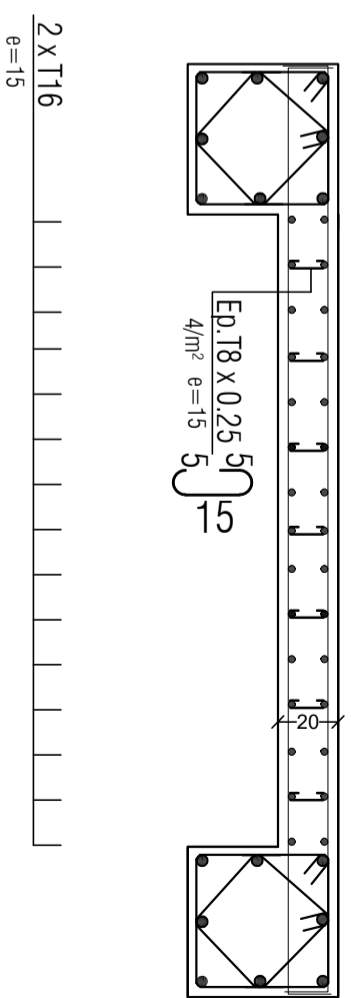


Zone -II-

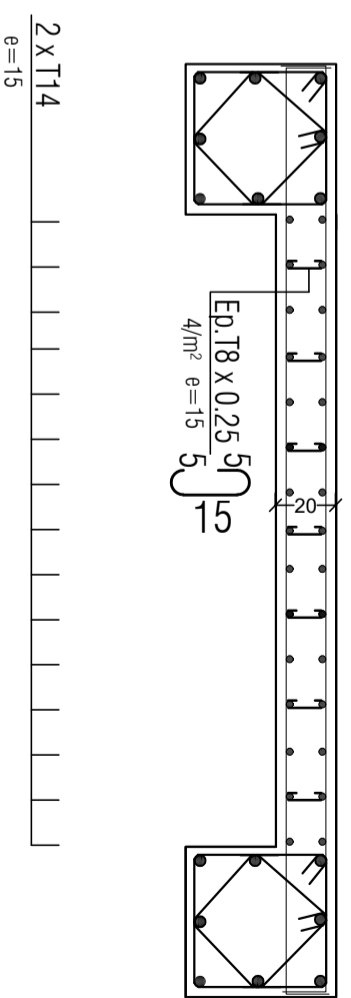


VOILE : VL2=2.1m

Zone -I-

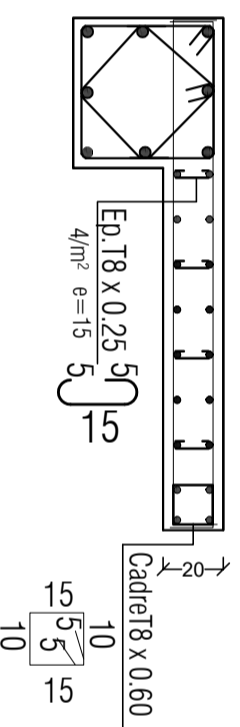


Zone -II-

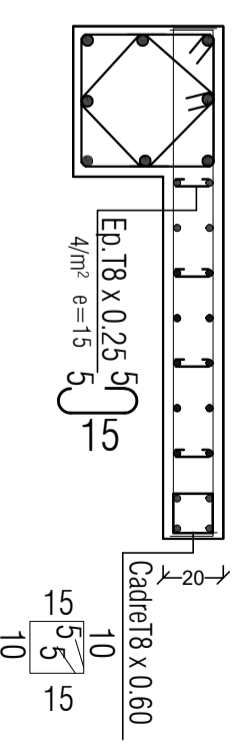


VOILE : VL1=1.2m

Zone -I-

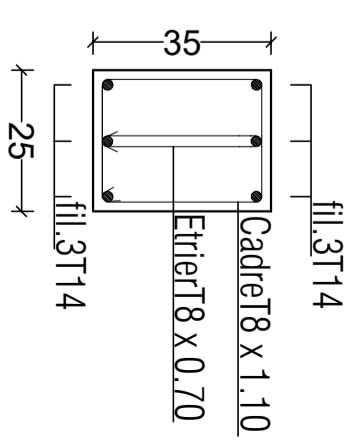


Zone -II-

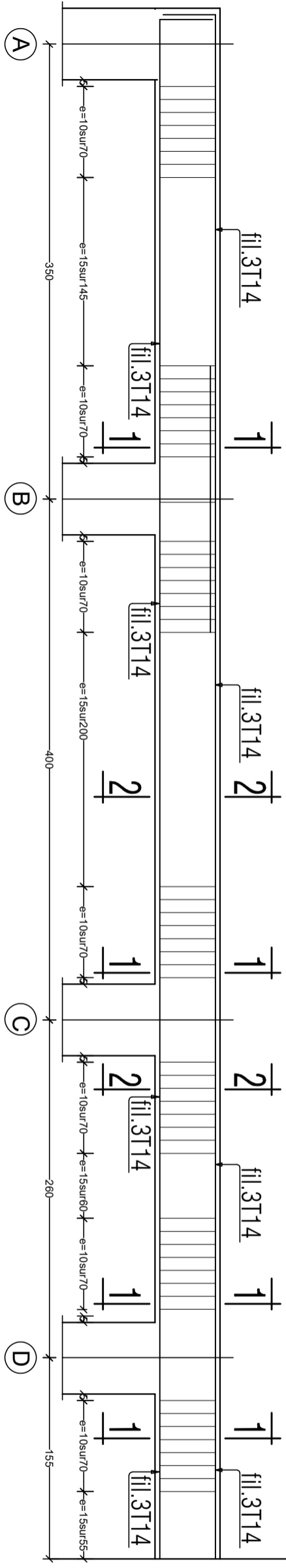


POUTRES SECONDAIRES (25*35).

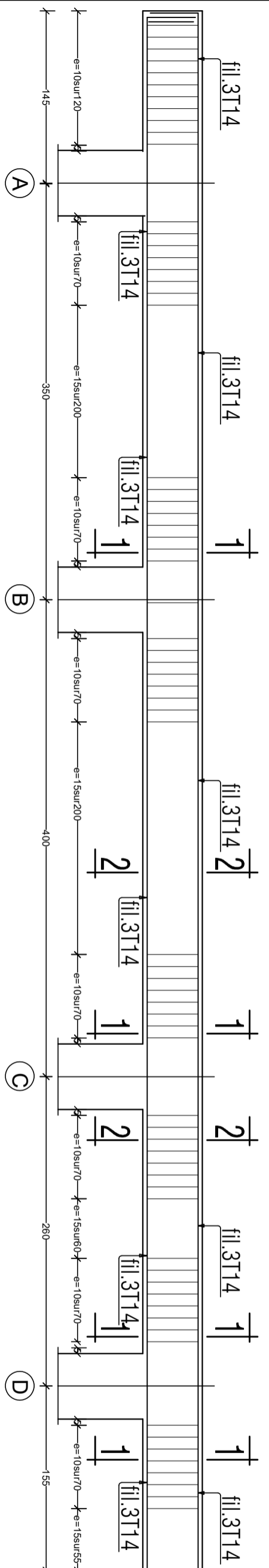
COUPE 1-1



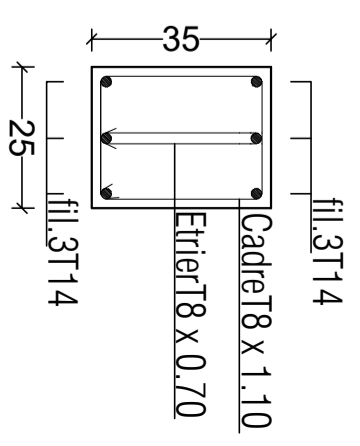
POUTRES SECONDAIRES (25*35) Fils: *5*.



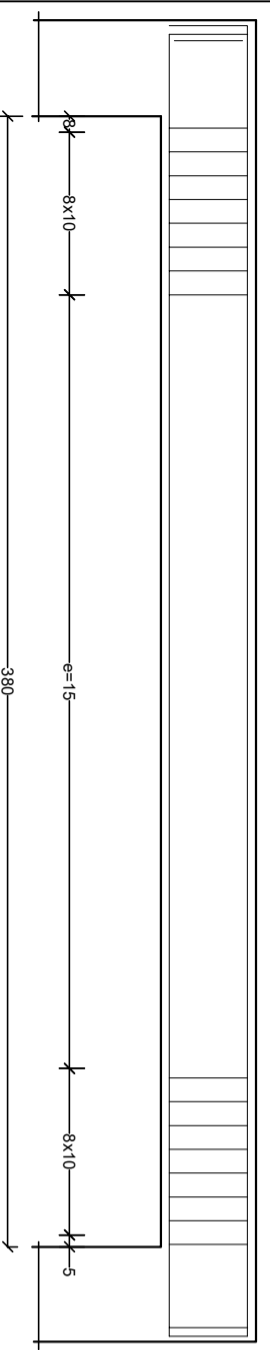
POUTRES SECONDAIRES (25*35) Fils: *2*,*3*,*4*.



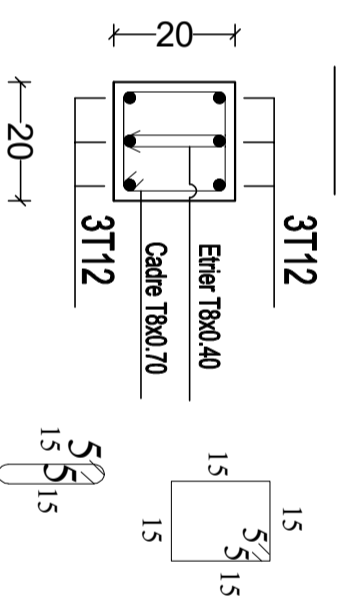
COUPE 2-2
ECH 1/10



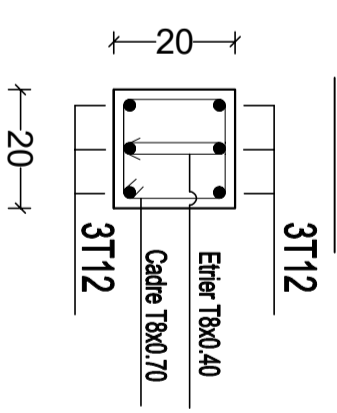
FERRAILLAGE POUTRE DE CHAINAGE (20*20)



APPUI



TRAVÉE



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUDÉ MAMMERTI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filère Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

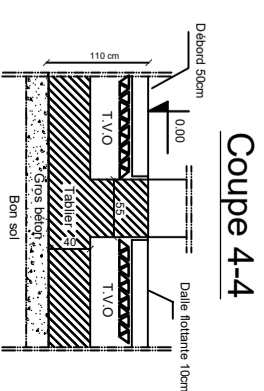
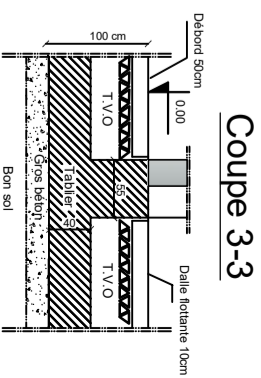
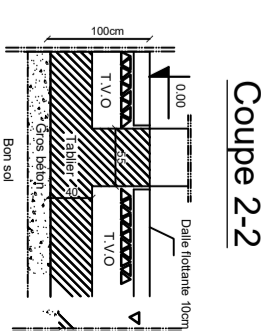
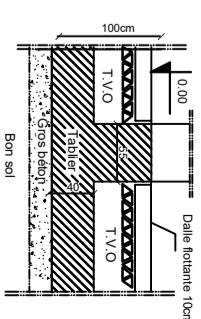
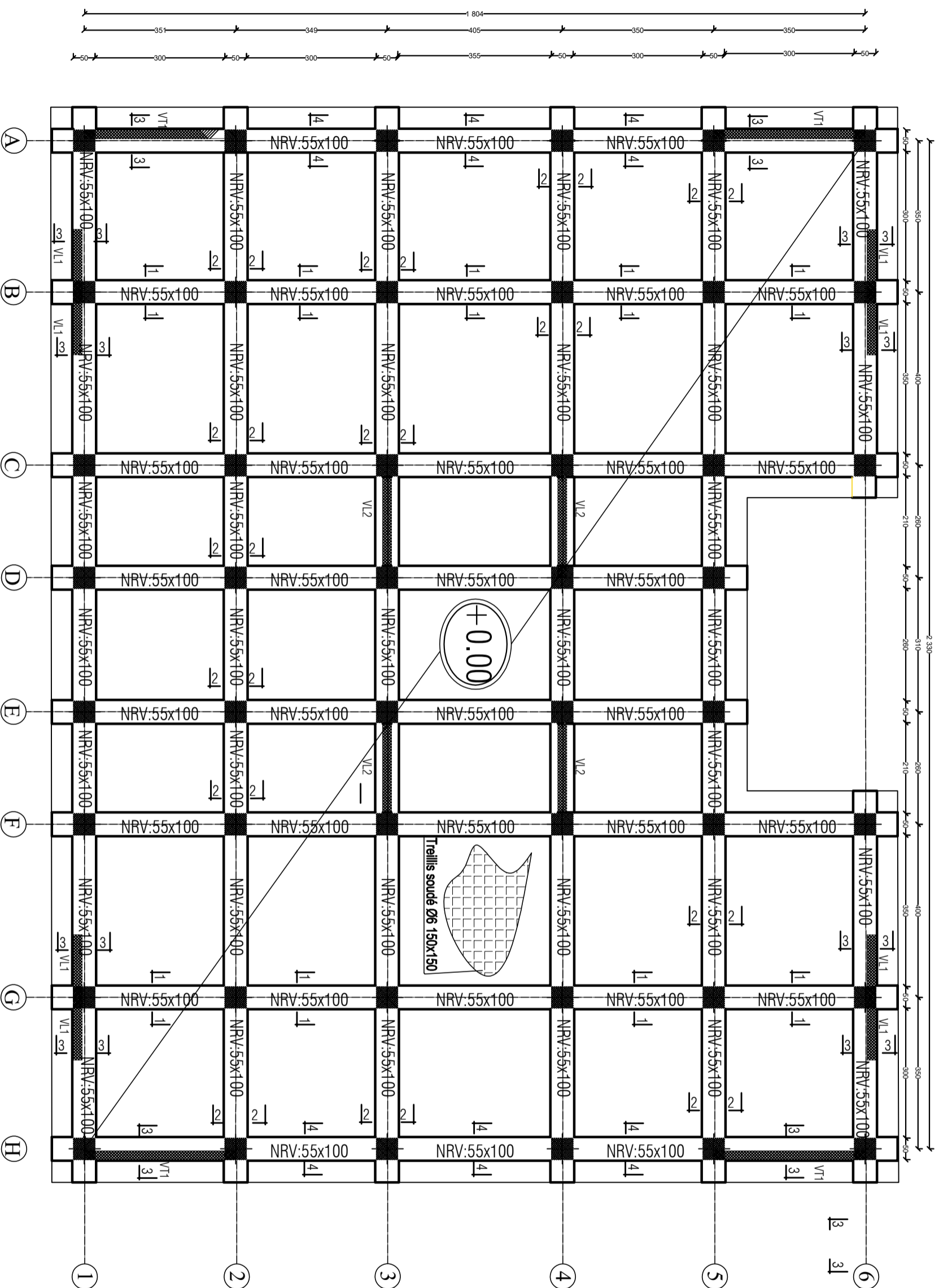
Mémoire de fin d'étude

PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5
+ SOUS SOL - A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES
ET POUTRE DE CHAINAGE

Réalisé par: ALANE DIAMEL
ABBAS MOULOUD
Encadrée par: Monsieur MAINI AOMAR.

SITUATION: ALGER
Promotion: 2020/2021

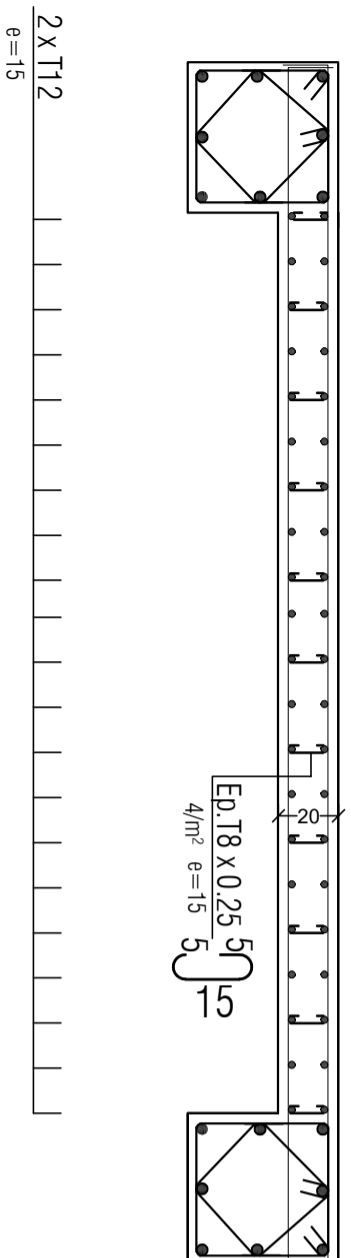
PLAN DE COFFRAGE DU RADIER NIV : +0.00 m



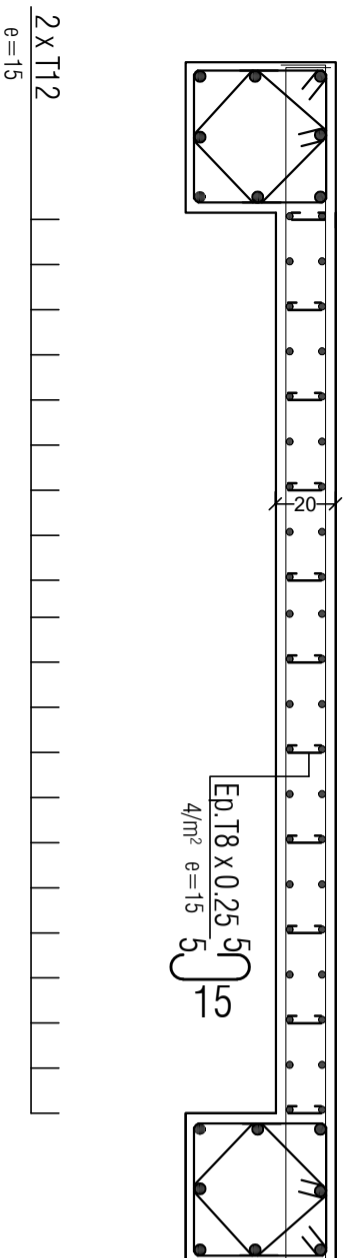
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOUDI MAMMERI TIZI OUZOU Département Génie de la Construction Filière Génie Civil OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE Mémoire de fin d'étude PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5 + SOUS-SOL - A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
PLAN DE COFFRAGE DU RADIER	
Rédigé par: ALAÏNE DJAMEL Encadrée par: ABBAS MOULOUD Monsieur MANI AOMAR	SITUATION: ALGER
Promotion: 2020/2021	

VOILE : VT1=3m

Zone -I-

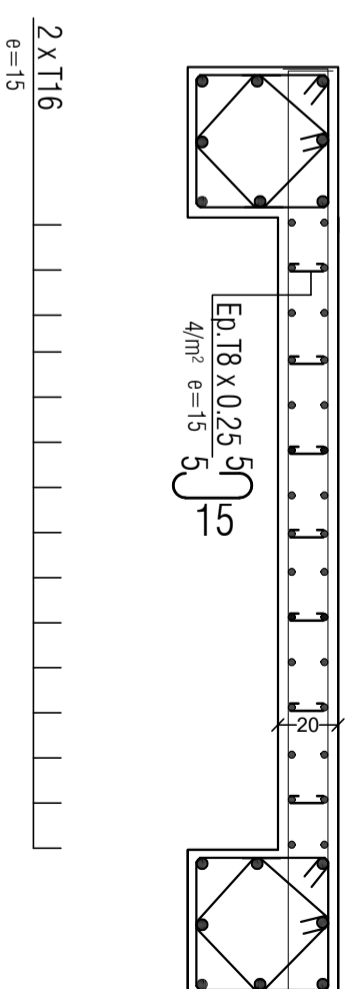


Zone -II-

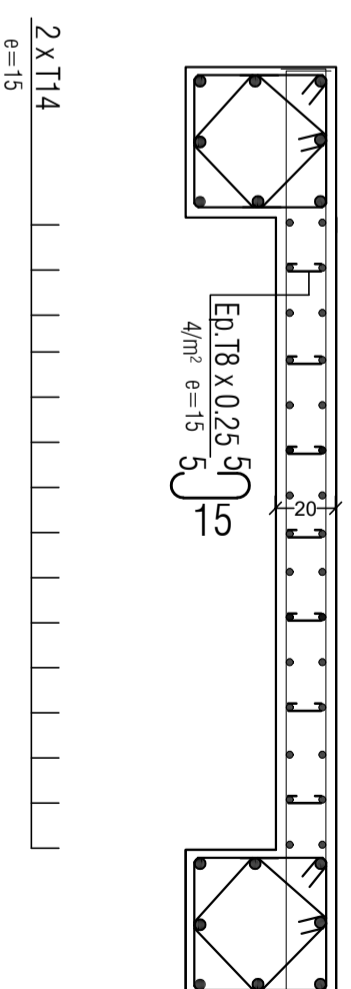


VOILE : VL2=2.1m

Zone -I-

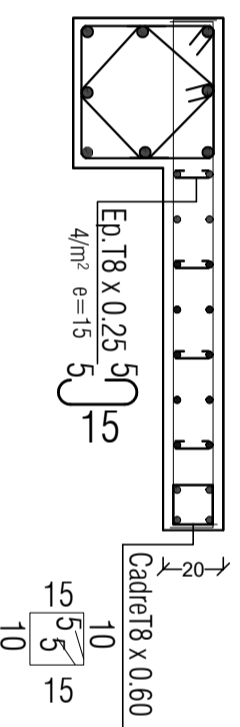


Zone -II-



VOILE : VL1=1.2m

Zone -I-



Zone -II-

