

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 professionnel en génie civil

Option : Construction civiles et industrielles

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+6)+ Sous-sol +
charpente en bois à usage d'habitation
contreventé par voile et portique,
modélisé avec logiciel ETABS*

Dirigé par :

M^r : ALICHE

Etudié par :

M^{elle} : HASDANE Lamia

M^r : HADJAZ Lounes

**Promotion
2018/2019**

REMERCIEMENT

Tous d'abord nous remercions le bon dieu qui nous à aidé pour atteindre notre objectif.

Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promoteur M^r : ALICHE qui représente pour nous le guide et l'exemple du sérieux dans le travail, pour son aide, sa présence, sa patience, ses compétences et ses précieux conseils.

Nous tenons à remercier tous les enseignants de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire en particulièrement M^r :IDDIR, BOUKAIS.

Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es).

Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Merci à tous

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents

Qui m'ont toujours soutenue soit moralement ou financièrement, et leurs sacrifices afin que rien n'entrave le déroulement de mes études.

Je prie, Dieu le tout puissant de vos protéger et de vous procurer santé, bonheur et longue vie.

Mes très chères sœurs : Hassina et Lynda

Que Dieu vous apporte bonheur et vous aide à réaliser tous vos vœux,

Mon cher frère : Hakim

Je vous dédie ce travail pour votre soutien et aide.

Dieu vous apporte et vous aide à réaliser tous vos vœux,

Mes beaux frères : Farid et Nadir

Ma très chère nièce : Nehya Maysen

Votre joie, votre insouciance me comble de bonheur.

Puisse Dieu vous garde et éclaire votre chemin.

Tous mes amis (es) :

Mehenna, Anouar, Fateh, Ghiles, Zahia, Salima, Tina, et mes collègues à l'université.

Ma très chère amie et binôme

Lamia et toute sa famille

Toute la promotion de Génie Civil 2018/2019

LOUNES

Dédicace

Arrivé au terme de mes études grâce au Dieu, j'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :

Mes très chers parents

Pour leurs encouragements, leurs soutiens, leurs sacrifices afin que rien n'entrave le déroulement de mes études.

Je prie, Dieu le tout puissant de vous protéger et de vous procurer santé, bonheur et longue vie.

Mes chers frères : Mouh et Nabil

Dieu vous apporte et vous aide à réaliser tous vos vœux.

Mes très chères sœurs : Meriem et Nassima

Qui m'ont toujours m'entourer et me redonner du courage et de confiance.

Ma sœur Samira et son mari Djamel

Mon cher neveu : MIDOU

Qui me rend toujours le sourire, joie.

Dieu vous garde et éclaire votre chemin.

A la mémoire de mes grands-parents paternels

A mes grands-parents maternels

A toute ma famille : cousins et cousines, oncles et tantes

Mes très chers amis (es) particulièrement :

Salima, Zahia, Tina, Mehenna, Anouar, Ghiles, Fateh, et mes collègues à l'université.

Mon très cher ami et binôme

Lounes et toute sa famille

Toute la promotion de Génie Civil 2018/2019

LAMIA

sommaire

❖ Introduction générale

Partie I : Etude Génie Civil

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage.....01

Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments.....14

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1. Toiture.....32

III.2. Plancher.....42

III.3. Porte à faux61

III.4. Escalier.....65

III.5. Poutre palière.....79

Chapitre IV : Etude sismique88

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

V.1.Ferraillage des poteaux106

V.2.Ferraillage des poutres126

V.3.Ferraillage des voiles.....140

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure152

Chapitre VII : Etude de mur de soutènement209

Partie II : Etude métré

Devis descriptif, quantitatif et estimatif.....215

❖ Conclusion-Générale

❖ Bibliographie

Liste des tableaux

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Coefficient de sécurité γ_b en fonction de situation.....	6
Tableau.2 : Coefficient de durée d'application des actions considérées.....	7

Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA	18
Tableau II.2 : Charges revenant à la toiture	21
Tableau II.3 : Charges revenant au Plancher sous toiture	21
Tableau II.4 : Charges revenant au Plancher étage courants	22
Tableau II.5 : Charges revenant au mur extérieur	22
Tableau II.6 : Charges revenant à la Dalle pleine	23
Tableau II.7 : Charges revenant aux voiles	23
Tableau II.8 : Charges d'exploitation	23
Tableau II.9 : Coefficients de dégression des surcharges	26
Tableau II.10 : Récapitulatif de la décente de charges	27
Tableau II.11 : Les vérifications relatives au coffrage	28
Tableau II.12: Vérifications des poteaux au flambement	30
Tableau II.13 : Sections adoptées pour les éléments	30

Chapitre III : Calcul des éléments

Tableau III.1 : Diamètre des clous selon le type de bois utilisé	39
Tableau III.2 : Moment aux appuis	47
Tableau III.3 : Moments en travées	48
Tableau III.4 : Les efforts tranchants	49
Tableau III.5 : Efforts tranchants	55
Tableau III.6 : poids du mur	60
Tableau III.7 : Charge revenant au paillasse.....	66
Tableau III.8 : Charge revenant au palier	66

Chapitre IV : Etude sismique

Tableau IV.1 : Paramètres du spectre de réponse	88
Tableau IV.2 : Période et facteur de participation massique	91
Tableau IV.3 : Pourcentage de participation de la masse modale	93
Tableau IV.4 : Vérification de l'excentricité	95
Tableau IV.5 : Coefficient d'accélération de zone	98
Tableau IV.6: Période caractéristique	98
Tableau IV.7 : Vérification de l'effort tranchant à la base	101
Tableau IV.8 : Vérification de l'effort normal réduit	102

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements inter étages suivant l'axe X-X	103
Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter étages suivant l'axe Y-Y	103
Tableau IV.11 : Vérification de l'effet P- Δ suivant l'axe X-X	104
Tableau IV.12 : Vérification de l'effet P- Δ suivant l'axe Y-Y	104

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

Tableau V.1: Sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.....	105
Tableau V.2 : Ferrailage des poteaux suivant X-X	112
Tableau V.3: Ferrailage des poteaux suivant Y-Y	113
Tableau V.4 : Détermination des armatures transversales	115
Tableau V.5 : Détermination des zones nodales	116
Tableau V.6 : Vérification au cisaillement dans les poteaux	116
Tableau V.7 : Vérification de la condition de non fragilité (X-X).....	118
Tableau V.8. Vérification de la condition de non fragilité (Y-Y).....	119
Tableau V.9 : Vérification des contraintes dans les aciers et le béton suivant X-X.....	122
Tableau V.10. Vérification des contraintes dans les aciers et le béton suivant Y-Y.....	123
Tableau V.11 : Calcul Armature Longitudinale à l'ELU.....	128
Tableau V.12: Calcul Armature transversale à l'ELU.....	131
Tableau V.13 : Vérification au cisaillement.....	133
Tableau V.14 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.....	134
Tableau V.15 : Vérification des contraintes.....	137
Tableau V.16 : Vérification de la flèche Pour les poutres.....	138
Tableau V.17. Ferrailage de voile transversale	149
Tableau V.18. Ferrailage de voile longitudinale	150

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Moment de renversement	161
Tableau VI.2 : Récapitulatif des contraintes	162
Tableau VI.3 : Récapitulatif des résultats dans les deux sens	168
Tableau VI.4 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.....	171
Tableau VI.5 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des grandes portées	174
Tableau VI.6: Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des petites portées	174
Tableau VI.7 : Détermination des charges uniformes totales	174
Tableau VI.8 : Récapitulatif des efforts internes	177
Tableau VI.9 : Résultats du calcul des armatures des nervures.....	178
Tableau VI.10 : Récapitulatif des moments fléchissant.....	182
Tableau VI.11 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.....	182
Tableau VI.12 : Moment de renversement.....	189

Tableau VI.13 : Récapitulatif des contraintes.....	190
Tableau VI.14 : Récapitulatif des résultats dans les deux sens.....	193
Tableau VI.15 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.....	196
Tableau VI.16 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des grandes portées.....	198
Tableau VI.17 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des petites portées.....	198
Tableau VI.18 : Détermination des charges uniformes totales.....	198
Tableau VI.19 : Récapitulatif des efforts internes.....	201
Tableau VI.20 : Résultats du calcul des armatures des nervures.....	201
Tableau VI.21 : Récapitulatif des moments fléchissant.....	205
Tableau VI.22 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.....	206

Chapitre VII : Etude de mur du soutènement

Tableau VII.1 : Ferrailage du mur.....	211
Tableau VII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS pour le mur	212

Liste des figures

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Charpente en bois	3
Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)	7
Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)	8
Figure I.4 : Diagramme contraintes - déformations de l'acier	13

Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments

Figure II.1: Schémas d'un plancher courant.....	15
Figure II.2 : Coupe de voile en élévation	18
Figure II.3 : Coupes d voiles en plan	19
Figure II.4: Poteaux le plus sollicité	24

Chapitre III : Calcul des éléments

Figure III.1 : Disposition des pannes sur les poutres	32
Figure III.2 : Disposition des chevrons sur les pannes.....	34
Figure III.3 : Diagrammes des moments fléchissant sur les chevrons.	35
Figure III.4 : Disposition des liteaux sur les chevrons	37
Figure III.5 : Dispositions des différents éléments de la toiture	40
Figure III.6 : Treillis soudés (200x200)	42
Figure III.7: Schéma statique de la poutrelle	47
Figure III.8: Diagramme des moments fléchissant à L'ELU	49
Figure III.9: Diagrammes des moments et des efforts tranchants	55
Figure III.10 : Section en Té	58
Figure III.11 : Schéma des escaliers	64
Figure III.12 : Schéma des escaliers droits	64
Figure III.13 : Schéma statique des chargements d'un escalier droit à l'ELU	67
Figure III.14 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'ELU	68
Figure III.15 : Schéma statique de chargement droit à l'ELS	72
Figure III.16 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'ELS	74
Figure III.17 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'ELU	79
Figure III.18 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'ELU	84

Chapitre IV : Etude sismique

Figure IV.1 : Logiciel donnant paramètres du spectre de réponse.....	88
--	----

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

Figure V.1 : Section d'un poteau SPC.	107
Figure V.2 : Moments exerçant sur les poteaux	108

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1: Semelle isolée sous poteaux	153
Figure VI.2 : Semelle filante sous voile	153
Figure VI.3: Diagrammes des contraintes	161
Figure VI.4: Périmètre utiles des voiles et des poteaux	163
Figure VI.5 : Schéma dalle radier	165
Figure VI.6 : Diagramme des efforts internes à l'ELU (sens des grandes portées)	176
Figure VI.7: Diagramme des efforts internes à l'ELU (sens des petites portées)	177
Figure VI.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens des grandes portées)	181
Figure VI.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens des petites portées)	181
Figure VI.10 : Diagramme des efforts internes à l'ELU (sens des grandes portées)	200
Figure VI.11 : Diagramme des efforts internes à l'ELU (sens des petites portées)	200
Figure VI.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens des grandes portées) ...	205
Figure VI.13: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens des petites portées).....	205

Chapitre VII : Etude de mur de soutènement

Figure VII.1: Diagramme des contraintes à l'ELU	209
Figure VII.2 : Diagramme des contraintes à l'ELS	209

Introduction

La construction a connu un développement rapide depuis la seconde guerre mondiale, qui est accrue avec le développement industriel de la science et l'explosion démographique, causant ainsi un manque flagrant de foncier, ce qui à obliger les ingénieurs du domaine développer des technique de construction en hauteur dans le retour à cette solution, engendre des structures plus vulnérable et plus exposé aux risques sismiques, mettant ainsi la vie est les bien des habitants en danger permanent.

En Algérie, ou l'activité sismique est de grande importance, le retour d'expérience dans ce domaine à montre un manque flagrant dans la prise en considération du risque sismique dans la construction.

Ainsi, pour faire face à ces insuffisances, la première version du code parasismique algérien due le jours suite au séisme de l'Asnam 1980. Une version qui à connue plusieurs modification (1988, 1999, 2003), dont l'objectif est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protégé les vies et les biens ou limitant les dommages lors des tremblements de terre, c'est dans ce cadre que s'inscrit notre projet.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédés au calcul d'un bâtiment R+6 + Sous sol + charpente en bois à usage d'habitation en structure mixte, dans une zone à moyenne sismicité IIa, on respectant les normes et les règlements conçus pour ce travail et cela avec l'aide d'un logiciel destine pour ce genre de travail ETABS.

Durant ce travail en va concentrer nos efforts pour satisfaire les principales exigences de la construction à savoir :

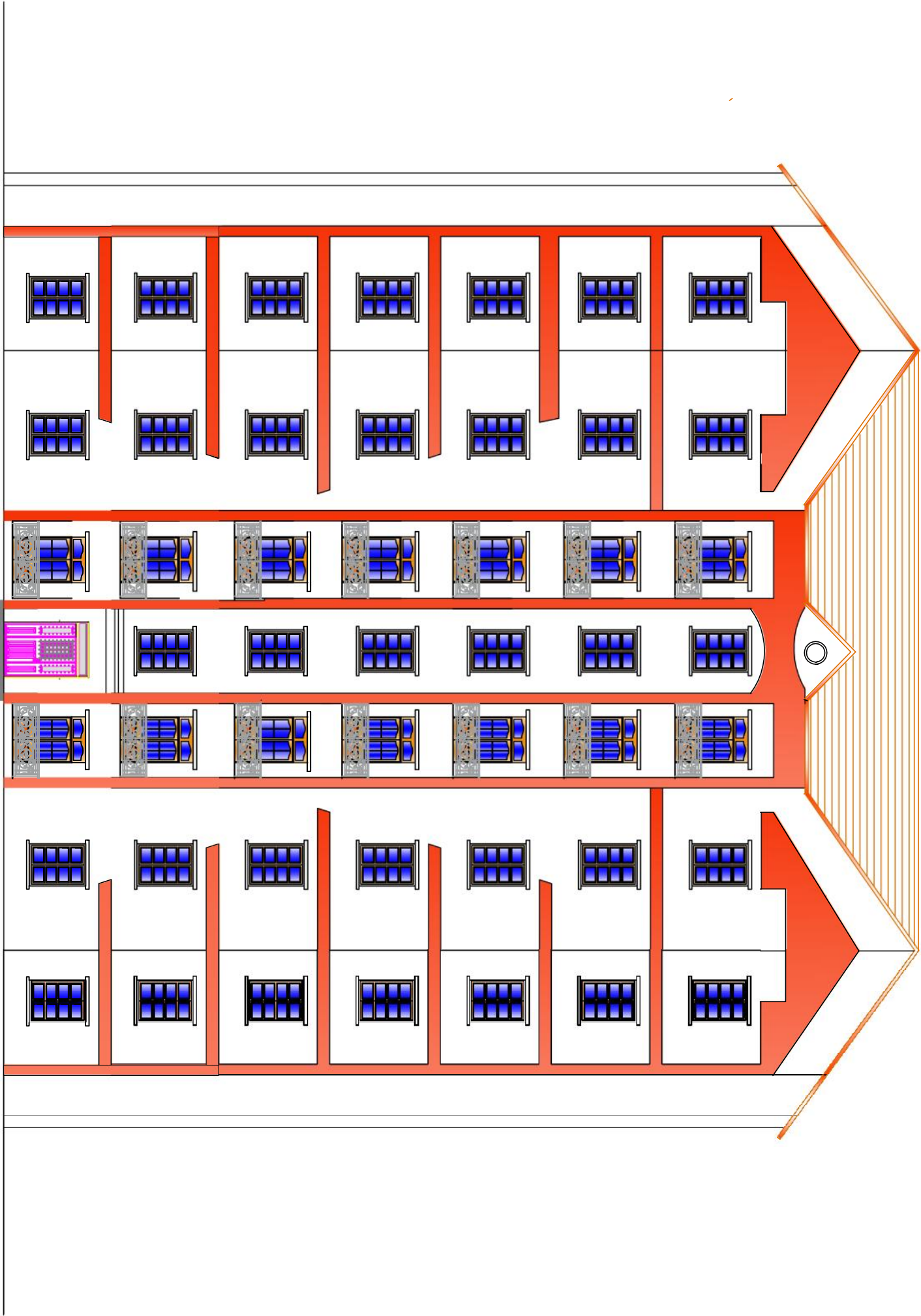
- Résistances
- Durabilités
- Confort
- Economie

Ceci, en tenant compte des règlements conçus pour ce domaine (BAEL, DTR.BC, RPA, code européen...).

Partie I :

Etude Génie Civil

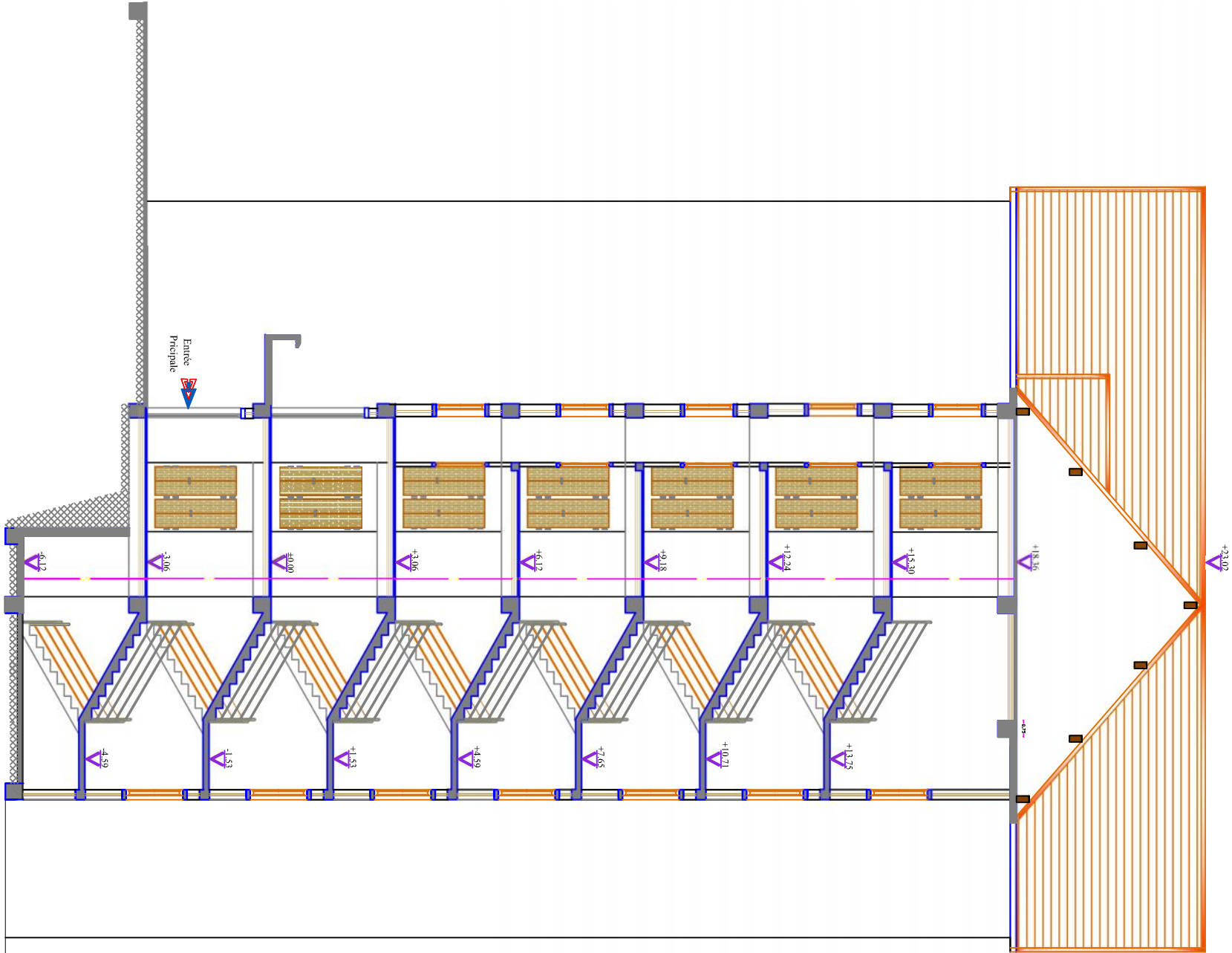
FAÇADE PRICIPALE



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÈNE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÈNE CIVIL

Réalisé par : M ^{elle} . HASDANE LAMIA	TITRE FAÇADE PRINCIPALE
M ^r . HADJAZ LOUNES	
Dirigé par : M ^r . ALICHE	
PROMOTION 2018/2019	Echelle : 1/100

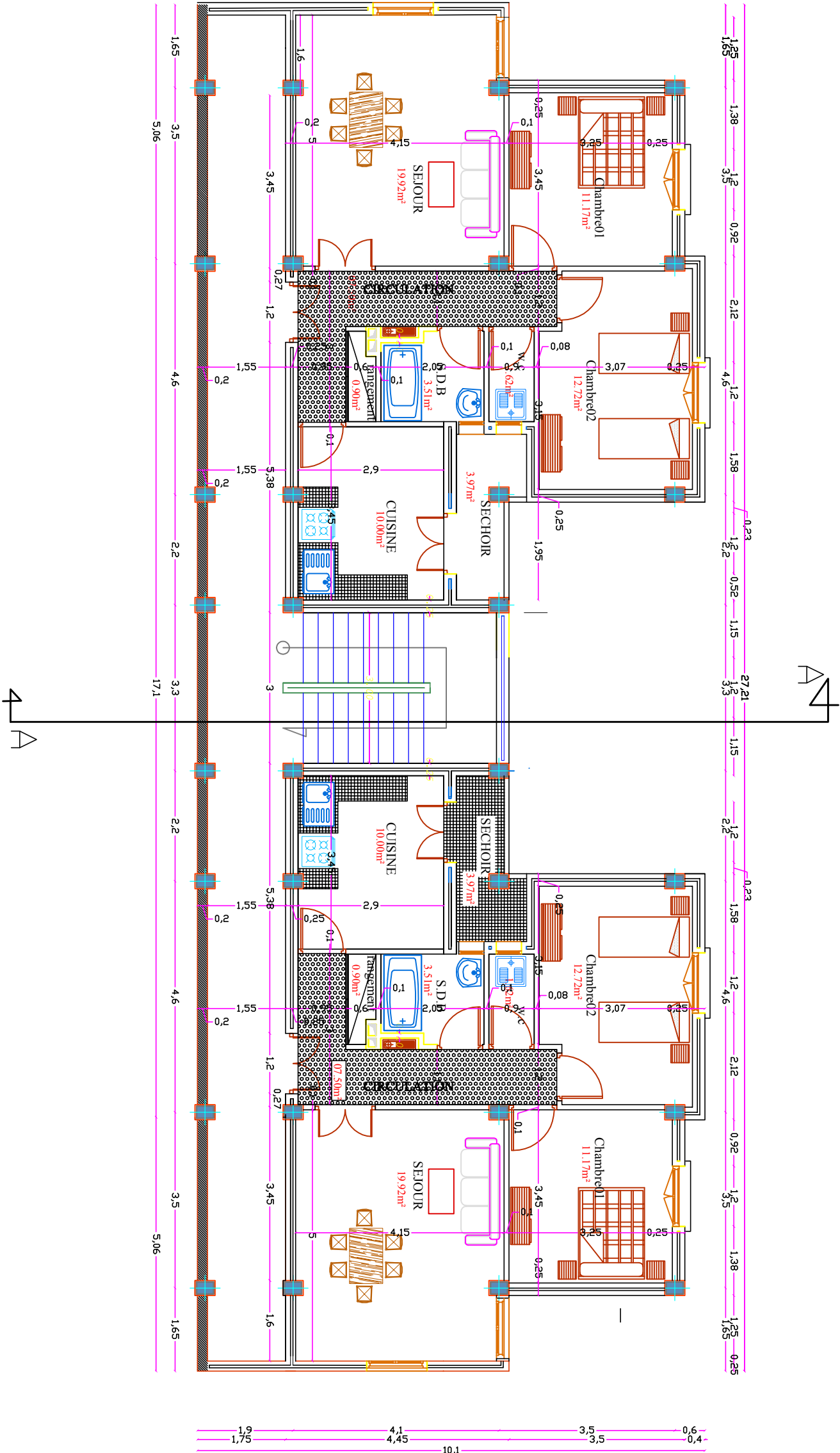
COUPE A-A



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par : M ^{lle} : HASDANE LAMIA	TITRE COUPE A-A
M ^r : HADJAZ LOUNES	
Dirigé par : M ^r : ALICHE	
PROMOTION 2018/2019	Echelle : 1/100

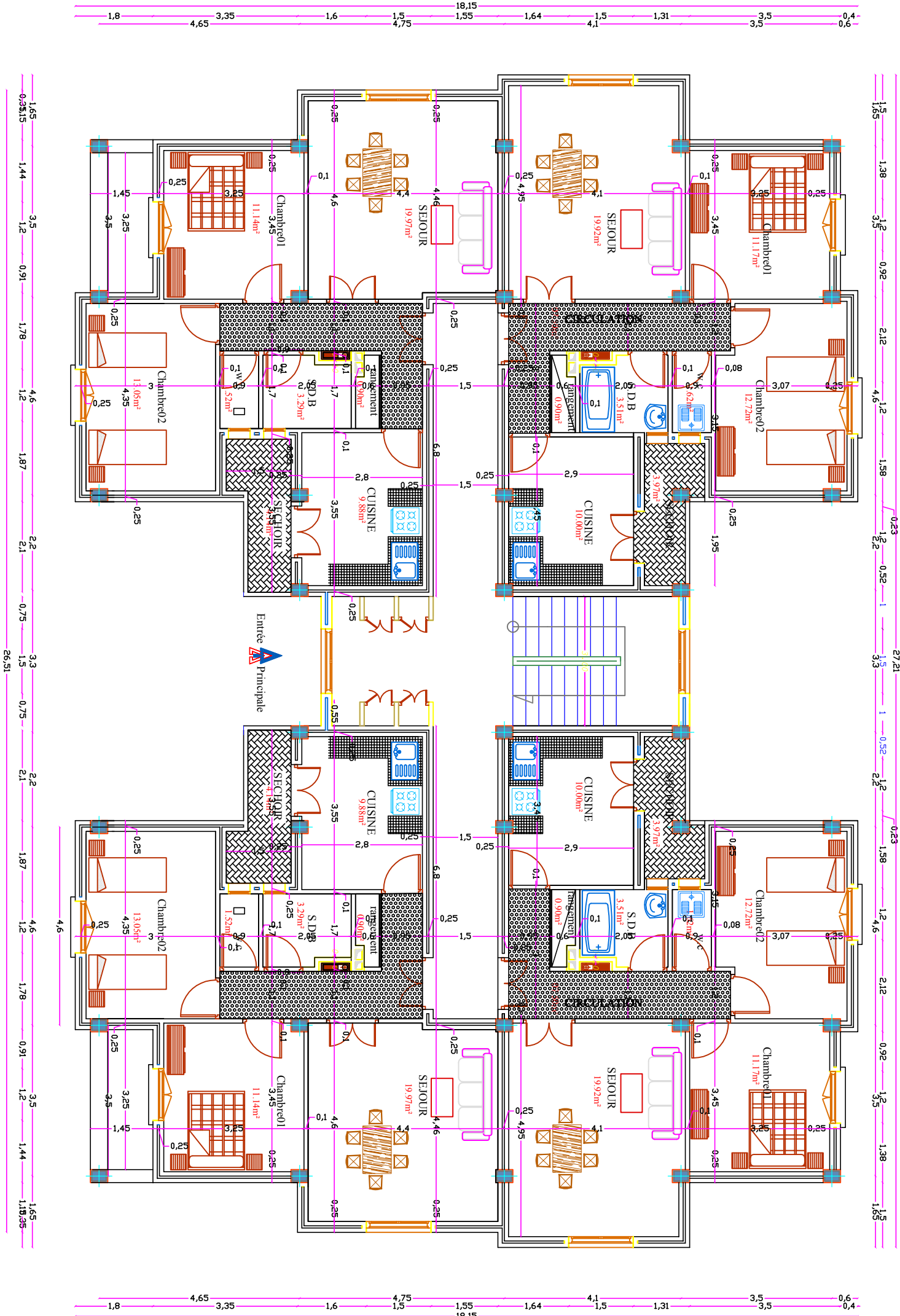
PLAN DE SOUS SOL



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par : M ^{elle} . HASDANE LAMIA M ^r . HADJAZ LOUNES	TITRE PLAN DE SOUS SOL
Dirigé par : M ^r . ALICHE	
PROMOTION 2018/2019	Echelle : 1/100

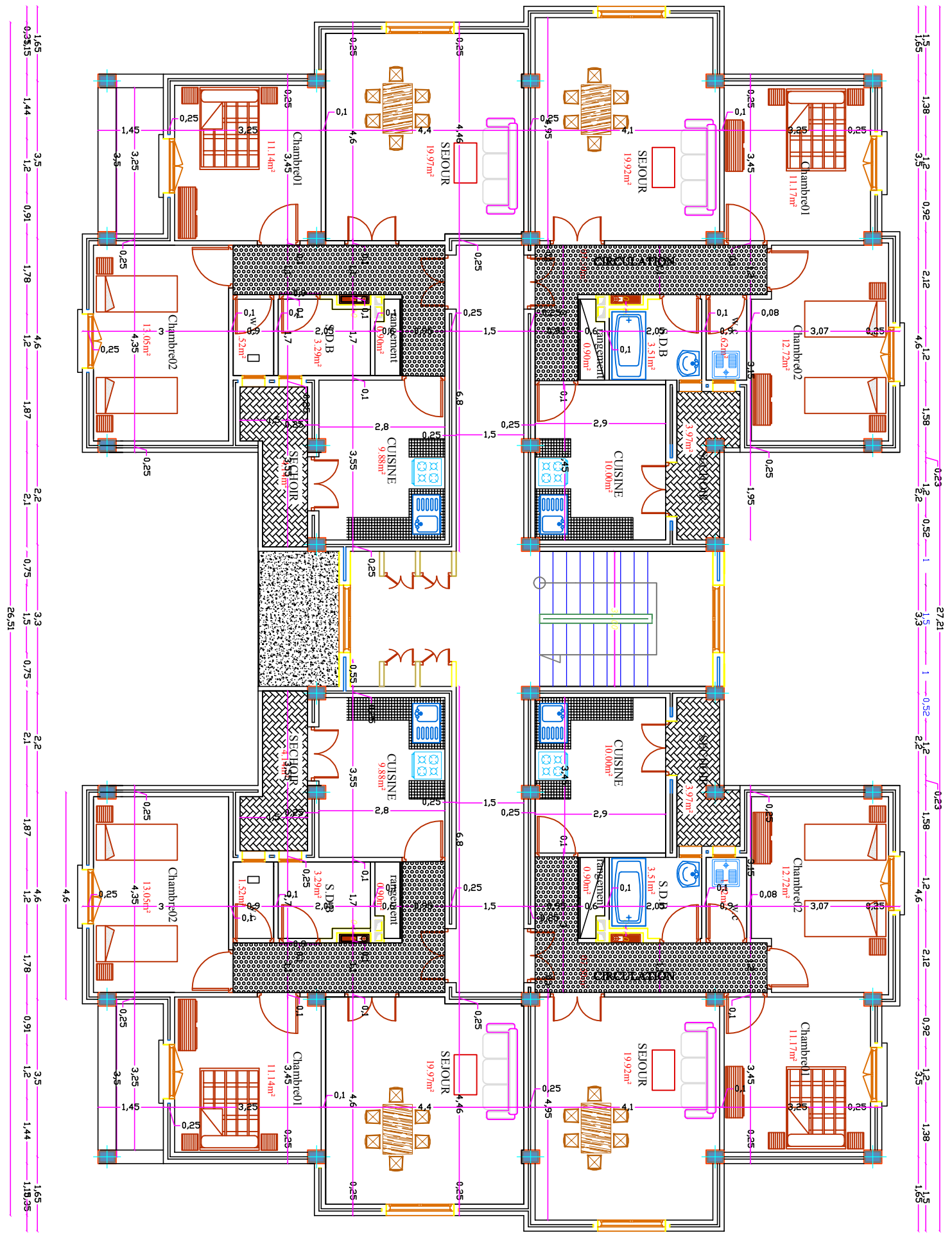
PLAN DE RDC



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par : M ^{lle} . HASDANE LAMIA M ^r . HADJAZ LOUNES	TITRE PLAN DE RDC
Dirigé par : M ^r . ALICHE	
PROMOTION 2018/2019	Echelle : 1/100

PLAN D'ÉTAGE COURANT



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par : M ^{lle} : HASDANE LAMIA M ^r : HADJAZ LOUNES	<u>TITRE</u> PLAN DÉTAGE COURANT
---	---

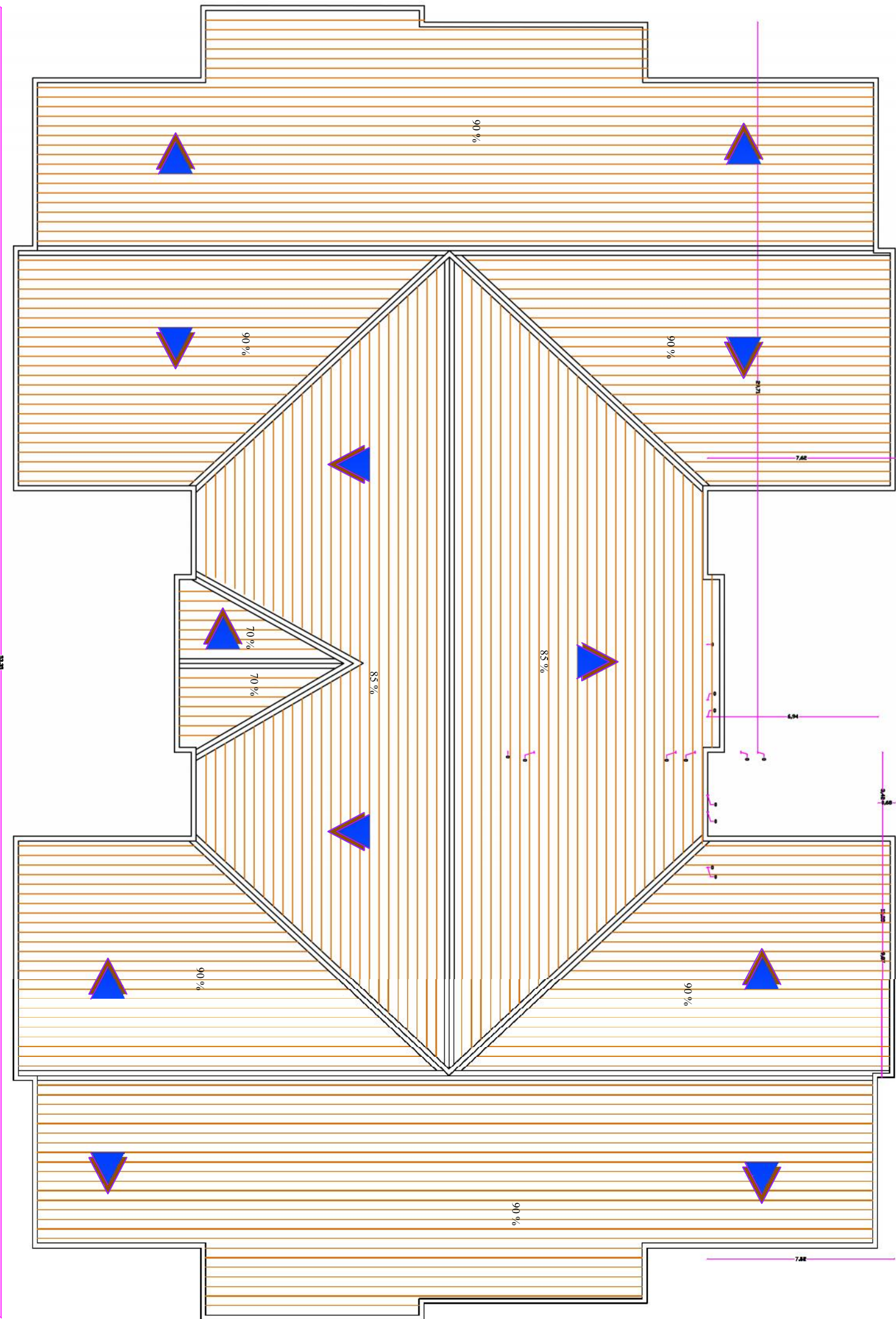
Dirigé par :	
M ^r : ALICHE	

PROMOTION 2018/2019 Echelle : 1/100

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

PLAN DE LA TOITURE



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par : M ^{lle} : HASDANE LAMIA M ^r : HADJAZ LOUNES	TITRE PLAN DE LA TOITURE
Dirigé par : M ^r : ALICHE	
PROMOTION 2018/2019	Echelle : 1/100

I. Introduction

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la sécurité des usages pendant et après la réalisation.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

L'objectif de ce chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs.

I.1. Description de l'ouvrage

Ce projet consiste l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+6+ Sous Sol + charpente en bois) à usage d'habitation, et à ossature mixte; qui sera implanté à la wilaya de **TIZI-OUZOU**, région moyenne de sismicité en **zone IIa** selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003).

Cet ouvrage est composé :

- un (01) Sous Sol à usage d'habitation ;
- Un (01) RDC à usage d'habitation;
- six(06) Étages courants;
- Une (01) Cage d'escaliers;
- Une charpente en bois ;

I.2.Caractéristiques géométriques

- Dimensions en plan

Longueur totale27,21 m.

Largeur totale18,15 m.

- Dimensions en élévation

Hauteur totale (y compris la charpente).....29,14 m.

Hauteur de l'étage courant03,06 m.

Hauteur de RDC.....03,06 m.

Hauteur de Sous Sol.....03,06 m.

I.3.Conception structurelle

I.3.1. Élément de l'ouvrage

➤ Ossature

Le bâtiment est à ossature mixte, composé des portiques auto-stables (poteaux-poutres) en béton armé suivant les deux directions, et d'un ensemble de voiles de contreventement disposés dans les deux sens longitudinal et transversal.

Les charges verticales et horizontales seront reprises simultanément par les portiques et les voiles, et cela proportionnellement à leurs rigidités relatives.

➤ Planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages supportant les revêtements et les surcharges d'exploitations, ils assurent aussi l'isolation thermique et phonique.

On impose deux types de planchers :

a- Planchers en corps creux

Ils sont constitués de corps creux et dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées, destinés aux planchers du RDC, sous-sol et des étages courants.

b- Planchers en dalle pleine

Ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. Ils sont prévus pour les balcons.

➤ Escaliers

Le bâtiment est muni d'une seule cage d'escaliers assurant l'accès aux différents niveaux. Les escaliers seront du type droit à deux volées avec un palier de repos.

➤ Maçonnerie

Deux types de murs se présentent dans notre structure :

a- Murs extérieurs

En double cloison de briques creuses (cloison extérieur de 15cm et intérieur de 10cm) avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur, afin d'assurer l'isolation thermiques et phoniques.

b- Murs intérieurs

Sont des murs de séparations réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

➤ Revêtements

Ils seront réalisés en :

- Mortier de ciment de 2cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures et la cage d'escaliers.
- Enduits de plâtre de 2cm d'épaisseur pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les sols.
- Faïence pour les murs des sanitaires et cuisines.
- Marbre pour les escaliers.

➤ Toiture

Elle est constituée de pannes, de chevrons, liteaux et de tuiles mécaniques à emboîtement.

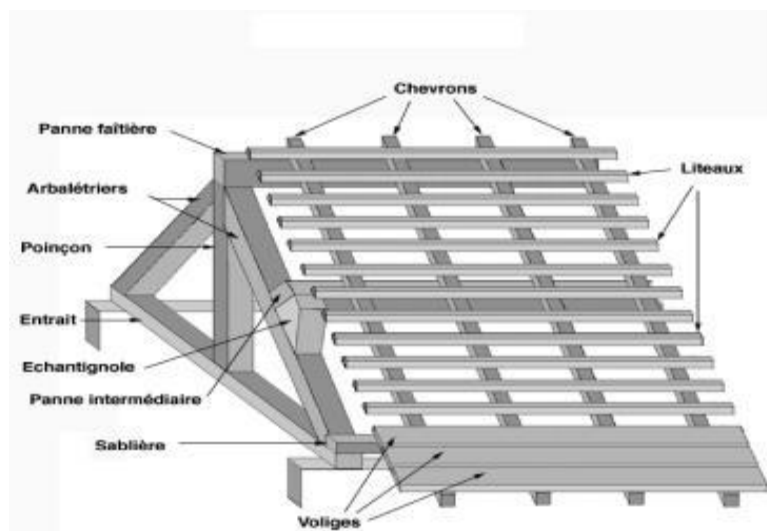


Fig. I.1 Charpente en bois

➤ Fondations

La fondation d'un bâtiment ou d'un ouvrage est la partie de ce dernier qui repose sur un terrain ou sol d'assise et qui transmet à ce dernier toutes les sollicitations (charges et

surcharges combinées) auxquelles ce bâtiment est soumis par l'intermédiaire de sa superstructure.

On dit que les fondations font partie de l'infrastructure d'un ouvrage ou d'un bâtiment. Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations : superficielles, profondes et semi profondes.

➤ **Système de coffrage**

Pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution des voiles on utilise le coffrage métallique, par contre pour les portiques on opte un coffrage classique en bois.

I.4. Réglementation utilisée

La conception et le calcul sont conduits par les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé ainsi qu'à tous les règlements applicables en Algérie :

I.4.1. Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version2003)

Le présent document technique réglementaire fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques.

Les présentes règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés

I.4.2. La méthode d'état limite (BAEL91 révisé 99)

Règles techniques de conception de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

I.4.3. Charge et surcharge d'exploitation selon DTR-BC2-2 et CBA93

Le projet document traite des charges permanentes et charges d'exploitation des bâtiments, de leur mode d'évaluation et des valeurs de ces charges à introduire dans les calculs.

I.5. Caractéristiques mécaniques de matériaux

Le béton et l'acier utilisés dans la construction du présent ouvrage seront choisis conformément aux règles (BAEL 91) et aux règles parasismiques algériennes (RPA 99) modifié en 2003.

I.5.1. Béton armé

1. Définition et formulation

Le béton, est un matériau constitué par un mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans ce dernier des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

Ciment : Le CPJ 425 (ciment portland de classe 425) actuellement appelle CPJ 42.5, est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.

Granulats : Deux types de granulats participent dans la constitution du béton : Sable de dimension ($D_s \leq 5$) mm Gravier de dimension ($5 \leq D_g \leq 25$) mm.

Eau de gâchage : elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

Pour la préparation d'un béton destiné à la construction on peut utiliser les abaques de **DREUX GORISSE**, et pour les dosages des éléments on prend compte de plusieurs facteurs (la résistance visée, la qualité des matériaux, l'humidité des matériaux pour savoir le dosage en eau, et enfin l'utilisation ou non des adjuvants). Alors pour la préparation des bétons chaque élément a sa propre influence sur les caractéristiques finales de ce dernier.

2. Résistances mécaniques du béton

a- Résistance à la compression f_{cj}

Le béton présente une bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de sa composition. En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, de formes cylindriques de hauteur 32 cm et de diamètre 16cm (Aire de 200 cm²).

On utilise le plus souvent la valeur de cette résistance à 28 jours de maturité : f_{c28} , Pour les calculs en phase de réalisation.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} égale à :

(Art A.2.1, 11/ BAEL 91 modifié 99)

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

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

b- Résistance caractéristique à la traction f_{tj}

La résistance caractéristique à la traction, notée f_{tj} , est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \quad (\text{BAEL91/A.2.1,12}).$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$

3. Etats limites

En se référant au règlement du **BAEL 91(modifier 99)**.

➤ Etat limite de contrainte du béton

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

1. Contrainte de compression

a) L'Etat limite ultime [ELU] :

Il se traduit par la perte d'équilibre, c'est -à-dire basculement ou glissement sous les charges qui lui sont appliquées, la perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées) et la perte de résistance mécanique (la rupture de l'ouvrage).

Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous (**BAEL91/A4.3, 41**) :

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

Tableau I.1. Coefficient de sécurité γ_b en fonction de situation

Coefficient de sécurité	Situation courante	Situation accidentelle
γ_b	1,5	1,15

Tableau I.2. Coefficient de durée d'application des actions considérées

Durée d'application	T>24h	1h<T<24h	T<1h
θ	1	0,9	0,85

✓ Pour $\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ on aura $f_{bu} = 14,2 MPa$

✓ Pour $\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 1$ on aura $f_{bu} = 18,48 MPa$

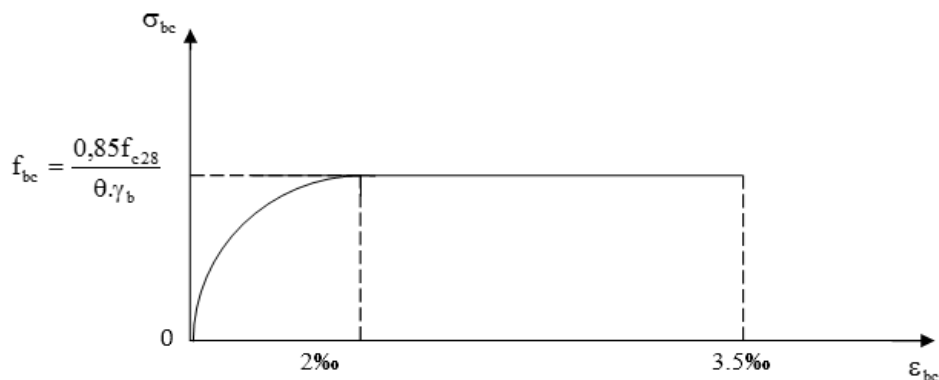
• **Diagramme des contraintes- déformations : (Art A.4.3 .41 BAEL 91 modifiées 99).**

Pour la vérification à l'état limite, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel non linéaire.

Le diagramme est composé :

-D'une partie pour $\epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ (c'est l'état élastique)

-D'une partie $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ (c'est l'état plastique)

**Fig I.2.** Diagramme de contrainte – déformation du béton à L'ELU

σ_{bc} : contrainte de calcul du béton en compression.

ϵ_{bc} : déformation du béton en compression.

Pour $\epsilon_{bc} < 2\text{‰}$ on applique la loi de Hooke définie par : $\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$

E_b : module de Young.

b) L'Etat limite de service [ELS] : (BAEL91/A.4.5.2)

C'est l'état au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

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

Donc : La contrainte de compression du béton à l'ELS est égale à : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

- **diagramme de contrainte déformation du béton à L'ELS :**

La déformation dans le béton à l'E.L.S est considérée comme linéaire et élastique. Son diagramme est donné par la figure suivante.

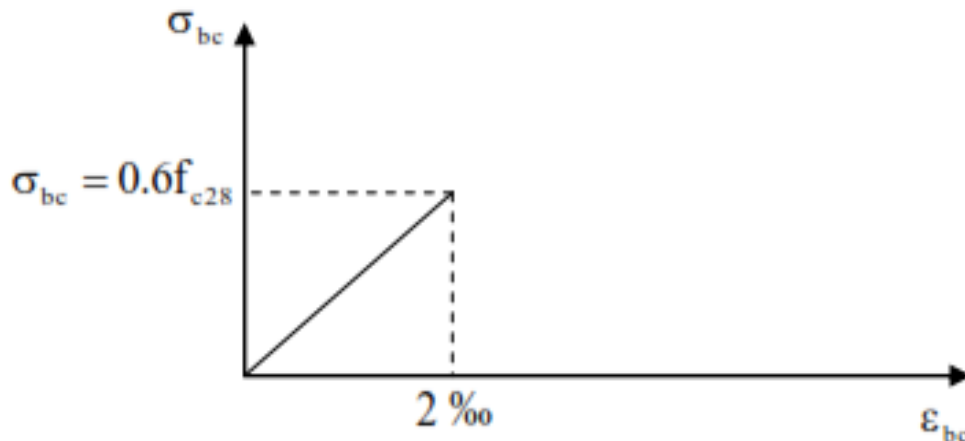


Fig I.3. Diagramme de contrainte – déformation du béton à L'ELS

ϵ_{bc} : déformation relative de service du béton en compression.

$\text{tg} \alpha = E_b$ = module d'élasticité.

2- Contrainte limite de cisaillement: (Art A.5.1.1 BAEL 91 modifiées 99).

C'est la contrainte tangente conventionnelle (pour la justification des poutres en béton armé soumise à l'effort tranchant), elle est donnée par la formule suivante :

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

V_u : Effort tranchant à l'E.L.U dans la section.

b_0 : Largeur de l'âme.

$d = 0,9h$: Position des aciers tendus.

✓ Cette situation doit vérifier les conditions suivantes :

- **Si les armatures sont droites :**

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\} \rightarrow \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right\} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

- **Si les armatures sont inclinées à 45°**

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0,27 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 7MPa \right\}$$

- **Si les armatures sont disposées de façon intermédiaire $45^\circ < \alpha < 90^\circ$**

Il est loisible de procéder à une interpolation linéaire pour fixer la valeur de τ_u .

4. Combinaisons d'actions réglementaires

a. Les actions

L'étude des charges, est une étape cruciale dans tous projets et elle doit être faite avec un grand soin, on distingue :

❖ Les actions permanentes G

- Le poids propre des éléments.
- Le poids propre des équipements permanents.
- Le poids des poussées de terres.

❖ Les actions variables Q

- Charges d'exploitations appliquées au cours de l'exécution.
- Charges climatiques.

❖ Les actions accidentelles

- Séisme.
- Explosions.
- Chocs.

b. Combinaison d'actions

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

❖ Situations durables : ELU : $1.35G + 1.5 Q$

$$\text{ELS : } G + Q$$

❖ Situations accidentelles : $G + Q \pm E$

$$0.8G \pm E$$

$$G + Q \pm 1.2E$$

5. Module de déformation longitudinale du béton

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

1) Module de déformation instantanée du béton :(Art A.2.1.21 BAEL 91 modifiées 99)

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module d'élasticité égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [MPa]$$

D'où : pour $f_{c28} = 25MPa \rightarrow E_{i28} = 32164,195MPa$

2) Module de déformation différée du béton :(Art A.2.1.22 BAEL 91 modifiées 99)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton (déformation instantanée augmentée du fluage), Nous prendrons un module égal :

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

Pour $f_{c28} = 25MPa \rightarrow E_{v28} = 10818,86MPa$

6. Module de déformation transversale du béton

Le module de déformation transversale du béton noté « G » est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

7. Coefficient de poisson [BAEL/A2.1, 3]

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est égale à :

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

- $\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.
- $\nu = 0,2$ (à l'ELS) pour le calcul des déformations.

I.5.2. L'acier

Leur rôle est de reprendre les efforts de tractions qui ne peuvent pas être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leur limite élastique et leur module d'élasticité.

En général les aciers utilisés sont de deux types :

- ❖ acier à haute adhérence : FeE400
- ❖ treillis soudés formés par l'assemblage des barres tréfilées soudées(FeE520)

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

1. Module de déformation longitudinale :(Art A.2.2.1 BAEL 91 modifiées 99).

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

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

2. Contraintes limites de l'acier

- ❖ A L'état limite ultime (L'ELU):(Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99)

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

- σ_s : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.
- f_e : Limite d'élasticité garantie.
- γ_s : Coefficient de sécurité.

Avec :

- $\gamma_s = 1,15$ situation courante
- $\gamma_s = 1,00$ situation accidentelle

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400\text{MPa}$	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
$f_e = 520\text{MPa}$	$\sigma_s = 452 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 500 \text{ MPa}$

❖ **A L'état limite de service (ELS) : (Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99)**

A l'état limite de service, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures du béton (risque de corrosion des armatures). Pour cela, on doit limiter les contraintes dans les aciers.

On distingue 3 cas de fissurations :

a- Fissuration peu nuisible: (Art A.4.5.32 BAEL 91 modifiées 99)

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque :

Les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations). Dans ce cas aucune vérification n'est à effectuer.

$$\sigma_s = f_e$$

b- Fissuration préjudiciable: (Art A.4.5.33 BAEL 91 modifiées 99)

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

σ_s : contrainte limite d'élasticité de l'acier

f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés.

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

η : coefficient de fissuration tel que : $\eta = 1,6$ Pour les aciers hauts adhérences.

$\eta = 1,3$pour les treillis soudés.

c- Fissuration très préjudiciable: (Art A.4.5.34 BAEL 91 modifiées 99)

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

1- Diagrammes des contraintes-déformations de l'acier

(Art A.2.2.2 BAEL 91 modifiées99).

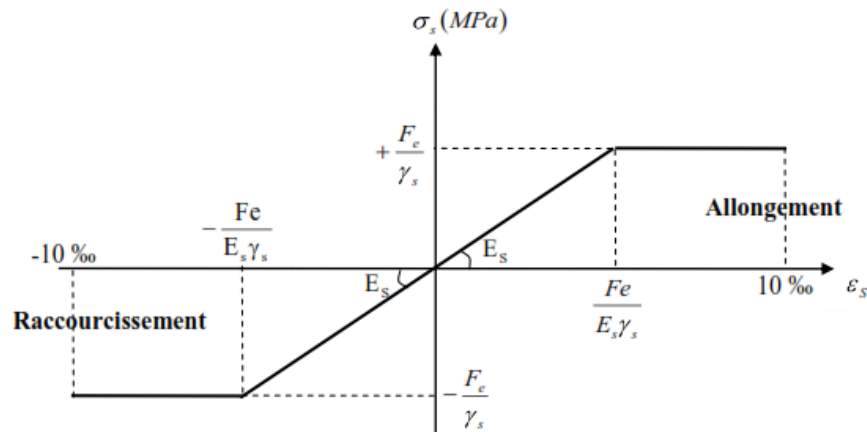


Fig. I.4. Diagramme de contrainte – déformation de l'acier

2- Protection des armatures

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 : **(Art A.7.1 BAEL 91 modifiées 99)**

$C \geq 5 \text{ cm}$	Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
$C \geq 3 \text{ cm}$	pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
$C \geq 1 \text{ cm}$	pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations .

II. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments permet d'avoir de façon générale l'ordre de grandeur des sections des éléments de la construction.

Les sollicitations sont de deux types :

- ❖ les sollicitations verticales résultantes des charges permanentes et des surcharges qui empruntent le cheminement : planchers, poutrelles, poutres, poteaux sont finalement transmises au sol par l'intermédiaire des fondations.
- ❖ les sollicitations horizontales généralement sismiques ou dues aux charges climatiques doivent être reprises par des éléments dits contreventements, constitués par des portiques longitudinaux et transversaux aux quels on ajoute des voiles.

Ainsi le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature sera conduit selon les prescriptions du **BAEL91** et celles du **RPA99** modifié **2003**.

II-1-Pré-dimensionnement des éléments résistants

II-2-1- Les planchers

Le plancher est une partie horizontale de la construction, sont supposées infiniment rigides, ses fonctions essentielles sont :

- Séparation entre chaque deux niveau successif d'un bâtiment.
- Résistance aux charges et surcharges.
- Isolation acoustique et thermique entre étages.
- Transmission des différentes charges aux éléments porteurs.
- Supports de revêtement et plafond.

On distingue deux types de planchers :

1- Le plancher en corps creux

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$ht = \frac{L_{max}}{22.5} \dots\dots\dots(\text{Art B.6.8.424 BAEL 91})$$

L : portée libre maximale dans le sens des poutrelles.

ht : hauteur totale du plancher.

$$L_{max} = 460 - 25 = 435 \text{ cm}$$

$$ht = \frac{435}{22.5} = 19,33 \text{ cm}$$

On adoptera une hauteur normalisée de **ht =20 cm**, soit un plancher **(16+4) cm**, dont **16 cm** qui est la hauteur du corps creux et **4 cm** c'est la hauteur de la table de compression.

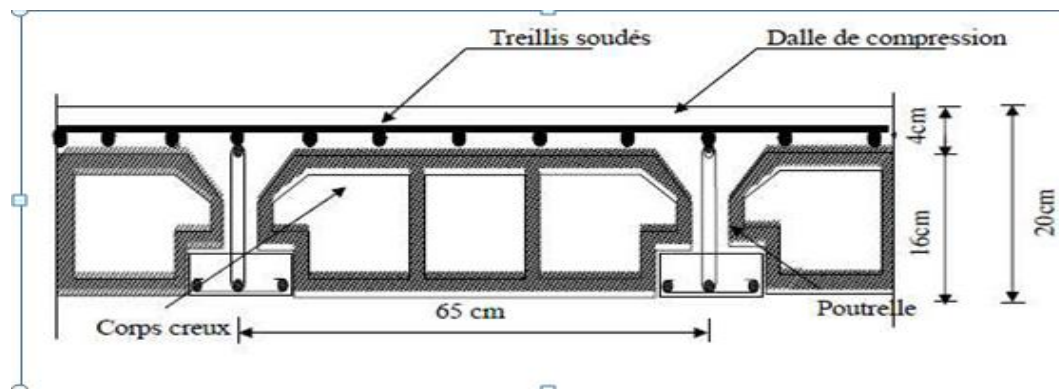


Fig. II.1. schémas d'un plancher courant.

2- Dalle pleine

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport autres dimensions, leur épaisseur est déterminée en fonction de leur portée avec vérification de :

- Condition à la résistance de la flexion
- Condition de sécurité contre l'incendie
- Condition d'isolation acoustique

a- Résistance à la flexion

L'épaisseur des dalles pleines (balcon, porte à faux) est donnée par la formule :

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

L_0 : portée libre, e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1.5 \text{ m}$$

$$e > \frac{1,5}{10} = 0,15 \text{ m} = 15 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de **15 cm**.

b- Résistance au feu

$e=7 \text{ cm}$ 1 heure coupe-feu.

$e=11 \text{ cm}$ 2 heures coupe-feu.

$e=17,5 \text{ cm}$ 4 heures coupe-feu.

c- Isolation acoustique

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse, pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m².

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

$$e = \frac{M}{P}$$

$$\text{D'où : } e = \frac{350}{2500} = 14\text{cm}$$

Donc l'épaisseur de notre dalle pleine est de 15cm.

II-2-2- Les poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). On distingue :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portée L, telles que :

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

Et

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

Avec : • h : hauteur de la poutre,

• b : largeur de la poutre,

• L : portée maximum entre nœuds d'appuis.

Coffrage minimum des poutres (RPA 99 Art 7.5.1)

$$b > 20\text{ cm}; h > 30\text{ cm}; \frac{h}{b} < 4$$

1- Poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci. Poutres principales :

$$L = 475cm$$

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \rightarrow 31,66cm \leq h \leq 47,5cm$$

On opte pour $h_t = 45$ cm

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 18cm \leq b \leq 31,5cm$$

On opte pour $b = 35$ cm

2- Poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage.

$$L = 460cm$$

$$\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \rightarrow 30,66cm \leq h \leq 46cm$$

On opte pour $h_t = 40$ cm

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 16cm \leq b \leq 28cm$$

On opte pour $b = 30$ cm

3- Poutres inclinée

$$L = 460cm$$

$$\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \rightarrow 30,66cm \leq h \leq 46cm$$

On opte pour $h_t = 40$ cm

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 16cm \leq b \leq 28cm$$

On opte pour $b = 30$ cm

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

Conditions	Poutre principale	Poutre secondaire	Poutre inclinée	Vérifications
$h \geq 30\text{cm}$	45 cm	40 cm	40 cm	Vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	35 cm	30 cm	30 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1,28	1,33	1,33	Vérifiée

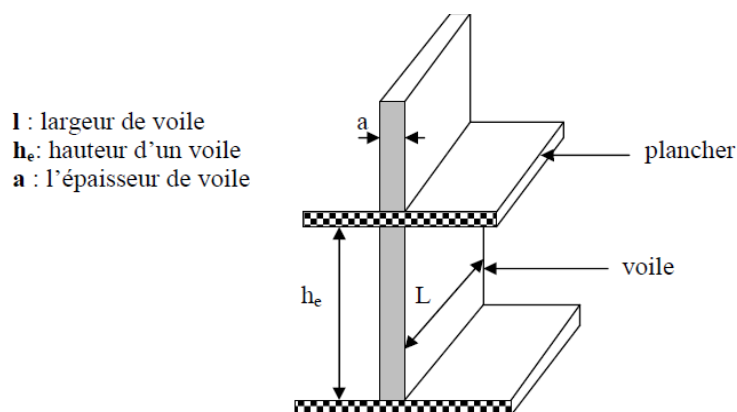
Conclusion

A la fin on adoptera des poutres suivantes :

- Poutres principales : $h = 45\text{ cm}$; $b = 35\text{ cm}$
- Poutres secondaires : $h = 40\text{ cm}$; $b = 30\text{ cm}$
- Poutres inclinées : $h = 40\text{ cm}$; $b = 30\text{ cm}$

II-2-3- Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales.

**Fig. II.2.** Coupe du voile en élévation.

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

1) L'épaisseur du voile

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de 15cm.

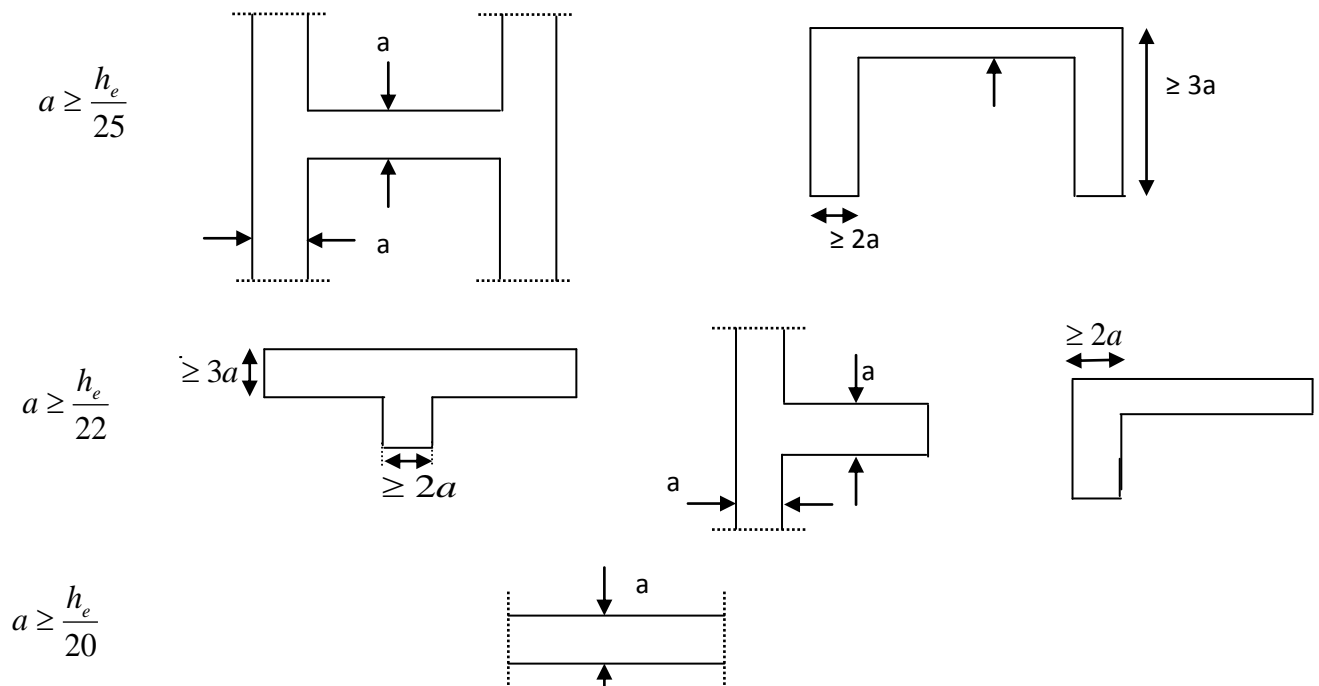


Fig. II.3. Coupe du voile en plan

L'épaisseur des voiles est donnée par la formule suivante : $a = \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right)$

$$h_e = h - e_p$$

Avec :

h_e : distance entre-étage.

a : épaisseur du voile.

h : hauteur d'étage.

e_p : épaisseur de la dalle.

$$h_e = 306 - 40 = 266\text{cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \longrightarrow a \geq \frac{266}{20} = 13,3\text{cm}$$

en prend $a = 20\text{cm}$

Conclusion

L'épaisseur adoptée pour les voiles est de 20cm.

- **Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (art 7,7.1) :**

Sont considérées comme voiles de contreventement que les éléments satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4a \Rightarrow L \geq 4 \times 20 \Rightarrow L \geq 80 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Avec :

L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

II-2-4- les poteaux

Le pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tous en vérifiant les exigences du RPA.

Pour un poteau rectangulaire de la zone IIa, on a :

- $\min(b_1, h_1) > 25 \text{ cm}$
- $\min(b_1, h_1) > h_e / 20$
- $1/4 < b/h_1 < 4$

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

Avec :

N_s : effort normal repris par le poteau.

G : charge permanente.

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

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité.

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

Avec :

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton, donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

II-2-4-1- Evaluation des charges et surcharges**a- Charges permanentes « G »**

On a, la charge $G = \rho e$

ρ : Poids volumique

e : l'épaisseur de l'élément

1) Toiture**Tableau II.2.** Charges revenant à la toiture

Eléments constituant la toiture	Poids surfacique [KN/m ²]
Tuiles mécanique à emboitement (liteaux compris)	0,45
Chevrons et pannes	0,10
	$G_t = 0,55 \text{ Kn/m}^2$

Murs pignons : 0,9 KN/m

2) Plancher sous toiture**Tableau II.3.** Charges revenant au Plancher sous toiture

Eléments	Epaisseur	ρ [KN/m ³]	Charge G [KN/m ²]
Plancher en corps	16+4	14,25	2,85
Creux			
Enduit plâtre	2	10	0,20
			$G_t = 3,05$

3) Plancher étage courants**Tableau II.4.** Charges revenant au Plancher étage courants

Eléments	Epaisseur	ρ [KN/m ³]	Charge G [KN/m ²]
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,02	18	0,36
Plancher en corps creux dalle de compression	16+4	14,25	2,85
Enduit plâtre	0,02	10	0,20
Cloison de séparation Interne	0,10	9	0,90
			G _t = 5,15

4) Mur extérieur**Tableau II.5.** Charges revenant au mur extérieur

Eléments	Epaisseur	ρ [KN/m ³]	Charge G [KN/m ²]
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Briques creuses	0,10	9	0,90
Lame d'air	0,05	-	-
Briques creuses	0,10	9	0,90
Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
			G _t = 2,36

5) Dalle pleine**Tableau II.6.** Charges revenant à la Dalle pleine

Eléments	Epaisseur	ρ [KN/m ³]	Charge G[KN/m ²]
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine B.A	0,15	25	3,75
Enduit Ciment	0,02	18	0,36
			$G_t = 5,31$

6) Les voiles**Tableau II.7.** Charges revenant aux voiles

Eléments	Epaisseur	ρ [KN/m ³]	Charge G[KN/m ²]
Béton armé	0,20	25	5
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Enduit Ciment	0,02	22	0,44
			$G_t = 5,64$

b- Charge d'exploitation « Q »

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.2.2 comme suit :

Tableau II.8. Charges d'exploitation

Eléments	Surcharge Q [KN/m ²]
Toiture	1,0
Plancher à usage (habitation)	1,5
Balcon	3,5
Escalier	2,5

II-2-4-2- Descente de charge

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges (le cheminement des efforts) sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau ou voile) appelées surfaces d'influence.

1) Surface d'influence

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité:

$$S_{\text{nette}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 2,20 \times 2,175 = 4,785 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2,20 \times 1,625 = 3,575 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2,25 \times 1,625 = 3,656 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2,25 \times 2,175 = 4,894 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nette}} = 4,785 + 3,575 + 3,656 + 4,894$$

$$S_{\text{nette}} = 16,91 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{brute}} = 4,7 \times 4,05 = 19,035 \text{ m}^2$$

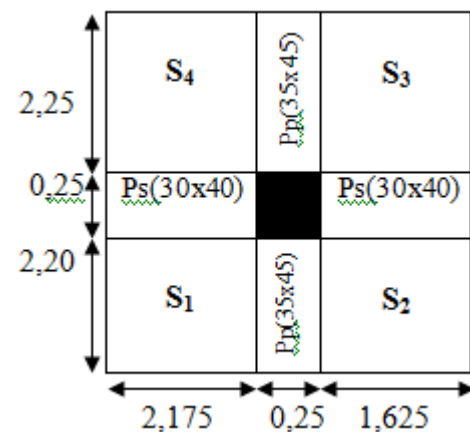


Fig. II.4. Poteaux le plus sollicité

2) Surface de la toiture inclinée

IL se fait en tenant compte de l'inclinaison de la toiture.

Calcul de α_1 :

On a : $\text{Tang } \alpha_1 = 4,66/4,6 = 1,013$ d'où : $\alpha_1 = 45,37^\circ$

Calcul X_1 , X_2 :

$\text{Cos } \alpha_1 = L/X_1$ (L: portée entre poteaux)

$$\text{Cos } \alpha_1 = L_1/X_1 \longrightarrow X_1 = L_1 / \text{Cos } \alpha_1 = 4,6 / \text{Cos } 45,37 = 4,6/0,702 = 6,55 \text{ m}$$

$$\text{Cos } \alpha_1 = L_2/X_2 \longrightarrow X_2 = L_2 / \text{Cos } \alpha_1 = 3,5 / \text{Cos } 45,37 = 3,5/0,702 = 4,98 \text{ m}$$

La portée revenant au poteau le plus sollicité est :

$$X_1 / 2 = 6,55 / 2 = 3,28 \text{ m}$$

$$X_2 / 2 = 4,98 / 2 = 2,49 \text{ m}$$

La surface de la toiture sera donc égale à :

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

Avec:

$$S_1 = 2,20 \times 2,37 = 5,21 \text{ m}^2$$

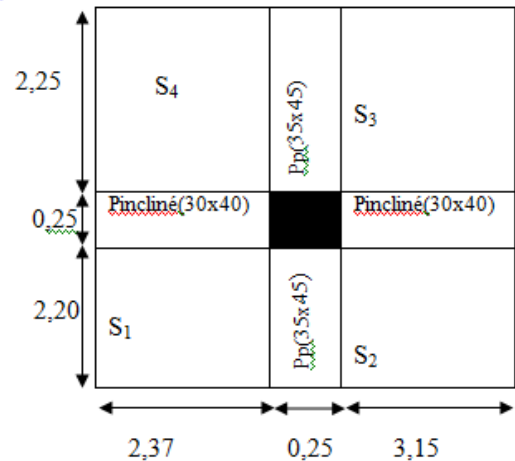
$$S_2 = 2,20 \times 3,15 = 6,93 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2,25 \times 3,15 = 7,09 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2,25 \times 2,37 = 5,33 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 24,56 \text{ m}^2$$

$$S_{brute} = (2,20 + 0,25 + 2,25) (2,37 + 0,25 + 3,15) = 27,12 \text{ m}^2$$



Poids propre des éléments

a- Toiture

$$P_{\text{toit}} = G \times S_t = 0,55 \times 24,56 = 13,51 \text{ KN}$$

b- Plancher dernier étage

$$P_{\text{pde}} = 3,05 \times 16,91 = 51,58 \text{ KN}$$

c- Plancher étage courant

$$P_{\text{pec}} = 5,15 \times 16,91 = 87,09 \text{ KN}$$

d- Poutres

$$\text{Poutres principales : } P_{\text{pp}} = 0,45 \times 0,35 \times 4,45 \times 25 = 17,52 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres secondaires : } P_{\text{ps}} = 0,40 \times 0,30 \times 3,8 \times 25 = 11,40 \text{ KN}$$

$$P_{\text{p poutre plancher}} = P_{\text{pp}} + P_{\text{ps}} = 17,50 + 11,40 = 28,92 \text{ KN.}$$

$$\text{Poutre inclinée : } P_{\text{Pinclinée}} = 0,40 \times 0,30 \times 5,52 \times 25 = 16,56 \text{ KN}$$

$$P_{\text{p poutre toiture}} = P_{\text{pp}} + P_{\text{Pinclinée}} = 17,52 + 16,56 = 34,08 \text{ KN.}$$

e- Poteaux

$$\text{Poteau du S- Sol: } P_{\text{pss}} = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,78 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau du RDC et étage courant : } P_{\text{p}} = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,78 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau de la toiture : } P_{\text{p toit}} = 0,25 \times 0,25 \times 4,66 \times 25 = 7,28 \text{ KN}$$

3) Dégression verticale des surcharges d'exploitation

Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des

surcharges sur tous les plancher.

Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui est notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_{i=1}^n Q_i \text{ pour : } n \geq 5$$

Avec :

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i

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

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

Q_0 .

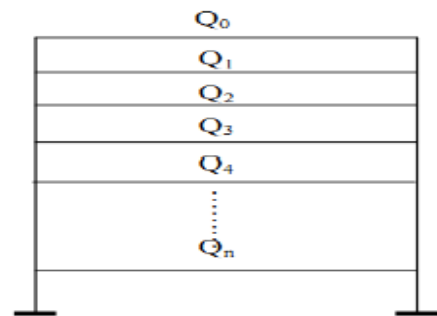
$Q_0 + Q_1$.

$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$;

$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$;

$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$;

$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + \dots + Q_n - Q_{ri}) + (Q_{ri})$.



❖ Coefficient de dégression des surcharges

Tableau II.9. Coefficients de dégression des surcharges.

Niveau	Toit	6	5	4	3	2	1	RDC	S-Sol
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,70	0,65

❖ Surcharge d'exploitation

Toiture: $Q_t \times S_t = 24,56 \times 1 = 24,56$ KN

Plancher dernier étage : $Q_{DE} \times S_t = 16,91 \times 1 = 16,91$ KN

Etage courant : $Q_{EC} \times S_t = 16,91 \times 1,5 = 25,37$ KN

Etage de S- Sol: $Q_{S-S} \times S_t = 16,91 \times 1,5 = 25,37$ KN

❖ Les surcharges cumulées

Toiture $Q_0 = 24,56 \text{ KN}$ Dernier étage $Q_0 + Q_1 = 24,56 + 16,91 = 41,47 \text{ KN}$ 5^{ème} étage $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 64,73 \text{ KN}$ 4^{ème} étage $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 85,46 \text{ KN}$ 3^{ème} étage $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 103,63 \text{ KN}$ 2^{ème} étage $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 119,27 \text{ KN}$ 1^{er} étage $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 132,38 \text{ KN}$ RDC $Q_0 + 0,70 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 142,95 \text{ KN}$ S - Sol $Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 150,99 \text{ KN}$ **Tableau II.10.** Récapitulatif de la décente de charges.

Niveau	Poids Planchers (kN)	Poids Poteaux (kN)	Poids Poutres (kN)	G total (kN)	G cumulé (kN)	Qtotal (kN)	Q cumulé	N= G _c +Q _c	Section trouvée $S \geq Ns/\sigma_{bc}$ (cm ²)	Section Adoptée (Cm ²)
Toiture	13,51	7,28	34,08	54,87	54,87	24,56	24,56	79,43	52,95	35×35
6	51,58	4,78	28,92	85,28	140,15	16,91	41,47	181,62	121,08	40×40
5	72,71	4,78	28,92	106,41	246,56	25,37	64,73	311,29	207,53	40×40
4	72,71	4,78	28,92	106,41	352,97	25,37	85,46	438,43	292,29	45×45
3	72,71	4,78	28,92	106,41	459,38	25,37	103,63	563,01	375,34	45×45
2	72,71	4,78	28,92	106,41	565,79	25,37	119,27	685,06	456,71	45×45
1	72,71	4,78	28,92	106,41	672,2	25,37	132,38	804,58	536,39	50×50
RDC	72,71	4,78	28,92	106,41	778,61	25,37	142,95	921,56	614,37	50×50
S- Sol	72,71	4,78	28,92	106,41	885,02	25,37	150,99	1036,01	690,67	50×50

4) Vérification relative au coffrage**a- Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1)**

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h) en une seule fois. Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min (b_1, h_1) \geq h/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Avec :

b_1 et h_1 les dimensions de poteaux.

h : hauteur d'étage.

Tableau II.11. Les vérifications relatives au coffrage

Poteaux	h	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
50x50	3,06 m	$\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$	$\min (50, 50) = 50 \text{ cm}$	Condition vérifiée
		$\min (b_1, h_1) \geq h/20$	$\min (50, 50) \geq h/20$ $50 \text{ cm} \geq 15,3 \text{ cm}$	Condition vérifiée
		$1/4 < b_1/h_1 < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{50}{50} = 1 < 4$	Condition vérifiée
45x45	3,06 m	$\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$	$\min (45, 45) = 45 \text{ cm}$	Condition vérifiée
		$\min (b_1, h_1) \geq h/20$	$\min (45, 45) \geq h/20$ $45 \text{ cm} \geq 15,3 \text{ cm}$	Condition vérifiée
		$1/4 < b_1/h_1 < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{50}{50} = 1 < 4$	Condition vérifiée
40x40	3,06 m	$\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$	$\min (40, 40) = 40 \text{ cm}$	Condition vérifiée
		$\min (b_1, h_1) \geq h/20$	$\min (40, 40) \geq h/20$ $40 \text{ cm} \geq 15,3 \text{ cm}$	Condition vérifiée
		$1/4 < b_1/h_1 < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{50}{50} = 1 < 4$	Condition vérifiée
35x35	4,66 m	$\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$	$\min (35, 35) = 35 \text{ cm}$	Condition vérifiée
		$\min (b_1, h_1) \geq h/20$	$\min (35, 35) \geq h/20$ $35 \text{ cm} \geq 23,3 \text{ cm}$	Condition vérifiée
		$1/4 < b_1/h_1 < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{50}{50} = 1 < 4$	Condition vérifiée

b- Vérification d'effort normal réduit (Art 7.1.3.3/BAEL91 modifié 99)

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, L'effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

- **Pour le poteau de (50x50)**

$$\frac{1036,01}{50 \times 50 \times 2,5} = 0,16 < 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Pour le poteau de (45x45)**

$$\frac{685,06}{45 \times 45 \times 2,5} = 0,13 < 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Pour le poteau de (40x40)**

$$\frac{311,29}{40 \times 40 \times 2,5} = 0,07 < 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Pour le poteau de (35x35)**

$$\frac{79,43}{35 \times 35 \times 2,5} = 0,02 < 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

5) Vérification de la résistance des poteaux au flambement

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

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

λ : Elancement du poteau

l_f : Longueur de flambement $l_f = 0,7 L_0$

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

I : Moment d'inertie du poteau $I = hb^3/12$

B : Section transversale du poteau $B = hb$

L_0 : Hauteur libre du poteau $L_0 = h$

$$\lambda = \frac{0,7L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7L_0}{\sqrt{\frac{hb \cdot 3/12}{hb}}} = \sqrt{12} \frac{0,7L_0}{b} = 2,42 \frac{L_0}{b}$$

Tableau II.12. Vérifications des poteaux au flambement

Poteaux	L ₀ (m)	B (m)	$\lambda \leq 50$	Observation
50x50	3,06	0,50	14,81 < 50	Condition vérifiée
45x45	3,06	0,45	16,46 < 50	Condition vérifiée
40x40	3,06	0,40	18,51 < 50	Condition vérifiée
35x35	4,66	0,35	32,22 < 50	Condition vérifiée

Les Sections des poteaux (cm²) adoptés pour cette structure sont comme suite :

- Pour les Poteaux des S- Sol, RDC et 1^{er} étage (50x50)
- Pour les Poteaux du 2 ; 3 et 4 étages (45x45)
- Pour les Poteaux du 5 et 6 étage (40x40)
- Pour les Poteaux du la toiture (35x35).

Les conditions du RPA sont vérifiées, il n'y a pas de risque vis-à-vis du flambement pour les poteaux, donc ces sections sont admissibles.

Conclusion

Tableau II.13. Sections adoptées pour les éléments

	Eléments	Sections adoptées (cm ²)
Poutres	Poutres principales	35x45
	Poutres secondaires	30x40
	Poutres inclinées	30x40
Poteaux	S- Sol au 1 ^{er} étage	50x50
	2 ^{ème} étage au 4 ^{ème} étage	45x45
	5 ^{ème} étage au 6 ^{ème} étage	40x40
	Toiture	35x35

III. INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous procédons au calcul des éléments de notre ouvrage tels que :

- la charpente,
- les planchers,
- le Porte à faux,
- les escaliers,
- la poutre palière.

Ces éléments ont une influence plus au moins directe sur la structure globale et l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

III.1. Etude de la toiture

III.1.1. Introduction

La charpente est l'ensemble des pièces en bois (panne, chevrons, liteaux...) qui portent la couverture, les charpentes présentent diverses formes et différentes pentes d'inclinaison suivant les régions et les types de couverture.

Notre bâtiment comporte une charpente en bois qui supporte une couverture en tuiles, elle représente plusieurs versants inclinée de 45° .

III.1.2. Détermination des charges (DTR BC.2.2)

➤ Charge permanente

- Poids propre des tuiles et des liteaux : $G_t = 0,45 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre des pannes et des chevrons : $G_p = 0,1 \text{ KN/m}^2$

D'où

$$G = G_t + G_p = 0,45 + 0,1 = 0,55 \text{ KN/m}^2$$

➤ surcharge d'exploitation

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

➤ Combinaison des charges

- A l'état limite ultime E.L.U

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

$$q_u = 1,35 \times 0,55 + 1,5 \times 1 = 2,24 \text{ KN/m}^2$$

- A l'état limite de service E.L.S

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 0,55 + 1 = 1,55 \text{ KN/m}^2$$

➤ Choix des sections

Le choix de section des éléments sont conditionnés par le marché, c'est pour cela que notre choix se portera sur les sections le plus commercialisées.

On adoptera les sections suivantes :

- Les pannes (120x250) mm²
- Les chevrons (40x60) mm²
- Les liteaux (30x30) mm²

III.1.3. Calcul des éléments de la toiture

1. Calcul des pannes

Les pannes sont des pièces de bois horizontales appuyées sur les poutres, elles portent les chevrons. On distingue trois types de panne :

- La panne faîtière
- Les pannes sablières
- Les pannes intermédiaires (pannes courantes)

a. Efforts revenant aux pannes :

- Espacement des pannes est prise égal à $e_p = 1 \text{ m}$.
- La portée des pannes est de $l = 4,75 \text{ m}$.

$$\Rightarrow q_p = q_s \times e_p = 1,55 \times 1 = 1,55 \text{ KN/ml}$$

b. Dimensionnement de la panne

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses extrémités, elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p :

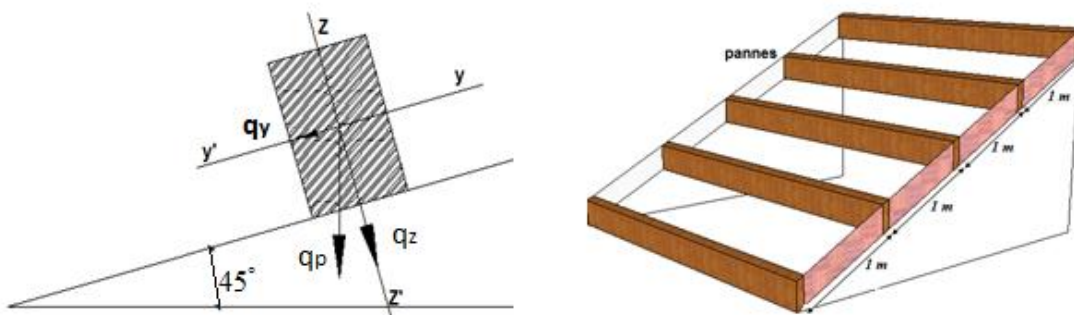


Fig. III.1. Disposition des pannes sur les poutres.

c. Détermination de q_y , q_z

Suivant l'axe yy : $q_y = q_p \sin \alpha = 1,55 \sin 45,37 = \mathbf{1,10 \text{ KN/ml}}$

Suivant l'axe zz : $q_z = q_p \cos \alpha = 1,55 \cos 45,37 = \mathbf{1,09 \text{ KN/ml}}$

d. Moments de flexion

Suivant yy : $M_{fy} = q_{pz} \frac{L_p^2}{8} = 1,09 \times \frac{4,75^2}{8} = \mathbf{3,07 \text{ KN.m}}$

Suivant zz : $M_{fz} = q_{py} \frac{L_p^2}{8} = 1,10 \times \frac{4,75^2}{8} = \mathbf{3,10 \text{ KN.m}}$

e. Vérification des contraintes

La vérification de la contrainte est dictée par la vérification de l'inégalité suivante : $\sigma_f \leq \bar{\sigma}_f$,

Avec :

$$\sigma_f = \frac{M_{fy} \cdot v}{I_{yy}} + \frac{M_{fz} \cdot v}{I_{zz}}$$

Le bois utilisé est le bois de Sapin de catégorie « I » et d'après les règles **CB71** la contrainte admissible est : $\bar{\sigma}_f = \mathbf{142 \text{ daN/cm}^2}$

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{12 \times 25^3}{12} = \mathbf{15625 \text{ cm}^3}$$

$$I_{zz} = \frac{b^3h}{12} = \frac{25 \times 12^3}{12} = \mathbf{3600 \text{ cm}^3}$$

$$\sigma_f = \left[\frac{3,07 \times 10^4}{15625} \times \frac{25}{2} \right] + \left[\frac{3,10 \times 10^4}{3600} \times \frac{12}{2} \right] = \mathbf{76,23 \text{ daN/cm}^2}$$

$\sigma_f = 76,23 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \longrightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$

f. Vérification de la flèche selon le DTR C2.46 chapitre 4.31 (Art 4.9.62 /CB71)

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison **G + Q** :

- La flèche admissible de la panne est : $\bar{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{475}{300} = \mathbf{1,58 \text{ cm}}$
- La flèche réelle est donnée par cette formule : $f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_p^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$

$$E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f} = 11000 \sqrt{142} = \mathbf{131080,128 \text{ daN/cm}^2}$$

$$f = \frac{5 \times 76,23 \times 475^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{25}{2}} = 1,09 \text{ cm}$$

$f = 1,09 \text{ cm} < \bar{f} = 1,58 \text{ cm} \longrightarrow$ La flèche est vérifiée.

La section de la panne est admissible.

2. Calcul des chevrons

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

a. Efforts revenant aux chevrons

- Espacement des chevrons est prise égal à $e_p = 40 \text{ cm}$.
- La portée des chevrons est de $l = 1 \text{ m}$.

$$G_c = bh \times \rho \Rightarrow \rho_{\text{bois}} = 6,5 \text{ KN/m}^3$$

$$G_c = (0,04 \times 0,06) \times 6,5 = 0,0156 \text{ KN/ml}$$

$$G = G_c + G_{\text{lit}} = (0,04 \times 0,06) \times 6,5 + 0,45 \times 0,4 = 0,324 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,324 + 1,5 \times 0,4 \times 1 = 1,04 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 0,324 + 0,4 \times 1 = 0,724 \text{ KN/ml}$$

b. Dimensionnement de chevron

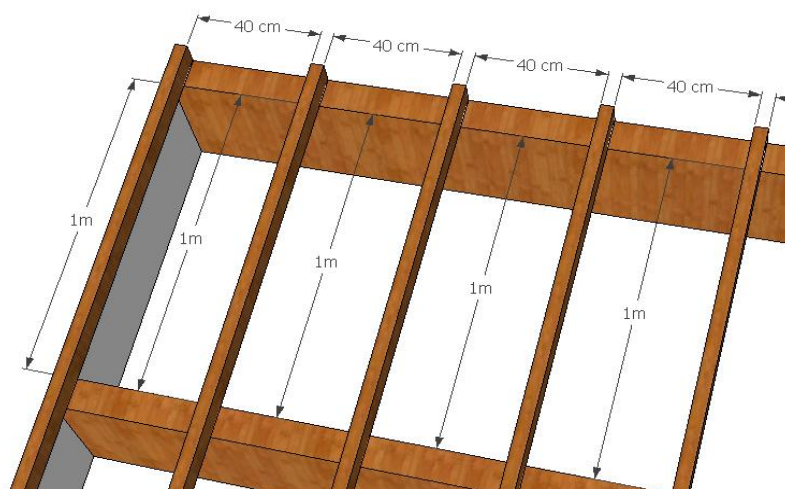


Fig. III.2. Disposition des chevrons sur les pannes.

c. Détermination des Moments fléchissant

$$M_0 = q_s \frac{L_C^2}{8} = 0,724 \times \frac{1^2}{8} = \mathbf{0,091 \text{ KN.m}}$$

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci les moments en travées ainsi qu'aux appuis :

- Aux appuis : $M_f^a = 0,8 M_0 = 0,8 \times 0,091 = \mathbf{0,072 \text{ KN.m}}$
- En travée : $M_f^t = 0,66 M_0 = 0,66 \times 0,091 = \mathbf{0,060 \text{ KN.m}}$

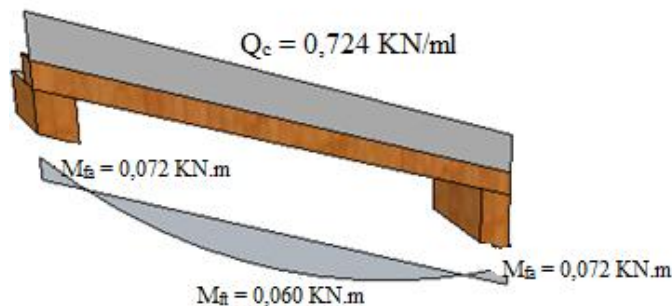


Fig. III.3. Diagrammes des moments fléchissant sur les chevrons.

d. Vérification des contraintes

$$\sigma_f \leq \bar{\sigma}_f$$

Avec :

$$\sigma_f = \frac{M_f \times v}{I}$$

La contrainte admissible est $\bar{\sigma}_f = \mathbf{142 \text{ daN/cm}^2}$

e. Calcul de moment d'inertie

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{4 \times 6^3}{12} = \mathbf{72 \text{ cm}^3}$$

- Aux appuis :

$$\sigma_f^a = \frac{M_f^a \times v}{I} = \frac{0,072 \times 10^4}{72} \times \frac{6}{2} = \mathbf{30 \text{ daN/cm}^2}$$

$\sigma_f^a = 30 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \longrightarrow \mathbf{\text{La condition est vérifiée.}}$

- En travée :

$$\sigma_f^t = \frac{M_f^t \times v}{I} = \frac{0,060 \times 10^4}{72} \times \frac{6}{2} = \mathbf{25 \text{ daN/cm}^2}$$

$\sigma_f^t = 25 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \longrightarrow \mathbf{\text{La condition est vérifiée.}}$

f. Vérification de la flèche

Selon les règlements **CB71** la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couverture (tuiles, liteaux, chevrons,.....).

- La flèche admissible des chevrons est $\bar{f} = \frac{L_C}{200} = \frac{100}{200} = \mathbf{0,50\text{ cm}}$

- La flèche réelle est donnée par cette formule : $f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_C^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$

$$E_f = 11000 \sqrt{\sigma_f} = 11000 \sqrt{142} = \mathbf{131080,128\text{ daN/cm}^2}.$$

- **Aux appuis :**

$$f_a = \frac{5 \times \sigma_f^a \times L_C^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 30 \times 100^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{6}{2}} = \mathbf{0,079\text{ cm}}$$

$$f = 0,079\text{ cm} < \bar{f} = 0,50\text{ cm} \longrightarrow \text{La flèche est vérifiée aux appuis.}$$

- **En travée :**

$$f_t = \frac{5 \times \sigma_f^t \times L_C^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 25 \times 100^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{6}{2}} = \mathbf{0,066\text{ cm}}$$

$$f = 0,066\text{ cm} < \bar{f} = 0,50\text{ cm} \longrightarrow \text{La flèche est vérifiée en travée.}$$

La section de chevron est admissible.

3. Calcul des liteaux

Le calcul des liteaux se fera en flexion déviée.

- **ELU :** $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,53 \times 0,45 + 1,5 \times 1 = \mathbf{2,10\text{ KN/m}^2}$
- **ELS :** $q_s = G + Q = 0,45 + 1 = \mathbf{1,45\text{KN/m}^2}$

a. Efforts revenant aux liteaux

- Espacement des liteaux est prise égal à $e_l = \mathbf{32\text{ cm}}$.
- La portée des liteaux est de $l = \mathbf{40\text{ cm}}$.

$$q_l = q_s \times e_l = 1,45 \times 0,32 = \mathbf{0,464\text{ KN/m}}$$

b. Disposition des liteaux

La disposition des liteaux sur la toiture est représentée sur la figure suivante :

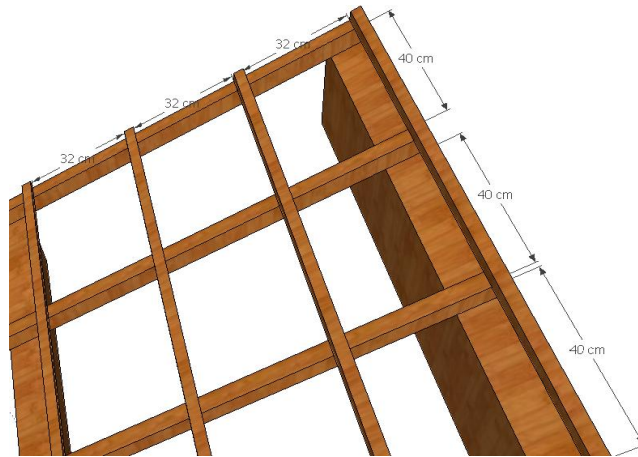


Fig. III.4. Disposition des liteaux sur les chevrons.

c. Détermination de q_y , q_z

- Suivant l'axe yy : $q_{ly} = q_l \sin \alpha = 0,464 \sin 45,37 = \mathbf{0,330 \text{ KN/ml}}$
- Suivant l'axe zz : $q_{lz} = q_l \cos \alpha = 0,464 \cos 45,37 = \mathbf{0,326 \text{ KN/ml}}$

d. Moments de flexion

- Suivant l'axe yy : $M_{fy} = q_{lz} \frac{L^2}{8} = 0,326 \times \frac{0,4^2}{8} = \mathbf{0,00652 \text{ KN m}}$
- Suivant l'axe zz : $M_{fz} = q_{ly} \frac{L^2}{8} = 0,330 \times \frac{0,4^2}{8} = \mathbf{0,0066 \text{ KN m}}$

e. Vérification des contraintes

$$\sigma_f \leq \bar{\sigma}_f, \text{ Avec : } \sigma_f = \frac{M_{fy} \times v}{I_{yy}} + \frac{M_{fz} \times v}{I_{zz}}$$

La contrainte admissible est $\bar{\sigma}_f = \mathbf{142 \text{ daN/cm}^2}$

- **Calcul de moment d'inertie**

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{3 \times 3^3}{12} = \mathbf{6,75 \text{ cm}^3}$$

$$\sigma_f = \frac{(0,00652 + 0,0066) \times 10^4}{6,75} \times \frac{3}{2} = \mathbf{29,16 \text{ daN/cm}^2}$$

$$\sigma_f = 29,16 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \longrightarrow \mathbf{\text{La condition est vérifiée.}}$$

f. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison suivante **G+Q** :

- La flèche admissible de la panne est $\bar{f} = \frac{L_1}{200} = \frac{40}{200} = \mathbf{0,2\text{ cm}}$
- La flèche réelle est donnée par cette formule : $f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_1^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$

$$E_f = 11000 \sqrt{\sigma_f} = 11000 \sqrt{142} = \mathbf{131080,128\text{ daN/cm}^2}$$

$$f = \frac{5 \times 29,16 \times 40^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{3}{2}} = \mathbf{0,025\text{ cm}}$$

$f = 0,025\text{ cm} < \bar{f} = 0,2\text{ cm} \longrightarrow$ La flèche est vérifiée et la section du liteau est admissible.

III.1.4. Assemblage de la charpente

Un assemblage doit être en mesure de transmettre les sollicitations calculées (effort tranchant, moment fléchissant.....), entre les éléments de la toiture.

1. Types d'assemblages

- Liaison par contact bois sur bois transmettant essentiellement des efforts de compression, il s'agit d'un assemblage dit « traditionnels ».
- Liaison par organes d'assemblage : les organes d'assemblages comprennent notamment les organes de type tige, pointes, boulons, broches, vis ...etc.
- Assemblage collés.

Dans notre projet nous optons pour un assemblage cloué, et donc l'assemblage des charpentes traditionnelles.

2. Assemblage Cloué (traditionnels) : règles de calcul et de conception des charpentes en bois CB71/Juin 84 Art 4,62-12

Les assemblages traditionnels, appelé cloué, fonctionnent en mobilisant le contact bois sur bois et le frottement dans la zone d'assemblage. Ils permettent principalement d'assurer la transmission des efforts de compression.

Art 4,62-12 C.B/71/Juin 84 : Il y'a intérêt pour éviter le fendage de prendre les précautions suivantes :

- Diminuer le nombre de cloue sur les fils.
- Commencer l'enfoncement des clous par les files extérieures et par les clous d'ordre pair.
- L'usage de clous à pointes coupées ou écrasées limite les risques de fendage, mais diminue la force portante des clous.

Le diamètre des pointes à utiliser sont en fonction des facteurs suivants :

- Epaisseur de la pièce la plus mince.
- Humidité du bois au moment de la fabrication.
- Dureté du bois en œuvre.

Le diamètre « d » des pointes doit être faible que possible et ne pas dépasser les valeurs suivantes :

Tableau III.1. Diamètre des clous selon le type de bois utilisé.

	Epaisseur (mm)	Diamètre (mm)
Bois tendre et bois frais de Sciage	$e \leq 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{7}$
	$e > 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{9}$
Bois durs et Bois sec	$e \leq 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{9}$
	$e > 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{11}$

- **e** : épaisseur de la pièce.
- **d** : diamètre des clous

Diamètre des clous qui seront utilisés pour les liteaux et les chevrons est : $d \leq \frac{30}{7} = 4,28 \text{ mm}$

Remarque

- L'évacuation des eaux seront assurées par des gouttières qui sont prévues sur les rives de la toiture.
- Il est déconseillé de clouer sur un bois humide.

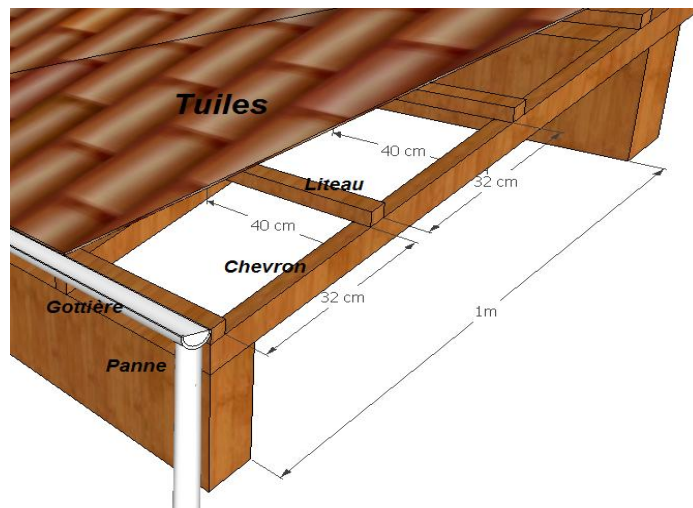


Fig. III.5. Disposition des différents éléments de la toiture.

III.2. Calcul des planchers en corps creux

Dans cet ouvrage, le calcul se fera pour un plancher le plus sollicité constitué en corps creux d'épaisseur (16+4), repose sur des poutrelles pré fabriquée, et disposer suivant le sens de la petite portée.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage de corps creux qui sont utilisés comme coffrage perdu et isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.

III.2.1. la dalle de compression

La dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur est coulée sur place, Il est armé d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520), dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser, selon [BAEL 91/B.6.8,423] :

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

Ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissurations par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.

Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

1. Calcul des armatures perpendiculaires aux poutrelles

Le calcul se fera suivant la relation suivante :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Ou :

l : distance entre axe des poutrelles (50 cm < l < 80 cm).

Soit : cm^2 , avec un espacement : $s_t = 20\text{cm}$

2. Calcul des armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\parallel} = 5\Phi 4 = 0,63 \text{ cm}^2$; avec un espacement : $St=20\text{cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension $(4 \times 5 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$.

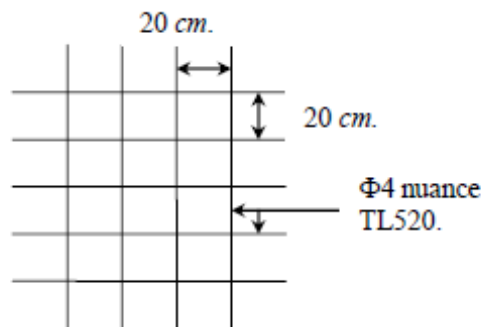


Fig. III.6. Treillis soudés (200 x 200)

III.2.2. les poutrelles

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes.

A. Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

Chargement :

- Poids propre $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids des corps creux $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- Poids de la main d'œuvre..... $Q = 1 \text{ KN/ml}$

A.1. Calcul à l'ELU

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

- **Combinaison de charges**

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (0,62 + 0,12) + 1,5 \times 1$$

$$q_u = 2,5 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul du moment en travée**

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 2,5 \times \frac{4,35^2}{8}$$

$$M_u = 5,91 \text{ KN. m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 4,35}{2}$$

D'où

$$T_u = 5,44 \text{ KN}$$

A.2. Ferrailage

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}; \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = \mathbf{14,2 \text{ Mpa}}$$

$b = 12 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$; $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$. (d: hauteur utile)

$$\mu_u = \frac{5,91 \times 10^6}{(120) \times (20)^2 \times 14,2} = \mathbf{8,67}$$

$$\mu_u = 8,67 > \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{Section doublement armée (SDA)}$$

Conclusion

Les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

B. Après coulage de la dalle de compression

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle sera calculée comme une section en T, qui repose sur plusieurs appuis. Elle est soumise aux charges suivantes :

- **Pois du plancher** : $G = 4,3 \times 0,65 = 2,795 \text{ KN/ml}$.
- **Surcharge d'exploitation** : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$.

➤ **Combinaison de charges**

- **A L'E.L.U :**

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

$$Q_u = 1,35 \times 2,795 + 1,5 \times 0,975 = 5,235 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 5,235 \text{ KN/ml}$$

- **A L'E.L.S:**

$$Q_s = G + Q$$

$$Q_s = 2,795 + 0,975 = 3,77 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = 3,77 \text{ KN/ml}$$

B.1. Choix de la méthode de calcul

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des (03) moments.

❖ **Vérification de la méthode forfaitaire (art B .6.2.210 BAEL 91 modifié 99)**

- a. $Q \leq \min (2G, 5 \text{ KN.m}) :$

$$2G = 2 \times 2,795 = 5,59 \text{ KN.m}$$

$$Q = 0,975 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$Q < 5 \text{ [KN/m}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, notre plancher est à surcharge d'exploitation modérée.

- b. Fissuration est considérée comme non préjudiciable (Condition vérifiée).
- c. Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_1}{l_2} = \frac{3,25}{4,35} = 0,74 \\ \frac{l_2}{l_3} = \frac{4,35}{1,95} = 0,23 \\ \frac{l_3}{l_4} = \frac{1,95}{3,05} = 0,63 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{l_4}{l_5} = \frac{3,05}{1,95} = 1,56 \\ \frac{l_5}{l_6} = \frac{1,95}{4,35} = 0,44 \\ \frac{l_6}{l_7} = \frac{4,35}{3,25} = 1,33 \end{array} \right.$$

- d. Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées (constants).

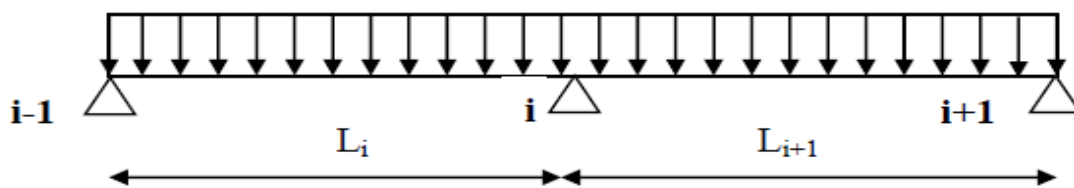
Conclusion

L'une des conditions n'est pas vérifiée, on conclue que la méthode forfaitaire n'est pas applicable, donc le calcul se fera par la méthode des trois moments.

B.2. Méthode des trois moments

a. Exposition de la méthode

C'est un cas particulier de la méthode des forces, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires on considère trois appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour obtenir une succession de poutre isostatique de longueurs respectives « l_i » ; « l_{i+1} ». Chaque travée est étudiée indépendamment.



b. Rappel sur la méthode

➤ Moments aux appuis

$$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = -\frac{(q_i l_i^3 + q_{(i+1)} l_{(i+1)}^3)}{4} \dots\dots\dots(**)$$

Avec :

M_{i-1} , M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

- L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui « i ».
- L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui « i ».
- q_i : Charge répartie à gauche de l'appui « i ».
- q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui « i ».

➤ Moments en travées

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_{i+1}}$$

Avec :

$$\mu(x) = q \frac{l_{i+1}}{2} \cdot x - q \frac{x^2}{2}$$

$M(x)$ prend la valeur maximale quand $T(x) = 0$ c'est-à-dire :

$$X = \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_{i+1}}$$

➤ **Effort tranchant**

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

Avec : $\theta(x) = \frac{ql}{2} - qx$

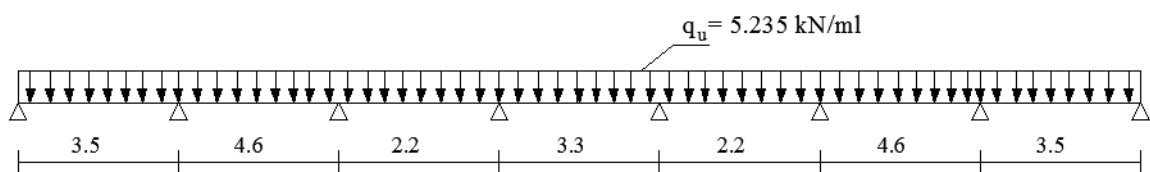


Fig. III.7. Schéma statique de la poutrelle

b.1. Calcul à l'ELU

a. Calcul des moments fléchissant

• **Moment aux appuis**

Tableau III.2. Moment aux appuis

Appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	$q_i = q_{i+1}$ (KN/ml)	Eq.(**)	M (KN.m)
0	0	3,5	5,235	$7M_0 + 3,5M_1 = -56,112$	-3,76
1	3,5	4,6	5,235	$3,5M_0 + 16,2M_1 + 4,6M_2 = -183,501$	-8,51
2	4,6	2,2	5,235	$4,6M_1 + 13,6M_2 + 2,2M_3 = -141,324$	-7
3	2,2	3,3	5,235	$2,2M_2 + 11M_3 + 3,5M_5 = -60,968$	-3,14

Par symétrie :

- $M_0 = M_7 = - 3,76$ KN.m
- $M_1 = M_6 = - 8,51$ KN.m
- $M_2 = M_5 = - 7$ KN.m
- $M_3 = M_4 = - 3,14$ KN.m

• **Moment aux travées**

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

xi : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation :

$$X = \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{ql_{i+1}}$$

Tableau III.3. Moments en travées

Travée	L_{i+1} (m)	$q_i = q_{i+1}$ (KN.m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	X (m)	M (KN.m)
0-1	3,5	5,235	- 3,76	- 8,51	1,49	2,06
1-2	4,6	5,235	- 8,51	- 7	2,36	6,10
2-3	2,2	5,235	- 7	- 3,14	1,43	-1,61
3-4	3,3	5,235	- 3,14	- 3,14	1,65	3,99
4-5	2,2	5,235	- 3,14	- 7	0,76	-1,61
5-6	4,6	5,235	- 7	- 8,51	2,23	6,10
6-7	3,5	5,235	- 8,51	- 3,76	2,01	2,06

Remarque

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène.

Vue la faible résistance du béton à la traction qui peut provoquer la fissuration de la partie tendu, il faut effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour le moment en travée.
- Diminution de 1/3 pour le moment aux appuis.
- **Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis**

On aura aux appuis les résultats suivants :

- $M_0 = M_7 = - 3,76 - 1/3 (-3,76) = - 2,50$ KN.m
- $M_1 = M_6 = - 8,51 - 1/3 (-8,51) = - 5,67$ KN.m
- $M_2 = M_5 = - 7 - 1/3 (-7) = - 4,66$ KN.m
- $M_3 = M_4 = - 3,14 - 1/3 (-3,14) = - 2,09$ KN.m

- **Augmentation de 1/3 pour le moment en travée**

On aura aux travées les résultats suivants :

- $M_{0-1} = M_{6-7} = 2,06 + (1/3 \times 2,06) = 2,75$ KN.m
- $M_{1-2} = M_{5-6} = 6,10 + (1/3 \times 6,10) = 8,13$ KN.m
- $M_{2-3} = M_{4-5} = -1,61 + [1/3 \times (-1,61)] = - 2,15$ KN.m
- $M_{3-4} = 3,99 + (1/3 \times 3,99) = 5,32$ KN.m

b. Calcul des efforts tranchants.

$$T(x) = \frac{ql_i}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Tableau III.4. Les efforts tranchants

Travée	L_i (m)	$q_i = q_{i+1}$ (KN.m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	T(x) KN	
					X = 0	X = L
0-1	3,5	5,235	- 3,76	- 8,51	7,81	-10,52
1-2	4,6	5,235	- 8,51	- 7	12,37	-11,71
2-3	2,2	5,235	- 7	- 3,14	7,51	-4,00
3-4	3,3	5,235	- 3,14	- 3,14	8,64	-8,64
4-5	2,2	5,235	- 3,14	- 7	4,00	-7,51
5-6	4,6	5,235	- 7	- 8,51	11,71	-12,37
6-7	3,5	5,235	- 8,51	- 3,76	10,52	-7,81

c. Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

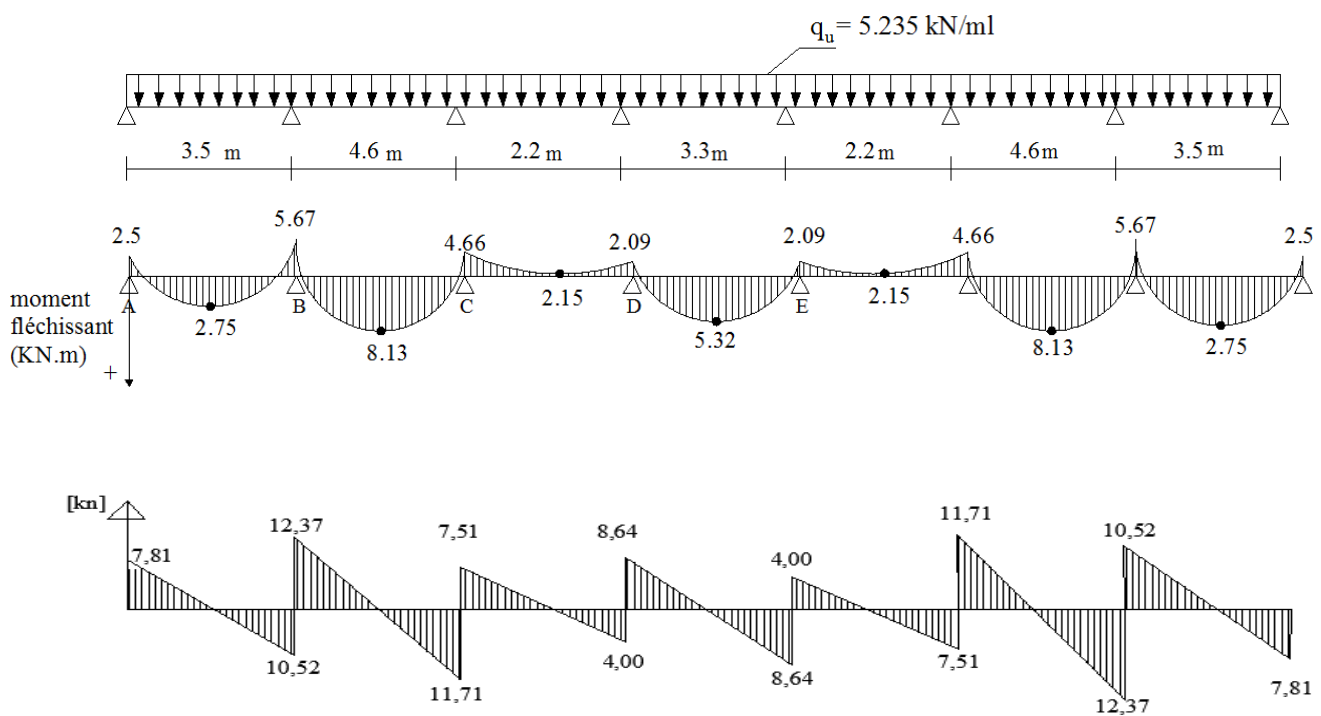


Fig. III.8. diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELU

• Conclusion

En terme de résultats, nous pouvons adoptés les valeurs suivantes

- $M_{ut}^{max} = 8,13 \text{ KN.m}$
- $M_{ua}^{max} = 5,67 \text{ KN.m}$
- $V_u^{max} = 12,37 \text{ KN}$

b.2. Ferrailage à l'ELU

Le ferrailage sera calculé à l'E.L.U avec les moments max en travée et aux appuis.
La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

- **b = 65 cm** ... largeur de la table de compression
- **h = 20 cm** ... hauteur totale de plancher
- **b₀ = 12 cm** ... largeur de la nervure
- **h₀ = 4 cm** ... épaisseur de la table de compression
- **c = 2 cm** ... enrobage des armatures inférieures
- **d = 18 cm** ... distance du centre de gravité des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée.

A- Calcul des armatures longitudinales**▪ En travée**

$$M_{ut}^{max} = 8,13 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la dalle de compression est :

$$M_{table} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{table} = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_{ut}^{max} = 8,13 \text{ [KN.m]} < M_{table} = 59,07 \text{ [KN.m]} \longrightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire (b×h=65×20).

$$\mu = \frac{M_{ut}^{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8,13 \times 10^6}{650 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,027 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{section simplement armée.}$$

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,102 \longrightarrow \beta = 0,987$.

$$A_t = \frac{M_{ut}^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,13 \times 10^6}{0,987 \times 180 \times 348} = 1,31 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

▪ **Aux appuis**

$$M_{ua}^{max} = 5,67 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ [cm]}$ et de hauteur $h = 20 \text{ [cm]}$.

$$\mu = \frac{M_{ua}^{max}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,67 \times 10^6}{120 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,102 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{section simplement armée}$$

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,102 \longrightarrow \beta = 0.946$.

$$A_a = \frac{M_{ua}^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,67 \times 10^6}{0,946 \times 180 \times 348} = 0,95 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{adoptée} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$.

B- Calcul des armatures transversales (article : A.7.22 B.A.E.L 91)

Le diamètre des armatures d'âme d'une poutrelle est donnée par :

$$\Phi_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_1 \right)$$

ϕ_1 : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\Phi_t = \min \left(\frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1,2 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

Soit $A_t = 2\text{HA}8$

C- Espacement des armatures

$St_{min} \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm})$.

$St_{min} \leq \min (16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$.

On prend $St = 15 \text{ [cm]}$.

Conclusion

En travée : $3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

Aux appuis : $2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$.

Les armatures transversales : $2\text{HA}8 = 1,00 \text{ cm}^2$.

b.3. Vérifications à l'ELU**a. Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art. A.4.2.1)**

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

- Aux appuis : $A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée

- En travées : $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée

b. Vérification au cisaillement : [BAEL 91/ Art 5.1.1]

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

avec : $\bar{\tau}_u = \min[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}] = 3,33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{12,37 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,57 \text{ MPa.}$$

Ce qui donne: $\tau_u = 0,57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow$ condition vérifiée.

c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ Art A.6.1 ,3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

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

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1,5$ (Barres de haute adhérence).

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 d \cdot \sum U_i} \quad \text{avec } (\sum U_i = n\pi\phi = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm}).$$

$$\tau_{se} = \frac{12,37 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,22 \text{ MPa}$$

Ce qui donne: $\tau_{se} = 1,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow$ condition vérifiée.

d. Influence de l'effort tranchant (BAEL 91 / Art. 5.1.3.13)**• Sur le béton**

On doit vérifier que : $V_u^{max} \leq 0,4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ avec : $a = 0,9d$

$$V_u^{max} \leq 0,4 \times 120 \times 0,9 \times 180 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-3} \longrightarrow V_{ut}^{max} \leq 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{max} = 12,37 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Sur les armatures

On doit vérifier que : $A_{adoptée} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{max} + \frac{M_{max}}{0,9.d})$ dans les zones suivants :

- Appuis de rive

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

$$A_{adoptée} = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} (12,37 \times 10^3 + \frac{2,50 \times 10^6}{0,9 \times 180}) = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée} = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,79 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaires

$$A_{adoptée} = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} (12,37 \times 10^3 + \frac{5,67 \times 10^6}{0,9 \times 180}) = 1,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée} = 1,57 \text{ cm}^2 > 1,36 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e. Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\phi$$

- Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm}$.
- Pour les HA 12 : $l_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm}$.

l_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4l_s$

- Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14$ cm.
- Pour les HA 12 : $L_c = 0,4 \times 42 = 16,8$ cm.

Finalement : La longueur $L_c = 20$ cm.

b.4. Calcul 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 .

- ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 5,235$ KN/ml
- ELS : $q_s = G + Q = 3,77$ KN /ml

$$q_s/q_u = 0.72$$

a. Calcul des moments fléchissant

❖ Moments aux appuis

- $M_0 = M_7 = - 2.50 \times 0,72 = -1,8$ KN.m
- $M_1 = M_6 = - 5.67 \times 0,72 = - 4,08$ KN.m
- $M_2 = M_5 = - 4.66 \times 0,72 = -3,36$ KN.m
- $M_3 = M_4 = - 2.09 \times 0,72 = - 1,50$ KN.m

❖ Moments en travées

- $M_{0-1} = M_{6-7} = 2,75 \times 0,72 = 1,98$ KN.m
- $M_{1-2} = M_{5-6} = 8,13 \times 0,72 = 5,85$ KN.m
- $M_{2-3} = M_{4-5} = - 2,15 \times 0,72 = - 1,55$ KN.m
- $M_{3-4} = 5,32 \times 0,72 = 3,83$ KN.m

❖ Calcul des efforts tranchants

$$V_s = V_u \times 0.72$$

Tableau III.5. Efforts tranchants

Travée	T(x) KN	
	X = 0	X= L
0-1	5,62	-7,57
1-2	8,91	-8,43
2-3	5,41	-2,88
3-4	6,22	-6,22
4-5	2,88	-5,41
5-6	8,43	-8,91
6-7	7,57	-5,62

b. Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

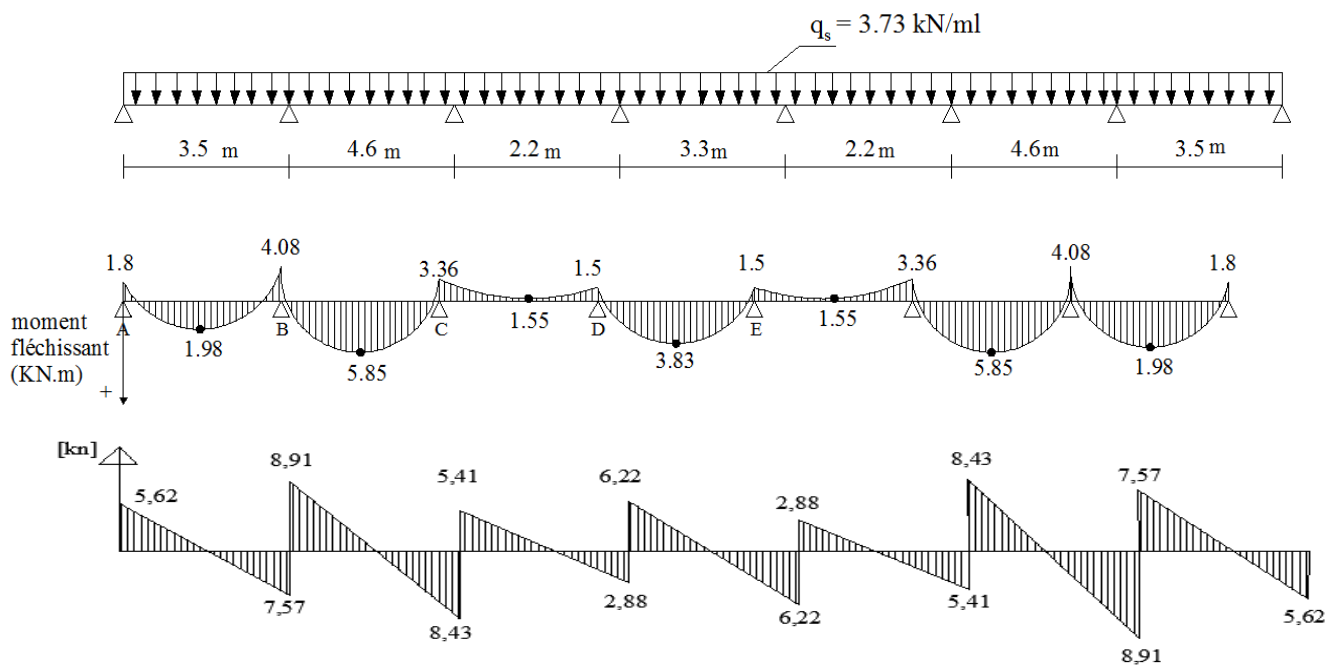


Fig. III.9. diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELS

Conclusion

$$M_{st}^{\max} = 5,85 \text{ KN.m .}$$

$$M_{sa}^{\max} = 4,08 \text{ KN.m .}$$

$$V_s^{\max} = 8,91 \text{ KN .}$$

b.5. Vérification à l'E.L.S**1. A l'état limite de compression du béton (Art.A.4.5.2/BAEL 91 révisées 99)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$ et $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

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

- **En travée**

$$M_{st}^{max} = 5,85 \text{ KN.m}$$

La section d'armature adoptée a l'ELU en travée est : $A_{st} = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,56$$

$$\rho_1 = 1,56 \longrightarrow \beta_1 = 0,837 \longrightarrow k_1 = 15,67$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{5,85 \times 10^6}{0,837 \times 180 \times 339} = 114,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{114,54}{15,67} = 7,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis**

$$M_{sa}^{max} = 4,08 \text{ KN.m .}$$

La section d'armature adoptée a l'ELU aux appuis est : $A_{sa} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,727$$

$$\rho_1 = 0,727 \longrightarrow \beta_1 = 0,877 \longrightarrow k_1 = 25,49$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{4,08 \times 10^6}{0,877 \times 180 \times 157} = 164,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{164,62}{25,49} = 6,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. A l'état limite d'ouverture des fissurations (Art.A.4.5.32 / BAEL 91 révisées 99)

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

3. Etat limite de déformation

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. Les règles de **BAEL (art B.6.5.1)** précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de Procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \end{array} \right.$$

h : Hauteur totale (20 cm).

L : Longueur max de la travée.

d : Hauteur utile de la section droite.

b₀ : Largeur de la nervure.

M₀ : Moment isostatique maximum.

M_t : Moment fléchissant maximum en travée.

A : Section des armatures.

- $\frac{h}{l} = \frac{20}{460} = 0,043 < \frac{1}{22,5} = 0,044 \longrightarrow \text{condition non vérifiée.}$
- $\frac{h}{l} = \frac{20}{460} = 0,04 < \frac{5,85}{15(1,8)} < 0,21 \longrightarrow \text{condition non vérifiée.}$
- $\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{339}{120 \times 180} = 0,015 > \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \longrightarrow \text{condition non vérifiée.}$

Conclusion

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

❖ Calcul de la flèche (Art. B6.5.1/ BAEL91)

$$\text{On doit vérifier que : } f = \frac{M_{st} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée

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

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

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

Avec:

I_0 : moment d'inertie total.

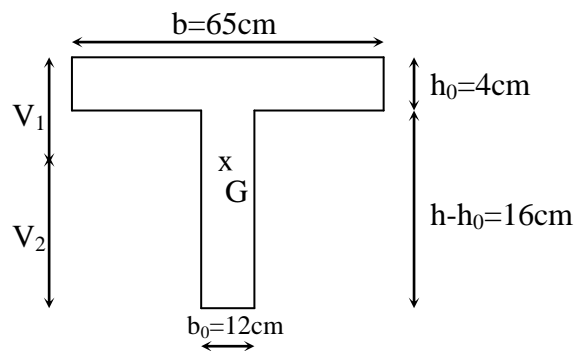


Fig. III.10. Section en Té

a. Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_{st}$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3,39 = 502,85 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 502,85 \text{ cm}^2$$

b. Calcul de V_1 et V_2

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à $x'x$:

$$S_{x'x} = \frac{b_0 \cdot h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15A_{st} \times d$$

$$S_{x'x} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18 = 3739,3 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{x'x}}{B_0} = \frac{3739,3}{502,85} = 7,44 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,44 = 12,56 \text{ cm.}$$

c. Calcul de I_0

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

$$I_0 = \frac{12}{3} [(7,44)^3 + (12,56)^3] + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7,44 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3,39 \times (12,56 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799,84 \text{ cm}^4$$

Aussi:

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

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,016$$

d'où :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{0,016 \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 1,03$$

Et :

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

- **Calcul σ_s**

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,016 \longrightarrow \beta_1 = 0,978$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{5,85 \times 10^6}{0,978 \times 180 \times 339} = 98,03 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,016 \times 98,03 + 2,1} ; 0\right) = 0,561$$

$$\longrightarrow I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 21799,84}{1 + (0,561 \times 1,03)} = 15197,98 \text{ cm}^2$$

Au final :

$$f_v = \frac{M_{st} l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{5,85 \times 10^6 \times (4600)^2}{10 \times 10818,86 \times 15197,98 \times 10^4} = 7,5 \text{ mm}$$

$$f_v = 0,75 \text{ cm.}$$

$$f_v = 0,75 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0,92 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes, alors les poutrelles seront ferraillées comme suite :

- **Appuis : 2 HA10.**
- **Travée : 3 HA 12 .**
- **Armatures transversales : 2HA8 avec un espacement de 15 cm.**

III.3. Calcul de porte à faux

Un porte à faux est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

- $e_p \geq \frac{l}{10}$ avec l : longueur de balcon
- $e_p \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$

On prend **$e=15\text{cm}$**

III.3.1. Charges et surcharges

a. Charges permanentes

- ✓ charge permanente de la dalle : **$G = 5,31 \text{ KN/m}^2$**
- ✓ le poids du mur extérieur en briques creuses :

Tableau III.6. poids du mur

Eléments	Epaisseur (m)	ρ [KN/m ³]	Charge G[KN/m ²]
Briques creuses	0,1	9	0,9
Enduit extérieur	0,02	18	0,36
Enduit intérieur	0,02	18	0,36
			$G = 1,62$

b. Surcharges d'exploitations

Surcharge d'exploitation de la dalle : $Q=3,5\text{KN/m}^2$

Charge horizontale due à la main courante $Q_m = 1\text{KN/m}^2$

III.3.2. Combinaisons des charges

• A l'E.L.U

- pour la dalle : $q_{u1} = (1,35G + 1,5Q).1\text{m} = [(1,35 \times 5,31) + (1,5 \times 3,5)] \times 1 = \mathbf{12,418\text{KN/m}}$
- main courante $q_{um} = (1,5 \times Q_m).1\text{m} = (1,5 \times 1) \times 1 = \mathbf{1,5\text{KN/m}}$
- mur extérieur $q_{u2} = (1,35 \times G').1\text{m} = (1,35 \times 1,62) \times 1 = \mathbf{2,187\text{KN/m}}$

• A l'E.L.S

- pour la dalle $q_{s1} = (G + Q).1\text{m} = (5,31 + 3,5) \times 1 = \mathbf{8,81 \text{ KN/m}}$
- main courante $q_{sm} = \mathbf{1\text{KN/m}}$
- mur extérieur $q_{s2} = \mathbf{1,62\text{KN/m}}$

1. Calcul des moments

Le porte à faux sera calculé comme une section rectangulaire (100x15) cm² soumise à la flexion simple. Le calcul est fait pour une bande de 1ml.

$$M_u = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} + q_{u2} \cdot l + q_{um} \cdot l$$

$$M_u = \frac{12,418 \times (1,5)^2}{2} + (2,187 \times 1,5) + (1,5 \times 1,5) = 19,500 \text{ KN.m}$$

2. L'effort tranchant

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2}$$

$$V_u = (12,418 \times 1,20) + 2,187 = 20,814 \text{ KN}$$

III.3.3. Ferrailage

a. Armatures principales

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{19,500 \times 10^6}{1000 \times (120)^2 \times 14,2} = 0,095$$

$$\mu_u = 0,095 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée).}$$

$$\mu_u = 0,095 \rightarrow \beta = 0,951$$

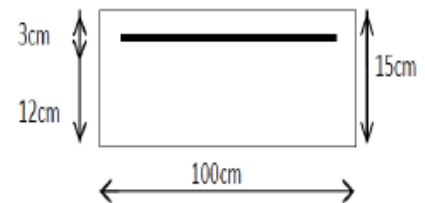
$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{19,500 \times 10^2}{0,951 \times 12 \times 34,8} = 4,91 \text{ cm}^2$$

On adopte pour: $A_s = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec : $St = 20 \text{ cm}$

b. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_r = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$ avec : $St = 20 \text{ cm}$.



III.3.4. Vérifications à l'E.L.U

1. Condition de non fragilité

On doit vérifier que $A_{\min} < A_s$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 0,21}{40} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 < A_s = 4,91 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

2. Vérification de la condition de l'adhérence des barres :

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

On a :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{20,815 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,4} = 1,022 \text{ MPa} \quad \text{avec } (\sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}).$$

Ce qui donne : $\tau_{se} = 1,022 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$

3. Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{avec : } \bar{\tau}_u = \min[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}] = \min[0,15 \times \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{20,814 \times 10^3}{10^3 \times 120} = 0,173 \text{ MPa.}$$

Ce qui donne : $\tau_u = 0,173 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$

4. Vérification de l'écartement des barres

- **Pour les armatures principales**

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min[(3 \times 15); 33\text{cm}] = 33\text{cm}$$

On a : $S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$

- **Pour les armatures de répartition**

$$S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = \min[(4 \times 15); 45\text{cm}] = 45\text{cm}$$

On a : $S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$

III.3.5. Vérification à l'E.L.S

La fissuration étant préjudiciable

a. Moment fléchissant

$$M_s = \frac{q_{s1} \cdot l^2}{2} + q_{s2} \cdot l + q_{sm} \cdot l$$

$$M_s = \frac{8,81 \times (1,5)^2}{2} + (1,62 \times 1,5) + (1 \times 1,5) = 13,841 \text{ KN.m}$$

1. Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

β_1 et k_1 en fonction de ρ_1 avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = 0,470 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,896 \\ k_1 = 33,08 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{13,841 \times 10^6}{0,896 \times 120 \times 565} = 227,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{227,84}{33,08} = 6,88 \text{ MPa}$$

ce qui donne :

$$\sigma_{bc} = 6,88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right] = \min \left[\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min [266,66 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}] = \mathbf{201,63 \text{ MPa}}$$

ce qui donne :

$$\sigma_s = 227,84 < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3. Vérification de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\square \quad \frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\square \quad \frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{M_s}{10 M_0} = \frac{13,841}{10 \times 13,841} = 0,1 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\square \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

Conclusion

Le ferrailage retenu est le suivant :

- Armatures principales : 5HA12 avec $S_t = 20 \text{ cm}$
- Armatures de répartition : 5HA8 avec $S_t = 20 \text{ cm}$

III.4. Calcul des escaliers

Les escaliers sont en béton armé coulé sur place. Ils sont constitués de paillasse et paliers, assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

III.4.1. Escalier droit

Il est composé de 2 volées avec un palier de repos.

Terminologie :

- g : Giron
- H : Hauteur de la volée
- h : Hauteur de la contre marche
- L : La longueur de la contre marche
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.

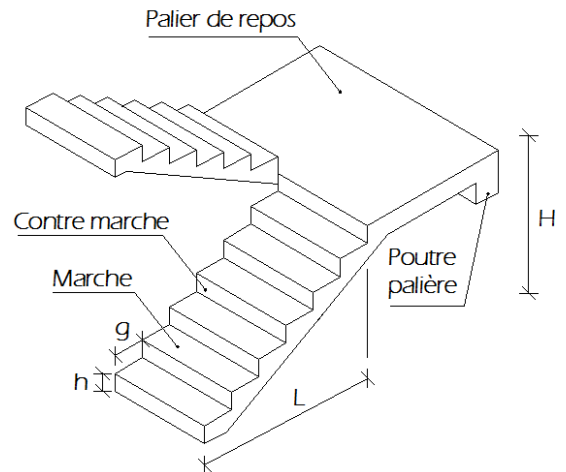


Fig.11. Schéma des escaliers

III.4.2. Calcul de l'escalier

1. Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement des marches et contre marches se fera par la formule de « BLONDEL » :

$$60\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$$

avec :

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

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

- Nombre de contre marches (n) : $n = \frac{H}{h}$
- Nombre de marches (m) : $m = n - 1$
- Giron (g) : $g = \frac{L_1}{n - 1}$
- L' emmarchement doit être $\geq 1,20 \text{ m}$
- La profondeur du palier de repos est :
 $L_2 \geq 1,10 \text{ m}$ ou $L_2 \geq 3.g$

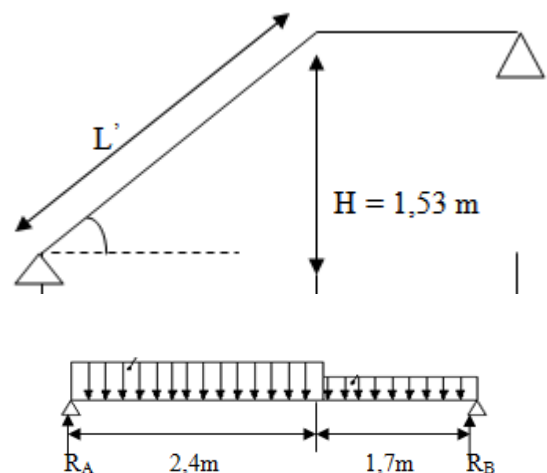


Fig.III.12. Schéma statique d'escalier droit

Application

Soit : $H = 153 \text{ cm}$.

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

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

$$g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

on prend : $G = 30 \text{ cm}$.

$$60 \text{ cm} \leq (g + 2h) = 30 + (2 \times 17) \leq 64 \Rightarrow 60 \text{ cm} \leq 64 \leq 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

L'emmarchement est de $1,40 \text{ m} > 1,20 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

La profondeur du palier de repos est :

$$L_2 = 1,7 \text{ m} > 1,10 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier

Soit « e_p » épaisseur de la paillasse et du palier donné par :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

- L_0 : Portée de la travée entre deux appuis $L_0 = L_2 + L'$.
- L_1 : Longueur projetée de la paillasse.
- L' : Longueur réelle de la paillasse.
- $\text{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{1,53}{2,4} = 0,6375 \longrightarrow \alpha = 32,51$
- $L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32,51} = 284,60 \text{ cm}$
- $L_0 = L_2 + L' = 170 + 284,60 = 454,60 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } \frac{454,60}{30} \leq e_p \leq \frac{454,60}{20} \longrightarrow 15,15 \text{ cm} < e_p < 22,73 \text{ cm.}$$

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

3. Détermination des sollicitations de calcul

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

➤ Charges permanentes

Tableau III.7. Charge revenant au paillasse

Eléments	Equation	Charge G [KN/ml]
Paillasse	$\frac{e_p \times \gamma_b}{\cos \alpha} = \frac{0,18 \times 25}{\cos 32,51}$	5,33
Marche	$\frac{h \times \gamma_b}{2} = \frac{0,17 \times 25}{2}$	2,12
Revêtements		
- Carrelage	$e \times \gamma_b \times 1m = 0,02 \times 20 \times 1m$	0,40
- Mortier	$e \times \gamma_b \times 1m = 0,02 \times 20 \times 1m$	0,40
- Enduit de ciment	$e \times \gamma_b \times 1m = 0,02 \times 22 \times 1m$	0,44
- Garde du corps	0,2x1m	0,20
- Couche de sable	$e \times \gamma_b \times 1m = 0,02 \times 18$	0,36
		G_t = 9,25 KN/ml

III.8. Charge revenant au palier

Eléments	Equation	Charge G [KN/ml]
Palier	$e_p \times \gamma_b \times 1m = 25 \times 0,18 \times 1$	4,5
Revêtements		
- Carrelage	$e \times \gamma_b \times 1m = 0,02 \times 20 \times 1m$	0,40
- Mortier	$e \times \gamma_b \times 1m = 0,02 \times 20 \times 1m$	0,40
- Enduit de ciment	$e \times \gamma_b \times 1m = 0,02 \times 22 \times 1m$	0,44
- Couche de sable	$e \times \gamma_b \times 1m = 0,02 \times 18$	0,36
		G_t = 6,1 KN/ml

➤ Surcharge d'exploitation

La surcharge d'exploitation des escaliers est :

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

4. Combinaison des charge

➤ A L' ELU

- Paillasse : $q_{u \text{ paillasse}} = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 9,25) + (1,5 \times 2,5) = 16,22 \text{ KN/ml}$
- palier : $q_{u \text{ palier}} = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 6,1) + (1,5 \times 2,5) = 11,99 \text{ KN/ml}$

5. Efforts internes

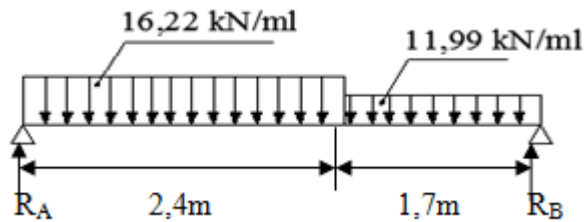


Fig. III.13. schéma statique de chargement d'un escalier droit à l'ELU

III.4.3. Etat limite ultime

1. Calcul des réactions d'appuis

$$- \sum F/x = 0$$

$$- \sum F/y = R_A + R_B - (16,22 \times 2,4) - (11,99 \times 1,7) = 0$$

$$= R_A + R_B - 59,311 \longrightarrow R_A + R_B = 59,311 \text{ KN}$$

$$- \sum M/A = R_B \times 4,1 - (16,22 \times \frac{2,4^2}{2}) - [(11,99 \times 1,7)] \times 3,25 = 0$$

$$= 4,1 R_B = 112,95 \longrightarrow R_B = 27,55 \text{ KN.}$$

D'où:

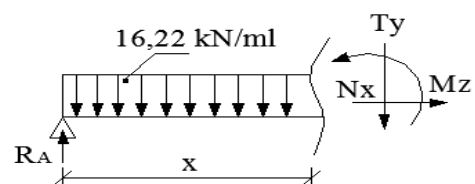
$$R_A = 59,311 - R_B \longrightarrow R_A = 31,75 \text{ KN.}$$

2. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$

$$- T_y = -16,22x + 31,75.$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} x = 0 \longrightarrow T_y = 31,75 \text{ KN.} \\ x = 2,4 \text{ m} \longrightarrow T_y = -7,18 \text{ KN.} \end{cases}$$



$$- M_z = -16,22 \times \frac{x^2}{2} + 31,75x.$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} x = 0 \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.} \\ x = 2,4 \text{ m} \longrightarrow M_z = 29,51 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

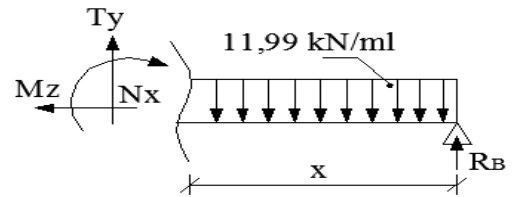
- 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,7 \text{ m}$

- $T_y = 11,99x - 27,55$.

pour : $\begin{cases} x = 0 \longrightarrow T_y = -27,55 \text{ KN.} \\ x = 1,7 \text{ m} \longrightarrow T_y = -7,18 \text{ KN.} \end{cases}$

- $M_z = -11,99 \times \frac{x^2}{2} + 31,75x$.

Pour: $\begin{cases} x = 0 \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.} \\ x = 1,7 \text{ m} \longrightarrow M_z = 29,51 \text{ KN.m.} \end{cases}$



✓ **Moment maximum**

$T_y = 0 \longrightarrow M_z = \max$

$T_y = -16,22x + 31,75 = 0 \longrightarrow x = 1,96 \text{ m}$

$M(1,96\text{m}) = -16,22 \times \frac{(1,96)^2}{2} + 31,7(1,96) = 31,07 \text{ KN.m}$

D'où

$M_z^{\max} = 31,07 \text{ KN.m}$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{\max} = -9,32 \text{ KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{\max} = 26,41 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés sont motionnés sur la sur le diagramme ci-dessous :

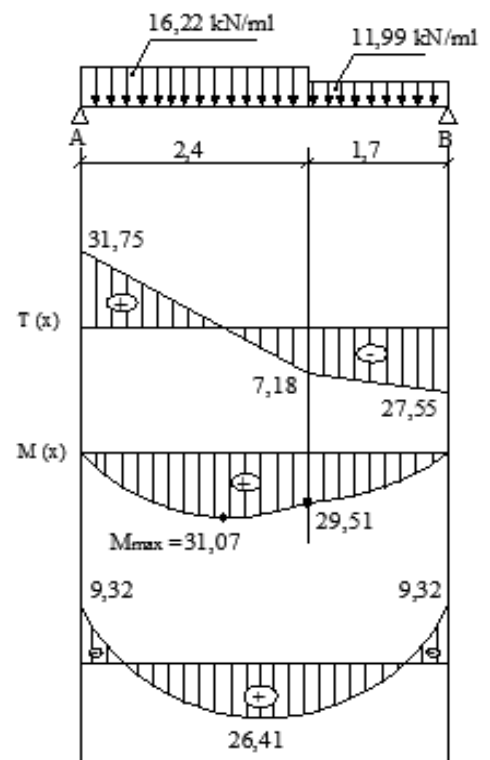


Fig.III.14. Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELU

IV.4.4. Calcul des armatures**A. Aux appuis**

$$M_{ua} = 9,32 \text{ KN.m}$$

A.1. Armatures principales

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,32 \times 10^6}{1000 \cdot (160)^2 \cdot 14,2} = 0,026$$

$$\mu_a = 0,026 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{section simplement armée (S.S.A).}$$

Section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.026 \rightarrow \beta = 0.987$.

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9,32 \times 10^6}{0,987 \times 160 \times 348} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\text{adopté}} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } s_t = 20 \text{ cm}$$

A.2. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte : } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } s_t = 25 \text{ cm}$$

B. En travées

$$M_{ut} = 26,41 \text{ KN.m}$$

B.1. Armatures principales

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26,41 \times 10^6}{1000 \cdot (160)^2 \cdot 14,2} = 0,072$$

$$\mu_a = 0,072 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{section simplement armée (S.S.A).}$$

section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.072 \rightarrow \beta = 0.963$.

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{26,41 \times 10^6}{0,963 \times 160 \times 348} = 4,92 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\text{adopté}} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec : $s_t = 20 \text{ cm}$

B.2. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte : $4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec $s_t = 25 \text{ cm}$

III.4.5. Vérifications à l'ELU

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

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,932 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,932 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée

- En travées : $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,932 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée

b. Espacement des barres

b.1. En travée

▪ Armatures principales

$S_t = 20 \text{ cm} < \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée

▪ Armatures de répartition

$S_t = 25 \text{ cm} < \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée

b.2. Aux appuis

▪ Armatures principales

$S_t = 20 \text{ cm} < \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée

▪ Armatures de répartition

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

a. Vérification au cisaillement : [BAEL 91/Art 5.1.2]

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{avec : } \bar{\tau}_u = \min\left[0,2 \times \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{31,75 \times 10^3}{10^3 \times 160} = 0,19 \text{ MPa.}$$

Ce qui donne : $\tau_u = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ Art A.6.1 ,3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

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

ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\psi_s = 1,5$ (Barres de haute adhérence).

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum u_i} \quad \text{avec } (\sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}).$$

$$\tau_{se} = \frac{31,75 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 188,4} = 1,70 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\tau_{se} = 1,70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$

c. Influence de l'effort tranchant

❖ **Au niveau des appuis (BAEL 91 / Art. 5.1,3)**

$$A_{st} \text{ adopté} > A_{st} \text{ ancrer} = \frac{\gamma_s V_{\max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 31,75}{400} \times 10 = 0,91 \text{ cm}^2$$

$A_{st} \text{ adopté} = 5,65 \text{ cm}^2 > 0,91 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$

Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

d. Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,2) :

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25$ MPa, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\phi$$

- Pour les HA 12 : $l_s = 35 \times 1,2 = 42$ cm.

l_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4 l_s$

- Pour les HA 12 : $L_c = 0,4 \times 42 = 16,8$ cm.

Finalement : La longueur $L_c = 20$ cm.

III.4.6. état limite de service

- **Combinaison des charges**

- Paillasse : $q_{s \text{ paillasse}} = G + Q = 9,25 + 2,5 = 11,75$ KN/ml
- Palier : $q_{s \text{ palier}} = G + Q = 6,1 + 2,5 = 8,6$ KN/ml

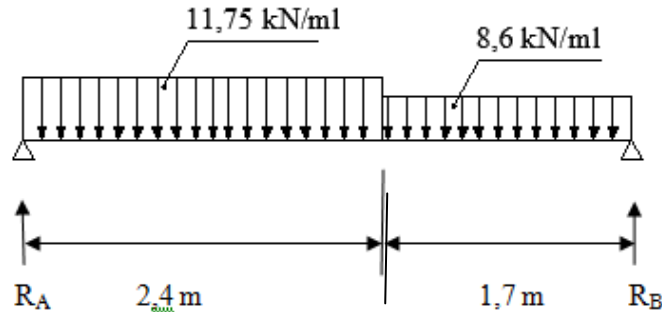


Fig. III.15. Schéma statique de chargement d'un escalier droit à l'ELS

1. Calcul des réactions d'appuis

$$- \sum F/x = 0$$

$$- \sum F/y = R_A + R_B - (11,75 \times 2,4) - (8,6 \times 1,7) = 0$$

$$R_A + R_B - 42,82 \longrightarrow R_A + R_B = 42,82 \text{ KN}$$

$$- \sum M/A = R_B \times 4,1 - (11,75 \times \frac{2,4^2}{2}) - [(8,6 \times 1,7)] \times 3,25 = 0$$

$$4,1 R_B = 81,355 \longrightarrow R_B = 19,84 \text{ KN.}$$

D'ou:

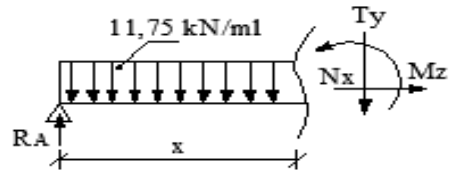
$$R_A = 42,82 - R_B \longrightarrow R_A = 22,98 \text{ KN.}$$

2. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$

$$T_y = -11,75x + 22,98.$$

$$\text{pour } \begin{cases} x = 0 \longrightarrow T_y = 22,98 \text{ KN.} \\ x = 2,4 \text{ m} \longrightarrow T_y = -5,22 \text{ KN.} \end{cases}$$



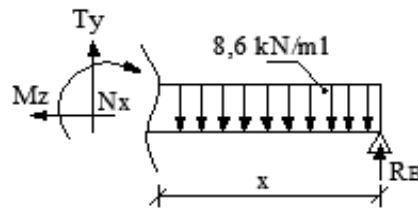
$$M_z = -11,75 \times \frac{x^2}{2} + 22,98 x.$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} x = 0 \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.} \\ X = 2,4 \text{ m} \longrightarrow M_z = 21,31 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,7 \text{ m}$:

$$T_y = 8,6x - 19,84.$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} x = 0 \longrightarrow T_y = -19,84 \text{ KN.} \\ x = 1,7 \text{ m} \longrightarrow T_y = -5,22 \text{ KN.} \end{cases}$$



$$M_z = -8,6 \times \frac{x^2}{2} + 19,84 x.$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} x = 0 \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.} \\ X = 1,7 \text{ m} \longrightarrow M_z = 21,31 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

✓ Moment maximum

$$T_y = 0 \longrightarrow M_z = \max$$

$$T_y = -11,75x + 22,98 = 0 \longrightarrow x = 1,96 \text{ m}$$

$$M(1,96\text{m}) = -11,75 \times \frac{(1,96)^2}{2} + 22,98(1,96) = 22,47 \text{ KN.m}$$

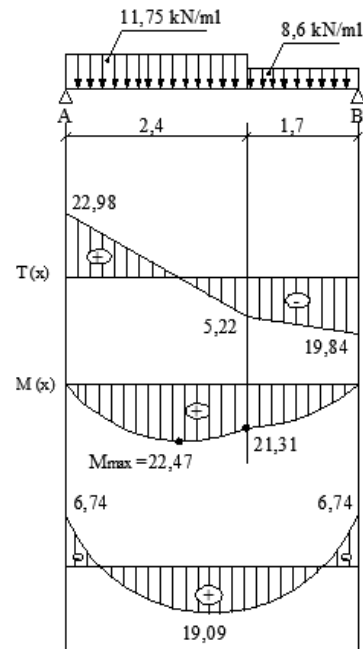
$$M_z^{\max} = 22,47 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{\max} = -6,47 \text{ KN.m}$
- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{\max} = 19,09 \text{ KN.m}$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

Fig. III.16. Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS



III.4.7. Vérification à l'E.L.S

1. A l'état limite de compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$ et $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

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

- **En travée**

$$M_t = 19,09 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 16} = 0,353$$

$$\rho_1 = 0,353 \longrightarrow \beta_1 = 0,907 \longrightarrow k_1 = 38,89$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_{1,d}.A_t} = \frac{19,09 \times 10^6}{0,907 \times 160 \times 565} = 232,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{232,82}{38,89} = 5,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis**

$$M_a = 6,74 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 16} = 0,245$$

$$\rho_1 = 0,245 \longrightarrow \beta_1 = 0,921 \longrightarrow k_1 = 48,29$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_{1,d}.A_a} = \frac{6,74 \times 10^6}{0,921 \times 160 \times 565} = 80,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{80,95}{48,29} = 1,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. A l'état limite d'ouverture des fissurations

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

3. Etat limite de déformation

Avant de faire la vérification à la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right. \quad \text{avec : } M_0 = \frac{q_u.l^2}{8} = \frac{11,75 \times (4,1)^2}{8} = 24,69 \text{ KN.m}$$

$$\blacksquare \quad \frac{h}{l} = \frac{16}{410} = 0,04 < \frac{1}{16} = 0,06 \longrightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\blacksquare \quad \frac{h}{l} = \frac{16}{410} = 0,04 < \frac{19,09}{10(24,69)} < 0,07 \longrightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\blacksquare \quad \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{565}{1000 \times 160} = 0,003 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

4. Calcul de la flèche (BAEL 91/ Art B.6.5,2)

$$f_v = \frac{M_v l^2}{10 E_v I_{fv}} < \bar{f} \quad \text{Avec: } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{410}{500} = 0,82 \text{ cm}$$

- M_s : Moment fléchissant maximal à l'ELS.
- E_v : Module de déformation différé. ($E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$).
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif de la section pour les déformations respectivement de longue et courte durée tel que :

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

$$\text{Avec: } I_0 = \frac{b_0}{3} [V_1^3 + V_2^3] + 15(V_2 - c)^2 \cdot A_t$$

$$\text{Où : } V_1 = \frac{S_{ix'x}}{B_0}; \quad V_2 = h - V_1$$

I_0 : moment d'inertie total.

$S_{x'x}$: Moment statique par rapport à l'axe xx' , tel que :

$$S_{x'x} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 16$$

$$S_{ix'x} = 17556 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = B + (n \times A) = (b \times h) + (n \times A) = (100 \times 18) + (15 \times 5,65)$$

$$B_0 = 1884,75 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{S_{x'x}}{B_0} = \frac{17556}{1884,75} = 9,31 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,31 = 8,69 \text{ cm}.$$

Donc:

$$I_0 = \frac{100}{3} [(9,31)^3 + (8,69)^3] + 15 (8,69 - 2)^2 \times 5,65$$

$$I_0 = 52566,05 \text{ cm}^4.$$

Aussi:

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{5,65}{100 \times 16} = 0,003$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,003 \longrightarrow \beta_1 = 0,985$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{19,09 \times 10^6}{0,985 \times 160 \times 565} = 214,38 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,003 \left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right)} = 7 \longrightarrow \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 7 = 2,8$$

Et :

$$\mu = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,003 \times 214,38 + 2,1} \right] = 0,213 \longrightarrow$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 52566,05}{1 + (0,213 \times 2,8)} = 36220,65 \text{ cm}^2$$

Au final :

$$- f_v = \frac{M_t l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{19,09 \times 10^6 \times (4100)^2}{10 \times 10818,86 \times 36220,65 \times 10^4} = 8,1 \text{ mm}$$

$$f_v = 0,81 \text{ cm.}$$

$$- f_v = 0,81 \text{ cm} < \bar{f} = 0,82 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

Le ferrailage retenu est le suivant :

- **En travée Aux appuis**

Armatures principales : 5HA12 avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition : 4HA10 avec $S_t = 25 \text{ cm}$

- **En travée**

Armatures principales : 5HA12 avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition : 4HA10 . avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.5. La poutre palière

C'est une poutre de section rectangulaire, encastrée à ces deux extrémité :

1. Pré dimensionnement

Les dimensions de la poutre sont donnée par les formules suivantes :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

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

Avec :

- h : Hauteur de la poutre
- L_{\max} : Longueur libre de la poutre entre neouds d'appuis
- b : Largeur de la poutre
- $L_{\max} = 3,00$ m

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \longrightarrow 20\text{cm} \leq h \leq 30\text{cm}$$

On opte pour h = 30cm.

a. Largeur de la poutre

On a :

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

$$0,4(30) \leq b \leq 0,7h(30) \longrightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On opte pour : b=25cm

Section adoptée : **Poutre palière : (25×30) cm²**

b. Vérification des sections sur RPA :(Article 7 . 5. 1)

- $h \geq 30\text{cm} \longrightarrow 30 \geq 30\text{cm} \longrightarrow$ **condition vérifiée**
- $b \geq 20\text{cm} \longrightarrow 25 \geq 20\text{cm} \longrightarrow$ **condition vérifiée**
- $\frac{h}{b} \leq 4 \longrightarrow \frac{30}{25} = 1,2 < 4 \longrightarrow$ **condition vérifiée**

2. Détermination des charges et surcharges

-Poids propre de la poutre palière : $G_1 = 0,3 \times 0,25 \times 25 = 1,875 \text{ Kn/ml}$

-Poids du mur extérieur : $G_2 = (3,06 - 0,40) \times 2,36 = 6,28 \text{ Kn/ml}$

-Réaction au point B à l'ELU : $R_B = Q_u = 27,55 \text{ Kn/ml}$

-Réaction au point B à l'ELS : $R_B = Q_s = 19,84 \text{ Kn/ml}$

3. Combinaisons de charges et surcharges

➤ A l'ELU

$$q_u = 1,35G + Q_u = 1,35(G_1 + G_2) + 27,55$$

$$q_u = 1,35(1,875 + 6,28) + 27,55 = 38,56 \text{ Kn/ml}$$

➤ A l'ELS

$$q_s = (G_1 + G_2) + Q_s = (1,875 + 6,28) + 19,84 = 27,99 \text{ Kn/ml}$$

4. Calcul à l'ELU

a. Détermination des efforts interne

a.1. Moment isostatique

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{38,56 \times (3,00)^2}{8} = 43,38 \text{ Kn.m}$$

a.2. Effort tranchant

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{38,56 \times 3,00}{2} = 57,84 \text{ Kn}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura:

-En travée : $M_t = 0,85 M_0 = 0,85(43,38) = 36,87 \text{ Kn.m}$

-En appuis : $M_a = -0,3M_0 = -0,3(43,38) = -13,01 \text{ Kn.m}$

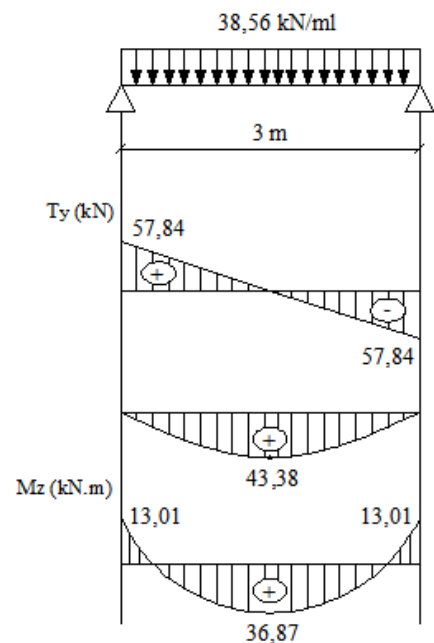


Fig. III.17. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

5. Ferrailage (calcul des armatures)

- En travée

$$h = 30\text{cm} ; b = 25\text{cm} ; d = 28\text{cm} ; c = 2\text{cm}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{36,87 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = \mathbf{0,132}$$

$$\mu_t = 0,132 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{Section Simplement Armée (S.S.A)}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0\text{cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,132 \rightarrow \beta = 0,929$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{36,87 \times 10^3}{0,929 \times 28 \times 348} = \mathbf{4,07\text{cm}^2}$$

Soit:

$$A_{\text{adoptée}} = \mathbf{3HA14 = 4,62\text{cm}^2}$$

- Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13,01 \times 10^6}{250 \times (280)^2 \times 14,2} = 0,04$$

$$\mu_a = 0,04 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S. S. A}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_{sc} = 0\text{cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,04 \rightarrow \beta = 0,980$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13,01 \times 10^3}{0,980 \times 28 \times 348} = \mathbf{1,36\text{cm}^2}$$

Soit:

$$A_{\text{adoptée}} = \mathbf{3HA10 = 2,35\text{cm}^2}$$

6. Vérification à l'ELU

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

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 28 \times 30 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{1,01\text{cm}^2}$$

- **En travée**

$$A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Aux appuis**

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

b. Vérification au cisaillement (BAEL 91/Art.5.1.2.11)

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \mathbf{3,33 \text{ Mpa}}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{57,84 \times 10^3}{300 \times 280} = \mathbf{0,68 \text{ Mpa}}$$

$\tau_u = 0,68 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \rightarrow$ **La condition est vérifiée, pas de risque de cisaillement.**

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

Il faut vérifier que : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

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

Avec:

ψ_s : Coefficient de scellement (en fonction de la nuance d'acier)

$\psi_s = 1,5$ (barres de haute adhérence)

Donc :

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 \text{ Mpa.}}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum u_i}$$

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

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \varnothing = 3 \times 3,14 \times 14 = \mathbf{131,88 \text{ mm.}}$$

$$\tau_{se} = \frac{57,84 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 131,88} = \mathbf{1,74 \text{ Mpa}}$$

$$\tau_{se} = 1,74 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Y'a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Ancrage des barres (BAEL 91/Art 6.1.2)

Pour les aciers à haute adhérence Fe E400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, la longueur de scellement

-Pour les HA14 : $l_s = 35 \times 1,4 = 49 \text{ cm}$ (en travée)

-Pour les HA10 : $l_s = 35 \times 1 = 35 \text{ cm}$ (aux appuis)

L_s : dépasse la largeur des poteaux ; il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets et de $L_c = 0,4 L_s$.

-Pour les HA14 : $L_c = 0,4 \times 49 = 19,6 \text{ cm}$

-Pour les HA10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$

Finalement : la longueur $L_c = 20 \text{ cm}$

e. Influence de l'effort tranchant

1. Au niveau des appuis [BAEL 91/Art 5.1.3]

$$A_{st \text{ adoptée}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s}{f_e} V_u = \frac{1,15 \times 57,4 \times 10^3}{400 \times 10^2} = \mathbf{1,66 \text{ cm}^2}$$

$A_{st \text{ adoptée}} = 4,62 \text{ cm}^2 > 1,66 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$. Donc les armatures inférieure ancrées sont suffisantes.

2. Sur le béton [BAEL 91/Art A.5.1.3.13]

$$\frac{2V_u}{f_e 0,9d} < \frac{0,8 f_{t28}}{\gamma_b} \rightarrow \frac{2 \times 57,84 \times 10^3}{400 \times 0,9 \times 280} = 1,14 \text{ Mpa} < \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ Mpa}$$

condition vérifiée

f. Armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi < \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 14 ; 10 ; 25 \} = 10 \text{ cm}$$

Donc : $\phi = 8 \text{ mm}$

On opte pour une section d'armatures : **4HA8 = 2,01cm²** (un cadre et un étrier)

g. Espacement maximale des armatures transversales (BAEL91/Art 6.1.2)

$$S_{tmax} < \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min(25,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 25,2 \text{ cm}$$

Donc : **S_{tmax} = 20cm**

h. Exigences du RPA 99 (Art.7.5.2)**1. Armatures longitudinales (Art.7.5.2.1)**

Le % total minimum des acier longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$-A_{\text{tot}} = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}10 = 4,62 + 2,35 = 6,97 \text{ cm}^2$$

$$-0,5\% \text{ de la section} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 25 = 3,75 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_{\text{tot}} = 6,97 \text{ cm}^2 > 0,5\% \text{ de la section} = 3,75 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2)

$$A_{\text{min}} = 0,003 \times s_x \times b = 0,003 \times 20 \times 25 = 1,5 \text{ cm}^2 > A_{\text{st adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Zone nodale**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) = \min \left\{ \frac{30}{4} ; 12(10) \right\} = (7,5 ; 120) = \mathbf{7,5 \text{ cm}}$$

Soit :

$$\mathbf{S_t = 7 \text{ cm}}$$

- **Zone courante**

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

Soit :

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

7. Calcul à l'ELS

a. Détermination des efforts internes

1. Moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_s}{8} l^2 = \frac{27,99 \times (3,00)^2}{8} = 31,48 \text{ Kn.m}$$

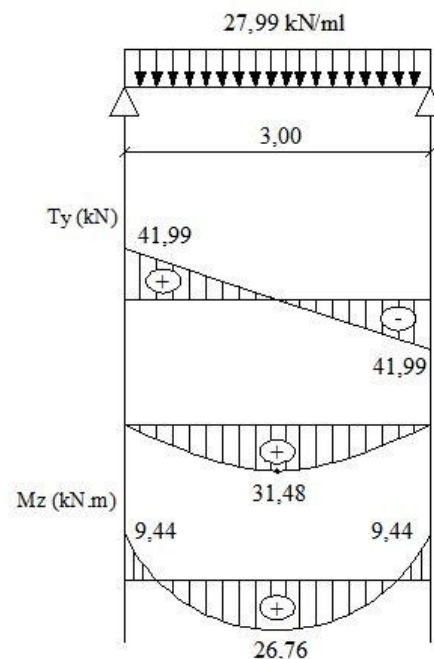
2. Effort tranchant

$$T_s = \frac{q_s}{2} l = \frac{27,99 \times (3,00)}{2} = 41,99 \text{ Kn}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

- **En travée :** $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 31,48 = 26,76 \text{ Kn.m}$
- **Aux appuis :** $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 31,48 = 9,44 \text{ Kn.m}$

Fig. III.18. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.



8. Vérification à l'ELS

1. Etat limite de compression du béton

➤ En travée

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = \mathbf{15\text{Mpa}}$
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$
- $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 28} = \mathbf{0,030}$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,030 \rightarrow \beta_1 = 0,970$; $K_1 = 151,7$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{26,76 \times 10^6}{0,970 \times 280 \times 4,62 \times 10^6} = \mathbf{213,26\text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{213,26}{151,7} = \mathbf{1,40\text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{bc} = 1,40\text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

➤ Aux appuis

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 28} = \mathbf{0,335}$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,335 \rightarrow \beta_1 = 0,910$; $K_1 = 40,085$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{9,44 \times 10^6}{0,910 \times 280 \times 2,35 \times 10^2} = \mathbf{157,65\text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{157,65}{40,085} = \mathbf{3,93\text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{bc} = 3,93\text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ Mpa} \rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures

La poutre palière n'est pas exposée au milieu agressif, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire (**A.4.5.3.3 du BAEL 91**).

3. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 91/Art B.6.5.1**)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\text{D'où : } \frac{h}{l} = \frac{30}{300} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{300} = 0,1 > \frac{26,76}{10 \times 31,48} = 0,085 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{4,62}{25 \times 28} = 0,006 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (la flèche est vérifiée).

Conclusion

- Armatures longitudinales :
 .Armatures supérieures (aux appuis) :3HA10.
 .Armatures inférieurs (en travée) : 3HA14.
- Armatures transversales :
 .Un cadre et un étrier en HA8.

Introduction

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.

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

IV.1. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors d'une action sismique.

L'étude dynamique, a pour objectif la détermination du comportement de la structure sous sollicitation dynamique, en tenant compte de certains paramètres à savoir la masse et la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.2. Méthode de calcul

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1. Méthode statique équivalente

- Principe de la méthode

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale

- Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse (RPA)

Les paramètres du spectre de réponse sont les suivantes :

Tableau IV.1. Paramètres du spectre de réponse

Paramètres	Désignation	
Le site	S3	Rapport de sol
La zone	Ila	Annexe 1 (RPA 99 version 2003)
Groupe d'usage	2	$H_t < 48m$
Remplissage	Dense	Tableau 4.2 (RPA 99 version 2003)
Facteur de qualité	1,1	Tableau 4.4 (RPA 99 version 2003)
Coefficient de comportement	5	Tableau 4.3 (RPA 99 version 2003)

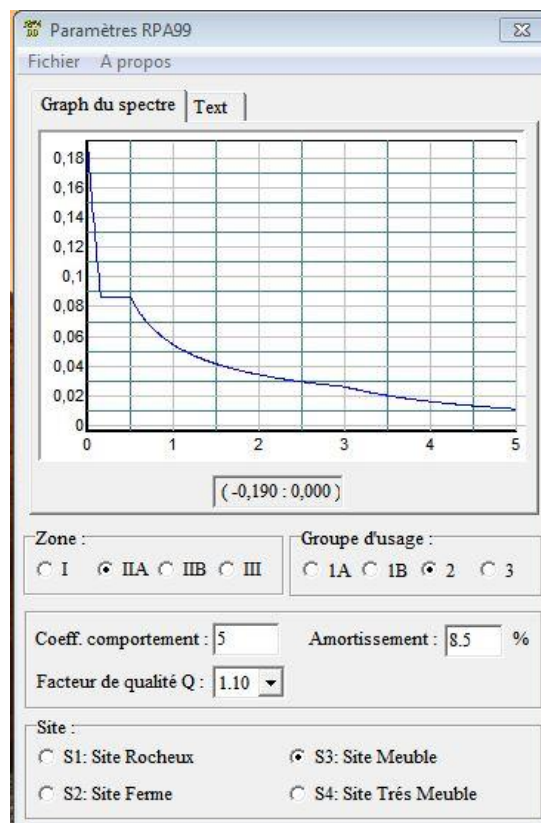


Fig. IV.1. Logiciel donnant les paramètres du spectre de réponse

IV.4. Modélisation de la structure sur ETABS

L'ETABS (**EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS**) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée 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.

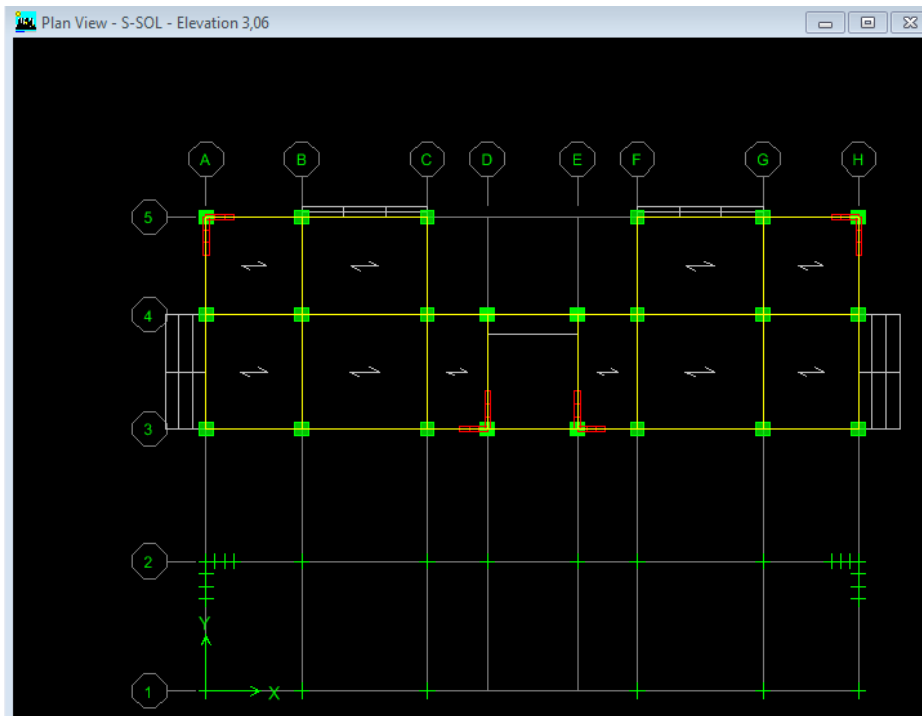
Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

1. Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage)
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...)
4. Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E)
5. Affectation des charges revenant aux éléments.
6. Introduction des combinaisons d'actions.
7. Définition des nœuds maitres et inertie d'étages.
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
10. Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

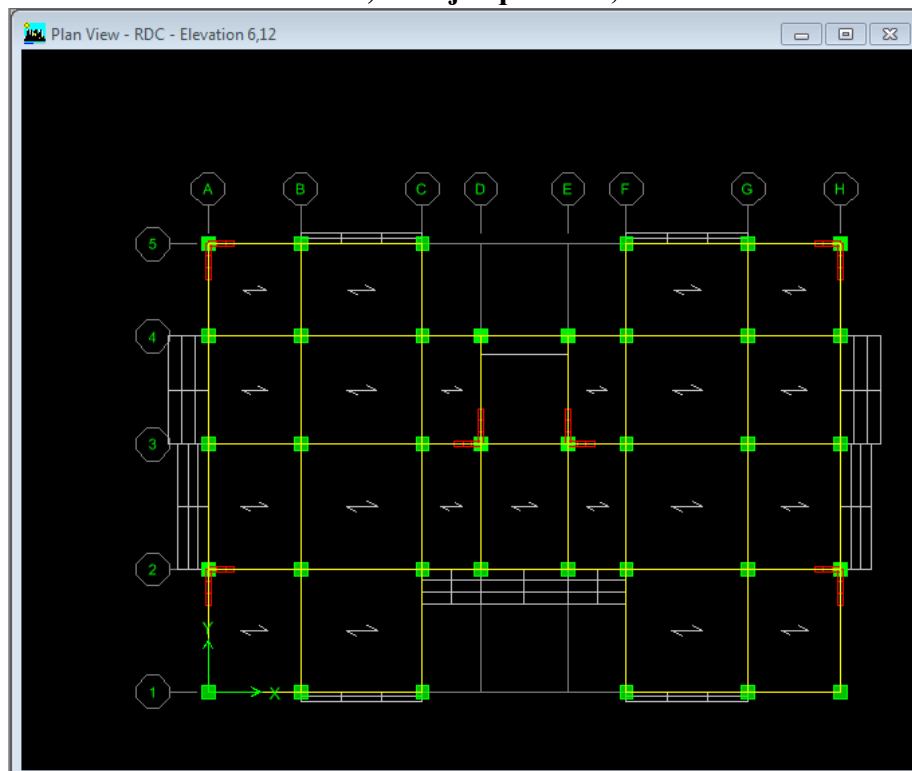
Tous les étages président nous ferons aboutir a la structure suivante :

❖ En 2D

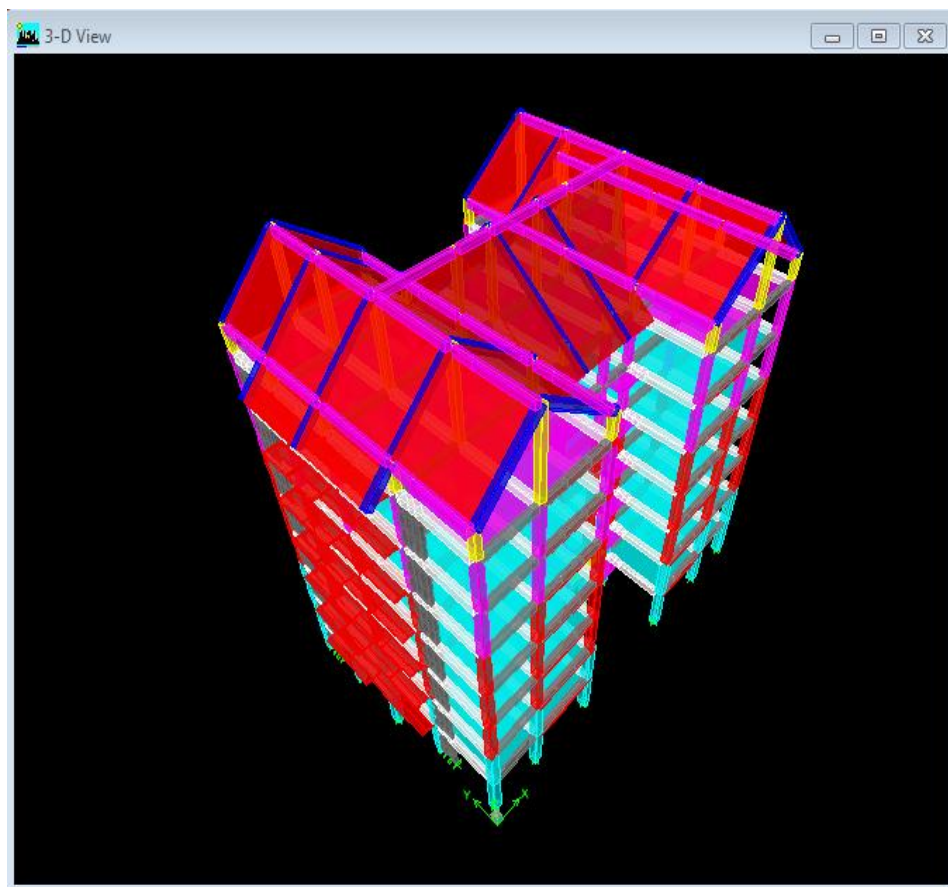
Niveau -3,06 m



Niveau 6,12 m jusqu'au 24,84 m



❖ En 3D



IV.5. Résultats de calcul

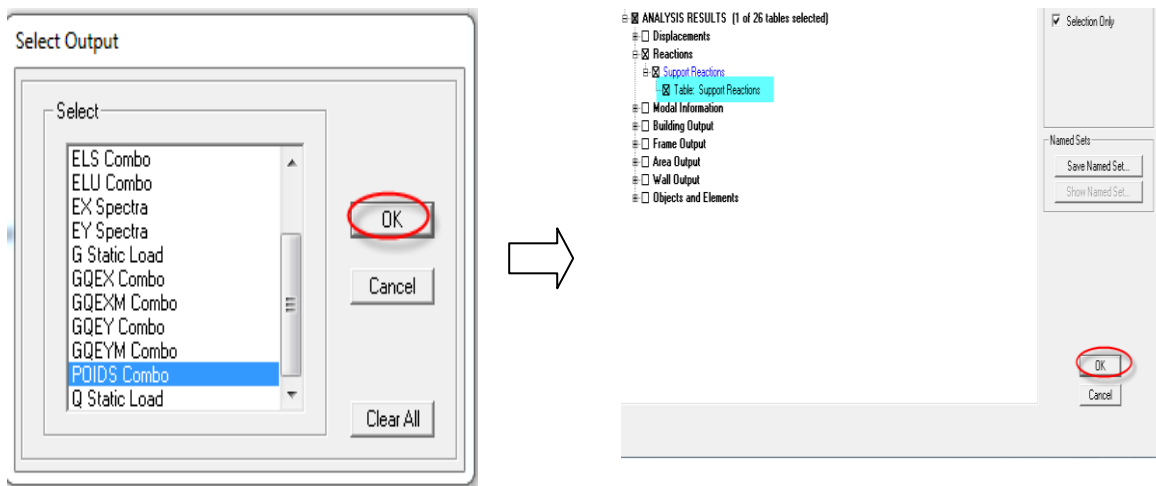
Tableau IV.2. Période et facteur de participation massique

Mode	Period	facteur de participation massique				
		UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,745461	72,8763	0	72,8763	0	2,4219
2	0,641229	0	74,2479	72,8763	74,2479	0,0002
3	0,610484	2,0538	0,0002	74,9301	74,2481	71,4456
4	0,23523	11,8018	0	86,7319	74,2481	0,4706
5	0,198744	0	12,9687	86,7319	87,2168	0
6	0,185146	0,7001	0	87,432	87,2168	12,5927
7	0,124789	5,12	0	92,552	87,2168	0,3487
8	0,101953	0	5,945	92,552	93,1618	0
9	0,093228	0,7308	0	93,2828	93,1618	5,4606
10	0,078685	2,6641	0	95,9469	93,1618	0,5197
11	0,063223	0	3,3771	95,9469	96,5389	0
12	0,058676	1,5681	0	97,515	96,5389	1,5384

IV.6. poids totale de la structure

On sélectionne tous les nœuds de la base → **display** → **show tables**

→ **Select cases/ combos**, on sélectionne le poids



Puis on tire à partir de tableau la somme de F_z qui égale au poids totale de la structure

$$W_T = 30505,47 \text{ KN.}$$

IV.7. vérification de la structure

➤ Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003)

Avant de passer au ferrailage de la structure le règlement parasismique algérien exige de faire les vérifications suivantes :

- Pourcentage de masse participante.
- Estimation de la période fondamentale.
- Vérification de l'excentricité."
- Vérification du coefficient de comportement R.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification des déplacements inter étages.
- Vérification des effets du second ordre (l'effet P-Δ).

1. Pourcentage de masse participante (Article 4.3.4 RPA99/V2003)

Le nombre de modes de vibration a retenir dans chaque direction d'excitation est tel que la somme des masses effectuer soit égale à 90% au moins de la masse totale.

Les valeurs du tableau trouvées dans le calcul sont triées comme suit :

Display \Rightarrow Show Tables \Rightarrow ANALYSIS RESULTS \Rightarrow Modal Information
 building Modal Information \Rightarrow Table: Modal Participating Masse Ratios.

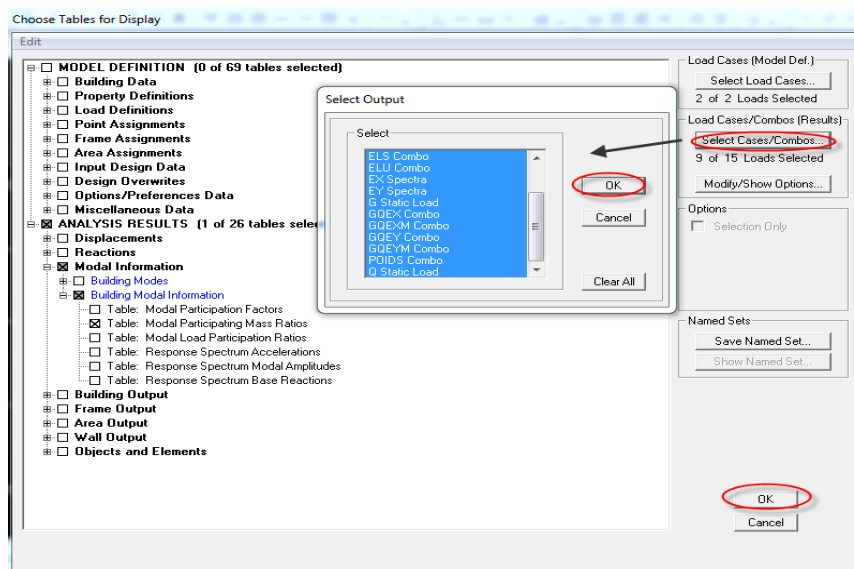


Tableau IV.3. Pourcentage de participation de la masse modale

Modal Participating Mass Ratios									
Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	1	0,745461	72,8763	0,0000	0,0000	72,8763	0,0000	0,0000	0,0000
2	2	0,641229	0,0000	74,2479	0,0000	72,8763	74,2479	0,0000	98,8471
3	3	0,610484	2,0538	0,0002	0,0000	74,9301	74,2481	0,0000	0,0003
4	4	0,235230	11,8018	0,0000	0,0000	86,7319	74,2481	0,0000	0,0000
5	5	0,198744	0,0000	12,9687	0,0000	86,7319	87,2168	0,0000	0,2155
6	6	0,185146	0,7001	0,0000	0,0000	87,4320	87,2168	0,0000	0,0000
7	7	0,124789	5,1200	0,0000	0,0000	92,5520	87,2168	0,0000	0,0000
8	8	0,101953	0,0000	5,9450	0,0000	92,5520	93,1618	0,0000	0,6772
9	9	0,093228	0,7308	0,0000	0,0000	93,2828	93,1618	0,0000	0,0000
10	10	0,078685	2,6641	0,0000	0,0000	95,9469	93,1618	0,0000	0,0000
11	11	0,063223	0,0000	3,3771	0,0000	95,9469	96,5389	0,0000	0,0663
12	12	0,058676	1,5681	0,0000	0,0000	97,5150	96,5389	0,0000	0,0000

2. Estimation de la période fondamentale [Art 4. 2. 4] du RPA 99 mod 2003

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} \dots\dots\dots [\text{Formule 4.6 du RPA 99 / version 2003}].$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.
[Tableau 4.6 du RPA 99 / version 2003].

D'après le tableau 4.6 du RPA $C_T = 0,05$

$$T_{\text{emp}} = 0,05 \times (29,14)^{0,75} = 0,627 \text{ s}$$

La valeur de T calculée à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 % (RPA).

$$\text{Autrement dit : } T_{\text{LOG}} < T_{\text{RPA}}$$

- Après majoration de la période empirique de 30 % on aura :

$$T_{\text{RPA}} = 0,627 \times 1.3 = 0,815 \text{ .}$$

Du logicielle ETABS on tire T_{LOG} : $T_{\text{LOG}} \longrightarrow 0,745 \text{ s}$

➤ Comparaison des résultats

$$T_{\text{LOG}} = 0,745 \text{ S} < T_{\text{RPA}} = 0,815 \text{ S} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. Vérification de l'excentricité [Art 4. 2. 7] du RPA 99 version 2003

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment a ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

▪ **Excentricité théorique**

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

▪ **Excentricité accidentelle**

L'excentricité exigée par l'RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$E_{xaccid} = 5\% L$$

$$E_{yaccid} = 5\% L$$

L : plus grande dimension de la structure.

Avec :
$$\begin{cases} E_{xaccid} = 0,05 \times 27,21 = 1,36 \text{ m} \\ E_{yaccid} = 0,05 \times 27,21 = 1,36 \text{ m} \end{cases}$$

Tableau IV.4. Vérification de l'excentricité

Résultats ETABS								Verification	
Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR	xccm-xcr	yccm-ycr	5% L	
S-Sol	D1	11,95	12,941	11,953	12,154	-0,003	0,787	1,3605	cv
RDC	D2	11,95	8,805	11,951	7,92	-0,001	0,885	1,3605	cv
ET1	D3	11,95	8,771	11,951	9,277	-0,001	-0,506	1,3605	cv
ET2	D4	11,95	8,801	11,95	9,614	0	-0,813	1,3605	cv
ET3	D5	11,95	8,801	11,95	9,686	0	-0,885	1,3605	cv
ET4	D6	11,95	8,798	11,951	9,679	-0,001	-0,881	1,3605	cv
ET5	D7	11,956	8,766	11,951	9,641	0,005	-0,875	1,3605	cv
ET6	D8	11,95	8,755	11,952	9,531	-0,002	-0,776	1,3605	cv
TOITURE	D9	11,95	8,725	11,952	9,434	-0,002	-0,709	1,3605	cv

4. Vérification du coefficient de comportement R (Selon RPA art. 3.4.A.4a)

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux;

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

➤ Charge verticale de voile %

$$\left. \begin{array}{l} W_T \longrightarrow 100 \% \\ W_{\text{voile}} \longrightarrow x \% \end{array} \right\} X = \frac{W_{\text{voile}} \times 100}{W_T}$$

On tire à partir de l'ETABS :

$$W_T = 30505,47 \text{ KN}$$

$$W_{\text{voile}} = 4471,14 \text{ KN}$$

D'où :

$$x = \frac{4471,14 \times 100}{30505,47} = \mathbf{14,75 \%} < 20\% \longrightarrow \mathbf{CV}$$

➤ Charge horizontale X-X du voile

Etage	V2 (KN)	Vx (KN)	(V2/Vx)*100
ET- 6	97,16	433,51	22,4124011
ET- 5	237,19	737,45	32,1635365
ET- 4	247,93	998,66	24,8262672
ET- 3	347,93	1215,13	28,6331504
ET- 2	458	1386,25	33,0387737
ET- 1	455,12	1507,58	30,1887794
RDC	573,43	1581,08	36,268247
S- Sol	148,3	385	38,5194805
		moyenne	30,7563295

Avec : $V_{x \text{ etage}} \longrightarrow 100\%$

$V_L = V_2 \longrightarrow x \%$

Charge horizontale du voile X-X = **30,75 %** < **75%** \longrightarrow **CV**

➤ Charge horizontale Y-Y du voile

Etage	V2 (KN)	Vy (KN)	(V2/Vx)*100
ET- 6	127,57	488,11	26,1355022
ET- 5	376,43	821,75	45,8083359
ET- 4	409,35	1115,11	36,7093829
ET- 3	567,31	1356,39	41,8249913
ET- 2	733,68	1544,11	47,5147496
ET- 1	744,56	1673,17	44,4999612
RDC	996,54	1755,31	56,7728777
S- Sol	174,94	342,81	51,0311835
		moyenne	43,787123

Avec : $V_{Y \text{ etage}} \longrightarrow 100\%$ $V_T = V_2 \longrightarrow x \%$ Charge horizontale du voile Y-Y = **43,78 % < 75%** \longrightarrow **CV**

Donc : **R = 5** \longrightarrow Le bâtiment est contreventé par un système à ossature mixte
(portique – voile)

5. Vérification de l'effort tranchant à la base (résultante des forces sismiques de calcul). [Art 4. 3. 6 du RPA 99 version 2003]

La résultante des forces sismiques à la base 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, autrement dit : $V_{\text{dyn}} \geq 0,8 \times V_{\text{stat}}$

Avec :

$$V_{\text{stat}} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [\text{Art 4. 2. 3 RPA 99 version 2003}]$$

- **A** : coefficient d'accélération de zone.
- **D** : facteur d'amplification dynamique.
- **R** : coefficient de comportement global de la structure.
- **Q** : facteur de qualité.
- **W** : poids total de la structure.

a. Coefficient d'accélération de zone (A)

Le coefficient (A) est donné par le tableau (4-1 RPA99/2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Tableau IV.5. Coefficient d'accélération de zone

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,12	0,25	0,3	0,35
1B	0,10	0,20	0,25	0,30
2	0,08	0,15	0,20	0,25
3	0,05	0,10	0,14	0,15

Dans notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0,15$$

b. Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

Donné par la formule (4.2 RPA99/2003), fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 \times (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} T_{emp} = 0,627 \text{ S} \\ 1, \times T_{emp} = 0,815 \text{ S} \\ T_{calcul} = 0,745 \text{ S} \end{array} \right. \Rightarrow T_{min} = 0,627 \text{ S}$$

T₁ et T₂ : Périodes caractéristiques, associées à la catégorie du site données par le tableau suivant :

Tableau IV.6. Période caractéristique

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

η : facteur de correction d'amortissement, donné par la relation suivante

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \quad \text{Formule (4.2 RPA99/2003)}$$

Avec : $\xi = 8,5\%$

$$\eta = 0,816$$

Nous avons : $T_2 \leq T = 0,627 \text{ s} \leq 3 \text{ s}$ donc : $D = 2, \times \eta (T_2/T)^{2/3}$

$$\Rightarrow D = 1,75$$

c. Calcul du poids total de la structure

Le poids total de la structure est tiré du logiciel :

$$W_T = 30505,47 \text{ KN}$$

d. Facteur de qualité Q

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

➤ Régularité en plan

La somme des dimensions des parties rentrantes au saillantes du bâtiments dans une direction données ne doit pas excéder 25% de la dimension total du bâtiment dans cette directions.

• Sens X-X

$$\frac{l_1+l_2}{L_T} = \frac{1,5+1,5}{27,21} = 0,11 < 0,25 \longrightarrow \text{CV}$$

• Sens Y-Y

$$\frac{l_1+l_2}{L_T} = \frac{0,4+0,4}{18,15} = 0,04 < 0,25 \longrightarrow \text{CV}$$

$$P_{1x} = 0$$

$$P_{1y} = 0$$

➤ Régularité en élévation

Décrochement en élévation

- **Sens X-X**

$$\frac{B_i}{B_{i-1}} = \frac{27,21}{27,21} = 1 > 0,8 \longrightarrow \text{CV}$$

- **Sens Y-Y**

$$\frac{B_i}{B_{i-1}} = \frac{8,35}{18,15} = 0,46 < 0,8 \longrightarrow \text{CNV}$$

$$P_{2x} = 0$$

$$P_{2y} = 0,05$$

➤ La redondance en plan

Ces effet de contreventement devront être disposer symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximales et minimales d'espacement ne dépassant pas 1,5.

- **Sens X-X**

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{4,66}{2,2} = 2,09 > 1,5 \longrightarrow \text{CNV}$$

- **Sens Y-Y**

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{4,75}{3,5} = 1,35 < 1,5 \longrightarrow \text{CV}$$

$$P_{3x} = 0,05$$

$$P_{3y} = 0$$

➤ les conditions minimales sur les fils de contreventement

Chaque files de portiques doit comporter a tous les niveaux, au moins trois travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées des portiques peuvent-être constituer de voiles de contreventement.

- **Sens X-X**

$$\left. \begin{aligned} \frac{L_1}{L_2} &= \frac{3,5}{4,66} = 0,76 < 1,5 \\ \frac{L_2}{L_3} &= \frac{4,66}{2,2} = 2,09 > 1,5 \end{aligned} \right\} \text{CNV}$$

- **Sens Y-Y**

$$\left. \begin{aligned} \frac{L_1}{L_2} &= \frac{4,65}{4,75} = 0,79 < 1,5 \\ \frac{L_2}{L_3} &= \frac{4,75}{4,1} = 1,16 > 1,5 \end{aligned} \right\} \text{CNV}$$

$$P_{4x} = 0,05$$

$$P_{4y} = 0,05$$

➤ **Contrôle de la qualité des matériaux et de l'exécution**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

$$P_x = 0$$

$$P_y = 0$$

$$\text{Donc : } Q_x = 1 + 0 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0 = \mathbf{1,1}$$

$$Q_y = 1 + 0 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0 + 0 = \mathbf{1,1}$$

On aura donc :

$$V_{\text{stat}} = 1761,69 \text{ KN}$$

$$0,8 V_{\text{stat}} = 1409,35 \text{ KN}$$

Les résultats des efforts tranchant à la base sont donnés par **ETABS** comme suit :

- Effort tranchant donné par la Méthode Modale Spectrale

Display → **Show tables** → **building Output** → **Story Shears** → **Select Cases/combo Ex et Ey.**

Tableau V.7. Vérification de l'effort tranchant à la base

	V _{dynamique} (KN)	V _{Statique} (KN)	0,8 V _{stat}	0,8 V _{stat} < V _{dyn}
Sens X-X	1581,08	1761,69	1409,35	CV
Sens Y-Y	1755,31	1761,69	1409,35	CV

6. Vérification de l'effort normal réduit (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3$$

- N_d : l'effort normal maximal.
- B_c : section du poteau.
- f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit

	Section	N_d	B_c	f_{c28}	$B_c \times f_{c28}$	V			
POT S-Sol/ET1	pot 50x50	1371,55	2500	2,5	6250	0,219448	<	0,3	CV
POT ET2/ET4	pot 45x45	842,93	2025	2,5	5062,5	0,1665047	<	0,3	CV
POT ET5/ET6	pot 40x40	357,02	1600	2,5	4000	0,089255	<	0,3	CV
POT Toiture	pot 35x35	309,67	1225	2,5	3062,5	0,1011167	<	0,3	CV

Toutes les conditions sont satisfaites donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

7. Vérification du déplacement inter-étages (justification vis-à-vis des déformations)

[Art 5. 10 du RPA 99 version 2003]

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \Delta_K = R \times \delta_{eK} \quad [\text{Art4. 4. 3}] \text{ du RPA 99 version 2003}$$

Avec : $\Delta_K = R \times \delta_{eK}$

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement (**R = 5**).

Les valeurs de δ_{eK} seront tiré du logiciel ETABS

- Sens X-X

Tableau V.9. Vérification des déplacements inter étages suivant l'axe X-X.

Résultats ETABS						Vérification			
Story	Diaphragm	Load	UX	R	δ_k (cm)	$\delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)		1% h_k (cm)	
TOITURE	D9	EX	1,3142	5	6,571	0,142	<	4,66	cv
ET6	D8	EX	1,2858	5	6,429	0,577	<	3,06	cv
ET5	D7	EX	1,1704	5	5,852	0,791	<	3,06	cv
ET4	D6	EX	1,0122	5	5,061	0,945	<	3,06	cv
ET3	D5	EX	0,8232	5	4,116	1,091	<	3,06	cv
ET2	D4	EX	0,605	5	3,025	1,16	<	3,06	cv
ET1	D3	EX	0,373	5	1,865	1,0415	<	3,06	cv
RDC	D2	EX	0,1647	5	0,8235	0,579	<	3,06	cv
S- Sol	D1	EX	0,0489	5	0,2445	0,2445	<	3,06	cv

- Sens Y-Y

Tableau V.10. Vérification des déplacements inter étages suivant l'axe Y-Y.

Story	Diaphragm	Load	UY	R	δ_k (cm)	$\delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)		1% h_k (cm)	
TOITURE	D9	EY	1,0989	5	5,4945	0,1335	<	4,66	cv
ET6	D8	EY	1,0722	5	5,361	0,5375	<	3,06	cv
ET5	D7	EY	0,9647	5	4,8235	0,68	<	3,06	cv
ET4	D6	EY	0,8287	5	4,1435	0,7965	<	3,06	cv
ET3	D5	EY	0,6694	5	3,347	0,902	<	3,06	cv
ET2	D4	EY	0,489	5	2,445	0,9395	<	3,06	cv
ET1	D3	EY	0,3011	5	1,5055	0,837	<	3,06	cv
RDC	D2	EY	0,1337	5	0,6685	0,4805	<	3,06	cv
S- Sol	D1	EY	0,0376	5	0,188	0,188	<	3,06	cv

8. Vérification de l'effet $P\Delta$ [Art 5. 9 RPA 99 version 2003]

D'après le RPA l'effet $P\Delta$ $\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times H_K} \leq 0,10$ peut être négligé, si à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times H_K} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau « k-1 »

H_k : Hauteur de l'étage « k ».

L'effet $P\Delta$ représente la stabilité d'ensemble c'est-à-dire la capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges.

- **Sens X-X**

Tableau V.11. Vérification de l'effet P- Δ suivant l'axe X-X.

Story	p (KN)	Δk (cm)	$P_k \times \Delta k$	V_k	Hk (cm)	$V_k \times H_k$	θ_x			
TOITURE	1504,27	0,142	213,60634	84,35	466	39307,1	0,00543429	<	0,1	cv
ET6	4426,04	0,577	2553,82508	433,51	306	132654,06	0,01925177	<	0,1	cv
ET5	8284,69	0,791	6553,18979	737,45	306	225659,7	0,02904014	<	0,1	cv
ET4	12260,39	0,945	11586,0686	998,66	306	305589,96	0,03791377	<	0,1	cv
ET3	16236,08	1,091	17713,5633	1215,13	306	371829,78	0,0476389	<	0,1	cv
ET2	20211,78	1,16	23445,6648	1386,25	306	424192,5	0,05527129	<	0,1	cv
ET1	24344,07	1,0415	25354,3489	1507,58	306	461319,48	0,0549605	<	0,1	cv
RDC	28450,58	0,579	16472,8858	1581,08	306	483810,48	0,03404822	<	0,1	cv
S- Sol	19724,03	0,2445	4822,52534	385,16	306	117858,96	0,04091777	<	0,1	cv

- **Sens Y-Y**

Tableau V.12. Vérification de l'effet P- Δ suivant l'axe Y-Y.

Story	p (KN)	Δk (cm)	$P_k \times \Delta k$	V_k	Hk (cm)	$V_k \times H_k$	θ_y			
TOITURE	1504,27	0,1335	200,820045	93,93	466	43771,38	0,00458793	<	0,1	cv
ET6	4426,04	0,5375	2378,9965	488,11	306	149361,66	0,01592776	<	0,1	cv
ET5	8284,69	0,68	5633,5892	821,75	306	251455,5	0,02240392	<	0,1	cv
ET4	12260,39	0,7965	9765,40064	1115,11	306	341223,66	0,02861877	<	0,1	cv
ET3	16236,08	0,902	14644,9442	1356,39	306	415055,34	0,03528432	<	0,1	cv
ET2	20211,78	0,9395	18988,9673	1544,11	306	472497,66	0,04018849	<	0,1	cv
ET1	24344,07	0,837	20375,9866	1673,7	306	512152,2	0,03978502	<	0,1	cv
RDC	28450,58	0,4805	13670,5037	1755,31	306	537124,86	0,02545126	<	0,1	cv
S- Sol	19724,03	0,188	3708,11764	342,81	306	104899,86	0,03534912	<	0,1	cv

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à **0,1**.

Donc : **l'effet P-Delta** peut être négligé pour le cas de notre structure, car toutes les conditions sont vérifiées.

Conclusion

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique.

V. Introduction

Dans ce chapitre nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

V.1. Les poteaux

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons suivants:

- $1,35 G + 1,5 Q$ ELU
- $G + Q$ ELS
- $G + Q \pm E$ RPA 2003
- $0.8 G \pm E$ RPA 2003

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée à l'ELU en tenant compte des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant

V.1.1. Recommandation du RPA 99/Version 2003

a. Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (Art 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. En zone sismique Iia, la section d'armature est limité à :

- Le pourcentage minimal est de 0.8% de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de 3% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.

Tableau V.1. Sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.

Section des poteaux [cm ²]	% Minimal d'armatures $A_{min} = 0.8\% \cdot bh$ [cm ²]	% maximal d'armatures	
		Zone courante $A_{max} = 4\% \cdot bh$ [cm ²]	Zone de recouvrement $A_{max} = 6\% \cdot bh$ [cm ²]
50x50	20	100	150
45x45	16,2	81	121,5
40x40	12,8	64	96
35x35	9,8	49	73,5

b. Armatures transversales

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule (art 7.4.2.2) :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

T_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

Il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \text{si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g : \text{Élanement géométrique de poteau } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{i} \right) \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{bh^3}{12}}{bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Avec :

- l_f : Longueur de flambement du poteau $l_f = 0,7L_0$
- S_t : Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:
 - Dans la zone nodale $S_t \leq \min(10\emptyset; 15 \text{ cm})$ en zone IIa
 - Dans la zone courante $S_t \leq \min(15\emptyset)$ en zone IIa
 - \emptyset : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de **10 \emptyset** minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\emptyset cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

- **La quantité d'armatures transversales minimale**

$\frac{A_t}{S_t \times b_1}$ en % est donnée comme suite :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\% \\ \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \text{interpolation entre les valeurs limites précédentes.} \end{cases}$$

V.1.2. Calcul de la section d'armature donner à l'ELU dans la situation durable et accidentelle

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

V.1.3. Ferrailage d'une section rectangulaire a la flexion composée

a. Calcul du centre de pression

$e = \frac{M}{N}$ \Longrightarrow Deux cas peuvent se présenter.

❖ Section partiellement comprimée :(S.P.C)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u > (\frac{h}{2} - c')$
- $N_u(d - c') - M_f \leq (0,337h - 0,81c').b.h^2.f_{bc}$

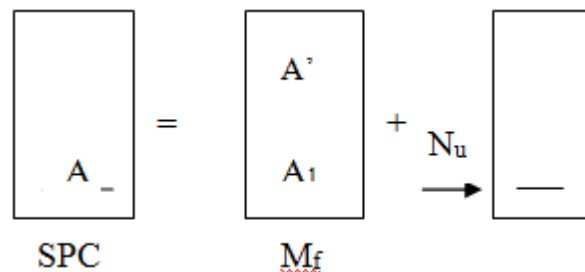


Fig. V.1. section d'un poteau SPC

Avec

$$M_f = M + N u \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

- M : Moment fictif.

b. Détermination des armatures

b.1. Calcul le moment fictif

$$M_f = M + N u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = N \times g$$

b.2. Calcul le moment réduit

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si $\mu_f \leq \mu_L = 0.392 \Rightarrow$ SSA ($A' = 0$)

b.3. Armatures fictives

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

b.4. Armatures réelles

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad \left\{ \begin{array}{l} (-) \text{ si } N : \text{effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{effort de traction} \end{array} \right.$$

Si $\mu_f > \mu_L = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$).

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \quad ; \quad A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

Avec

$$\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

- M_l : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A'_s = A' ; A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}}$

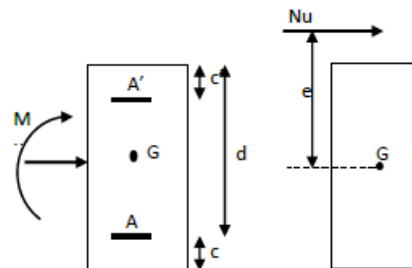


Fig. V.2. Les moments exerçant sur les poteaux

❖ **Section entièrement comprimé (S.E.C)**

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

- $e_u \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$
- $N_u (d - c') - M_f > (0,337h - 0,81c').b.h.f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } (0,337h - 0,81c').b.h.f_{bc} < N_u (d - c') - M_f < (0,5h - c').b.h.f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N_u - \Psi.b.h.f_{bc}}{\sigma_{st}} ; \quad A_2 = 0$$

Avec

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d-c') - M_f}{b.h^2.f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}} ; \quad f_{bc} \text{ en (MPa) et M en (N.m)}$$

$$\text{Si } N_u (d - c') - M_f \geq (0,5h - c').b.h.f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{M_f - (d - 0,5h).b.h.f_{bc}}{\sigma_{st}(d - c')} \quad A_2 = \frac{N_u - b.h.f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A_1$$

Remarque

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u.B.f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : contrainte de l'acier.

Note

Nous allons ferrailer par zone ; car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

- **Zone I** : Du S-Sol au 1^{er} étage.
- **Zone II** : Du 2^{ème} étage au 4^{ème} étage.
- **Zone III** : Du 5^{ème} au 6^{ème} étage.
- **Zone IV** : Toiture.

V.1.4. Calcul du ferrailage des poteaux**1. Exemple de calcul manuel**➤ **Poteau : 50x50**

$$- M_{\max} = 118,846 \text{ KN.m}$$

$$- N_{\text{cor}} = 1271,31 \text{ KN.}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{118,846}{1271,31} = 0,093 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{0,5}{2} - 0,03 = 0,22 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} e = 0,093 \text{ m} \\ \frac{h}{2} - c' = 0,22 \text{ m} \end{array} \right\} e < \frac{h}{2} - c'$$

a. Calcul de moment fictif

$$- M_f = N \times \left(e + \frac{h}{2} - c' \right)$$

$$- M_f = 1271,31 \times \left(0,093 + \frac{0,5}{2} - 0,03 \right) \longrightarrow M_f = 397,92 \text{ KN.m}$$

$$- (0,337h - 0,81c'). b. h. f_{bc} > N_u(d - c') - M_f < (0,5h - c'). b. h. f_{bc}$$

$$- d = h - c = 0,50 - 0,03 = 0,47 \text{ m}$$

$$- N(d - c') - M_f = 1271,31 \times (0,47 - 0,03) - 397,92 = 161,45 \text{ KN.m}$$

$$- (0,337h - 0,81c') b. h. f_{bc} = [(0,337 \times 0,50) - (0,81 \times 0,03)] \times 0,50 \times 0,50 \times 14,2 \times 10^3$$

$$= 511,91 \text{ KN.m}$$

$$- (0,337h - 0,81c'). b. h. f_{bc} = 511,91 > (d - c') - M_f = 161,45$$

La condition est vérifiée.Donc la section est partiellement comprimée : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ **b. Calcul les armatures fictives A_f**

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{397,92 \times 10^6}{500 \times 470^2 \times 14,2} = 0,253$$

$$\mu = 0,253 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\longrightarrow \beta = 0,851$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{397,92 \times 10^2}{0,851 \times 47 \times 34,8} = 28,58 \text{ cm}^2.$$

$$A_f = 28,58 \text{ cm}^2$$

c. Calcul les armatures réelles

$$A_{st} = A_f - \frac{N}{\sigma_{ST}} = 28,58 - \frac{1271,31}{34,8} = -7,95 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{sc} = 0$ et $A_{st} = -7,95 \text{ cm}^2$.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau V.2.Ferrailage des poteaux suivant X-X

Zone	Niveau	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	h/2 -c	M _f	Nature	OBS	Asup	Ainf	Amin RPA	Choix	As Adoptée
I	S- Sol au 1 ^{er} étage	50x50	Nmax-Mcorr	-1757,9	0,536	0,0003	0,22	387,27	SPC	SSA	0	0	20	4HA20 + 4HA16	20,6
			Nmin-Mcorr	422,2	9,834	0,023	0,22	83,17	SET	SSA	5,43	6,7			
			Ncorr-Mmax	-1271,31	-118,846	0,093	0,22	397,92	SPC	SSA	0	0			
II	2 ^{ème} étage au 4 ^{ème} étage	45x45	Nmax-Mcorr	-1136,14	2,706	0,002	0,195	238,81	SPC	SSA	0	0	16,2	4HA20 + 4HA16	20,6
			Nmin-Mcorr	-27,48	1,541	0,056	0,195	6,89	SPC	SSA	0,27	0			
			Ncorr-Mmax	-325,29	76,131	0,234	0,195	73,19	SPC	SSA	0	0			
III	5 ^{ème} étage et 6 ^{ème} étage	40x40	Nmax-Mcorr	-480,93	11,889	0,024	0,17	93,3	SPC	SSA	0	0	12,8	4HA16 + 4HA14	14,19
			Nmin-Mcorr	59,19	17,909	0,302	0,17	7,813	SPT	SSA	0,88	0			
			Ncorr-Mmax	-178,19	44,053	0,247	0,17	74,305	SPC	SSA	0,95	0			
IV	Toiture	35x35	Nmax-Mcorr	-355,35	-7,038	0,019	0,145	58,277	SPC	SSA	3,89	0	9,8	8HA14	12,31
			Nmin-Mcorr	175,95	-0,608	0,003	0,145	24,98	SET	SSA	2,47	2,58			
			Ncorr-Mmax	-104,6	22,468	0,214	0,145	37,55	SPC	SSA	0,49	0			

Tableau V.3. Ferrailage des poteaux suivant Y-Y

Zone	Niveau	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	h/2 -c	Mf	Nature	OBS	Asup	Ainf	Amin RPA	Choix	As Adoptée
I	S- Sol au 1 ^{er} étage	50x50	Nmax-Mcorr	-1757,9	-10,549	0,006	0,22	397,28	SPC	SSA	0	0	20	4HA20 + 4HA16	20,6
			Nmin-Mcorr	422,2	15,941	0,03	0,22	80,218	SET	SSA	5,23	6,9			
			Ncorr-Mmax	-406,36	121,422	0,298	0,22	210,49	SPC	SSA	2,18	0			
II	2 ^{ème} étage au 4 ^{ème} étage	45x45	Nmax-Mcorr	-1136,14	-0,084	0,00007	0,195	0,061	SEC	SSA	0	0	16,2	4HA20 + 4HA16	20,6
			Nmin-Mcorr	-27,48	2,049	0,07	0,195	7,28	SPC	SSA	0	0			
			Ncorr-Mmax	-364,47	102,155	0,28	0,195	173,12	SPC	SSA	2,45	0			
III	5 ^{ème} étage et 6 ^{ème} étage	40x40	Nmax-Mcorr	-480,93	-6,345	0,013	0,17	88,01	SPC	SSA	0	0	12,8	4HA16 + 4HA14	14,19
			Nmin-Mcorr	59,19	9,281	0,156	0,17	0,828	SET	SSA	0,069	1,63			
			Ncorr-Mmax	-229,03	62,752	0,273	0,17	101,46	SPC	SSA	1,88	0			
IV	Toiture	35x35	Nmax-Mcorr	-355,35	-20,12	0,056	0,145	71,42	SPC	SSA	0	0	9,8	8HA14	12,31
			Nmin-Mcorr	175,95	4,728	0,026	0,145	20,93	SET	SSA	2,07	2,98			
			Ncorr-Mmax	-75,01	37,517	0,5	0,145	48,38	SPC	SSA	2,41	0			

V.1.5. Vérification a L'ELU**A. Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003 :**

- Les armatures longitudinales sont d'haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de: 40ϕ en zone II.
 - ✓ Poteaux (50 x 50) : $l_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$.
 - ✓ Poteaux (45 x 45) : $l_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$.
 - ✓ Poteaux (40 x 40) : $l_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$.
 - ✓ Poteaux (35 x 35) : $l_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau $\leq 25\text{cm}$:

B. Les Armatures transversales (Art 7.4.2.2RPA 99/ version 2003):

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

B.1. Diamètre des barres : (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \text{ Soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

- ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

B.2. Espacement des armatures transversales

- ✓ Dans la zone nodale $S_t \leq \min(10\phi ; 15 \text{ cm})$.

$$S_t \leq \min(10 \times 1,4 ; 15 \text{ cm}) = \min(14; 15 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}.$$

- ✓ Dans la zone courante $S_t \leq \min(15\phi)$.

$$S_t \leq \min(15 \phi) = \min(15 \times 1,4) \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

- ϕ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

B.3. Etude de cas**- Poteaux 50x50**

$$A_t = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e} \times S_t$$

Avec : I_f : longueur de flambement $I_f = 0.7 L_0$

$$- I_f = 0,7 \times 3,06 = 2.142 \text{ m}$$

$$- \lambda_g = \frac{I_f}{i} = \frac{0,7 I_0 \sqrt{12}}{h} = \frac{0,7 \times 3,06 \times \sqrt{12}}{0,50} = \mathbf{14,840} > 5$$

D'où :

$$- \rho = \mathbf{2,5}$$

T_u : L'effort tranchant max $T_u = 113,16 \text{ KN}$

✓ **$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale**

$$A_t = \frac{113,16 \times 2,5}{50 \times 40} \times 10 = \mathbf{1,41 \text{ cm}^2}$$

✓ **$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante**

$$A_t = \frac{113,16 \times 2,5}{50 \times 40} \times 15 = \mathbf{2,12 \text{ cm}^2}$$

Tableau V.4. Détermination des armatures transversales

Section des poteaux	T_u (KN)	b m	h_1 m	l_f m	S_t zone nodale (cm)	S_t zone courante (cm)	λ_g	ρ	A_t zone nodale (cm ²)	A_t zone courante (cm ²)	A_{ad}
(50 x 50)	113,16	0,5	0,50	2,142	10	15	14,84	2,5	1,41	2,12	3,14
(45 x 45)	67,22	0,45	0,45	2,142	10	15	16,48	2,5	0,93	1,40	2,01
(40 x 40)	42,97	0,40	0,40	2,142	10	15	18,55	2,5	0,67	1,00	2,01
(35 x 35)	45,78	0,35	0,35	3,262	10	15	32,28	2,5	0,81	1,22	2,01

C. Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221).

✓ Pour le $\emptyset 20 \Rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 2 = \mathbf{80 \text{ cm}}$.

✓ Pour le $\emptyset 16 \Rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,6 = \mathbf{64 \text{ cm}}$.

✓ Pour le $\emptyset 14 \Rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,4 = \mathbf{56 \text{ cm}}$.

V.1.6. Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Tableau V.5. Détermination des zones nodales.

Poteaux	$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm}\right)$	
50 x 50	$h' = \max(43,5 ; 50 ; 50 ; 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$
45 x 45	$h' = \max(43,5 ; 45 ; 45 ; 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$
40 x 40	$h' = \max(43,5 ; 40 ; 40 ; 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$
35 x 35	$h' = \max(70,16 ; 35 ; 35 ; 60\text{cm})$	$h' = 70,16 \text{ cm}$

- b_1 et h_1 : dimensions du poteau
- h_e : Hauteur entre nu des poutres

V.1.7. Vérification des contraintes tangentielles

Selon Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003 La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

On doit vérifier : $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec : $\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd}$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau V.6. Vérification au cisaillement dans les poteaux.

Poteaux	T_{\max}^u (KN)	b (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	τ_{bu} (MPa)	La condition
50 x 50	113,16	50	47	14,84	0,075	1,875	0,481	Condition vérifiée
45 x 45	67,22	45	42	16,48	0,075	1,875	0,355	Condition vérifiée
40 x 40	42,97	40	37	18,55	0,075	1,875	0,290	Condition vérifiée
35 x 35	45,78	35	32	32,28	0,075	1,875	0,408	Condition vérifiée

V.1.8. Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.2.2 BAEL 91 modifiée 99)

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$ $\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

- Pour les \emptyset_{20} : $L_s = 70,54 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{16} : $L_s = 56,43 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{14} : $L_s = 49,38 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : **0,4 L_s** , pour les aciers HA.

- Pour les \emptyset_{20} : $L_a = 28,21 \text{ cm}$.
- Pour les \emptyset_{16} : $L_a = 22,57 \text{ cm}$.
- Pour les \emptyset_{14} : $L_a = 19,75 \text{ cm}$.

V.1.9. Vérifications à l'ELS

a. Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99)

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{s \text{ ad}} \geq A_{\min} = \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \times b \times d$$

➤ Suivant X-X

Tableau V.7. Vérification de la condition de non fragilité (X-X)

Niveau	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	es (m)	A_{min} (cm ²)	A_{ad} (cm ²)	OBS
S- Sol au 1 ^{er} étage	50x50	Nmax-Mcorr	-1276,37	0,405	0,00032	6,97	20,6	CV
		Nmin-Mcorr	-279,62	-0,246	0,00088	6,97		
		Ncorr-Mmax	-672,69	16,184	0,02406	6,99		
2 ^{ème} étage au 4 ^{ème} étage	45x45	Nmax-Mcorr	-823,8	2,011	0,00244	5,61	20,6	CV
		Nmin-Mcorr	-125,5	-0,265	0,00211	5,61		
		Ncorr-Mmax	-326,84	24,36	0,07453	5,64		
5 ^{ème} étage et 6 ^{ème} étage	40x40	Nmax-Mcorr	-347,6	8,28	0,02382	4,4	14,19	CV
		Nmin-Mcorr	-18,89	-8,308	0,43981	4,57		
		Ncorr-Mmax	-129,53	24,628	0,19013	4,45		
Toiture	35x35	Nmax-Mcorr	-256,44	-4,981	0,01942	3,29	12,31	CV
		Nmin-Mcorr	91,5	-3,052	0,03336	3,33		
		Ncorr-Mmax	-74,67	16,264	0,21781	3,4		

➤ Suivant Y-Y

Tableau V.8. Vérification de la condition de non fragilité (Y-Y)

Niveau	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e_s (m)	A_{min} (cm ²)	A_{ad} (cm ²)	OBS
S- Sol au 1 ^{er} étage	50x50	Nmax-Mcorr	-1276,37	-7,649	0,00599	6,97	20,6	CV
		Nmin-Mcorr	-279,62	-0,404	0,00144	6,97		
		Ncorr-Mmax	-625,5	-30,945	0,04947	6,99		
2 ^{ème} étage au 4 ^{ème} étage	45x45	Nmax-Mcorr	-823,8	-0,062	0,00007	5,61	20,6	CV
		Nmin-Mcorr	-125,5	-0,072	0,00057	5,61		
		Ncorr-Mmax	-348,04	29,321	0,08424	5,64		
5 ^{ème} étage et 6 ^{ème} étage	40x40	Nmax-Mcorr	-347,6	-4,576	0,01316	4,4	14,19	CV
		Nmin-Mcorr	-18,89	-13,423	0,71058	4,57		
		Ncorr-Mmax	-189,75	28,884	0,15222	4,45		
Toiture	35x35	Nmax-Mcorr	-256,44	-14,384	0,05609	3,29	12,31	CV
		Nmin-Mcorr	91,5	4,384	0,04791	3,33		
		Ncorr-Mmax	-144,62	25,064	0,17330	3,4		

b. 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 $\bar{\sigma}$.

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

On a deux cas à vérifier en flexion compose a l'ELS :

Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \longrightarrow$ **Section entièrement comprimée.**

La section homogène est :

- $S = b \cdot h + \eta (A_s + A_{s'})$
- $V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A_c \cdot c' + A'_c \cdot d) \right] \quad V_2 = h - V_1$

Le moment d'inertie de la section total homogène :

- $I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s \times (V_1 - c)^2 + A_s(V_2 - c)^2]$
- $\sigma_{b1} = \left[\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_G} \cdot V_1 \right] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- $\sigma_{b2} = \left[\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_G} \cdot V_2 \right] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Puisque $\sigma_{b1} < \sigma_{b2}$. donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b2} < \bar{\sigma}_{bc}$

- N_s : Effort de compression a l'ELS
- M_s : Moment fléchissant a l'ELS
- B_0 : Section homogènes

$$B_0 = b \cdot h + 15A_s$$

Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \longrightarrow$ **Section partiellement comprimée.**

Il faut vérifier que :

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$
- $\sigma_b = K \cdot y_1$
- $K = \frac{M_s}{I_{x-x}}$

Avec

- $I_{x-x} = \frac{b \times y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - c')^2]$
- $y_1 = y_2 + c$
- y_2 : est déterminé par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec

- $p = -3c^2 - \frac{90.A_s'}{b} (c - c') + \frac{90.A_s}{b} (d - c')$
- $q = 2^2 - \frac{90.A_s'}{b} (c - c')^2 + \frac{90.A_s}{b} (d - c')^2$
- $c = \frac{h}{2} - e$: distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Tableau V.9. Vérification des contraintes dans les aciers et le béton suivant X-X

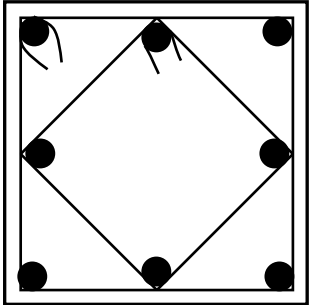
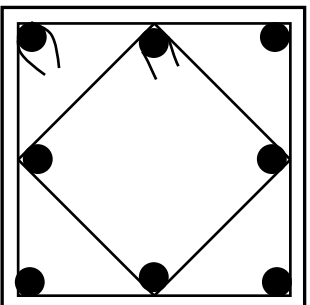
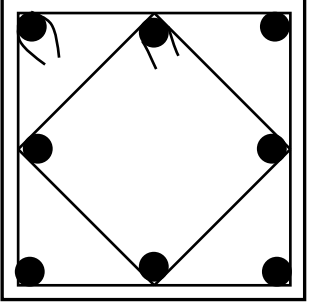
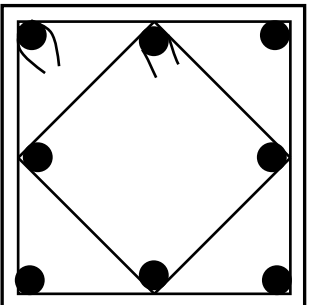
Zone	Niveau	Section	Sollicitation	N_s (KN)	M_s (KN.m)	e_s (m)	$h/6$	Nature	$\sigma_{sbéton}$	$\sigma_{ibéton}$	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_{sacier}	σ_i acier	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	OBS
I	S- Sol au 1 ^{er} étage	50x50	Nmax-Mcorr	-1276,37	0,405	0,00032	0,083	SEC	4,11	4,08	15	61,6	61,2	348	CV
			Nmin-Mcorr	-279,62	-0,246	0,00088	0,083	SEC	0,9	0,89	15	13,6	13,4	348	CV
			Ncorr-Mmax	-672,69	16,184	0,02406	0,083	SEC	2,65	1,66	15	38,9	25,8	348	CV
II	2 ^{ème} étage au 4 ^{ème} étage	45x45	Nmax-Mcorr	-823,8	2,011	0,00244	0,075	SEC	3,27	3,1	15	48,8	46,7	348	CV
			Nmin-Mcorr	-125,5	-0,265	0,00211	0,075	SEC	0,5	0,47	15	7,42	7,14	348	CV
			Ncorr-Mmax	-326,84	24,36	0,07453	0,075	SEC	2,25	0,28	15	31,8	6,12	348	CV
III	5 ^{ème} étage et 6 ^{ème} étage	40x40	Nmax-Mcorr	-347,6	8,28	0,02382	0,066	SEC	2,21	1,22	15	32	19,5	348	CV
			Nmin-Mcorr	-18,89	-8,308	0,43981	0,066	SPC	0,69	0	15	8,53	-11,9	348	CV
			Ncorr-Mmax	-129,53	24,628	0,19013	0,066	SPC	2,28	0	15	30	-17,4	348	CV
IV	Toiture	35x35	Nmax-Mcorr	-256,44	-4,981	0,01942	0,058	SEC	2,04	1,18	15	29,5	18,8	4348	CV
			Nmin-Mcorr	91,5	-3,052	0,03336	0,058	SET	0	0	15	-28,6	-45,7	348	CV
			Ncorr-Mmax	-74,67	16,264	0,21781	0,058	SPC	20,8	0	15	26,3	-21,6	348	CV

Tableau V.10. Vérification des contraintes dans les aciers et le béton suivant Y-Y.

Zone	Niveau	Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms(KN.m)	es (m)	h/6	Nature	$\sigma_{\text{béton}}$	$\sigma_{\text{ibéton}}$	$\bar{\sigma}_{\text{bc}}$ (Mpa)	σ_{sacier}	$\sigma_{\text{i acier}}$	$\bar{\sigma}_{\text{st}}$ (Mpa)	OBS
I	S- Sol au 1 ^{er} étage	50x50	Nmax-Mcorr	-1276,37	-7,649	0,005	0,083	SEC	4,33	3,86	15	64,5	58,3	348	CV
			Nmin-Mcorr	-279,62	-0,404	0,001	0,083	SEC	0,91	0,88	15	13,6	13,3	348	CV
			Ncorr-Mmax	-672,69	-30,945	0,049	0,083	SEC	3,1	1,21	15	44,8	19,9	348	CV
II	2 ^{ème} étage au 4 ^{ème} étage	45x45	Nmax-Mcorr	-823,8	-0,062	7E-05	0,075	SEC	3,19	3,18	15	47,8	47,7	348	CV
			Nmin-Mcorr	-125,5	-0,072	0,0005	0,075	SEC	0,49	0,48	15	7,32	7,24	348	CV
			Ncorr-Mmax	-326,84	29,321	0,084	0,075	SEC	2,45	0,08	15	34,4	3,51	348	CV
III	5 ^{ème} étage et 6 ^{ème} étage	40x40	Nmax-Mcorr	-347,6	-4,576	0,013	0,066	SEC	1,99	1,44	15	29,2	22,3	348	CV
			Nmin-Mcorr	-18,89	-13,426	0,71	0,066	SPC	1,07	0	15	12,9	-22,6	348	CV
			Ncorr-Mmax	-129,53	28,884	0,152	0,066	SPC	2,6	0	15	33,9	-25,2	348	CV
IV	Toiture	35x35	Nmax-Mcorr	-256,44	-14,384	0,056	0,058	SEC	4,21	0	15	56,2	-11	4348	CV
			Nmin-Mcorr	91,5	4,384	0,047	0,058	SET	0	0	15	-24,9	-49,4	348	CV
			Ncorr-Mmax	-74,67	25,064	0,0173	0,058	SEC	3,04	0	15	37	-45,5	348	CV

Conclusion

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_{smin} correspondante recommandée par le règlement « RPA 99/Version 2003 » en zone II.

Niveau	Section des poteaux (cm)	Armatures longitudinaux	Armatures transversales	Coupes schématique
E-Sol au 1 ^{er} étage	50 × 50	4HA20+4HA16	2 cadre (HA10)	
2 ^{ème} au 4 ^{ème} étage	45 × 45	4HA20+4HA16	2 cadre (HA8)	
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	40 × 40	4HA16+4HA14	2 cadre (HA8)	
Toiture	35 × 35	8HA14	2 cadre (HA8)	

V.2. Les poutres

Les poutres sont ferraillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1.35 G + 1.5 Q$ ELU
- $G + Q$ ELS
- $G + Q + E_{x, y}$ (5.1 RPA 99/2003)
- $0.8 G \pm E_{x, y}$ (5.2 RPA 99/2003)

V.2.1. Recommandation du RPA version 2003

a. Armature Longitudinale [art 7.5.2.1 RPA/Ver2003]

	% min	% max cour	%max recouv
	0,5% bh	4% bh	6% bh
Poutre Principale 35 x 45	7,875	63	94,5
Poutre Secondaire 30 x 40	6	48	72

La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone IIa)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b. Armatures transversales (art 7.5.2.2 RPA version 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

- $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_l\right) \longrightarrow$ en zone nodale
- $S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow$ en dehors de la zone nodale

Φ_l : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

➤ Etapes de calcul des armatures longitudinales

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

Pour les FeE400 :

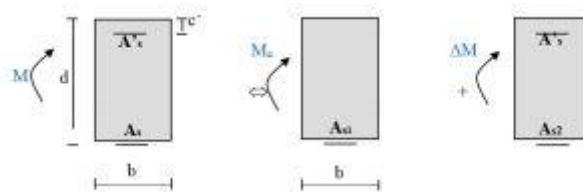
- Si $\mu_b < \mu_l \rightarrow$ Section simplement armée
- Si $\mu_b > \mu_l \rightarrow$ Section doublement armée

Section sans armatures comprimées ($A'_s = 0$) :

- Si $\mu_b < \mu_l = 0,392 \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

Section avec armatures comprimées ($A'_s \neq 0$) : $\mu_b > \mu_l = 0,392$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.



- A_s : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.
- A'_s : La section supérieur la plus comprimée.

$$M = M_e + \Delta M$$

$$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\Delta M = M - M_e$$

Finalement

- $A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_e}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$
- $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$

V.2.2. Calcul du ferrailage**1. Armatures longitudinales**

- **Poutre principale**

- **En travée**

$M_t = 109,165 \text{ KN.m}$; $h = 45 \text{ cm}$; $b = 35 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $d = h - c = 42 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{109,165 \times 10^3}{35 \times 42^2 \times 14,2} = 0,125 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,933$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{109,165 \times 10^2}{0,933 \times 42 \times 34,8} = \mathbf{8,00 \text{ cm}^2}$$

On opte pour une section d'armature **3HA14 + 3HA14** $\Rightarrow A_{ad} = \mathbf{9,24 \text{ cm}^2}$.

- **Aux appuis**

$M_A = 148,681 \text{ KN.m}$; $h = 45 \text{ cm}$; $b = 35 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $d = h - c = 42 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{148,681 \times 10^3}{35 \times 42^2 \times 14,2} = 0,170 < \mu_l = 0,392$$

$$\beta = 0,906$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{148,681 \times 10^2}{0,906 \times 42 \times 34,8} = \mathbf{11,22 \text{ cm}^2}$$

On opte pour une section d'armature **3HA16 + 3HA16** $\Rightarrow A_{ad} = \mathbf{12,06 \text{ cm}^2}$.

Le calcul des sections d'armature pour les poutres du plancher et le choix des aciers adoptés sont résumés dans le tableau ci-dessus :

Tableau V.11. Calcule Armature Longitudinale à l'ELU.

	Poutre	Zone	M_u (KN.m)	μ	OBS	β	A_{min} (cm ²)	A_{max}^{ap} (cm ²)	A_{max}^{trav} (cm ²)	A Cal [cm ²]	A Adpt [cm ²]
Plancher Corp Creux	Poutre Principale (35x45)	Travée	109,165	0,125	S.S.A	0,933	7,88		63,00	8,00	3 HA 14 (fil)+ 3 HA 14 (Chap) 9,23
		Appuis	148,681	0,170	S.S.A	0,906	7,88	94,50		11,22	3 HA 16 (fil)+ 3 HA 16 (Chap) 12,06
	Poutre Secondaire (30x40)	Travée	86,535	0,148	S.S.A	0,919	6,00		48,00	7,31	3 HA 14 (fil)+ 3 HA 14 (Chap) 9,23
		Appuis	121,939	0,209	S.S.A	0,881	6,00	72,00		10,74	3 HA 16 (fil)+ 3 HA 16 (Chap) 12,06
Charpente	Poutre secondaire (30x40)	Travée	16,885	0,029	S.S.A	0,985	6,00		48,00	1,33	3 HA 12 (fil)+ 3 HA 12 (Chap) 6,78
		Appuis	29,546	0,051	S.S.A	0,974	6,00	72,00		2,36	3 HA 12 (fil)+ 3 HA 12 (Chap) 6,78

- **poutre inclinée**

Les poutres inclinées sont ferrillées en flexion composé

➤ **Calcul du ferrailage**

A. En travée

- $M_{travée} = 8,308 \text{ Kn.m}$
- $N_{cor} = 36,08 \text{ Kn, (effort de traction).}$

- $e = \frac{M}{N} = \frac{8,308}{36,08} = 0,230 \text{ m}$

- $\frac{h}{2} - c' = \frac{0,4}{2} - 0,03 = 0,17 \text{ m}$

- $e > \frac{h}{2} - c' \longrightarrow \text{S.P.T}$

A.1. Calcul de moment fictif

- $M_f = N \times g$

Avec

- $g = e - \frac{h}{2} + c = 0,230 - \frac{0,4}{2} + 0,03 = 0,06 \text{ m}$

D'où

- $M_f = 36,08 \times 0,06 = 2,1648 \text{ Kn.m}$

- $\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,1648 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14,2} = 0,004$
- $\mu = 0,004 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$

$$\beta = 0,998$$

A.2. Calcul des armatures fictif

$$- A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2,1648 \times 10^2}{0,998 \times 37 \times 34,8} = 0,168 \text{ cm}^2.$$

$$A_f = 0,168 \text{ cm}^2$$

A.3. Calcul des armatures réelles

$$A_{st} = A_f + \frac{N}{\sigma_{ST}} = 0,168 + \frac{36,08}{34,8} = 1,20 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{sc} = 0 \text{ et } A_{st} = 1,20 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 0,79 \text{ cm}^2 < 0,5\% bh = 0,5\% 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Donc on va ferrailé avec le min de RPA

On opte :

$$3\text{HA } 12 \text{ (fil)} + 3 \text{ HA } 12 \text{ (chap)} = 6,78 \text{ cm}^2$$

B. Aux appuis

- $M_{\text{appui}} = -16,075 \text{ Kn.m}$
- $N_{\text{cor}} = -30,93 \text{ Kn}$ (effort de compression)

$$- e = \frac{M}{N} = \frac{16,075}{30,93} = 0,519 \text{ m}$$

$$- \frac{h}{2} - c' = \frac{0,4}{2} - 0,03 = 0,17 \text{ m}$$

$$- e > \frac{h}{2} - c' \longrightarrow \text{S.P.C}$$

B.1. Calcul de moment fictif

$$- M_f = N \times g$$

Avec

$$- \quad g = e + \frac{h}{2} - c = 0,519 + \frac{0,4}{2} - 0,03 = 0,689 \text{ m}$$

D'où

$$- \quad M_f = 30,93 \times 0,689 = 21,311 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{21,311 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14,2} = 0,036$$

$$\mu = 0,036 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0,982$$

B.2. Calcul des armatures fictif

$$- \quad A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{21,311 \times 10^2}{0,982 \times 37 \times 34,8} = 1,68 \text{ cm}^2.$$

$$\mathbf{A_f = 1,68 \text{ cm}^2}$$

B.3. Calcul des armatures réelles

$$A_{st} = A_f - \frac{N}{\sigma_{ST}} = 1,68 + \frac{30,93}{34,8} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{sc} = 0 \text{ et } A_{st} = 0,79 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 0,79 \text{ cm}^2 < 0,5\% bh = 0,5\% 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Donc on va ferrailé avec le min de RPA

On opte :

$$\mathbf{3HA 12 \text{ (fil)} + 3 HA12 \text{ (chap)} = 6,78 \text{ cm}^2}$$

2. Armature transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Tableau V.12. Calcule Armature transversale à l'ELU.

	Poutre	S _t (cm)			A _t (cm ²)	Ferrailage
Plancher Corp Creux	Poutre Principale (35x45)	Zone nodale St≤min(h/4;12φ)	St≤min(11,25;19,2)	10	1,05	4 HA 8 2,01
		Zone courante St≤(h/2)	St≤22,5	15	1,575	
	Poutre Secondaire (30x40)	Zone nodale St≤min(h/4;12φ)	St≤min(10;19,2)	10	0,9	4 HA8 2,01
		Zone courante St≤(h/2)	St≤20	15	1,35	
Charpente	Poutre inclinée (30x40)	Zone nodale St≤min(h/4;12φ)	St≤min(10;16,8)	10	0,9	4 HA8 2,01
		Zone courante St≤(h/2)	St≤20	15	1,35	
	Poutre Secondaire (30x40)	Zone nodale St≤min(h/4;12φ)	St≤min(10;14,4)	10	0,9	4 HA8 2,01
		Zone courante St≤(h/2)	St≤20	15	1,35	

3. Délimitation de la zone nodale et courante

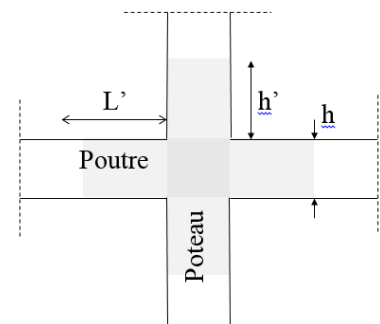
➤ Zone nodale

$L' = 2x h$ Avec : h : hauteur de la poutre

On aura :

$L' = 2x45 = 90 \text{ cm.}$ Poutres principales de (35X 45)

$L' = 2x40 = 80 \text{ cm.}$ Poutres secondaires de (30 X 40)



V.2.3. Vérification a l'ELU

a. condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

a.1. plancher corps creux

- Poutres principales 35x45

$$- A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 42 \times \frac{2,1}{400} = 1,77 \text{ cm}^2$$

❖ **Aux appuis**

$$- A_{\text{Adopte}} = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,77 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

❖ **En travées**

$$- A_{\text{Adopte}} = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,77 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

• **Poutres secondaire 30x40**

$$- A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

❖ **Aux appuis**

$$- A_{\text{Adopte}} = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,34 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

❖ **En travées**

$$- A_{\text{Adopte}} = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,34 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

a.2. Charpente

• **Poutres inclinée 30x40**

$$- A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

❖ **Aux appuis**

$$- A_{\text{Adopte}} = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,34 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

❖ **En travées**

$$- A_{\text{Adopte}} = 6,75 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,34 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

• **Poutres secondaire 30x40**

$$- A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

❖ **Aux appuis**

$$- A_{\text{Adopte}} = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,34 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

❖ **En travées**

$$- A_{\text{Adopte}} = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,34 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

b. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec :} \quad T_u : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

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

- Poutre principale

$$\tau_u = \frac{142,12 \times 10^3}{350 \times 420} = 0,96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

Tableau V.13. Vérification au cisaillement.

	Poutres	Effort tranchant T_u (KN)	b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Plancher Corps creux	Principale (35x45)	142,12	35	42	0,96	3,33	condition vérifiée
	Secondaire (30x40)	199,85	30	37	1,80	3,33	condition vérifiée
Charpente	Inclinée (30x40)	10,07	30	37	0,090	3,33	condition vérifiée
	Secondaire (30x40)	28,53	30	37	0,25	3,33	condition vérifiée

c. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales**(BAEL91/99.Art A.5.1.321)**

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 $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$

D'où : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$ Si $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire

- **Plancher corps creux**

- Poutre principale (35x45) : $142,12 - \frac{148,681}{0,9 \times 0,42} = -251,21 < 0$
- Poutre secondaire (30x40) : $199,85 - \frac{121,939}{0,9 \times 0,37} = -166,33 < 0$

- **Charpente**

- Poutre inclinée (30x40) : $10,07 - \frac{16,075}{0,9 \times 0,37} = -38,20 < 0$
- Poutre secondaire (30x40) : $28,53 - \frac{29,546}{0,9 \times 0,37} = -60,19 < 0$

Donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

d. Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis

(Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99)

Il faut vérifier que :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

▪ **Poutre Principale (35x45)**

$$T_u = 142,12 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,42 \times 0,35 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 882 \text{ KN}$$

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau V.14. Influence de l'effort tranchant sur le béton.

	Poutres	Effort tranchant T_u (KN)	b (cm)	d (cm)	f_{c28} (MPa)	γ_b	\bar{T}_u (KN)	OBS
Plancher Corps creux	Principale (35x45)	142,12	35	42	25	1,5	882	condition vérifiée
	Secondaire (30x40)	199,85	30	37	25	1,5	666	condition vérifiée
Charpente	Inclinée (30x40)	10,07	30	37	25	1,5	666	condition vérifiée
	Secondaire (30x40)	28,53	30	37	25	1,5	666	condition vérifiée

e. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :

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

Avec

- $\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i}$
- $\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement **HA**.
- $\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

e.1. Plancher corps creux**➤ Poutres Principales**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,6 + 3 \times 3,14 \times 1,6 = \mathbf{30,14 \text{ cm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{142,12 \times 10^3}{0,9 \times 420 \times 301,4} = \mathbf{1,24 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{1,24 \text{ MPa}} < \overline{\tau_{sc}} = \mathbf{3,15 \text{ MPa}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Poutres Secondaires

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,6 + 3 \times 3,14 \times 1,6 = \mathbf{30,14 \text{ cm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{199,85 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 301,4} = \mathbf{1,99 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{1,99 \text{ MPa}} < \overline{\tau_{sc}} = \mathbf{3,15 \text{ MPa}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e.2. Charpente**➤ Poutres inclinée**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,2 + 3 \times 3,14 \times 1,2 = \mathbf{22,61 \text{ cm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{10,07 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 226,1} = \mathbf{0,13 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = 0,13 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres Secondaires**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 1,2 + 3 \times 3,14 \times 1,2 = 22,61 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28,53 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 226,1} = 0,38 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,38 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

f. Calcul de longueur de scellement droit des barres

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

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

- Pour les \varnothing_{16} : $L_s = 56,43 \text{ cm}$
- Pour les \varnothing_{14} : $L_s = 49,38 \text{ cm}$
- Pour les \varnothing_{12} : $L_s = 42,32 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : **0,4 L_s** , pour les aciers **HA**.

- Pour les \varnothing_{16} : $L_a = 22,57 \text{ cm}$
- Pour les \varnothing_{14} : $L_a = 19,75 \text{ cm}$
- Pour les \varnothing_{12} : $L_a = 16,92 \text{ cm}$

V.2.4. Vérification à l'ELS

a. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b. Etat limite de compression du béton

La contrainte de compression du béton et de l'acier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

avec

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_s}$$

▪ **Poutre Principale (35x45)**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b.d} = \frac{100 \times 9,23}{35 \times 42} = 0,627$$

Puis en déduit les valeurs de $\beta_1 = 0,883$ et $K_1 = 27,94$

-les contraintes valent alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{91,39}{27,94} = 3,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_s} = \frac{31,284 \times 10^6}{0,883 \times 420 \times 932} = 91,39 \text{ MPa}$$

Donc les contraintes du béton et de l'acier sont vérifiées.

Le reste des vérifications se trouve dans le tableau suivant :

Tableau V.15. Vérification des contraintes.

	Poutre	Zone	Ah Adpt [cm ²]	Ms [KN.m]	ρ	β_1	K1	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$		$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	
								σ_{bc} [Mpa]	obs	σ_s [Mpa]	obs
Plancher Corp Creux	Poutre Principale (35x45)	Travée	9,23	31,284	0,628	0,883	27,940	3,270	C.V	91,377	C.V
		Appuis	12,06	58,052	0,820	0,870	23,460	5,615	C.V	131,735	C.V
	Poutre Secondaire (30x40)	Travée	9,23	20,605	0,832	0,870	23,460	2,956	C.V	69,339	C.V
		Appuis	12,06	43,546	1,086	0,856	19,720	5,781	C.V	114,005	C.V
Charpente	Poutre inclinée (30x40)	Travée	6,78	3,892	0,611	0,884	28,100	0,625	C.V	17,550	C.V
		Appuis	6,78	10,350	0,611	0,884	28,100	1,661	C.V	46,672	C.V
	Poutre Secondaire (30x40)	Travée	6,78	10,143	0,611	0,884	28,100	1,628	C.V	45,739	C.V
		Appuis	6,78	21,279	0,611	0,884	28,100	3,415	C.V	95,955	C.V

c. Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [art B.6.5]

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec \bar{f} : la flèche admissible.

L : la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

▪ **Poutre Principale (35x45)**

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{475}{500} = 0,95 \text{ cm}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,049 \text{ cm} < \bar{f} = 0,95 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Tableau V.16. Vérification de la flèche Pour les poutres

	Poutre	f (etabs)	\bar{f}		OBS
			L [cm]	L/500	
Plancher Corp Creux	Poutre Principale (35x45)	0,049	475	0,95	C.V
	Poutre Secondaire (30x40)	0,018	460	0,92	C.V
Charpente Type Ferme	Poutre inclinée (30x40)	0,0216	694	1,388	C.V
	Poutre Secondaire (30x40)	0,023	460	0,92	C.V

La flèche est vérifiée pour tous les poutres dans les deux sens (poutre principale et poutre Secondaire).

V.3. Les Voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges permanente et d'exploitation) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le ferrailage des voiles se fera en flexion composée sous l'action des sollicitations, il sera composé de :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

La méthode utilisée est la méthode classique (Exposé de la méthode)

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en 03 zones :

- Zone I : Sous Sol au 1^{er} étage
- Zone II : 2^{ème} étage au 4^{ème} étage
- Zone III : 5^{ème} au 6^{ème} étage.

V.3.1. Combinaisons d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

{	1.35 G + 1.5 Q	ELU
	G + Q	ELS
	G + Q + Ex/y	RPA 2003
	0.8 G ± Ex/y	RPA 2003

V.3.2. Exposé de la méthode

a. calcul de l'excentricité

$$e = \frac{m}{N}$$

b. déterminer le diagramme des contraintes

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, m), en utilisant les formules suivantes:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} y$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} y$$

Avec :

- Ω : section du béton
- I : moment d'inertie du trumeau
- Y : bras de levier; $Y=L/2$
- M et N sont déterminés à partir du logiciel.

Le RPA préconise de concentrer les armatures calculées au niveau des extrémités du voile.

Trois cas se présentent :

- faire en sorte de constituer un potelet avec un espacement de 10cm et un enrobage de 5cm.
- Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone ; Alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à **L/10**.
- en fin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone tendue

$$l_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$$

$$l_t = l - l_c$$

Remarque

Au cours de nos calculs, nous avons constaté que toutes les sections sont partiellement comprimées et simplement armées. Pour cela, on propose les détails suivants complétés par un exemple de calcul.

c. calcul du moment fictif

$$M_f = N \times g$$

Avec

- $g = e_u + \frac{h}{2} - c$ si N_u est un effort de compression
- $g = e_u - \frac{h}{2} + c$ si N_u est un effort de traction

d. ferrailage du voile✓ **Armatures verticales**

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

Avec :

- $b_u = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$
- γ_b : 1,15 situation accidentelle ; $\theta = 0.85$: si la durée d'application est < 1 heure.
- $\mu_b < \mu_l \Rightarrow SSA$
- $\mu_b > \mu_l \Rightarrow SDA$

$$A_V = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{N}{\sigma_s}$$

Avec

- A_V : section des armatures tendue du voile.

✓ **Armatures horizontales**

- **Exigence du RPA (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).**

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ
- $A_H > 0,15\% \times B$
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

- **Exigence du BAEL (Art A.8.2.4/BAEL 91 modifiées 99)**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

e. Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile A_V et $A_h \geq 0,15\% B$
- Zone courante : A_V et $A_h \geq 0,10\% B$.

f. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003 :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

g. 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 $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

h. Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min \{1.5e, 30\text{cm}\}$$

Avec :

e : épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

i. Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.3. Vérification

V.3.3.1. Exigences du RPA 99 (version 2003)

➤ Zone tendue

On doit vérifier

$$A_{\text{total tendu}} \geq 0,2\% B \times l_t \quad (\text{Art 7.7.4.1})$$

Avec :

B : la section de voile

L_t : la longueur de la zone tendue.

➤ Globalement dans le voile

On doit vérifier

$$A_{\text{total de voile}} \geq 0,15\% B \quad (\text{Art 7.7.4.2})$$

➤ Zone courante

On doit vérifier

$$A_{\text{total courante}} \geq 0,10\% L_c \times b \quad (\text{Art 7.7.4.2})$$

Avec

$$L_c = L - \frac{2L}{10} : \text{La longueur de la zone courante}$$

B : la largeur de voile.

V.3.3.2. Exigences du BAEL

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

V.3.3.3. Vérification à L'ELS

Pour cet état, on considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec

- N_{ser} : Effort normal appliqué
- B : Section du béton
- A : Section d'armatures adoptée.

V.3.3.4 Vérification de la contrainte de cisaillement

❖ D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /RPA)

$$\left. \begin{array}{l} \tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} \\ V = 1,4 \times V_U \end{array}$$

Avec

- b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile
- d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)
- h : Hauteur totale de la section brute.

❖ D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).

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

Il faut vérifier que :

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

V.3.4. Exemple de calcul

Ferraillage d'un Voile Transversale $L=1,35$ m en Zone I.

V.3.4.1. Caractéristiques géométriques

- $L_{nue \text{ du voile}} = 1,1 \text{ m}$; $e = 0,2 \text{ m}$
- $B = L \times e = 1,1 \times 0,2 = 0,22 \text{ m}^2$

V.3.4.2. les sollicitations

- $N_u = -1758,87$ KN (effort de compression)
- $M_u = 701,566$ KN.m
- Longueur de la zone d'extrémité : $\frac{L}{10} = \frac{110}{10} = 11$ cm

1. calcul de la hauteur utile

$$d = L - c - \frac{10}{2} = 110 - 5 - 5 = 100 \text{ cm}$$

2. calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M}{N} = \frac{701,566}{1758,87} = 0,40 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de segment limité par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

3. déterminer le diagramme des contraintes

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y = 15055,85 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} y = -1099,18 \text{ KN/m}^2$$

4. calcul de la longueur de la zone tendue

$$l_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{15055,85}{15055,85 + 1099,18} \times 1,1 = 0,64 \text{ m}$$

$$l_t = L - l_c = 1,1 - 0,64 = 0,46 \text{ m}$$

- **Espacement**

- En zone courante $D \leq \min \{1.5e, 30\text{cm}\} = 30 \text{ cm}$
- Soit $D = 20 \text{ cm}$ en zone courante
- Et en zone d'extrémité c'est $D/2 = 10 \text{ cm}$ (espacement du potelet)
- $d = L - 5 - D/2 = 110 - 5 - 10/2 = 100 \text{ cm}$.

5. calcul du moment fictif

$$M_f = N \times \left(e + \frac{h}{2} - c' \right)$$

$$M_f = 1758,87 \times \left(0,4 + \frac{1,1}{2} - 0,05 \right) \longrightarrow M_f = 1582,98 \text{ KN.m}$$

V.3.4.3. Ferrailage du voile➤ **Armatures verticales A_v**

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

avec

$$- f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.7 \text{ MPa}$$

$$- \mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1582.98 \times 10^6}{200 \times 1000^2 \times 21.7} = 0.364$$

$$\beta = 0.760$$

$$- A_v = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} - \frac{N}{\sigma_s} = \frac{1582.98 \times 10^5}{0.760 \times 100 \times 400 \times 10^2} - \frac{1758.87 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 8.1 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA16 + 2HA14 = 11,12 cm²**

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{\min} \geq 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.23 \frac{200 \times 1000 \times 2.1}{400} \times 10^{-2} = 2.41 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} \geq 0.002B = 0.002 \times 20 \times 110 = 4.4 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{adop} = 11.12 \geq A_{\min} = 4.4 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.3.4.4. Exigences de RPA 99 (version 2003)**a. Zone tendue**

$$\text{Section de la zone tendue : } A_{\text{tendu min}} = b \times l_t = 0.2 \times 0.46 = 0.092 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow 0.2\% b l_t = 1.84 \text{ cm}^2 \leq 11.12 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Globalement dans le voile

$$\text{Section minimal pour voile : } A_{\min \text{ de voile}} \geq 0.15\% B = 0.0015 \times 20 \times 110 = 3.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section totale des armatures : } A_{\text{total de voile}} = 2 \times 11.12 + 2.26 = 24.5 \text{ cm}^2$$

$$3.3 \text{ cm}^2 \leq 24.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. Zone courante

$$A_{V/\text{zone c}} = 0,10\% \times B_c$$

$$\text{Longueur de la zone courante : } L - 2 \left(\frac{L}{10} \right) = 110 - 2 \left(\frac{110}{10} \right) = 88 \text{ cm.}$$

$$\text{Section brute de la zone courante : } B_c = 88 \times 20 = 1760 \text{ cm}^2.$$

$$A_{V/\text{zone c}} = 0,001 \times 1760 = 1,76 \text{ cm}^2$$

$$1,76 \text{ cm}^2 \leq 16,45 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.3.4.5. Armatures horizontales

$$A_H \geq \max \left(\frac{A_v}{4} ; 0,15\% B \right)$$

$$A_H \geq \max \left[\frac{11,12}{4} ; 0,0015 \times 2200 \right]$$

$$A_H \geq 3,3 \text{ cm}^2$$

$$\text{En adopte: } 6\text{HA } 12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

V.3.4.6. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

V.3.4.7. Vérification des contraintes**❖ RPA 2003**

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} = \frac{1,4 \times 465,76 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1100} = 3,293 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 3,293 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ BAEL 91

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{465,76 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1100} = 2,352 \text{ MPa}$$

- τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \min(3,26 \text{ MPa}; 4\text{MPa}) = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,352 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3,26 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.4.8. Vérification à l'ELS

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{744,39 \times 10^3}{0,22 \times 10^6 + 15 \times 24,5 \times 10^2} = 2,89 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 \cdot f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa.}}$$

$$\sigma_b = 2,89 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.5. Ferrailages et Vérifications de tous les Voiles

Le calcul du ferrailage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont faite à partir des tableaux présenter ci-dessous :

✓ Sens transversales

Tableau V.17. Ferrailage de voile transversale $V_T = 1,35$ m

	Zone		I	II	III
Caractéristique géométriques	L (m)		1,1	1,13	1,15
	b (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m ²)		0,22	0,226	0,23
	L/10		0,11	0,113	0,115
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	V_u (KN)		465,76	207,5	117,57
	$V = 1,4 \times V_u$ (KN)		652,064	290,5	164,598
	N (KN)		-1758,87	210,88	170,27
	M (KN.m)		701,566	179,277	110,134
	e (m)		0,40	0,85	0,65
	OBS		SPC	SPC	SPC
	σ_{\max} (kN/m ²)		15055,85	9060,14	6330,99
	σ_{\min} (kN/m ²)		- 10997,18	- 5537,67	- 4421,94
	Lt (m)		0,46	0,43	0,47
	d (m)		1,00	1,03	1,05
	M_f (KN.m)		1582,98	71,696	22,14
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A_{\text{calculé}}$ (cm ²)		8,1	7,02	4,79
	A_{\min} (cm ²)		4,4	4,52	4,6
	Choix	Av_1	4HA16	4HA14	4HA12
	choix	Av_2	2HA14	2HA12	2HA12
	S_T		30	30	30
	Esp st (cm)	Av_1	10	10	10
		Av_2	20	20	20
section total d'armature	A_{total} de voile (cm ²)		24,5	19,08	15,82
	A_{tendu} total (cm ²)		11,12	8,41	6,78
	A_{zone} courante (cm ²)		16,45	12,94	11,3
armatures minimales	A_{\min} de voile (cm ²)		3,3	3,39	3,45
	A_{\min} zone tendue (cm ²)		1,84	1,72	1,88
	A_{\min} zone courante (cm ²)		1,76	1,81	1,84
Armatures horizontales	AH /nappe / ml (cm ²)		3,3	3,39	3,45
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12
	AH adopté (cm ²)		6,78	6,78	6,78
	Esp st (cm)		15	15	15
Vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b$	5 Mpa	3,293	1,43	0,79
	$\bar{\tau}_u$	3,26 Mpa	2,35	1,02	0,57
	$\bar{\sigma}_b$	15Mpa	2,89	2,12	1,20

✓ Sens longitudinales

Tableau V.18. Ferrailage de voile longitudinale $V_L = 1,00$ m

	Zone		I	II	III
Caractéristique géométriques	L (m)		0,75	0,78	0,80
	b (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m ²)		0,15	0,156	0,16
	L/10		0,075	0,078	0,08
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	V_u (KN)		261,52	121,23	73,81
	$V = 1,4 \times V_u$ (KN)		366,128	169,722	103,334
	N (KN)		-1259,59	525,68	153,89
	M (KN.m)		395,047	118,056	124,48
	e (m)		0,31	0,22	0,80
	OBS		SPC	SPC	SPC
	σ_{\max} (kN/m ²)		13263,17	5307,83	3758,68
	σ_{\min} (kN/m ²)		- 9350,18	- 1944,7	- 1483,91
	Lt (m)		0,31	0,21	0,23
	d (m)		0,65	0,68	0,70
	M_f (KN.m)		806,14	63,08	69,25
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A_{\text{calculé}}$ (cm ²)		14,53	10,64	6,37
	A_{\min} (cm ²)		3	3,12	3,2
	Choix	A_{v1}	4HA20	4HA20	4HA16
	choix	A_{v2}	2HA16	4HA14	4HA12
	S_T		30	30	30
	Esp st (cm)	A_{v1}	10	10	10
		A_{v2}	15	15	15
section total d'armature	A_{total} de voile (cm ²)		33,16	31,28	20,60
	A_{tendu} total (cm ²)		16,58	12,56	8,04
	A_{zone} courante (cm ²)		20,6	18,72	12,56
armatures minimales	A_{\min} de voile (cm ²)		2,25	2,34	2,40
	A_{\min} zone tendue (cm ²)		1,24	0,84	0,92
	A_{\min} zone courante (cm ²)		1,2	1,25	1,28
Armatures horizontales	AH /nappe / ml (cm ²)		4,15	3,14	2,40
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12
	AH adopté (cm ²)		6,78	6,78	6,78
	Esp st (cm)		15	15	15
Vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b$	5 Mpa	2,71	1,21	0,72
	$\bar{\tau}_u$	3,26 Mpa	1,94	0,86	0,51
	$\bar{\sigma}_b$	15Mpa	2,70	1,96	0,72

VI. Introduction

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure. Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
 - Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
 - Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans. On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.
- **FONDATIONS SUPERFICIELLES:** 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.
- **FONDATIONS PROFONDES:** Elles sont utilisées dans le cas de sol 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.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VI.1. Choix de type de fondation

Le choix du type de fondation dépend

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance : il est important de faire une bonne reconnaissance du sol.
- Profondeur du bon sol
- Le tassement du sol.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité);
- Facilité d'exécution (coffrage);
- Economie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible de 2 bars.

✓ Critère de résistance (capacité portante)

La portance du sol q_a est déterminée par la formule générale du DTU 13.11 relatif aux fondations superficielles.

$$q_a = \gamma_1 \cdot D + \frac{1}{F} \left[\frac{1}{2} \gamma_2 \cdot S_\gamma \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma_1 \cdot D (N_q - 1) + C \cdot S_c \cdot N_c \right]$$

Avec :

- γ_1 : Poids volumique sec des terres situées au-dessus de la semelle.
- γ_2 : Poids volumique à considérer des terres situées au-dessous de la semelle.
- D : hauteur d'ancrage de la semelle prise égale à 1.8m
- F : coefficient de sécurité pris égal 3m.
- N_γ , N_q , N_c : coefficients de portance du sol de fondation en fonction de l'angle de frottement interne du sol Φ .
- S_γ , S_c : coefficients de forme de la semelle
- $S_\gamma = 1 - 0,2 \frac{B}{L}$
- $S_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L}$
- $S_\gamma = S_c = 1$ (semelle filante).

VI.2. Dimensionnement des fondations

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service pour leur dimensionnement et à l'état limite ultime pour leurs armatures.

A. Base 1

1. Semelles isolées

Les semelles isolées sont les fondations des poteaux.

Leurs dimensions sont homothétiques à celles du poteau que la fondation supporte. Pour le pré dimensionnement il faut considérer l'effort normal N_s max qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N_{ser} = 1276,37 \text{ KN} \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \longrightarrow A = B$$

D'où :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}} \longrightarrow B \geq \sqrt{\frac{1276,37}{200}} = 2,52 \text{ m}$$

On aura donc $A = B = 2,52 \text{ m}$

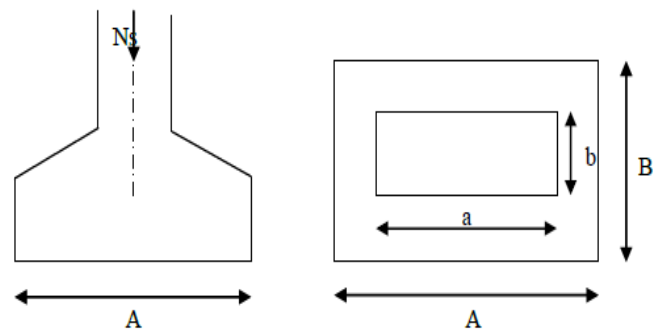


Fig.VI.1. Semelle isolée sous poteaux

2. semelles filantes

Les semelles filantes sont les fondations des voiles

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

B : la largeur de la semelle

L : longueur de la semelle

σ_{sol} : Contrainte du sol

G : charge permanent à la base du voile considéré

Q : surcharge d'exploitation à la base du voile considéré

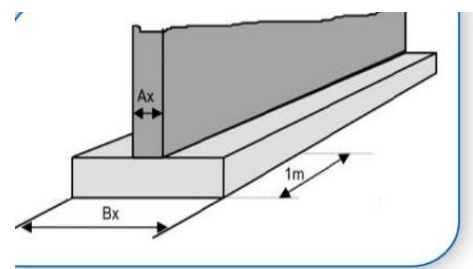


Fig.VI.2. Semelle filante sous voile

a. Semelle filantes sous voiles

Voile	N _s [KN]	L [m]	B [m]	S [m ²]
VL ₅	534,68	0,75	3,56	2,67
VL ₈	539,54	0,75	3,59	2,69
VL ₁₄	328,44	0,75	2,18	1,64
VL ₁₁	328,6	0,75	2,19	1,64
VT ₆	679,73	1,1	3,08	3,39
VT ₉	744,39	1,1	3,38	3,72
VT ₁₄	432,7	1,1	1,96	2,16
VT ₃	432,43	1,1	1,96	2,16
				20,07

b. Semelle filantes sous poteaux

Dans notre cas on prend le portique le plus sollicité

poteaux	N _s	N _{Totale}	M _s	M _{Totale}	e _i	N _i .e _i
33	1276,37	3110,71	-7,649	3,558	-3,8	-4850,206
34	1149,92		4,303		0,3	344,976
35	685,42		6,904		3,8	2604,596
						-1900,634

c. Etape de calcul

- Détermination de la résultante des charges:

$$R = \sum N_i = 3110,71 \text{ KN}$$

- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} \quad e = \frac{-1900,634 + 3,558}{3110,71} = -0,60 \text{ m}$$

- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle

- $e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale
- $e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire
- $e = -0,60 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{9,35}{6} = 1,56 \text{ m}$

Donc pour notre cas on a une répartition trapézoïdale

$$\begin{aligned}
 - \quad q_{\max} &= \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{3110,71}{9,35} \left(1 + \frac{6 \times (-0,60)}{9,35} \right) = 204,60 \text{ KN/ml} \\
 - \quad q_{\min} &= \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{3110,71}{9,35} \left(1 - \frac{6 \times (-0,60)}{9,35} \right) = 240,21 \text{ KN/ml} \\
 - \quad q\left(\frac{B}{4}\right) &= \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{3110,71}{9,35} \left(1 + \frac{3 \times (-0,60)}{9,35} \right) = 268,65 \text{ KN/ml}
 \end{aligned}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{268,65}{200} = 1,34m \text{ on prend } B = 1,40 \text{ m}$$

- **Surface des semelles filantes sous poteaux**

$$S_p = B \times L \times n = 1,4 \times (9,85 \times 6 + 6,35 \times 2) = 100,52 \text{ m}^2$$

Avec :

n: nombre de portique dans un seul sens

- **Surface des semelles filantes sous voiles**

$$S_v = 20,07 \text{ m}^2$$

- **Surface totale occupée par les semelles filantes est**

$$S_t = S_{t \text{ Poteaux}} + S_{t \text{ voiles}} = 100,52 + 20,07 = 120,59 \text{ m}^2$$

- **Surface totale de la structure**

$$S_{bat} = (24,4 \times 9,85) - (7,2 \times 3,5) = 215,14 \text{ m}^2$$

- **Pourcentage de la surface des semelles**

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = \frac{120,59}{215,14} = 0,5605$$

$$S_t = 56,05\% S_{bat} \quad S_t > 50\% S_{bat} \longrightarrow S_t > 50\% S_{bat}$$

Conclusion

Les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on adopte un radier nervuré comme fondation.

3. Etude du radier

Le radier nervuré sert d'assise à la construction il correspond au plancher bas du bâtiment. Pour pouvoir retenir ce mode de fondation il faut, toutefois que la construction ne supporte pas de charges d'exploitation présentant d'importantes dissymétries. Lorsque la condition précédente est réalisée, le radier fonctionne comme un plancher renversé.

1. Pré dimensionnement du radier

a. Condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm

$$h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$$

b. Condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad \text{avec : } L_{\max} = 4,60 \text{ m}$$

$$\frac{4,60}{8} \leq h \leq \frac{4,60}{5} \Rightarrow 0,58 \leq h \leq 0,92$$

c. Condition de rigidité (condition de longueur d'élastique)

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Ce qui nous conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \times 4,60\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,93 \text{ m} \quad \text{On adopte pour : } h = 100 \text{ cm} = 1 \text{ m.}$$

d. Hauteur de la dalle

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{460}{20} = 23 \text{ cm} \Rightarrow h_d = 30 \text{ cm}$$

e. Nervure**➤ Hauteur de la nervure**

La hauteur de la nervure doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{460}{10} = 46 \text{ cm} \Rightarrow h_n = 50 \text{ cm}$$

➤ Largeur de la nervure

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \Rightarrow 0,4 \times 100 \leq b_n \leq 0,7 \times 100$$

$$40 \leq b_n \leq 70 \quad \text{On opte pour : } b_n = 50 \text{ cm.}$$

f. Hauteur de la dalle flottante

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_{df} \leq \frac{L_{\max}}{40} \longrightarrow \frac{460}{50} \leq h_{df} \leq \frac{460}{40}$$

$$9,2 \leq h_{df} \leq 11,5 \quad \text{On opte pour : } h_{df} = 10 \text{ cm}$$

Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur de la nervures : **$h_n = 100 \text{ cm}$** .
- Largeur de la nervure: **$b_n = 50 \text{ cm}$** .
- Hauteur de la dalle: **$h_d = 30 \text{ cm}$** .
- Dalle flottante : **$h_{df} = 10 \text{ cm}$** .

2. Calcul des charges nécessaires au radier**A. Poids de la structure**

- Charge permanente : **$G_t = 18972,92 \text{ KN}$**
- Charge d'exploitation : **$Q_t = 3755,55 \text{ KN}$**

B. Combinaison d'action

$$\text{ELU : } N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 18972,92 + 1,5 \times 3755,55 = \mathbf{31246,77 \text{ KN}}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 18972,92 + 3755,55 = \mathbf{22728,47 \text{ KN}}$$

3. Détermination la surface du radier

$$\text{Etat Limite Ultime : } S_{rad}^{ELU} = \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{sol}} = \frac{31246,77}{1,33 \times 200} = 117,47 \text{ m}^2$$

$$\text{Etat Limite de Service : } S_{rad}^{ELS} = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{22728,47}{200} = 113,64 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = \max(S_{rad}^{ELU}; S_{rad}^{ELS}) = 117,47 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 215,14 \text{ m}^2 > 117,47 \text{ m}^2$$

Remarque

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du **BAEL**, et il sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h_{nér}}{2}; 30\text{cm}\right) = \left(\frac{100}{2}; 30\right) = 50 \text{ cm}$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{déb}$

Avec :

$$S_{déb} = (9,85 \times 0,5) \times 2 + (24,4 \times 0,5) + (8,6 \times 0,5) \times 2 + (3,5 \times 0,5) \times 2 + (6,2 \times 0,5) + (6 \times 0,5 \times 0,5)$$

$$\mathbf{S_{déb} = 38,75 \text{ m}^2}$$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{déb} = 215,14 + 38,75 = \mathbf{253,89 \text{ m}^2}$$

4. Détermination des efforts à la base du radier**❖ Poids du radier**

$$P_{radier} = P_{dalle} + P_{nervure} + P_{TVO} + P_{dalle \text{ flottante}}$$

a. Poids de la dalle

$$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 253,89 \times 0,30 \times 25 = \mathbf{1904,175 \text{ KN}}$$

b. Poids des nervures

$$P_{\text{ner}} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y) \times \rho_{\text{beton}}$$

$$P_{\text{ner}} = [0,5(1 - 0,3) \times [(9,85 \times 6 + 6,35 \times 2) + (24,4 \times 3 + 8,6 \times 2)]] \times 25 = \mathbf{1419,25 \text{ KN}}$$

c. Poids du TVO

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$P_{\text{TVO}} = (253,89 - 81,1) \times (1,00 - 0,3) \times 17 = \mathbf{2056,201 \text{ KN}}$$

Avec :

- **Poids volumique du TVO :**

$$\rho_{\text{TVO}} = 17 \text{ KN / m}^3$$

- **surface des nervures**

$$S_{\text{ner}} = 0,5 \times (9,85 \times 6 + 6,35 \times 2) + (24,4 \times 3 + 8,6 \times 2) = \mathbf{81,1 \text{ m}^2}$$

d. Poids de la dalle flottante

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{radier}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_{\text{béton}}$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (253,89 - 81,1) \times 0,1 \times 25 = \mathbf{431,975 \text{ KN}}$$

D'où :

$$G_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{ner}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

$$G_{\text{radier}} = 1904,175 + 1419,25 + 2056,201 + 431,975 = \mathbf{5811,601 \text{ KN}}$$

5. Surcharge du bâtiment et du radier

$$Q_{\text{bât}} = 3755,55 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{rad}} = 1,5 \times 253,89 = \mathbf{380,835 \text{ KN}}$$

A. Poids total de la structure

$$G_{\text{total}} = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}} = 18972,92 + 5811,601 = \mathbf{24784,521 \text{ KN}}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{bâtiment}} + Q_{\text{radier}} = 3755,55 + 380,835 = \mathbf{4136,385 \text{ KN}}$$

B. Combinaison d'actions

$$\text{ELU : } N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 24784,521 + 1,5 \times 4136,385 = \mathbf{39663,680 \text{ KN}}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 24784,521 + 4136,385 = \mathbf{28920,906 \text{ KN}}$$

6. Vérifications

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$.

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{39663,680 \times 1}{253,89} \times \frac{4,60}{2} = 359,31 \text{ kN}.$$

$$\tau_u = \frac{359,31 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,33 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 1,33 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement

b. Vérification de la stabilité du radier

▪ Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 12,7 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 5,11 \text{ m}$$

Avec:

S_i : aire du panneau considéré.

X_i ; Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

▪ Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] \longrightarrow I_{xx} = 10566,83 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] \longrightarrow I_{yy} = 20412,87 \text{ m}^4.$$

La stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

Effort normal (N) du aux charges verticales.

Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \times \mathbf{h}$$

Avec :

- \mathbf{M}_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.
- \mathbf{T}_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment
- \mathbf{I}_{xx} ; \mathbf{I}_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.
- \mathbf{h} : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

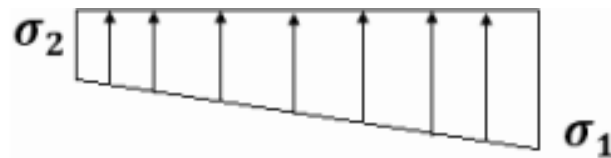


Fig. VI.3. Diagramme des contraintes

Tableau VI.1. Moment de renversement

Sollicitations		M_0 [KN.m]	T_0 [KN]	h [m]	M [KN.m]
Sens	X-X	22531,286	385,16	1	22916,446
	Y-Y	14241,909	342,81	1	14584,719

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

- L'ELU : $\sigma_m \leq 1,33 \overline{\sigma_{sol}}$
- L'ELS : $\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times v$ Avec : $N_u = 39663,680 \text{ KN}$; $N_s = 28920,906 \text{ KN}$

Tableau VI.2. Récapitulatif des contraintes

		ELU			ELS		
Contraintes		σ_1 [KN/m ²]	σ_2 [KN/m ²]	σ_m [KN/m ²]	σ_1 [KN/m ²]	σ_2 [KN/m ²]	σ_m [KN/m ²]
Sens	X-X	170,48	141,97	163,35	128,17	99,65	121,04
	Y-Y	164,15	149,17	160,405	121,83	106,86	118,09

- **A L'ELU:** $\sigma_m < 1,33 \bar{\sigma}_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$

- **A L'ELS:** $\sigma_m < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

		Contraintes	ELU	ELS	OBS
Sens	σ_m (X-X)		163,35	121,04	CV
	σ_m (Y-Y)		160,405	118,09	CV

c. Vérification au poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL91)

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite : $N_u \leq N'_u$

$$N'_u = \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à L'ELU pour le poteau.

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

h : Hauteur de la nervure égale à 1 m.

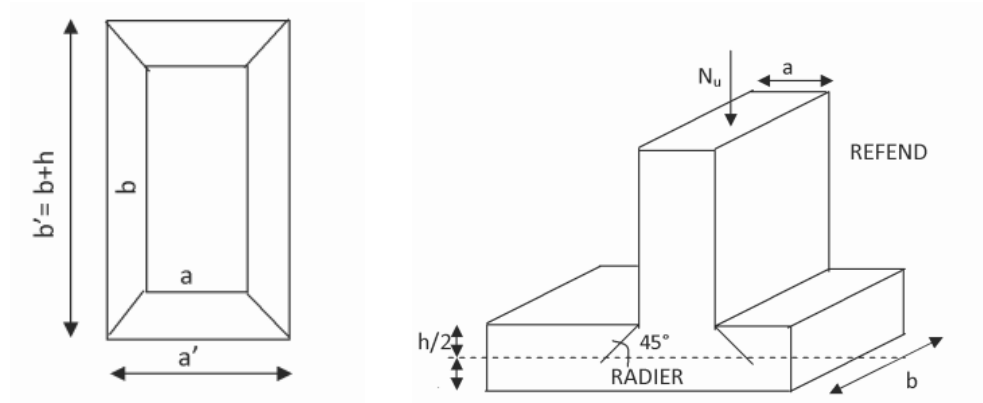


Fig. VI.4. Périmètre utile des voiles et des poteaux

➤ Calcul du périmètre utile μ_c

1. Poteau (le poteau le plus sollicité)

$$\mu_c = 2 \times (a' + b' + 2h) = 2 \times (0,5 + 0,5 + 2 \times 1) = 6 \text{ m}$$

$$N'_u = \frac{0,045 \times 6 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4500 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1582,01 \text{ KN} < N'_u = 4500 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Voile

$$\mu_c = 2 \times (a' + b' + 2h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 1) = 6,4 \text{ m}$$

$$N'_u = \frac{0,045 \times 6,4 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4800 \text{ KN.}$$

$$N_u = 933,21 \text{ KN} < N'_u = 4800 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d. Vérification de l'effort de sous pression

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P > P' \quad \text{Avec : } P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{radier} \times z$$

P : poids total du bâtiment à la base du radier.

$\alpha = 1,5$: Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement.

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

Z : profondeur de l'infrastructure (**h = 1m**).

$$P' = 1,5 \times 10 \times 253,89 \times 1 = 3808,35 \text{ KN.}$$

$$P = 19724,03 \text{ KN}$$

$$P = 19724,03 \text{ KN} > P' = 3141,6 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

Pas de risque de soulèvement de la structure.

e. Vérification de la stabilité au renversement :(Art A.10.1.5 RPA99/Version 2003).

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \right)$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{22916,446}{28920,906} = 0,792 \text{ m} < \frac{25,4}{4} = 6,35 \text{ m} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{14584,719}{28920,906} = 0,504 \text{ m} < \frac{10,85}{4} = 2,71 \text{ m} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

7. Ferrailage du radier

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus en travées se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **B.E.A.L 91 modifié 99**.

1. Ferrailage de la dalle du radier (panneaux encastrés sur 4 appuis)

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : si $\rho < 0,4 \longrightarrow$ le panneau travaille suivant une seule direction.

$$M_0^x = q_u \times \frac{L_x^2}{8}; \quad M_0^y = 0$$

2^{ème} Cas : si $0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de plus petite portée L_x : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x$

Les coefficients μ_x ; μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisines, et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité

a. Identification du panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,6}{4,1} = 0,88 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0478 \\ \mu_y = 0,740 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \rightarrow \quad$ La dalle travaille dans les deux sens

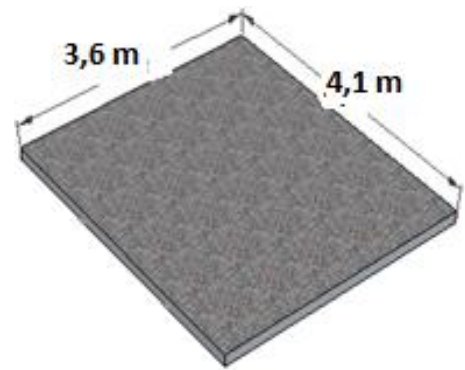


Fig.VI.5. Schéma dalle radier

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons

de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{A l'ELU : } q_u^m = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{1,35 \cdot G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 163,35 - \frac{1,35 \times 5811,601}{253,89} = 132,45 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } q_s^m = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 121,04 - \frac{5811,601}{253,89} = 98,15 \text{ KN/m}^2$$

b. Calcul des moments isostatiques à l'ELU

$$M_x = 0,0478 \times 132,45 \times 3,6^2 = 82,05 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,740 \times 82,05 = 60,72 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,75 : pour les moments en travées,

0,50 : pour les moments sur appuis intermédiaires,

0,30 : pour les moments sur appuis de rive.

$$\text{Moment aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = 0,5 \times 82,05 = 41,03 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0,5 \times 60,72 = 30,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0,85 \times 82,05 = 69,74 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 \times 60,72 = 45,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c. Ferrailage à ELU

- Sens longitudinal

- Aux appuis

$$\mu_{ap} = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{41,03 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,039 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,039 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,980$$

$$A_x^a = \frac{M_{ux}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{41,03 \times 10^2}{0,980 \times 27 \times 34,8} = 4,45 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **5HA14 = 7,69 cm²**, Avec **S_t = 20cm**.

- En travées

$$\mu = \frac{M_{ux}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{69,74 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,067 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,067 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,966$$

$$A_x^t = \frac{M_{ux}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{69,74 \times 10^2}{0,966 \times 27 \times 34,8} = 7,68 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **5HA20 = 15,70 cm²**, Avec **S_t = 15cm**.

- **Sens transversale**

- **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{30,36 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,029 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,029 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,985$$

$$A_y^a = \frac{M_{uy}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{30,36 \times 10^2}{0,985 \times 27 \times 34,8} = 3,28 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **5HA14 = 7,69 cm²**, Avec **S_t = 20cm**.

- **En travées**

$$\mu = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{45,54 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,044 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,044 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,978$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{45,54 \times 10^2}{0,978 \times 27 \times 34,8} = 4,95 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **5HA16 = 10,05 cm²**, Avec **S_t = 20cm**.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3. Récapitulatif des résultats dans les deux sens.

Sens	Zone	M (KN.m)	μ	β	Ferrailage	S_t (m)	Section (cm ²)
Longitudinale (X-X)	Aux appuis	41,03	0,039	0,980	5HA14	20	7,69
	En travée	69,74	0,067	0,966	5HA20	20	15,70
Transversale (Y-Y)	Aux appuis	30,36	0,029	0,985	5HA14	20	7,69
	En travée	45,54	0,044	0,978	5HA16	20	10,05

d. Vérification à L'ELU**1. Condition du non fragilité du béton**

ω_0 : Pourcentage d'acier minimal est égal à 0,8 ‰ pour les HA FeE400

- Sens X-X

$$w_x \geq w_0 \frac{(3-\rho)}{2} \quad \text{Avec : } w_x = \frac{A_{\min}}{b.h} ; \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

D'où :

$$A_{\min}^x \geq \frac{b.h.w_0(3-\rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0,0008 \frac{(3-0,88)}{2} = 2,55 \text{ cm}^2$$

- Sens Y-Y

$$w_y \geq w_0 \quad \text{Avec : } w_y = \frac{A_{\min}}{b.h}$$

D'où :

$$A_{\min}^y \geq b.h.w_0 = 100 \times 30 \times 0,0008 = 2,4 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que ce soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

✓ **Aux appuis**

$$A_{ad}^x = 7,69 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,55 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{ad}^y = 7,69 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,4 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée**

$$A_{ad}^x = 15,70 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,55 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{ad}^y = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,4 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Espacement des armatures (Art A.4.5, 33 BAEL 91 modifiée 99).

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

✓ **Sens longitudinal**

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(90 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Sens transversal**

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(120 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. Diamètre maximal des barres (BAEL 91 / Art. A.7.2,1) [14]

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ mm}$$

$$\phi_{adoptée} = 14 \text{ mm} < 30 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e. Vérification à l'ELS**1. Evaluation des moments M_x et M_y** **✓ Sens longitudinal**

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_x = 0,0549 \times 98,15 \times 3,6^2 = 69,83 \text{ KN.m}$$

- Moment aux appuis : $M_a^x = 0,5 \times 69,83 = 34,92 \text{ KN.m}$
- Moment en travées : $M_t^x = 0,85 \times 69,83 = 59,36 \text{ KN.m}$

✓ Sens transversal

$$M_y = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_y = 0,818 \times 69,83 = 57,12 \text{ KN.m}$$

- ✓ Moment aux appuis : $M_a^y = 0,5 \times 57,12 = 28,56 \text{ KN.m}$
- ✓ Moment en travées : $M_t^y = 0,75 \times 57,12 = 42,84 \text{ KN.m}$

2. Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. Donc :

a. Contraintes dans les aciers

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \{266,66 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}\}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

b. Contraintes dans le béton

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \geq \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de : $\rho = \frac{100.A}{b.d}$

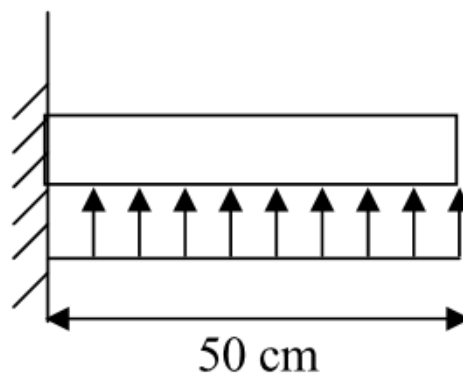
Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.

Zone	Sens	M_s (KN.m)	A (cm ²)	ρ	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
En travée	X-X	59,36	15,70	0,581	0,887	29,25	157,87	5,40	201,63	15	CV
	Y-Y	42,84	10,05	0,372	0,906	37,80	174,26	4,61			CV
Aux appuis	X-X	34,92	7,69	0,284	0,916	44,52	183,61	4,12			CV
	Y-Y	28,56	7,69	0,284	0,916	44,52	150,17	3,37			CV

8. Ferrailage des débords

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.



a. Calcul de Sollicitation

❖ A L'ELU

$$q_u = 132,45 \text{ KN/m}$$

$$M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-132,45 \times (0,5)^2}{2} = -16,57 \text{ KN.m}$$

b. Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{16,57 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,016 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,991$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16,57 \times 10^2}{0,991 \times 27 \times 34,8} = 1,78 \text{ cm}^2$$

Remarque

Les armatures du radier sont largement supérieures à celles du débord, $A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$, alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

9. Ferrailage des nervures

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Tous les panneaux de dalle du radier travaillent dans les deux sens ($0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$) donc, les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires tel que :

- Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires.
- Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

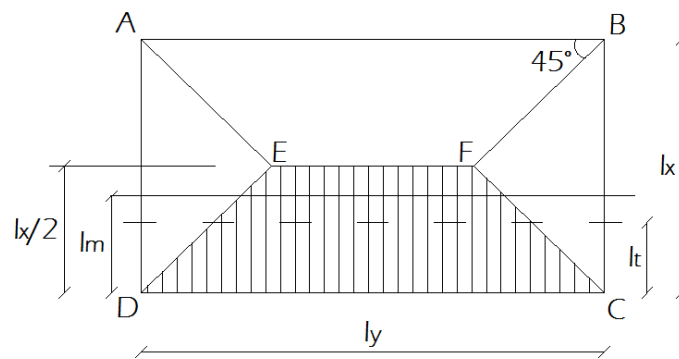
$$q_m = q \cdot l_m$$

$$q_t = q \cdot l_t$$

Avec :

- q_m : Charges permettant le calcul des moments fléchissant.
- q_t : Charges permettant le calcul des efforts tranchants.
- q : Charges agissant sur les panneaux de dalle des radier.

Les largeurs l_m et l_t sont déterminées comme suit :



➤ **Cas des charges trapézoïdales**

- Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{6} \right) = 3,6 \left(0,5 - \frac{0,88^2}{6} \right) = 1,34 \text{ m}$
- Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho}{4} \right) = 3,6 \left(0,5 - \frac{0,88}{4} \right) = 1,01 \text{ m}$

➤ **Cas des charges triangulaires**

- Moment fléchissant : $l_m = 0,333 l_x = 0,333 \times 3,6 = 1,20 \text{ m}$
- Effort tranchant : $l_t = 0,25 l_x = 0,25 \times 3,6 = 0,9 \text{ m}$

Le calcul se fait pour les nervures les plus sollicitées suivant les deux sens.

1. Détermination des sollicitations**a. Sens des grandes portées (Charges trapézoïdale)****Tableau VI.5.** Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des grandes portées.

panneau	ρ_x	l_x (m)	l_m (m)	l_t (m)	ELU			ELS		
					q_u (KN/m ²)	q_{mu} (KN/ml)	q_{tu} (KN/ml)	q_s (KN/m ²)	q_{ms} (KN/ml)	q_{ts} (KN/ml)
1	0,88	3,6	1,34	1,01	132,45	177,48	133,77	98,15	131,52	99,13
2	0,83	3	1,16	0,88	132,45	153,64	116,56	98,15	113,85	86,37
3	0,73	3	1,23	0,95	132,45	162,91	125,83	98,15	120,72	93,24
4	0,47	1,7	0,78	0,65	132,45	103,31	86,09	98,15	76,56	63,80

b. Sens des petites portées (Charges triangulaires)**Tableau VI.6.** Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des petites portées

panneau	ρ_x	l_x (m)	l_m (m)	l_t (m)	ELU			ELS		
					q_u (KN/m ²)	q_{mu} (KN/ml)	q_{tu} (KN/ml)	q_s (KN/m ²)	q_{ms} (KN/ml)	q_{ts} (KN/ml)
1	0,88	3,6	1,2	0,9	132,45	158,94	119,21	98,15	117,78	88,34
2	0,83	3	0,99	0,75	132,45	131,13	99,34	98,15	97,17	73,61
3	0,73	3	0,99	0,75	132,45	131,13	99,34	98,15	97,17	73,61
4	0,47	1,7	0,56	0,43	132,45	74,17	56,95	98,15	54,96	42,20

Le chargement total a pris en considérations

Tableau VI.7. Détermination des charges uniformes totales

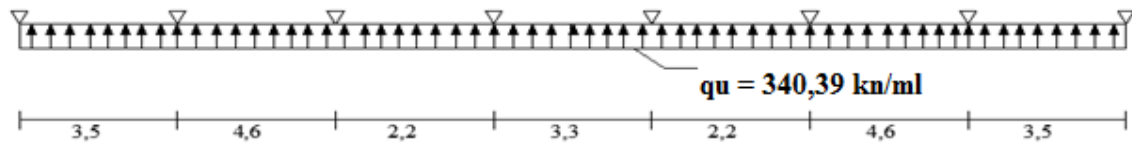
Sens de grands portés			Sens de petits portés		
q_{mu} (KN/ml)	q_{ms} (KN/ml)	q_{tu} (KN/ml)	q_{mu} (KN/ml)	q_{ms} (KN/ml)	q_{tu} (KN/ml)
340,39	252,24	259,6	312,58	231,63	235,77

2. Schéma statique

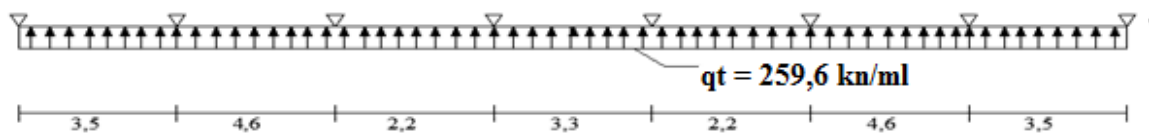
❖ Sens des grandes portées (Charges trapézoïdales)

▪ À l'ELU

a. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant

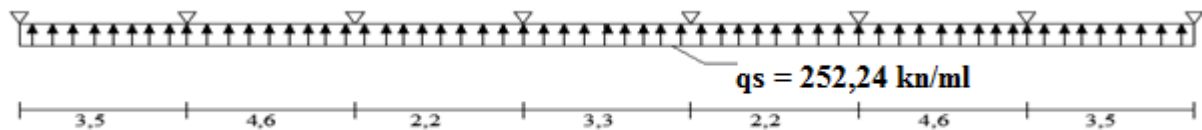


b. Schéma statique pour le calcul des efforts tranchants



▪ À l'ELS

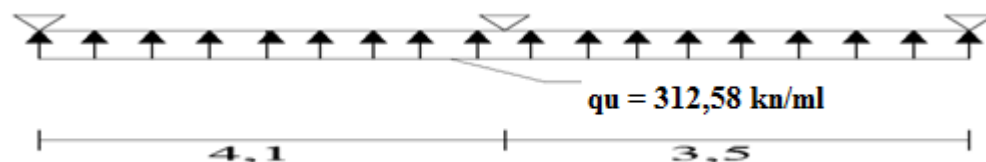
c. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant



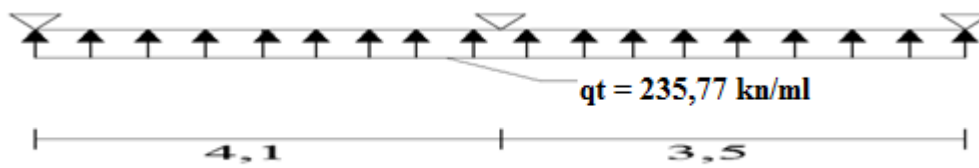
❖ Sens des petites portées (Charges triangulaires)

▪ À l'ELU

a. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant

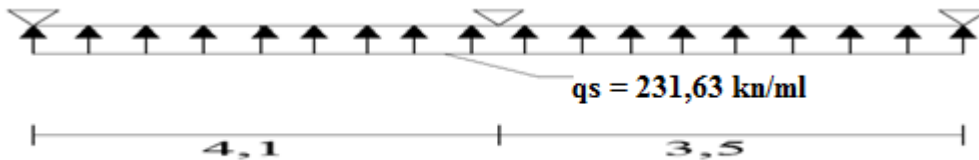


b. Schéma statique pour le calcul des efforts tranchants



▪ À l'ELS

c. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant



3. Calcul des efforts internes

Le calcul se fait à l'aide du logiciel ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

✓ Sens des grandes portées

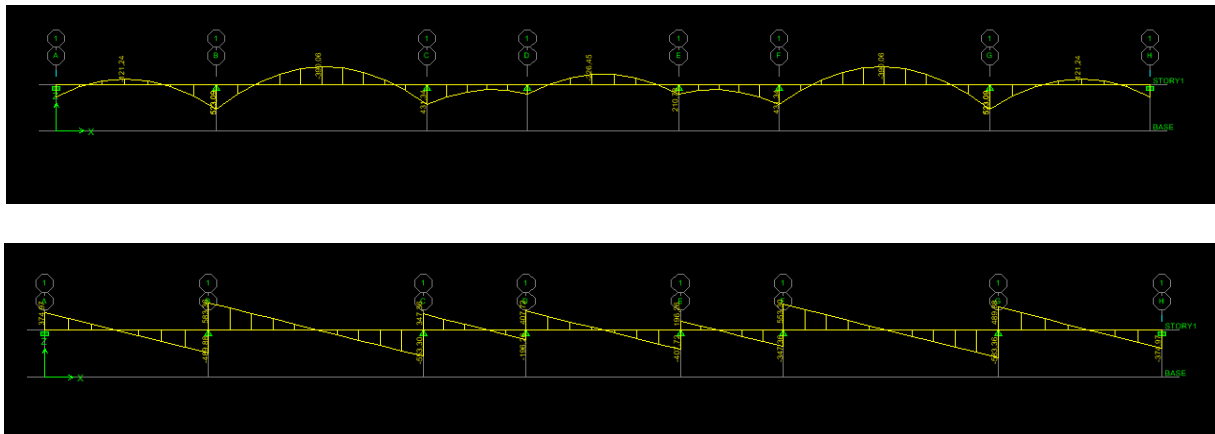
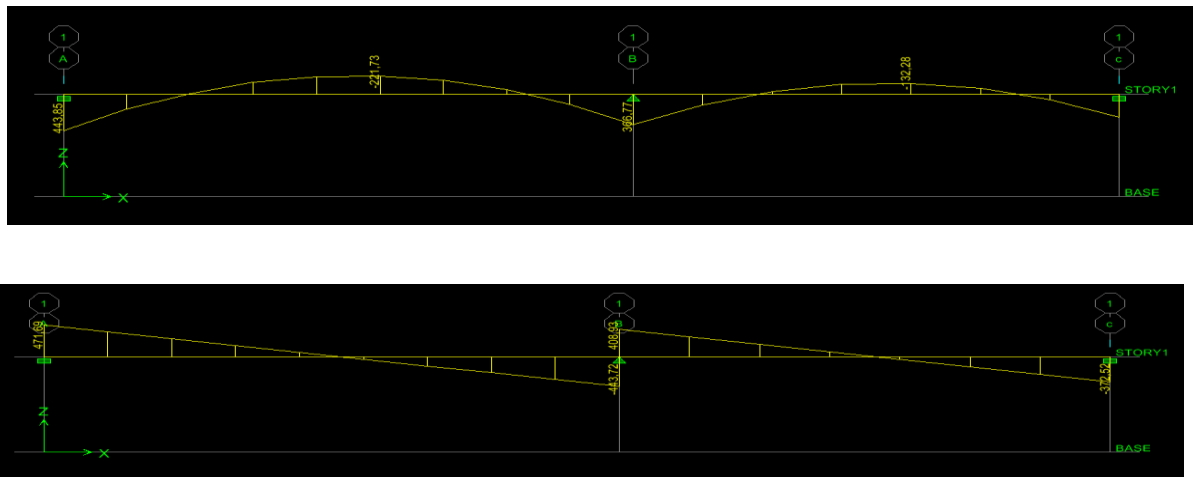


Fig. VI.6. Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens des grandes portées).

✓ Sens des petites portées

**Fig. VI.7.** Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens des petites portées)

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.8. Récapitulatif des efforts internes

	Grandes portées	Petites portées
Moments max aux appuis (KN.m)	523,09	443,85
Moments max en travée (KN.m)	390,06	221,73
Efforts Tranchants max (KN)	583,36	471,69

4. Calcul des Armatures

$B=50 \text{ cm}$; $d = 95 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad ; \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.9. Résultats du calcul des armatures des nervure.

Sens	zone	M_u [KN.m]	μ	β	$A_{calculé}$ cm^2	choix des barres	$A_{adopté}$ cm^2
Grandes portées	Aux appuis	523,09	0,081	0,957	16,54	4HA20 (fil) +4HA20 (chap)	25,12
	En travée	390,06	0,060	0,968	12,19	4HA20 (fil) +4HA16 (chap)	20,6
Petites portées	Aux appuis	443,85	0,069	0,964	13,93	4HA20 (fil) +4HA16 (chap)	20,6
	En travée	221,73	0,034	0,982	6,83	4HA16 (fil) +4HA14 (chap)	14,19

5. Vérification à l'ELU

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

$$A_{min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 95 \times \frac{2,1}{400} = 5,74 cm^2$$

Toutes les sections d'armatures adoptées que ce soit en travée ou en appui dans les deux sens sont supérieures à A_{min} . Donc la condition est vérifiée.

b. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL.91.art :A.5.1, 211)

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 MPa \right\} = 2,5 MPa$$

- Sens grandes portées

$$T_{u \max} = 583,36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{583,36 \times 10^3}{500 \times 950} = 1,23 MPa$$

$$\tau_u = 1,23 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \longrightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

- **Sens petites portées**

$$T_{u \max} = 471,69 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{471,69 \times 10^3}{500 \times 950} = 0,99 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,99 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

c. Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3).

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc}$

Avec :

$$\bar{\tau}_{sc} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement **HA**.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

- **Sens grandes portées**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 8 \times 3,14 \times 20 = 502,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{583,36 \times 10^3}{0,9 \times 950 \times 502,4} = 1,36 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

- **Sens petites portées**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3,14 \times 20 + 4 \times 3,14 \times 16 = 452,16 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{471,69 \times 10^3}{0,9 \times 950 \times 452,16} = 1,22 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,22 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

d. Diamètre des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right) = \min(2,86 ; 1,4 ; 5) = 1,4 \text{ cm}$$

On opte un cadre et un étrier en $\phi 10$, ($A_t = 3,14 \text{ cm}^2$).

e. Espacement maximale des armatures transversales (Art A.5.1, 22 BAEL91/modifiées99)

$$S_t^{\max} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \leq \min(85,5 ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}.$$

f. Armatures de peau (BAEL 91 / Art. A.8.3)

« Des armatures dénommées ‘‘armatures de peau’’ sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. ».

D'où :

$$A_{\text{peau}} = 2HA 14 = 3,08 \text{ cm}^2.$$

6. Vérification les conditions RPA

a. Espacement des armatures transversales Article 7.5.2.2 du RPA 99

• Zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{ 25 ; 16,80 \} = 16,80 \text{ cm}$$

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

• Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm}.$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$.

b. Armatures transversales minimales Art. 7.5.2.2 du RPA 99

$$A_{t_{\min}} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_{t_{\min}} = 3 \text{ cm}^2 < A_{t_{\text{adoptée}}} = 3,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

c. Délimitation de la zone nodale

La zone nodale pour le cas des poutres (nervures) est délimitée dans la figure 7.2 du RPA 99 [13] en page 63 (Zone nodale) comme suit :

$$l' = 2.h$$

Avec :

- l' : Longueur de la zone nodale.
- h : Hauteur de la poutre.

D'où :

$$l' = 2 \times 100 = 200 \text{ cm.}$$

7. Vérification des contraintes à l'ELS

Le calcul des moments fléchissant à l'ELS se fait à l'aide du logiciel ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

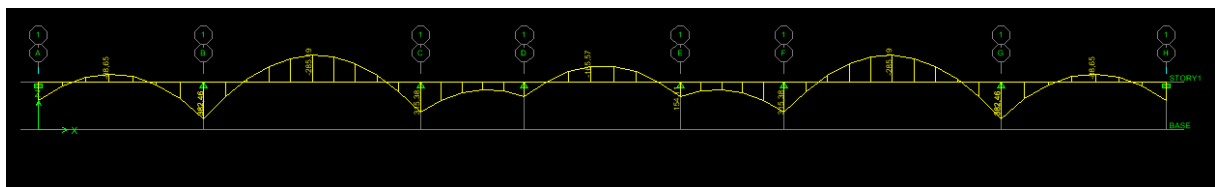
➤ Sens des grandes portées

Fig.VI.8. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens des grandes portées).

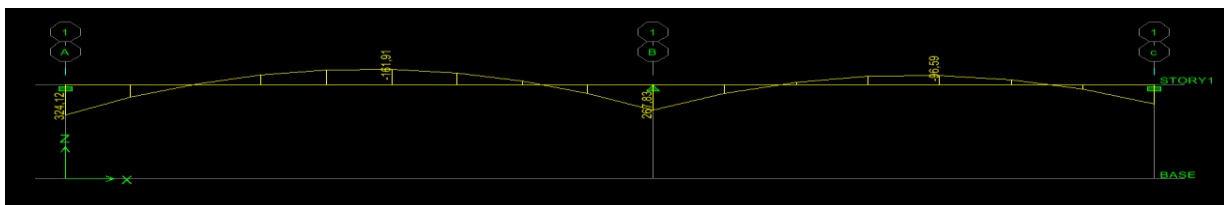
➤ Sens des petites portées

Fig.VI.9. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens des petites portées).

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.10. Récapitulatif des moments fléchissant

	Grandes portées	Petites portées
Moments max aux appuis (KN.m)	382,46	324,12
Moments max en travée (KN.m)	285,19	161,91

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. Donc :

a. Contraintes dans les aciers

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \{266,66 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

b. Contraintes dans le béton

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \geq \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de : $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11. Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.

Zone	Sens	M_s (KN.m)	A (cm ²)	ρ	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
grandes portées	aux appuis	382,46	25,12	0,529	0,891	30,87	179,87	5,83	201,63	15	CV
	en travée	285,19	20,6	0,433	0,900	34,70	161,92	4,67			CV
petites portées	aux appuis	324,12	20,6	0,433	0,900	34,70	184,02	5,30			CV
	en travée	161,91	14,19	0,299	0,914	43,14	131,41	3,05			CV

Conclusion

Le ferrailage retenu pour le radier est le suivant :

1. La dalle du radier (y compris les débords)**➤ Sens X-X**

- En travée (Lit supérieur) : 5HA 20/ml ($S_t = 20$ cm).
- Aux appuis (Lit inférieur) : 5HA 14/ml ($S_t = 20$ cm).

➤ Sens Y-Y

- En travée (Lit supérieur) : 5HA 16/ml ($S_t = 20$ cm).
- Aux appuis (Lit inférieur) : 5HA 14/ml ($S_t = 20$ cm).

2. Les nervures**❖ Sens des grandes portées**

- Armatures supérieures (En travée) : 4HA20 (fil) +4HA16 (chap)
- Armatures inférieures (Aux appuis) : 4HA20 (fil) +4HA20 (chap)

❖ Sens des petites portées

- Armatures supérieures (En travée) : 4HA16 (fil) +4HA14 (chap)
- Armatures inférieures (Aux appuis) : 4HA20 (fil) +4HA16 (chap).

- Armatures de peau : 2HA 14 (Pour toutes les nervures)

B. Base 2**1. Semelle isolé**

$$N_{ser} = 1100,11 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2$$

D'ou:

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}} \longrightarrow B \geq \sqrt{\frac{1100,11}{200}} = 2,34 \text{ m}$$

On aura donc $A = B = 2,34 \text{ m}$

Vue l'importance de leur dimensions (risque de chevauchements) on va opter pour des semelles filantes.

2. Semelle filante**a. Semelle filantes sous voiles**

Voile	N_s [KN]	L [m]	B [m]	S [m ²]
VL ₁	444,74	0,75	2,96	2,22
VL ₃	444,87	0,75	2,96	2,22
VT ₁	617,62	1,1	2,80	3,03
VT ₁₂	617,62	1,1	2,80	3,08
				10,6

b. Semelle filantes sous poteaux

Dans notre cas on prend le portique le plus sollicité

poteaux	N _s	N _{Totale}	M _s	M _{Totale}	e _i	N _i .e _i
31	742,56	1842,67	-9,767	-12,41	-2,325	-1726,452
32	1100,11		-2,643		2,325	2557,755
						831,303

c. Etape de calcul

- Détermination de la résultante des charges**

$$R = \sum N_i = 3110,71 \text{ KN}$$

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} \quad e = \frac{831,303 + (-12,41)}{1842,67} = 0,44m$$

- **Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle**

$$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire}$$

$$e = 0,44 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{7,65}{6} = 1,275 \text{ m}$$

Donc pour notre cas on a une répartition trapézoïdale

$$\begin{aligned} - \quad q_{\max} &= \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{1842,67}{7,65} \left(1 + \frac{6 \times 0,44}{7,65} \right) = 323,99 \text{ KN/ml} \\ - \quad q_{\min} &= \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{1842,67}{7,65} \left(1 - \frac{6 \times 0,44}{7,65} \right) = 157,75 \text{ KN/ml} \\ - \quad q\left(\frac{B}{4}\right) &= \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{1842,67}{7,65} \left(1 + \frac{3 \times 0,44}{7,65} \right) = 205,43 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{205,43}{200} = 1,02m \text{ on prend } B = 1,40 \text{ m}$$

- **Surface des semelles filantes sous poteaux**

$$S_p = B \times L \times n = 1,40 \times (7,65 \times 6 + 3 \times 2) = 72,66 \text{ m}^2$$

Avec :

n: nombre de portique dans un seul sens

- **Surface des semelles filantes sous voiles**

$$S_v = 10,6 \text{ m}^2$$

- **Surface totale occupée par les semelles filantes est**

$$S_t = S_t \text{ Poteaux} + S_t \text{ voiles} = 72,66 + 10,6 = 83,26 \text{ m}^2$$

- **Surface totale de la structure**

$$S_{bat} = (24,4 \times 7,9) - (7,2 \times 4,65) = 159,28 \text{ m}^2$$

- **Pourcentage de la surface des semelles**

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = \frac{83,26}{159,28} = 0,5227$$

$$S_t = 52,27 \% S_{bat} \longrightarrow S_t > 50\% S_{bat}$$

Conclusion

Les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on adopte un radier nervuré comme fondation

3. Etude de radier

On suit la même procédure de radier (base 1) précédent pour le calcul de radier base 2.

On opte les résultats suivants :

1. Pré dimensionnement

- Hauteur de la nervures : $h_n = 100 \text{ cm}$.
- Largeur de la nervure: $b_n = 50 \text{ cm}$.
- Hauteur de la dalle: $h_d = 30 \text{ cm}$.
- Dalle flottante : $h_{df} = 10 \text{ cm}$.

2. Calcul des charges nécessaires au radier

a. Poids de la structure

- Charge permanente : $G_t = 10361,48 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q_t = 2099,87 \text{ KN/m}^2$

b. Combinaison d'action

$$\text{ELU : } N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 10361,48 + 1,5 \times 2099,87 = 17137,80 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 10361,48 + 2099,87 = 12451,35 \text{ KN}$$

3. Détermination la surface du radier

$$\text{Etat Limite Ultime : } S_{rad}^{ELU} = \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{sol}} = \frac{17137,80}{1,33 \times 200} = 64,43 \text{ m}^2$$

$$\text{Etat Limite de Service : } S_{rad}^{ELS} = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{12461,35}{200} = 62,31 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = \max(S_{rad}^{ELU}; S_{rad}^{ELS}) = 64,43 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 159,28 \text{ m}^2 > 64,43 \text{ m}^2$$

Remarque

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du **BAEL**, et il sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h_{nér}}{2}; 30\text{cm}\right) = \left(\frac{100}{2}; 30\right) = 50 \text{ cm}$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{déb}$

Avec :

$$S_{déb} = (7,65 \times 0,5) \times 2 + (8,1 \times 0,5) \times 2 + (4,15 \times 0,5) \times 2 + (7,2 \times 0,5) + (4 \times 0,5 \times 0,5)$$

$$S_{déb} = 24,5 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{déb} = 159,28 + 24,5 = 183,78 \text{ m}^2$$

4. Détermination des efforts à la base du radier

Poids du radier

$$P_{radier} = P_{dalle} + P_{nervure} + P_{TVO} + P_{dalle \text{ flottante}}$$

a. Poids de la dalle

$$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{dalle} = 183,78 \times 0,30 \times 25 = 1378,35 \text{ KN}$$

b. Poids des nervures

$$P_{ner} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y) \times \rho_{\text{beton}}$$

$$P_{ner} = [0,5(1 - 0,3) \times [(24,4 \times 2 + 8,6 \times 2) + (7,9 \times 6 + 3 \times 2)] \times 25] = 1044,75 \text{ KN}$$

c. Poids du TVO

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$$

$$P_{TVO} = (183,78 - 58,8) \times (1,00 - 0,3) \times 17 = \mathbf{1487,26 \text{ KN}}$$

Avec :

- **La surface des nervures**

$$S_{ner} = 0,5 \times [(24,4 \times 2 + 8,6 \times 2) + (7,9 \times 6 + 3 \times 2)] = \mathbf{58,8 \text{ m}^2}$$

d. Poids de la dalle flottante

$$P_{dalle \text{ flottante}} = (S_{radier} - S_{ner}) \times e_p \times \rho_{\text{béton}}$$

$$P_{dalle \text{ flottante}} = (183,78 - 58,8) \times 0,1 \times 25 = \mathbf{312,45 \text{ KN}}$$

D'où :

$$G_{radier} = P_{dalle} + P_{ner} + P_{TVO} + P_{dalle \text{ flottante}}$$

$$G_{radier} = 1378,35 + 1044,75 + 1487,26 + 312,45 = \mathbf{4222,81 \text{ KN}}$$

5. Surcharge du bâtiment et du radier

$$Q_{bat} = \mathbf{2099,87 \text{ KN}}$$

$$Q_{rad} = 1,5 \times 183,78 = \mathbf{275,67 \text{ KN}}$$

A. Poids total de la structure

$$G_{total} = G_{bâtiment} + G_{radier} = 10361,48 + 4222,81 = \mathbf{14584,29 \text{ KN}}$$

$$Q_{total} = Q_{bat} + Q_{rad} = 2099,87 + 275,67 = \mathbf{2375,54 \text{ KN}}$$

B. Combinaison d'actions

$$ELU : N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 14584,29 + 1,5 \times 2375,54 = \mathbf{23252,10 \text{ KN}}$$

$$ELS : N_s = G + Q = 14584,29 + 2375,54 = \mathbf{16959,83 \text{ KN}}$$

6. Vérifications

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$.

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{radier}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{23252,10 \times 1}{183,78} \times \frac{4,65}{2} = \mathbf{294,16 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = \frac{294,16 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0,92 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,92 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'ya pas de risque de cisaillement

b. Vérification de la stabilité du radier

▪ Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 12,7m \qquad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 4,74m$$

Avec:

S_i : aire du panneau considéré.

X_i ; Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

▪ Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] \longrightarrow I_{xx} = 5108,69 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] \longrightarrow I_{yy} = 11575,71 \text{ m}^4.$$

La stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

Effort normal (N) du aux charges verticales.

Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Tableau VI.12. Moment de renversement

Sollicitations		M_0 [KN.m]	T_0 [KN]	h [m]	M [KN.m]
Sens	X-X	25517,829	1581,08	1	27098,91
	Y-Y	22372,571	1755,31	1	24127,88

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

- L'ELU : $\sigma_m \leq 1,33 \overline{\sigma_{sol}}$
- L'ELS : $\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times \nu$ Avec : $N_u = 23252,10 \text{ KN}$; $N_s = 16959,83 \text{ KN}$

Tableau VI.13. Récapitulatif des contraintes

		ELU			ELS		
Contraintes		σ_1 [KN/m ²]	σ_2 [KN/m ²]	σ_m [KN/m ²]	σ_1 [KN/m ²]	σ_2 [KN/m ²]	σ_m [KN/m ²]
Sens	X-X	165,25	96,79	141,39	122,01	62,55	107,16
	Y-Y	144,99	104,13	134,78	110,91	69,90	100,66

- A L'ELU: $\sigma_m < 1,33 \bar{\sigma}_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$
- A L'ELS: $\sigma_m < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

	Contraintes	ELU	ELS	OBS
Sens	σ_m (X-X)	141,39	107,16	CV
	σ_m (Y-Y)	134,78	100,66	CV

c. Vérification au poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL91)

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite : $N_u \leq N'_u$

$$N'_u = \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ Calcul du périmètre utile μ_c

1. Poteau (le poteau le plus sollicité)

$$\mu_c = 2 \times (a' + b' + 2h) = 2 \times (0,5 + 0,5 + 2 \times 1) = \mathbf{6\ m}$$

$$N'_u = \frac{0,045 \times 6 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = \mathbf{4500\ KN.}$$

$$N_u = 1514,12\ KN < N'_u = 4500\ KN \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Voile

$$\mu_c = 2 \times (a' + b' + 2h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 1) = \mathbf{6,4\ m}$$

$$N'_u = \frac{0,045 \times 6,4 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = \mathbf{4800\ KN.}$$

$$N_u = 277,6\ KN < N'_u = 4800\ KN \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d. Vérification de l'effort de sous pression

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P > P' \quad \text{Avec :} \quad P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{radier} \times z$$

$$P' = 1,5 \times 10 \times 183,78 \times 1 = \mathbf{2756,7\ KN.}$$

$$\mathbf{P = 10781,44\ KN}$$

$$P = 10781,44\ KN > P' = 2756,7\ KN \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

Pas de risque de soulèvement de la structure.

e. Vérification de la stabilité au renversement :(Art A.10.1.5 RPA99/Version 2003).

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \right)$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{27098,91}{16959,83} = 1,60 \text{ m} < \frac{25,4}{4} = 6,35 \text{ m} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{24127,88}{16959,83} = 1,42 \text{ m} < \frac{8,65}{4} = 2,16 \text{ m} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

7. Ferrailage du radier**1. Ferrailage de la dalle du radier (panneaux encastrés sur 4 appuis)****a. Identification du panneau le plus sollicité**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,1}{4,15} = 0,99 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0377 \\ \mu_y = 0,978 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens

.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{A L'ELU : } q_u^m = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{1,35 \cdot G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 141,39 - \frac{1,35 \times 4222,81}{183,78} = 110,37 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A L'ELS : } q_s^m = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 107,16 - \frac{4222,81}{183,78} = 84,18 \text{ KN/m}^2$$

b. Calcul des moments isostatiques à l'ELU

$$M_x = 0,0377 \times 110,37 \times 4,1^2 = 69,95 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = 0,978 \times 69,95 = 68,41 \text{ KN.m.}$$

Remarque :

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,75 : pour les moments en travées,

0,50 : pour les moments sur appuis intermédiaires,

0,30 : pour les moments sur appuis de rive.

$$\text{Moment aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = 0,5 \times 69,95 = 34,98 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0,5 \times 68,41 = 34,21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0,85 \times 69,95 = 59,46 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 \times 68,41 = 51,31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c. Ferraillage à ELU

$$\mu = \frac{M}{b d^2 f_{bc}} \quad ; \quad A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$$

Tableau VI.14. Récapitulatif des résultats dans les deux sens.

Sens	Zone	M (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	Ferraillage	S _t (m)	Section (cm ²)
Longitudinale (X-X)	Aux appuis	34,98	0,033	0,982	3,79	5HA14	20	7,69
	En travée	59,46	0,057	0,970	6,52	5HA20	20	15,70
Transversale (Y-Y)	Aux appuis	34,21	0,033	0,983	3,71	5HA14	20	7,69
	En travée	51,31	0,051	0,974	5,61	5HA20	20	15,70

d. Vérification à L'ELU

1. Condition du non fragilité du béton

ω_0 : Pourcentage d'acier minimal est égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

- Sens X-X

$$w_x \geq w_0 \frac{(3-\rho)}{2} \quad \text{Avec : } w_x = \frac{A_{min}}{b.h} ; \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

D'où :

$$A_{\min}^x \geq \frac{b \cdot h \cdot w_0 (3 - \rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0,0008 \frac{(3 - 0,99)}{2} = 2,41 \text{ cm}^2$$

- **Sens Y-Y**

$$w_y \geq w_0 \quad \text{Avec : } w_y = \frac{A_{\min}}{b \cdot h}$$

D'où :

$$A_{\min}^y \geq b \cdot h \cdot w_0 = 100 \times 30 \times 0,0008 = 2,4 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que ce soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

✓ **Aux appuis**

$$A_{\text{ad}}^x = 7,69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,41 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{ad}}^y = 7,69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée**

$$A_{\text{ad}}^x = 15,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,41 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{ad}}^y = 15,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Espacement des armatures (Art A.4.5, 33 BAEL 91 modifiée 99).

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

✓ **Sens longitudinal**

$$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = \min (90 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Sens transversal**

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(120 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. Diamètre maximal des barres (BAEL 91 / Art. A.7.2,1) [14]

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{adoptée}} = 14 \text{ mm} < 30 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e. Vérification à l'ELS**1. Evaluation des moments M_x et M_y** ✓ **Sens longitudinal**

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_x = 0,0451 \times 84,18 \times 4,1^2 = 63,82 \text{ KN.m}$$

- Moment aux appuis : $M_a^x = 0,5 \times 63,82 = 31,91 \text{ KN.m}$
- Moment en travées : $M_t^x = 0,85 \times 63,82 = 54,25 \text{ KN.m}$

✓ **Sens transversal**

$$M_y = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_y = 0,985 \times 63,82 = 62,86 \text{ KN.m}$$

- ✓ Moment aux appuis : $M_a^y = 0,5 \times 62,86 = 31,43 \text{ KN.m}$
- ✓ Moment en travées : $M_t^y = 0,75 \times 62,86 = 47,15 \text{ KN.m}$

2. Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. Donc :

a. Contraintes dans les aciers

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \{266,66 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

b. Contraintes dans le béton

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \geq \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de : $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.15. Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.

Zone	Sens	M_s (KN.m)	A (cm ²)	ρ	B_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
En travée	X-X	54,25	15,70	0,581	0,887	29,25	144,28	4,93	201,63	15	CV
	Y-Y	47,15	15,70	0,581	0,887	29,25	125,40	4,29			CV
Aux appuis	X-X	31,91	7,69	0,285	0,916	44,30	167,78	3,79			CV
	Y-Y	31,43	7,69	0,285	0,916	44,30	165,26	3,73			CV

8. Ferrailage des débords

a. Calcul de Sollicitation

➤ A L' ELU :

$$q_u = 110,37 \text{ KN/m}$$

$$M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-110,37 \times (0,5)^2}{2} = -13,80 \text{ KN.m}$$

b. Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{13,80 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,013 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,013 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,993$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13,80 \times 10^2}{0,993 \times 27 \times 34,8} = 1,48 \text{ cm}^2$$

Remarque

Les armatures du radier sont largement supérieures à celles du débord, $A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$, alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

9. Ferrailage des nervures

$$q_m = q \cdot l_m$$

$$q_t = q \cdot l_t$$

➤ Cas des charges trapézoïdales

- Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{6}\right) = 4,1 \left(0,5 - \frac{0,99^2}{6}\right) = 1,38 \text{ m}$
- Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho}{4}\right) = 4,1 \left(0,5 - \frac{0,99}{4}\right) = 1,03 \text{ m}$

➤ Cas des charges triangulaires

- Moment fléchissant : $l_m = 0,333 l_x = 0,333 \times 4,1 = 1,37 \text{ m}$
- Effort tranchant : $l_t = 0,25 l_x = 0,25 \times 4,1 = 1,02 \text{ m}$

Le calcul se fait pour les nervures les plus sollicitées suivant les deux sens.

1. Détermination des sollicitations**a. Sens des grandes portées (Charges trapézoïdale)****Tableau VI.16.** Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des grandes portées.

					ELU			ELS		
panneau	ρ_x	l_x (m)	l_m (m)	l_t (m)	q_u (KN/m ²)	q_{mu} (KN/ml)	q_{tu} (KN/ml)	q_s (KN/m ²)	q_{ms} (KN/ml)	q_{ts} (KN/ml)
1	0,99	4,1	1,38	1,03	110,37	152,31	113,68	84,18	116,17	86,71
2	0,72	3	1,24	0,96	110,37	136,86	105,96	84,18	104,38	80,81
3	0,73	3	1,23	0,95	110,37	135,76	104,85	84,18	103,54	79,97

b. Sens des petites portées (Charges triangulaires)**Tableau VI.17.** Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des petites portées

					ELU			ELS		
panneau	ρ_x	l_x (m)	l_m (m)	l_t (m)	q_u (KN/m ²)	q_{mu} (KN/ml)	q_{tu} (KN/ml)	q_s (KN/m ²)	q_{ms} (KN/ml)	q_{ts} (KN/ml)
1	0,99	4,1	1,37	1,02	110,37	151,21	112,58	84,18	118,57	88,28
2	0,72	3	0,99	0,75	110,37	109,27	82,78	84,18	83,34	63,14
3	0,73	3	0,99	0,75	110,37	109,27	82,78	84,18	83,34	63,14

Le chargement total a pris en considérations**Tableau VI.18.** Détermination des charges uniformes totales

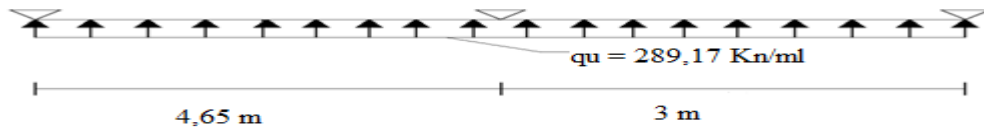
Sens de grands portés			Sens de petits portés		
q_{mu} (KN/ml)	q_{ms} (KN/ml)	q_{tu} (KN/ml)	q_{mu} (KN/ml)	q_{ms} (KN/ml)	q_{tu} (KN/ml)
289,17	220,55	219,64	286,97	222,11	217,43

2. Schéma statique

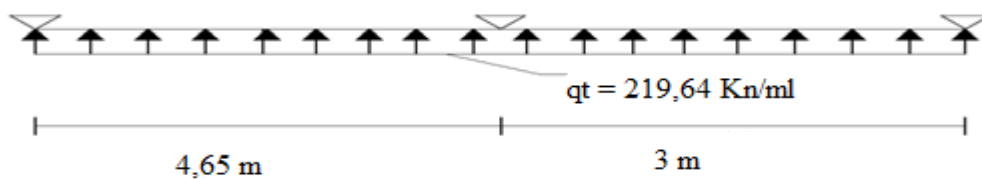
❖ Sens des grandes portées (Charges trapézoïdales)

▪ À l'ELU

a. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant

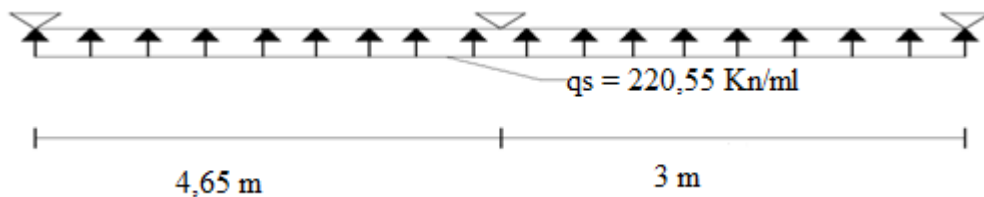


b. Schéma statique pour le calcul des efforts tranchants



▪ À l'ELS

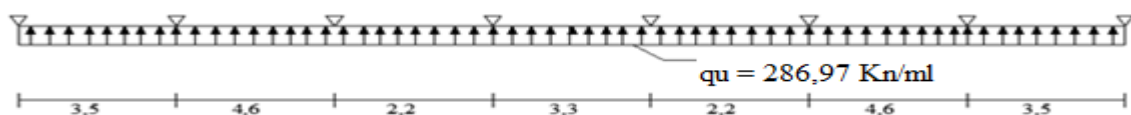
c. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant



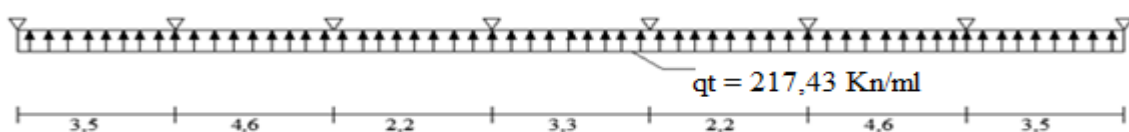
❖ Sens des petites portées (Charges triangulaires)

▪ À l'ELU

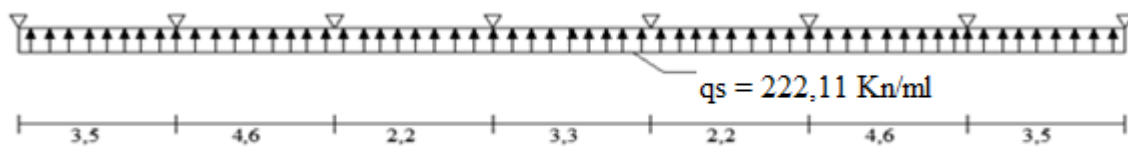
a. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant



b. Schéma statique pour le calcul des efforts tranchants



▪ À l'ELS



c. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant

3. Calcul des efforts internes

Le calcul se fait à l'aide du logiciel ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

✓ Sens des grandes portées

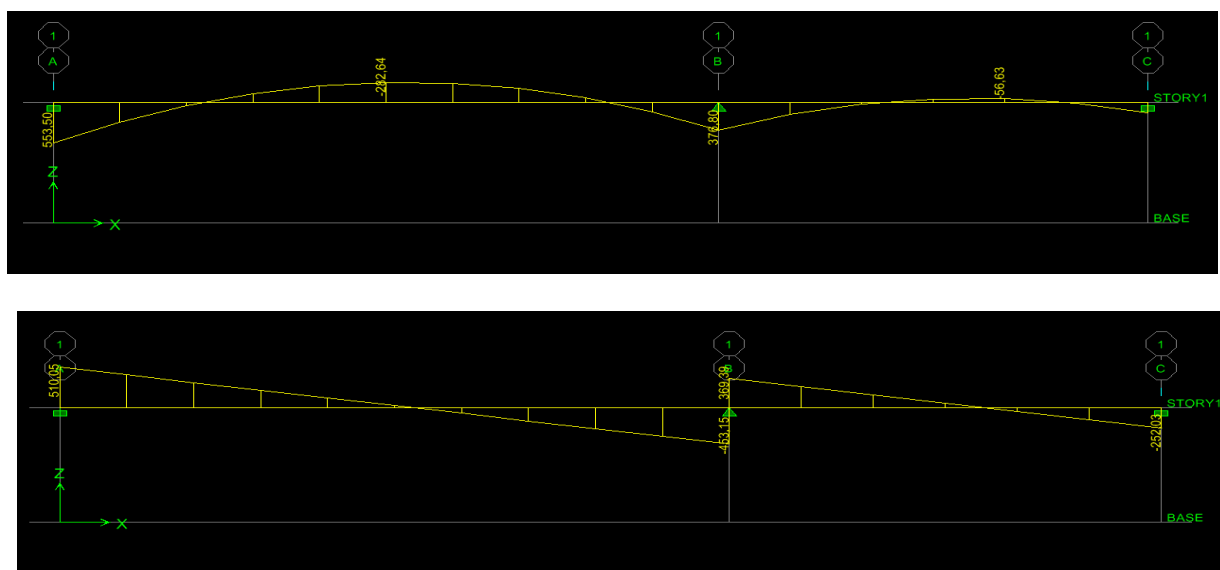


Fig. VI.10. Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens des grandes portées).

✓ Sens des petites portées

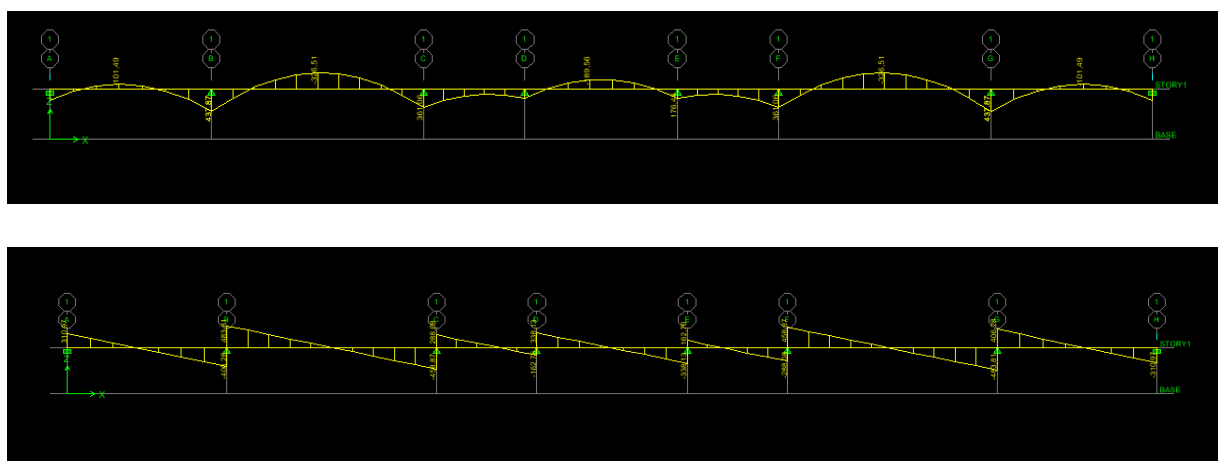


Fig. VI.11. Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens des petites portées)

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.19. Récapitulatif des efforts internes

	Grandes portées	Petites portées
Moments max aux appuis (KN.m)	553,50	437,87
Moments max en travée (KN.m)	282,64	326,51
Efforts Tranchants max (KN)	510,05	483,81

4. Calcul des Armatures

$b = 50 \text{ cm}$; $d = 95 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad ; \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.20. Résultats du calcul des armatures des nervures.

Sens	zone	M_u [KN.m]	μ	β	$A_{\text{calculé}}$ cm^2	choix des barres	$A_{\text{adopté}}$ cm^2
Grandes portées	Aux appuis	553,50	0,086	0,955	17,54	4HA20 (fil) +4HA20 (chap)	25,12
	En travée	282,64	0,044	0,977	8,75	4HA16(fil) +4HA14 (chap)	14,19
Petites portées	Aux appuis	437,87	0,068	0,965	13,74	4HA20 (fil) +4HA16 (chap)	20,6
	En travée	326,51	0,051	0,974	10,15	4HA16 (fil) +4HA14 (chap)	14,19

5. Vérification à l'ELU

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

$$A_{\min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 95 \times \frac{2,1}{400} = 5,74 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections d'armatures adoptées que ce soit en travée ou en appui dans les deux sens sont supérieures à A_{\min} . Donc la condition est vérifiée.

b. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL.91.art :A.5.1, 211)

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

- Sens grandes portées

$$T_{u \max} = 510,05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{510,05 \times 10^3}{500 \times 950} = 1,07 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

- Sens petites portées

$$T_{u \max} = 483,81 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{483,81 \times 10^3}{500 \times 950} = 1,02 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

c. Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3).

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc}$

Avec :

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

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

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement **HA**.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

- **Sens grandes portées**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 8 \times 3,14 \times 20 = 502,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{510,05 \times 10^3}{0,9 \times 950 \times 502,4} = 1,19 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,19 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

- **Sens petites portées**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 20 + 4 \times 3,14 \times 16 = 452,16 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{483,81 \times 10^3}{0,9 \times 950 \times 452,16} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,25 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

d. Diamètre des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right) = \min(2,86 ; 1,4 ; 5) = 1,4 \text{ cm}$$

On opte un cadre et un étrier en $\phi 10$, ($A_t = 3,14 \text{ cm}^2$).

- e. **Espacement maximale des armatures transversales (Art A.5.1, 22 BAEL91/modifiées99)**

$$S_t^{\max} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \leq \min(85,5 ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$$

- f. **Armatures de peau (BAEL 91 / Art. A.8.3)**

« Des armatures dénommées ‘‘armatures de peau’’ sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. ».

D'où :

$$A_{\text{peau}} = 2HA 14 = 3,08 \text{ cm}^2.$$

6. Vérification les conditions RPA

- a. **Espacement des armatures transversales Article 7.5.2.2 du RPA 99**

- **Zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{ 25 ; 16,80 \} = 16,80 \text{ cm}$$

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

- **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm.}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm.}$

- b. **Armatures transversales minimales Art. 7.5.2.2 du RPA 99**

$$A_{t_{\min}} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_{t_{\min}} = 3 \text{ cm}^2 < A_{t_{\text{adoptée}}} = 3,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

- c. **Délimitation de la zone nodale**

La zone nodale pour le cas des poutres (nervures) est délimitée dans la figure 7.2 du RPA 99 [13] en page 63 (Zone nodale) comme suit :

- $l' = 2.h$

D'où

- $l' = 2 \times 100 = 200 \text{ cm}$.

7. Vérification des contraintes à l'ELS

Le calcul des moments fléchissant à l'ELS se fait à l'aide du logiciel ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

➤ Sens des grandes portées

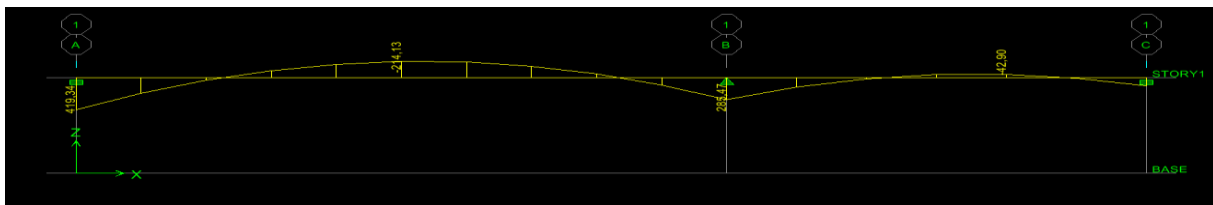


Fig.VI.12. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens des grandes portées).

➤ Sens des petites portées

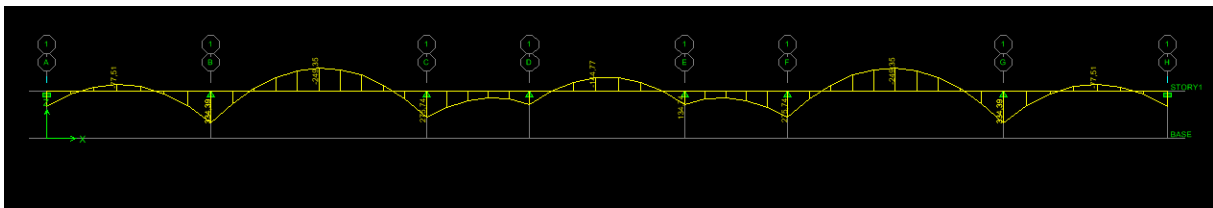


Fig.VI.13. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens des petites portées).

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.21. Récapitulatif des moments fléchissant

	Grandes portées	Petites portées
Moments max aux appuis (KN.m)	419,34	334,39
Moments max en travée (KN.m)	214,13	249,35

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. Donc :

a. Contraintes dans les aciers

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \{266,66 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

b. Contraintes dans le béton

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \geq \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de : $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.22. Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.

Zone	Sens	M_s (KN.m)	A (cm ²)	ρ	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
grandes portées	aux appuis	419,34	25,12	0,529	0,891	30,87	197,72	6,39	201,63	15	CV
	en travée	214,13	14,19	0,299	0,914	43,14	173,79	4,03			CV
petites portées	aux appuis	334,39	20,6	0,434	0,899	33,20	190,07	5,72			CV
	en travée	249,35	14,19	0,299	0,914	43,14	197,08	4,57			CV

Conclusion

Le ferrailage retenu pour le radier est le suivant :

1. La dalle du radier (y compris les débords)

➤ Sens X-X

- En travée (Lit supérieur) : 5HA 20/ml ($S_t = 20$ cm).
- Aux appuis (Lit inférieur) : 5HA 14/ml ($S_t = 20$ cm).

➤ Sens Y-Y

- En travée (Lit supérieur) : 5HA 20/ml ($S_t = 20$ cm).
- Aux appuis (Lit inférieur) : 5HA 14/ml ($S_t = 20$ cm).

2. Les nervures

❖ Sens des grandes portées

- Armatures supérieures (En travée) : 4HA16 (fil) +4HA14 (chap)
- Armatures inférieures (Aux appuis) : 4HA20 (fil) +4HA20 (chap)

❖ Sens des petites portées

- Armatures supérieures (En travée) : 4HA16 (fil) +4HA14 (chap)
- Armatures inférieures (Aux appuis) : 4HA20 (fil) +4HA16 (chap).

- Armatures de peau : 2HA 14 (Pour toutes les nervures)

VII. Introduction

Un mur de soutènement, est constitué de deux parties essentielles : un fut et paroi résistante destinée à retenir les terres situées en arrière, et une semelle de fondation, dans laquelle s'encastre le fut, qui assure la stabilité de l'ouvrage. Son rôle est de retenir les massifs de terre, peut être fait de béton armé, de pierre sèche, de pierre de taille.

Dans notre cas nous avons un mur de soutènement en béton armé qui repose sur un radier à la base.

VII.1. Les exigences du RPA99/2003

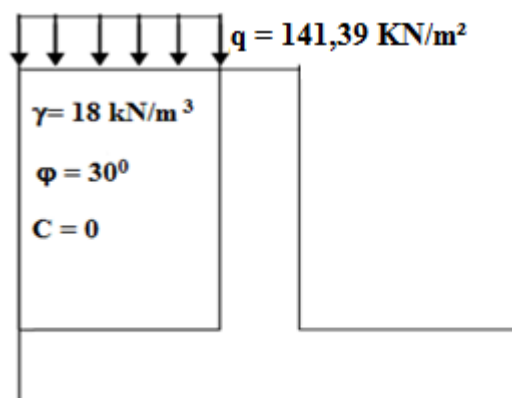
D'après l'article (7.7/ RPA99version 2003) l'épaisseur minimale du mur est de 15cm. On opte pour une épaisseur de 20 cm

VII.2. Méthode de calcul

Le mur sera calculé comme un panneau vertical encastrée au niveau de la semelle et Encastrée aussi au niveau de base 2 (radier nervurer).

VII.2.1. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

- Surcharge: $q = 141,39 \text{ KN/m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$.
- Cohésion : $C = 0$
- La contrainte admissible de Sol : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.
- $\beta = 0$: angle de la surface du remblai horizontal
- $\lambda = 0$: la paroi de mur est verticale.
- $\delta = 0$: obliquité nulle de la force de poussée



VII.2.2. Détermination des sollicitations

D'après les caractéristiques du sol, la méthode de RANKINE est applicable pour la détermination des contraintes qui 'exercent sur la face du mur au repos qui sont :

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

Tel que :

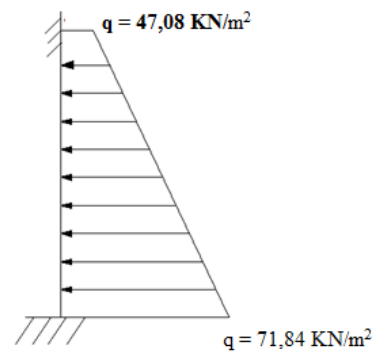
- $\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$
- $\sigma_V = (q + \gamma \cdot h)$
- $K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,333$

Avec $0 < h < H = 3,06 \text{ m}$

VII.3. Calcul des contraintes Horizontales et Verticales

a. Calcul à l'ELU

- $\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V = K_a (q + 1,35\gamma \cdot h)$
- $h=0 \rightarrow \sigma_{H1} = 47,08 \text{ KN/m}^2$
- $h=3,06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 71,84 \text{ KN/m}^2$



VII.1. Diagramme des contraintes à L'ELU

b. Calcul à l'ELS

- $q_s = 107,16 \text{ KN/m}^2$
- $\sigma_H = K_a (q + \gamma \cdot h)$
- $h=0 \rightarrow \sigma_{H1} = 35,68 \text{ KN/m}^2$
- $h= 3,06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 54,02 \text{ KN/m}^2$

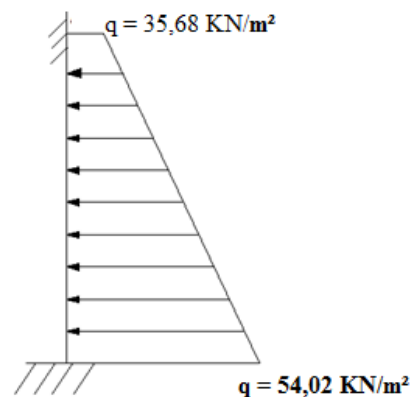


Fig. VII.2. Diagramme des contraintes à L'ELS

- **Charge Moyenne**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 71,84 + 47,08}{4} \times 1 = 65,65 \text{ KN/ml}$$

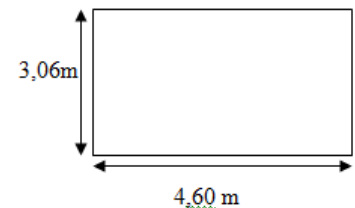
$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 54,02 + 35,68}{4} \times 1 = 49,44 \text{ KN/ml}$$

VII.4. Détermination des moments de flexion

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{4,60} = 0,67 \quad 0,4 < \rho < 1 \quad \text{Le panneau travail dans deux sens}$$

a. L'ELU

- $\mu_x = 0,0720$
- $\mu_y = 0,395$



$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0720 \times 65,65 \times 3,06^2 = 44,259 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,395 \times 44,259 = 17,482 \text{ KN.m}$$

❖ Correction des moments

- **Sens x-x**

- Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 44,259 = 22,13 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 44,259 = 33,19 \text{ KN.m}$

- **Sens y-y**

- Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 17,482 = 8,74 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 17,482 = 13,11 \text{ KN.m}$

b. L'ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0777 \\ \mu_y = 0,552 \end{array} \right.$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0777 \times 49,44 \times 3,06^2 = 35,970 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,552 \times 35,970 = 19,855 \text{ KN.m}$$

❖ Correction des moments

• Sens x-x

Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 35,970 = 17,99 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 35,970 = 26,98 \text{ KN.m}$

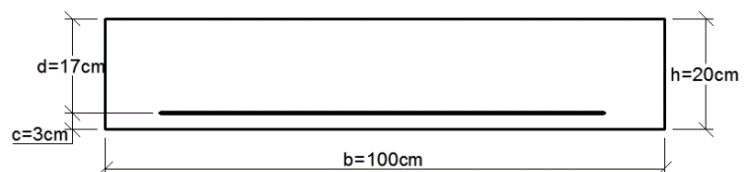
• Sens y-y

Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 19,855 = 9,93 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 19,855 = 14,89 \text{ KN.m}$

VII.5. Ferrailage du mur

$h = 20 \text{ cm}$; $d = 17 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$



$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

Tableau VII.1. Ferrailage du mur

Sens	zone	M_u [KN.m]	μ	β	$A_{calculé}$ cm^2	choix des barres	$A_{adopté}$ cm^2	S_t (cm)
X-X	Aux appuis	22,13	0,053	0,972	3,85	6HA14	9,23	15
	En travée	33,19	0,080	0,958	5,86	6HA14	9,23	15
Y-Y	Aux appuis	22,13	0,053	0,972	3,85	5HA14	7,69	20
	En travée	13,11	0,031	0,983	2,25	5HA14	7,69	20

➤ Les exigences du RPA99 modifié 2003, (Art 10.1.2)

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical). $A_{min} = 0,10\% . b h = 2 \text{ cm}^2$.

VII.6. Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. Donc :

a. Contraintes dans les aciers

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$$

$$= \{266,66 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

b. Contraintes dans le béton

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \geq \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de : $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2. Vérification des contraintes à l'ELS pour le mur.

Zone	Sens	M_s (KN.m)	A (cm ²)	ρ	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
X-X	aux appuis	17,99	9,23	0,542	0,890	30,45	128,82	4,23	201,63	15	CV
	en travée	26,98	9,23	0,542	0,890	30,45	193,20	6,34			CV
Y-Y	aux appuis	17,99	7,69	0,452	0,898	34,02	153,24	4,50			CV
	en travée	14,89	7,69	0,452	0,898	34,02	126,84	3,73			CV

c. Vérification de la flèche : (Art B.7.5 BAEL 91 modifiée 99)

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_s^{\max}}{10 M_0} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{306} = 0,065 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \rightarrow$ Condition est vérifiée.
- $\frac{h}{L} = \frac{20}{306} = 0,065 \geq \frac{M_s^{\max}}{10M_0} = \frac{27,40}{10 \times 58,79} = 0,046 \rightarrow$ Condition est vérifiée.
- $\frac{A}{bd} = \frac{7,69}{100 \times 17} = 0,0045 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \rightarrow$ Condition est vérifiée.

Avec :

- $h = 20\text{cm}$: épaisseur du mur Plaque.
- $M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 36,545 = 27,40$ [KN.m]: Moment max a l'ELS.
- $M_0 = q_s \times \frac{L^2}{8} = 50,23 \times \frac{3,06^2}{8} = 58,79$ [KN.m].
- M_0 : Moment max de la travée isostatique a l'ELS.
- $A = 7,69 \text{ cm}^2$: Section d'armature.
- $d = 17\text{cm}$: hauteur utile de la section étudier.

Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

Partie II :

Etude métré

Devis descriptif d'un bâtiment en R+6 + Sous Sol + charpente en bois à usage d'habitation

I. Objet

Le présent devis descriptif a pour objet de définir les principaux ouvrages nécessaires à la réalisation d'une construction à usage d'habitation en R+6 avec un Sous-Sol et une charpente en bois, située à TIZI-OUZOU.

Ce bâtiment compose de :

- **Un Sous - sol** : à usage d'habitation composé de deux (02) appartements, il contient une cage d'escalier pour accéder au rez-de-chaussée.
- **Un Rez-de-chaussée** : réparti également en quatre appartements, et contient une cage d'escalier commune pour accéder aux étages supérieurs.
- **Six (06) étages courants** : sont identiques au rez-de-chaussée composé de quatre (04) appartements par étage, et chaque appartement comprenant : un séjour, une cuisine, un séchoir, deux (02) chambres, un porte à faux, un balcon, un hall, une salle de bain, un WC, et un rangement.
- **Charpente en bois** : Elle est inaccessible.

II. Nomenclature des lots

Il s'agit des lots ou ouvrages nécessaires au parfait achèvement des travaux, à savoir :

- a- Terrassement
- b- Gros œuvres
- c- Maçonnerie et revêtement
- d- Menuiserie en bois – aluminium – métallique
- e- Plomberie – sanitaire
- f- Electricité
- g- Peinture – vitrerie
- h- Etanchéité

III. Description des ouvrages

a- Terrassement

- Décapage de la terre sur une profondeur moyenne de 3m.
- Terrassement en grande masse comprenant déblais et remblais.
- Fouille pour la semelle filante de mur de soutènement.

b- Gros œuvres

La structure de la construction sera en béton armé dosé à 350kg/m^3 de ciment CPJ 425. Comprendra les deux radier, poteaux, voile de contreventement et mur de soutènement, les poutres,

Une couche de béton de propreté d'une épaisseur de 10 cm est sous les deux radiers.

Une dalle flottante de 10 cm d'épaisseur pour les deux radiers pose sur un hérisson de tuf et en TVO compacté.

Plancher en dalle pleine pour les portes à faux.

Plancher semi préfabriqué de (16+4).

c- Maçonnerie et revêtement

- Maçonnerie

Les murs extérieurs seront réalisés en double cloison constituants de briques creuses de 10 cm pour chaque côté (ext et int) et un vide d'air de 5 cm entre eux.

Les cloisons intérieures de séparation seront elles réalisées uniquement avec des briques creuses de 10 Cm d'épaisseur.

- Revêtement

• Murs et plafonds

La construction sera enduite extérieurement au mortier en ciment exécuté en deux couches.

Intérieurement, les murs et les plafonds seront enduits de plâtre, sauf pour les locaux humides dont l'endroit sera au mortier de ciment, et un revêtement mur en faïence pour cuisine, SDB, WC.

• Les sols

Un revêtement en carreaux granito sur lit de sable et de mortier, joint en ciment blanc, des plinthes protégeront l'ensemble des pourtours des surfaces carrelées.

d- Menuiserie

L'ensemble des portes, fenêtres, portes d'entrées, garde corps d'escalier en métal,... .

e- Plomberie – sanitaire

L'alimentation en eau potable, les raccordements aux robinetteries.

Dans la salle de bains, il sera procédé à la pose d'une baignoire et d'un lavabo.

Les WC recevront des sièges turques ou à l'anglaise, installés avec des siphons en PVC.

La cuisine sera équipée d'un évier.

f- Electricité

L'ensemble de l'installation doit-être réalisé conformément aux normes (SONEL GAZ). Les circuits d'éclairage et des prises de courant seront réalisés avec des conducteurs aux diamètres appropriés sous gaines ICD oranges.

L'installation doit être encastrée.

g- Peinture et vitrerie

- Peinture

Les peintures doivent être effectuées sur des faces parfaitement sèches.

Extérieurement, il sera appliqué d'abord un badigeonnage à la chaux puis deux couches de peinture vinylique pour les murs.

Peinture à l'hile en deux couches pour la menuiserie.

Intérieurement, tous les murs et plafonds recevront deux couches de peinture vinylique.

Les murs et plafonds des locaux humides recevront deux couches de peinture laquée.

- Vitrerie

L vitrerie sera ordinaire de 3 mm d'épaisseur pour certaines parties.

Elle sera posée à bain de mastic.

Projet: Réalisation d'un bâtiment en R+6 +Sous Sol + charpente en bois
Devis quantitatif et estimatif

N°	Désignation des ouvrages	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Montant DA/HT
I	Terrassement:				
1	- Excavation en grande masse à l'engin a une profondeur moyenne de 3m, avec un plus value pour brise roche.	m3	1 126,00	550,00	619 300,00
2	- Déblai sur une profondeur de 1,10 m avec un coefficient de foisonnement de 1,25.	m3	412,87	550,00	227 078,50
a	radier sous sol	m3	338,98	550,00	186 439,00
b	radier RDC				
3	-Transport des terres à la décharge sur un rayon de 20 KM.	m3	1898,45	400,00	759 338,00
TOTAL TERRASSEMENT					1 792 155,50
II	Infrastructure:				
1	- Mise en œuvre et coulage de béton de propreté dosé à 350kg/m3 de ciment CPJ 425 sous ouvrage en contact avec le sol, bien réglé et toutes sujétions d'exécution.	m3	43,447	6 800,00	295 439,00
2	- Béton pour béton armé en infrastructure dosé de 350 kg/m3 de ciment CPJ 425 pour:				
a	Radier (base 1+2) y compris les nervures + dalle de radier, coffrage et ferrailage, armature de different diamètre et nuance.	m3	201,251	40 000,00	8 050 040,00
b	Mur de soutènement y compris coffrage, ferrailage et armature.	m3	20,56	42 500,00	873 800,00
3	- Errissonnage en tuff compacté.	m3	57,22	3 500,00	200 270,00
4	- Remblai des vides par la TVO avec compactage.	m3	208,439	1 900,00	396 034,10
5		m3	43,767	12 000,00	525 204,00

6	- Béton pour plâtre forme d'épaisseur 10 cm armé de treillis soudés (01 nappe) y compris toutes séjutions d'exécution.	m3	84,32	300,00	25 296,00
7	- Protection des parois avec Flinkot en trois couche croisées.	m3	27,2	4 500,00	122 400,00
8	- Mise en oeuvre d'un drainage derrière le mur en pierre sèche et toute séjutions de bonne exécution.	m3	57,12	3 200,00	182 784,00
TOTAL INFRASTRUCTURE					10 671 267,10
III	Superstructure:				
1	- Béton dosé à 350 kg/m3 de ciment CPJ 425 y compris coffrage, ferrailage, armatures pour:				
a	Poteaux en elevation	m3	186,4	32 500,00	6 058 000,00
b	Voile de contreventement	m3	58,37	32 500,00	1 897 025,00
c	Poutres:				
c.1	Poutres principales	m3	326,86	32 500,00	10 622 950,00
c.2	Poutres secondaires	m3	132,47	32 500,00	4 305 275,00
c.3	Poutres palières	m3	3,72	32 500,00	120 900,00
c.4	Dalle pleine	m3	1,57	32 500,00	51 025,00
d	Escalier	m3	30,6	32 500,00	994 500,00
e	- Plancher semi préfabriquer droit en poutrelles hourdis (16+4)	m3	17	36 000,00	612 000,00
2	- Béton armé dosé à 350 kg/m3 de ciment CPJ 425 pour différent ouvrages (appuis de fenêtres, linteaux, dalle potage,...) y compris coffrage, ferrailage, et toutes séjution d'exécution.	m2	2818,92	6 500,00	18 322 980,00
3		m3	8,57	24 000,00	205 680,00
TOTAL SUPERSTRUCTURE					43 190 335,00

IV	Maçonnerie:				
1	- Murs extérieurs d'épaisseur 25 cm (10+5+10) en briques creuses de 08 trous avec un vide d'air y compris toutes sujétions.	m2	6119,4	1 400,00	8 567 160,00
2	- Murs intérieurs d'épaisseur 10 cm en briques creuses de 08 trous y compris toutes sujétions.	m2	2145,7	1 000,00	2 145 700,00
TOTAL MACONNERIE					10 712 860,00
V	Revêtement:				
1	- F/P de revêtement en carreau granito posés au sol sur un lit de sable et mortier de pose dosé à 350kg/m3 de ciment CPJ 425, joints coulés au ciment blanc, y compris coupes, ponçage et lustrage en fin de travaux et toutes sujétions de bonne finition.	m2	2797,5	1 000,00	2 797 500,00
2	- Revêtement en plaque granito pour marche et contre marche avec un bord arrondis y compris mortier de ciment pour scellement de revêtement en ayant un plan bien horizontal, joint au ciment blanc et toutes sujétions et bonne exécution.	m2	65,85	2 500,00	164 625,00
3	- F/P de carreaux de faïence pour sanitaire et cuisine utilisés sur mur au mortier de ciment au préalable dressage des parois, bien alignés dans les deux sens et coulés au ciment blanc et toutes sujétions de bonne exécution.	m2	1065,3	1 600,00	1 704 480,00
4	- F/P de plinthes y compris toute sujétion de bonne exécution.	ml	2373,8	200,00	474 760,00
5	- F/P de revêtement en plaque de marbre pour tables de travail de la cuisine et toutes sujétions de bonne exécution.	m2	87,6	9 500,00	832 200,00
6	- F/P de lisière décoratives y compris toutes sujétions d'exécution et bonne finition.	ml	150	800,00	120 000,00
TOTAL REVETEMENT					6 093 565,00

VI	Enduit:				
1	- Enduits extérieurs au mortier de ciment appliqué sur la maçonnerie de briques ou de béton exécutés en deux couches d'épaisseur y compris échaffaudage, rebouchage des trous, toutes sujétions d'exécution.	m2	4726,36	600,00	2 835 816,00
2	- Enduits intérieurs au mortier de ciment appliqué sous plafond en béton armé ou sous hourdis fouettés à la truelle et dressés à la taloche, échaffaudages toutes hauteurs y compris toutes sujétions et bonne finition.	m2	2797,5	400,00	1 119 000,00
3	- Enduits intérieurs au mortier de ciment appliqué sur maçonnerie de brique ou de béton fouetté à la truelle dressés à la taloche, y compris arêtes, échaffaudages toutes hauteurs et toutes sujétions d'exécution.	m2	2464,8	400,00	985 920,00
4	- Enduits intérieurs au plâtre appliqué sous plafonds en deux couches y compris échaffaudage et toutes sujétions d'exécution.	m2	2136,6	600,00	1 281 960,00
5	- Enduits intérieurs au plâtre appliqué sur murs en deux couches y compris échaffaudage et toutes sujétions d'exécution.	m2	2145,7	560,00	1 201 592,00
TOTAL ENDUITS					7 424 288,00
VII	Etanchiété:				
1	- Toiture en tuile y compris panne en bois et chevron, liteaux.	m2	516	4 000,00	2 064 000,00
2	- Matériaux de la toiture:				
a	Tuile	U	6192	150,00	928 800,00
b	Faitière	U	249	470,00	117 030,00
c	Panne	U	145	1 150,00	166 750,00
d	Chevron	U	224	380,00	85 120,00
e		U	247	165,00	40 755,00

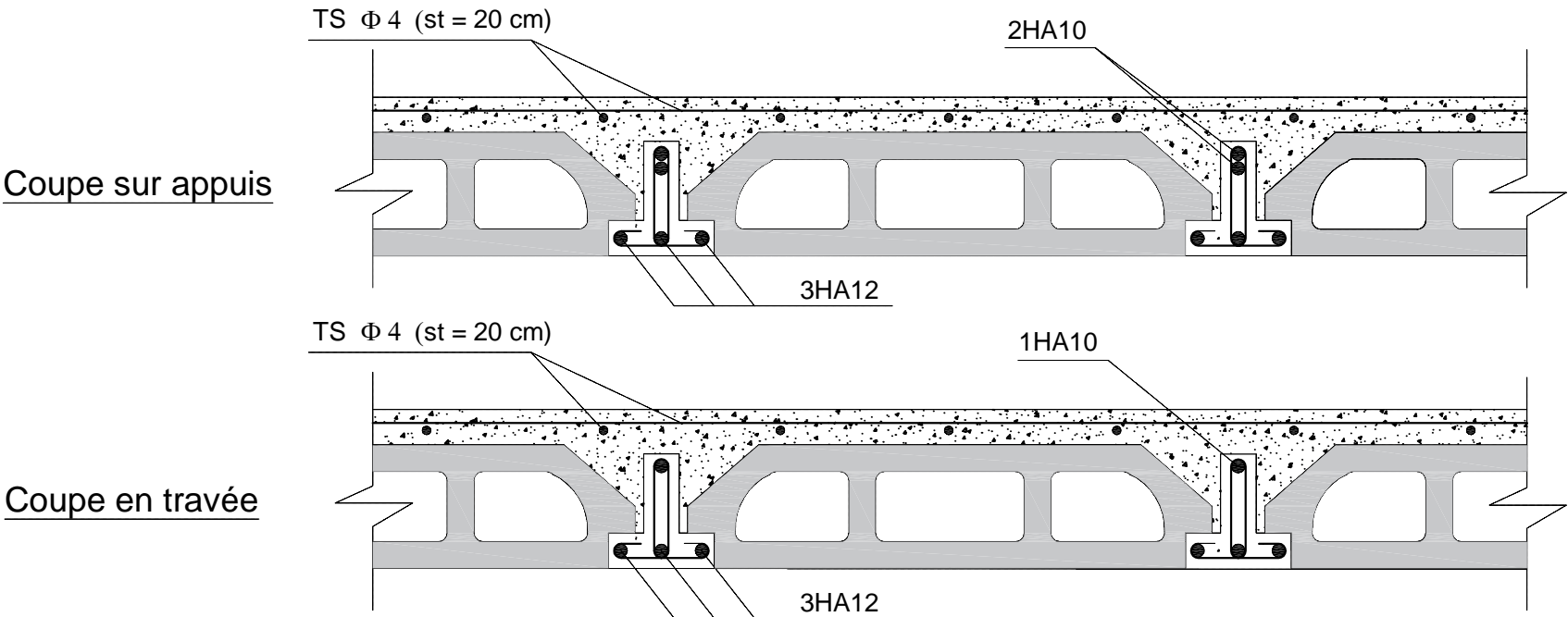
3	Liteau	ml	99,6	600,00	59 760,00
4	- Tuile faitière y compris protection en bandes de paxalumin.	m2	416,4	960,00	399 744,00
5	- Relevé d'étanchièté avec couche de protection en paxalumin y compris toutes séjution de bonne exécution. - F/P de crapaudine y compris toute sujétion de bonne exécution.	U	12	400,00	4 800,00
TOTAL ETANCHIETE					3 866 759,00
VIII	Ménagerie en bois, Aluminium et métallique:				
a	En bois :				
1	- F/P porte plein pour séjour.	U	30	21 000,00	630 000,00
2	- F/P porte pour chambre et cuisine.	U	90	13 500,00	1 215 000,00
3	- F/P porte pour sanitaire.	U	60	11 500,00	690 000,00
4	- F/P porte d'entré en bois plein.	U	30	27 000,00	810 000,00
5	- F/P porte pour placard.	U	30	18 000,00	540 000,00
6	- F/P porte fenêtre pour cuisine.	U	30	12 000,00	360 000,00
7	- F/P fenêtres.	U	30	12 000,00	360 000,00
7	En aluminium :	U	88	11 500,00	1 012 000,00
b	- F/P PVC pour salle de bain.				
1	EN métallique :	m2	105,3	1 350,00	142 155,00
c	- F/P porte pour entrée y compris peinture antirouille et toutes séjution d'exécution.	U	2	46 000,00	92 000,00
1	- F/P garde corps métallique en tube rond y compris peinture antirouille et toutes séjution d'exécution.	ml	42	5 000,00	210 000,00
2					
TOTAL MENUISERIE BOIS - ALUMINIUM - METALLIQUE					5 701 155,00
IX	Peinture : - Y compris peinture exterieur et interieur.	Forfait			4 184 835,00

TOTAL PEINTURE			4 184 835,00
X	Plomberie : - F/P y compris siege WC, lavabo, baignoire et évier de cuisine et tous matériels pour gaz et eau.	Forfait	2 343 750,00
TOTAL PLOMBERIE			2 343 750,00
XI	Électricité : - F/P y compris tableau services généraux et tableau d'abonnée.	Forfait	1 800 000,00
TOTAL ELECTRICITE			1 800 000,00
TOTAL GENERAL			97 780 969,60
		TOTAL HT	97 780 969,60
		TVA 19%	18 578 384,22
		TOTAL TTC	116 359 353,82

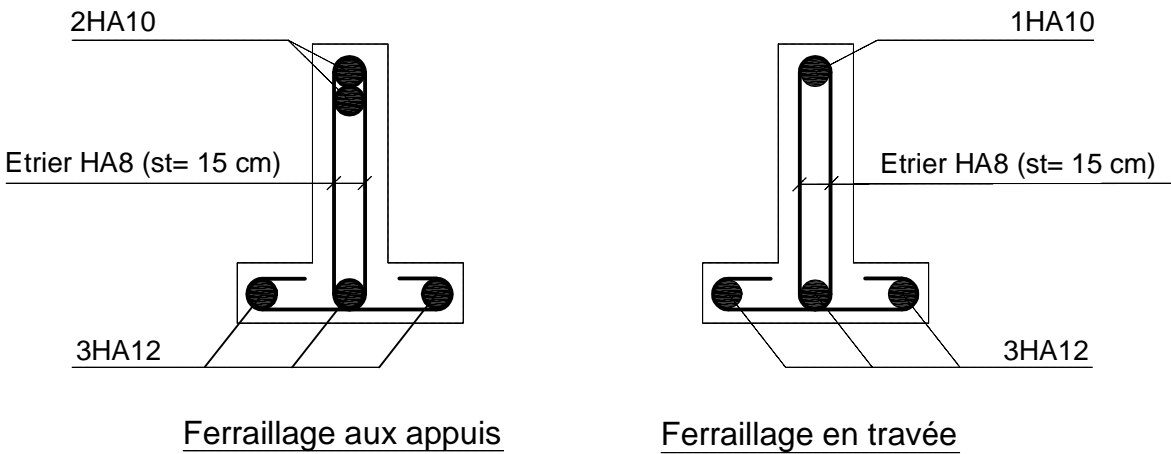
Arrête le present devis à la somme de :

Cent seize millions trois cent cinquante neufs mille trois cent cinquante trois dinars et quatre vingts deux centimes

FERRAILLAGE DES PLANCHERS

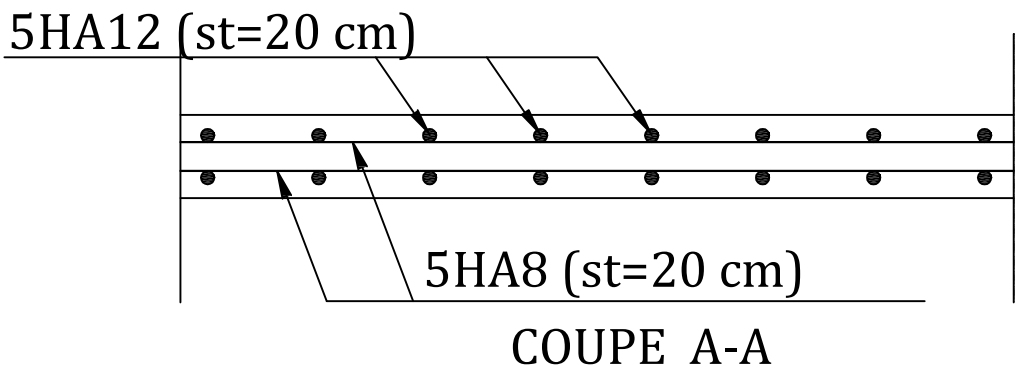
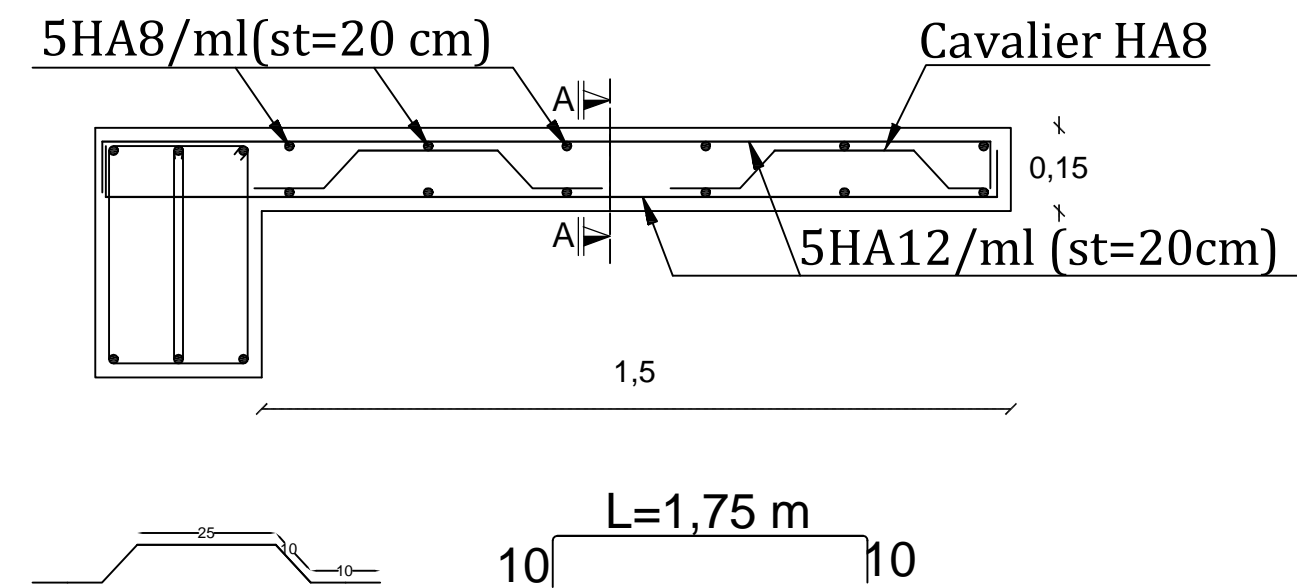


FERRAILLAGE DES POUTRELLES



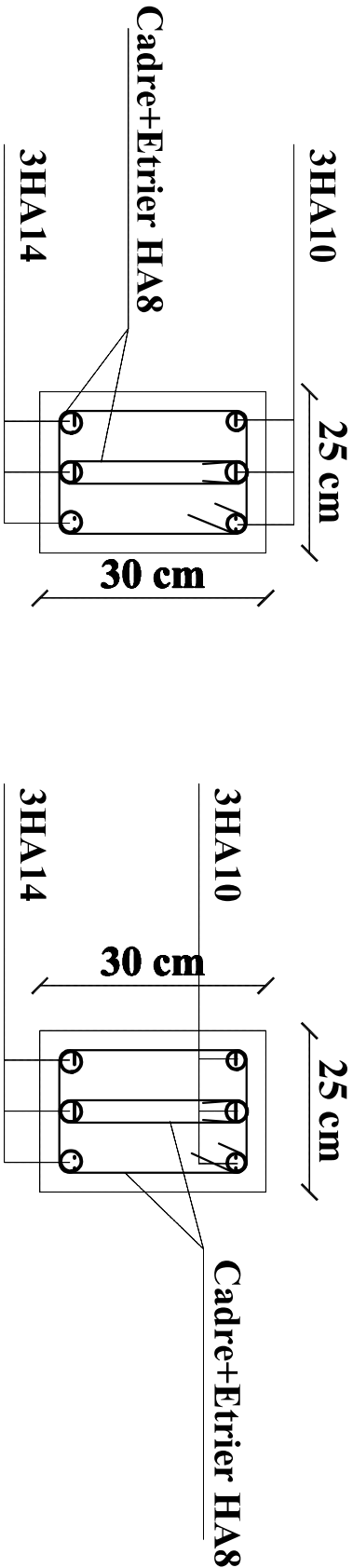
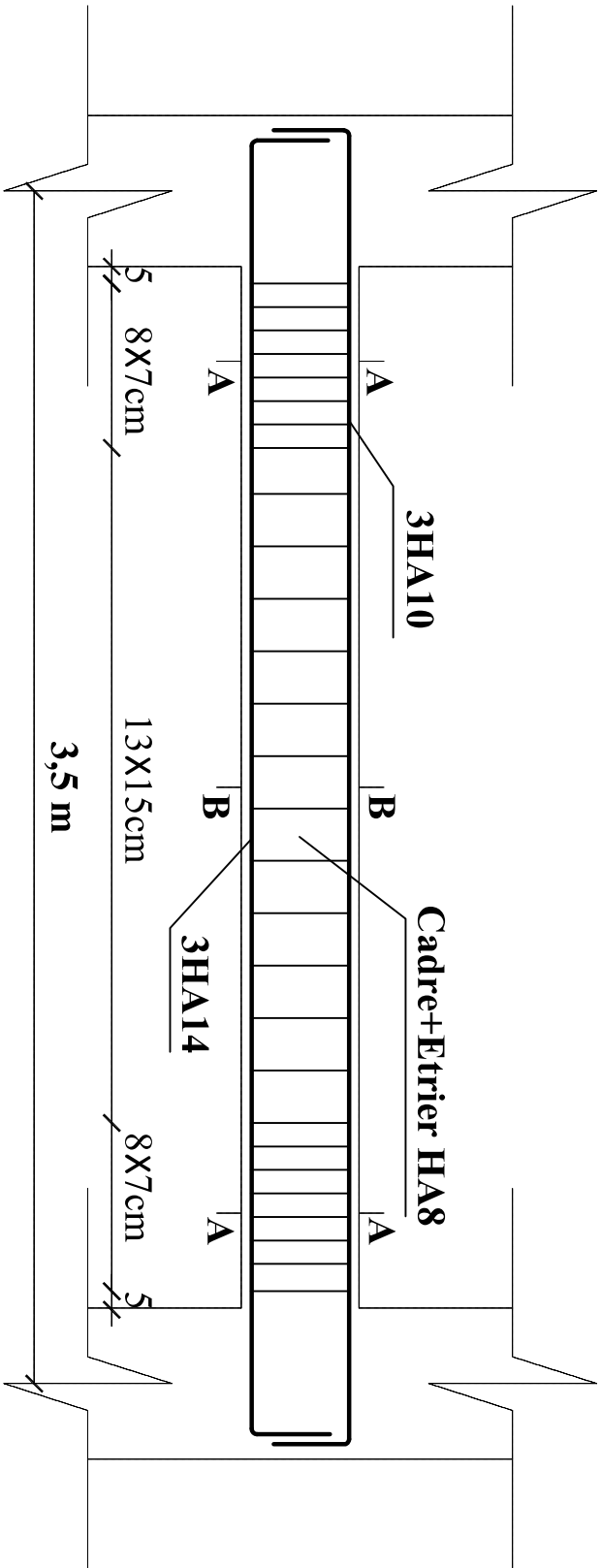
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL	
Réalisé par : M ^{elle} : HASDANE LAMIA M ^r : HADJAZ LOUNES	TITRE <u>FERRAILLAGE DES PLANCHERS</u>
Dirigé par : M ^r : ALICHE	
PROMOTION 2018/2019	Echelle : /

FERRAILLAGE DE PORTE À FAUX

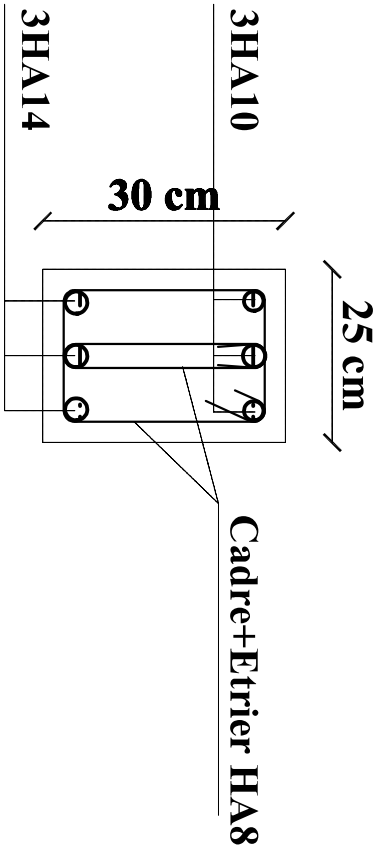


République Algérienne démocratique ET POPULAIRE Université MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU Faculté génie DE LA CONSTRUCTION Département génie CIVIL	
Réalisé par : M ^{elle} : HASDANE LAMIA M ^r : HADJAZ LOUNES	TITRE Ferraillage De Porte à Faux
Dirigé par : M ^r : ALICHE	
PROMOTION 2018/2019	Echelle : /

FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE



Coupe A - A



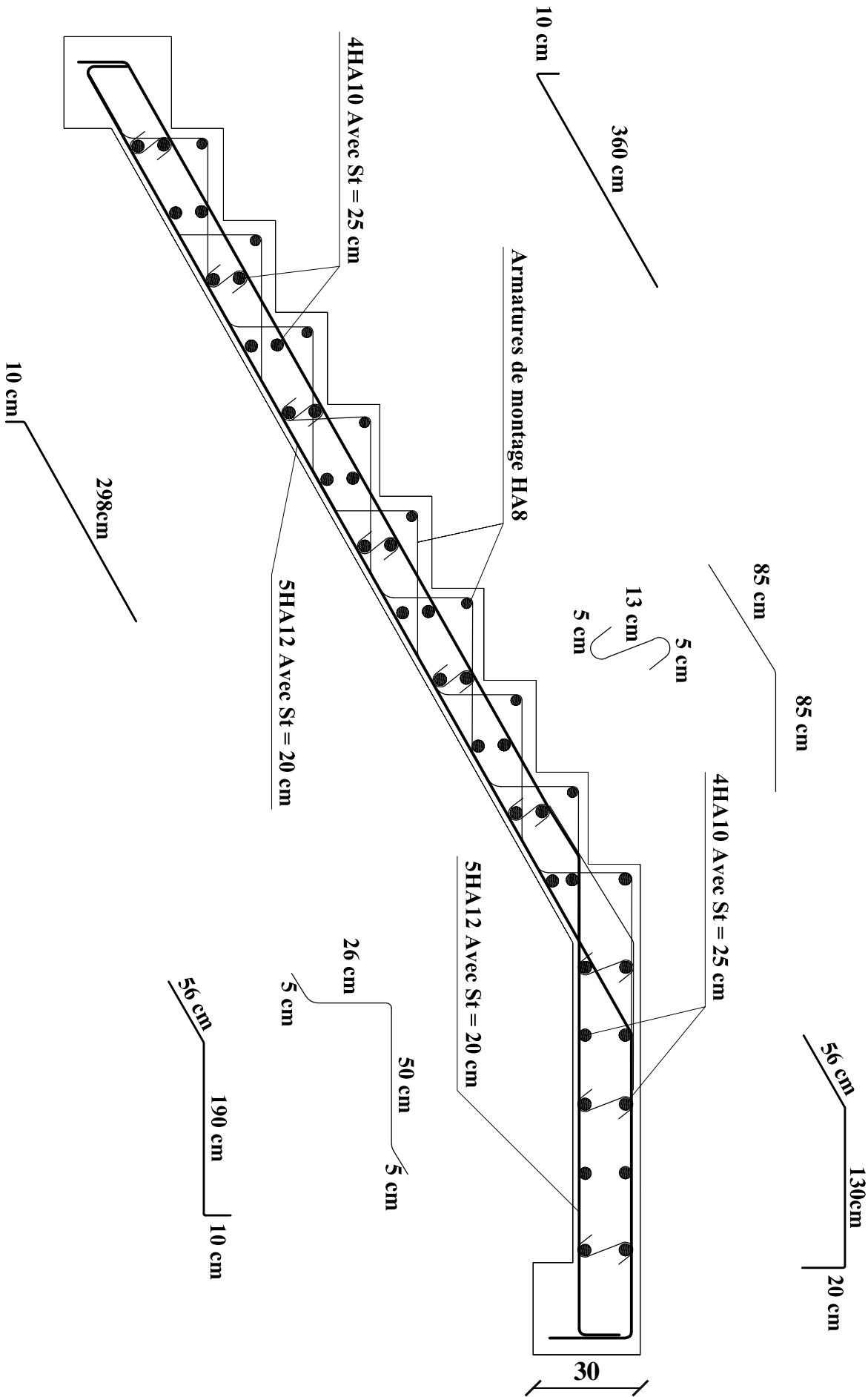
Coupe B - B

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par : M ^{elle} : HASDANE LAMIA	TITRE FERRAILLAGE DE POUTRE PALIERE
Dirigé par : M ^r : ALICHE	
PROMOTION 2018/2019	

Echelle : /

FERRAILLAGE DES ESCALIERS



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par :
M^{elle}: HASDANE LAMIA
M^r: HADJAZ LOUNES

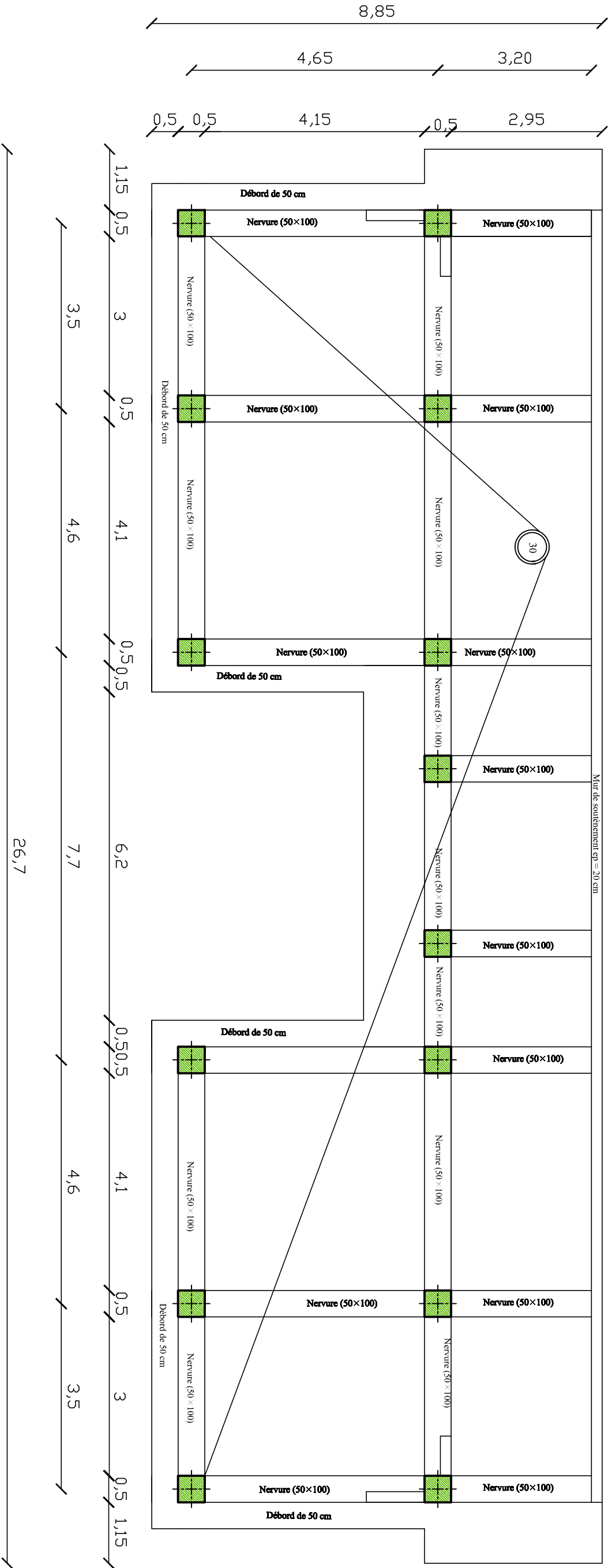
Dirigé par :
M^r: ALICHE

TITRE
FERRAILLAGE DES ESCALIERS

PROMOTION 2018/2019

Echelle : /

PLAN DE COFFRAGE DU FONDATION (BASE 2)

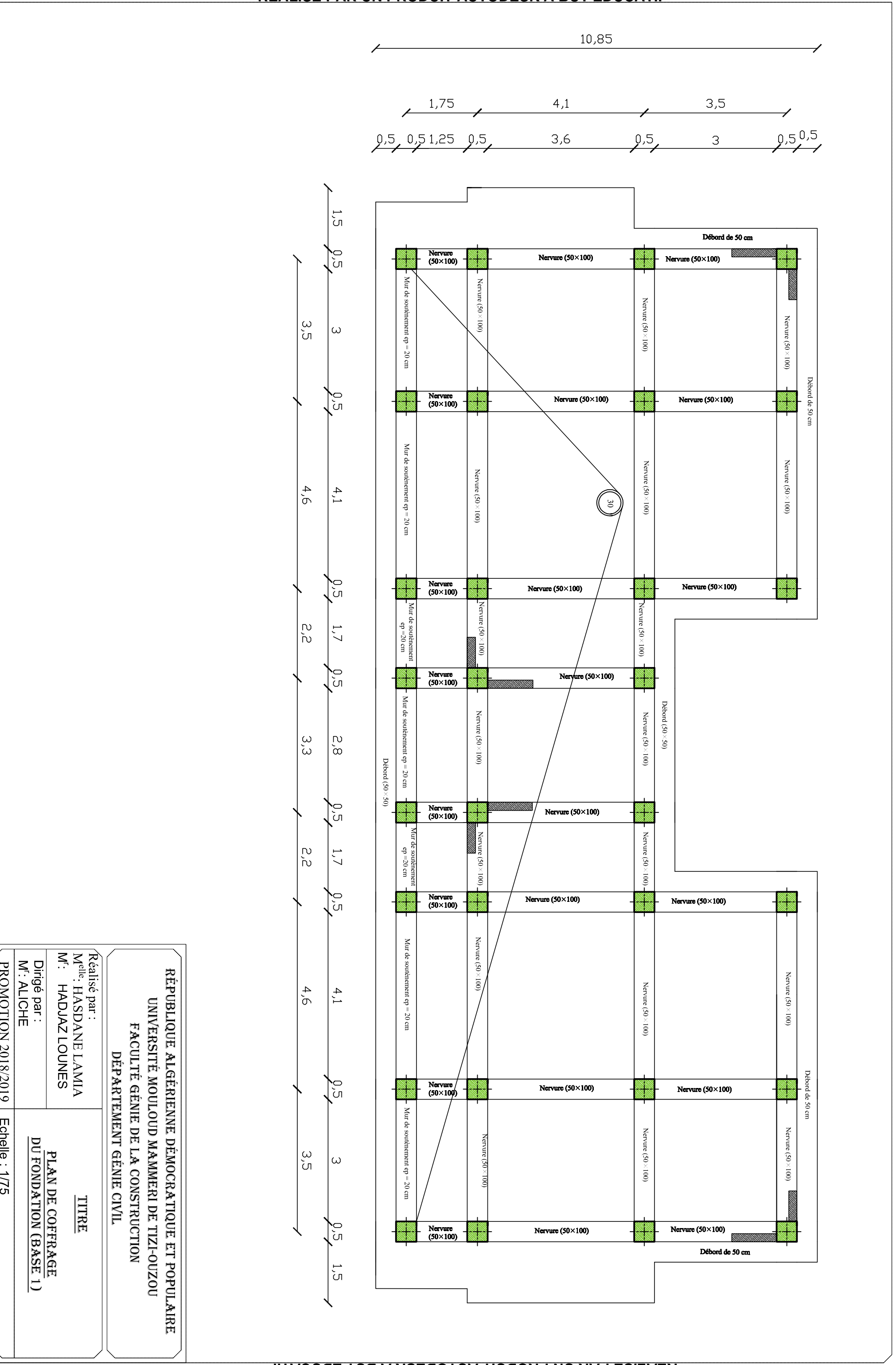


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par : M ^{lle} : HASDANE LAMIA M ^r : HADJAZ LOUNES	TITRE PLAN DE COFFRAGE DU FONDATION (BASE 2)
Dirigé par : M ^r : ALICHE	
PROMOTION 2018/2019	

Echelle : 1/75

PLAN DE COFFRAGE DU FONDATION (BASE1)

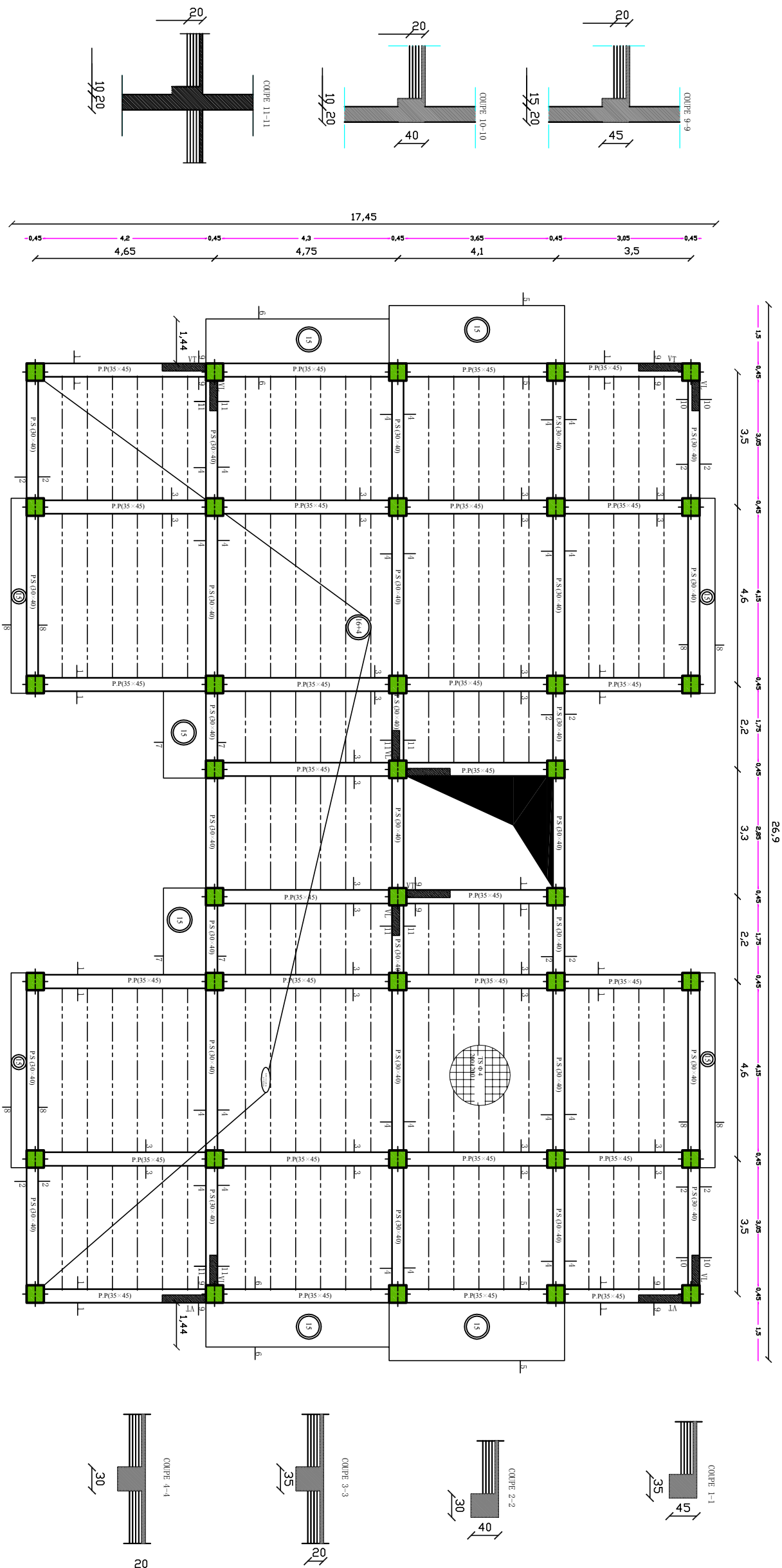


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par :
M^{lle} : HASDANE LAMIA
M^r : HADJAZ LOUNES

TITRE PLAN DE COFFRAGE DU FONDATION (BASE 1)

PLAN DE COFFRAGE DU 2ÈME AU 4ÈME ÉTAGE

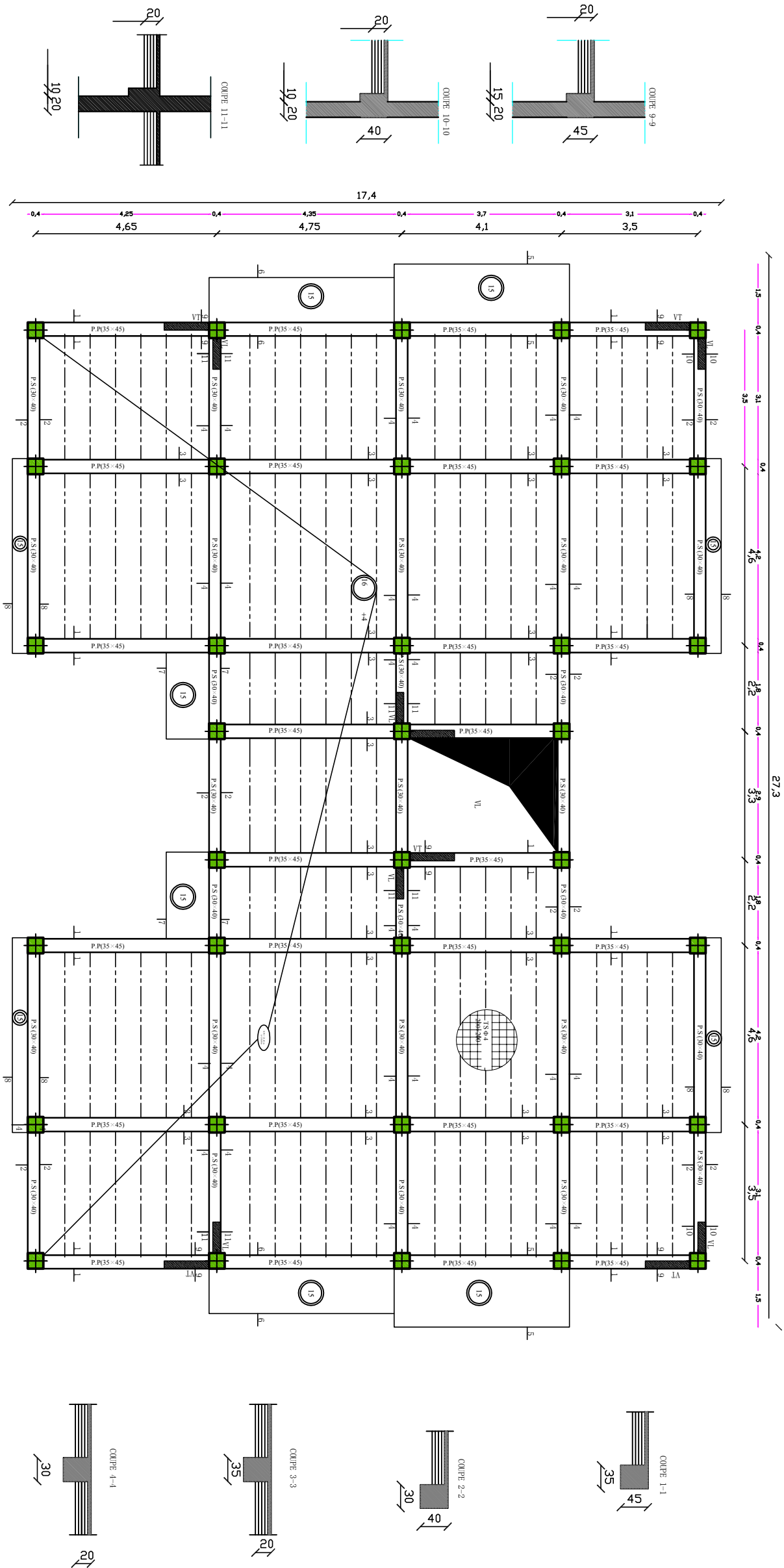


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par : M ^{lle} . HASDANE LAMIA M ^r . HADJAZ LOUNES	TITRE PLAN DE COFFRAGE DU 2 ÈME ET 4 ÈME ÉTAGE
Dirigé par : M ^r . ALICHE	
PROMOTION 2018/2019	Echelle : 1/75

PLAN DE COFFRAGE DU SÉMÉ ET 6ÈME ÉTAGE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

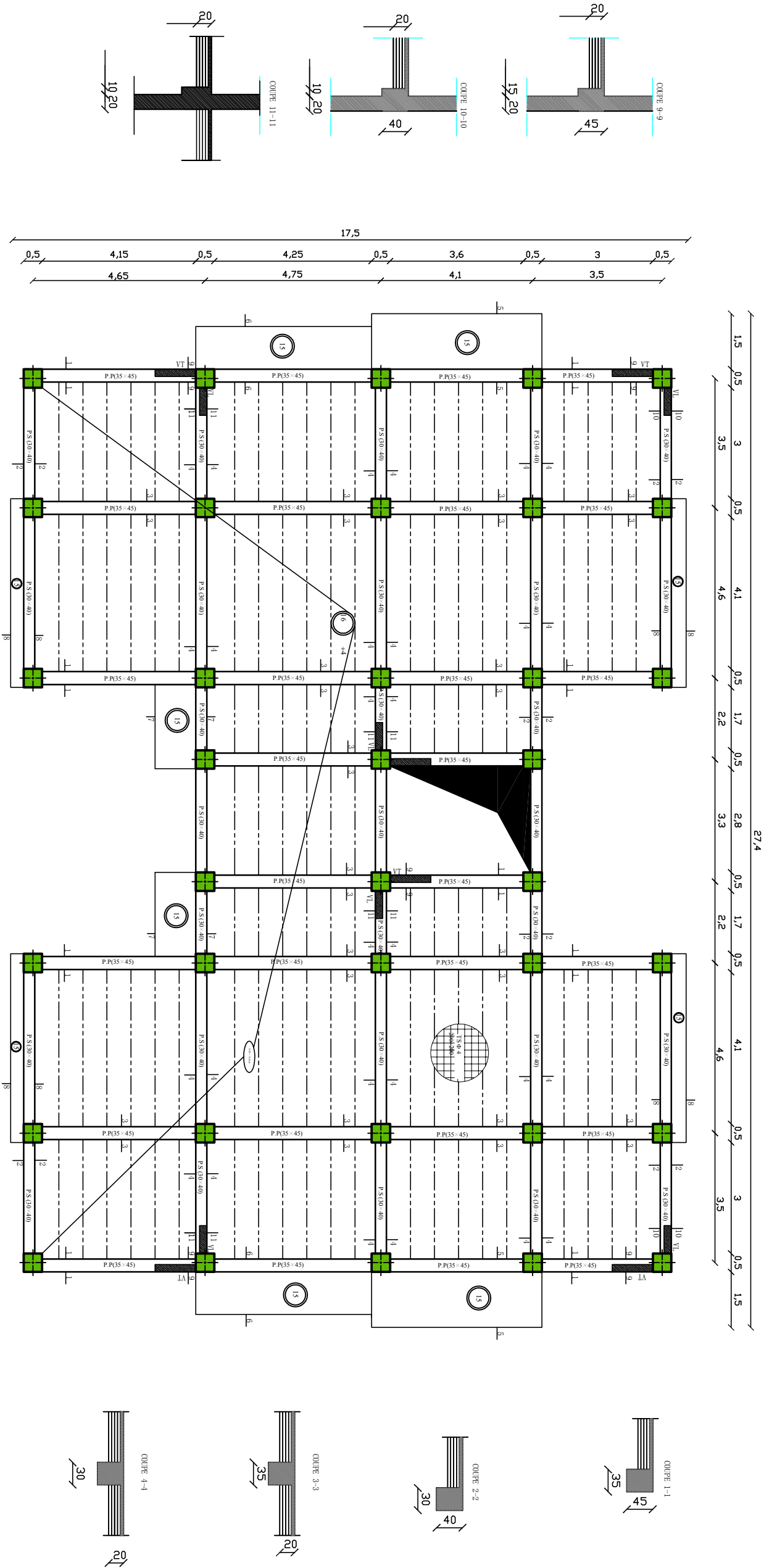


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par : M ^{lle} . HASDANE LAMIA M ^r . HADJAZ LOUNES	TITRE PLAN DE COFFRAGE DU 5 ÈME ET 6 ÈME ÉTAGE
Dirigé par : M ^r . ALICHE	
PROMOTION 2018/2019	Echelle : 1/75

PLAN DE COFFRAGE DU 1ER ÉTAGE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par :
M^{lle}. HASDANE LAMIA
M^r. HADJAZ LOUNES

Dirigé par :
M^r. ALICHE

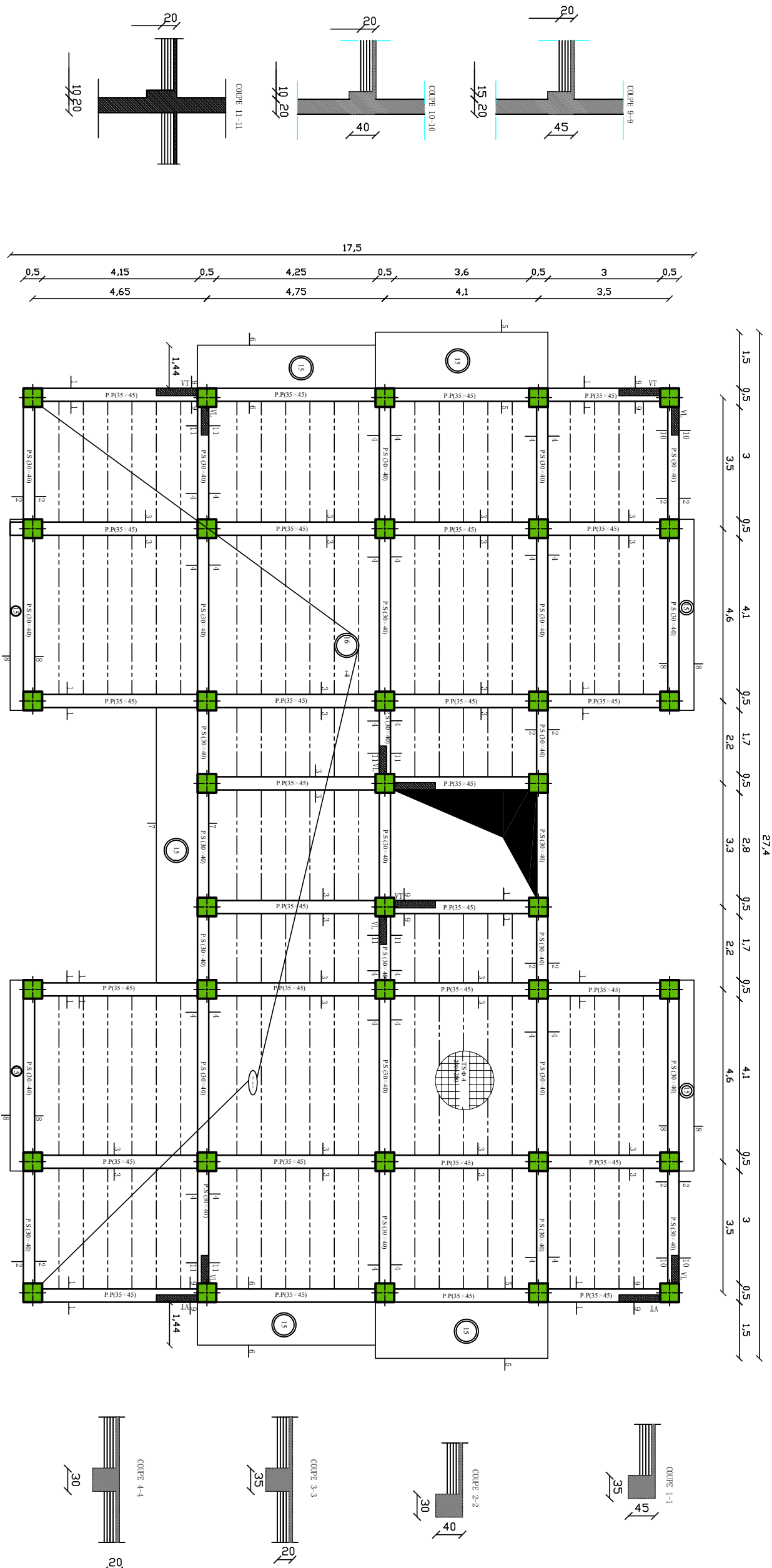
PROMOTION 2018/2019

TITRE
PLAN DE COFFRAGE DU 1ER
ÉTAGE

Echelle : 1/75

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

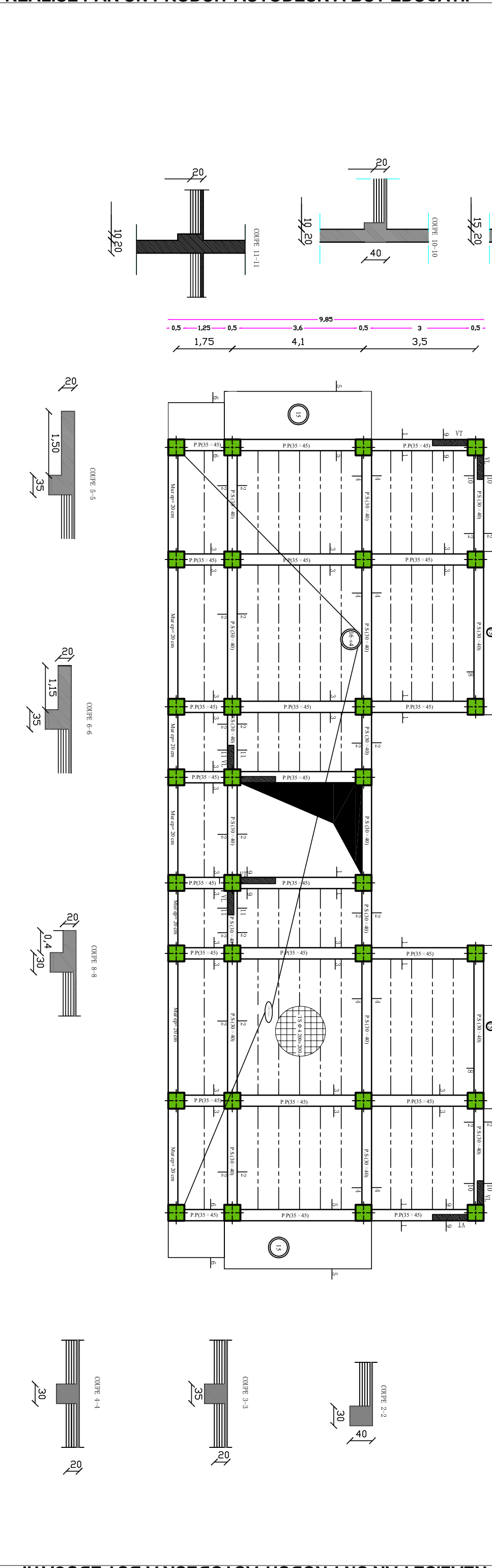
PLAN DE COFFRAGE DU RDC



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

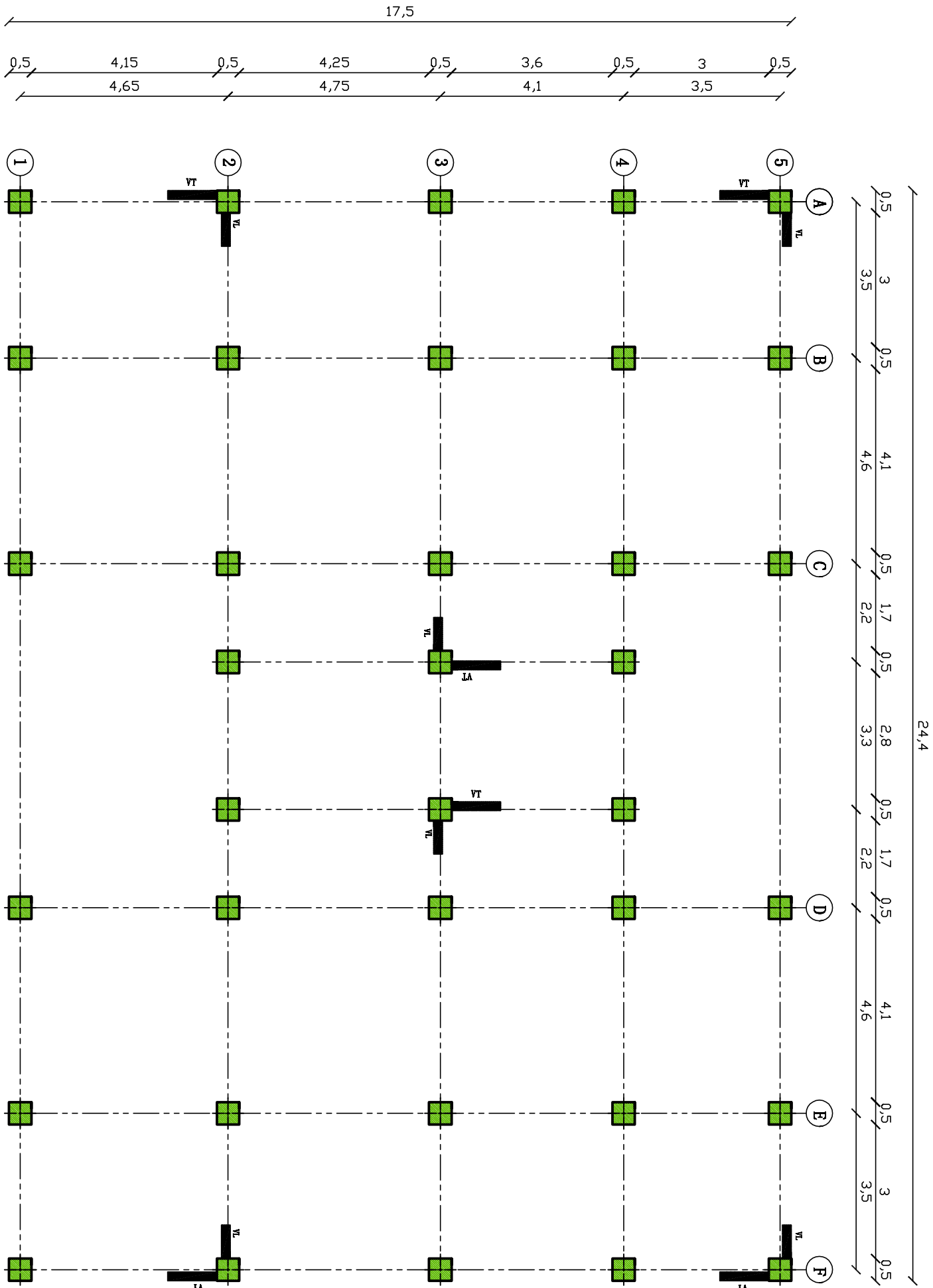
Réalisé par : M ^{lle} . HASDANE LAMIA M ^r . HADJAZ LOUNES	TITRE <u>PLAN DE COFFRAGE</u> <u>DU RDC</u>
Dirigé par : M ^r . ALICHE	
PROMOTION 2018/2019	
Echelle : 1/75	

PLAN DE COFFRAGE DU SOUS SOL



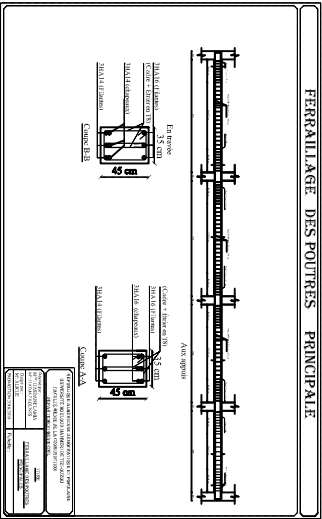
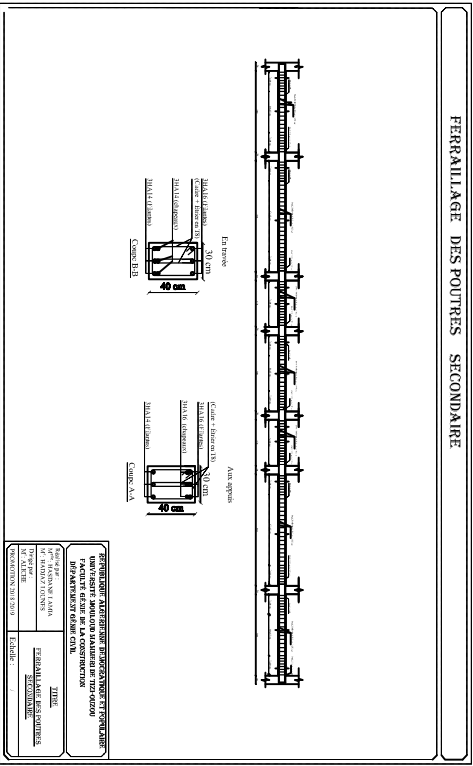
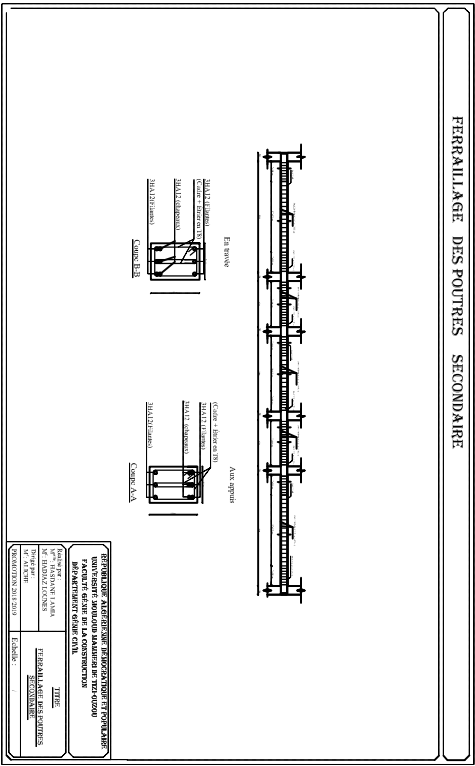
<p style="text-align: center;">RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL</p>	
<p>Réalisé par : M^{lle}: HASDANE LAMIA M^r: HADJAZ LOUNES</p>	<p style="text-align: center;"><u>TITRE</u> <u>PLAN DE COFFRAGE</u> <u>DU SOUS SOL</u></p>
<p>Dirigé par : M^r: ALICHE</p>	
<p>PROMOTION 2018/2019</p>	<p>Echelle : 1/75</p>

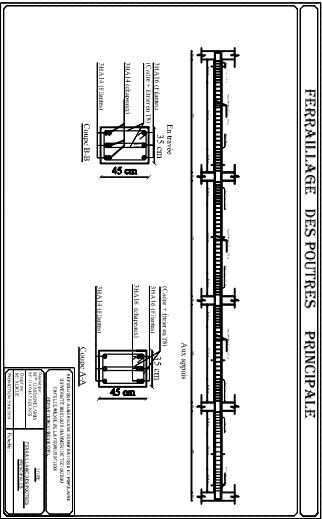
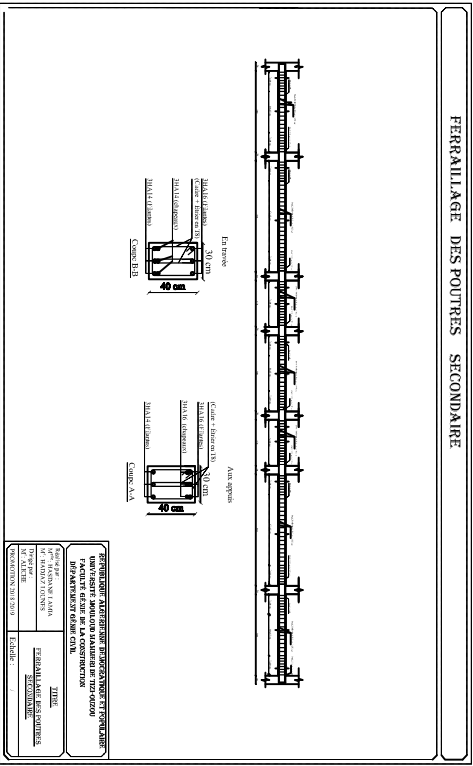
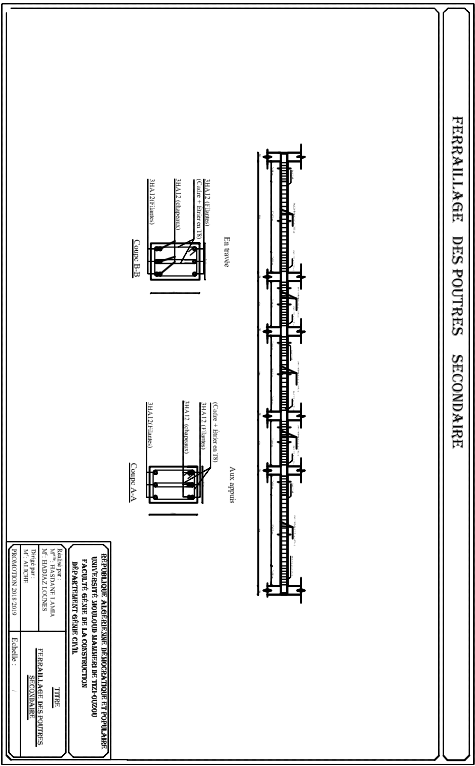
PLAN DE DISPOSITION DES VOILES



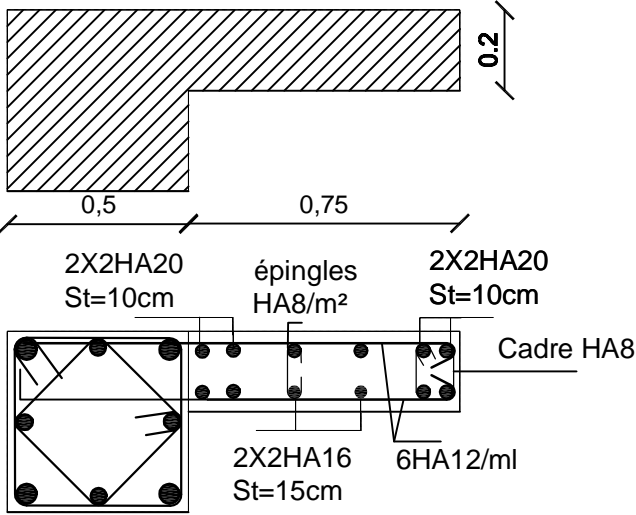
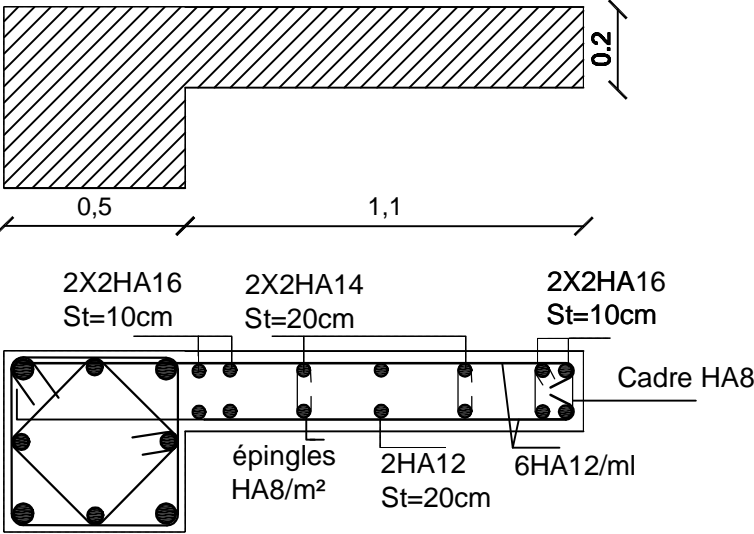
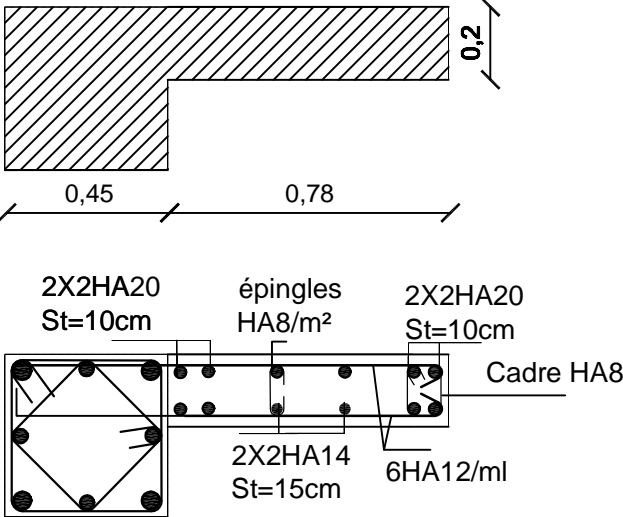
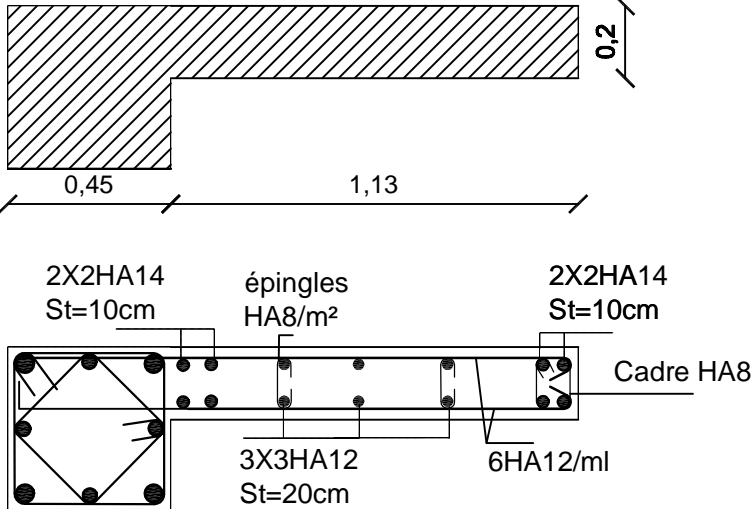
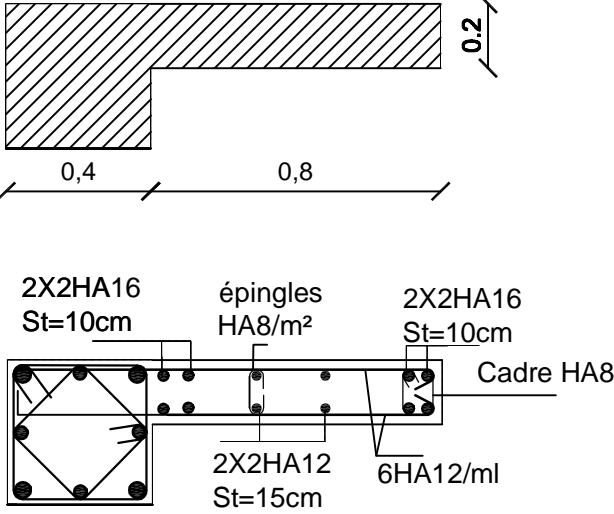
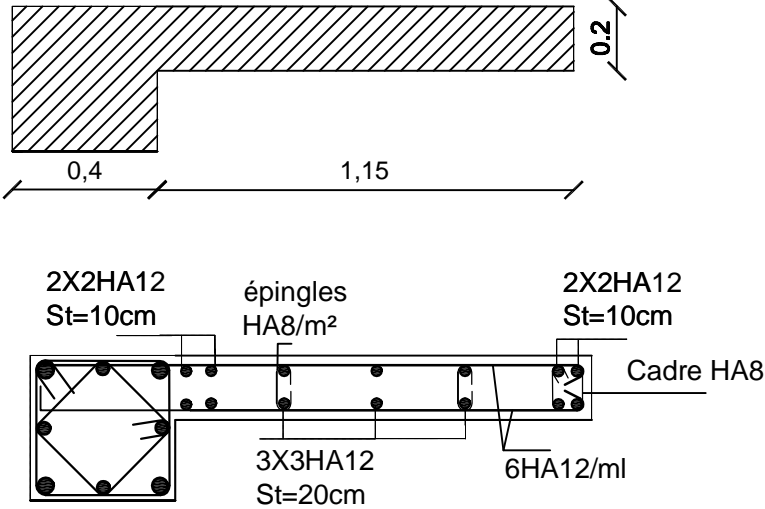
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par : M ^{elle} : HASDANE LAMIA M ^r : HADJAZ LOUNES	TITRE PLAN DE DISPOSITION DES VOILES
Dirigé par : M ^r : ALICHE	
PROMOTION 2018/2019	Echelle : 1/75

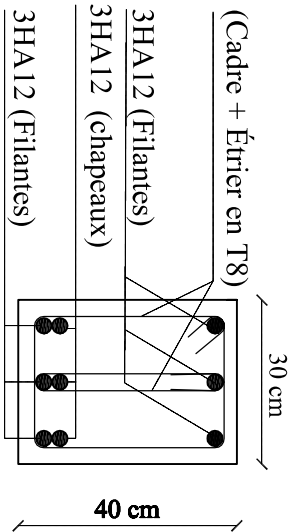
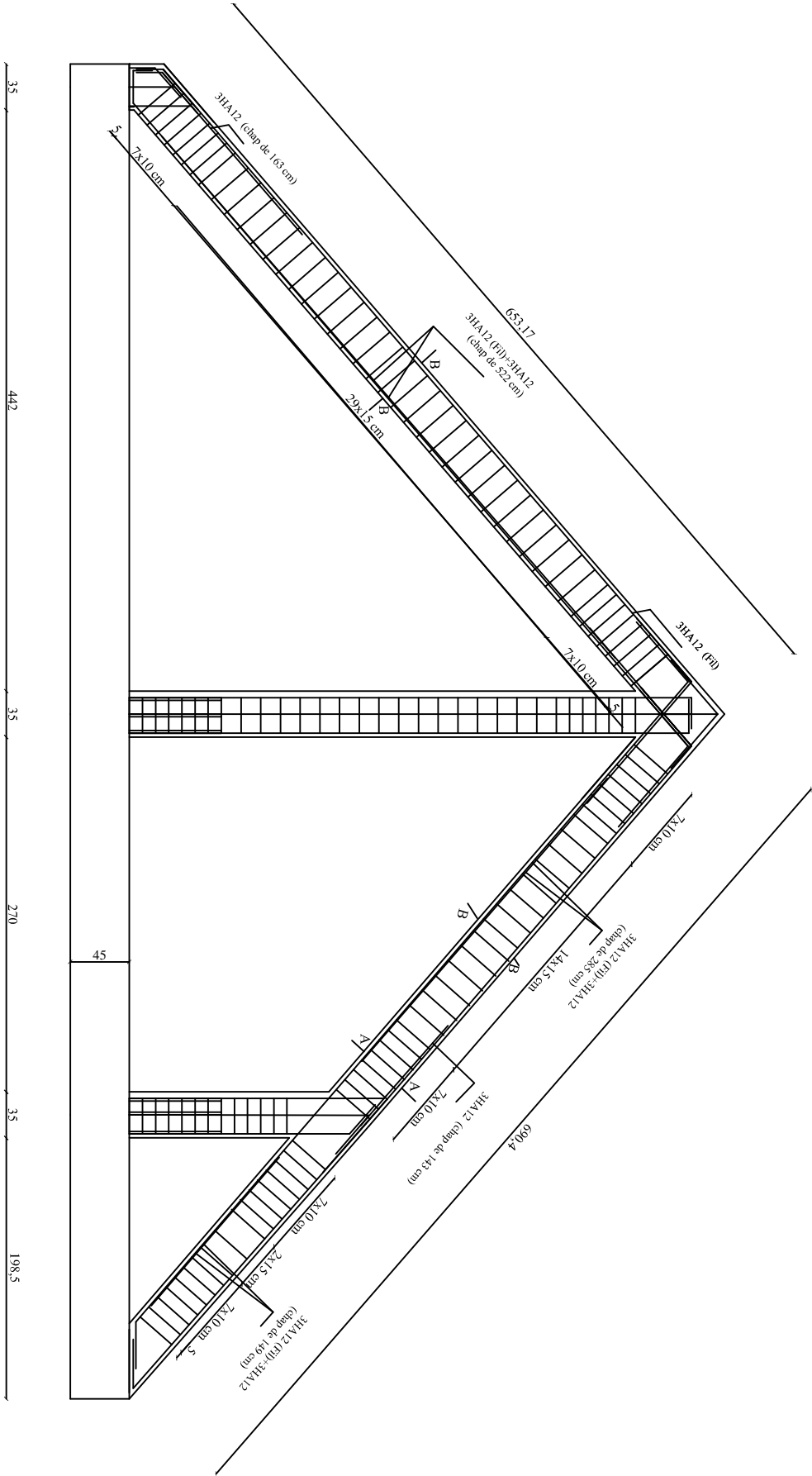




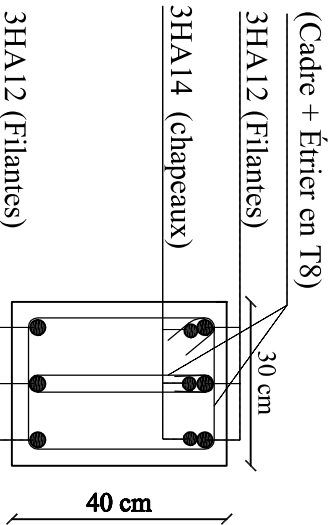
FERRAILLAGE DES VOILES

Zone	Voiles longitudinaux	Voiles transversaux
1		
2		
3		

FERRAILLE DE LA CHARPENTE



Coupe B-B

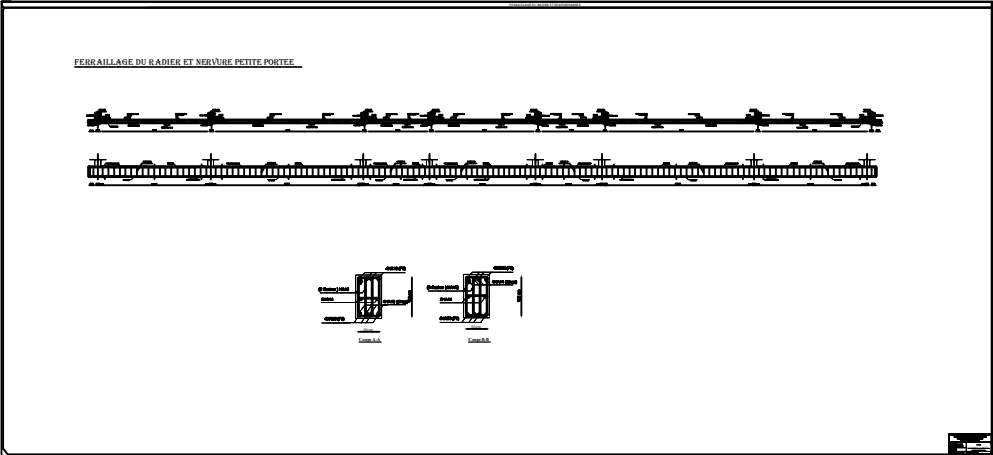
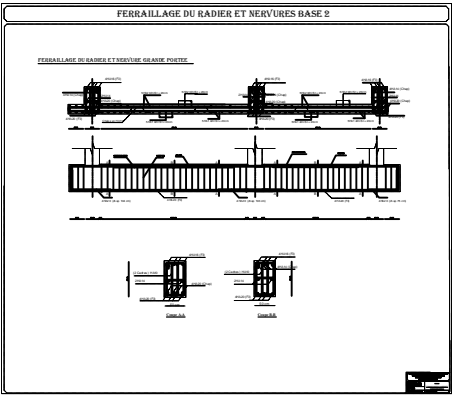
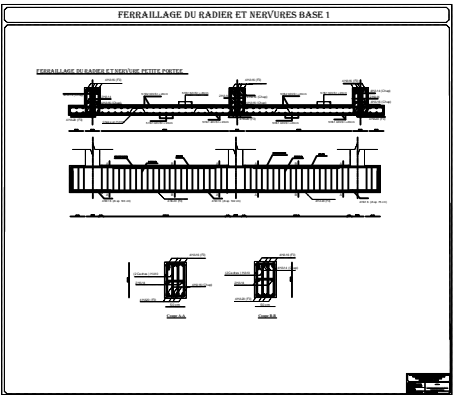
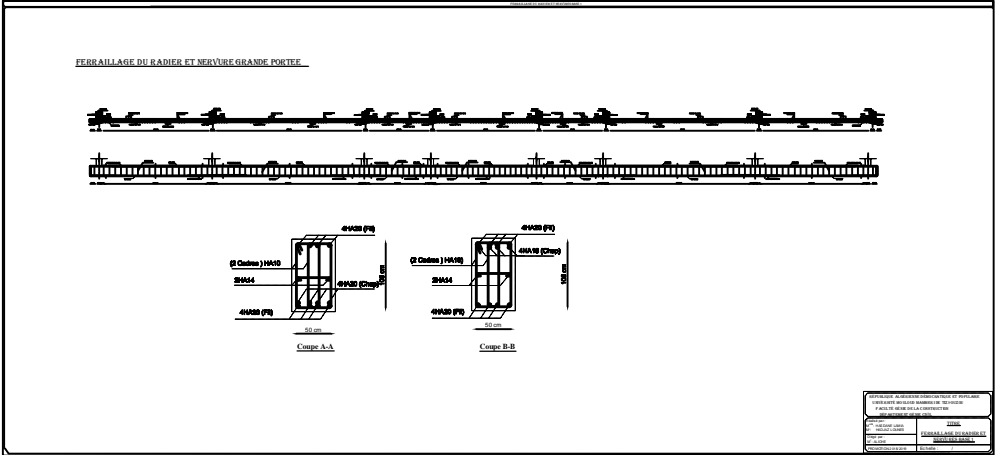


Coupe A-A

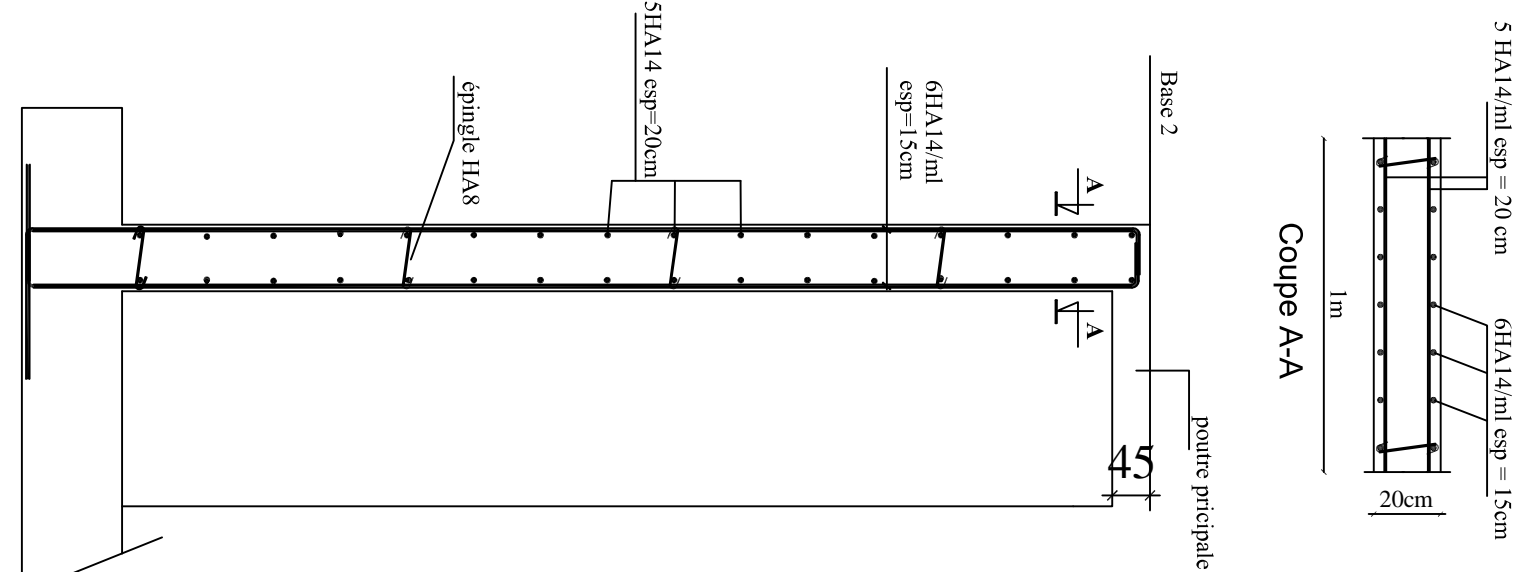
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par : M ^{lle} : HASDANE LAMIA M ^r : HADJIAZ LOUNES	TITRE FERRAILLAGE DE LA CHARPENTE
Dirigé par : M ^r : ALICHE	
PROMOTION 2018/2019	

Echelle : /



FERRAILLAGE DE MUR DU SOUTÈNEMENT



République Algérienne démocratique ET POPULAIRE
Université MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté génie DE LA CONSTRUCTION
Département génie CIVIL

Réalisé par : M ^{elle} :HASDANE LAMIA	TITRE
M ^r : HADIAZ LOUNES	Ferrailage De Mur Du Soutènement
Dirigé par : M ^r : ALICHE	
PROMOTION 2018/2019	Echelle : /

CONCLUSION

Arrivés au terme de notre travail, ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation en nous basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

D'après l'étude que nous avons faite, il convient de souligner les points suivants :

- Dans la conception parasismique, il est important que l'ingénieur aboutisse à une conception plus adéquate - dans la mesure du possible - vis-à-vis de l'architecture et une sécurité parasismique sans surcoût important ;
- La forme régulière de la structure étudiée a été un facteur très important qui nous a aidés dans la disposition optimale des voiles ;
- Il est indéniable que l'étude dynamique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures ;
- Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importante et dangereuse action à considérer dans le cadre de la conception et calcul des structures ;

Toutefois, en prenant conscience de l'évolution considérable qu'a connue le domaine du génie civil ainsi que les exigences technologiques et économiques (délai et coût de réalisation) de notre époque, il serait préférable de faire appel à des logiciels de calcul tridimensionnel de structures et d'architecture en même temps pour faciliter la conception de la structure ainsi être proches de la réalité pratique.

Et pendant notre travail on a pu voir un aperçu de quelques logiciels exemple (ETABS, SOCOTEC, AUTOCAD,...) qui a été très instructives.

BIBLIOGRAPHIE

- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites. Edition l'Oroisier-1991.
- Béton armé BAEL 91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN)
- Pratiques du BAEL 91, cours et exercices corrigés.
Jean PERCHAT, Jean ROUX
- DTR.B.C 2.48 Règlement parasismique Algérien (RPA 99 addenda 2003) CGS.
- CB71 Règles de calcul et de conception de charpente en bois, Juin 1984.
- DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Cours et TD des années de spécialité :
 - M^r BOUKAIS (2017-2018), Cours Béton armé UMMTO.
 - M^{me} LOUADJ (2017-2018), Cours MDS UMMTO
 - M^r HAMMOUM (2018-2019), Cours code des marchés UMMTO.