

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'études

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

Option : constructions civiles et industrielles.

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+4) plus Etage en Attique et 2 Entre sol
à usage d'habitation contreventé par voiles et portiques
modélise avec logiciel ETABS*



. Dirigé par :

M^{me}: AKAMOSSI

Etudié par:

M^{elle}: AFETTOUCHE LEILA

M^{elle} : AFETTOUCHE NORA

Promotion 2019/2020



REMERCIEMENT

Tous d'abord nous remercions le bon dieu qui nous a aidés pour atteindre notre objectif.

Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promoteur Mme fedaoquo 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.

Nous remercions à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

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 A TOUS

Dédicace

Grâce au Dieu , Je dédie ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :

Mes très chères 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.

Mon cher frère :Mohand

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

Mes très chères sœurs : Nassira , Ghalia , Linda , et Dyhaia.

Qui toujours m'entourent et me redonnent du courage et de confiance.

Ma sœur lamia et son mari Samir, et Nora et son mari Rachid

Et Ghalia et son mari Djamal.

Mes très chères nièces : Frasse, Idaris ,Aris,Lyaim et mon cher neveu Silass

Qui me rendent toujours le sourire , le joie ,

Dieu vous garde et éclaire votre chemin.

Mon très cher Rachid et toute sa famille.

A toute ma famille :cousine et cousines , oncles et toutes.

Mes très chers amis (es) particulièrement :

Lola et Ghilas et tous mes collègues à l'université.

Ma très chère cousine et binôme

Nora et toute sa famille

Toute la promotion de Génie civil 2019/2020

Leila

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. coefficient de sécurité γ_b en fonction de la situation	9
Tableau I.2. Coefficient de durée d'application des actions considérées	9
Tableau I.3. Contraintes admissible de l'acier à l'ELU	13
Tableau II. 1. Sections adoptées et Vérification des poutres selon (RPA99 Art.7.5.1. Vs 2003)	21
Tableau II. 2. Charge revenant à la toiture.....	22
Tableau II. 3. Charges permanentes terrasse accessible.....	22
Tableau II. 4. Charges permanentes RDC et étage courant.....	22
Tableau II. 5. Charges permanentes RDC et étage courant.....	22
Tableau II. 6. Charges permanentes RDC et étage courant.....	23
Tableau II. 7. Charge revenant à la dalle	23
Tableau II. 8. Charge permanente revenant au voile	23
Tableau II. 9. Les surcharges d'exploitation.....	23
Tableau II. 10. Charges et surcharges revenant sur poteau le plus sollicité.....	25
Tableau II. 11. Coefficient de dégression des surcharges	26
Tableau II. 12. Descente des charges.....	28
Tableau II. 13. Vérification des poteaux au flambement	28
Tableau III. 1. Charge permanentes du palier	31
Tableau III. 2. Charge permanentes de la volée.....	31
Tableau III. 3. Conditions d'application de la méthode forfaitaire	84
Tableau VI. 1. Ferrailage des poutres principales.....	131
Tableau VI. 2. Ferrailage des poutres secondaires.....	131
Tableau VI. 3. Ferrailage transversal des poutres	144
Tableau VI.4. Nature des sollicitations dans les poteaux	144
Tableau VI. 5. Ferrailage adopté pour les poteaux	147
Tableau VI.6. Ferrailage Transversal des poteaux.....	147
Tableau VI. 7. Longueur de scellement dans les poteaux	148
Tableau VI.8. Longueur de recouvrement dans les poteaux	148
Tableau VI.9. Délimitation de la zone nodale.....	148
Tableau VI. 10. Evaluation des contraintes pour le niveau de la cave (H=3.24m).....	164
Tableau VI. 12. Ferrailage du mur plaque	166
Tableau VII.1. Surface de semelles filantes sous poteaux (Zone I)	171
Tableau VII.2. Surface de semelles filantes sous poteaux (Zone I)	171
Tableau VII. 3. Surface de semelles filantes sous poteaux	172
Tableau VII.4. Surface de semelles filantes sous poteaux	174
Tableau VII.5. Les efforts transmis par les poteaux à la fondation à l'ELU.....	176
Tableau VII. 6. Ferrailages de la poutre de rigidité aux appuis.....	176
Tableau VII.7. Ferrailages de la poutre de rigidité en travée	179
Tableau VII. 8. Efforts transmis par les poteaux à la fondation à l'ELS.....	179
Tableau VII. 9. Vérification de contrainte aux appuis	180
Tableau VII.10. Vérification de contrainte en travée	180

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. coefficient de sécurité γ_b en fonction de la situation	9
Tableau I.2. Coefficient de durée d'application des actions considérées	9
Tableau I.3. Contraintes admissible de l'acier à l'ELU.....	13
Tableau II. 1. Sections adoptées et Vérification des poutres selon (RPA99 Art.7.5.1. Vs 2003)	21
Tableau II. 2. Charge revenant à la toiture	22
Tableau II. 3. Charges permanentes terrasse accessible	22
Tableau II. 4. Charges permanentes RDC et étage courant	22
Tableau II. 5. Charges permanentes RDC et étage courant	22
Tableau II. 6. Charges permanentes RDC et étage courant	23
Tableau II. 7. Charge revenant à la dalle	23
Tableau II. 8. Charge permanente revenant au voile.....	23
Tableau II. 9. Les surcharges d'exploitation	23
Tableau II. 10. Charges st surcharges revenant sur poteau le plus sollicité	25
Tableau II. 11. Coefficient de dégression des surcharges	26
Tableau II. 12. Descente des charges	28
Tableau II. 13. Vérification des poteaux au flambement.....	28
Tableau III. 1. Charge permanentes du palier.....	31
Tableau III. 2. Charge permanentes de la volée	31
Tableau III. 3. Conditions d'application de la méthode forfaitaire	84
Tableau VI. 1. Ferrailage des poutres principales	131
Tableau VI. 2. Ferrailage des poutres secondaires	131
Tableau VI. 3. Ferrailage transversal des poutres	144
Tableau VI.4. Nature des sollicitations dans les poteaux	144
Tableau VI. 5. Ferrailage adopté pour les poteaux.....	147
Tableau VI.6. Ferrailage Transversal des poteaux	147
Tableau VI. 7. Longueur de scellement dans les poteaux	148
Tableau VI.8. Longueur de recouvrement dans les poteaux.....	148
Tableau VI.9. Délimitation de la zone nodale	148
Tableau VI. 10. Evaluation des contraintes pour le niveau de la cave (H=3.24m)	164
Tableau VI. 12. Ferrailage du mur plaque.....	166
Tableau VII.1. Surface de semelles filantes sous poteaux (Zone I)	171
Tableau VII.2. Surface de semelles filantes sous poteaux (Zone I)	171
Tableau VII. 3. Surface de semelles filantes sous poteaux.....	172
Tableau VII.4. Surface de semelles filantes sous poteaux.....	174
Tableau VII.5. Les efforts transmittent par les poteaux à la fondation à l'ELU	176
Tableau VII. 6. Ferrailages de la poutre de rigidité aux appuis.....	176
Tableau VII.7. Ferrailages de la poutre de rigidité en travée	179
Tableau VII. 8. Efforts transmis par les poteaux à la fondation à l'ELS.....	179
Tableau VII. 9. Vérification de contrainte aux appuis.....	180
Tableau VII.10. Vérification de contrainte en travée	180

SOMMAIRE

1	INTRODUCTION GENERALE	1
---	-----------------------------	---

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1	INTRODUCTION	2
2	DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	2
2.1	CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES.....	2
2.2	CONCEPTION STRUCTURELLE	3
3	REGLEMENTATION UTILISE.....	5
4	CARACTERISTIQUES MECANQUES DE MATERIAUX.....	6
4.1	BETON.....	6
4.2	ACIER	12
5	COMBINAISONS D'ACTION REGLEMENTAIRES.....	15
5.1	LES ACTIONS	15
5.2	COMBINAISON D'ACTIONS	15
6	CONCLUSION	16

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

1	INTRODUCTION	17
2	PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS	17
2.1	LES PLANCHERS	17
2.2	LES POUTRES	19
2.3	LES VOILES	20
2.4	LES POTEAUX	21
2.4.1	Evaluation des charges et surcharges	21
2.4.2	DESCENTE DE CHARGE	23
3	CONCLUSION	28

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS

1	INTRODUCTION	29
2	CALCUL DES ELEMENTS	29
2.1	CALCUL DES ESCALIERS.....	29
2.1.1	PRE DIMENSIONNEMENT	29
2.1.2	DEFINITION DES CHARGES.....	31
2.1.3	CALCUL A L'ELU.....	32
2.1.4	CALCUL A L'ELS	42
2.2	LA POUTRE PALIERE.....	52
2.3	CALCUL DE LA CHARPENTE	61
2.3.1	DIMENSIONNEMENT DES DIFFERENTS ELEMENTS	62
2.3.2	ASSEMBLAGE DE LA CHARPENTE	70
2.4	CALCUL DES PLANCHERS EN CORPS CREUX	71
2.4.1	CALCUL DE LA DALLE DE COMPRESSION	73
2.4.2	CALCUL DES POUTRELLES	73
2.5	CALCUL DES BALCONS	98
3	CONCLUSION	108

CHAPITRE IV : MODELISATION DE LA STRUCTURE

1	INTRODUCTION	109
2	ETAPES DE LA MODELISATION	109
2.1	INTRODUCTION DE LA GEOMETRIE DE LA STRUCTURE	109
2.2	SPECIFICATION DES PROPRIETES MECANQUES DES MATERIAUX.....	110
2.3	SPECIFICATION DES PROPRIETES GEOMETRIQUES DES ELEMENTS STRUCTURELS	110
2.4	DEFINITION DES CHARGES.....	111
2.5	DEFINITION DES DIAPHRAGMES	116
2.6	CHARGEMENT DES ELEMENTS	116
2.7	INTRODUCTION DES COMBINAISONS DE CHARGES.....	117
3	CONCLUSION	117

CHAPITRE V : VERIFICATION DES CONDITIONS RPA99/ MOD.2003

1	INTRODUCTION	118
2	METHODES DE CALCUL.....	118
2.1	CONDITIONS D'APPLICATION DE LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE	118
3	VERIFICATION DES CONDITIONS DE RPA99.MOD2003	120
3.1	VERIFICATION DE LA PERIODE.....	120
3.2	CONDITION DE L'EXCENTRICITE (ART4.7.2 ET ART.4.7.3)	121
3.3	VERIFICATION DU NOMBRE DE MODES.....	121
3.4	VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE	122
3.5	VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGES.....	124
3.6	L'EFFORT NORMAL REDUIT	125
4	CONCLUSION	126

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

1	INTRODUCTION	127
2	FERRAILLAGE DES POUTRES	127
2.1	ARMATURES LONGITUDINALES.....	127
2.2	ARMATURES TRANSVERSALES.....	131
2.3	VERIFICATION A L'ELU	132
2.4	VERIFICATION A L'ELS.....	136
3	FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	138
3.1	ARMATURES LONGITUDINALES.....	138
3.2	ARMATURES TRANSVERSALES.....	145
3.3	VERIFICATIONS A L'ELS	149
4	FERRAILLAGE DES VOILES	150
4.1	CALCUL D'ARMATURES.....	150
4.2	VERIFICATIONS	156
4.3	EXEMPLE DE CALCUL	157
5	FERRAILLAGE DU MUR PLAQUE	162
5.1	CONSTRAINTES ET SOLLICITAIONS.....	163
5.2	FERRAILLAGE	165
5.3	VERIFICATION A L'ELS.....	167
6	CONCLUSION	168

CHAPITE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

1	INTRODUCTION	169
2	ETUDE GEOTECHNIQUE DU SOL.....	169
3	CHOIX DU TYPE DE FONDATION.....	169
3.1	SEMELLES ISOLEES SOUS POTEAUX :.....	172
3.2	SEMELLES FILANTES.....	170
3.2.1	SEMELLES FILANTES SOUS VOILES.....	170
3.3.2	SEMELLES FILANTES SOUS POTEAUX.....	171
4	FERRAILLAGE DE LA SEMELLE DANS LE SENS LONGITUDINAL	174
5	DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE DE REGIDITE.....	174
6	FERRAILLAGE LONGITUDINAL A L'ELU.....	176
7	FERRAILLAGE A L'ELU.....	174
8	CALCUL A L'ELS	179
9	FERRAILLAGE DE LA LONGRINE	181
	CONCLUSION GENERALE	183

Introduction générale

Alors que la Wilaya de Tizi-Ouzou est en voie de développement, la conception et la construction des édifices est l'un des enjeux prioritaires dans le cadre de la politique du développement civil et économique de ces différentes villes.

Vu que cette wilaya se situe dans une zone sismique et que le pays passe actuellement par une crise sanitaire et économique, l'ingénieur se trouve face à une problématique majeure qui est le dimensionnement des structures d'une façon à assurer leur fonctionnalité et leur stabilité vis-vis du séisme tout en prenant l'économie comme un pilier fondamental dans son travail.

Ce mémoire de fin d'étude traite une part de cette problématique en étudiant un bâtiment R+4+ Etage en attique+ 2 Inter-sol au niveau de la région de Larbaâ Nath Irathen. Ce présent travail est divisé en sept chapitres dans lesquels on expose au fur et à mesure les dimensions des éléments structuraux, le ferrailage de la structure et le type de fondation les plus adéquats pour notre bâtisse.

Dans le premier chapitre, nous présentons les caractéristiques géométriques du projet, les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés ainsi que les caractéristiques géotechniques du sol support.

Dans le deuxième chapitre, nous abordons le prédimensionnement de la structure pour pouvoir la modéliser, estimer son poids propre et définir des épaisseurs économiques qui nous permettront d'éviter les éventuels surcoûts.

Pour le troisième chapitre, nous le consacrons au calcul des éléments non-structuraux qui ne contribuent pas à la stabilité vis-à-vis du séisme et qui sont notamment les planchers, les balcons et les escaliers.

Le quatrième et le cinquième chapitre traitent la modélisation de la structure via ETABS pour pouvoir identifier la disposition des voiles qui assure la meilleure dissipation d'énergie ainsi que la vérification de la stabilité conformément au règlement parasismique Algérien de 1999 modifié en 2003.

Dans le sixième chapitre, nous calculons le ferrailage des éléments structuraux qui sont les poteaux, les poutres et les voiles ; ceci en se référant aux BAEL91mod 2003 ainsi qu'aux sections minimales exigées par le RPA99/mod.2003

Nous finalisons ce travail avec l'étude de l'infrastructure. Après calcul nous définissons le type de fondation le plus approprié pour notre cas et nous déterminons son ferrailage.

1. INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir les caractéristiques géométriques de ses éléments constitutifs, les matériaux qui seront utilisés pour sa construction et les caractéristiques mécaniques du sol porteur.

2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Ce projet consiste l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (**R+4+2 INTER-SOL+1ETAGE EN ATTIQUE**) a usage d'habitation.

Site d'implantation : Larbaâ Nath Irathen, Tizi-Ouzou

Région de sismicité : Moyenne IIa selon le RPA99 mod 2003.

Contrainte admissible du sol : 3bar.

Cet ouvrage est composé :

- Un (01) inter-sol à usage d'habitation
- Une (01) cave
- Un RDC a usage d'habitation.
- Quatre(04) Etages courants.
- Une (01) Cage d'escaliers.
- Un Etage en Attique.
- Une charpente en bois

2.1. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

-Dimensions en plan

Longueur totale16.10m
 Largeur totale.....11,80m

_Dimensions en élévation

Hauteur totale

Hauteur totale (y compris la charpente).....27.08m
 Hauteur de l'étage courant.....3.06m
 Hauteur de RDC.....4.08m
 Hauteur de 1er Sous-sol.....3, 06m

Hauteur de la cave3.24m

2.2. CONCEPTION STRUCTURELLE

Notre construction se compose des éléments structuraux suivants.

2.2.1. ÉLEMENT DE L'OUVRAGE

Ossature :

Le bâtiment est à ossature mixte, composé des portiques (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'exploitation, ils assurent aussi l'isolation thermique et phonique.

On impose deux types des planchers :

a-Planchers en corps creux

Il sont constitués de corps creux et dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées, destinées aux planchers des sous-sols et des étages courants.

b-Planchers en dalle pleine

Il sont réalisés en béton armé coulé sur place. Ils sont prévus pour les balcons et le RDC

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

Des murs de séparations en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

Revêtements

Il seront réalisés en :

- ✓ Mortier de ciment de 2cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures et la cage d'escaliers.
- ✓ Enduite 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.

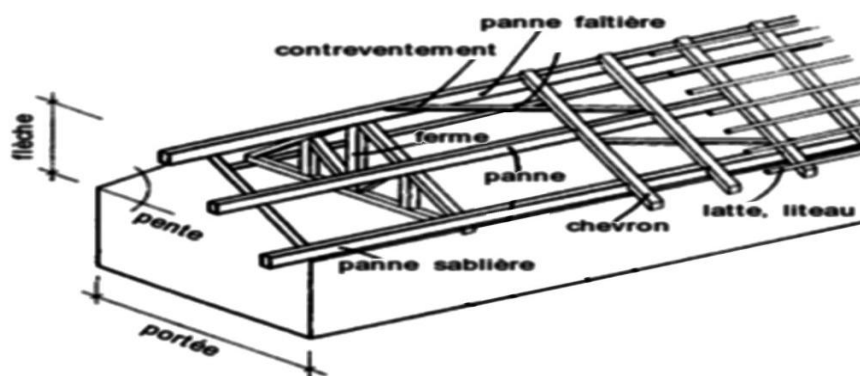


Fig1.1 Charpente en bois

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 fondation : superficielles, profondes et semi profondes.

3. REGLEMENTATION UTILISE

La conception et le calcul sont conduits par les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton et les règlements applicables en Algérie.

3.1. REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN (RPA99 VERSION2003)

Ce document technique réglementaire fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismique. Ses 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.

3.2. LA METHODE D'ETAT LIMITE (BAEL91 REVISE 99)

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

3.3. DTR-BC2-2 ET CBA93

Ce document définit les charges permanentes et les charges d'exploitation des bâtiments, leur mode d'évaluation et les valeurs des charges à introduire dans les calculs.

4. CARACTERISTIQUES MECANQUES DE MATERIAUX

Le béton et l'acier utilisés dans la concrétisation du présent ouvrage seront choisis conformément aux règles (BAEL 91) et aux règles parasismiques algériennes (RPA99) modifiée en 2003.

4.1. BETON ARME

4.1.1. DEFINITION ET FORMULATION

Le béton, est un matériau constitué par un mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton arme 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 utilise. Il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.

Granulats : Deux types de granulats participent dans la constitution de béton : sable de dimension ($D_s \leq 5$) mm graviers 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.

4.1.2. CARACTERISTIQUES MECANQUES DU BETON

4.2.2.1. RESISTANCE A 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 16 cm (aire de 200 cm²).

Ou utilise le plus souvent la valeur de cette résistance a 28 jours de maturité, f_{c28} pour les calculs en phase de réalisation.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'Age de jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} . (**Art A.2.1,11/BAEL ,91 modifie 99**)

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

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

4.1.2.2. RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA TRACTION f_{tj}

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \quad (\text{BAEL91/A.2.1.12})$$

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

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

4.1.2.3. MODULE DE DEFORMATION

a- Module de déformation longitudinal

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

❖ Module de déformation instantanée du béton (Art A.2.1.21 BAEL 91 modifiées99)

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)}$$

$$\text{D'ou : pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{c28} = 32164,194 \text{ MPa}$$

❖ Module de déformation différée du béton :(Art A.2.1.21 BAEL 91 modifiées99)

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 :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ Mpa.}$$

b. Module de déformation transversale du béton

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

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

E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson

4.1.2.4. 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 égal à :

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

- $\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.
- $\nu = 0.2$ (à l'ELS) pour le calcul de la déformation

4.3. ETATS LIMITES

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

4.3.1. ETAT LIMITE DE CONTRAINTE DE BETON

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.

Contrainte de compression

a-Etat Limite ultime

Il se traduit par la perte d'équilibre, 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**) :

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

Tableau 1.1.coefficient de sécurité γ_b en fonction de situation

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

- ✓ 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

Tableau 1.2.coefficient de durée d'application des actions considérées

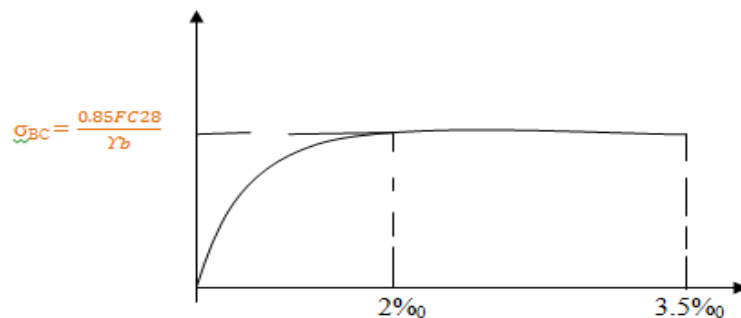
Durée d'application	$T > 24h$	$1h < T < 24h$	$T < 1h$
θ	1	0.9	0.85

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 conventionné non linéaire. Le diagramme est composé de :

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

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

**Fig1.2.Diagramme de contrainte -déformation du béton a l'ELU**

σ_{bc} Contraint de calcul du béton en compression.

ε_{bc} Déformation du béton en compression

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

E_b : Module de Young.

b. 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.

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Diagramme de contrainte déformation du béton à L'ELS

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

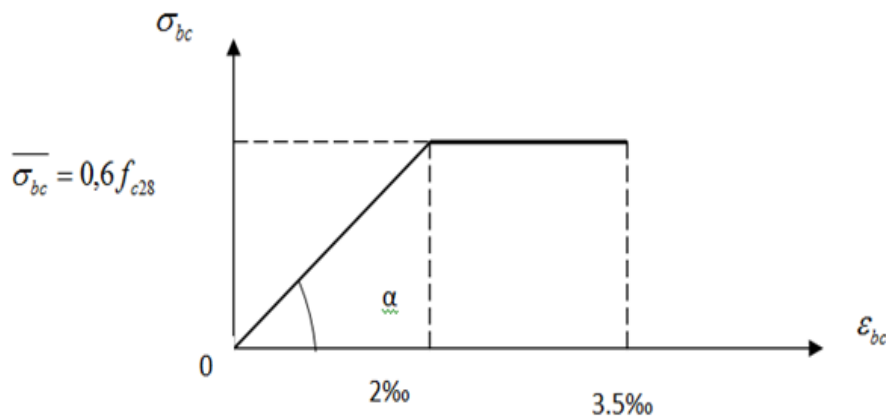


Fig1.2. Diagramme de contrainte déformation du béton à L'ELS

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

$\tan \alpha = E_b$ = module d'élasticité.

Contrainte limite de cisaillement (Art A.5.1.1 BAEL 91 modifiée 99)

C'est la contrainte tangente conventionnelle (pour la justification des poutres en béton Armé soumises 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 :

$$\tau_u \leq \text{Min} (0.2 \times f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) \rightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$\tau_u \leq \text{Min} (0.15 \times f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) \rightarrow$ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

- Si les armatures sont inclinées 45° :

$\tau_u \leq \text{Min} (0.27 \times f_{c28} / \gamma_b, 7 \text{ MPa})$.

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

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

4.2. ACIER

Leur rôle est de reprendre les efforts de tractions qui ne peuvent pas être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastique et leur module d'élasticité. En général les aciers utilisés sont de deux types :

- Acier haute adhérence HA comme Fe400 (acier utilisé pour ce présent projet)
- Treillis soudés formée par l'assemblage des barres tréfilées soudées (feE520)

4.2.1. MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINAL (ART A.4.3.2.BAEL 91 MODIFIEES 99)

Il est noté E_s , sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier.

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

4.2.2. 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.4.5.32 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 l'acier. On distingue 3 cas de fissuration:

a. Peu nuisible fissuration: (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.4.5.32 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 :

$$\sigma_s = \min \{ 2/3 f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}} \}$$

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.

n : Coefficient de fissuration tel que :

$n = 1.6$pour les aciers hauts adhérences.

$n = 1.3$pour les treillis soudés

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

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

$$\sigma_s = \min \{ 1/2 f_e; 90 \sqrt{n \cdot f_e} \}$$

Diagrammes des contraintes déformations de l'acier : (Art A.2.2.2. BAEL 91 modifiées 99)

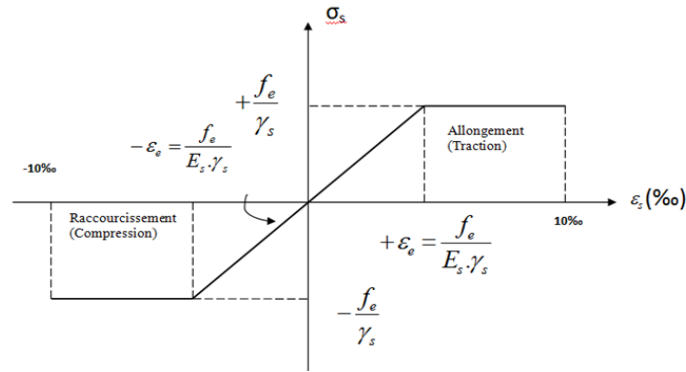


Fig.1.3. Diagramme contraintes-déformation dans les aciers

4.2.3. 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.

5. COMBINAISONS D'ACTION REGLEMENTAIRES

L'étude des charges, est une étape cruciale dans tout projet et elle doit être faite avec un grand soin

5.1. LES ACTIONS

Les actions sont définies comme suit

❖ 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.

5.2. COMBINAISON D'ACTIONS

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

● Situation durables :

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q$$

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

● Situation accidentelle

$$Q + G \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

$$G + Q \pm 1.2E$$

6. CONCLUSION

Pour les éléments constitutifs : Notre structure se compose de poteaux, Poutres, Planchers corps creux, dalles pleines, voiles, maçonnerie, toiture en bois, escaliers.

Pour les matériaux : La structure sera réalisé en utilisant deux matériaux le béton et les aciers.

Pour le sol porteur : la structure sera bâtit sur un site ferme dans une zone à sismicité moyenne IIa.

II.1.INTRODUCTION

Le prédimensionnement est une étape préliminaire, qui se place en amont de toute étude de projet en béton armé, il a pour but « le pré-calcul » des sections des différents éléments résistants de la structure afin d'arriver à déterminer des épaisseurs économique pour éviter un surcoût d'acier et du béton, et de pouvoir estimer leur poids propre.

II.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

Les éléments résistants sont redimensionnés en tenant compte du BAEL91 et de RPA99mod2003.

II.2.1. LES PLANCHERS

Pour le bâtiment étudié, nous allons utiliser deux types de planchers.

a-plancher en corps creux

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

L'épaisseur du plancher est déterminée par la formule de l'article **Art B.6.8.424 BAEL 91 modifié 99)**

$$H_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} = \frac{315}{22.5} = 14\text{cm}$$

H_t : Hauteur totale de plancher.

L_{max} : Porté libre maximale dans le sens des poutrelles.

On adopte une hauteur de $h_t=20\text{cm}$, soit Un plancher (16+4) cm dont :
→ 16 cm la hauteur du corps creux.

→ 4 cm Epaisseur de la dalle de compression (table de compression).

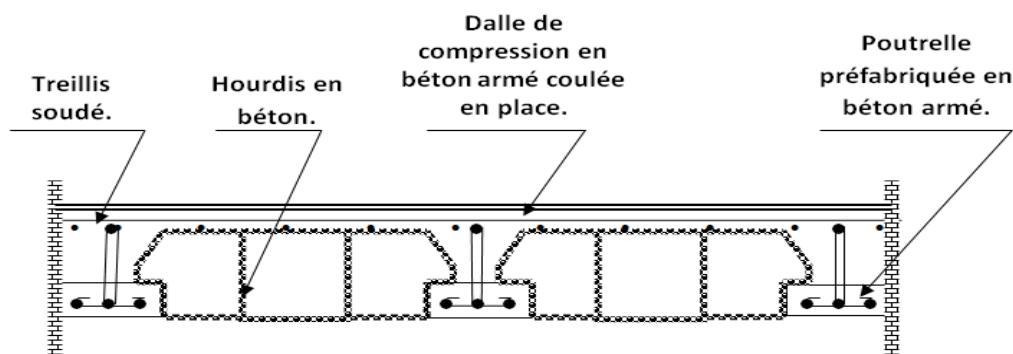


Fig. II.1 Plancher à corps creux

b-Dalle pleine

L'épaisseur des dalles est déterminée en fonction de leurs portées avec vérification de :

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

Résistance au feu :

$e = 7$ cm pour une heure de résistance au feu.

$e = 11$ cm pour deux heures de résistance au feu.

$e = 17,5$ cm pour quatre heures de résistance au feu.

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/m^2 . D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e = \frac{M}{P} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

Résistance à la flexion

Le calcul se fait en considérant la dalle soumise aux conditions les plus défavorables.

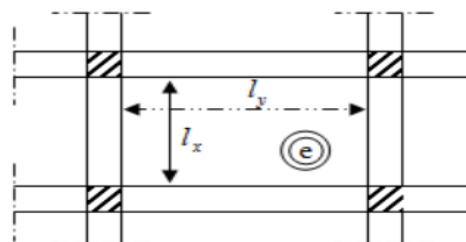
- Pour les dalles s'appuyant sur 3 ou 4 appuis.

$$L_{max}/35 \leq e \leq L_{max}/40$$

Pour les dalles s'appuyant sur deux appuis

$$L_{max}/50 \leq e \leq L_{max}/40$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$



FigII.2.Plancher appuyé sur 04 cotés

Si $\rho < 0.4$ La dalle porte sur un seul sens $e \geq l_y/30$

Si $\rho \leq 0.4 \leq 1$ La dalle porte sur deux sens $e \geq l_y/40$

Pour notre cas $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.15}{4.80} = 0.65$ la dalle porte donc sur deux sens.

$$e \geq l_y/40 = 4.80/40 = 12cm$$

En combinant les conditions de prédimensionnement des dalle, on adopte une épaisseur de dalle **e=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 (A.4.14 BAEL91 mod 91), telle que :

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

Et $0.4h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

h : La hauteur de la poutre

b : La largeur de la poutre

L : La portée maximale entre les nœuds d'appuis

a- Poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant un appui à celles-ci.

$$\frac{4.80}{15} \leq h \leq \frac{4.80}{10}$$

$$0.32 \leq h \leq 0.48$$

$$0.16 \leq b \leq 0.28$$

b- Poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles. Elles assurent le chainage.

$$\frac{3.15}{15} \leq h \leq \frac{3.15}{10}$$

$$0.21 \leq h \leq 0.31$$

$$0.14 \leq b \leq 0.23$$

c- Poutres inclinés

$$\frac{5.20}{15} \leq h \leq \frac{5.20}{10}$$

$$0.34 \leq h \leq 0.52$$

$$0.16 \leq b \leq 0.28$$

d- Poutres palière

$$\frac{3.15}{15} \leq h \leq \frac{3.15}{10}$$

$$0.21 \leq h \leq 0.31$$

$$0.14 \leq b \leq 0.23$$

❖ **Sections adoptées et Vérification des poutres selon (RPA99 Art.7.5.1. Vs 2003)**

Condition	Poutre principal	Poutre secondaire	Poutre inclinée	Poutre palière	Vérifications
$h \geq 30$ cm	40cm	35cm	40cm	30	vérifiée
$b \geq 20$ cm	30cm	30cm	30cm	25	vérifiée
$h / b \geq 4$	1,33	1,16	1,33	1.2	vérifiée

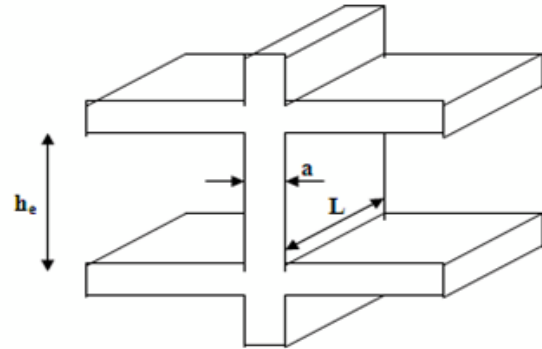
II.2.3. LES VOILE

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.

L : La largeur du voile

h_e : La hauteur du voile

a : Epaisseur du voile



FigII.3. Coupe du voile en élévation

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

❖ 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 15 cm.

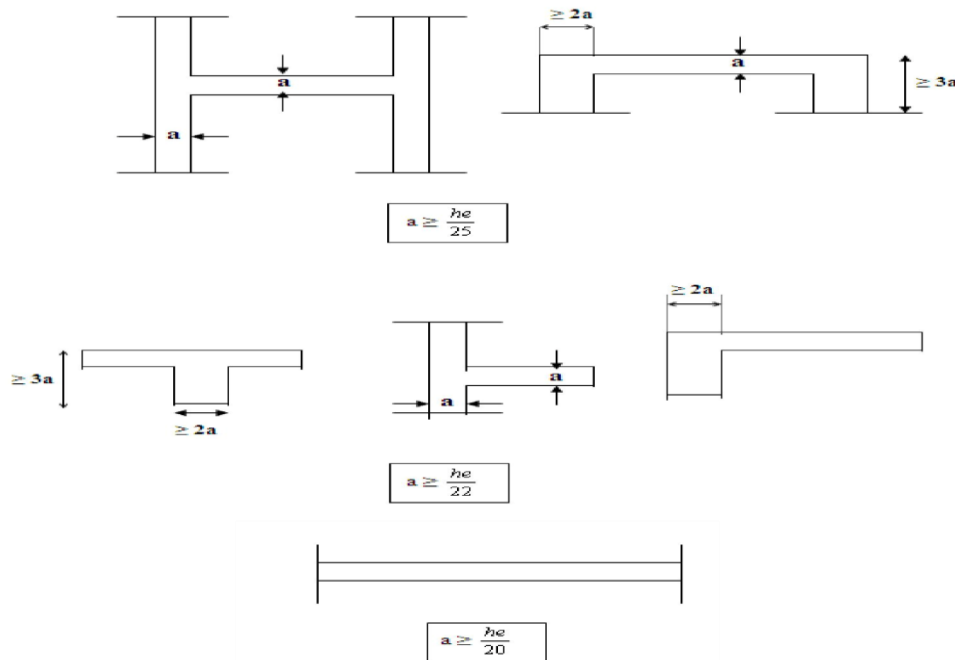


Fig. II.4.coupe du voile en plan

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

Pour étage courant : $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \rightarrow a \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$

Pour le RDC : $h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm} \rightarrow a \geq \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm}$

Alors on adopte : **a=20cm**

Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Aat7.7.1)

Les voiles doivent satisfaire les conditions suivantes.

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

II.2.4.LES POTEAUX

Le pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (B 8.4 .1) de CBA93, tous en vérifiant les exigences du RPA.

Selon le RPA 99.mod 2003 Pour un poteau rectangulaire de la zone IIa, on a :

$$\bullet \min (b_1, h_1) > 25 \text{ cm}$$

$$\bullet \min (b_1, h_1) > h_e / 20$$

$$\bullet 0.25 < b_1/h_1 < 4$$

b_1 et h_1 : les dimensions de poteaux.

h : hauteur d'étagé.

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

Avec :

N_s : effort normal repris par le poteau.

G : charge permanent.

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 on considérant le poteau le plus sollicité.

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

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton, donnée par : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

II.2.4.1. Evaluation des charges et surcharges

Les poteaux reprennent les charges permanentes et les surcharges d'exploitation.

a-charges permanentes « G » :

On a la charge $g = \rho \cdot e$

ρ : Poids volumique

e : l'épaisseur de l'élément

Tableau II.1.Charges revenant à la toiture

Elément constituant la toiture	Poids surfacique (KN/m ²)
Tuiles mécanique à emboitement (liteaux compris)	0.4
Chevrans et pannes	0.10
Murs pignons (Le pignon désigne la partie supérieure triangulaire ou non du mur d'un bâtiment servant à donner des versants à un toit):0.9 KN/m	0.9 KN/m
	G total= 1.4KN/m²

Tableau. II.2. charges permanente terrasse accessible

Matériaux	Epaisseur (m)	P (KN/m ³)	G (KN/ m ²)
1. carrelage	0.02	20	0.40
2. mortier de pose	0.02	20	0.40
3. lit de sable	0.02	18	0.36
4. forme de pente	0.10	22	2.20
5. plancher corps creux	0.20	14	2.80
La charge permanente G (KN/m²)			6.16

Tableau. II.4.charge permanent étage courant

Matériaux	Epaisseur (m)	P (KN/m ³)	G (KN/ m ²)
1. carrelage	0.02	20	0.40
2. mortier de pose	0.02	20	0.40
3. lit de sable	0.02	18	0.36
4. Cloisons intérieurs	0.10	10	0.20
5. plancher corps creux	0.20	14	2.80
6. Enduite de plâtre	0.02	10	0.20
La charge permanente G (KN/m²)			5.16

Tableau. II.5.charge permanente RDC

Matériaux	Epaisseur (m)	P (KN/m ³)	G (KN/ m ²)
1. carrelage	0.02	20	0.40
2. mortier de pose	0.02	20	0.40
3. lit de sable	0.02	18	0.36
4. Dalle pleine	0.20	15	3.00
5. Enduite de plâtre	0.02	10	0.20
6. cloisons intérieurs.	0.10	10	1.00
La charge permanente G (KN/m²)			5.36

Tableau II.6.charges revenant au mur extérieur

Eléments	Epaisseur(m)	P (KN/m ³)	Charge G (KN/m ³)
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Briques creuses	0.10	09	0.90
Lame d'aire	0.05	00	00
Briques creuses	0.10	09	0.9

Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
La charge permanente G (KN/m³)			2.36

Tableau II.7.charges revenant au mur intérieur

Eléments	Epaisseur(m)	P (KN/m ³)	Charge G (KN/m ³)
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Briques creuses	0.10	09	0.90
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
La charge permanente G (KN/m³)			1.30

Tableau. II.8.Charges revenant à la dalle pleine :

Eléments	épaisseur	P (KN/m ³)	Charge G (KN/M ²)
carrelage	0.02	20	0.40
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
La charge permanente G (KN/m³)			5.27

Tableau II.9.Charges revenant aux voiles

Elément	Epaisseur	P (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
Béton arme	0.20	25	5
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Enduit ciment	0.02	22	0.44
La charge permanente G (KN/m³)			5.64

b-Surcharges d'exploitation « Q » :

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

Tableau. II.10. Les Surcharges d'exploitation

Eléments	Surcharges Q (KN/m ²)
Toiture	1,0
Plancher terrasse accessible	1.5
Plancher étage courant (habitation)	1.5
Plancher RDC (service)	5.0
Plancher sous-sol	3.5
Balcon	3.5
Escaliers	2.5

II.2.4.2. DESCENTE DE CHARGE

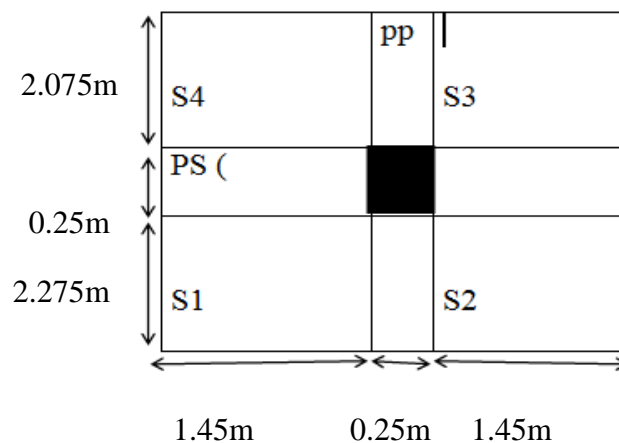
On appelle descente des charges, le principe de distribuer les charges (le cheminement des efforts) sur le différent élément que compose la structure d'un bâtiment.

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.

a. Surface d'influence

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :



$$S_{nette}=S1+S2+S3+S4$$

$$S1=2.275 \times 1.45=3.29\text{m}^2$$

$$S2=2.275 \times 1.45=3.29\text{m}^2$$

$$S3=2.075 \times 1.45=3.01\text{m}^2$$

$$S4=2.075 \times 1.45=3.01\text{m}^2$$

$$S_{nette}=3.29+3.29+3.01+3.01=12.60\text{m}^2$$

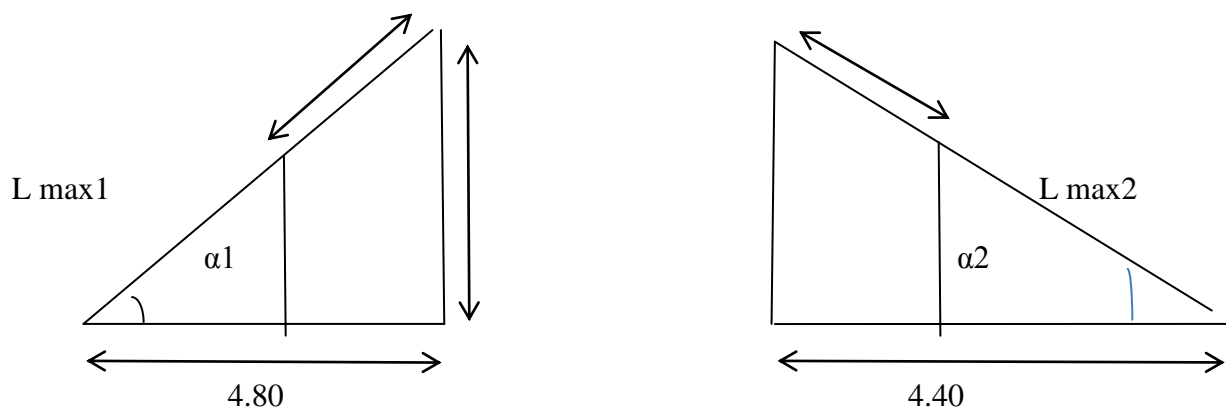
$$S_{nette}=12,60\text{m}^2$$

$$S_{brute}=(1.45+1.45+0.25) \times (2.275+2.075+0.25)=14.49\text{m}^2$$

$$S_{brute}=14.49\text{m}^2$$

● surface de la toiture revenant au poteau le plus sollicité :

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



► Calcul de $\alpha 1$:

On a : $\text{Tang } \alpha 1 = 2,01 / 4.80 = 0.40$ d'où : $\alpha 1 = 22,10^\circ$

Calcul de $\alpha 2$:

On a : $\text{Tang } \alpha 2 = 2.01 / 4.40 = 0.44$ d'où : $\alpha 2 = 23.83^\circ$

► Calcul $Lx1$; $Lx2$:

$\text{Cos } \alpha 1 = L / Lx1$ (L : portée entre poteaux)

$$\text{Cos } \alpha 1 = L / Lx1 \rightarrow Lx1 = L / \text{Cos } \alpha 1 = 4,95 / \cos 22.10 = 5,34\text{m}$$

$$Lx1 = 5,34\text{m}$$

$$\cos \alpha = L_2 / L_x \rightarrow L_x = L_2 / \cos \alpha = 4.55 / \cos 23.83 = 4.97 \text{ m}$$

$$L_x = 4.97 \text{ m}$$

La surface de la toiture sera donc égale à :

$$S_t = (1.45 \times 5.16) + (1.45 \times 5.16) + (1.15 \times 5.16)$$

$$S_t = 20.89 \text{ m}^2$$

b. calcul des charges et surcharges :

Tableau. II.11. charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité

Elément	Dimension (m)	Poids propre G (KN/m³)	Résultats KN	Charges D'exploitation
Poutre principale	0.40x0.30	0.40x0.30x25x (2.075+2.275+0.25)	13.80	
Poutre secondaire	0.35x0.30	0.35x0.30x25x (1.45+0.25+1.45)	8.26	
Poutre inclinée	0.40x0.30	0.40x0.30x25x (2.36+0.25+2.54)	15.45	
Poteau RDC	H=3.88	0.25x0.25x3.88x25	6.06	
Poteau E-courant	H=2.86	0.25x0.25x2.86x25	4.46	
Poteau toiture	H=4.18	0.25x0.25x4.18x25	6.53	
Plancher RDC	S _t =12.60	12.60x5.36	67.53	12.60x5=63.00
Plancher E-Courant	S _t =12.60	12.60x5.16	65.02	12.60x1.5=18.90
toiture	S _t =20.89	14.95x1.40	20.93	20.89x1=20.89
Plancher Cave	S _t =6.02	6.02x5.16	31.06	6.02x1.5=9.03

❖ **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 du non simultanée 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.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

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

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

$Q_0 + Q_i$.

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

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

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

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

Tableau II.12. Coefficient de dégression des surcharges

niveau	toit	5	4	3	2	1	RDC	1 ^{er} -sol	2 ^{em} -sol
coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,70	0,65

❖ **les surcharges cumulées :**

Dernier étage $Q_0 = 20.89 \text{ KN}$

4^{ème} étage $= Q_0 + Q_1 = 20.89 + 18.90 = 41.10 \text{ KN}$

3^{ème} étage $= Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 20.89 + 0.95 (18.90 + 18.90) = 56.80 \text{ KN}$

2^{ème} étage $Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 71.92 \text{ KN}$

1^{er} étage $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 85.15 \text{ KN}$

RDC $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 131.77 \text{ KN}$

1^{er} S-Sol $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 139.01 \text{ KN}$

2^{em} S-Sol $Q_0 + 0,70(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 137.46 \text{ KN}$

Tableau II.13 : Descente des charges

niv	Charge permanentes					Charges d'exploitation (KN)		Effort normal $N_s = GC + NC$ (KN)	Section des poteaux (cm ²)	Dimensions des poteaux (cm)
	plancher	poutre	poteau	G total	G cumulé	Q	Q cum		N/0.60fc28	
5	20.93	23.71	6.53	51.17	51.17	20.89	20.89	72.06	48.04	06x06
4	65.02	22.06	4.46	91.54	142.71	18.90	41.10	183.81	122.54	11x11
3	65.02	22.06	4.46	91.54	234.25	18.90	56.80	300.05	200.03	14x14
2	65.02	22.06	4.46	91.54	325.79	18.90	71.92	397.71	265.14	16x16
1	65.02	22.06	4.46	91.54	417.33	18.90	85.15	502.48	334.99	18x18
RDC	78.36	22.06	6.06	106.48	523.81	63.00	131.77	655.58	437.05	20x20
1er s-sol	65.02	22.06	4.46	91.54	615.35	18.90	139.01	754.36	502.91	22x22
2em s-sol	31.06	11.43	4.46	46.95	662.30	9.03	137.46	799.76	533.12	23x23

Pour les sous-sols et le RDC, on opte pour des poteaux (40x40) cm².

Pour les étages courants, on opte pour des poteaux (35x35) cm².

Pour l'étage en attique, on opte pour des poteaux (30x30) cm².

c. vérification d'effort normal réduit (Art7.1.3.3/BAEL.91modifié99) :

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

$$V = \frac{N_d}{B_c f_c 28} \leq 0,3$$

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.

▪ Pour le poteau de (40x40) :

$$\frac{1}{40 \times 40 \times 2.5} = < 0,3 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ Pour le poteau de (35x35) :

$$\frac{1}{35 \times 35 \times 2.5} = < 0,3 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ Pour le poteau de (30x30) :

$$\frac{1}{35 \times 35 \times 2.5} = < 0,3 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d-vérification de la résistance des poteaux au flambement

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

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

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{hb^3}{12hb}}} = \sqrt{12} \frac{0.7l_0}{b} = 2.42 \frac{l_0}{b}$$

λ : élancement du poteau

L_f : Longueur de flambement $L_f = 0.7l_0$

i : Rayon de giration

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

B : section transversale du poteau $B = b.h$

l_0 : Hauteur libre du poteau $l_0 = h$

Tableau II.14.vérification des poteaux au flambement

	Caractéristique Géométrique		Longueur de flambement	Moment d'inertie (cm ²)	Rayon de giration (cm)	L'élancement de poteau	observation
Poteau	l_0	S (cm ²)	$L_f = 0.7l_0$	$I_{min}=h.b^3/12$	$i=\sqrt{I}/S$	$\lambda= L_f / i$	Cond vérifiée
40x40	408	1600	285.00	213333.33	12.99	21.93	Cond vérifiée
40x40	306	2025	214.20	213333.33	12.99	16.48	Cond vérifiée
40x40	324	2025	226.80	341718.75	12.99	17.45	Cond vérifiée
35X35	306	1600	214.20	213333.33	11.54	18.56	Cond vérifiée
30X30	446	1225	312.2	125052.08	10.10	30.91	Cond vérifiée

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.

e- Vérification des dimensions minimales de RPA

Section du poteau (cm ²)	Section minimale RPA	Condition
40x40	$\min (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	C.V
35x35	$\min (b_1, h_1) \geq h/20$	C.V
30x30	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	C.V

II.3.CONCLUSION

Après avoir fait les calculs et la vérification nécessaires. On a opté pour le prédimensionnement des éléments de la structure comme suit

Tableau II.14.sections adoptées pour les éléments

	Eléments	Sections adoptées (cm ²)
poteaux	s-sol au 1 ^{er} étage	40x40
	s-sol	40x40
	RDC	40x40
	Etage courant	35x35
	Etage terrasse	30x30
poutres	Poutre principales	40x30
	Poutre secondaires	35x30
	Poutre inclinées	40x30

III.1.INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous allons procéder au calcul des éléments secondaires (non structuraux), N'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, à condition Que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée.

III.2. CALCUL DES ELEMENTS

Dans ce qui suit, on va procéder au calcul de : l'acrotère, la charpente, les poutrelles et la table de compression des planchers à corps creux, les escaliers, les balcons.

III.2.1. CALCUL DE L'ACROTERE

L'acrotère est un élément secondaire de la structure. Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. La console est soumise à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse). Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bonde de 1m de longueur.

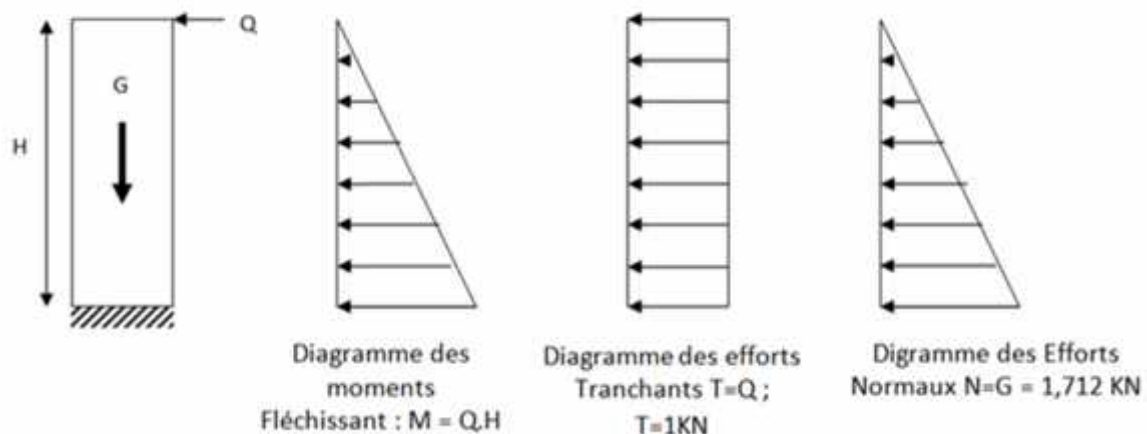


Fig.III.1. Diagramme des efforts interne (M, N, T) (a cori les daig des eff)

Calcul des sollicitations :

Effort normal du au poids propre :

$$N = S \cdot X \cdot P$$

$$G = \left[(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.15) + \frac{0.05 \times 0.15}{2} \right] \times 25 =$$

$$G = 1.969 \text{ KN/ml}$$

Avec :

: Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

Poids propre de l'acrotère : $G = 1,712 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$ (Surcharge due à la poussée latérale).

Effort normal dus au poids propre G : $N = G \times l = 1,712 \text{ KN}$

❖ **Effort tranchant :**

$$T = Q \times l = 1,00 \text{ KN}$$

❖ **Moment fléchissant max dû à la surcharge Q :**

$$M_q = Q \times H \times l = 0,60 \text{ KN m}$$

III.4.2- Combinaison des charges

❖ **À L'ELU :**

La combinaison est : $1,35 G + 1,50 Q$

• **Effort normal de compression dû à G :**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,712$$

$$N_u = 2,311 \text{ KN}$$

• **Moment de renversement dû à Q :**

$$M_u = 1,5 \times M_q = 1,5 \times 0,6$$

$$M_u = 0,9 \text{ KN m}$$

• **Effort tranchant :**

$$T_u = 1,5 \times T$$

$$T_u = 1,5 \text{ KN}$$

❖ A L'ELS :

La combinaison est : $G + Q$

- Effort normal de compression :

$$N_s = G = 1,712 \text{ KN/ml}$$

- Moment de flexion :

$$M_s = M_q = 0,60 \text{ KN m}$$

- Effort tranchant

$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$

III.4.3 Ferrailage de l'acrotère

2-1- Calcul des armatures à L'ELU

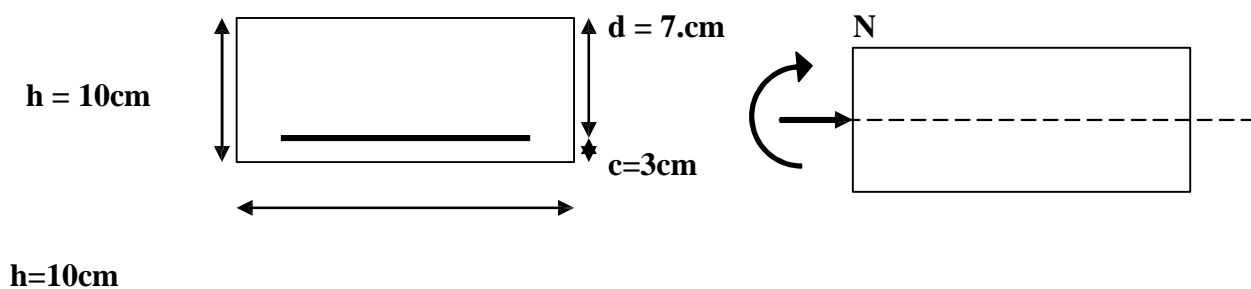
Le travail consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée :(de hauteur $H = 10 \text{ cm}$ et de largeur $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$).

Avec :

C : enrobage

e : Excentricité

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.



❖ à l'ELU:

- Calcul de l'excentricité:

$$e_u = \frac{M_u}{N_s} = \frac{0.9}{2.66} = 0.338m = 33.8cm$$

- Calcul en flexion simple. section fictive :

Calcul de moment fictif :

$$M_f = M_u + N_s \times \frac{h}{2} - e$$

$$M_f = 0.9 + 2.66 \times 0.02 = 0.953KN.m$$

$$M_f = 0.953KN.m$$

Calcul de u :

$$u = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.953 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.014$$

La section est simplement armée

$$u_b = 0.0114 \rightarrow \beta = 0.992$$

-Calcul des armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.953 \times 10^3}{100 \times 7 \times 14.2} = 0.394cm^2$$

-Calcul à la flexion composée :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$A = 0.394 - \frac{2.66 \times 10}{348} = 0.317cm^2$$

- ❖ Condition de non fragilité du béton (du la section minimal)(BAEL91/Art 4.2.1) :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} - \frac{(es - 0.445d)}{(es - 0.185d)}$$

Calcul de es :

$$es = \frac{Ms}{Ns} = \frac{0.6}{1.969} = 0.305m = 30.5cm$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{2.1}{400} - \frac{30.5 - 0.445 \times 7}{30.5 - 0.185 \times 7} = 0.790cm^2$$

$$A_{\min} = 0.790cm^2 > A = 0.317 \quad \text{la section n'est pas vérifiée}$$

Donc on adopte une section : $A = A_{\min} = 0.790cm^2$

$$St \leq \min \min 3\ell, 33cm$$

Soit : 5HA8 $A = 2.51cm^2$ avec un espacement $St = 20cm$ condition vérifiée

Armatures de répartition :

$$Ar = \frac{A}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63cm^2$$

$$St \leq \min \min 4\ell, 44cm$$

Soit 4HA8 $Ar = 2.01cm^2$ avec un espacement $St = 60/(4-1) = 20cm$

Condition vérifiée

- Vérification au cisaillement :

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\tau_{se} = \min \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa = 2.5MPa$$

$$Vu = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5kN$$

$$\tau_{se} = \frac{vu}{b \times d} = \frac{1.5}{100 \times 7} = 0.0214MPa$$

$$\tau_{se} = 0.021MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 2.5MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement

- Vérification l'adhérence des barres :

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

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

Avec :

$\sum u_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

n : Nombre de barres

d'où

$$u_i = 5 \times \pi \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 12.56} = 0.189 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \Psi \times f_{t28} = 1.50 \times 2.10 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.38 \text{ MPa} \leq \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification a L'ELS :

• Dans l'acier :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \cdot n \cdot f_{c28})\right\} = (266.67 ; \max(200 ; 201.63)) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0.36$$

$$\rho_1 = 0.36 \rightarrow \beta_1 = 0.907 \rightarrow K_1 = 38.76$$

D'où :

$$\sigma_s = \frac{0.6 \times 10^3}{0.907 \times 7 \times 2.51} = 37.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28} = 0.60 \times 25 = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{37.65}{38.76} = 0.97 MPa$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de l'acrotère au séisme :

L'action des forces horizontales F_p doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2) $A = 0,15$ (RPA 99, art 4.2.3 tableau 4-1).

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8. (tab 6.1)

Soit : $C_p = 0.3$

W_p : Poids de l'élément considéré (acrotère)

$$W_p = 1.969 \text{ KN/ml}$$

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0.25 \times 0.3 \times 1.969 = 0.59 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0.59 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

La force induite du séisme est inférieure à celle de la main courante, l'acrotère est vérifié vis-à-vis **de séisme**

Résumé :

Le ferrailage adopté :

Armatures principales : 5HA8 avec $S_t = 20 \text{ cm}$

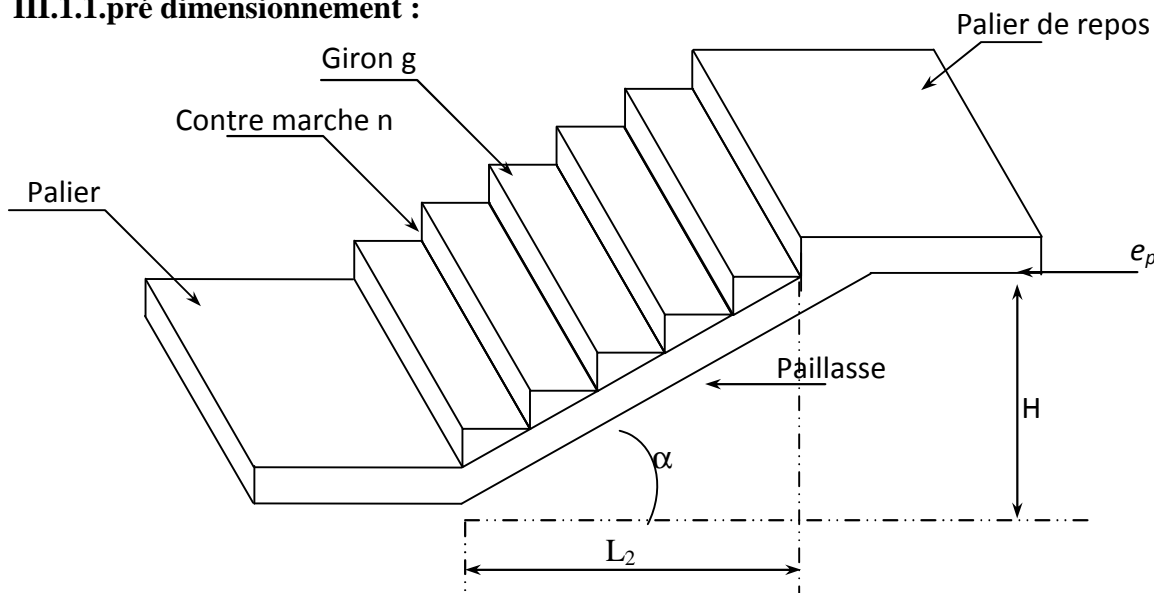
Armatures de répartition : 4HA8 avec $S_t = 20 \text{ cm}$

III.2.calcul des escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Ces caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes. DTU .des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

III.1.1.pré dimensionnement :



Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

Le nombre des contre marches (n)

La hauteur de la marche (h), giron(g)

L'épaisseur de la paillasse(e).

a. Calcul de n, h g :

en tannant compte de dimension données sur le plan. Les escaliers sont pré dimensionnés à l'aide de la formule de BLONDEL :

La hauteur de la marche h :

On a: $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$, on prend $h=17\text{cm}$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ marches.}$$

Don on a 17 marches qui se divisent en deux voles identiques telles que chacune comporte 8 marches.

Le giron g :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30\text{cm}$$

b. vérification de la relation BLONDLE :

$$59\text{cm} \leq 2\overline{g} + g \leq 65\text{cm}$$

$$2\overline{g} + g = 2 \times 17 + 30 = 64\text{cm}$$

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

Épaisseur de la paillasse et du palier :

l'épaisseur de la paillasse et du palier (ep) est donnée par la relation

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

Avec :

L : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) : $L = L_1 + L_2$

L_1 : longueur réelle de la paillasse projetée.

L_2 : longueur du palier.

$$\text{tg} = \frac{17}{30} = 0.566 = 29.54^\circ$$

$$L_1 = \frac{240}{\cos 29.54^\circ} = 276\text{cm}$$

$$L_2 = 240\text{ cm}$$

$$L = 276 + 240 = 516\text{ cm}$$

$$\frac{516}{30} \leq ep \leq \frac{516}{20}$$

$$17.20\text{cm} \leq ep \leq 25.8\text{cm}$$

Soit $ep = 20\text{cm}$

On prend la même épaisseur la volée et le palier.

III.1.2.Détermination des charges et surcharges :

- Charges permanentes :
- palier

Eléments	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0.2 \times 1 \text{ ml} = 5$
Poids de revêtement (sable, mortier, carrelage, enduit)	$0.36 + 0.4 + 0.4 + 0.2 = 1.36$
Charge permanent totale	Gt=6.36

Tableau III.1.1 : charge permanentes du palier.

- Volée :

Eléments	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la paille	$\frac{25 \times 0.2}{\cos 29.54} = 5.75$
Poids des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.12$
Poids de revêtement (sable, mortier, carrelage, enduit)	$0.36 + 0.4 + 0.4 + 0.2 = 1.36$
Charge permanent totale	Gt=9.35

Tableau III.1.2 : charge permanentes de la volée.

- Charge concentrée :

Une charge concentre sur l'extrémité du à la charge du mur

extérieur (F)

$$F = (3.06 - 0.2) \times 2.36 \times 1 \text{ ml} = 6.75 \text{ KN}$$

- Les surcharges d'exploitation :

Selon le DTR (C2-2) pour une constriction à usage d'habitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

III.1.3.Combinaisons des charges :

- ELU : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ m}$

$$\text{Palier : } q_{up} = (1.35 \times 6.36) + (1.5 \times 2.5) \times 1 = 12.34 \text{ KN/ml}$$

Volée : $q_{uv} = (1.35 \times 9.23) + (1.5 \times 2.5) \times 1 = 16.21 \text{ kN/ml}$

Mur extérieur : $F = 9.11 \text{ kN}$

III.1.3 Calcul des moments et des efforts tranchant à l'ELU :

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposante sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée $L_p = 2.40 \text{ m}$

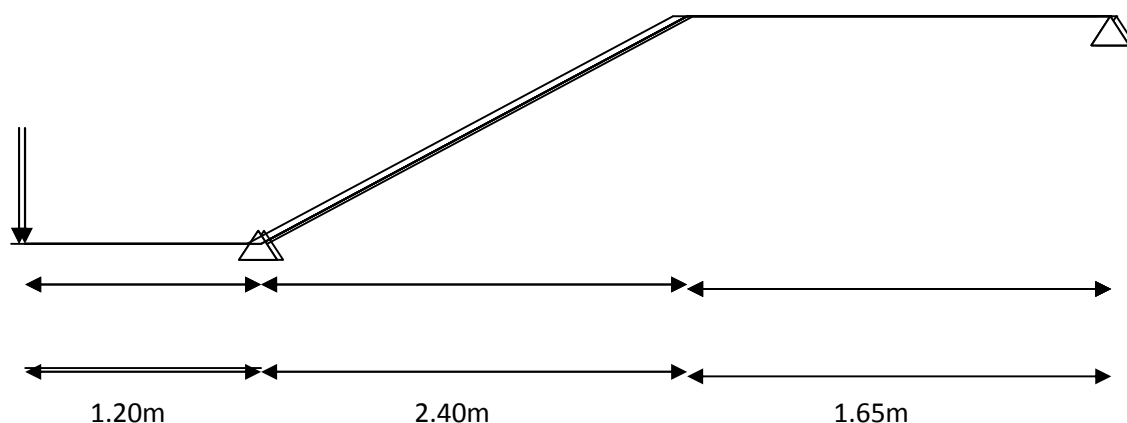


Fig III-1-2 : Schéma statique de l'escalier

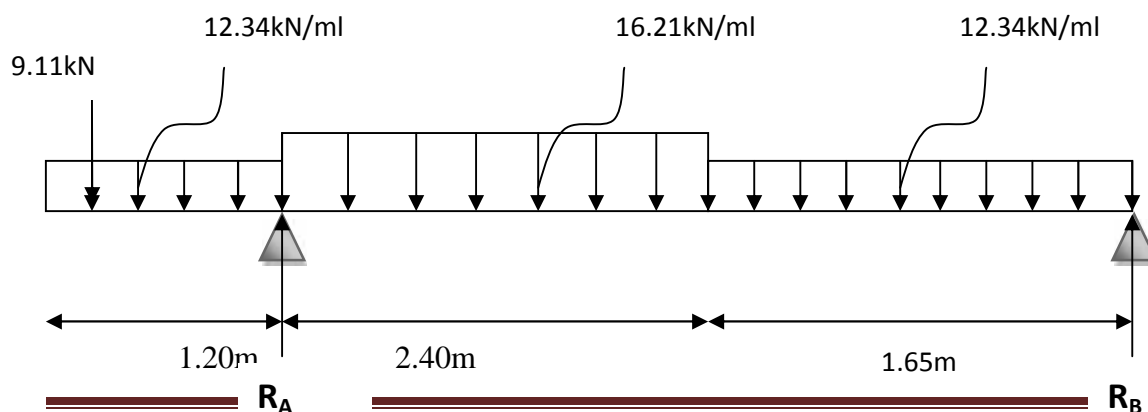


Fig. III-1-3: Schéma statique de l'escalier à l'ELU

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 \quad R_A + R_B - F - q_{up} \times 1.20 - q_{up} \times 1.65 = 0$$

$$\begin{aligned} R_A + R_B &= F + q_{up} \times 1.20 + q_{uv} \times 2.40 + q_{up} \times 1.65 \\ &= 9.11 + (12.34 \times 1.20) + (16.21 \times 2.40) + (12.34 \times 1.65) \\ &= 83.183 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$R_A + R_B = 83.18 \text{ KN}$$

$$M/A = 0$$

$$-F \times 1.60 - q_{up} \times 1.20 \times \frac{1.20}{2} + p_{uv} \times 2.40 \times \frac{2.40}{2} + (q_{up} \times 1.65 \times \frac{1.65}{2} + 2.40) - R_B \times 2.40 + 1.65 = 0$$

$$R_B \times 4.05 = -10.932 - 8.884 + 46.68 + 65.664$$

$$R_B = 22.84 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } R_A = 83.183 + 20.56$$

$$R_A = 60.34 \text{ KN}$$

2. calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$

$$T_y = F + q_{up}x$$

$$T_y = 9.11 + 12.34x$$

$$\text{Pour : } x=0 \quad T_y = -9.11 \text{ KN}$$

$$x=1.20 \quad T_y = -23.91 \text{ KN}$$

$$M_z = -12.34 \times \frac{x^2}{2} - 9.11x$$

Pour: $x=0$ $M_z=0\text{KN}$

$$x=1.20 \rightarrow M_z=-19.81\text{KN.m}$$

- 2ème tronçon : $1.20\text{m} \leq x \leq 3.60\text{m}$

$$\begin{aligned} T_y &= -F + RA - q_{up}(1.20) - q_{uv}x - 1.20 \\ &= -9.11 + 60.34 - 12.34 \times 1.20 - 16.21x - 1.20 \\ &= 70.68 - 12.34 + 16.21x \\ T_y &= -16.21x + 55.87 \end{aligned}$$

Pour $x=1.20\text{m}$ $T_y=36.42\text{KN}$

$x=3.60\text{m}$ $T_y = -2.48\text{KN}$

$$\begin{aligned} M_z &= -Fx + RA(x - 1.20) - 12.34 \times 1.20 \frac{(x-1.20)}{2} - 16.21 \frac{(x-1.20)^2}{2} \\ &= -76.85x - 63.52 - 8.105x^2 + 19.45x - 11.67 \end{aligned}$$

$$M_z = -8.10x^2 + 55.87x - 78.19$$

Pour $x=1.20$ $M_z=-19.81\text{KN.m}$

$x=3.60$ $M_z=20.91\text{KN.m}$

- 3ème tronçon : $0 \leq x \leq 1.65\text{m}$

$$T_y = -RB + 12.34x$$

$$T_y = 12.34x - 22.84$$

Pour : $x=0$ $T = -22.84\text{KN}$

$x=1.65\text{m}$ $T = -2.47\text{KN}$

$$M_z = 22.84x - 12.34 \frac{x^2}{2}$$

Pour : $x=0$ $M_z = 0\text{KN}$

$x=1.65\text{ m}$ $M_z = 20.89\text{KN/m}$

✓ Moment maximum :

$$T_y = 0 \longrightarrow M_z = \max$$

$$T_y = 12.34x - 22.84$$

$$x = 22.84 / 12.34 = 1.85 \text{ m}$$

$$x = 1.85 \text{ m}$$

$$M(1.85) = -12.34 \times \frac{1.85^2}{2} + 22.84(1.85)$$

D'où :

$$M_z \max = 21.14 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de semi encastrement à l'extrémité de l'appui B, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appuis B et en travée.

Le moment $M_z(x)$ est maximum pour la valeur $X = 1.85 \text{ m}$. Donc $M_{z\max} = 21.14 \text{ kN.m}$

- Aux appuis : $-0.3M_{z\max}$
- En travée : $0.85M_{z\max}$

Alors :

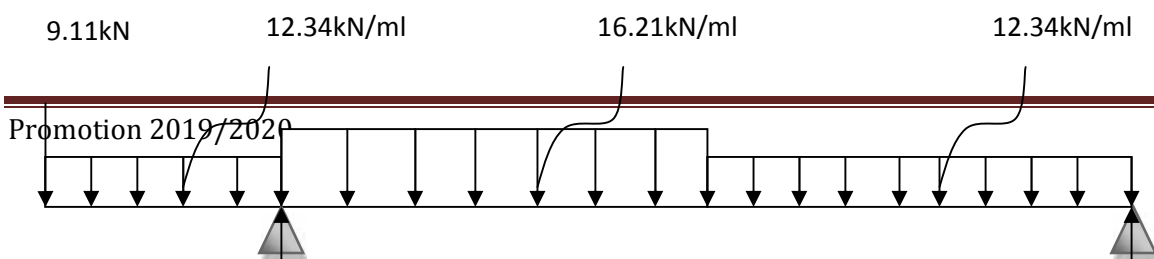
$$M_{B \text{ appui}} = -0.3 \times 21.14 = -6.34 \text{ kN.m}$$

$$M_{T \text{ travée}} = 0.85 \times 21.14 = 17.97 \text{ kN.m}$$

$$M_{A \text{ appui}} = -19.81 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{console}} = -19.81 \text{ kN.m}$$

Es résultante trouvées sont motionnées sur le diagramme ci-dessous :



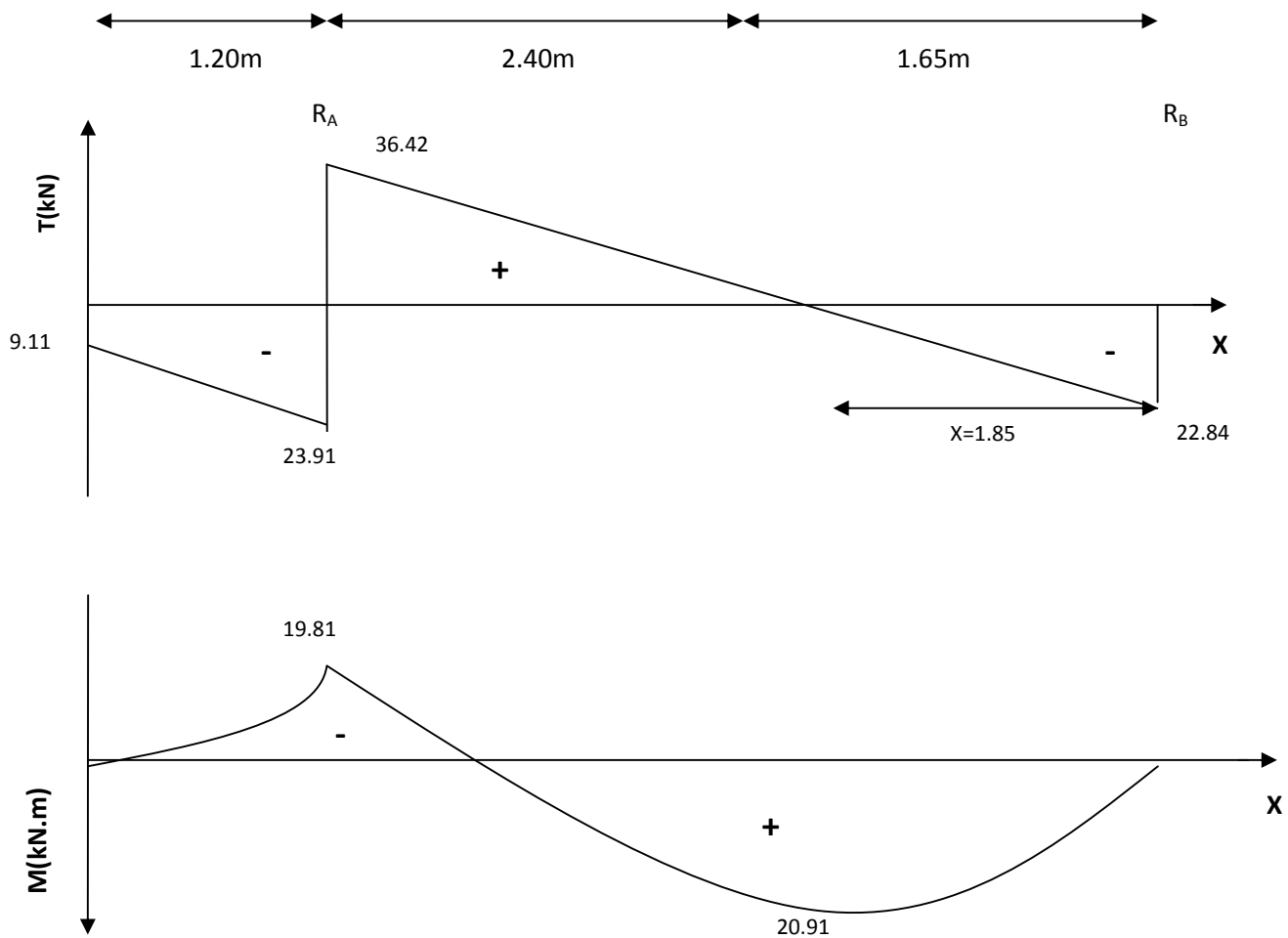
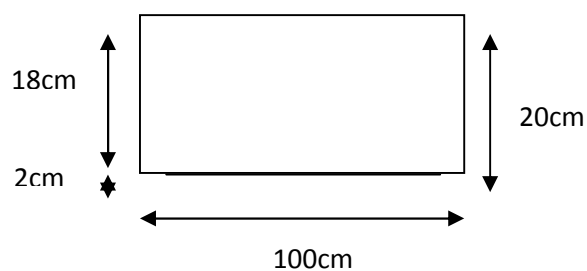


Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant a l'ELU

III.1.4 Calcul des armatures :

Ferraillage : Etude d'une section rectangulaire, soumis à la flexion simple.

$b=100\text{cm}$, $h=20\text{cm}$, $c=2\text{cm}$, $d=18\text{cm}$



➤ Aux appuis :

❖ Appuis A : $M_A = -19.81 \text{ KN.m}$

• Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19.81 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.043$$

$$\mu_a = 0.043 \quad \mu_a \leq 0.392 \quad \text{donc la section est simplement armée (SSA)}$$

$$\beta = 0.966$$

$$A_a = \frac{M_A}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{19.81 \times 10^5}{0.966 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 3.273 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.27 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12** = 5.65 cm^2 avec un espacement de **$S_t = 20 \text{ cm}$**

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.412 \text{ cm}^2$$

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

❖ Appuis B : $M_B = -6.34 \text{ kN.m}$

• Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_B}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.34 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.013$$

$$\mu_b = 0.013 \quad \mu_b \leq 0.392 \quad \text{donc la section est simplement armée (SSA)}$$

$$\beta = 0.9915$$

$$A_b = \frac{M_B}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6.34 \times 10^5}{0.9915 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.02 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10** = 3.92 cm^2 avec un espacement **$S_t = 20 \text{ cm}$**

• Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_b}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

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

➤ **En travée : $M_T=25.797 \text{ kN.m}$**

• **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_T}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.97 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.039$$

$\mu_t = 0.048$ $\mu_t \leq 0.392$ donc la section est **simplement armée (SSA)**

$$\beta = 0.975$$

$$A_t = \frac{M_T}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{17.97 \times 10^5}{0.975 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 2.942$$

Soit : **5HA12** = 5.65 cm^2 avec un espacement **$S_t=20 \text{ cm}$**

• **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.412 \text{ cm}^2$$

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

III-1-4 : Vérification a l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} A_{\text{min}} = 0.23 \times 100 \times 18 \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\text{min}} = 2.173 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_A = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2.173 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$A_B = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2.173 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

$$A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

b) Espacement des barres :

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

➤ **Armatures principales :** $St < \min \{3h ; 33\text{cm}\}.$

$$S_{t \max} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Armatures de répartition :** $St < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$$S_{t \max} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

c) Contraintes tangentielles :

On doit vérifier que $\tau < \bar{\tau}_u$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{36.42 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.202 \text{ MPa}$$

Avec T_{\max} : Effort tranchant maximal.

$$\bar{\tau}_u = \min \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} = \min 3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.238 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

$\tau < \bar{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

- Influence sur le béton :

$$\frac{2v_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{Art A.5.1.3.1.3/BAEL99})$$

$$v_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^{-3} \times 1000 \times 0.9 \times 180}{1.5} = 1080 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 42.909 \text{ KN} < 1080 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Influence sur les armatures :

$$\frac{1.15}{f_c} \times V_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9d} = \frac{1.15}{f_c} \times 42.909 + \frac{-19.81 \times 10^{-2}}{0.9 \times 18} = 0.123 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > 0.123 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

e) Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times U_i} < \bar{\tau}_{se} \quad (\text{Art A.6.1.3/BAEL99})$$

$$\bar{\tau}_{se} = s \times f_{t28} \quad \text{avec } s=1.5 \text{ (pour les aciers HA)}$$

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

❖ Appui A :

$$U_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98$$

$$\tau_{se} = \frac{19.81 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 21.98} = 0.556 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.556 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Appui B :

$$U_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3.15 \times 1 = 15.7$$

$$\tau_{se} = \frac{6.34 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 157} = 0.805 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.805 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

f) Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \text{ (Art A.6.1.2.1/BAEL99)}$$

$$\tau_{se} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\varphi \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \varphi \text{ cm}$$

Pour les aciers à haute adhérence et pour $f_{t28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite L_s est égale à :

$$L_s = 35 \varphi$$

Et pour les HA 12 : $L_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm}$

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, 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 : $L_c = 0.4 \times 42 = 16.8 \text{ cm}$

Finalement : la longueur $L_c = 20 \text{ cm}$.

III-1-4 : Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELS :

- Combinaison des charges :

ELS : $q_s = Q + G$

Palier : $q_{sp} = (6.36 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.86 \text{ KN/m}$

Volée : $q_{sv} = (9.23 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.73 \text{ KN/ml}$

Mur extérieur : $F = 6.75 \text{ KN}$

- Réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM :

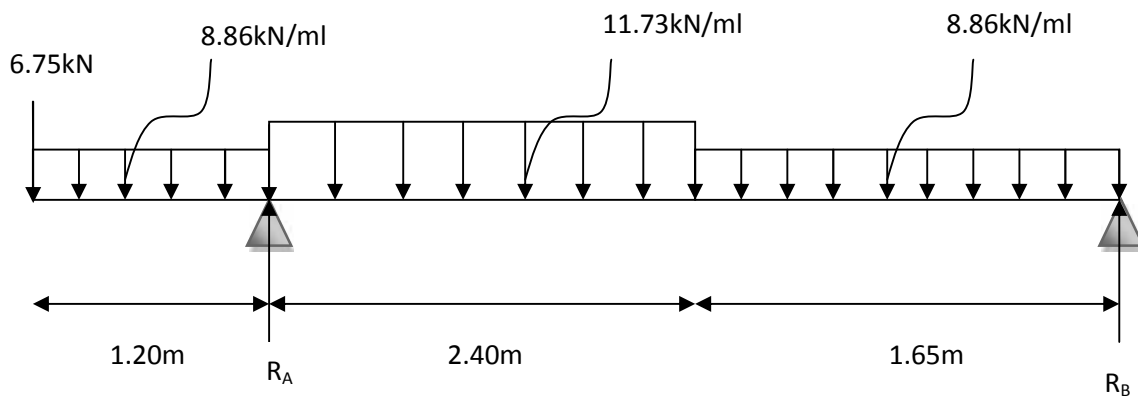


Fig III-1-4 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS

$$F = 0 \quad R_A + R_B - F - (q_{sp} \times 1.20) - (q_{sv} \times 2.40) - (q_{sp} \times 1.65) = 0$$

$$R_A + R_B = 6.75 + 8.86 \times 1.20 + 11.73 \times 2.40 + 8.86 \times 1.65$$

$$R_A + R_B = 60.153 \text{ kN}$$

$$M/A = 0$$

$$-F \times 1.20 - (q_{sp} \times 1.20 \times 1.20 / 2) + (q_{sv} \times 2.40 \times 2.40 / 2) + q_{sp} \times (1.65^2 / 2 + 2.40) - R_B \times (1.65 + 2.40) = 0$$

$$-8.1 - 6.3792 + 33.7824 + 47.146 - R_B \times 4.05$$

$$R_B = 16.407 \text{ kN}$$

D'où :

$$R_A = 60.153 - 16.407$$

$$R_A = 43.746 \text{ kN}$$

2. calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

- 1^{er} tronçon : 0 $\leq x \leq 1.20 \text{ m}$

$$T_y = -F - q_{sp}x$$

$$T_y = -8.86x - 6.75$$

$$\text{Pour : } x=0 \quad T_y = -6.75 \text{ kN}$$

$$x=1.20 \quad T_y = -17.38 \text{ KN}$$

$$M_z = -Fx - qsp \frac{x^2}{2}$$

$$M_z = -8.86 \frac{x^2}{2} - 6.75x$$

Pour: $x=0 \quad M_z=0 \text{ KN.m}$

$$x=1.60 \quad M_z = -14.47 \text{ KN.m}$$

- 2ème tronçon : $1.20m \leq x \leq 3.6m$

$$T_y = -F + RA - qsp \times 1.20 - qsv x - 1.20$$

$$= -6.75 + 47.15 - 10.632 - 11.73x + 14.07$$

$$T_y = -11.73x + 40.47$$

Pour $x=1.20m \quad T_y=26.36 \text{ KN}$

$$x=3.60m \quad T_y = -1.78 \text{ KN}$$

$$M_z = -Fx + RA(x - 1.20) - qsp 1.20 \times \frac{(x-1.20)}{2} - qsv \frac{x-2.2}{2}$$

$$M_z = -6.75x + 47.15x - 56.58 - 5.31x + 6.37 - 5.86x^2 + 14.07x - 8.44$$

$$M_z = -5.86x^2 + 40.44x - 54.56$$

Pour $x=1.20 \quad M_z = -14.47 \text{ KN.m}$

$$x=3.60 \quad M_z = 15.01 \text{ KN.m}$$

- 3ème tronçon : $0 \leq x \leq 1.65m$

$$T_y = -R_B + 8.86x$$

$$T_y = 8.86x - 16.40$$

Pour : $x=0 \quad T = -16.40 \text{ KN}$

$$x=1.65m \quad T = -1.78 \text{ KN}$$

$$M_z = 8.86 \frac{x^2}{2} - 16.40x$$

$$M_z = 4.43x^2 - 16.40x$$

Pour : $x=0$ $M_z = 0\text{KN}$

$$x=1.65 \text{ m } M_z = -15.01\text{KN}$$

✓ Moment maximum :

$$T_y = 0 \longrightarrow M_z = \max$$

$$T_y = 8.86x - 16.40$$

$$x = 16.40 / 8.86 = 1.85\text{m}$$

$$x = 1.85\text{m}$$

$$M_z = 8.86 \frac{x^2}{2} - 16.40x$$

D'où :

$$M_z \max = -15.17\text{KN.m}$$

Alors :

$$M_{B \text{ appui}} = -0.3x - 15.17 = -4.55\text{kN.m}$$

$$M_{T \text{ travée}} = 0.85x - 15.17 = -12.89 \text{ kN.m}$$

$$M_{A \text{ appui}} = -14.47\text{kN.m}$$

$$M_{\text{console}} = -14.47\text{kN.m}$$

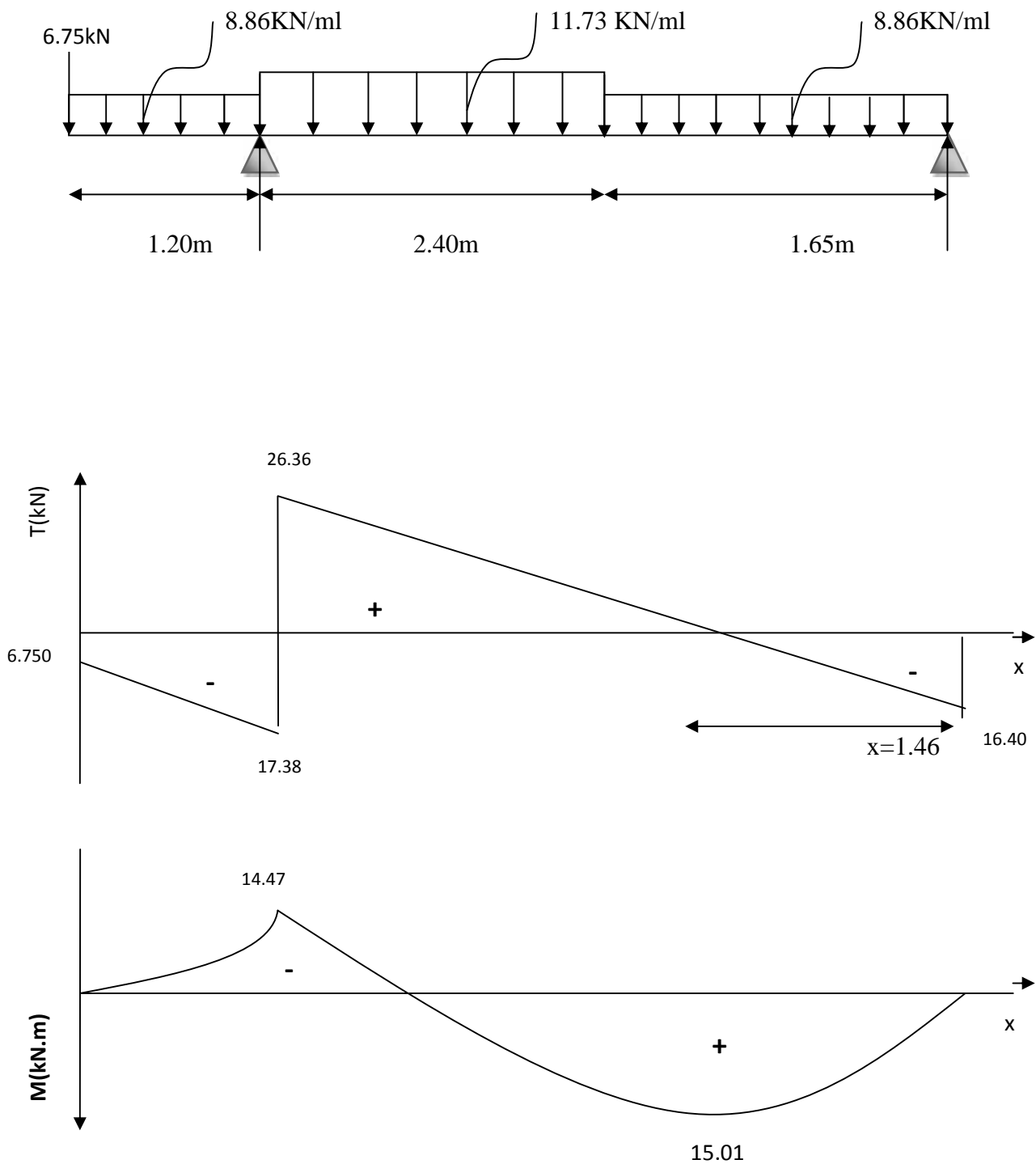


Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants à l'ELS

III-1-5 : Vérification à l'ELS :

❖ Les contraintes dans le béton et l'acier :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

La fissuration est peu nuisible car la cage d'escalier est à l'intérieur du bâtiment (milieu fermé), donc aucune vérification à effectuer

➤ Appui A :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.313$$

$$\rho = 0.313 \quad \beta_1 = 0.907 \\ K_1 = 38.89$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{4.55 \times 10^6}{0.907 \times 180 \times 565} = 49.32MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{49.32}{38.89} = 1.27MPa < 15MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Appui B :

$$\rho = \frac{100 \times A_b}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 18} = 0.218$$

$$\rho = 0.218 \quad \beta_1 = 0.925 \\ K_1 = 51.67$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sb}}{\beta_1 \times d \times A_b} = \frac{12.89 \times 10^6}{0.925 \times 180 \times 392} = 197.49MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{197.49}{51.562} = 3.83 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.313$$

$$\rho = 0.313 \quad \begin{matrix} \beta_1 = 0.907 \\ K_1 = 38.89 \end{matrix}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{14.47 \times 10^6}{0.907 \times 180 \times 565} = 78.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{78.43}{38.89} = 2.01 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Etat limite de déformation : (Art B.6.8, 424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \leq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{l_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{480} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

❖ Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \quad \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$E_v = 3700^3 \overline{f_{c28}} = 10818.85 MPa$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} v_1^3 + v_2^3 + 15A_{st} \times v_2 - c^2$$

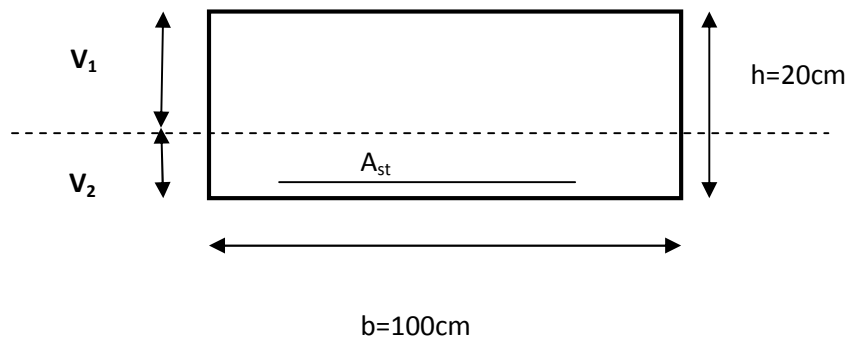


Fig. III-1-5 : La section de la paillasse

➤ Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n \times A = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 5.65 = 2084.75 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 2084.75 \text{ cm}^2$$

➤ Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18$$

$$S_{xx} = 21525.5 \text{ cm}^3$$

➤ Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{21525.5}{2084.75}$$

$$V_1 = 10.32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.32$$

$$V_2 = 9.67 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au CDG :**

$$I_0 = \frac{b}{3} v_1^3 + v_2^3 + 15A_{st} \times v_2 - c^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} 10.32^3 + 9.67^3 + 15 \times 5.65 \times 9.67 - 2^2$$

$$I_0 = 71763.61 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 18}$$

$$\rho = 0.0031$$

$$u = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3 \times b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0031 \times (2 + \frac{3 \times 100}{100})} = 2.709$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0031 \times 78.43 + 2.1}$$

$$\mu = 0.196$$

➤ **Calcul de l'inertie fictive :**

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times u)} = \frac{1.1 \times 71763.61}{1 + 0.196 \times 2.709}$$

$$I_{fv} = 51562.26 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{14.47 \times 4.8^2}{10 \times 10818.86 \times 10^3 \times 51562.26 \times 10^{-8}}$$

$$f = 5.97 \times 10^{-3} m = 0.59 mm$$

$$f = 0.59 mm < f = \frac{480}{500} = 0.96 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Après toutes vérifications, l'escalier Etage courant sera ferrailé comme suit :

➤ **Aux Appuis:**

▪ **Appui A:**

Armatures principales: 5HA12/ml avec un espacement $s_t = 20$ cm.

Armatures de répartitions : 4HA10/ml avec un espacement $s_t = 25$ cm.

▪ **Appui B:**

Armatures principales: 5HA12/ml avec un espacement $s_t = 20$ cm.

Armatures de répartitions : 4 HA10/ml avec un espacement $s_t = 25$ cm.

➤ **En travée :**

Armatures principales: 5HA12/ml avec un espacement $s_t = 20$ cm.

Armatures de répartitions : 4 HA10/ml avec un espacement $s_t = 25$ cm.

III.2 .La poutre palière :

C'est une poutre de section rectangulaire. Encastrée à ces deux extrémité.

1. Pré dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

h :hauteur de la poutre

L_{max} : longueur libre de la poutre entre nouds d'appuis

b : largeur de la poutre

$$L_{max} = 3.00m$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On opte pour h=

a.largeur de la poutre

on a

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4 \leq \frac{b}{h} \leq 0.7$$

On opte pour b=25cm

Section adoptée : poutre palière:(25x30) cm²

2. détermination des charges et surcharges :

-Poids propre de la poutre palière : $G1 = 0.3 \times 0.20 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$

-Réaction de point B à l'ELU : $RA = Qu = 60.34 \text{ KN}$

-Réaction de point B à l'ELS : $RA = Qs = 43.75 \text{ KN}$

3 .combinaisons de charges et surcharges

➤ A L'ELU

$$qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35(1.875) + 1.5 \times 60.34$$

$$qu = 93.04 \text{ KN/ml}$$

➤ A L'ELS

$$qs = G + QS = 1.875 + 43.75$$

$$qs = 45.63 \text{ KN/ml}$$

4. Calcul à L'ELU :

a. Détermination des efforts interne

a.1.Moument isostatique

$$Mo = \frac{ql^2}{8} = \frac{93.04 \times 2.85^2}{8} = 94.46 \text{ KN/ml}$$

a.2.efforts tranchant :

$$Tu = \frac{qu}{2} l = \frac{93.04 \times 2.85}{2} = 132.582 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effort de semi encastrement on aura :

En travée : $Mt = 0.85Mo = 0.85 \times 94.46 = 80.29 \text{ KN.m}$

En appuis : $Ma = -0.3Mo = -0.3 \times 94.46 = -28.21 \text{ KN.m}$

Diagrammes dès l'efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU

5. Ferrailages (calcul des armatures)**➤ Aux appuis :**

$$M_A = -28.21 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } h=30\text{cm ; } b=25 ; d=28\text{cm ; } c=2\text{cm}$$

$$\mu_a = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{28.21 \times 10^5}{25 \times 28^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.010$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_c=0$)

$$\mu_a = 0.010 \quad \mu_a \quad 0.392 \quad \text{donc la section est simplement armée (SSA)}$$

$$\beta = 0.980$$

$$A_a = \frac{M_A}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{28.21 \times 10^5}{0.980 \times 28 \times 348 \times 10^2} = 2.954 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ Aux travées :

$$t = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{80.29 \times 10^5}{25 \times 28^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.029$$

$$\mu_t = 0.029 \quad \mu_t \quad 0.392 \quad \text{donc la section est simplement armée (SSA)}$$

$$\beta = 0.9$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{80.29 \times 10^5}{0.9 \times 28 \times 348 \times 10^2} = 3.273 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

6. Vérification a l'ELU :**d) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} A_{\text{min}} = 0.23 \times 25 \times 28 \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\text{min}} = 0.845 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$A_A = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.845 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ En travée :

$$A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.845 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

Vérification au cisaillement : (BAEL 91/Art.5.1.2111)

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

Avec :

$$\bar{\tau_u} = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{bd} = \frac{57.84 \times 10^3}{28 \times 30} = 0.68 \text{ MPa}$$

$$3.33 \text{ cm}^2 < 0.68 \text{ cm}^2 \quad \text{La condition est vérifiée, pas de risque de cisaillement.}$$

1-2-Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau_{se}}$

$$\bar{\tau_{se}} = s f_{c28}$$

Avec :

s : coefficient de scellement (en fonction de la nuance d'acier)

$s : 1.5$ (barres de haute adhérence)

Donc :

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_{max}}{0.9d \quad u_i}$$

Ou :

u_i : Somme des périmètres utiles des barres.

$$u_i = n \cdot \pi \cdot r = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.84 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{57.84 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.84} = 2.81 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.81 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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 FeE400 et pour $f_{c28}=25\text{MPa}$ la longueur de scellement

pour les HA14 : $L_s = 35 \times 1.40 = 49\text{cm}$ (en travée)

pour les HA10 : $L_s = 35 \times 1 = 35\text{ cm}$ (en appuis)

L_s : dépasse la largeur des poteaux ; il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets et de $L_c = 0.4L_s$

pour les HA14 : $L_c = 0.4 \times 40 = 19.6\text{cm}$

pour les HA10 : $L_c = 0.4 \times 35 = 14\text{ cm}$

Finalement la longueur $L_c = 20\text{cm}$

c. Influence de l'effort tranchant

1. au niveau des appuis (BAEL91/Art5.1.3.)

$$Ast_{adoptée} > Ast_{ancree} = \frac{\gamma_s}{f_e} v_u = \frac{1.15 \times 57.4 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 1.66 \text{ cm}^2$$

$Ast_{adoptée} = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.66 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.** donc les armatures inférieure ancrées sont suffisantes.

2-sur le béton (BAEL91/Art5.1.3.13)

$$\frac{2V_u}{f_e 0.9d} < \frac{0.8}{\gamma_b} \frac{2 \times 57.84 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 280} = 1.14 \text{ MPa} < \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

f. Armatures transversales.

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$< \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 14; 10; 25 \} = 10 \text{ cm}$$

Donc : $\phi = 8 \text{ mm}$

On opte pour une section d'armatures :

Espacements maximale des armatures transversales (BAEL91/Art6.1.2.)

$$St_{max} < \min \{ 0.9d; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 25.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm} \} = 25.2 \text{ cm}$$

Donc

$$St_{max} = 20 \text{ cm}$$

h. Exigences du RPA 99 (Art .7.5.2.1)

1. Armatures longitudinales (Art.7.5.2.1)

Le total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 en toute section.

$$At_{tot} = 3HA12 + 5HA12 = 3.39 + 5.65 \text{ cm}^2 = 9.84 \text{ cm}^2$$

$$0.5 \text{ de la section} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 25 = 3.75 \text{ cm}^2$$

D' ou

$$At_{tot} = 9.84 \text{ cm}^2 > 0.5 \text{ de la section} = 3.75 \text{ cm}^2$$

2. Armatures transversales(Art.7.5.2.2)

- **Zone nodale :**

$$St = \min \frac{2}{4}; 12 = \min \frac{30}{4}; 12 = 7.5; 12 = 7.5 \text{ cm}$$

Soit :

$$St=7\text{cm}$$

- **Zone courante**

$$St = \frac{2}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

Soit

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

7. calcul à l'ELS**a. déterminations des efforts internes****1. moment isostatique**

$$M_o = \frac{qs}{8} l^2 = \frac{45.63}{8} \times 2.85^2 = 48.32 \text{ KN.m}$$

2. Effort tranchant:

$$T_s = \frac{qs}{2} l = \frac{45.63}{2} \times 2.85 = 189.31 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

- En travée : $M_t = 0.85 M_o = 0.85 \times 48.32 = 41.07 \text{ KN.m}$
- En appuis : $M_a = -0.3 M_o = -0.3 \times 48.32 = -14.50 \text{ KN.m}$

Diagramme des efforts tranches et des moments fléchissant à l'ELU

8. Vérification à l'ELS :**1. Etat limite de compression du béton :**

- En travée

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$; $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484$$

Des abaques et pour une valeur de :

$$\rho = 0.484 \quad \begin{matrix} \beta_1 = 0.907 \\ K_1 = 38.89 \end{matrix}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{14.47 \times 10^6}{0.907 \times 280 \times 565} = 78.43MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{78.43}{38.89} = 2.01MPa < 15MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.313$$

Des abaques et pour une valeur de :

$$\rho = 0.313 \quad \begin{matrix} \beta_1 = 0.907 \\ K_1 = 38.89 \end{matrix}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{14.47 \times 10^6}{0.907 \times 180 \times 565} = 78.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{78.43}{38.89} = 2.01 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites

(BAEL91/Art.B.6.5.1.)

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l \leq 1/16 \\ \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10 \times M_o} \\ \frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

D'où :

$$h/l \leq 1/16 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10 \times M_o} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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) : **3HA12**

-Armatures inférieures (en travée) : **5HA12**

Armatures transversales :

-Un cadre et un étrier en **HA8**

III-3 : Calcul de la charpente :**III.3.1.Introduction :**

Notre bâtiment comporte deux charpentes en bois, composée de deux versants inclinés d'un angle de 23.83° pour chacune. L'étude de la charpente revient à déterminer les efforts pour chaque éléments (pannes, chevrons, liteaux) et la vérification de leur résistance aux différentes sollicitations.

III-2-1 : Détermination des charges et surcharges :(DTR BC.2.2)**➤ Charges permanentes :**

$$G_p = G_c = \frac{0.10}{\cos 23.83} = 0.11 \text{ kN/m}^2$$

$$G_t = \frac{0.40}{\cos 23.83^\circ} = 0.43 \text{ kN/m}^2$$

$$G_T = 0.11 + 0.43 = 0.54 \text{ kN/m}^2$$

➤ Surcharge d'exploitation :

$$Q = \frac{1}{\cos 22.83^\circ} = 1.08 \text{ kN/m}^2$$

➤ Combinaisons de charge :

ELU :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q = 1.35 \times 0.54 + 1.50 \times 1.08 = 2.35 \text{ kN/m}^2$$

ELS :

$$q_s = G + Q = 0.54 + 1.08 = 1.62 \text{ kN/m}^2$$

III-2-2 : Dimensionnement des différents éléments :

Nous utilisons le bois de sapin de catégorie **I** et d'après les règles **CB71**, la contrainte

Admissible forfaitaire dans ce bois travail en flexion déviées est **$\sigma_f = 142 \text{ da/cm}^2$** .

a) Les pannes :

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

La portée des pannes est $L_p = 3.15 \text{ m}$

Espacement des pannes est $e_p=1.20\text{m}$

$$q_{up} = q_u \times e_p = 2.35 \times 1.20 = 2.82\text{kN/ml}$$

$$q_{sp} = q_s \times e_p = 1.62 \times 1.20 = 1.94\text{kN/ml}$$

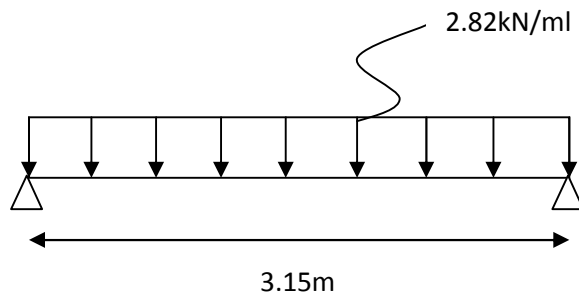


Fig. III.2.1 : Schéma statique de la panne

▪ **La projection :**

$$\text{ELU : } q_{upx} = q_{up} \times \sin = 2.82 \times \sin 23.83^\circ = 1.13\text{kN/ml}$$

$$q_{upy} = q_{up} \times \cos = 2.82 \times \cos 23.83^\circ = 2.57\text{kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{spx} = q_{sp} \times \sin = 1.94 \times \sin 23.83^\circ = 0.78\text{kN/ml}$$

$$q_{spx} = q_{sp} \times \cos = 1.94 \times \cos 23.83^\circ = 1.77\text{kN/ml}$$

Les pannes sont d'une section de $(12 \times 25)\text{cm}^2$

➤ **Vérification de contrainte admissible de bois :**

Nous utilisons le bois du sapin de catégorie , et d'après les règles CB71. [5] la

Contrainte admissible forfaitaire f dans ce bois travaillant en flexion simple est

$$f = 142\text{daN/cm}^2.$$

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_f = \frac{M_{fx}}{W_x} + \frac{M_{fy}}{W_y} \leq \overline{\sigma}_f$$

$\overline{\sigma}_f$: Contrainte dans le bois.

M_{fx} : Moment fléchissant dans le sens (x-x).

M_{fy} : Moment fléchissant dans le sens (y-y).

W_x : Module de résistance.

W_y : Module de résistance.

$\bar{\sigma}_f$: Contrainte limites admissible dans le bois.

a) Moments fléchissant :

$$M_{fx} = q_{upy} \times \frac{L_p^2}{8} = 2.57 \times \frac{3.15^2}{8} = 3.19 kN.m$$

$$M_{fy} = q_{upx} \times \frac{L_p^2}{8} = 1.13 \times \frac{3.15^2}{8} = 1.40 kN.m$$

b) Modules de résistance :

$$W_x = \frac{I_{xx}}{y} = \frac{\frac{b \times h^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{12 \times 25^2}{6} = 1250 cm^3$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{x} = \frac{\frac{b \times h^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{25 \times 12^2}{6} = 600 cm^3$$

Donc on aura :

$$\sigma = \frac{3.19 \times 10^4}{1250} + \frac{1.40 \times 10^4}{600} = 42.18 daN/cm^2$$

$$\sigma = 42.18 daN/cm^2 \quad \bar{\sigma}_f = 142 daN/cm^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{L_p}{300} [\text{Art: 4.962/CB71}]$$

$$f = \frac{315}{300} = 1.05 cm.$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$$f = \frac{5 \times s \times L_p^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

Avec :

E_f : Module de déformation du béton.

$$E_1 = 11000 \sqrt{142} = 131080.13 \text{ daN/cm}^2$$

Moment fléchissant :

$$M_{sx} = q_{spx} \times \frac{L_p^2}{8} = 1.77 \times \frac{3.15^2}{8} = 2.19 \text{ kN.m}$$

$$M_{sy} = q_{spx} \times \frac{L_p^2}{8} = 0.78 \times \frac{3.15^2}{8} = 0.96 \text{ kN.m}$$

$$s = \frac{M_{sx}}{W_x} + \frac{M_{sy}}{W_y}$$

$$s = \frac{2.19 \times 10^4}{1250} + \frac{0.96 \times 10^4}{600} = 33.52 \text{ daN/cm}^2$$

Alors :

$$f = \frac{5 \times 33.52 \times 315^2}{48 \times 131080.13 \times \frac{25}{2}} = 0.21 \text{ cm}$$

$f = 0.21 \text{ cm} < f = 1.49$ Condition vérifiée.

La section des pannes admise est $(12 \times 25) \text{ cm}^2$.

b) Chevrons :

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis. La section des chevrons est $(5.5 \times 7.5) \text{ cm}^2$.

La portée des chevrons est $L_c = 1.20 \text{ m}$

L'espacement des chevrons est $e_c = 0.50 \text{ m}$.

$$q_{cu} = 2.35 \times 0.5 = 1.17 \text{ kN/ml}$$

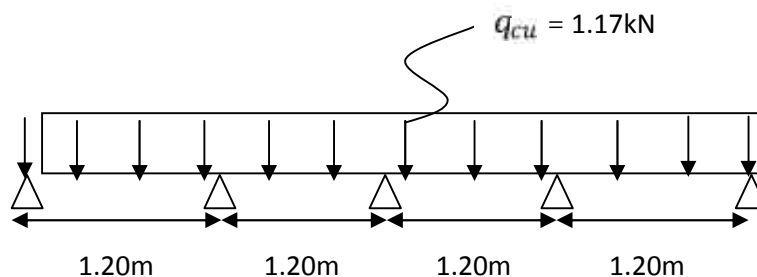


Fig III.2.2 : Schéma statique du chevron

➤ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

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

a) Moment de flexion :

$$M_0 = \frac{q_{uc} \times L_c^2}{8} = \frac{1.17 \times 1.20^2}{8} = 0.21 \text{ kN.m}$$

En tenant compte de la continuité des appuis :

$$\text{Moment aux appuis : } M_a = 0.8 \times M_0$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.66 \times M_0$$

$$M_a = 0.8 \times 0.21 = 0.17 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.66 \times 0.21 = 0.14 \text{ kN.m}$$

b. calcul de moment d'inertie :

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{4 \times 6^3}{12} = 72 \text{ cm}^3$$

Don on aura :

➤ **En travée :**

$$\sigma_{ft} = \frac{0.14 \times 10^4}{72} = 19.44 \text{ daN/cm}^2 \quad \overline{\sigma}_f \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\sigma_{fa} = \frac{0.17 \times 10^4}{72} = 23.61 \text{ daN/cm}^2 \quad \overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/(cm}^2) \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche se fait à l'ELS

$$q_{sc} = P_s \times e_c = 1.62 \times 0.5 = 0.81 \text{ kN/ml}$$

a) Moment fléchissant :

$$M_0 = \frac{q_{sc} \times L_c^2}{8} = \frac{0.81 \times 1.20^2}{8} = 0.14 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0.8 \times 0.14 = 0.11 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.66 \times 0.14 = 0.09 \text{ kN.m}$$

On aura donc :

➤ **En travée :**

$$\sigma_{st} = \frac{0.09 \times 10^4}{72} = 12.50 \text{ daN/cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

$$\sigma_{sa} = \frac{0.11 \times 10^4}{72} = 15.27 \text{ daN/cm}^2$$

La valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couvertures (chevrons, linteaux) est :

$$f = \frac{L_c}{200} = \frac{120}{200} = 0.6 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times \sigma_s \times L^2}{48 \times E_f \times \frac{I}{2}}$$

Avec : $E_f = 11000 \times \frac{1}{142} = 131080.13 \text{ daN/cm}^2$

En travée : $f = \frac{5 \times 12.50 \times 120^2}{48 \times 131080.13 \times \frac{6}{2}} = 0.05 \text{ cm}$ $f = 0.6 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

Aux appuis : $f = \frac{5 \times 15.27 \times 120^2}{48 \times 131080.13 \times \frac{6}{2}} = 0.058 \text{ cm}$ $f = 0.6 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

La section des chevrons (4x6) cm² est admise

c) Les linteaux :

Le calcul des linteaux se fait comme celui des pannes.

On prend une section de (3x4) cm².

La portée des chevrons : $L_1 = 0.50 \text{ m}$

L'espacement des linteaux : $e_l = 0.30 \text{ m}$

ELU : $q_{ul} = p_u \times e_l = 2.35 \times 0.30 = 0.70 \text{ kN/ml}$

ELS : $q_{st} = P_s \times e_l = 1.62 \times 0.30 = 0.49 \text{ kN/ml}$

▪ **Projection :**

ELU :

$$q_{ulx} = q_{ul} \times \sin 23.83^\circ = 0.26 \text{ kN/ml}$$

$$q_{uly} = q_{ul} \times \cos 23.83^\circ = \frac{0.67 \text{ kN}}{\text{ml}}$$

ELS :

$$q_{stx} = q_{st} \times \sin 23.83^\circ = 0.19 \text{ kN/ml}$$

$$q_{sty} = q_{st} \times \cos 23.83^\circ = 0.45 \text{ kN/ml}$$

➤ **Vérification de la contrainte admissible :**

On doit vérifier :

$$f = \frac{M_{fx}}{W_x} + \frac{M_{fy}}{W_y} \leq \overline{f}$$

a) Moments fléchissant :

$$M_{fx} = q_{uly} \times \frac{L_l^2}{8} = 0.67 \times \frac{0.5^2}{8} = 0.020 \text{ kN.m}$$

$$M_{fy} = q_{ulx} \times \frac{L_l^2}{8} = 0.26 \times \frac{0.5^2}{8} = 0.008 \text{ kN.m}$$

b) Modules de résistance :

$$W_x = \frac{I_{xx}}{\frac{b}{2}} = \frac{\frac{b \times h^3}{12}}{\frac{b}{2}} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} = 8 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{\frac{b}{2}} = \frac{\frac{b \times h^3}{12}}{\frac{b}{2}} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{4 \times 3^2}{6} = 6 \text{ cm}^3$$

Donc on aura :

$$\sigma_f = \frac{0.020 \times 10^4}{8} + \frac{0.008 \times 10^4}{6} = 38.33 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 38.33 \text{ daN/cm}^2 \leq \overline{f} = 142 \text{ daN/cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche se fait à l'**ELS**.

La valeur de la flèche est fixée par les règles C13. 71 pour les pannes est donnée par :

$$f = \frac{L}{200} = \frac{50}{200} = 0.25 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times \sigma_s \times L^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

Avec : $E_f = 11000 \times 142 = 131080.13 \text{ daN/cm}^2$

- **Moments fléchissant :**

$$M_{sx} = q_{stx} \times \frac{L_l^2}{8} = 0.19 \times \frac{0.5^2}{8} = 0.005 \text{ kN.m}$$

$$M_{sy} = q_{sty} \times \frac{L_l^2}{8} = 0.45 \times \frac{0.5^2}{8} = 0.014 \text{ kN.m}$$

$$s = \frac{M_{sx}}{W_x} + \frac{M_{sy}}{W_y} = \frac{0.005 \times 10^4}{8} + \frac{0.014 \times 10^4}{6} = 29.58 \text{ daN/cm}^2$$

Alors :

$$f = \frac{5 \times \sigma_s \times L^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 29.58 \times 50^2}{48 \times 131080.13 \times 2} = 0.029 \text{ cm} \quad f = 0.25 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

La section (3x4) cm² est admise.

III-2-3 : Assemblage de la charpente :

Pour l'assemblage de notre charpente on a opté pour un assemblage avec cloue , qui est un assemblage pratique et facile à réaliser, ce type d'assemblage garantie une très bonne transmission

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...etc.

-Assemblage collée.

Dans notre projet nous optons pour un assemblage cloué

Des efforts.

Le choix du diamètre des clous est conditionné par : (Art 4,62-12 C.B/71/Juin 84)

- 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 :

	Epaisseur	Diamètre
Bois frais et tendu	$e \leq 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{7}$
Pendant la mise en œuvre	$e > 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{9}$
Bois sec et dur	$e \leq 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{9}$
Pendant la mise en œuvre	$e > 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{11}$

Sachant que la pièce la plus mince (litage) a une épaisseur de 4 cm est le bois

Mise en œuvre est un bois sec et dur alors :

$$d \leq \frac{e}{11} = \frac{40}{11} = 3.63 \text{ mm}$$

$$d \leq 3.36 \text{ mm}$$

Remarque : L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par gouttières qui seront prévues sur les rives de bâtiment

III.3.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 préfabriquée , et disposer suivant le sens de la portée.

Le plancher à corps creux est constitué de :

Nervures appelée poutrelles de section en T .elles assurent la fonction de potence ;la distance entre axes des poutrelles est de 65cm

Remplissage de corps creux qui sont utilisés comme coffrage perdu et isolant phonique, sa hauteur est de 16cm

III-3-1) Détermination des dimensions de la section en T :

Les poutrelles travaillent comme une section en « Té », elles sont disposées suivant le sens, perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher en corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

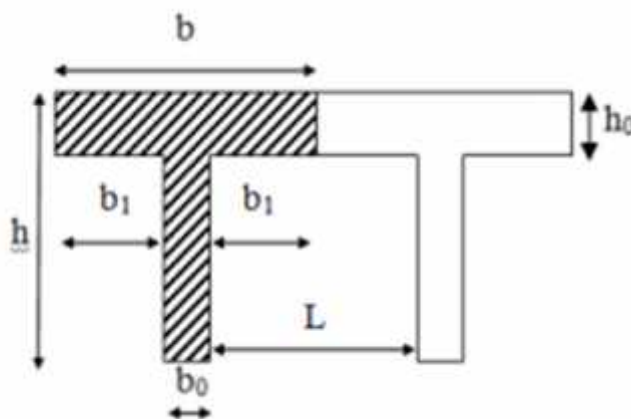


Figure III.3.1 : Coupe transversale de la poutrelle

$$l_1 = \frac{l - b_0}{2}$$

$$l_1 = \frac{l_1}{10}$$

$$l_1 = \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2}$$

Sachant que:

L: distance entre axe des poutrelles.

L1 : portée de la plus grande travée telle que **L1** = 3.30 m (la travée la plus sollicitée).

b: largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs.

b0 : largeur de la nervure (**b0**= 12 cm).

h0 : épaisseur de la dalle de compression (**h0** = 4 cm).

h: hauteur totale du plancher.

$$l_1 = \frac{65 - 12}{2} = 26.50 \text{ cm}$$

$$l_1 = \frac{330}{10} = 33 \text{ cm}$$

$$l_1 = \frac{2}{3} \times \frac{330}{2} = 110 \text{ cm}$$

$$D' \text{ où : } b = 2 \times l_1 + b_0 = 2 \times 26.50 + 12 = 65 \text{ cm}$$

III-3-2) Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un

quadrillage de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser aux valeurs indiquées par **BAEL (Art B.6.8.423)** :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

l : distance entre axe des poutrelles. ($50\text{cm} < l < 80\text{cm}$)

Soit : $A = 5 \times 5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec un espacement $e_s = 20\text{cm}$

Armatures parallèles aux poutrelles :

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

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

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression on adaptera un treille soudé de maille **(5x5x200x200) mm²**

III-3-3) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément réparties, et le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

a) Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps et celui de l'ouvrier :

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

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

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

1) Ferrailage à l'ELU :

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable ($L=3.30\text{m}$).

➤ **Combinaisons de charge :**

$$q_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q = 1.35 \times 0.74 + 1.50 \times 1 = 2.50\text{kN/ml}$$

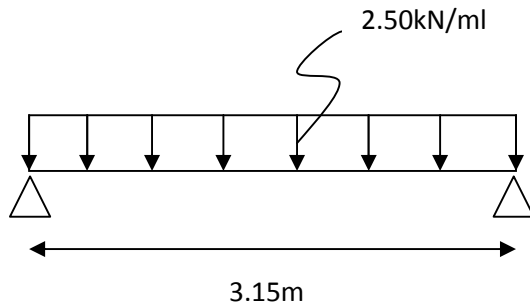


Figure III-3-2 : Schéma statique de la poutrelle.

➤ **Calcul des moments en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.50 \times 3.15^2}{8} = 3.10\text{kN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.50 \times 3.15}{2} = 3.93\text{kN}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.10 \times 10^2}{12 \times 2^2 \times 1.42} = 4.54$$

$$\mu = 4.54 > \mu_l = 0.392$$

Section doublement armée (SDA)

Conclusion

Vu les faibles dimensions de la poutrelle ($12 \times 4 \text{ cm}^2$); il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ($A_{sc} = 0$) ne soient pas nécessaires.

➤ **Calcul de la distance entre étais :**

Calcul du moment limite qui correspond à une SSA :

$$\mu \quad \mu_l = 0.392$$

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$M_l = 0.392 \times 0.12 \times 0.02^2 \times 14.20 \times 10^3 = 0.27 \text{ kN.m}$$

$$M_l = \frac{q_u \times l_{\max}^2}{8}$$

$$l_{\max} = \frac{8 \times 0.27}{2.50} = 0.93$$

On prend : $l = 0.90 \text{ m}$

b) Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis et supportant son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des surcharges éventuellement revenant au plancher.

1) Chargement :

RDC :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = G_p \times b = 5.72 \times 0.65 = 3.718 \text{ kN/ml} \\ Q = Q_p \times b = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q = 1.35 \times 3.718 + 1.50 \times 1.625 = 7.456 \text{ kN/m}$$

$$q_s = G + Q = 3.718 + 1.625 = 5.343 \text{ kN/ml}$$

2) Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode des trois moments.
- ✓ Méthode de Caquot.

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

a) Méthode forfaitaire :

➤ Vérification des conditions de l'application de la méthode forfaitaire :

$$-Q \min(2G ; 5\text{KN/m}^2)$$

$$2G = 2 \times 4.26 = 8.53 \text{KN/m}^2$$

$$Q_{\max} = 3.25 \text{KN/m}^2$$

Donc $Q_{\max} \leq Q_{\min} = 5 \text{KN/m}^2$ condition vérifiée

-Les portées libres successifs sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$\frac{L_1}{L_2} = 3.15/3.15 = 1$$

$$\frac{L_2}{L_3} = 3.15/3.10 = 1.02$$

$$\frac{L_3}{L_4} = 3.10/3 = 1.03$$

$$\frac{L_4}{L_5} = 3/3.30 = 0.90$$

Condition vérifiée

Tableau III-3-1 : les conditions de l'application de la méthode forfaitaire

$Q \leq \min(2G ; 5\text{kN/m}^2)$ On a $Q_{\max} = 3.25 \text{kN/m}^2 \leq \min(2 \times 4.26 ; 5 \text{kN}) = 5 \text{kN/m}^2$	Condition vérifiée
Fissuration non préjudiciable	Condition vérifiée
Les moments d'inertie constants	Condition vérifiée
Le rapport successif des travées : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$	Condition vérifiée

On applique la méthode forfaitaire.

III.3.3.Principe de la méthode forfaitaire

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à partir des fractions fixées de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment « M_0 » dans la travée dite de comparaison, c'est – à – dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

III.3.4.Expose de la méthode forfaitaire :

Le rapport () des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$; varie entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

Avec : L : longueur de la travée entre nus d'appuis

q : charge uniformément répartie

M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement

M_t : moment maximum en travée , pris en compte dans les calculs de la travée considérée les valeurs de M_e , M_w et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

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

$$M_t \leq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \leq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée de rive.}$$

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

0.6 M_0 dans le cas d'une poutre à deux travées

0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées

0.4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées

0.3 M_0 pour les appuis de rive semi encastrés

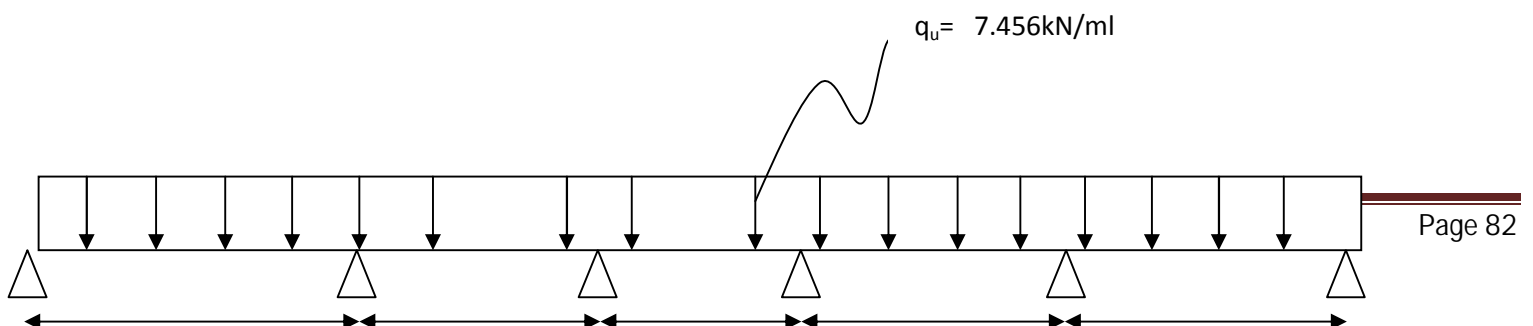


Figure III-3-3 : Schéma statique de plancher (type1)

III.3.5.Calcul des coefficients :

Le rapport :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.625}{1.625+3.718} = 0.304 \quad (0 < \alpha < 2/3)$$

On aura après calcul : $\alpha = 0.304$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1+0.3\alpha = 1.091 \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.545 \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.645 \end{array} \right.$$

III.3.6.Moments isostatique :

$$M_{o12} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{7.456 \times 3.15^2}{8} = 9.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{o12} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{7.456 \times 3.15^2}{8} = 9.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{o12} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{7.456 \times 3.10^2}{8} = 8.956 \text{ KN.m}$$

$$M_{o12} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{7.456 \times 3.15^2}{8} = 9.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{o12} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{7.456 \times 3.15^2}{8} = 9.25 \text{ KN.m}$$

III.3.7. Calcul de Moment sur appuis :

$$M_A = -0.3 M_{o12} = -0.3 \times 9.25 = -2.775 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.5 \max (M_{o12}; M_{o23}) = -0.5 \times 9.25 = -4.625 \text{ KN.m}$$

$$MC = -0.4 \max (Mo_{23}; Mo_{34}) = -0.4 \times 9.25 = -3.700 \text{ KN.m}$$

$$MD = -0.4 \max (Mo_{34}; Mo_{45}) = -0.4 \times 9.25 = -3.700 \text{ KN.m}$$

$$ME = -0.5 \max (Mo_{45}; Mo_{56}) = -0.5 \times 9.25 = -4.62 \text{ KN.m}$$

$$MF = -0.3 \max (Mo_{56}) = -0.3 \times 9.25 = -2.77 \text{ KN.m}$$

III.3.8. Moments en travées:

$$\begin{aligned} \text{Travée AB} \quad \left\{ \begin{array}{l} Mt = -\frac{4.625+2.775}{2} + 9.25 \times 1.091 \quad Mt = 6.39 \\ Mt = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} Mo = 0.645 \times 9.25 = 5.966 \end{array} \right. \\ \text{Soit } M_{AB} = 6.39 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Travée BC} \quad \left\{ \begin{array}{l} Mt = -\frac{3.7+4.625}{2} + 1.091 \times 9.25 \quad Mt = 5.93 \text{ KN.m} \\ Mt = \frac{1+0.3\alpha}{2} Mo = 0.545 \times 9.25 = 5.041 \text{ KN.m} \end{array} \right. \\ \text{Soit } M_{BC} = 5.93 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt = -\frac{3.7+3.7}{2} + 1.091 \times 9.25 \quad Mt = 6.39 \end{array} \right.$$

Travée CD $M_t = \frac{1+0.3\alpha}{2} M_o = 0.545 \times 9.25 = 5.04$

Soit $M_{CD} = 6.13 \text{ KN.m}$

Travée DE $\left\{ \begin{array}{l} M_t = -\frac{4.62+3.7}{2} + 1.091 \times 9.25 \quad M_t = 5.93 \text{ KN.m} \\ M_t = \frac{1+0.3\alpha}{2} M_o = 0.545 \times 9.25 = 5.041 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

Soit $M_{DE} = 5.93 \text{ KN.m}$

Travée EF $\left\{ \begin{array}{l} M_t = -\frac{4.62+2.77}{2} + 1.091 \times 9.25 \quad M_t = 6.39 \text{ KN.m} \\ M_t = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_o = 0.645 \times 9.25 = 5.966 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

Soit $M_{EF} = 6.39 \text{ KN.m}$

III.3.9. Calcul des efforts tranchant :

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

L : longueur de la travée considérée.

$\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique

M_i et M_{i+1} sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébrique on aura :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

Travée AB :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} = \frac{7.456 \times 3.15}{2} + \frac{-4.62 - (-2.775)}{3.15} = 11.15 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} = -\frac{7.456 \times 3.15}{2} + \frac{-4.625 - (-2.775)}{3.15} = -12.32 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée BC :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} = \frac{7.456 \times 3.15}{2} + \frac{-3.700 - (-4.62)}{3.15} = 12.03 \text{ KN} \\ T_e = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} = -\frac{7.456 \times 3.15}{2} + \frac{-3.700 - (-4.62)}{3.15} = -11.45 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée CD :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} = \frac{7.456 \times 3.10}{2} + \frac{-3.700 - -3.700}{3.10} = 11.56 \text{ KN} \\ T_e = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} = -\frac{7.456 \times 3.10}{2} + \frac{-3.700 - -3.700}{3.10} = -11.56 \text{ KN} \end{array} \right.$$

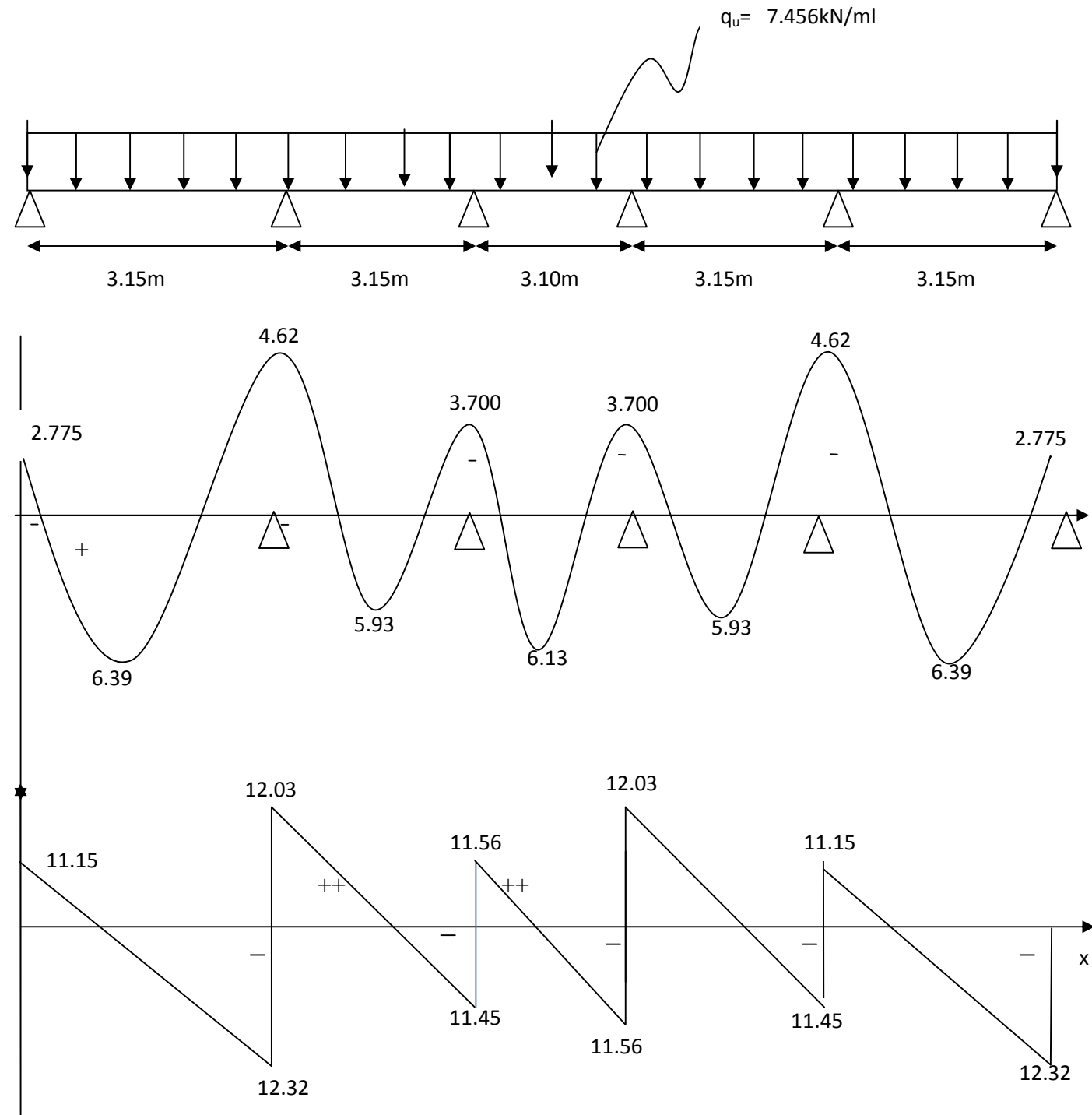
Travée DE :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} = \frac{7.456 \times 3.15}{2} + \frac{-3.70 - (-4.62)}{3.15} = 12.03 \text{ KN} \\ T_e = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} = -\frac{7.456 \times 3.15}{2} + \frac{-3.70 - -4.62}{3.15} = -11.45 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée EF :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} = \frac{7.456 \times 3.15}{2} + \frac{-2.77 - (-4.62)}{3.15} = 11.15 \text{ KN} \\ T_e = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} = -\frac{7.456 \times 3.15}{2} + \frac{-2.77 - -4.62}{3.15} = -12.32 \text{ KN} \end{array} \right.$$

III.3.10. Diagramme des efforts tranchant :



$q_u = 7.456 \text{ kN/ml}$

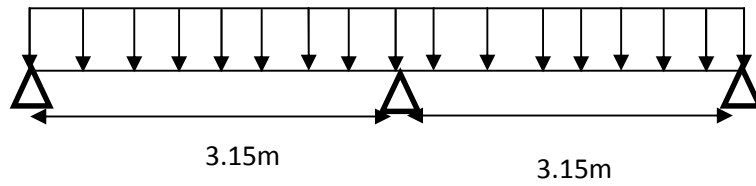


Figure III-3-3 : Schéma statique de plancher (type2)

.Calcul des coefficients :

Le rapport :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.625}{1.625+3.718} = 0.304 \quad (0 < \alpha < 2/3)$$

On aura après calcul : $\alpha = 0.304$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1+0.3\alpha = 1.091 \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.545 \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.645 \end{array} \right.$$

III.3.6.Moments isostatique :

$$M_{o12} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{7.456 \times 3.15^2}{8} = 9.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{o12} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{7.456 \times 3.15^2}{8} = 9.25 \text{ KN.m}$$

III.3.7. Calcul de Moment sur appuis :

$$M_A = -0.3 M_{o12} = -0.3 \times 9.25 = -2.775 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.6 \max(M_{o12}; M_{o23}) = -0.6 \times 9.25 = -5.55 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.3 \max(M_{o23}; M_{o34}) = -0.3 \times 9.25 = -2.775 \text{ KN.m}$$

I.3.8. Moments en travées:

$$\text{Travée AB} \left\{ \begin{array}{l} M_t - \frac{5.55+2.775}{2} + 9.25 \times 1.091 \quad M_t \quad 5.92 \\ M_t - \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_o = 0.645 \times 9.25 = 5.966 \\ \text{Soit } M_{AB} = 5.92 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée BC} \left\{ \begin{array}{l} M_t - \frac{2.775+5.55}{2} + 1.091 \times 9.25 \quad M_t \quad 5.92 \text{ KN.m} \\ M_t - \frac{1+0.3\alpha}{2} M_o = 0.545 \times 9.25 = 3.02 \text{ KN.m} \\ \text{Soit } M_{BC} = 5.92 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

III.3.9. Calcul des efforts tranchant :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} \quad T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

Travée AB :

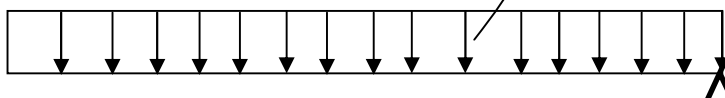
$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} = \frac{7.456 \times 3.15}{2} + \frac{-5.55 - (-2.775)}{3.15} = 10.86 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} = -\frac{7.456 \times 3.15}{2} + \frac{-5.55 - (-2.775)}{3.15} = -12.62 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée BC :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} = \frac{7.456 \times 3.15}{2} + \frac{-2.775 - (-5.55)}{3.15} = 12.62 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} = -\frac{7.456 \times 3.15}{2} + \frac{-2.775 - (-5.55)}{3.15} = -10.86 \text{ KN} \end{array} \right.$$

III.3.10. Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant (type 2) :

$$q_u = 7.456 \text{ kN/ml}$$



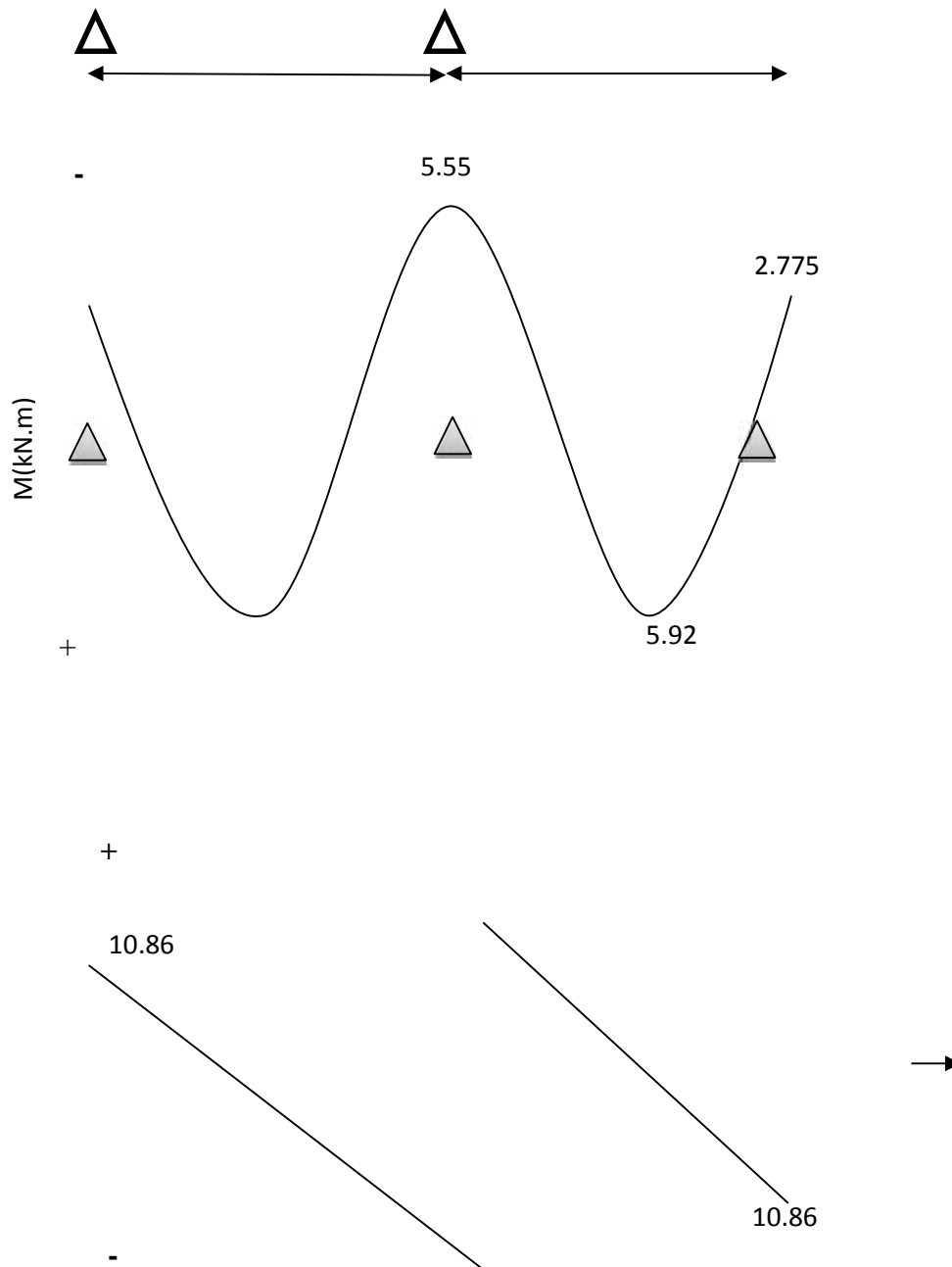


Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELU

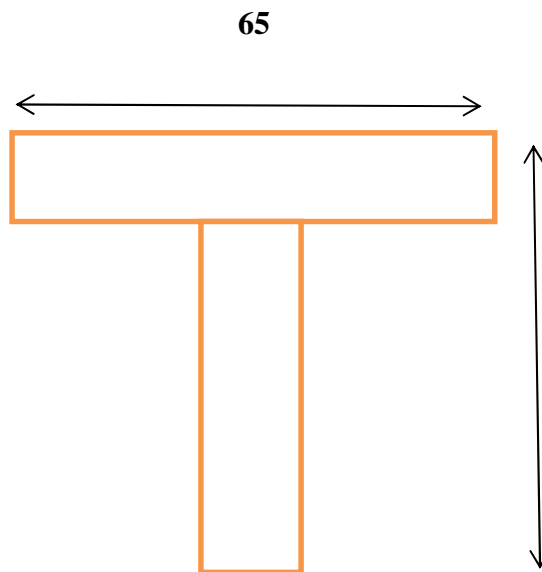
III.3.11. Ferrailage à L'ELU :

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_t = 6.39 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 5.55 \text{ kN.m}$$

$$V_{\max} = 12.62 \text{ kN}$$



3) Ferrailage à l'ELU :

a) Armatures longitudinales :

➤ En travées

$$M_t^{\max} = 6.39 \text{ kN.m}$$

Le moment équilibré par la table e compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.20 \times 10^3$$

$$M_0 = 59.07 \text{ kN.m}$$

$$M_t^{\max} = 6.39 \text{ kN.m} < M_0 = 59.07 \text{ kN.m} \quad \text{L'axe neutre tombe dans la table de compression.}$$

Le calcul des armatures sera identique à une section rectangulaire (bxh) cm².

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.39 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.021$$

$$\mu_b = 0.021 < \mu_l = 0.392 \text{ SSA}$$

$$\mu_b = 0.021 \quad \beta = 0.990$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \left(f_e \gamma_s\right)} = \frac{6.39 \times 10^3}{0.990 \times 18 \times 348} = 1.03 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$

➤ Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 5.55 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.55 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.10$$

$$\mu_b = 0.10 < \mu_l = 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.10 \longrightarrow \beta = 0.947$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times (f_a)_{\gamma_s}} = \frac{5.55 \times 10^3}{0.947 \times 18 \times 348} = 0.94 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2$

b) Armatures transversales :

$$t \quad \min \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \max \frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12 \text{ mm}$$

$$t \quad \min 5.71 \text{ mm}, 12 \text{ mm}, 12 \text{ mm} = 5.71 \text{ mm} = 0.571 \text{ m}$$

$A_t = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$.

c) Espacement des armatures :

$$S_t \quad \min 0.9d, 40 \text{ cm}$$

$$S_t \quad \min 16.2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}$$

$$S_t \quad 16.2 \text{ cm}$$

$$S_t = 15cm$$

4) Vérification à l'ELS :

a) Condition de non fragilité :

➤ En travée :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.412cm^2$$

$$A_t = 2.35cm^2 > A_{min} = 1.412cm^2 \text{ Condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis :

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

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.260cm^2$$

$$A_a = 1.00cm^2 > A_{min} = 0.260cm^2 \text{ Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 \times d \times u_l}$$

$$u_l = 3 \times \pi \times 12 = 113.09mm$$

$$\tau_{se} = \frac{12.62 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.09} = 0.688MPa$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.50 \times f_{t28} = 1.50 \times 2.10 = 3.15MPa$$

$$\tau_{se} = 0.69MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15MPa \text{ Condition vérifiée}$$

c) Longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\sigma_s \times f_{te}}{4 \times \sigma_{su}}$$

$$\sigma_{su} = 0.6 \times \sigma_s^2 \times f_{te} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{ mm} = 42.32 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 50 \text{ cm}$.

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :

$$L_c = 0.4 \times l_s = 0.40 \times 50 = 20 \text{ cm (art A.6.1.253 BAEL 99).}$$

d) Influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis :

➤ **Appuis de rive :**

$$\frac{2 \times V_u}{b \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\alpha_b}$$

$$\frac{2 \times 12.62 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.29 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33$$

$$1.29 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa}$$

condition vérifiée

➤ **Appuis intermédiaires : (art.A.5.1.321/BAEL 91)**

Si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est $M_u < 0.9d \times V_u$ on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section des armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$0.9 \times d \times V_u = 0.9 \times 0.180 \times 12.62 = 2.044 \text{ kN.m}$$

$$7.01 \text{ kN.m} > 2.091 \text{ kN.m}$$

(-Alors les armatures calculées sont suffisantes.

Section minimale d'armatures inférieures sur appui : (art.A5.1.313.BAEL 91)

$$A_s = \frac{s}{f_e} \times v_u$$

$$\frac{1.15}{400} \times 12.91 = 0.037 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.00 \text{ cm}^2 > 0.037 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Contrainte minimale de compression sur appui : (A .5.1.322.BAEL91)

$$\sigma_{mb} = \frac{V_u}{b_0 \times 0.9 \times d} + \frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{12.62 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 0.649 \text{ MPa}$$

$$\frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.66 \text{ MPa}$$

$$0.664 \text{ MPa} < 21.66 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

III.3.2.Calcul à L'ELS :

$$q_s = 5.343 \text{ KN/ml}$$

Calcul des coefficients :

Le rapport :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.625}{1.625+3.718} = 0.304 \quad (0 < \alpha < 2/3)$$

On aura après calcul : $\alpha = 0.304$

$$1 + 0.3\alpha = 1.091$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.545$$

$$\frac{12 + 0.3\alpha}{2} = 0.645$$

III.3.6.Moments isostatique :

$$M_{o12} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5.343 \times 3.15^2}{8} = 6.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{o12} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5.343 \times 3.15^2}{8} = 6.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{o12} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5.343 \times 3.10^2}{8} = 6.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{o12} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5.343 \times 3.15^2}{8} = 6.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{o12} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5.343 \times 3.15^2}{8} = 6.62 \text{ KN.m}$$

III.3.7. Calcul de Moment sur appuis :

$$M_A = -0.3 M_{o12} = -0.3 \times 6.62 = -1.986 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.5 \max(M_{o12}; M_{o23}) = -0.5 \times 6.62 = -3.31 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \max(M_{o23}; M_{o34}) = -0.4 \times 6.62 = -2.648 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.4 \max(M_{o34}; M_{o45}) = -0.4 \times 6.62 = -2.648 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -0.5 \max(M_{o45}; M_{o56}) = -0.5 \times 6.62 = -3.31 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -0.3 M_{o56} = -0.3 \times 6.62 = -1.986 \text{ KN.m}$$

III.3.8. Moments en travées:

$$\begin{aligned} \text{Travée AB} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t - \frac{3.31 + 1.986}{2} + 6.62 \times 1.091 \quad M_t \quad 4.57 \\ M_t - \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_o = 0.645 \times 6.62 = 4.23 \\ \text{Soit } M_{AB} = 4.57 \text{ KN.m} \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Travée BC} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t - \frac{2.648 + 3.31}{2} + 1.091 \times 6.62 \quad M_t \quad 4.24 \text{ KN.m} \\ M_t - \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_o = 0.545 \times 6.62 = 3.60 \text{ KN.m} \\ \text{Soit } M_{BC} = 4.24 \text{ KN.m} \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$M_t - \frac{2.648 + 2.648}{2} + 1.091 \times 6.62 \quad M_t \quad 4.57$$

Travée CD $M_t = \frac{1+0.3\alpha}{2} M_o = 0.545 \times 6.62 = 3.60$

Soit $M_{CD} = 4.57 \text{ KN.m}$

Travée DE $\left\{ \begin{array}{l} M_t = -\frac{3.31+2.648}{2} + 1.091 \times 6.62 = 4.24 \text{ KN.m} \\ M_t = \frac{1+0.3\alpha}{2} M_o = 0.545 \times 6.62 = 3.962 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

Soit $M_{DE} = 4.24 \text{ KN.m}$

Travée EF $\left\{ \begin{array}{l} M_t = -\frac{1.986+3.31}{2} + 1.091 \times 6.62 = 4.57 \text{ KN.m} \\ M_t = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_o = 0.645 \times 6.62 = 4.689 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

Soit $M_{EF} = 4.57 \text{ KN.m}$

III.3.9. Calcul des efforts tranchant :

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

$$T_w = \frac{qsl}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} \quad T_e = \frac{-qsl}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

Travée AB :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_a = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} = \frac{5.343 \times 3.15}{2} + \frac{-3.31 - (-1.986)}{3.15} = 7.99 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T_b = -\frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} = -\frac{5343 \times 3.15}{2} + \frac{-331 - (-1986)}{3.15} = -8.83 \text{ KN}$$

Travée BC:

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} = \frac{5343 \times 3.15}{2} + \frac{-2648 - (-331)}{3.15} = 8.60 \text{ KN} \\ T_e = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} = -\frac{5343 \times 3.15}{2} + \frac{-2648 - (-331)}{3.15} = -8.20 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée CD :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} = \frac{5343 \times 3.10}{2} + \frac{-2648 - (-2648)}{3.10} = 8.28 \text{ KN} \\ T_e = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} = -\frac{5343 \times 3.10}{2} + \frac{-2648 - (-2648)}{3.10} = -8.28 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée DE :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} = \frac{5343 \times 3.15}{2} + \frac{-331 + 2648}{3.15} = 8.20 \text{ KN} \\ T_e = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} = -\frac{5343 \times 3.15}{2} + \frac{-3635 + 2648}{3.15} = -8.72 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée EF :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} = \frac{5343 \times 3.15}{2} + \frac{-198 + 331}{3.15} = 8.83 \text{ KN} \\ T_e = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} = -\frac{5343 \times 3.15}{2} + \frac{-198 + 331}{3.15} = -7.99 \text{ KN} \end{array} \right.$$

III.3.10. Diagramme des efforts tranchant à l'ELS (type1) :

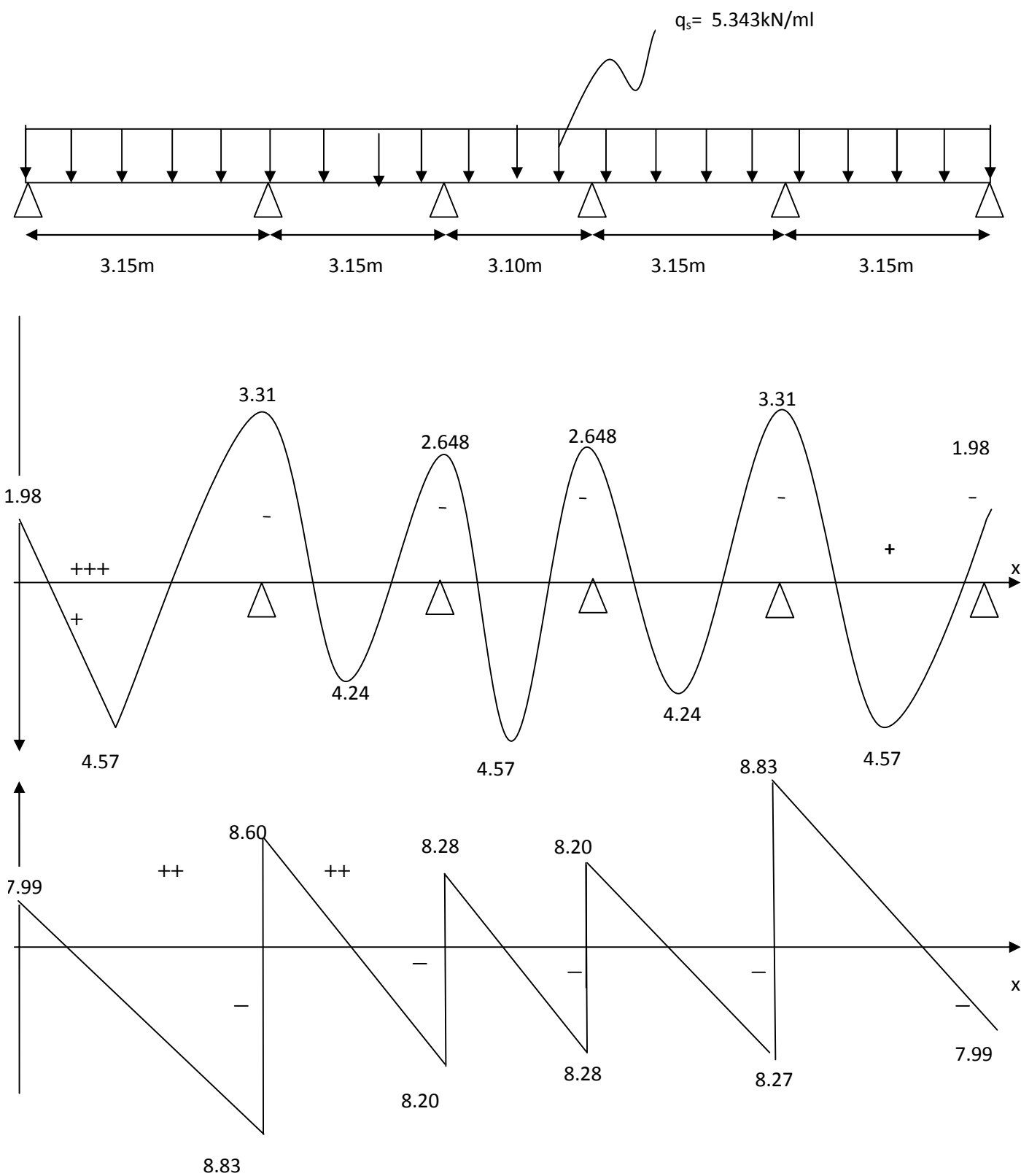


Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELS

Moments max

$$M_t = 4.57 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 3.31 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchant max à l'ELS :

$$V_{\max} = 8.83 \text{ KN}$$

1. Vérification des contraintes de compression dans le béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k}$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

a) En travée :

la section à l'ELU est $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.08$$

$$\rho_1 = 1.08 \quad \begin{matrix} \beta_1 = 0.837 \\ k_1 = 15.67 \end{matrix}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^s}{1 \times d \times A_s} = \frac{4.57 \times 10^3}{0.837 \times 18 \times 2.35} = 129.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{129.07}{15.67} = 8.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ Condition vérifiée}$$

b) Aux appuis : la section à l'ELU est $A_{st} = 2\text{HA}8 = 1.00 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.00}{12 \times 18} = 0.462$$

$$\rho_1 = 0.462 \quad \begin{matrix} \beta_1 = 0.876 \\ k_1 = 25.65 \end{matrix}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{1 \times d \times A_s} = \frac{3.31 \times 10^3}{0.869 \times 18 \times 1.00} = 211.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{211.60}{25.65} = 8.24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ Condition vérifiée}$$

***Etat limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

- $\frac{h}{L} \leq \frac{1}{16}$ h : hauteur de la section est égale à 20 cm.
- $\frac{h}{L} \leq \frac{M_{st}}{10 M_0}$ L : portée libre est égale à 315 cm.
- $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

M_{st} : moment fléchissant max en travée.

1^{er} condition :

$$\frac{h}{L} \leq \frac{1}{16} \quad \text{on a } 1/16=0.062$$

$$h/L=20/315=0.063$$

$$\text{donc : } \frac{h}{L} \leq \frac{1}{16} \quad \text{condition vérifiée}$$

2^{eme} condition:

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_{st}}{10 M_0} \quad \text{on a } \frac{M_{st}}{10 M_0} = \frac{4.26}{10 \times 59.07} = 0.0072$$

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_{st}}{10 M_0} \quad \text{condition vérifiée}$$

3eme condition:

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.010$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{3.52}{360} = 0.009$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Conclusion

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

En travée : 3HA10

Sur appuis : 2HA8

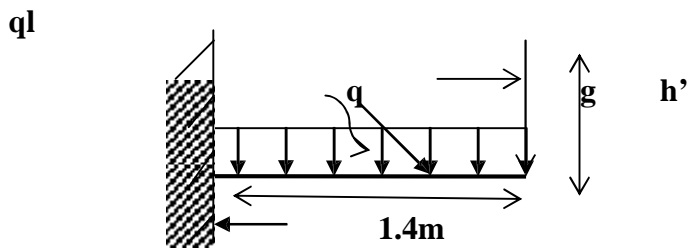
III.4.calcul des balcons :**III.4.1.Calcul des balcons :**

Les balcons sont des structure qui vont subir des charges particulières .ils sont également soumis a des conditions d'environnement qui conduisent à des dispositions constructives spéciales. Dans notre cas ces derniers seront réalisés en dalle pleine, ils sont calculés comme des consoles encastrées dans la poutre de rive.

-largeur $L=1.40m =140m$

-épaisseur du balcon $e = \frac{1}{10} = \frac{140}{10} = 14m$

On prend $e=14cm$

III.4.2.Schéma statique :**III.4.3.Calcul des efforts :**

Charges et surcharges revenant à la dalle :

- $G=5.35KN/m^2$ charges permanentes
- $Q=3.5KN/m^2$ surcharges d'exploitation
- $q=1Kn/m^2$ charge horizontale due à la main courante
- $g=0.9+0.8=1.76KN$ charge de concentration due au poids du mur extérieur ($h'=1.1m$) ; $g=1.7 \times 1.1=1.87KN/ml$

III.4.4. Combinaisons des charges :**a) Combinaison de charge à L'ELU :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ ml}$$

- la dalle : $q_u = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5 = 12.47 \text{ KN/ml}$
- la main courante $q_u = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$
- mur extérieur $g_u = 1.35 \times 1.87 = 2.52$

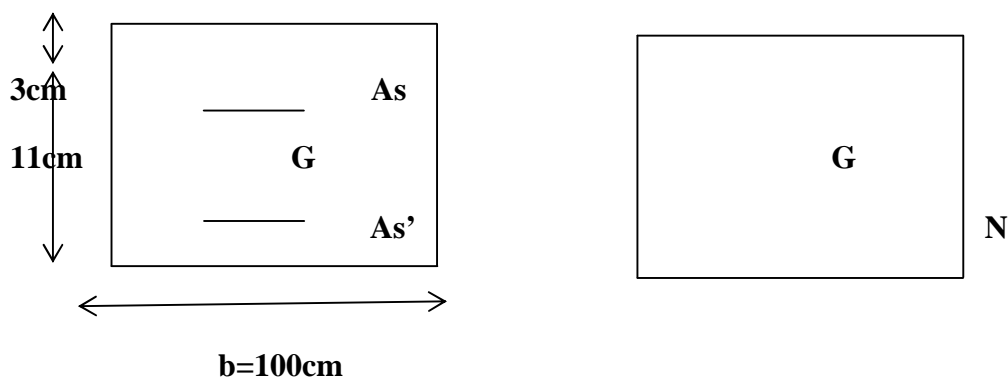
b) Combinaison de charge à L'ELS :

$$q_s = G + Q$$

- la dalle : $q_u = 5.35 + 3.5 = 8.85 \text{ KN/ml}$
- la main courante $q_u = 1 \text{ KN/ml}$
- mur extérieur $g_u = 1.87 \text{ KN/ml}$

III.4.3. Ferrailage :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion composée



Soit :

e : l'excentricité de l'effort normal par rapport au CDG de la section considérée.

1. Calcul à L'ELU :

$$N_u = q_u \times l = -1.6 \text{ KN/ml} \quad \text{effort de traction}$$

a. le moment total aura pour valeur :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \cdot L + q_u \cdot \square' = \frac{12.47 \times 1.4^2}{2} + 2.524 \times 1.4 + 1.4 \times 1.1 = 17.29$$

$$M_u = 17.29 \text{ KN.m}$$

Détermination total aura pour valeur :

Calcul de l'effort de compression centre maximal :

$$N_{b\max} = b \times \eta \times f_{bc} = 14 \times 100 \times 14.2 \times 0.1 = 1988 \text{ KN/ml}$$

Calcul du coefficient de remplissage:

$$= \frac{N_s}{N_{b\max}} = \frac{1.5}{1988} = 7.54 \cdot 10^{-4}$$

Calcul de l'excentricité relative :

$$\frac{2}{3} \quad \varepsilon = \frac{1 - \sqrt{9 - 12\Psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi})} = 0.1667$$

$$e_{nc} = \varepsilon \times \eta = 0.1667 \times 14 = 2.33 \text{ cm}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{17.29}{1.5} = 11.52 \text{ m}$$

$$h/2 - c = 14/2 - 3 = 0.04 \text{ m} \quad e_u > \frac{h}{2} - c$$

le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. et l'effort normal est de traction, d'où la section est partiellement comprimée (SPC).

C. calcul des armatures en flexion simple :**Moment fictif :**

$$M_f = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 1.5 \cdot 11.52 + 0.04 = 17.34 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.34 \times 10^3}{1 \cdot 0.11^2 \cdot 14.2} = 0.100$$

$$\mu_b = 0.100 < \mu_l = 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.100 \quad \beta = 0.947$$

Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times (f_{e\gamma_s})} = \frac{17.34 \times 10^3}{0.947 \times 11 \times 348} = 4.78 \text{ cm}^2$$

d. calcul en flexion composée :

la section réelle des armatures :

$$A = A_f + \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 4.78 + \frac{1.5 \times 10}{348} = 4.82 \text{ cm}^2 =$$

Soit : $6HA12=6.78\text{cm}^2$ $St=17\text{cm}$

Armatures de répartition :

$$Ar = \frac{As}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.697\text{cm}^2$$

Soit $4HA8=2.01\text{cm}^2$ $St=25\text{cm}$

2. Vérification à l'ELS :

a. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} - \frac{(es - 0.445d)}{(es - 0.185d)}$$

$$0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 11 \times \frac{2.1}{400} = 1.328\text{cm}^2$$

Calcule de es :

$$es = \frac{Ms}{Ns}$$

$$Ms = qls \cdot \frac{l^2}{2} + \frac{qsl^2}{2} + gs \cdot L$$

$$Ms = 1 \times 1.1 + \frac{8.8514^2}{2} + 1.87 \times 1.4$$

$$Ms = 12.39\text{KN.m}$$

$$\text{Donc: } es = 8.26\text{KN.m}$$

$$A_{\min} = 1.328 - \frac{(8.26 - 0.445 \times 11)}{(8.26 - 0.185 \times 11)} = 0.78\text{cm}^2$$

Donc $As = 6.78\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.78\text{cm}^2$ **condition vérifié**

3. Espacement des barres :

Armatures principales : $St \min\{3\phi; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} > St = 15\text{cm}$

Armatures de répartition : $St \min\{4\phi; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} > St = 25\text{cm}$

Condition vérifié

4. Vérification de l'ancrage :

$$\sigma_{su} = 0.6 \times \sigma^2 \times f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.5 = 3.375\text{MPa}$$

$$l_s = \frac{\times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 3.375} = 35.55 \text{ cm}$$

On prévoit des crochets :

$$L_a = 0.4 L_s = 0.4 \times 35.55 = 14.22 \text{ cm} \quad \text{on adopte : } L_a = 15 \text{ cm}$$

5. vérification au cisaillement :

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où :

$$v_u = qul + gu = 12.47 \times 1.4 + 2.524 = 19.98 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \min \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{19.98}{100 \times 11} = 0.018 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.018 \text{ MPa} \quad \bar{\tau}_{se} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

Alors les armatures transversales ne pas nécessaires.

6. vérification de l'adhérence des barres :

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \times d \times u_l}$$

$$u_l = 6 \times \pi \times 1.2 = 22.60 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.98 \times 10}{0.9 \times 11 \times 22.60} = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \times f_{t28} = 1.50 \times 2.10 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.89 \text{ MPa} \quad \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

7. Vérification aux appuis :

Influence sur le béton :

Influencée l'effort tranchant au voisinage des appuis : (A .5.1.322.BAEL91)

$$V_u = 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times b \times d$$

$$V_u = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 0.11 \times 1(10^4) = 660 \text{ KN}$$

$$V_u = 19.98 \text{ KN} > 600 \text{ KN}$$

Condition vérifiée**8. Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k}$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s$$

D'une part :

$$k = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 11} = 0.616$$

Des tableau on aura :

$$\alpha_1 = 0.468 \quad B_1 = 844$$

$$\rho_1 = 0.439 \quad \beta_1 = 0.859$$

$$k_1 = 28.10$$

$$k = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.616 / (15(1 - 0.468)) = 0.077$$

D'autres part :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{1 \times d \times A_s} = \frac{12.39 \times 10^3}{0.859 \times 11 \times 6.78} = 193.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.077 \times 193.39 = 14.89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Dans l'acier :**Situation préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{c28}} \right] = (266.67 ; 201.64) = 201.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 193.39 \text{ MPa} < 201.64 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

* Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_s \times l^2}{4 \times E_v \times I_{fv}} \quad \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$E_v = 3700^3 \bar{f}_{c28} = 10818.85 \text{ MPa}$$

Avec : $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \lambda v}$

$$I_0 = \frac{b}{3} v_1^3 + v_2^3 + 15 A_{st} \times v_2 - c^2$$

$$v = \frac{0.002 f_{c28}}{(2 + 3 b_0 / b) - 1}$$

Avec :

$$\rho_1 = 100 \frac{A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 11} = 0.616$$

$$v = \frac{0.02 \times 2.1}{2 + \frac{3 \times 100}{11} \times 0.616} = 0.0023$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 11} = 0.00616$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00616 \times 193.39 + 2.1}$$

$$\mu = 0.464$$

$$I_0 = \frac{b}{3} v_1^3 + v_2^3 + 15 A_{st} \times v_2 - c^2$$

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{xx} = \frac{b \times \bar{x}^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 14^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 11$$

$$S_{xx} = 10918.7 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = 100 \times 15 + 6 \times 6.78 = 1540.68$$

➤ **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{10918.7}{1540.68} = 7.08 \text{ cm}$$

$$V_1 = 7.66 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 14 - 7.66$$

$$V_2 = 6.91 \text{ cm}$$

Avec

$$I_0 = \frac{100}{3} 7.08^3 + 6.91^3 + 14 \times 6.78 \times 6.91 - 3^2$$

$$I_0 = 24278.95$$

➤ **Calcul de l'inertie fictive :**

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times u)} = \frac{1.1 \times 24278.95}{1 + 0.464 \times 0.0023}$$

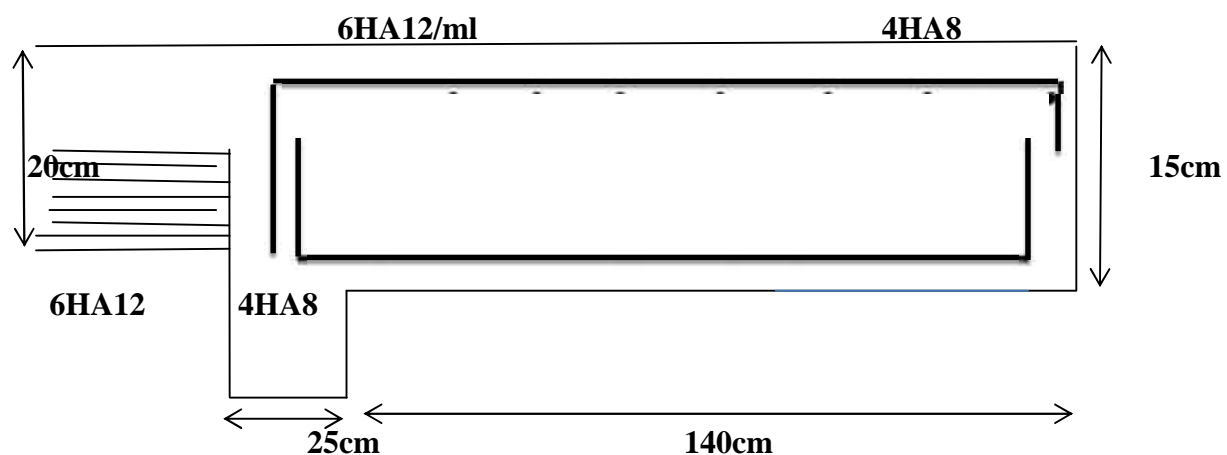
$$I_{fv} = 26678.37$$

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{12.39 \times 1.4^2}{10 \times 10818.86 \times 10^3 \times 26678.37 \times 10^{-8}}$$

$$f = 0.41 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.41 \text{ mm}$$

$$f = 0.41 \text{ mm} < f = \frac{480}{500} = 0.96 \quad \text{Condition vérifiée}$$



Conclusion

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

En travée : 3HA10

Sur appuis : 2HA8

IV.1. INTRODUCTION

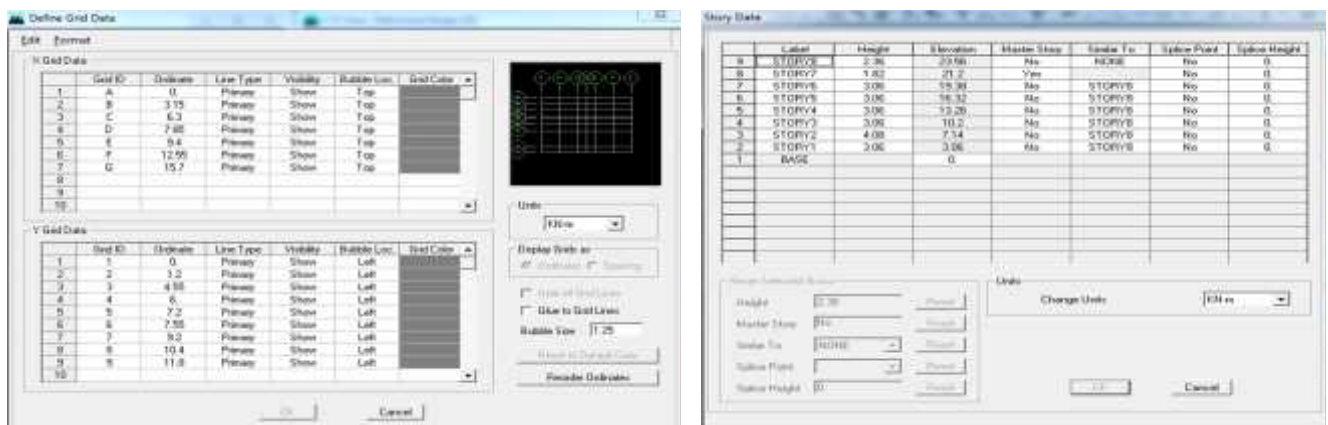
Après avoir prédimensionné les éléments structuraux du bâtiment, on passe à la modélisation numérique par le logiciel ETABS d'une façon à reproduire au mieux le comportement de la structure. Cette modélisation nous permettra de déterminer la meilleure position des voiles pour assurer la stabilité vis-à-vis du séisme.

IV.2. ETAPES DE LA MODELISATION

Après avoir prédimensionné les éléments structuraux du bâtiment dans les deux chapitres précédents, on passe à la modélisation en utilisant le logiciel ETABS et en suivant des étapes bien déterminées.

V.2.a. Introduction de la géométrie de la structure

La première étape de modélisation consiste en l'introduction de la géométrie de la structure d'une façon à reproduire au mieux le comportement de l'ouvrage.



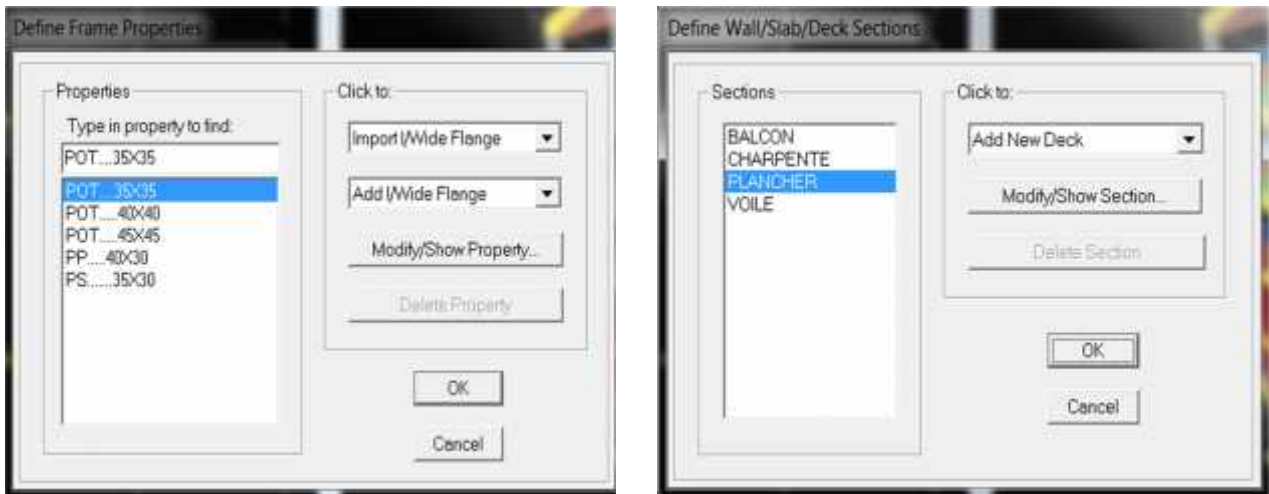
V.2.b. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La structure sera bâtie en utilisant du béton armé dont les propriétés mécaniques sont les suivantes.



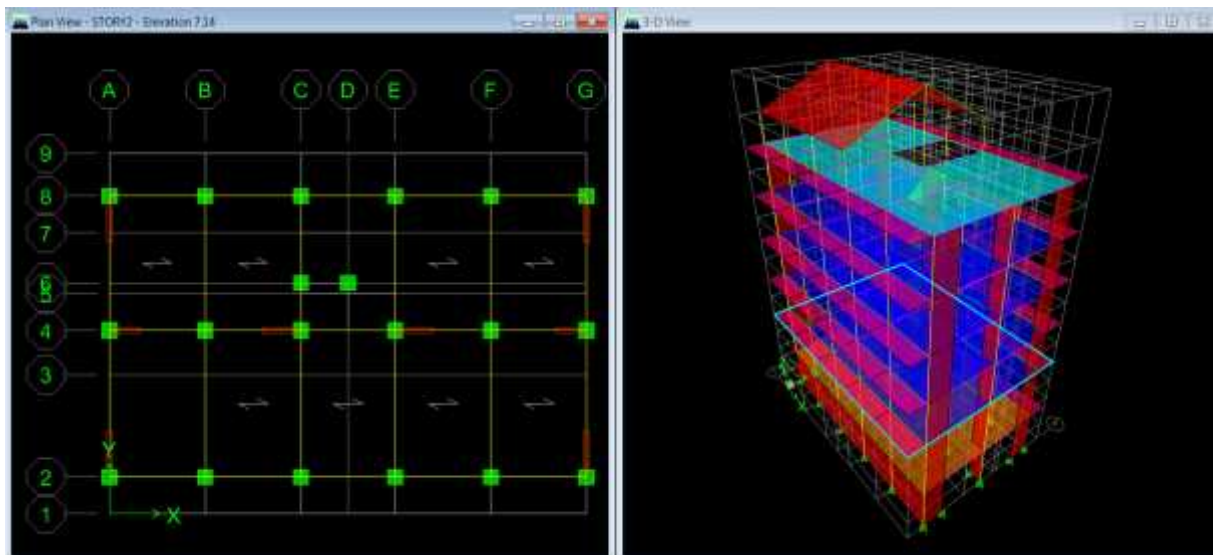
V.2.c. Spécification des propriétés géométriques des éléments structuraux

En s'appuyant sur le prédimensionnement, on a défini les caractéristiques géométriques des différents éléments structuraux du bâtiment.



V.2.d. Affectation des éléments définis au modèle

Après avoir affecté au modèle tous les éléments définis en ce qui concerne poteaux, poutres, dalles et voiles ; on a réussi à obtenir une structure dont les caractéristiques mécaniques et géométriques se rapprochent du présent projet.

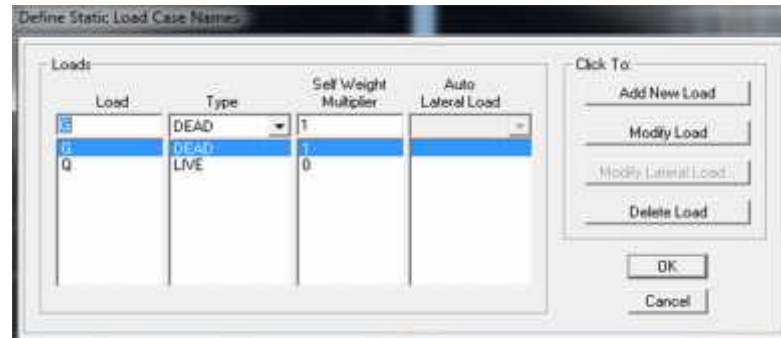


V.2.e. Définition des charges

La structure va devoir supporter deux types de charges qui sont les charges statiques et les charges dynamiques.

❖ Les charges statiques

Les charges statiques consistent le poids propre des différents éléments constituant la structure et les charges relatives à l'exploitation du bâtiment.

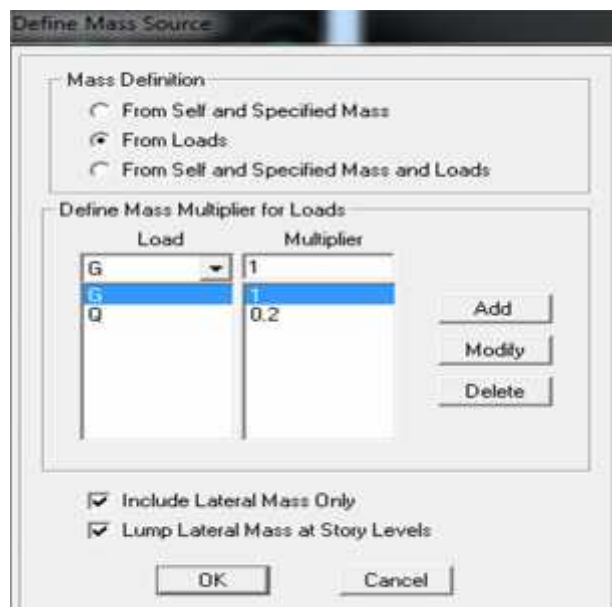


On suppose que la masse des planchers soit concentrée dans leurs centres de masses.

$$W_t = W_{Gt} + \beta W_{Qt}$$

Le coefficient de pondération est en fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation.

Pour notre cas, il s'agit d'un bâtiment d'habitation $\beta = 0.20$



❖ Les charges dynamiques

En cas de séisme, on admet que notre ouvrage pourra subir des déformations en post-élastique. On utilise alors une méthode de calcul linéaire équivalent en utilisant un modèle

élastique de la structure ou la charge sismique est introduite sous forme d'un spectre de réponse.

Nous définissons ce spectre en utilisant une application de calcul RPA99. On commence alors par l'introduction de données qui sont lui nécessaire pour le calcul.

- ✓ La zone de sismicité
- ✓ Le groupe d'usage
- ✓ Le coefficient de comportement
- ✓ Le facteur de qualité
- ✓ Le type du site

Le facteur de qualité Q est déterminé en fonction des critères de qualité satisfaits ou non par notre ouvrage en référent à l'article 4.4 RPA99.

$$Q = 1 + \frac{P_q}{1} \quad P_q = 1 + P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6$$

Critère Q	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en Plan	0	0.05
3. Régularité en Plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.1

1. Conditions minimales sur les files de contreventement

Système de portique : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont les rapports des portés n'excèdent pas 1.5.

Selon le sens X : on a 5 travées et $\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{3.15}{3.10} = 3.15 < 1.5 \dots \dots \dots CV$

Système de voile : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, deux trumeaux ayant un rapport hauteur d'étage sur largeur inférieur à 1.

Selon le sens Y :

Pour Le RDC $\frac{Hauteur}{Largeur} = \frac{4.08}{9.2} = 0.44 < 1 \dots \dots \dots CV$

Pour les étages courants $\frac{Hauteur}{Largeur} = \frac{3.08}{9.2} = 0.34 \dots \dots \dots CV$

2. Redondance en Plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Selon le sens Y : la structure contient des voiles

Selon le sens X : (05) file de portiques $\frac{D_{max}}{D_{min}} = \frac{3.15}{3.10} = 1.01 < 1.5$ CV

3. Régularité en Plan

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celles des masses.

Suivant X :CV

Suivant Y :CV

La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieure ou égale à 4.

$$\frac{\text{Longueur}}{\text{Largeur}} = \frac{15.7}{11.8} = 1.33 < 4$$
CV

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

$$\text{On a des parties saillantes suivant Y : } \frac{e_1+e_2}{y} = \frac{1.4+1.2}{11.8} = 0.22 < 0.25$$
CV

La surface totale des ouvertures du plancher doit rester inférieure à 15% de ce dernier.

4. Régularité en élévation

Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur.

$$\frac{B_l}{B_{l-1}} = \frac{9.4}{15.7} = 0.59 < 0.8$$
CNV

5. Contrôle de la qualité des matériaux

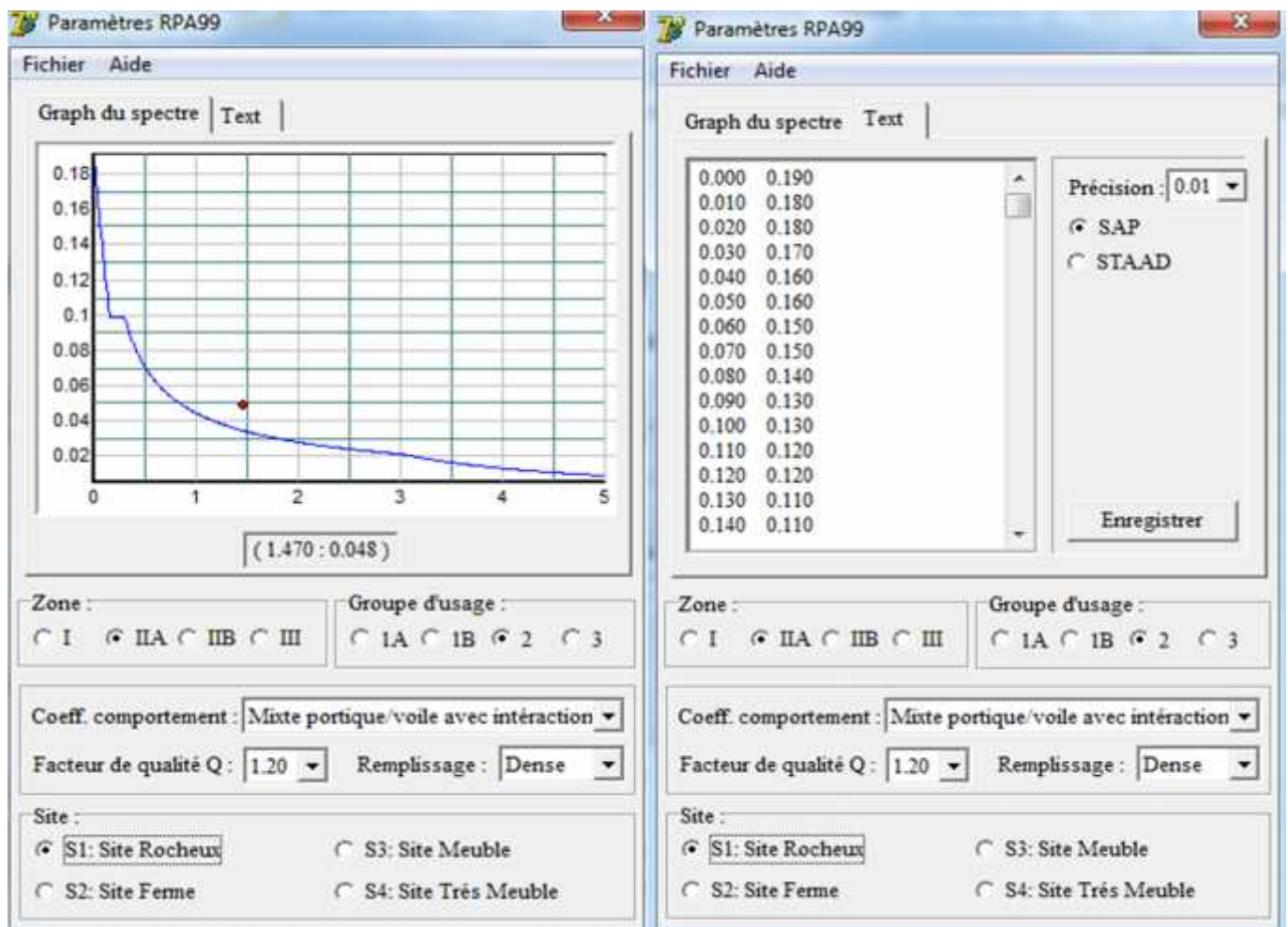
Le contrôle des matériaux sera fait sur chantier.

6. Contrôle de la qualité d'exécution

Nous considérons que le contrôle des matériaux et le suivi d'exécution sera fait par une tierce entreprise, nous nous pouvons donc pas confirmer la vérification de ces deux conditions.

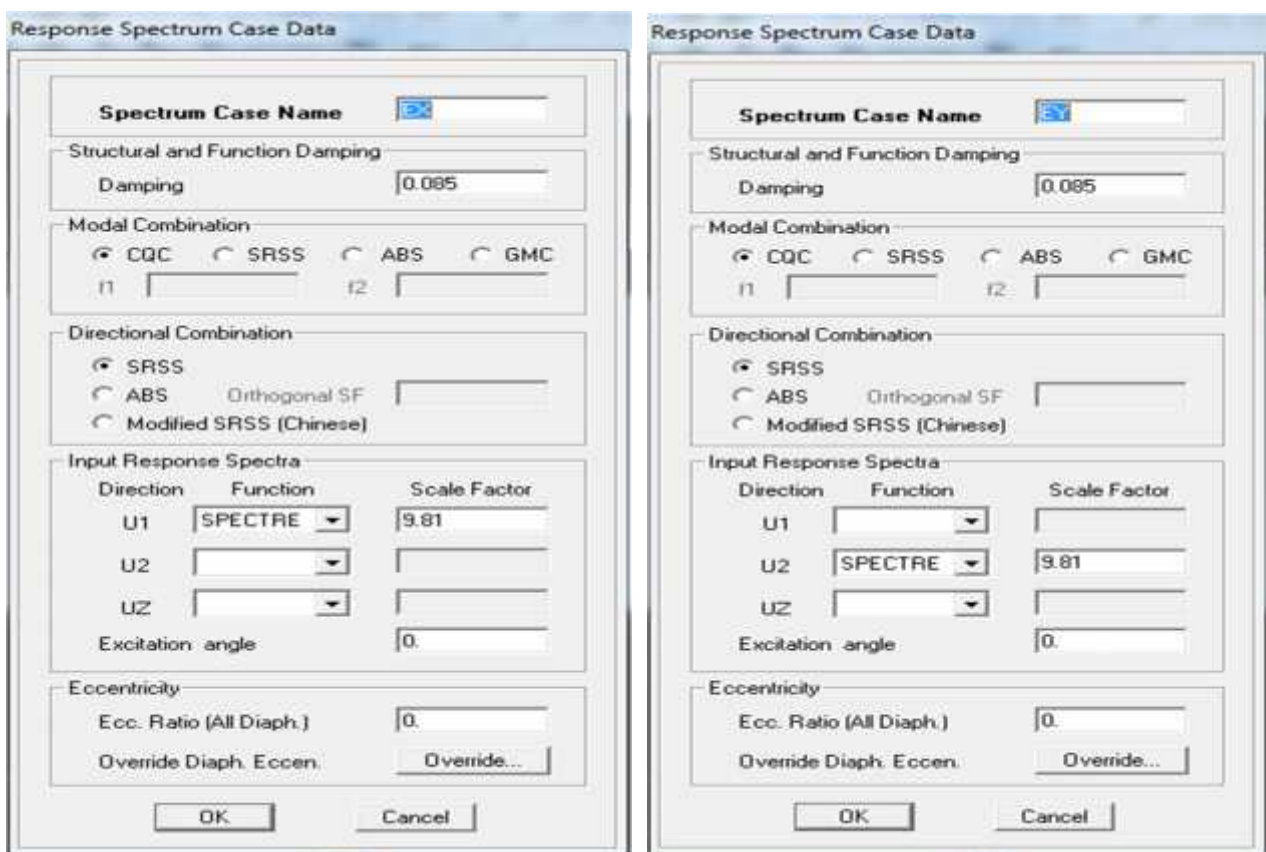
$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_i q_i = 1 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.10 = 1.20$$

Les données qui sont donc introduit dans l'application RPA et spectre de réponse de la structure sont résumées ci-dessous.



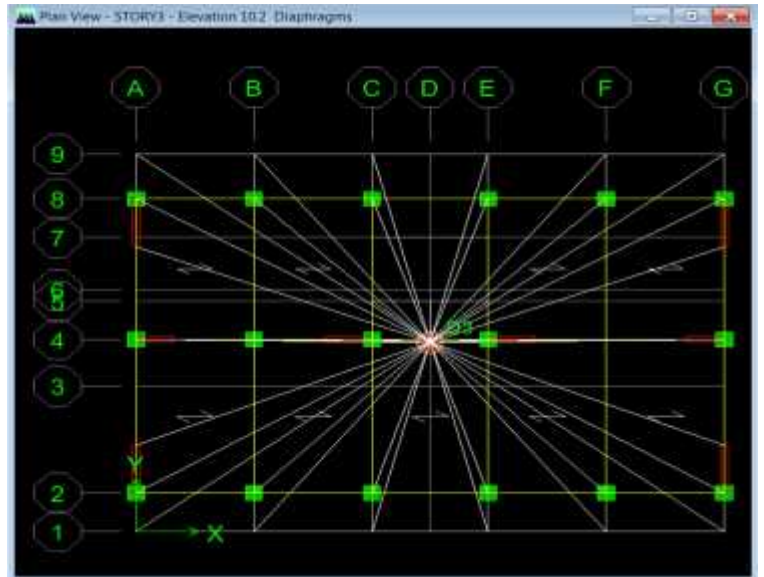
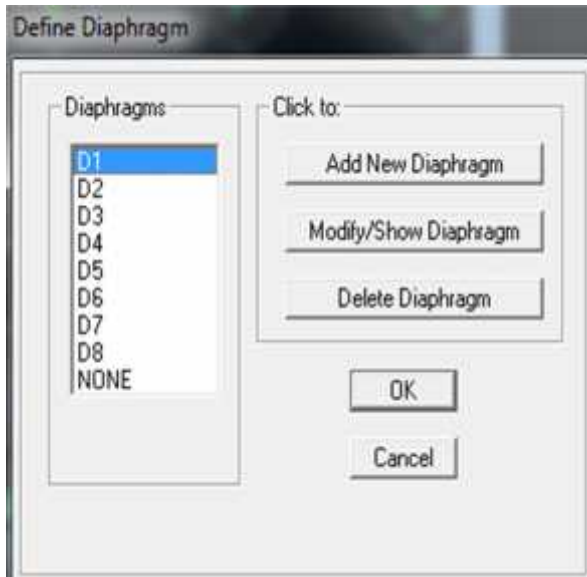
Après avoir défini le spectre de réponse, on introduit les charges dynamique dans les deux sens X et Y

La valeur d'amortissement critique est en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance du remplissage.



V.2.f. Définition des diaphragmes

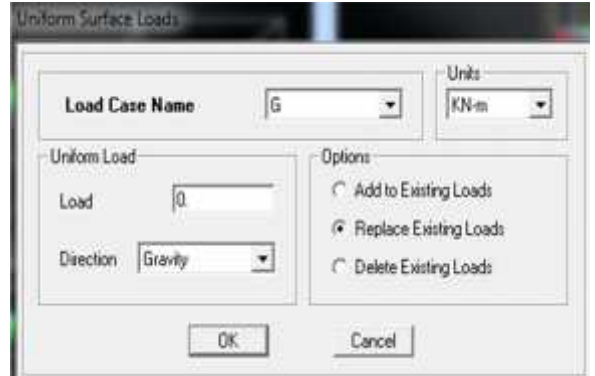
On suppose que les différents planchers constituent des diaphragmes qui sont conçus pour résister aux forces qui agissent dans leurs plans et les transmettent aux éléments de contreventement.



V.2.g. Chargement des éléments

Le chargement est fait sur les plachers en utilisant les valeurs qu'on a calculé dans les deux chapitres précédents.

Designation	Charge permanente G (KN/m ²)	Charge d'exploitation Q(KN/m ²)
Toiture	1.40	1.00
Terrasse accessible	6.92	1.50
Etage courant	5.16	1.50
Red de chaussé	5.72	5.00
Balcons	5.31	2.50
Palier	6.36	2.50
Volé	9.35	2.50



V.2.k. Introduction des combinaisons de charges

On introduit de différentes combinaisons de charge pour déterminer les sollicitations et les déformations de calcul.

- Les combinaisons aux états limites

$$\text{ELU} : 1.35 G + 1.5 Q$$

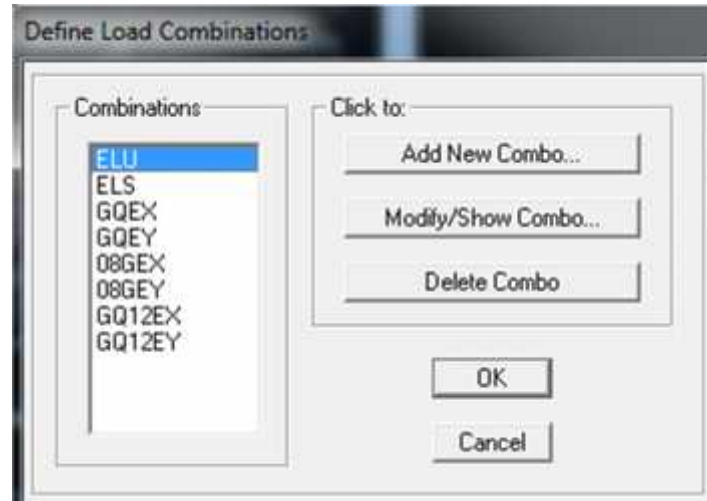
$$\text{ELS} : G + Q$$

- Les combinaisons accidentelles

$$G + Q + E$$

$$0.8G + E$$

$$G + Q + 1.2E$$



V.4. CONCLUSION

La modélisation de la structure en utilisant le logiciel ETABS nous a permis de reproduire au mieux les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure.

Après avoir essayé de différentes dispositions, on est finalement arrivé à une disposition de voile qui nous permettra la stabilité de la structure et la meilleure dissipation d'énergie.

(La conclusion est à compléter après qu'on complète le chapitre)

V.1. INTRODUCTION

Pour assurer une protection acceptable de notre bâtisse vis-à-vis des actions sismiques, on a procédé à la vérification de notre structure selon les règles prescrites dans le règlement parasismique algérien 93 modifiée en 2003

V.2. METHODES DE CALCUL

Pour reproduire au mieux le comportement de la structure, on peut utiliser les deux méthodes de calcul suivantes.

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.

V.2.1. CONDITIONS D'APPLICATION DE LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

a) Condition sur la hauteur

La méthode s'applique directement pour les bâtiments dont la hauteur ne dépasse pas le 65m en zone II_b, ce qui est notre cas.

b) Condition sur la configuration

La méthode s'applique pour les bâtiments réguliers en plan et en élévation, ce qui est une condition non vérifiée dans notre cas vu que la structure ne satisfait pas les conditions de régularité en élévation prescrites par le RPA.2003.

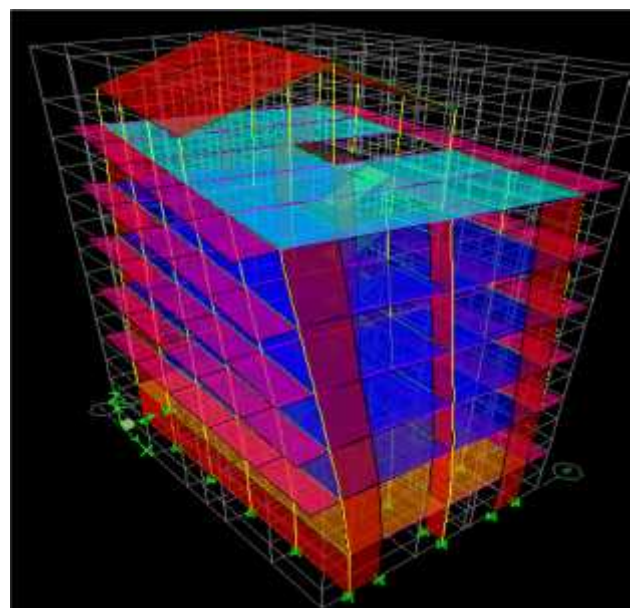
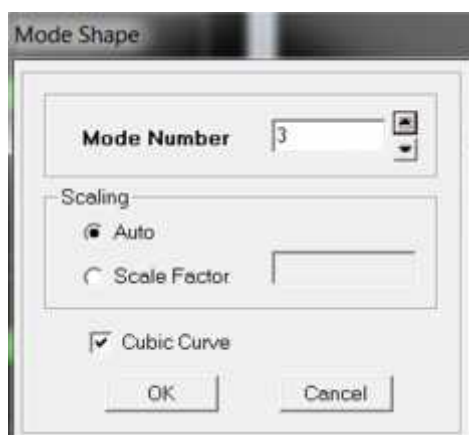
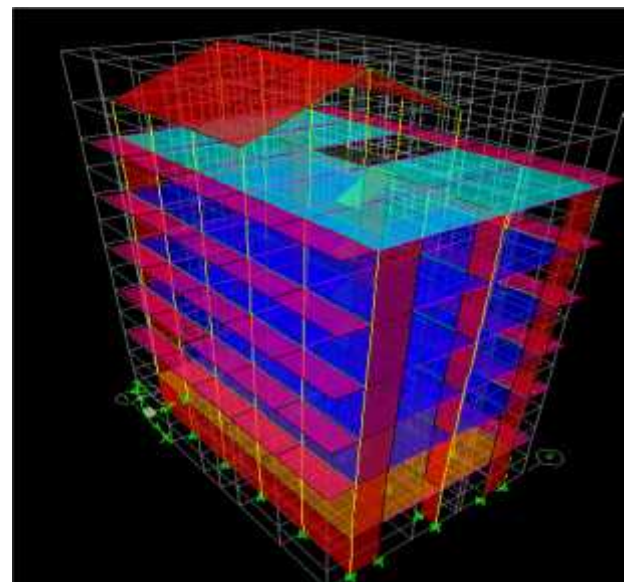
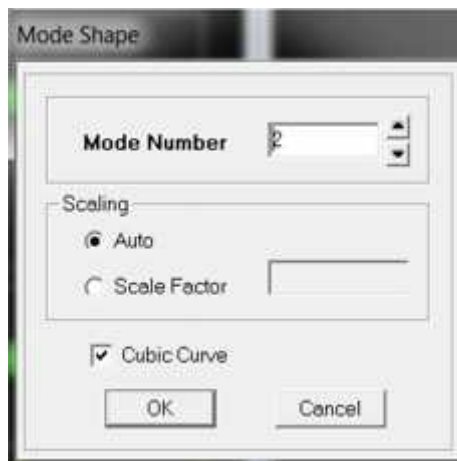
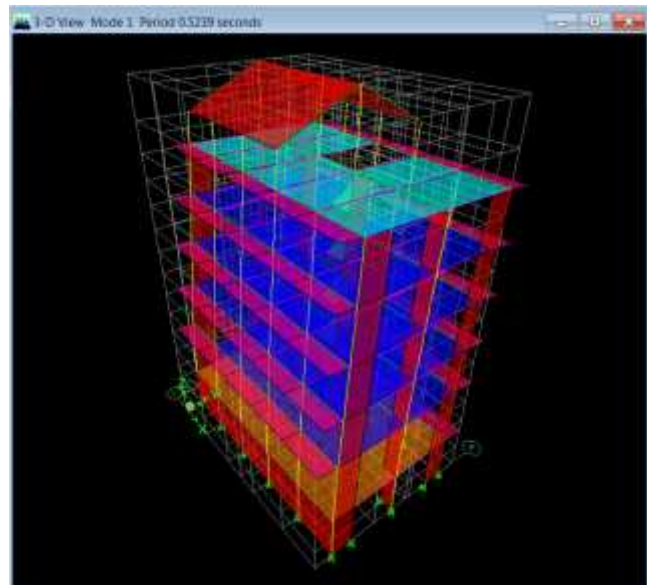
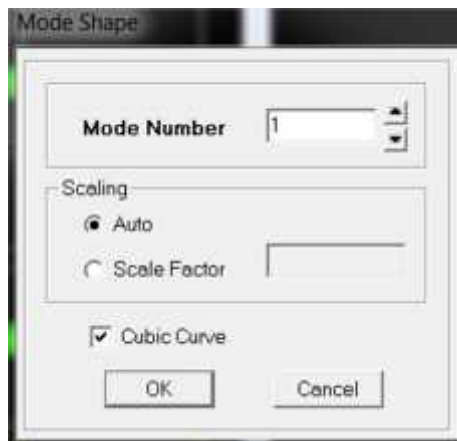
La méthode statique équivalente n'est donc pas applicable, on utilise la méthode modale spectrale. Pour cette dernière, l'action sismique est simulée avec un spectre de réponse tout en supposant un comportement élastique de la structure.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec :

- g : accélération de la pesanteur.
- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : Facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$
- R: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
- T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- Q : facteur de qualité.

Display → Show mode Shape



V.3. VERIFICATION DES CONDITIONS

Pour s'assurer de la résistance et de la stabilité d'ensemble de la structure, le modèle qu'on a constitué sur ETABS doit forcément remplir toutes les exigences de RPA. Ces conditions sont listées ci-dessous.

- ✓ La période
- ✓ L'excentricité
- ✓ Le pourcentage de participation de la masse modale
- ✓ L'effort tranchant à la base
- ✓ Les déplacements
- ✓ L'effet P- Delta
- ✓ L'effort normal

a- Vérification de la période

La période fondamentale peut être calculée par la formule empirique $T = C_T \times H_n^{3/4}$

C_T Est en fonction du système de contreventement et du type du remplissage. Pour notre cas $C_T = 0.05$

$$T = 0.05 \times 23.84^{3/4} = 0.53$$

Les périodes obtenues avec ETABS pour chacun des modes sont résumées dans le tableau suivant.

Modal Participating Mass Ratios									
Modal Participating Mass Ratios									
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	
1	0.523905	0.0230	66.3069	0.0000	0.0230	66.3069	0.0000	96.280	
2	0.458405	67.4867	0.0990	0.0000	67.5098	66.4060	0.0000	0.111	
3	0.408293	0.8697	1.7653	0.0000	68.3795	68.1713	0.0000	1.716	
4	0.132731	1.0088	13.8642	0.0000	69.3883	82.0354	0.0000	0.929	
5	0.127899	10.4501	1.5820	0.0000	79.8383	83.6174	0.0000	0.112	
6	0.101788	0.0705	0.7064	0.0000	79.9089	84.3238	0.0000	0.074	
7	0.087398	0.0399	1.0291	0.0000	79.9488	85.3529	0.0000	0.139	
8	0.079067	1.6255	0.0004	0.0000	81.5743	85.3533	0.0000	0.000	
9	0.073159	0.3152	0.0949	0.0000	81.8895	85.4482	0.0000	0.023	
10	0.070380	0.0465	0.4450	0.0000	81.9380	85.8932	0.0000	0.108	
11	0.063519	0.0864	0.0536	0.0000	82.0243	85.9467	0.0000	0.012	
12	0.057435	0.0493	0.0269	0.0000	82.0736	85.9736	0.0000	0.006	
13	0.049867	0.0577	0.0076	0.0000	82.1313	85.9812	0.0000	0.001	
14	0.039988	1.8540	0.0158	0.0000	83.9852	85.9970	0.0000	0.001	
15	0.037290	0.0012	4.8858	0.0000	83.9864	90.8828	0.0000	0.235	
16	0.031710	0.2548	0.2433	0.0000	84.2412	91.1260	0.0000	0.011	
17	0.031333	0.3500	0.4244	0.0000	84.5911	91.5504	0.0000	0.015	
18	0.027693	0.0000	0.0197	0.0000	84.5912	91.5701	0.0000	0.000	
19	0.027071	0.0001	0.0110	0.0000	84.5912	91.5811	0.0000	0.000	
20	0.026453	0.0000	0.0000	0.0000	84.5912	91.5811	0.0000	0.000	

$$T_{em} \times 1.3 = 0.53 \times 1.3 = 0.68 > 0.52 \dots\dots\dots CV$$

d- Vérification de l'effort tranchant à la base

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 déterminé par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_{baseMS} \geq 80\% V_{base.MAMS}$$

Story	Load	Loc	P	VX
STORY8	EX	Top	0.00	58.34
STORY8	EX	Bottom	0.00	58.34
STORY7	EX	Top	0.00	118.57
STORY7	EX	Bottom	0.00	118.57
STORY6	EX	Top	0.00	360.89
STORY6	EX	Bottom	0.00	366.86
STORY5	EX	Top	0.00	555.67
STORY5	EX	Bottom	0.00	560.45
STORY4	EX	Top	0.00	706.99
STORY4	EX	Bottom	0.00	710.58
STORY3	EX	Top	0.00	817.76
STORY3	EX	Bottom	0.00	820.50
STORY2	EX	Top	0.00	896.75
STORY2	EX	Bottom	0.00	898.59
STORY1	EX	Top	0.00	920.70
STORY1	EX	Bottom	0.00	920.70

VY	T	MX	MY
63.29	303.123	0.000	0.000
63.29	303.494	149.236	10.277
130.20	626.220	149.236	10.277
130.20	626.220	386.710	28.129
356.93	2409.252	386.710	28.129
362.01	2447.362	1452.504	80.929
516.89	3618.113	1452.504	80.928
521.03	3649.775	2984.879	135.871
645.91	4585.958	2984.879	135.870
648.52	4604.091	4878.117	176.966
737.65	5251.913	4878.117	176.965
740.34	5271.889	7025.590	208.516
823.17	5922.865	7025.524	208.515
825.09	5938.186	10169.722	265.542
887.04	6448.454	10169.722	265.542
887.04	6448.451	12655.777	329.746

Suivant X : $V_{base.MS} = 920.70 \text{ KN}$

Suivant Y : $V_{Base.MS} = 887.04 \text{ KN}$

$$V_{base.MAMS} = \frac{ADQ}{R} W_T$$

A est le coefficient d'accélération qui dépend de la zone sismique et du groupe d'usage, pour notre cas $A=0.15$

$$D = 2.5\eta (T_2/T_1)^{2/3}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2+8.5)}} = 0.82$$

$$D = 2.5 \times 0.82 \times (0.3/0.53)^{2/3} = 1.40$$

$$V_{base.MAMS} = \frac{0.15 \times 1.40 \times 1.20}{5} W_T = 0.0504 W_T$$

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	STORY8	G	Top	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
	STORY8	G	Bottom	859.77	0.00	0.00	0.029	4262.199	-4043.080
	STORY7	G	Top	859.77	0.00	0.00	0.029	4262.199	-4043.080
	STORY7	G	Bottom	947.13	0.00	0.00	0.029	4774.777	-4454.881
	STORY6	G	Top	2763.94	0.00	0.00	0.029	15168.090	-18643.601
	STORY6	G	Bottom	3668.86	0.00	0.00	0.026	20864.107	-25747.182
	STORY5	G	Top	5264.47	0.00	0.00	0.026	30159.837	-38272.725
	STORY5	G	Bottom	6169.39	0.00	0.00	0.024	35856.366	-45376.344
	STORY4	G	Top	7765.00	0.00	0.00	0.024	45152.097	-57901.888
	STORY4	G	Bottom	8669.92	0.00	0.00	0.022	50849.058	-65005.556
	STORY3	G	Top	10265.53	0.00	0.00	0.022	60144.789	-77531.104
	STORY3	G	Bottom	11154.96	0.00	0.00	0.026	65749.229	-84440.304
	STORY2	G	Top	12672.55	0.00	0.00	0.025	74764.075	-96842.958
	STORY2	G	Bottom	13990.83	0.00	0.00	0.031	82938.532	-107143.841
	STORY1	G	Top	15470.44	0.00	0.00	0.032	92400.746	-118758.773
	STORY1	G	Bottom	17110.80	0.00	0.00	0.031	98698.273	-131635.584

$$V_{Base.MAMS} = 0.0504 \times 17\,110.80 = 862.38$$

Suivant X :

$$V_{baseMS} = 920.70 \geq 80\% V_{base.MAMS} = 0.80 \times 849.82 = 862.38 \dots \text{CV}$$

Suivant Y :

$$V_{baseMS} = 887.04 \geq 80\% V_{base.MAMS} = 0.80 \times 849.82 = 862.38 \dots \text{CV}$$

e- Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) doit être inférieur à 1% la hauteur de l'étage.

$$\text{Pour le rez de chaussé : } 1\%h = 0.01 \times 4.08 = 0.0408$$

$$\text{Pour le sous sol et les étages courants : } 1\%h = 0.01 \times 3.06 = 0.0306$$

Suivant X :

Etage	Diaphragme	Load	R	$\delta_k - \delta_{k-1}$
Charpente	D8	EX	5	0.000025
Etage 5	D7	EX	5	0.000172
Etage 4	D6	EX	5	0.000412
Etage 3	D5	EX	5	0.000462
Etage 2	D4	EX	5	0.000504
Etage 1	D3	EX	5	0.000503
RDC	D2	EX	5	0.000332
Sous-sol	D1	EX	5	0.000054

Suivant Y :

Etage	Diaphragme	Load	R	$\delta_k - \delta_{k-1}$
Charpente	D8	EY	5	0.00060
Etage 5	D7	EY	5	0.000355
Etage 4	D6	EY	5	0.000467
Etage 3	D5	EY	5	0.000485
Etage 2	D4	EY	5	0.000484
Etage 1	D3	EY	5	0.000442
RDC	D2	EY	5	0.000300
Sous-sol	D1	EY	5	0.000099

En comparant les déplacements des étages à 1% de leurs hauteurs, on conclue que la condition est vérifiée pour chacun des niveaux.

f- Vérification de l'effet P-Delta

$$\theta = \frac{\Delta \times P}{h \times v}$$

Suivant le sens X :

Etage	Poids	δ_x	VX	he	
Charpente	869.83	0.000025	56.52	1.82	0.0002114
Etage 5	957.19	0.000172	111.72	3.06	0.0004816
Etage 4	3613.36	0.000412	318.88	3.06	0.0015257
Etage 3	6055.78	0.000462	476.22	3.06	0.0019199
Etage 2	8498.21	0.000504	603.52	3.06	0.0023192
Etage 1	10925.14	0.000503	693.96	3.06	0.0025879
RDC	13715.14	0.000332	756.28	4.08	0.0014757
Sous-sol	16818.21	0.000054	763.11	3.06	0.0003889

Suivant Y :

Etage	Poids	δ_x	VX	he	
Charpente	869.83	0.0006	65.54	1.82	0.0043753
Etage 5	957.19	0.000355	134.72	3.06	0.000824277
Etage 4	3613.36	0.000467	347.29	3.06	0.001587868
Etage 3	6055.78	0.000485	489.07	3.06	0.001962544
Etage 2	8498.21	0.000484	612.12	3.06	0.002195911
Etage 1	10925.14	0.000442	701.88	3.06	0.002248356
RDC	13715.14	0.0003	773.81	4.08	0.001303248
Sous-sol	16818.21	0.000099	810.02	3.06	0.000671735

Pour chacun des niveaux $\theta_k < 1$, les effets du second d'ordre peuvent donc être négligés selon l'article 5.9 de RPA2003

g- L'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou de limiter les risques de ruptures fragiles sous sollicitations d'ensemble dues aux séismes, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d Est l'effort normal max dans les poteaux sous les combinaisons de charge ($0.8G + E$ ou $G + Q \pm E$)

N_d : L'effort Normal réduit sur les poteaux sous combinaisons sismiques

B_c : La section du poteau

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours

Niveau	Section (m ²)	N_d (KN)	v	La condition $v \leq 0.3$
Sous-sol et rez de chaussé	0.5x0.5	910.66	0.14	Vérifiée
Etage courant	0.45x0.45	604.11	0.12	Vérifiée
Terrasse	0.40x0.40	525.20	0.13	Vérifiée

V.4. Conclusion

Après avoir vérifié notre structure en prenant en compte les différents paramètres du règlement parasismique algérien, on a conclu que :

Notre structure possède une rigidité suffisante qui lui permettra de limiter les déformations.

- ✓ Toutes les conditions prescrites dans le RPA sont vérifiées.
- ✓ La disposition des voiles permettra une bonne dissipation d'énergie.
- ✓ Le système de contreventement assure la rigidité et la stabilité vis-à-vis du séisme.

VI.1. INTRODUCTION

Après avoir modélisé la structure par ETABS et vérifié sa stabilité selon le règlement parasismique algérien RPA-99-mod2003, on passe au ferrailage des éléments structuraux qui sont les poutres, les poteaux et les voiles.

Elément structural	Dimensions
Poutres Principales	40 x 30 cm ²
Poutres Secondaires	30 x 35 cm ²
Voiles	20 cm
Poteaux Sous-sol+RDC	40 x 45 cm ²
Poteaux Etages Courants	40 x 40 cm ²
Poteaux terrasse	35 x 35 cm ²

VI.2. FERRAILLAGE DES POUTRES

Les poutres seront ferrillées en **flexion simple** à l'ELU et vérifiées à l'ELS.

Pour le ferrailage, on utilise les sollicitations maximales qu'on a obtenues par logiciel sur les combinaisons d'action suivante :

$$1.35G + 1.5Q$$

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

VI.2.a. ARMATURES LONGITUDINALES

Selon l'Art 7.4.2.2 de RPA99 :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux de la poutre est : 0.5% b.h
- Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux de la poutre est : 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.
- Pour la zone II_a , la longueur de recouvrement est de : 40ϕ
- L'ancrage des armatures longitudinales doit être effectué avec un angle de 90°.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques)

Poutres	Section (cm ²)	Pourcentage minimal des aciers (cm ²) $A_{min} = 0.5\% Bh$	Pourcentage maximal des aciers (cm ²)	
			Zone de recouvrement $A_{max} = 6\% bh$	Zone Courante $A_{max} = 4\% bh$
Principales	40x30	6	72	48
Secondaires	35x30	5.25	63	42

Pour calculer le ferrailage on utilise la procédure suivante :

A_s : Section d'armature tendue

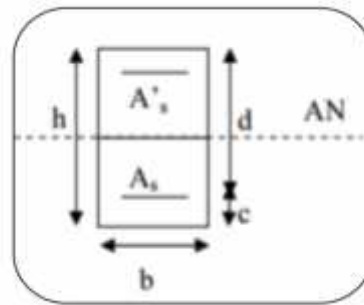
A'_s : Section d'armature comprimée

h : hauteur de la section du béton

b : largeur de la section du béton

d : hauteur utile $d = 0.9h$

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures



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

Organigramme Flexion Simple ELU

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

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

$$\mu_u > \mu_c \quad A_s \neq 0$$

$$\alpha_c = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_c}}{0.8}$$

$$Z_c = d(1 - 0.4\alpha_c)$$

$$\varepsilon'_s = \frac{3.5 \times 10^{-3} d - c}{\alpha_c} - \varepsilon_s$$

$$\sigma'_s = f(\varepsilon'_s)$$

$$M_c = M_u \frac{\mu_c}{\mu_u}$$

$$A'_s = \frac{M_u - M_c}{(d - c)\sigma'_s}$$

$$A_s = \left[\frac{M_u - M_c}{d - c} + \frac{M_c}{Z_c} \right] \frac{1}{\sigma_s}$$

$$A_s \geq 0.23 \left(\frac{f_t}{f_e} \right) b.d$$

$$\mu_u < \mu_c \quad A_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_c}}{0.8}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu_u \leq 0.186$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\mu_u \geq 0.186$$

$$\varepsilon_s = 3.5\text{‰} (1 - \alpha) \alpha$$

$$\sigma_s = f(\varepsilon_s)$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z\sigma_s}$$

$$A_s \geq 0.23 \left(\frac{f_t}{f_e} \right) b.d$$

Exemple de calcul : poutres principales en travée

$$\mu_u = \frac{59.283 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.107$$

$\mu_c < 0.186$ (Section sans armatures de compression SSAC)

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

On a :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15.572}{11.013} = 1.41$$

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

En utilisant le tableau des sections rectangulaire en flexion simple :

$$\alpha = 0.465$$

$$Z = 0.36 \cdot 1 - 0.465 \times 0.4 = 0.29$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{59.283 \times 10^{-3}}{0.29 \times 348} = 5.84 \times 10^{-4}$$

Tab. Ferrailage des poutres principales

Localisation	Combinaison	M_u (KN.m)	μ_u	Obs	α	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{adoptée} (cm^2)$
Travée	1.35G+1.5Q	59.283	0.107	SSAC	0.465	5.84	4 HA14
Appuis	0.8G+Ex 0.8G+Ey	83.161					

Tab. Ferrailage des poutres secondaires

Localisation	Combinaison	M_u (KN.m)	μ_u	Obs	α	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{adoptée} (cm^2)$
Travée	ELU						
Appuis	Accidentelle						

La **zone nodale** est délimitée par

$$h' = \max(h_e/6, l_1, h_1, 60)$$

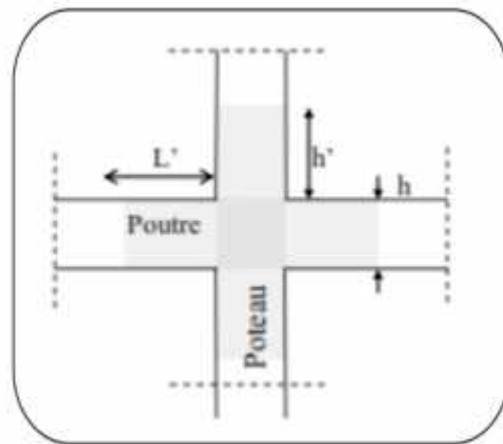
$$L' = 2h$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

h_1 et l_1 : Les dimensions du poteau

h_e : Hauteur entre les nus de la poutre



VI.2.b. ARMATURES TRANSVERSALES

Selon l'article 7.4.2.1. De RPA99. Mod2003 :

- La quantité d'armature transversale minimale est : $A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$
- L'espace maximum entre les armatures transversale est :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{\phi}{4}, 12, 30 \right\} \text{ En zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{\phi}{2} \text{ En zone de recouvrement}$$

- Avec ϕ est le plus petit des diamètres utilisés pour les armatures longitudinales
- Les premières armatures transversales doivent être disposées au 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

	L'espacement maximum		La quantité minimale d'armature transversale $A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$	
Poutres	Zone nodale $S_t \leq \min \left\{ \frac{\phi}{4}, 12, 30 \right\}$	Zone de recouvrement $S_t \leq \frac{\phi}{2}$	Zone nodale	Zone de recouvrement
Principales	$S_t \leq \min \{10, 16, 8, 30\}$ $S_t = 10 \text{ cm}$	$S_t \leq 20$ $S_t = 15 \text{ cm}$	0.9 cm^2 Soit 2HA8	1.35 cm^2 Soit 3HA8
Secondaires	$S_t \leq \min \left\{ \frac{\phi}{4}, 12, 30 \right\}$ $S_t =$	$S_t \leq \frac{\phi}{2}$ $S_t =$		

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Conformément au CBA93 Annexe E

VI.2.c. VERIFICATION A L'ELU

❖ Vérification de la condition de non-fragilité (BAEL91 Art 4.21)

La section des armatures longitudinale doit vérifier la condition suivante :

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

➤ Pour les poutres principales

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2$$

- Pour les poutres secondaires

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 31.5 \times 2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{min}$ La condition de non fragilité est donc vérifiée

❖ **Justification sous sollicitation d'effort Tranchant (BAEL 91 Art A.5.1.1)**

La condition à vérifier pour les poutres est la suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}$$

Pour des fissurations peu nuisible :

$$\bar{\tau} = \min \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} = \min 3.33; 5 \text{ MPA} = 3.33 \text{ MPA}$$

- Pour les poutres principales 40x30cm² $T_u^{max} =$ (je ne sais pas comment extraire)

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{\quad}{300 \times 360} < 3.33 \text{ MPA}$$

- Pour les poutres secondaires 35x30cm² $T_u^{max} =$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{\quad}{300 \times 315} < 3.33 \text{ MPA}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (BAEL91 Art5.1.32)**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9bdf_{c28}}{\gamma_b}$$

- Pour les poutres principales

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9bdf_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 300 \times 360 \times 25}{1.5} =$$

- Pour les poutres secondaires

VI.2.c. VERIFICATION A L'ELS

VI.3. FERRAILLAGE DES POTEaux

VI.3. FERRAILLAGE DES VOILES

Ingénieur génie civil, Tizi-Ouzou
0549198503

Ingénieur Travaux Publics, Boumerdes

0791750884

https://www.ouedkniss.com/consultant-en-environnement-alger-hydra-algerie-offres-d-emploi-d25402025?utm_medium=listing

https://www.ouedkniss.com/commercial-et-web-marketing-tizi-ouzou-tigzirt-algerie-offres-d-emploi-d25404533?utm_medium=listing

INTRODUCTION :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;

Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;

Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- Fondations superficielles : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- Fondations profondes : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VII-2) ETUDE GEOTECHNIQUE DU SOL :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.

- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux

VII-3) CHOIX DU TYPE DE FONDATION

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ; L'économie.

VII-3-1) SEMELLES ISOLEES SOUS POTEAUX :

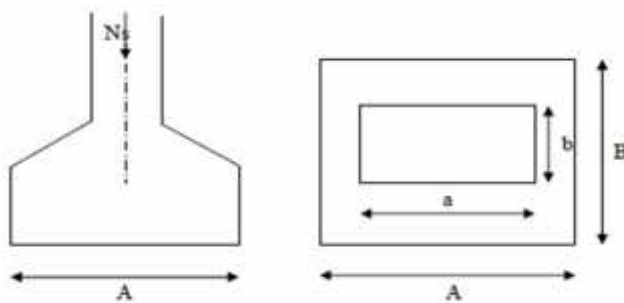
Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s_{max}}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \rightarrow \frac{45}{45} + 1.$$

$$D'où: \quad B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$



Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 826.46 \text{ kN.}$$

$$\sigma_{sol} = 0.20 \text{ MPa.}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{826.46}{200}} = 1.65 \text{ m}$$

Don : $A=B= 1.80 \text{ m.}$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VII-3-2) SEMELLES FILANTES :

1) SEMELLES FILANTES SOUS VOILES :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L} \leq B$$

$$\frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L} \leq B$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 4 poteaux.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII-2 : Surface de semelles filantes sous voiles : zone I

SENS	Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L (m2)
LONGITUDINAL	V1	956.21	0.80	5.97	4.78

Tableau VII-2 : Surface de semelles filantes sous voiles : zone II

SENS	Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L (m2)
LONGITUDINAL	V1	655.37	0.80	4.09	3.27
TRANSVERSAL	V2	489.09	1.00	2.44	2.44

$S_v = S_i = 4.78 + 5.71 = 10.49 \text{ (m2)}$ Avec S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles et poteau

2) SEMELLES FILANTES SOUS POTEAUX :

a) hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) étape du calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.

- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire.

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \quad \text{et} \quad q_{\frac{L}{4}} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q_{\frac{L}{4}}}{\sigma_{sol}}$

c) exemple de calcul :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	$N_s(\text{KN})$	$M_s(\text{KN.m})$	$e_i(\text{m})$	$N_s \cdot e_i(\text{KN.m})$
C32	889.50	6.592	-2.20	195.69
C33	855.28	8.794	2.20	1881.61
TOTALE	1744.78	15.38		2077.30

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{2077.30 + 15.38}{1744.78} = 1.19\text{m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles : zone I :

$$e = 1.19\text{m} \leq \frac{L}{6} = \frac{16.10}{6} = 2.68\text{m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{1744.78}{16.10} \left(1 - \frac{6 \times 1.19}{16.10} \right) = 60.03\text{KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{1744.78}{16.10} \left(1 + \frac{6 \times 1.19}{16.10} \right) = 54.79\text{KN/m}$$

$$q(L/4) = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{1744.78}{16.10} \left(1 + \frac{3 \times 1.19}{16.10} \right) = 132.40\text{KN/m}$$

Tableau VII-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _i (m)	N _s . e _i (KN.m)
C31	638.12	12.249	4.40	2807.72
C32	855.28	8.794	0	00.0000
C33	688.42	2.697	-4.80	3304.41
TOTALE	2181.82	23.74		6112.13

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{6112.13 + 23.74}{2181.82} = 0.23\text{m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles : zone I :

$$e = 0.23\text{m} \leq \frac{L}{6} = \frac{16.10}{6} = 2.68\text{m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{2181.82}{16.10} \left(1 - \frac{6 \times 0.23}{16.10} \right) = 123.90\text{KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{2181.82}{16.10} \left(1 + \frac{6 \times 0.23}{16.10} \right) = 147.13\text{KN/m}$$

$$q(L/4) = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{2181.82}{16.10} \left(1 + \frac{3 \times 0.23}{16.10} \right) = 141.32\text{KN/m}$$

d) Détermination de la largeur de la semelle (zone II) :

$$B \geq \frac{q \frac{L}{4}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{132.40}{200} = 0.66\text{m}$$

On prend B = 1.10 m.

On aura donc, S_p = (1.10x11.30x3)= 37.29m².

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$$S_{\text{TSF}} = 5.71 + 37.20 = 43\text{m}^2$$

Avec: n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_{\text{BAT}} = (11.30 \times 16.10) = 181.93\text{m}^2$$

$$\frac{S_{\text{TSF}}}{S_{\text{bat}}} = \frac{39.61}{181.93} \times 100 = 23.63\%$$

$$23.63\% < 50\%$$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupent ainsi une surface inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour une semelle filantes.

VI.3.DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE :

- **Hauteur de la semelle:**

$$h_s = \frac{B-b}{4} + 5 = \frac{110-45}{4} + 5 = 21.25$$

On prend : $h_s = 25\text{cm}$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

b : coté du poteau

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b \rightarrow 16.25 \leq d \leq 65$$

On prend **d = 35 cm**

VI.4.FERRAILLAGR DE LA SEMELLE DANS LE SENS LONGITUDINAL :

$$A_{st} = \frac{N_u \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec} \quad N_u = 1190.11 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{1190.11 \times (1100-450) \times 10^3}{8 \times 350 \times 348} = 793.89 \text{ mm}^2 = 7.93 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 6HA14 = 9,23 cm² avec un espacement de 15 cm

- **La longueur d'ancrage :**

Pour : FeE400 et $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ $\longrightarrow l_s = 35,5 \text{ cm}$

$$l_s = 35,5 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 27,5 \text{ cm}$$

Donc : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et comportées des encrages courbes

- Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7.93}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA12 = 4,52 cm²

VI.5.DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE DE RIGIDITE :

$$\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$$

$$\frac{3.15}{9} \leq h_p \leq \frac{3.15}{6} \rightarrow 0,35 \leq h_p \leq 0,52$$

On prend : $h_p = 0,5 \text{ m}$

La largeur de poutre : $\frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}h_p$ $20 \leq b_p \leq 40$

On prend : $b_p = 40 \text{ cm}$

VI.6.Ferraillage longitudinal à l'ELU :

Tableau VI. 4 : Les efforts transmissent par les poteaux à la fondation à l'ELU :

Poteaux	N _u	e _i	N _u × e _i	M _i
C20	772.45	-2.20	-1699.39	8.796
C23	1187.10	-2.20	2611.62	22.16
C26	1153.87	-2.20	-2538.51	9.721
C29	1199.35	2.20	2638.57	10.927
C32	1237.07	2.20	2721.55	9.157
C35	665.66	2.20	1464.45	7.724
SOMME	6215.50		5198.292	68.485

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{5198.292 + 68.485}{6215.50} = 0,48 \text{ m}$$

- a. Calcul de la charge uniforme :

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L_T} \times \left(1 + \frac{3e}{L_T} \right) = \frac{6215.50}{16.10} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,48}{16.10} \right) = 420.58 \text{ KN/ml}$$

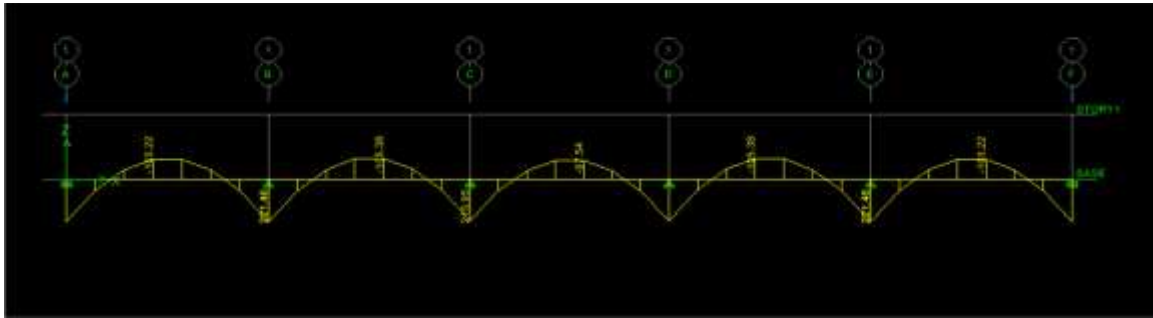


Figure VI. 2 : diagrammes des moments de la poutre de rigidité à l'ELU

Ferrailage aux appuis

Tableau VI 7 : ferrailages de la poutre de rigidité aux appuis

Appuis	M_u	μ	β	A_{st}	A_{min}	observation	$A_{adoptée} (cm^2)$
A	100.98	0,071	0,963	6.02	2,41	$A_{st} > A_{min}$	4HA16+4HA14=14.20
B	221.98	0,156	0,915	13.94	2,41	$A_{st} > A_{min}$	4HA16+4HA14=14.20
C	215.95	0,152	0,917	13.53	2,41	$A_{st} > A_{min}$	4HA16+4HA14=14.20

Tableau VI 8 : ferrailages de la poutre de rigidité en travée.

Travées	M_t	μ	β	A_{st}	A_{min}	observation	$A_{adoptée}$
A-B	103.22	0,072	0,963	6.16	2,41	$A_{st} > A_{min}$	4HA14+4HA12=10.68
B-C	97.54	0,068	0,968	5.80	2,41	$A_{st} > A_{min}$	4HA14+4HA12=10.68
C-D	105.38	0,074	0,962	6.29	2,41	$A_{st} > A_{min}$	4HA14+4HA12=10.68

VI.7.VERIFICATION A L'ELU :

- Condition de non fragilité Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99):

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

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 40 \times 50 \times 2.1}{400} = 2.41$$

Appuis : $A_{adopte} = 14.20 cm^2 > A_{st}^{min} = 2.41 cm^2$ condition vérifiée.

Travées : $A_{adopte} = 10.68 cm^2 > A_{st}^{min} = 2.41 cm^2$ condition vérifiée.

- Influence de l'effort tranchant :
- Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99).

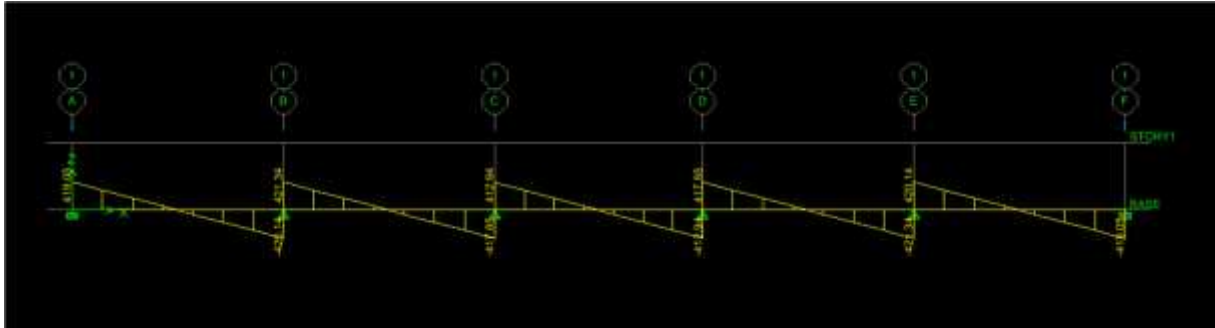


Figure VI. 2 : diagrammes des efforts tranches de la poutre de rigidité à l'ELU.

On se doit de vérifier la relation :

$$\frac{2 \times T_u}{0,9bd} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} T_u \leq T_u' = 0,36 \times \frac{f_{c28} \times b \times d}{\gamma_b}$$

$$T_u = 420.14 \text{ kN} \leq T_u' = 0,36 \times \frac{25 \times 400 \times 500}{1,5} \times 10^{-3} = 1200 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99).

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil d'appui,

Une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

$$\text{D'où : } A_s \geq A_u = \frac{1,15}{f_{te}} \times \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)$$

Si $T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire

$$\left(420.14 - \frac{221.46}{0,9 \times 0,50} \right) < 0 \quad \longrightarrow \quad \text{Donc la vérification n'est pas nécessaire}$$

- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \tau_{uR} \quad \text{Avec } T_u : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$\tau_{uR} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{420.14 \times 10^3}{400 \times 500} = 2,1 < \tau_{uR} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **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 : $\bar{\tau}_{sc} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

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

$\psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 2 + 1,6 = 45,216 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{420,14 \times 10^3}{0,9 \times 500 \times 452,16} = 2,06 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 2,06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée.

- **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$s_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; 12 \right)$$

s_t : Étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal,

$$s_t \leq \min (18 \text{ mm} ; 12 \text{ mm} ; 40 \text{ mm})$$

On optera pour **8**

- **Condition d'espacement des barres: (Art A.5.1, 22 BAEL91/ modifiées99) :**

$$s_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \longrightarrow s_t \leq \min (50 ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

- **Exigences du RPA 99 (Art.7.5.2) :**

➤ **Armatures longitudinales (Art. 7.5.2.1) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section

$$A_l = 4HA16 + 4HA14 + 4HA12 = 24,88 \text{ cm}^2$$

$$0,5\% \text{ de la section} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 40 \times 50 = 10 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_l = 24.88 \text{ cm}^2 > 0.5\% \text{ de la section} = 12 \text{ cm}^2$. \longrightarrow Condition est vérifiée.

➤ **Armatures transversales (Art. 7.5.2.2) :**

✓ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b$$

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi) = \min (15; 14, 4) = 14,4 \text{ cm}. \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}.$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2$$

Donc on optera pour Trois cadres soit : $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003**

$$l' = 2 \times h$$

$$l' = 2 \times 50 = 1,00 \text{ m}.$$

VI.8.Calcul à l'ELS :

Tableau VI. 7: efforts transmis par les poteaux à la fondation à l'ELS

Poteaux	N_s	e_i	$N_s \times e_i$	M
C20	388.66	-2.20	-855.05	11.86
C23	511.10	-2.20	-1124.42	4.419
C26	572.07	-2.20	-1258.55	1.527
C29	662.52	2.20	1464.144	-0.555
C32	726.92	2.20	1599.22	-3.503
C35	832.12	2.20	1830.66	-12.249
somme	3693.39		1838.00	1.504

a. Calcul de la charge uniforme :

$$e = \frac{N_l \cdot e_l + M_l}{N_l} = \frac{1838.00 + 1,504}{3693.39} = 0,49 \text{ m}$$

$$q_s = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{3693.39}{12} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.49}{12}\right) = 345.48 \text{ KN/ml}$$

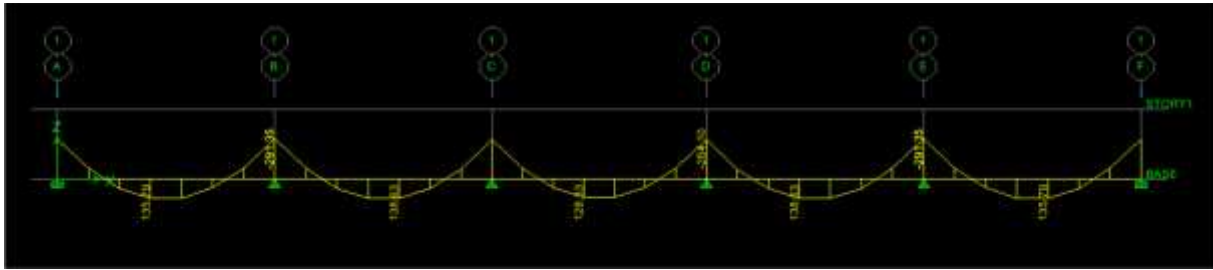


Figure VI. 2 : diagrammes des moments de la poutre de rigidité à l'ELS.

b. Vérification des contraintes :

$$\rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b d} \sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{Ap} \times 1 \times d}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} < \frac{f_{ct}}{K_1} = 0,6 \times f_{C28} = 15 \text{ Mpa} \quad K = \frac{1}{K_1}$$

- Aux appuis :

Tableau VI. 8: vérification de contrainte aux appuis.

Appuis	M_s (KN.m)	A_{ad} (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\frac{f_{ct}}{K_1}$ (Mpa)	OBS
A	291.35	14.20	0,710	0,877	25.65	330.88	8.92	15	CV
B	284.10	14.20	0,710	0,877	25.65	330.88	8.92	15	CV
C	291.35	14.20	0.710	0,877	25.65	330.88	8.92	15	CV

- En travée

Tableau VI. 9: vérification de contrainte en travée.

Travées	M_s (KN.m)	A_{ad} (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\frac{f_{ct}}{K_1}$ (Mpa)	OBS
A-B	135.79	10.68	0,534	0,890	30.67	155.14	4.75	15	CV
B-C	138.63	10.68	0,534	0,890	30.67	155.14	4.75	15	CV
C-D	128.33	10.68	0,534	0,890	30.67	155.14	4.75	15	CV

VI.9.Ferraillage de la longrine :

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau de longrines tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points dans le sens horizontal. Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99(Art 10.1.1)**

Site de catégorie S_2 et S_4 : (25cm×30cm)

Site de catégorie S_4 : (30cm×30cm)

On adoptera pour notre cas une section de (25cm×30cm)

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale

à : $F = \frac{N}{\alpha} \quad 20 \text{ KN}$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

α :Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site considéré.

a. **Les armatures longitudinales :** $N_s = 832.12 \text{ KN}$
 $= 12 \quad (\text{IIa ; site 3})$

$$F = \frac{N}{12} = \frac{832.12}{12} = 69.34 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{69.34 \times 10^3}{348} = 199.26 \text{ mm}^2 = 1.99 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA14 = 4,62 cm²

Le ferraillage minimum exigé par l'RPA est de 0,6% de la section total.

$$A_{\min} = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,5 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

b. **Les armatures transversales :**

$$t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \min\right)$$

$t \geq \min 8,5 ; 25 ; 14 = 8,5 \text{ mm}$ On prend $t = 8 \text{ mm}$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b$$

- **Zone nodale**

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi) = \min (7, 5; 16, 8) = 7,5 \text{ cm.} \longrightarrow S_t = 7 \text{ cm.}$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,13 \text{ cm}^2$$

Donc on optera pour Trois cadres soit : $A_t = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2$

- c. **L'espacement :**

$$S_t \geq \min 20 \text{ cm} ; 15 = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Aux appuis : } S_t = 7 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

Conclusion générale

Ce mémoire avait pour ambition le dimensionnement et le calcul des armatures des éléments structuraux et non structuraux d'un bâtiment R+4 + Etage en Attique +2 Inter-sol qui vont être bâtis sur terrain incliné dans une zone de sismicité moyenne.

Pour atteindre l'objectif de cette étude, on s'est basé principalement sur trois règlements : Le DTR B.C.2.2 pour la définition des charges, le BAEL91.mod 99 pour le ferrailage et le dimensionnement des éléments et le RPA99.mod2003 pour l'étude de la stabilité et la vérification des différentes sections vis-à-vis du séisme.

La modélisation de la structure via ETABS nous a donné la possibilité de faire une étude sismique de la structure utilisant la méthode spectrale modale. Cet outil informatique nous a permis également d'obtenir les sollicitations dans les différents éléments structuraux.

Pour les poutres, nous les avons calculés à la flexion simple à l'ELU et vérifiés à l'ELS. En ce qui concerne les poteaux, vu les petites sections qu'on a obtenu avec le calcul, on a pris les sections minimales exigées par le RPA. Finalement pour les voiles, nous les avons ferrailés à la flexion composée en se basant sur la méthode des contraintes de la RDM. Les résultats de nos calculs sont détaillés sur les plans de ferrailage.

Nous avons finalisé ce mémoire par l'étude de l'infrastructure, vu l'importance des dimensions des semelles sans pour autant atteindre les 50% de la surface totale du bâtiment, nous avons optés pour des semelles filantes sous poteaux et sous voiles.

Pour conclure, nous avons pu par l'intermédiaire de ce projet nous initier à un domaine riche et vaste qui est la conception et l'étude des structures dont il est aisément constatable qu'il est en continuel développement passant par la construction des immeubles à très grandes hauteurs comme les gratte-ciels à l'utilisation de matériaux de plus en plus innovants, économiques et moins nocifs sur l'environnement.

En effet, à travers ce projet fin d'étude, nous n'avons fait qu'une petite initiation à l'étude des bâtiments en appliquant ce qu'on a appris en cours durant notre cinq ans de formations à l'université et en combinant entre calcul manuel et numérique via les logiciels de calcul et de modélisation.

En dernier lieu, nous tenons à signaler que notre étude est basée sur des données géotechniques généralisée sur la région qui doivent être sujet d'actualisation avec les résultats des essais de laboratoire et in situ sur le sol support du bâtiment.

BIBLIOGRAPHIE :

Règlements :

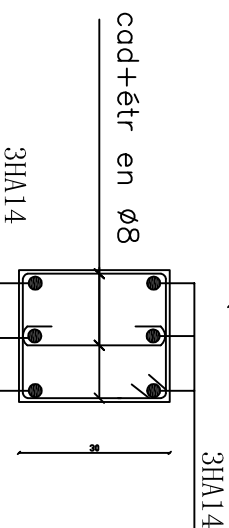
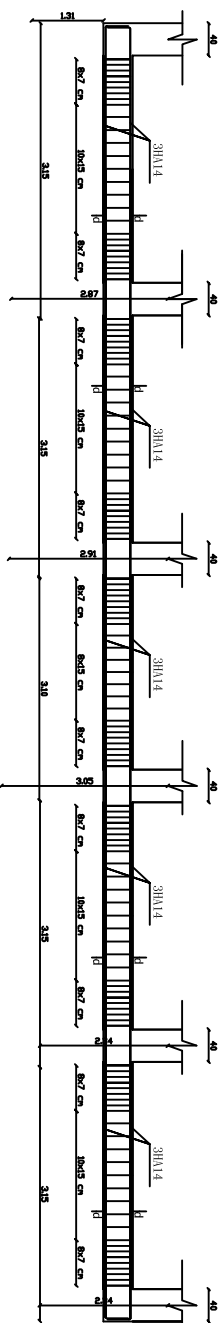
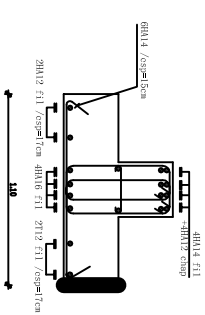
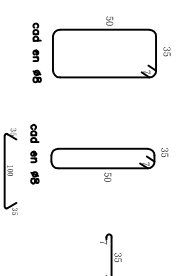
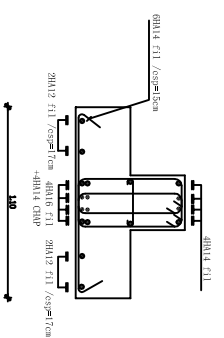
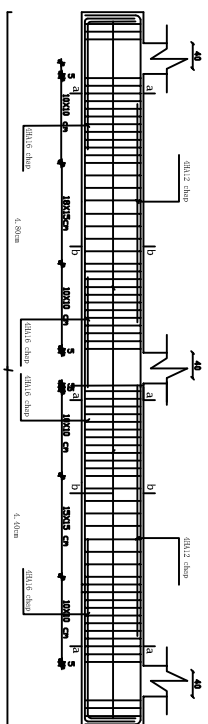
- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.
- Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL 91.
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

Logiciels :

- Logiciel ETABS 9.7
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- EXCEL 2010
- WORD 2010
- AUTOCAD 2014

Ouvrages :

- Formulaire du béton armé de **Victor DAVIDOVICI**.
- Les abaques de **PIGEAUD**.
- Cours et TD des années spécialité (RDM, BETON, DDS...)
- Béton armé **jean pierre mougien**
- Formulaire de RDM **youde xiong**



Coupe d-d

République Algérienne démocratique ET POPULAIRE
 Université MOULUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté génie DE LA CONSTRUCTION
 Département génie CIVIL

Réalisé par :

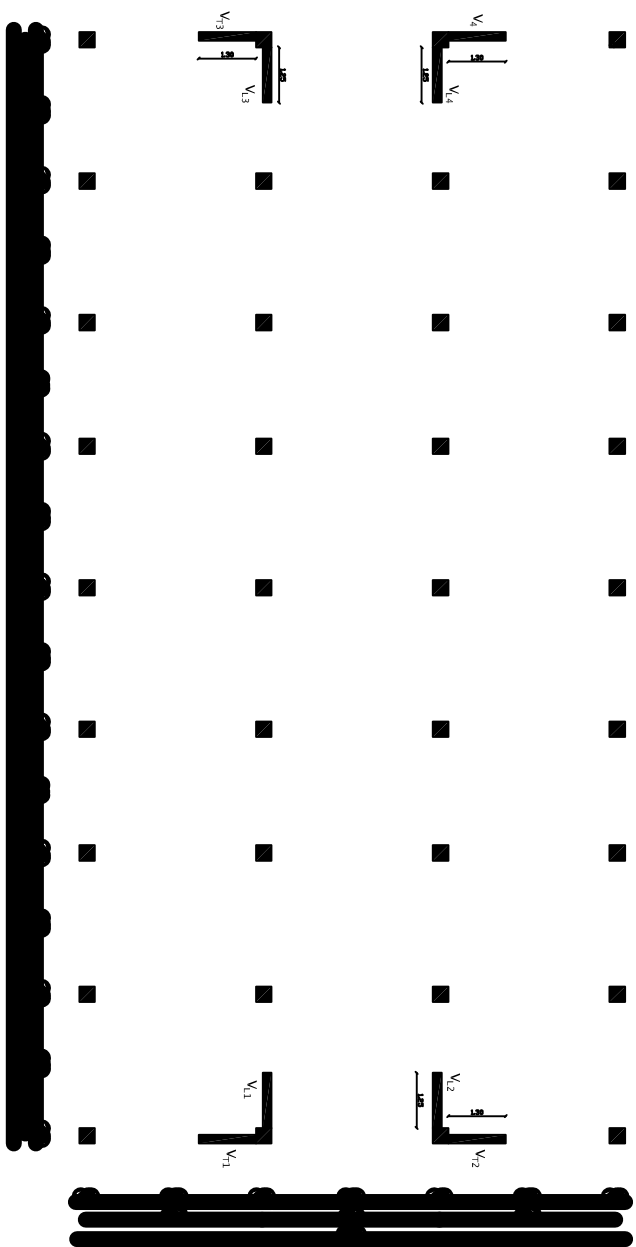
Melle: Afettouche Leila
 Melle: Afettouche Nora

Dirigé par :
 M^{em}: AKAMOSSI

PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES
 DE RIGIDITE ET LONGRINE

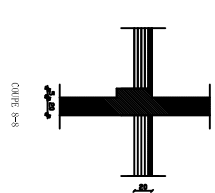
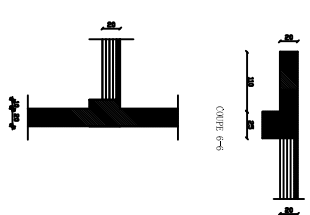
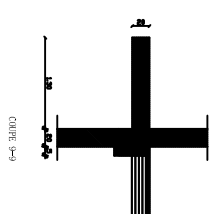
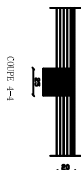
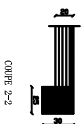
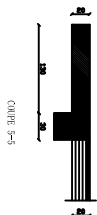
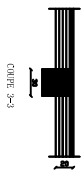
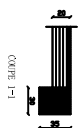
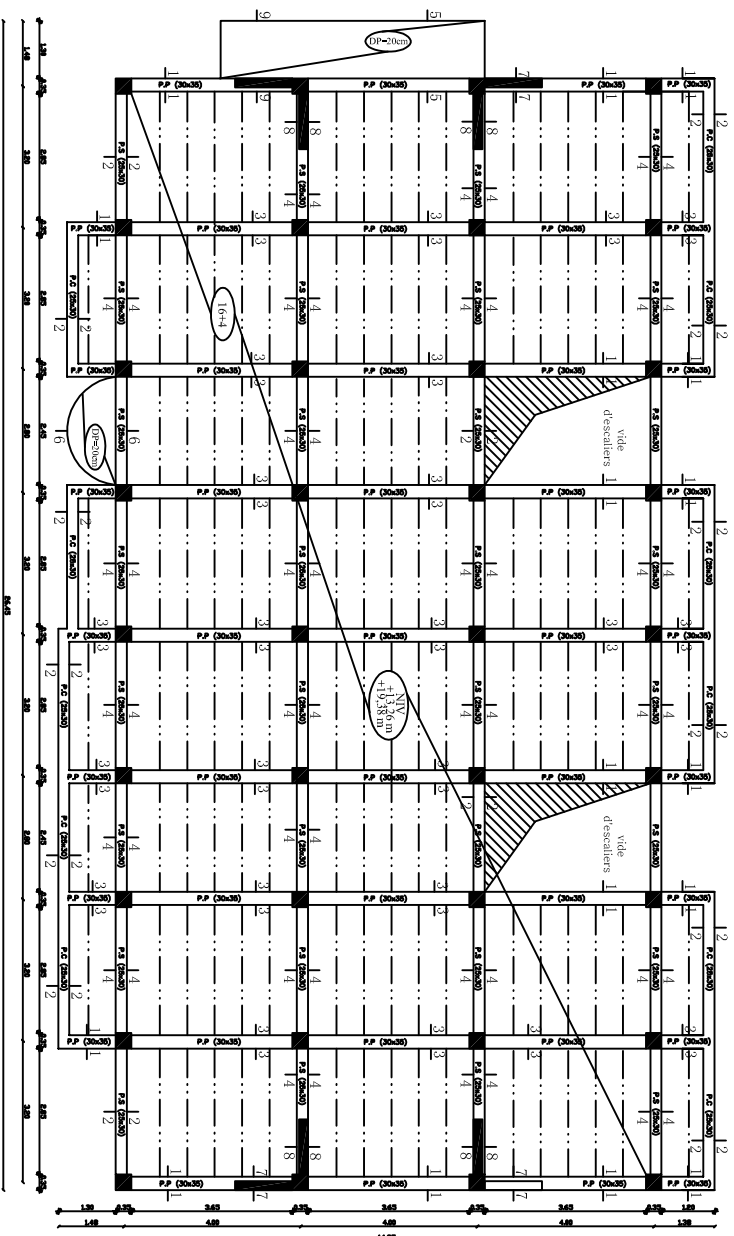
PROMOTION 2019/2020

Echelle : /



République Algérienne démocratique ET POPULAIRE
Université MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté génie DE LA CONSTRUCTION
Département génie CIVIL

Réalisé par :	DISPOSITION DES VOILES
M ^r : FEDOUL GHILES	
M ^r : HACIAN FATEH	
Dirigé par :	
M ^r : DAHMOUS	
PROMOTION 2018/2019	Echelle : /



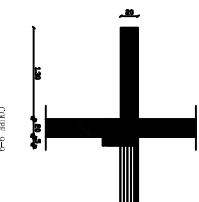
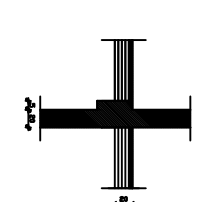
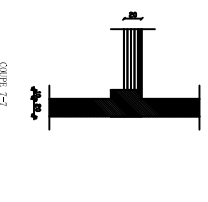
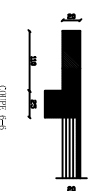
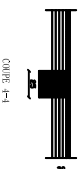
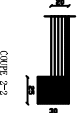
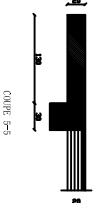
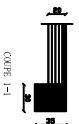
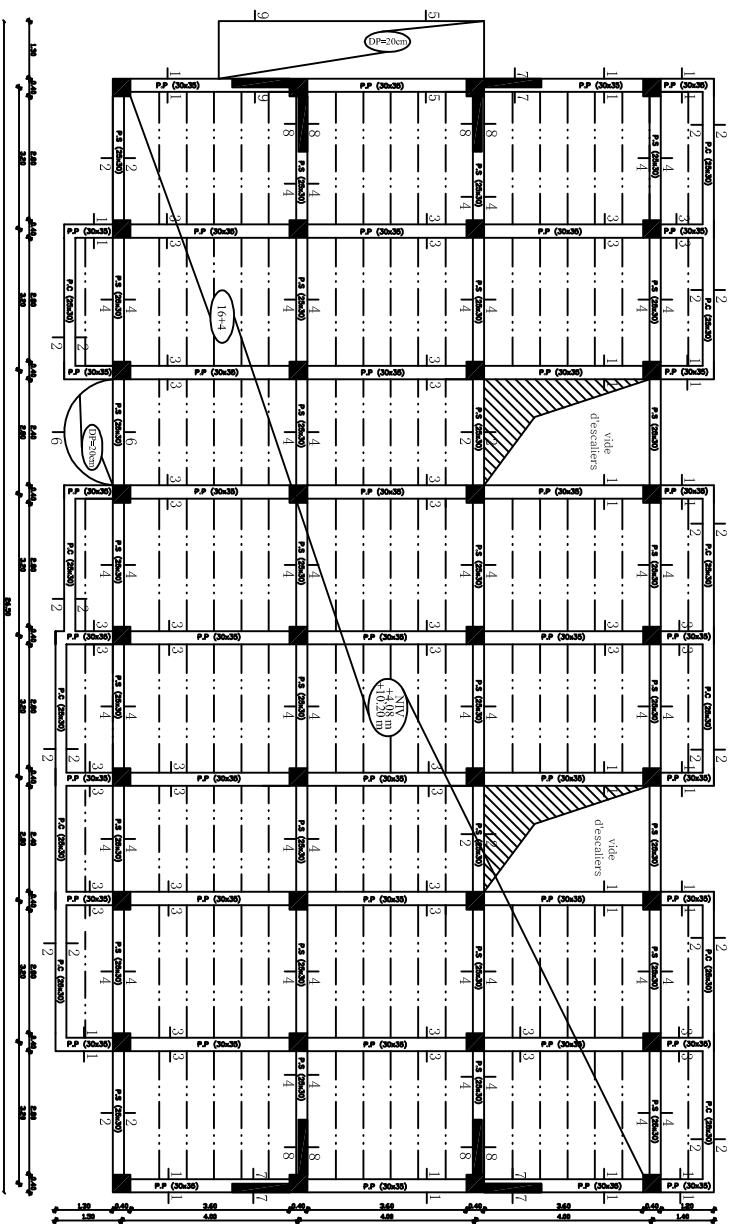
République Algérienne démocratique ET POPULAIRE
 Université MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté génie DE LA CONSTRUCTION
 Département génie CIVIL

Réalisé par :
 M^r: FEDOUL GHILES
 M^r: HACIAN FATEH
 Dirigé par :
 M^r: DAHMOUS

PLAN DE COFFRAGE DE:
 2 , 3 et 4^{ème} ETAGE

PROMOTION 2018/2019

Echelle : /



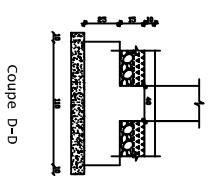
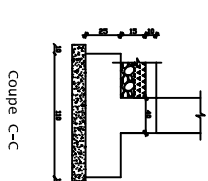
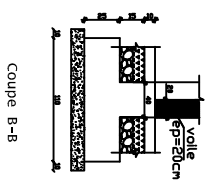
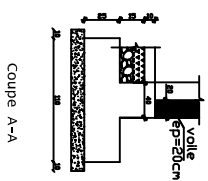
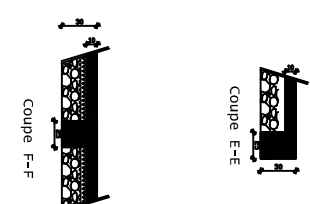
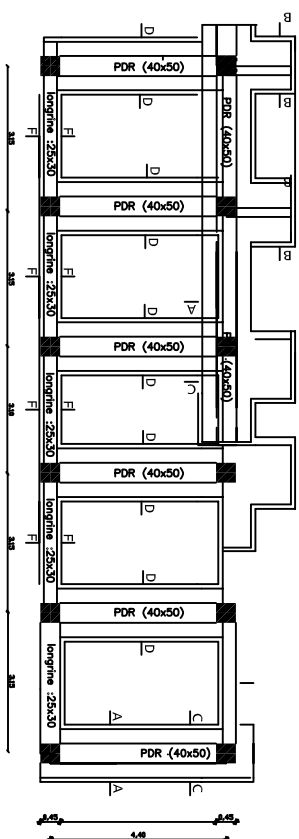
République Algérienne démocratique ET POPULAIRE
 Université MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté génie DE LA CONSTRUCTION
 Département génie CIVIL

Réalisé par :
 M^r: FEDOUL GHILES
 M^r: HACIAN FATEH
 Dirigé par :
 M^r: DAHMOUS

PLAN DE COFFRAGE DE:
 RDC, 1^{er}, 2^{ème} ETAGE

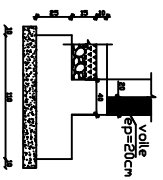
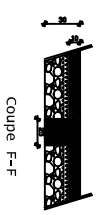
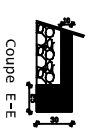
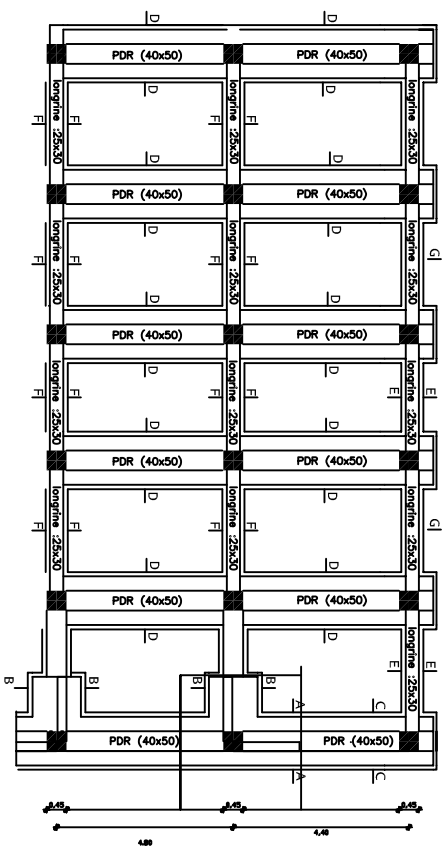
PROMOTION 2018/2019

Echelle : /

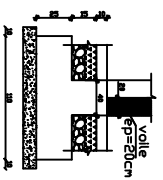


République Algérienne démocratique ET POPULAIRE
 Université MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté génie DE LA CONSTRUCTION
 Département génie CIVIL

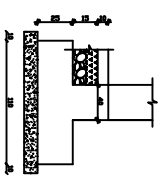
Réalisé par :
 elle, afettouche leila
 afettouche Nora
 Dirigé par :
 : AKMOUSSI
 PROMOTION 2019/2020
 plan de coffrage
 des fondation(zone II)



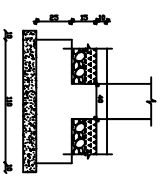
Coupe A-A



Coupe B-B



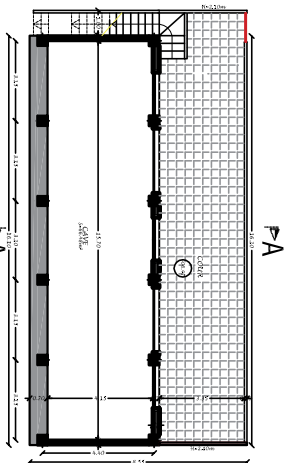
Coupe C-C



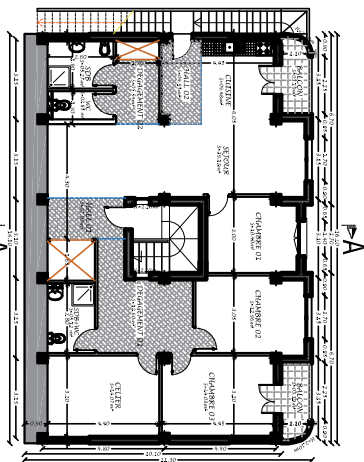
Coupe D-D

République Algérienne démocratique ET POPULAIRE
Université MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU
Faculté génie DE LA CONSTRUCTION
Département génie CIVIL

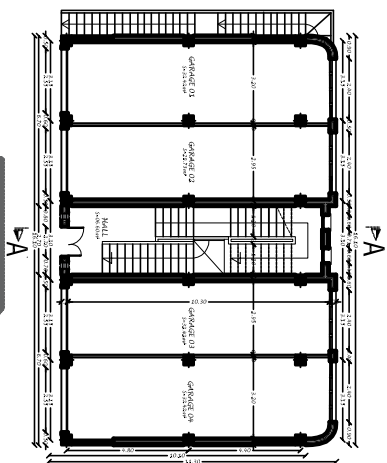
Réalisé par :
M^{lle}.afettouche leila
M^{lle}.afettouche Nora
Dirigé par :
M^{em}.AKMOUSSI
plan de coffrage
des fondation (zone II)
PROMOTION 2019/2020



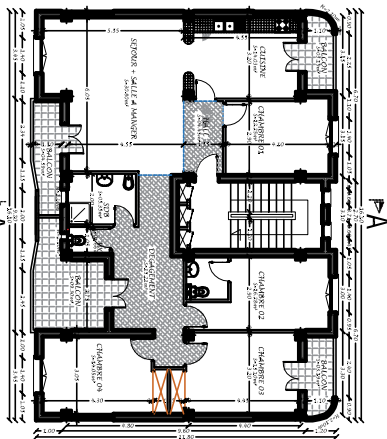
PLAN : CAVE



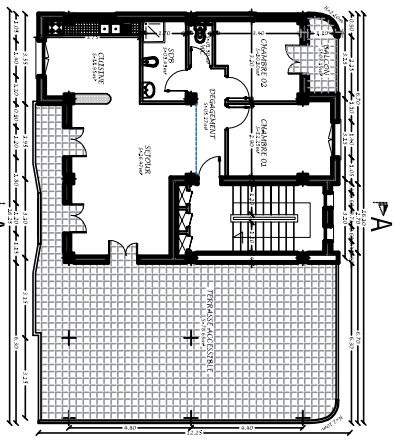
PLAN : SOUS SOL



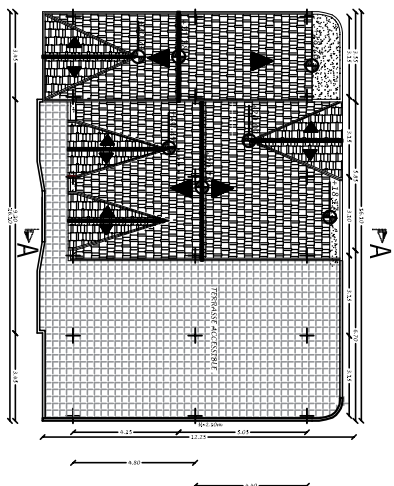
PLAN : RDC



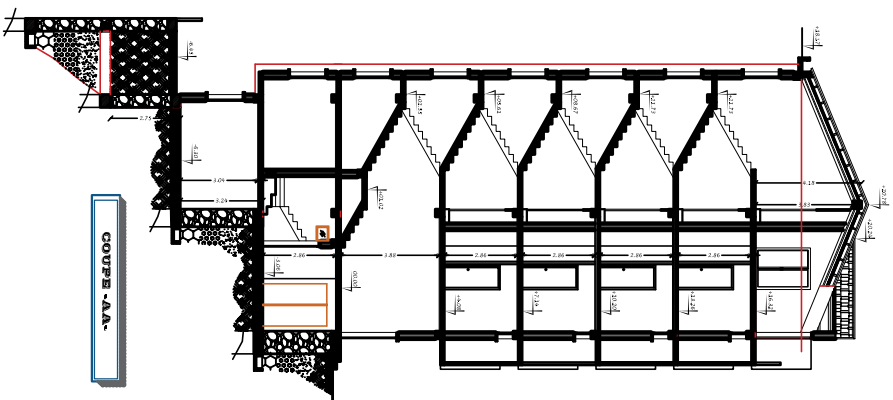
PLAN : ETAGE 01, 02, 03 et 04



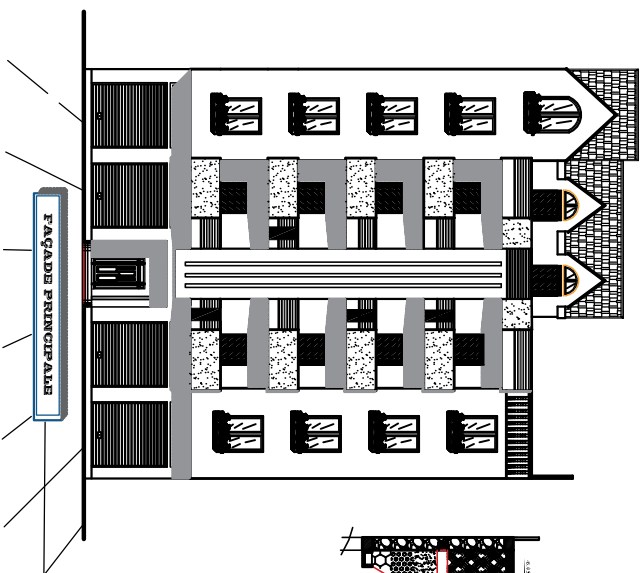
PLAN DU COMPLEXE



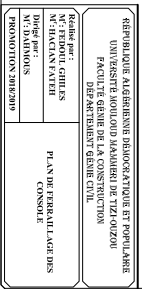
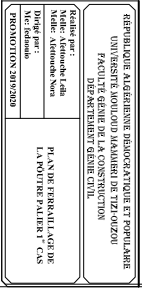
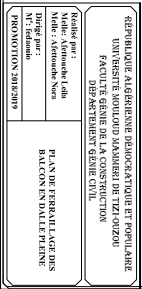
PLAN DE TOITURE

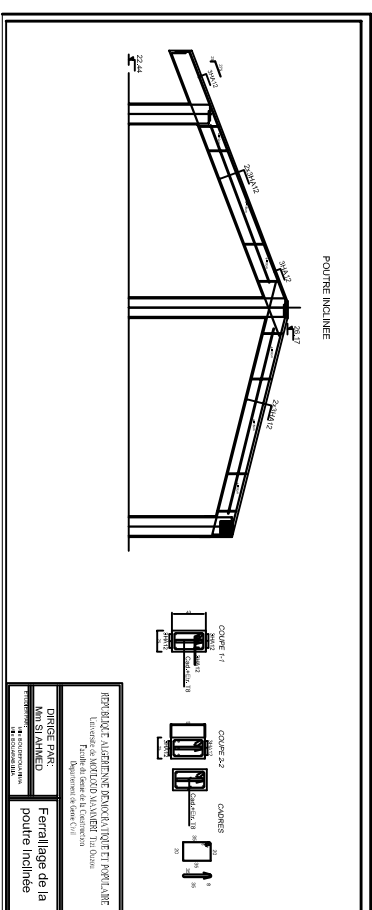


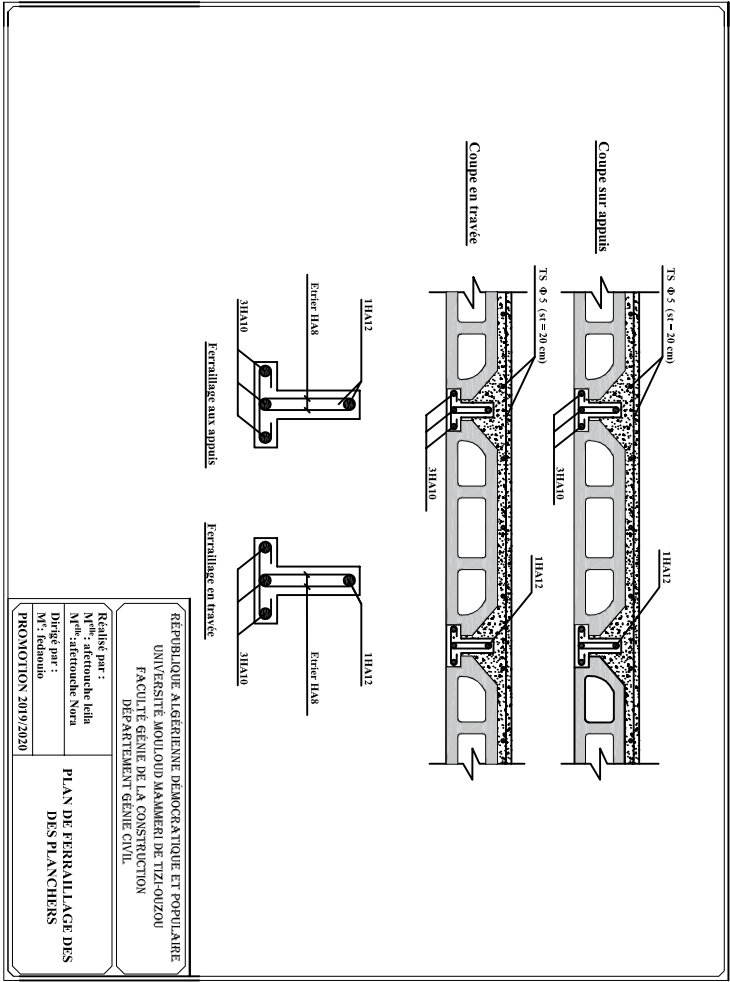
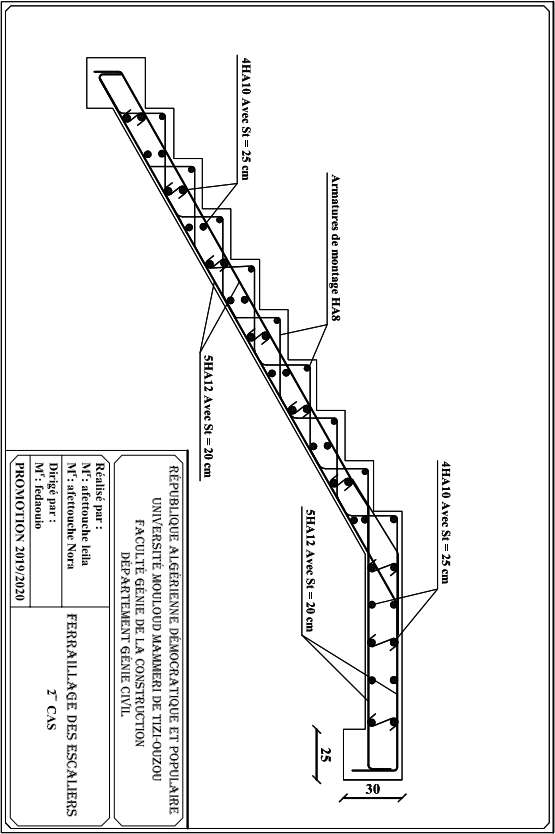
COUPE - AA-

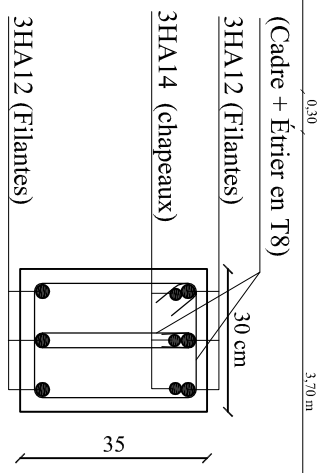
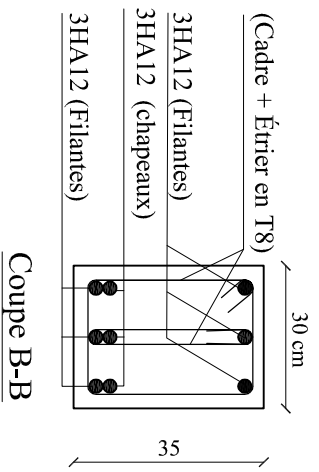
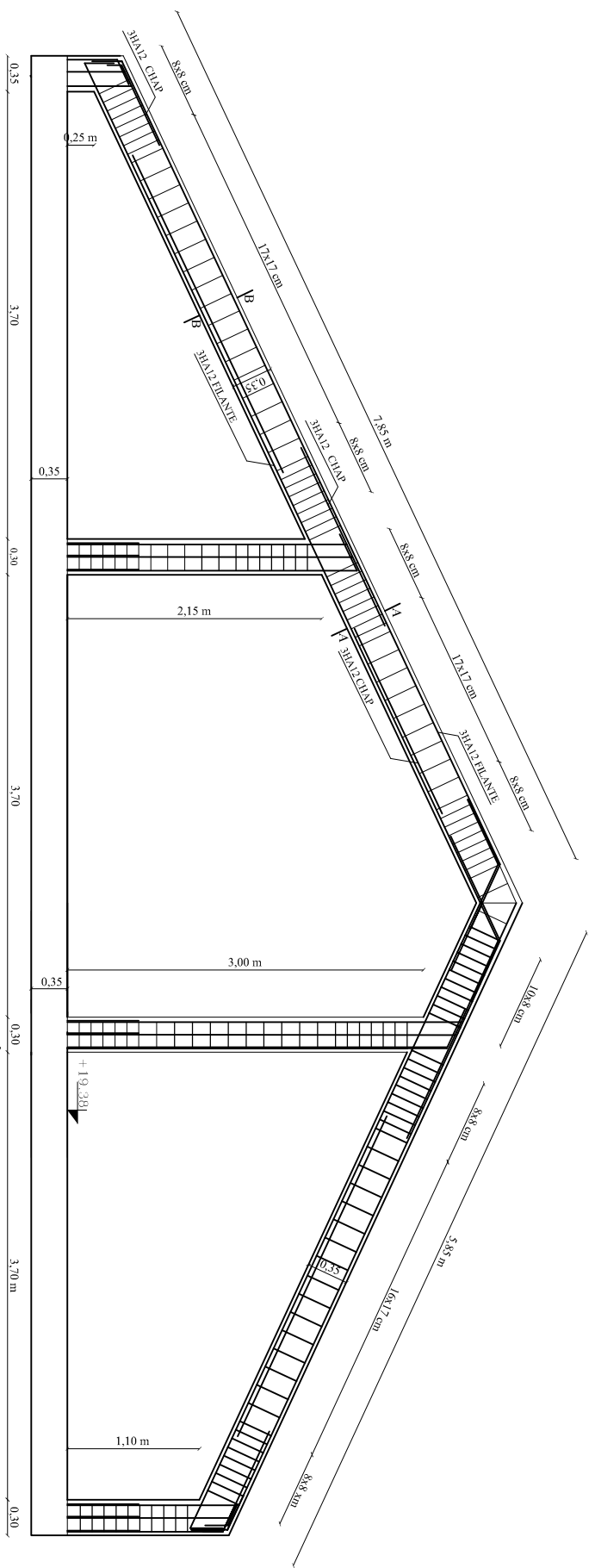


FAÇADE PRINCIPALE

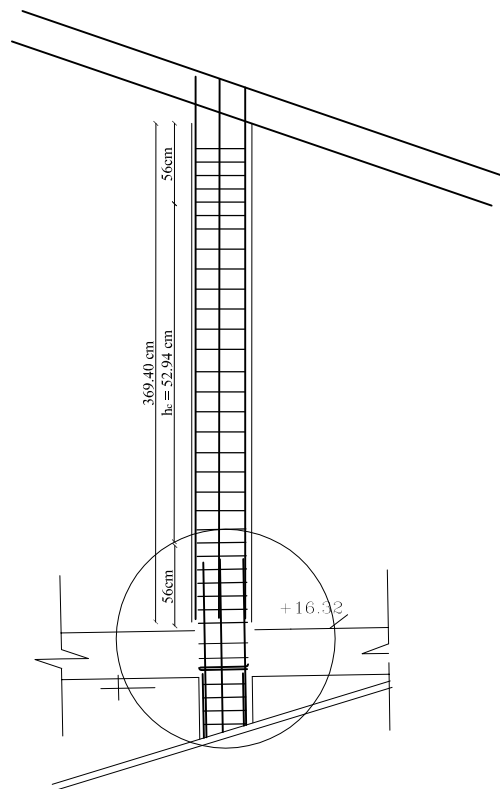




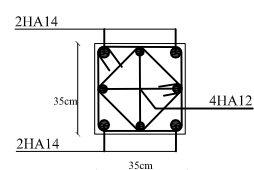
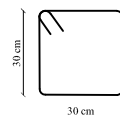
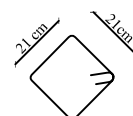
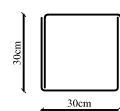
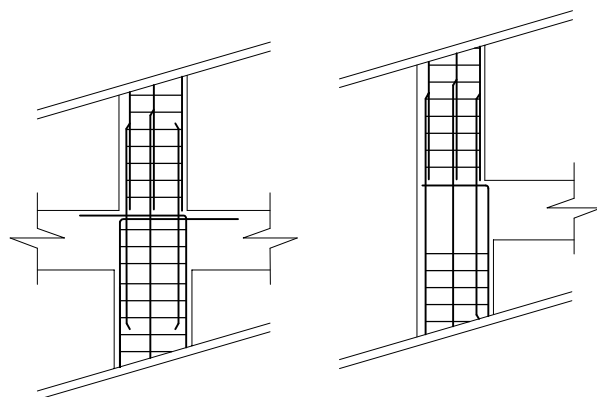




RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION	
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL	
Réalisé par :	<u>TITRE</u> FERRAILLAGE DE LA <u>CHARPENTE</u>
M ^r : afetouche leila	
Dirigé par :	
M ^r : fedaoui	
PROMOTION 2019/2020	



Detail
A



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

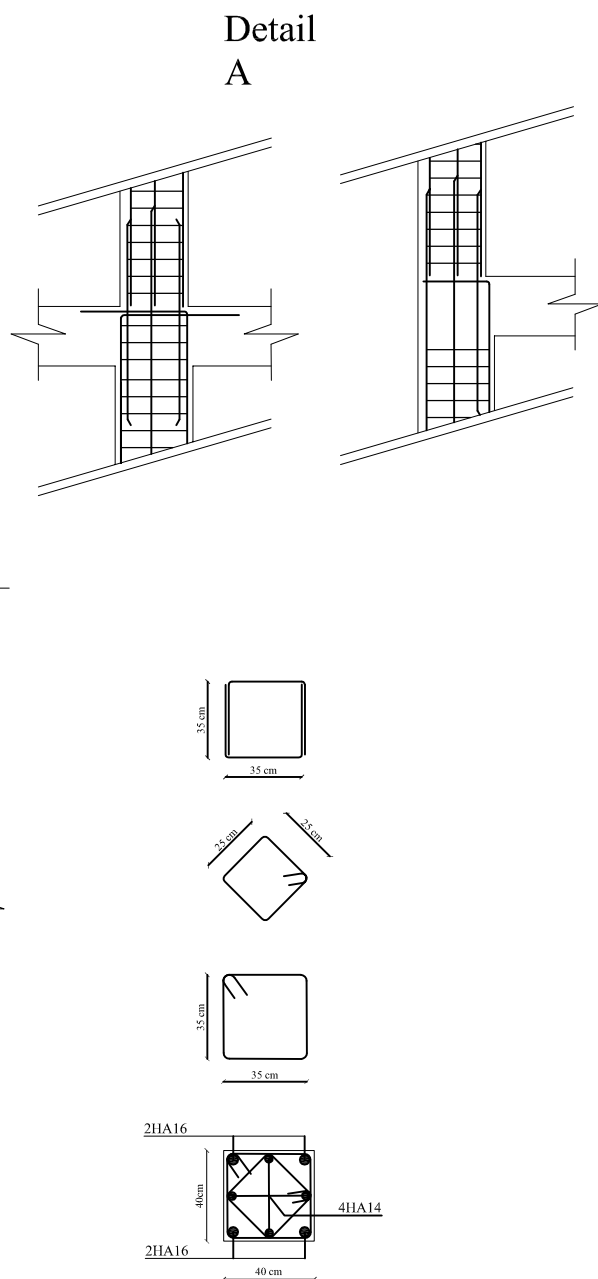
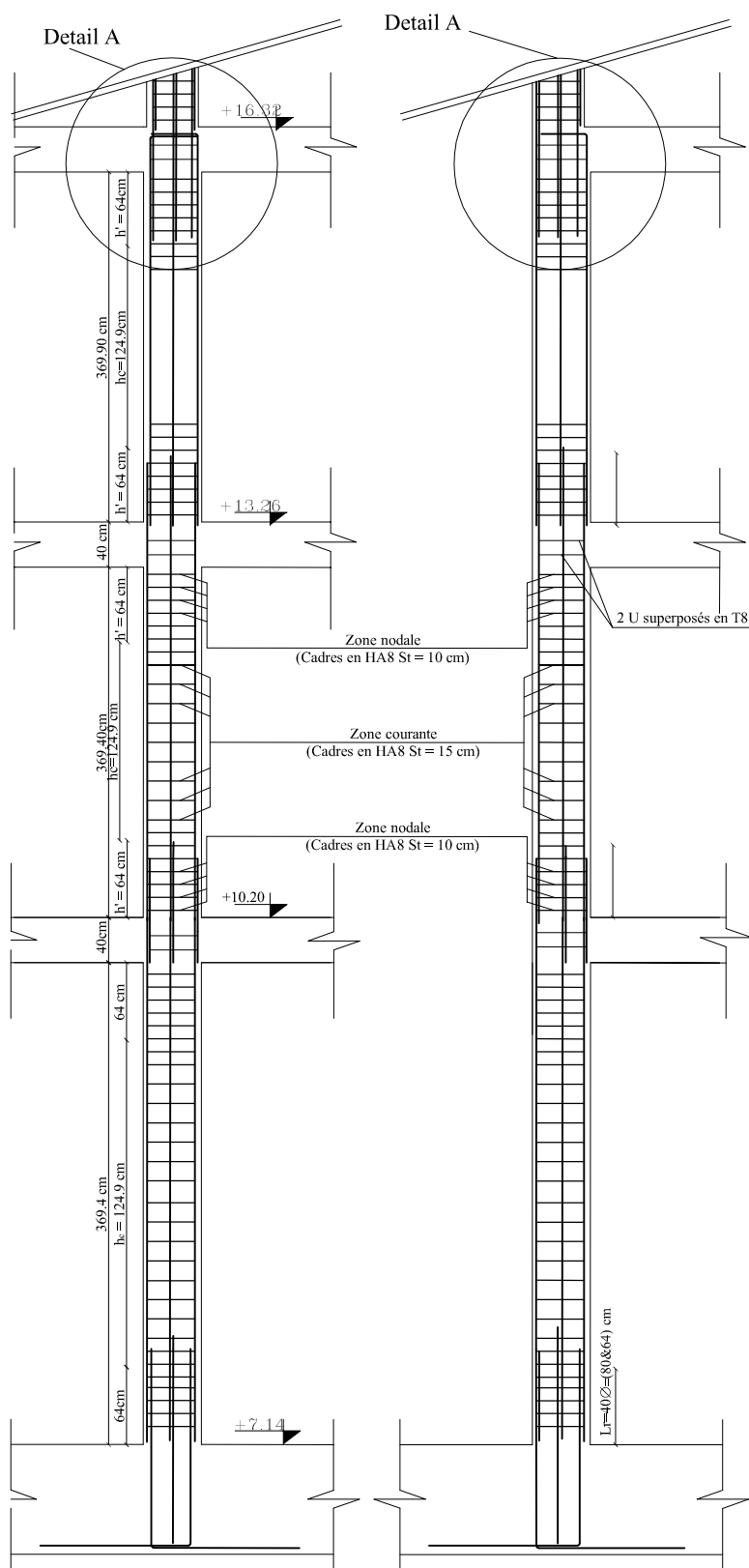
Réalisé par :
 M^{elle} :afettouche leila
 M^{elle} :afettouche nora

Dirigé par :
 M^e :fedaoiuo

PROMOTION 2019/2020

TITRE

FERRAILLAGE DES POTEAUX
DE LA TOITURE



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

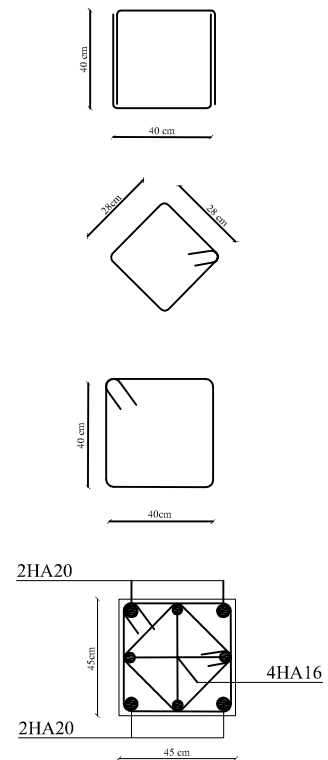
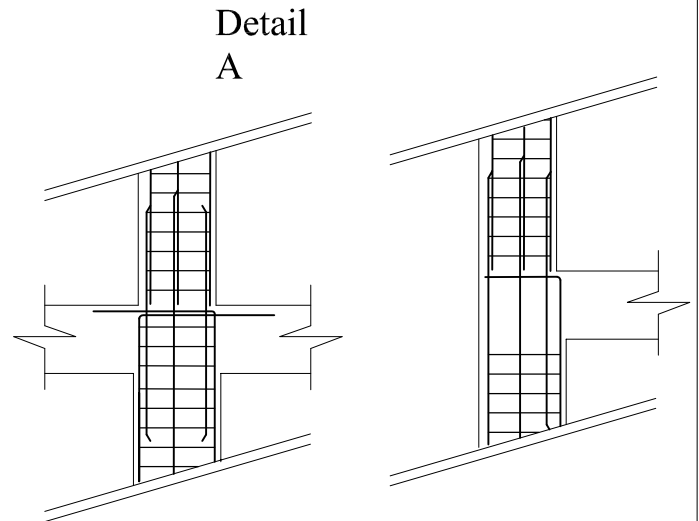
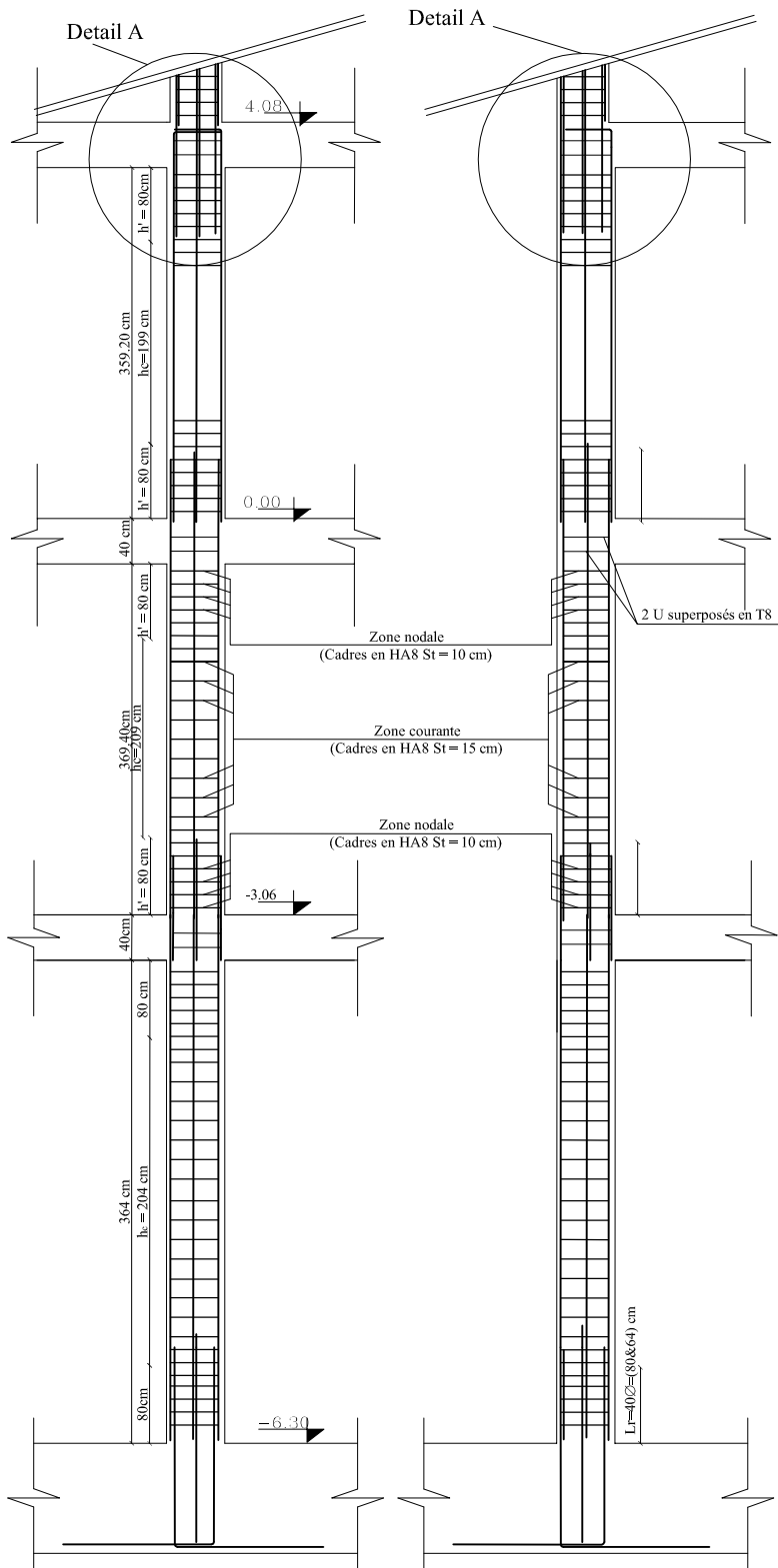
Réalisé par :
M^{elle}. afettouche leila
M^{elle}. afettouche nora

Dirigé par :
M^{re}. fedaouio

PROMOTION 2019/2020

TITRE

FERRAILLAGE DES POTEAUX
3/5



République Algérienne démocratique ET POPULAIRE
Université MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté génie DE LA CONSTRUCTION
Département génie CIVIL

Réalisé par :
M^{elle}. afettouche leila
M^{elle}. afettouche NORA

Dirigé par :
M^{re}. Fedaouio

PROMOTION 2019/2020

TITRE

Ferraillage Des Poteaux
RDC/2 ENTR SOL

Zone	Voiles longitudinaux (VL)	Voiles transversaux (VT)
1		
2		

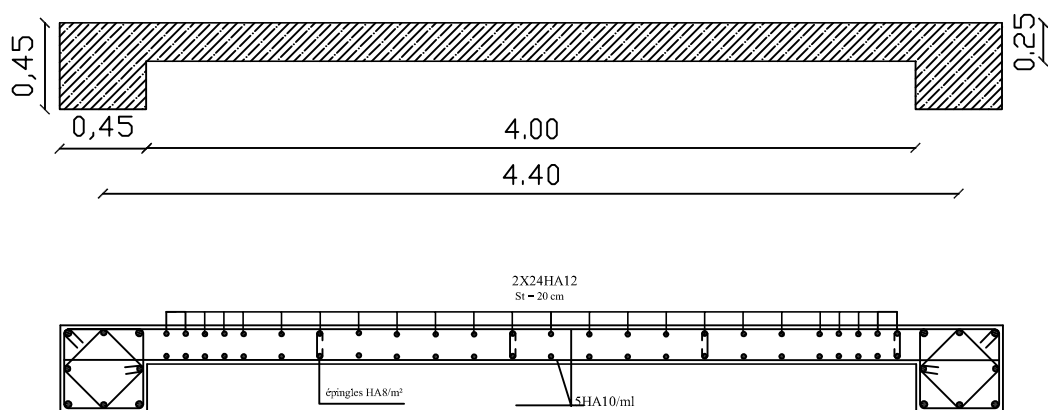
République Algérienne démocratique ET POPULAIRE
 Université MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté génie DE LA CONSTRUCTION
 Département génie CIVIL

Réalisé par:
 Melle:Afettouche Leila
 Melle:Afettouche Nora

Dirigé par:
 Me: FEDAOUIO

Promotion: 2019/2020

TITRE:
 FERRAILLAGE DES VOILES DE
 CONTREVENTEMENT



République Algérienne démocratique ET POPULAIRE
Université MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté génie DE LA CONSTRUCTION
Département génie CIVIL

Réalisé par:

MLLE. AFETTOUCHE LEILA
MLLE. AFETTOUCHE NORA

TITRE:

FERRAILLAGE DES MURS PLAQUES

Dirigé par:

MME. AKMOUSI

Promotion: 2019/2020