

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil
Option: Construction Civile et Industrielle

Thème

*Etude d'un bâtiment(R+5+2SSL+COMBLE+CHARPENTE
EN BOIS) à
Usage d'habitation et commercial à Contreventement mixte
(voiles et portiques).
Avec l'application ETABS V9.6.0*

Réalisé par:

M^{elle} AMRANE Imane
M^{elle} AMRANI Lycia

Dirigé par:

KHELOUI FATMA

Année universitaire:2019/2020

Remerciements

A l'issu de ce travail, on remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Tout d'abord, Ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu voir le jour sans l'aide et l'encadrement de Madame KHELOUI.F, On la remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, et sa confiance, ses remarques et ses conseils, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire. Qu'elle trouve ici le témoignage de notre profonde gratitude.

On voudrait également remercier les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer ce travail.

Nos remerciements s'adressent également à tous nos professeurs pour leurs générosités et la grande patience dont ils ont su faire preuve malgré leurs charges académiques et professionnelles.

Enfin, Merci à toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail et d'avoir participé à faire de ces années, une expérience inoubliable et heureuse.

« Tout vient à point à qui sais attendre... »

Clément Marot

A celle qui a œuvré pour ma réussite, par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, que dieu te garde dans son vaste paradis, à toi ma maman.

Mon père, qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privation pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit. Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venant de toi. MA réussite est la tienne qu'Allah t'accorde longue vie dans la santé.

Mon chère frère Arezki et adorables sœurs Lynda et Célia qui n'ont cessé d'être pour moi des exemples de persévérance, de courage et de générosité.

A mes chères tentes à qui je porte une grande considération.

Aux personnes qui m'ont toujours encouragé et aidé, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagné durant mon chemin d'étude, mes aimables amis : Liza, Lila, Areski, Bilal, Samy, Salim, Kamelia.....

A ma très chère meilleure amie et binôme Lycia, à toute la famille Amrani et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible.

A toute la promotion Master 2 professionnelle (CCI 2020-2021)

Imane

« Certes, il y'a des travaux pénibles ; mais la joie de la réussite n'a-t-elle pas à compenser nos douleurs ? »

Jean de la bruyère

A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, que dieu te garde dans son vaste paradis, à toi mon papa.

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, ma vie et mon bonheur ; maman que j'adore.

A mon mari, aucun mot ne saurait t'exprimer mon profond attachement et ma reconnaissance pour l'amour, la tendresse et la gentillesse dont tu m'as toujours entouré. J'aimerai bien que tu trouve dans ce travail l'expression de mes sentiments de reconnaissance les plus sincères car grâce à ton aide et à ta patience avec moi que ce travail a pu voir le jour. Ainsi qu'à toute ma belle famille.

A mes grand parents Boujemaa et Djouher, que ce modeste travail, soit l'expression des vœux que vous n'avez cessé de formuler dans vos prières. Que dieu vous préserve santé et longue vie. Je vous aime.

A mes très chères sœurs, Ouerdia et Katia, pour l'aide et le soutien que vous m'avez témoigné, les mots ne peuvent pas exprimer l'estime que j'ai pour vous.

A tous mes oncles, Ouahmed, Mohand Akli, Ameziane.

Aux personne qui m'ont toujours encouragé et aidé, qui étaient toujours à mes cotés, et qui m'ont accompagnaient durant mon chemin d'étude, mes aimable amies : Liza, Lila, Mourad, Bilal, Samy, Salim, Kamelia...

A ma très chère meilleure amie et binôme Imane, à toute la famille Amrane et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible.

A toute la promotion Master 2 professionnelle (CCI 2020-2021)

Lycia

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

I – Description de l'ouvrage	1
I-1) Introduction.....	1
I-2) Présentation de l'ouvrage	1
I-3) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	2
I-4) Elément constitutifs de l'ouvrage	2
I-4-1) Super structure	2
I-4-1-1) Ossature	2
I-4-1-2) Planchers	3
I-4-1-3) Maçonneries	5
I-4-1-4) Revêtement	5
I-4-1-5) Escalier	5
I-4-1-6) Toiture.....	6
I-4-2) Infrastructure	7
I-4-2-1) Fondation	7
I-5) Système de coffrage	8
I-6) Règlement utilisé et norme de conception	8
I-7) Contraintes limites	8
II – Caractéristiques mécaniques des matériaux	9
II-1) Béton.....	9
II-1-1) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton	10
II-1-2) Contraintes limites	11
II-2) Acier	17
II-2-1) Caractéristiques physiques et mécaniques de l'acier	17
II-2-2) Contraintes limites	18

Chapitre II: Pré-dimensionnement des Eléments

II-1) Introduction	22
II-2) Pré-dimensionnement des planchers.....	22
II-2-1) Plancher en corps creux	22
II-2-2) Dalles pleines	24
II-3) Pré-dimensionnement des poutres	25

II-3-1) Poutre principal.....	26
II-3-2) Poutre secondaire.....	27
II-3-3) Poutre incliné.....	28
II-4) Pré-dimensionnement des voiles.....	29
II-5) Pré-dimensionnement des poteaux.....	31
II-5-1) Détermination des charges et surcharges.....	32
II-5-2) Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité.....	37
II-5-3) Loi de dégression des surcharges.....	39
II-5-4) Vérification des règles du RPA99/2003.....	42
II-5-5) Vérification de la résistance des poteaux au flambement.....	42
II-6) Conclusion.....	44

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

III-1) Calcul du plancher.....	45
III-1-1) Calcul et ferrailage de la dalle de compression.....	45
III-1-2) Calcul des poutrelles a l'ELU.....	46
III-1-3) Choix de la méthode de calcul.....	48
III-1-4) Calcul des poutrelles à l'ELS.....	55
III-1-5) Ferrailages des poutrelles à l'ELU.....	58
III-1-6) Vérification à l'ELU.....	60
III-1-7) Vérification à l'ELS.....	62
III-2) Calcul de dalle pleine.....	66
III-2-1) Détermination des charges et surcharges revenant sur la dalle.....	66
III-2-2) Calcul du ferrailage de la dalle.....	68
III-2-3) Vérification à l'ELU.....	69
III-2-4) Vérification à l'ELS.....	71
III-3) Calcul des escaliers.....	74
III-3-1) Définition.....	74
III-3-2) Pré dimensionnement des escaliers.....	76
III-3-2-1) Pré dimensionnement des paillasse 1 et 2.....	76
III-3-2-1-1) Ferrailage et calcul des efforts internes à l'ELU.....	81
III-3-2-1-2) Vérification à l'ELU.....	87
III-3-2-1-3) Calcul des efforts internes à l'ELS.....	90
III-3-2-1-4) Vérification à l'ELS.....	94
III-3-2-2) Pré dimensionnement de la paillasse2.....	97

III-3-2-2-1) Ferrailage et calcul des efforts internes à l'ELU	99
III-3-2-2-2) Vérification à l'ELU	107
III-3-2-2-3) Calcul des efforts internes à l'ELS	110
III-3-2-2-4) Vérification à l'ELS	115
III-4) La poutre palière	119
III-4-1) Pré dimensionnement de la poutre palière	119
III-4-2) Calcul des efforts internes et ferrailage à l'ELU	121
III-4-3) Vérification à l'ELU	127
III-4-4) Calcul des efforts internes à l'ELS	130
III-4-5) Vérification à l'ELS	136
III-5) La poutre de chaînage	139
III-5-1) Pré dimensionnement de la poutre de chaînage	139
III-5-2) Calcul des efforts internes et ferrailage à l'ELU	140
III-5-3) Vérification à l'ELU	142
III-5-4) Calcul des efforts internes à l'ELS	146
III-5-5) Vérification à l'ELS	148
III-6) Calcul de la charpente	150
III-6-1) Détermination des charges et surcharges	150
III-6-2) Détermination des efforts revenant aux différents éléments à l'ELU.....	151
III-6-3) Dimensionnement des éléments de la charpente	154
III-6-4) Assemblage de la charpente	159

Chapitre IV: Contreventement

IV-1) Introduction.....	161
IV-2) Caractéristiques géométriques des portiques	161
IV-2-1) Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres	161
IV-2-2) Calcul des coefficients K relatifs aux portiques	162
IV-2-3) Calcul des coefficients des rigidités des poteaux « a_{ij} »	163
IV-2-4) Calcul des rigidités des poteaux des portiques « i » du niveau « j »	163
IV-3) Calcul des inerties des voiles	170
IV-3-1) Caractéristiques géométriques des voiles	170
IV-3-2) Calcul des inerties des refends pleins	170
IV-4) Calcul des inerties fictives des portiques	172
IV-4-1) Principe de la méthode	172
IV-4-2) Caractéristiques géométriques des refends	172

IV-4-3) Calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires	173
IV-4-4) Calcul du déplacement des portiques	176
IV-5) Comparaison des inerties des voiles et des portiques	182
Chapitre V: Modélisation et vérification des exigences de l’RPA	
V-1) Introduction	185
V-2) Logiciel utilisé pour la modélisation	185
V-3) Principe de la MEF.....	185
V-4) Présentation du logiciel ETABS	186
V-5) Etapes de modélisation.....	187
V-6) Manuel d’utilisation de l’ETABS	187
V-6-1) Etapes de modélisation	187
V-6-2) Méthode de calcul	206
Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux	
VI-1) Ferrailage des poteaux	
VI-1-1) Introduction	239
VI-1-2) Recommandation de l’RPA99/2003	240
VI-1-2-1) Armatures longitudinales.....	240
VI-1-2-2) Armatures transversales.....	249
VI-1-2) Vérification à l’ELU	254
VI-1-3) Vérification à l’ELS	257
VI-2) Ferrailage des poutres	
VI-2-1) Introduction.....	264
VI-2-2) Recommandation de l’RPA	264
VI-2-2-1) Armatures longitudinales	264
VI-2-2-2) Armatures transversales.....	265
VI-2-3) Calcul des armatures longitudinales a l’ELU	266
VI-2-4) Vérification à l’ELU	272
VI-2-5) Vérification à l’ELS	279
VI-3) - Ferrailage des voiles	
VI-3-1) Introduction.....	282
VI-3-2) Comportement d’un voile	283
VI-3-3) Exposé de la méthode de calcul	283
VI-3-4) Vérification à l’ELU	289
VI-3-5) Vérification à l’ELS	290

VI-3-7) calcul du ferrailage des voiles et les vérifications a l'ELU et à l'ELS	297
---	-----

Chapitre VII: Etude du mur plaque

VII-1) Pré-dimensionnement du mur plaque	309
VII-1-1) Méthode de calcul.....	309
VII-1-2) Détermination des sollicitations	309
VII-1-3) Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol	310
VII-1-4) Calcul des sollicitations	310
VII-1-5) Charges moyennes à considérer dans les calculs	312
VII-2) Ferrailage du mur plaque	313
VII-2-1) Identification des panneaux	313
VII-2-2) Calcul à l'ELU.....	313
VII-2-3) Correction des moments	313
VII-2-4) Calcul des armatures.....	314
VII-2-5) Recommandation RPA	314
VII-2-6) Vérification à l'ELU	314
VII-2-7) Vérification à l'ELS.....	316

Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure

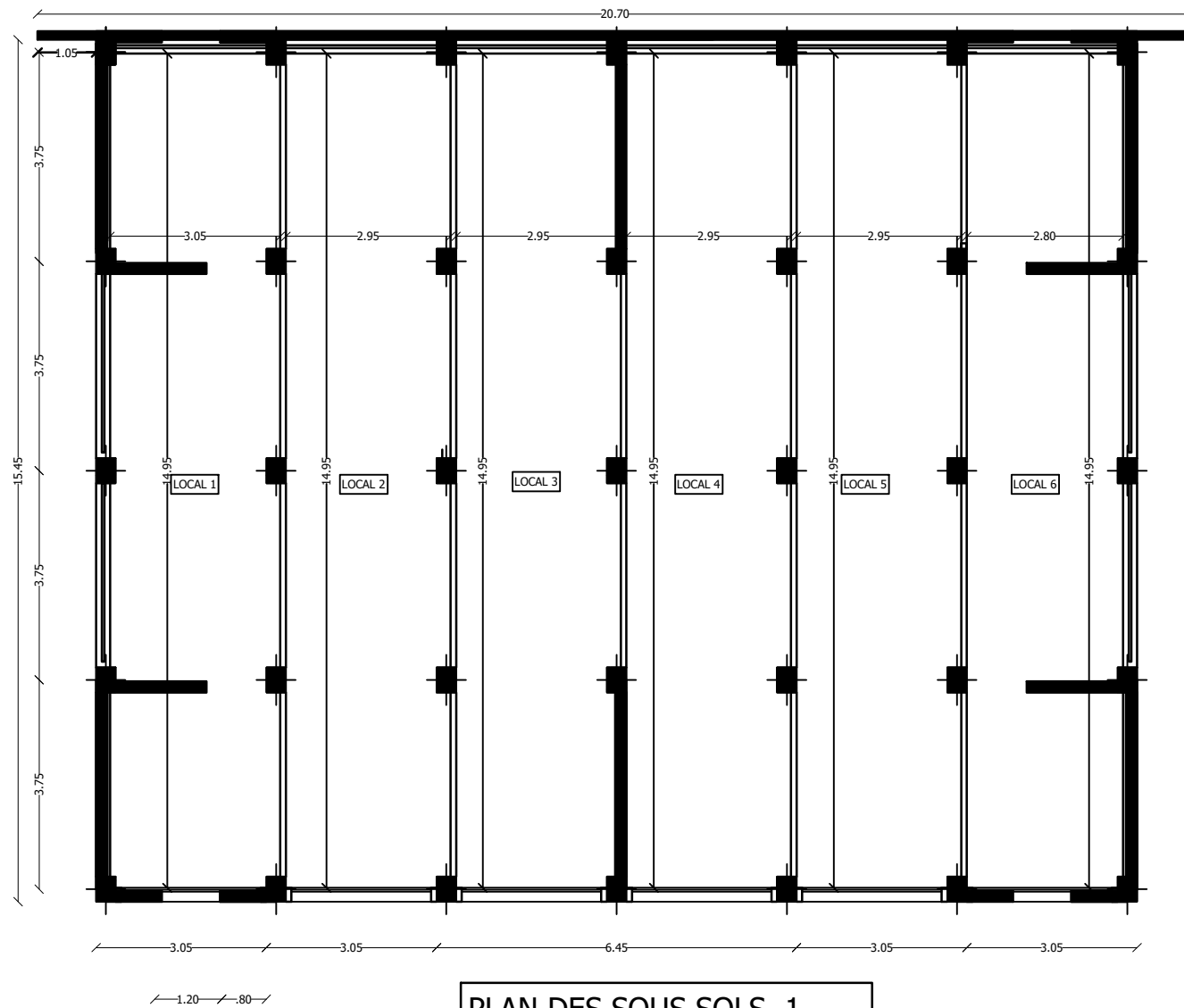
VIII-1) Introduction	319
VIII-2) Etude géotechnique du sol.....	319
VIII-3) Calcul des semelles	320
VIII-3-1) Semelles isolées.....	320
VIII-3-2) Semelles filante	321
VIII-3-3) Calcul du radier général	325
VIII-3-4) Vérification à l'ELU.....	331
VIII-3-5) Ferrailage du radier	336
VIII-3-6) Ferrailage du débord	341
VIII-3-7) Ferrailage des nervures	343

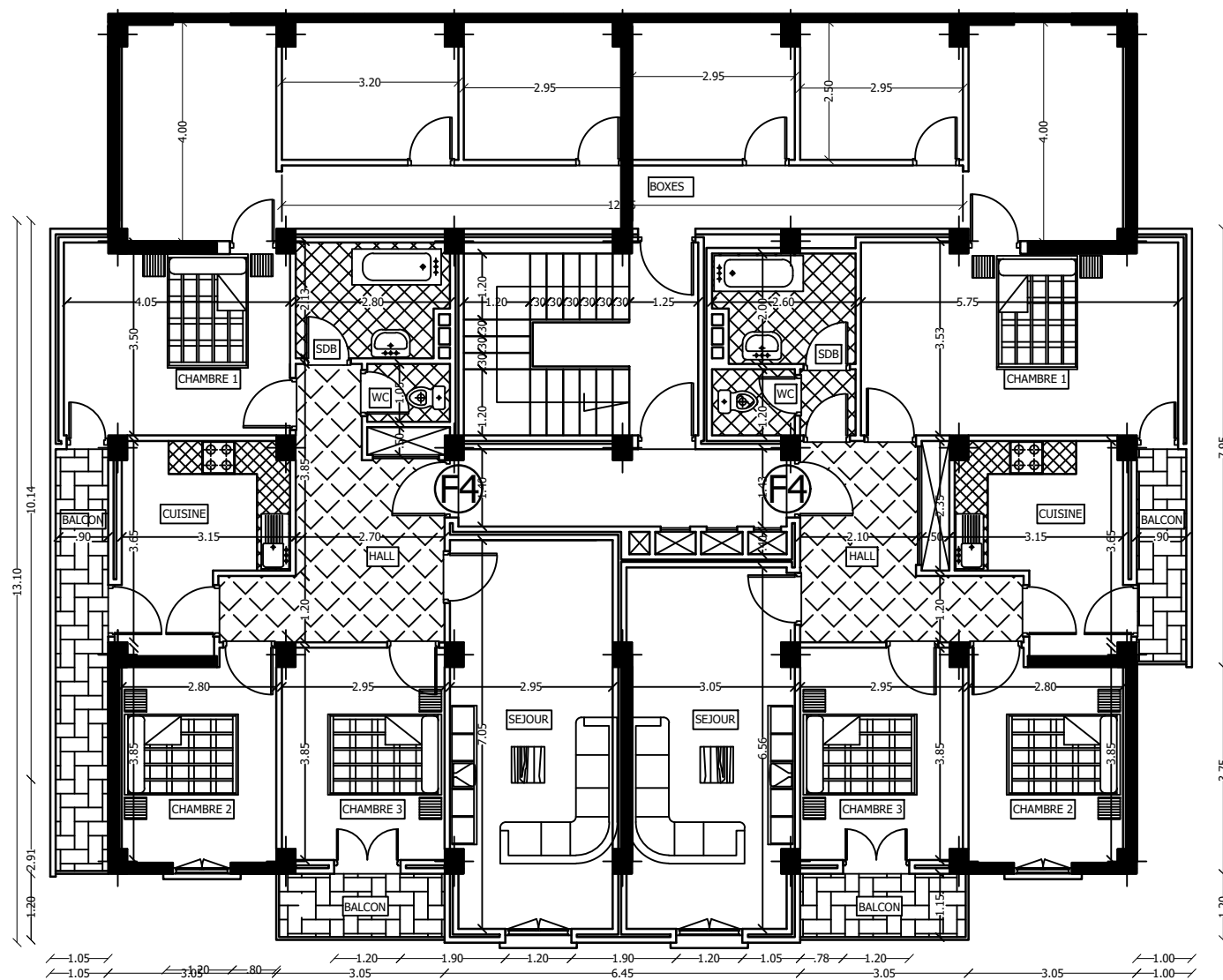
**PLANS
D'ARCHITECTURE**



FAÇADE PRINCIPALE

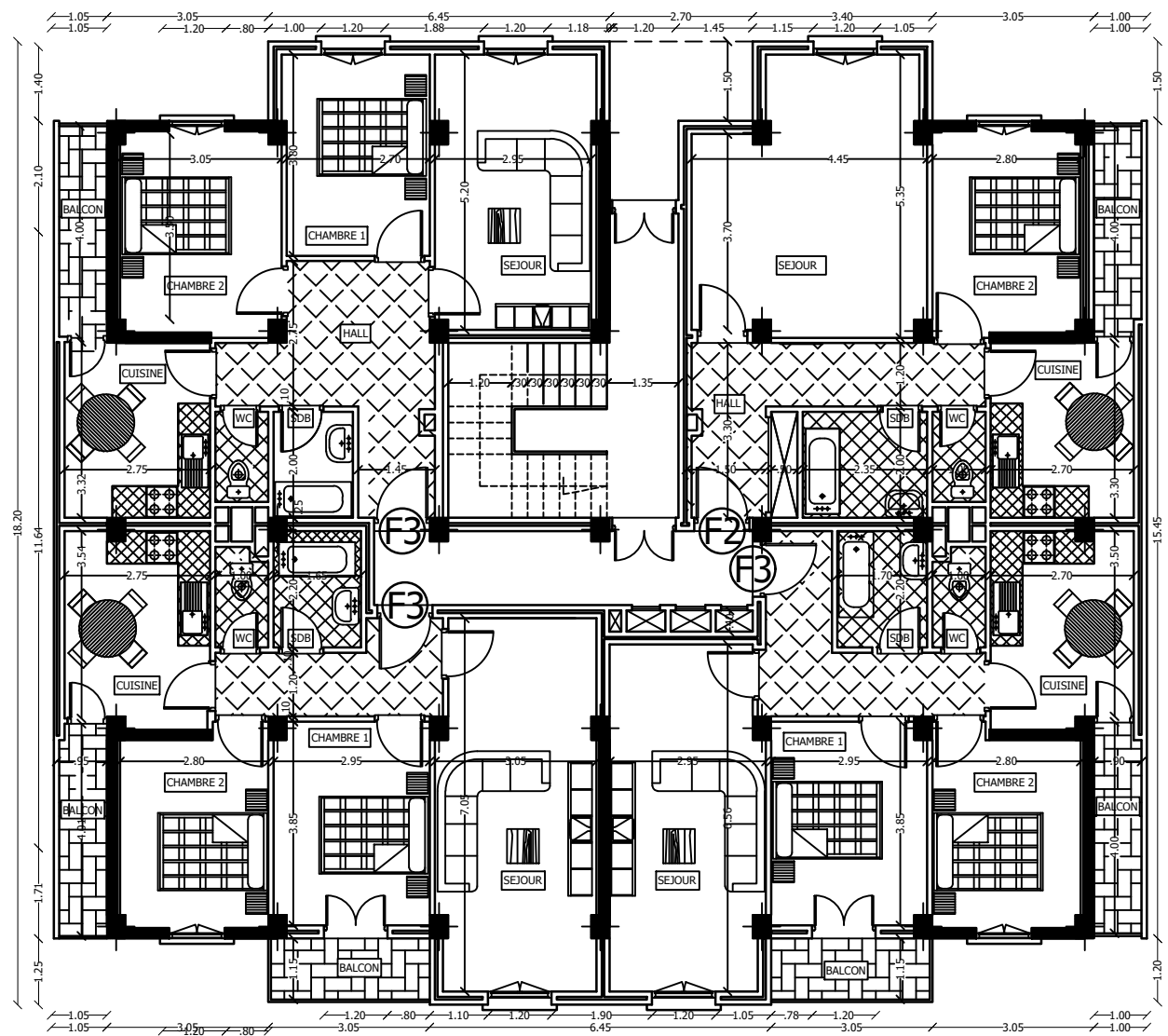
Echelle :1/50



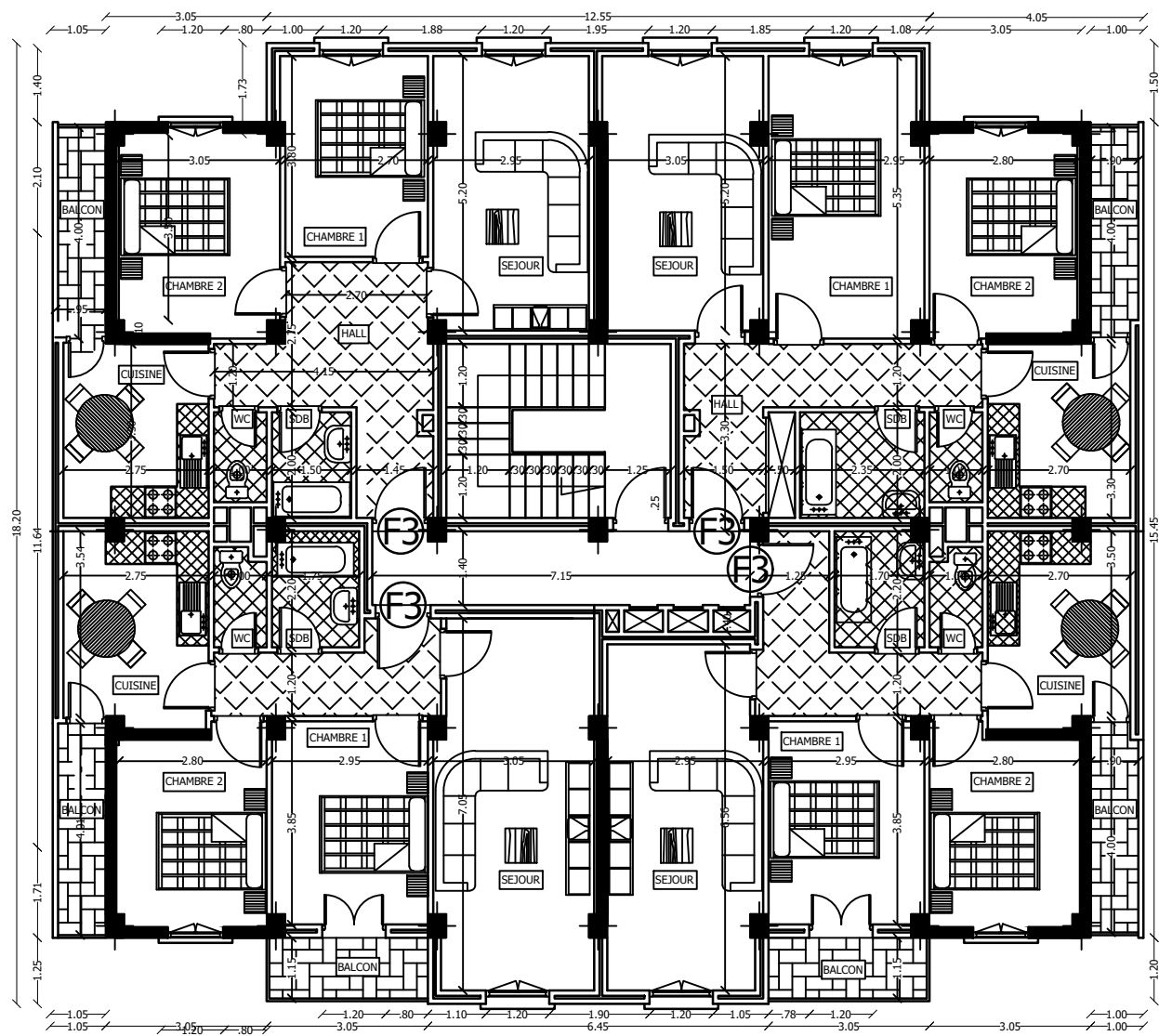


PLAN DES SOUS SOLS 2

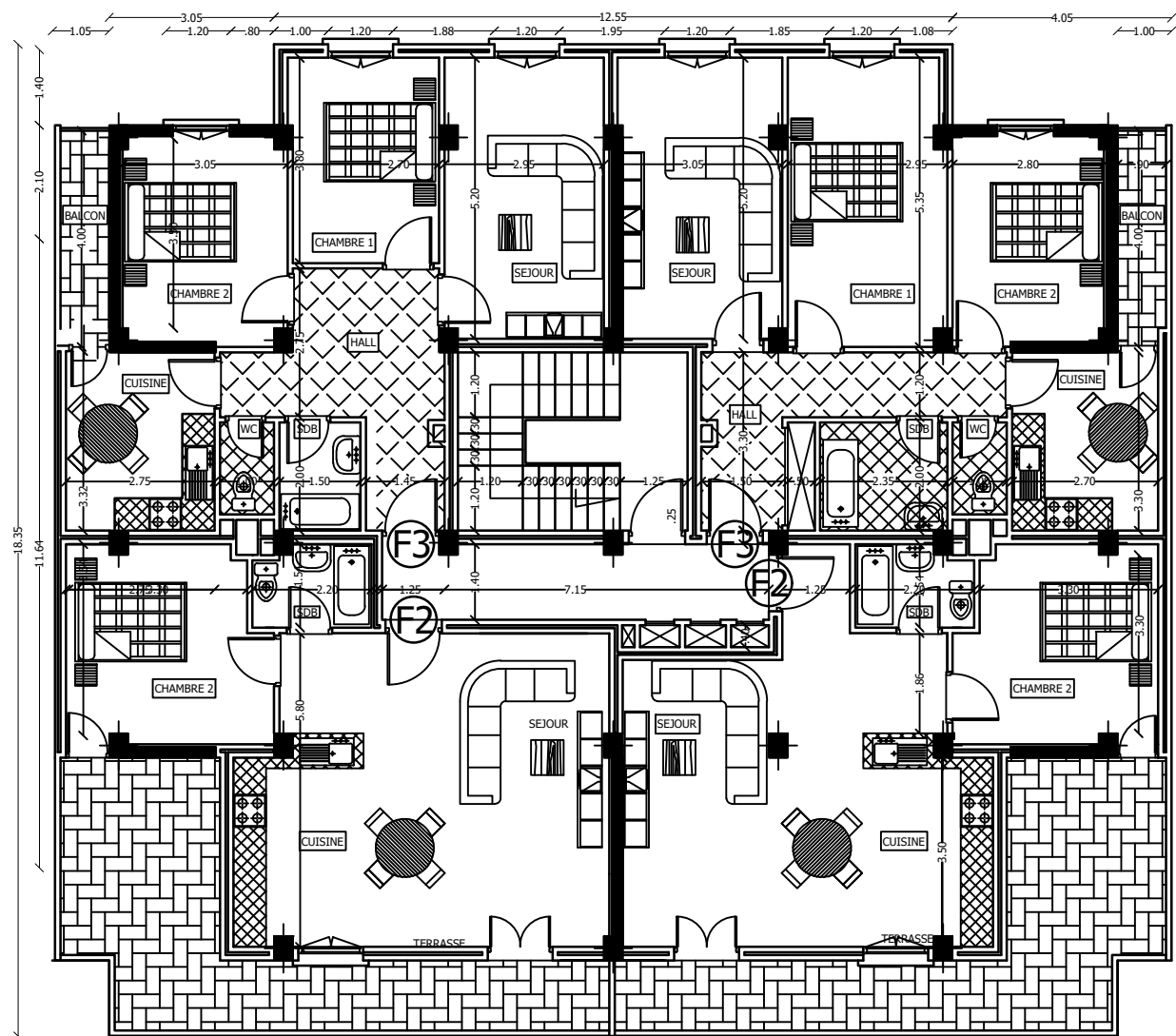
ECH : 1/50



PLAN DU REZ DE CHAUSSEE ECH : 1/50

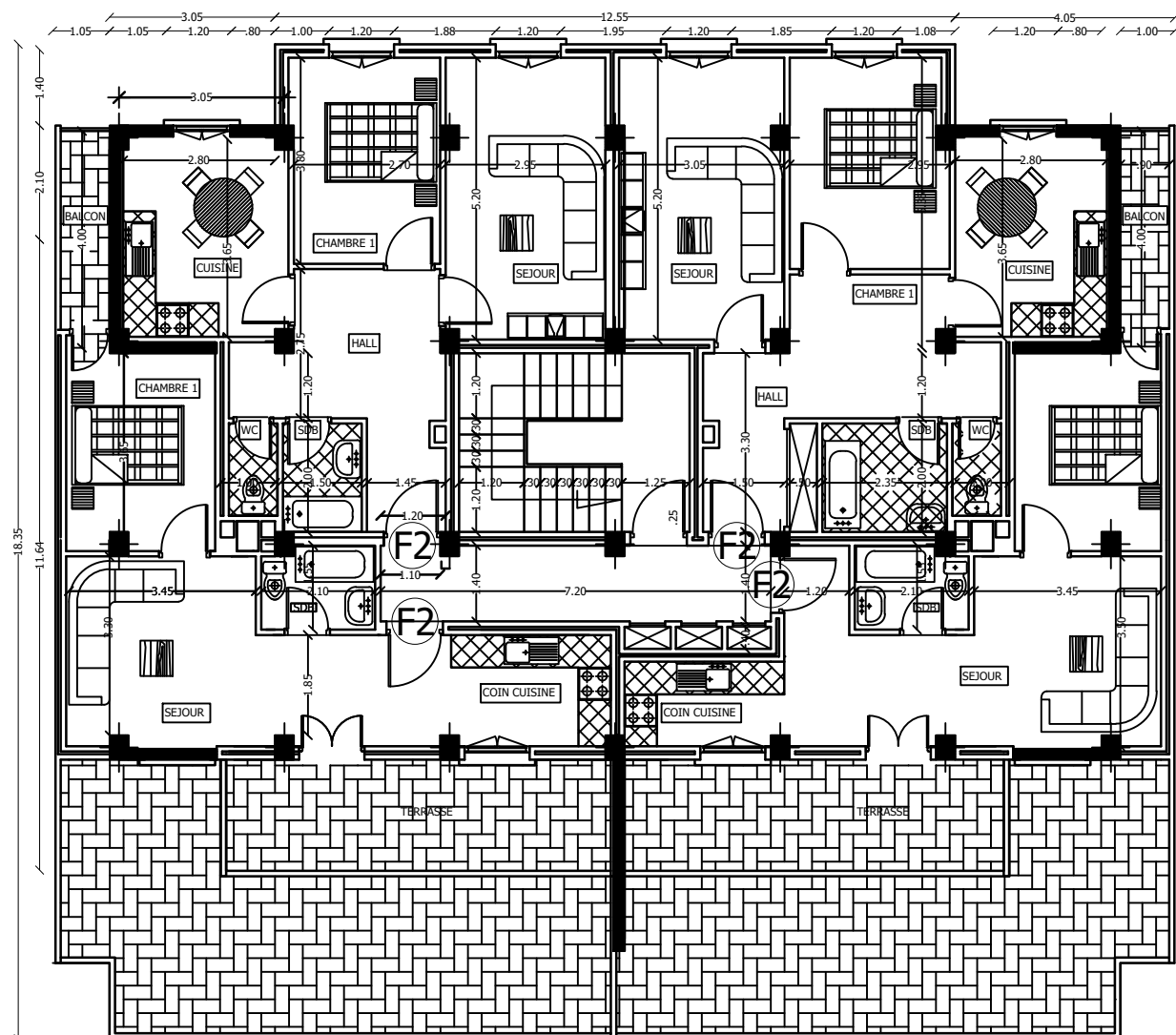


PLAN DES ETAGES 1, 2 et 3 ECH : 1/50

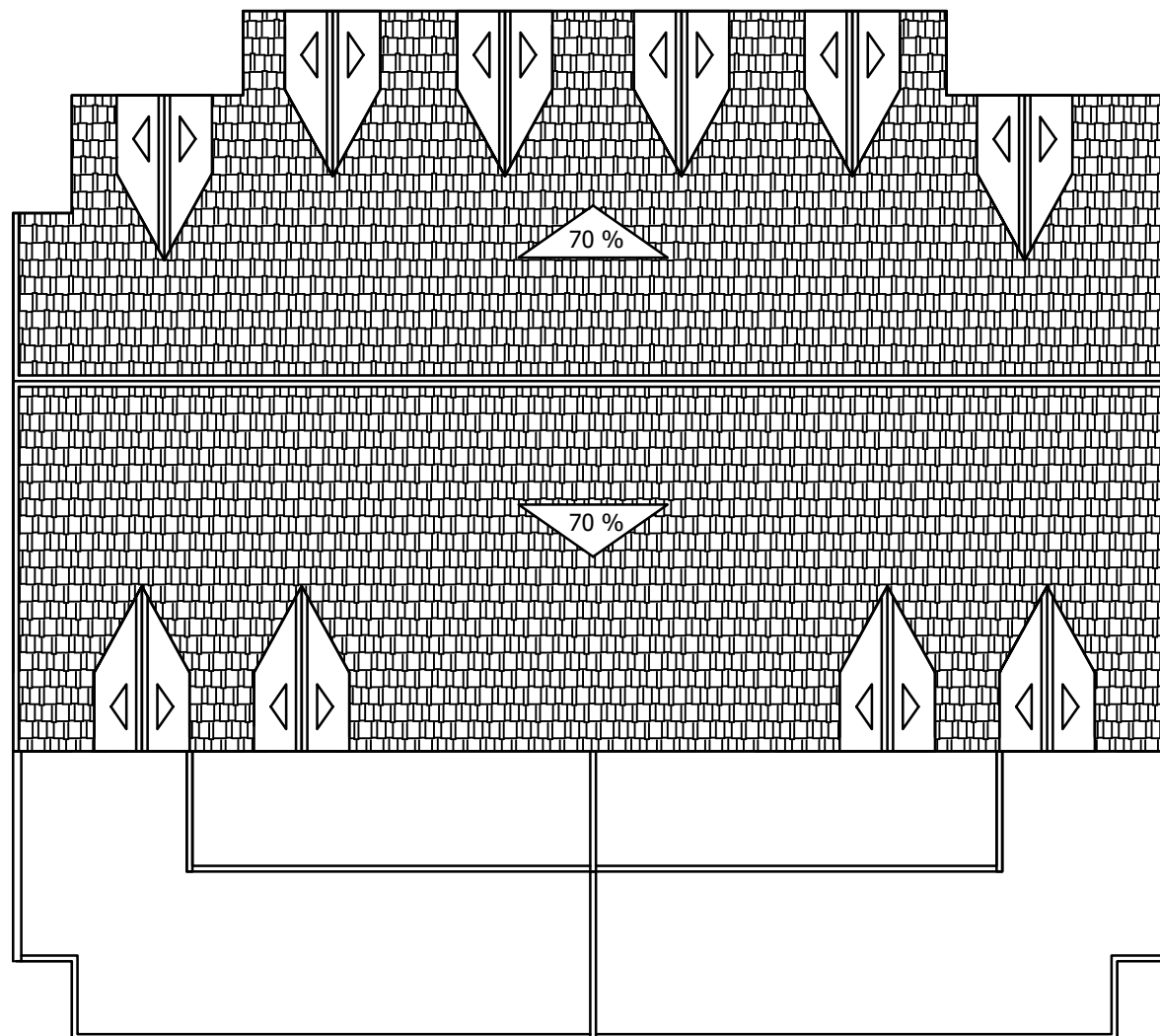


PLAN DE L'ETAGE 04

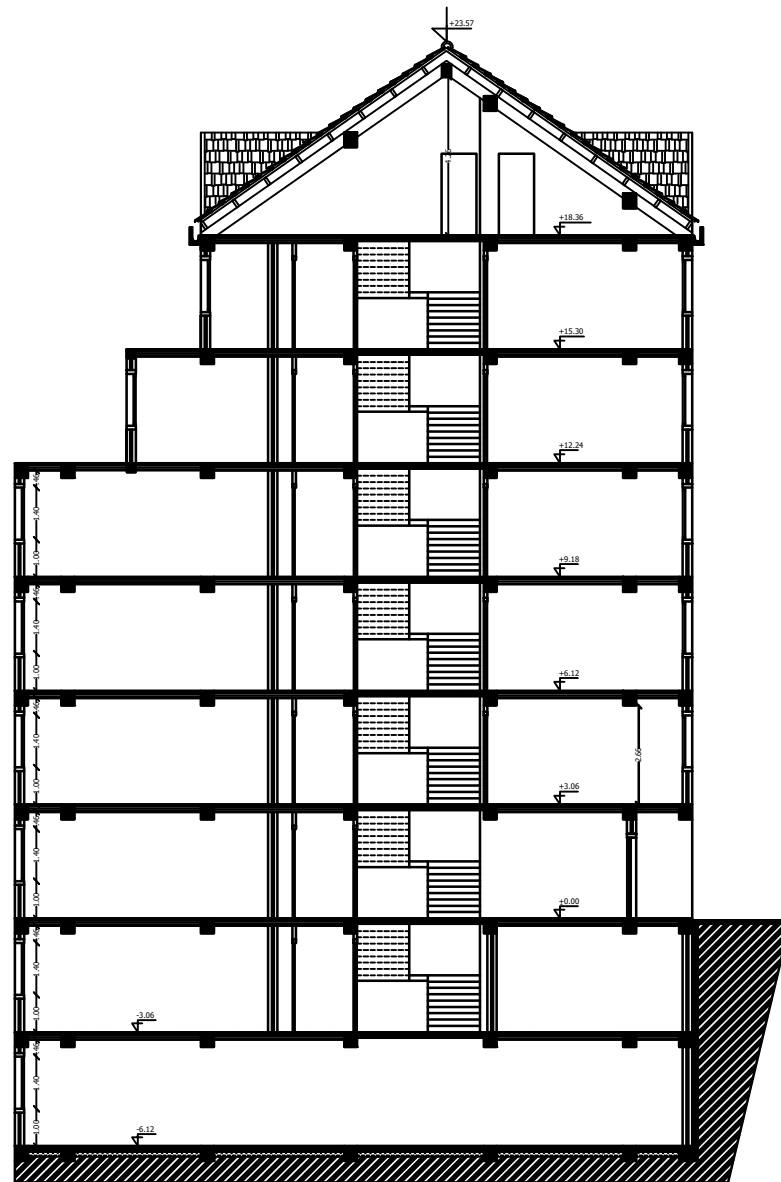
ECH : 1/50



PLAN DES ETAGES 5 ECH : 1/50

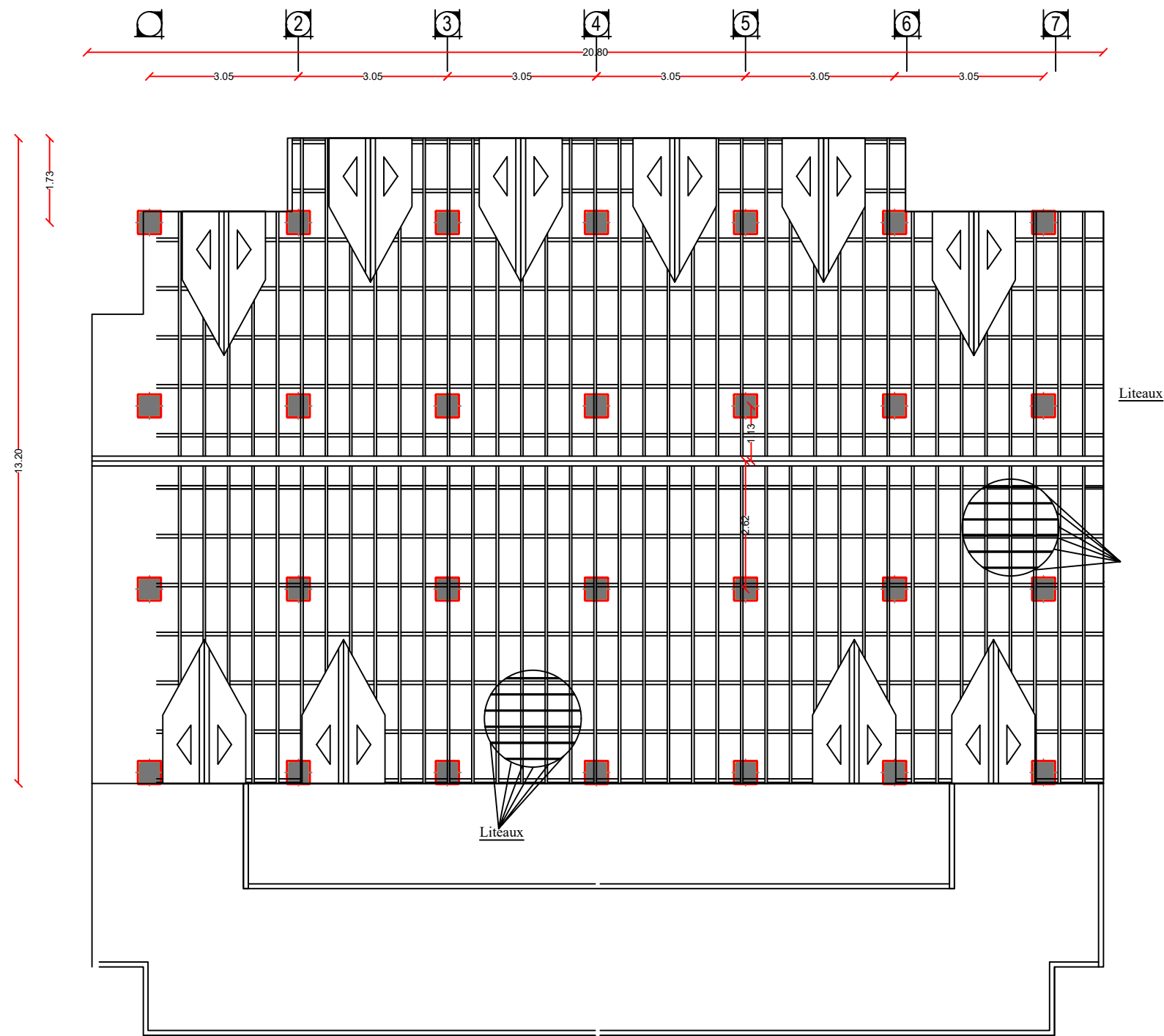


PLAN DE TOITURE ECH : 1/50

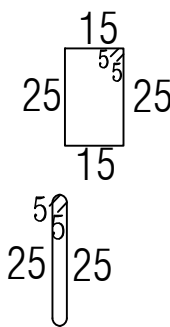
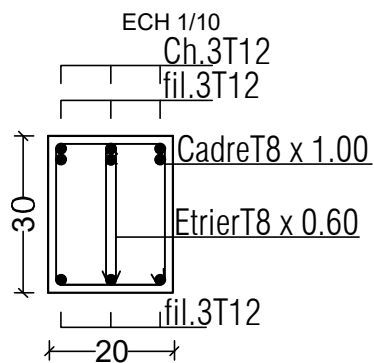


COUPE A-A ECH : 1/50

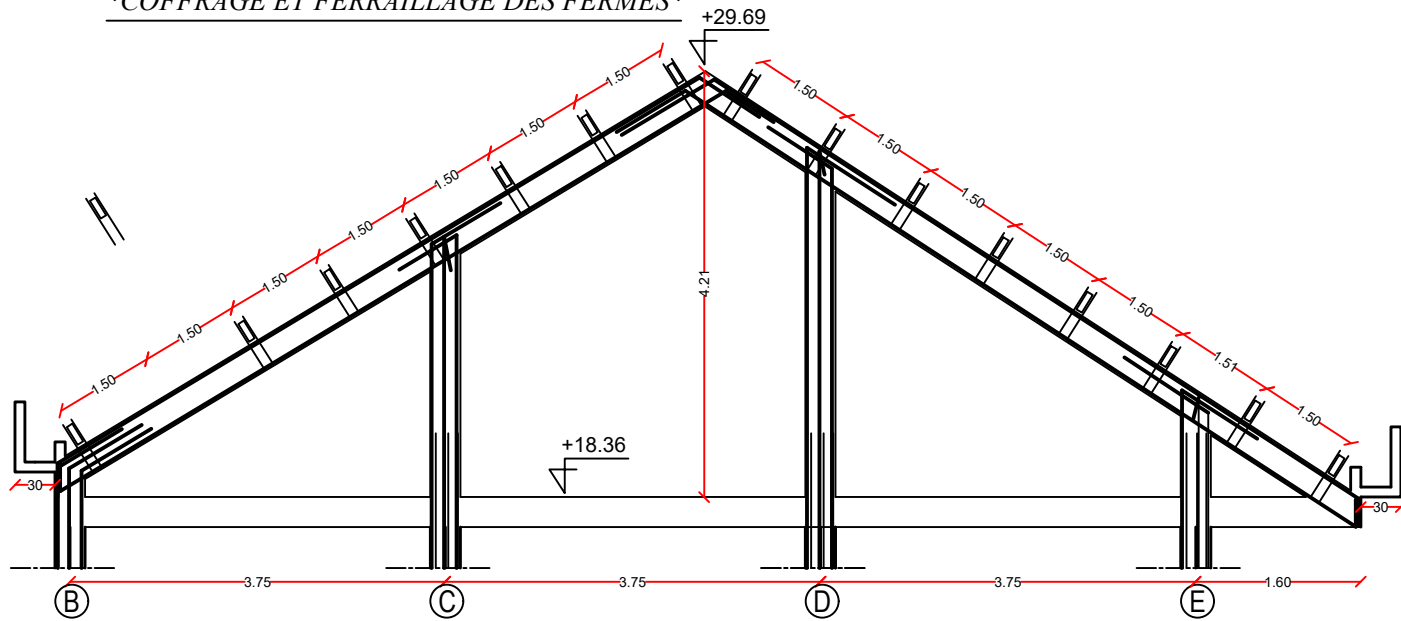
Plan de coffrage toiture



COUPE 1-1



COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES FERMES



NOTA:

Caractéristique des matériaux :

- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325 Fc28=25Mpa.
- b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- c) Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
- d) Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
- e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø
- f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude

PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN
R+5+2SOUS-SOL +COMBLE.
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL
DISPOSITION DES VOILES

Réalise par:AMRANE IMANE.
AMRANI LYCIA.
Encadrée par : Madame Khelouï.F.

Introduction général

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de la réhabilitations d'ouvrages de Construction, d'infrastructures et de superstructures urbaines dont ils assurent la Sécurité et la durabilité afin de répondre aux besoins de la société.

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction qui permettent d'améliorer le comportement des structures et assurer une sécurité maximale de la structure vis-à-vis des catastrophes naturelles tel que les séismes.

Comme l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique. Le dernier séisme dévastateur du 21 mai 2003, qui a touché les régions de centre du pays (Boumèrdes, Alger et Tizi ousou) qui a malheureusement causé d'énorme pertes tant qu'humaines que matérielles.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Dans notre pays, on utilise le RPA99 révisé en 2003 comme règlement parasismique.

Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Au final, nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.

CHAPITRE I:
PRÉSENTATION
DE L'OUVRAGE

I)-Description de l'ouvrage:

I -1) Introduction:

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

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

Le présent projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment R+5+ deux sous-sols, dont un à usage d'habitation, contreventé par voiles porteurs, ainsi qu'une charpente en bois qui lui sert de toiture.

I -2) Présentation de l'ouvrage:

Notre projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment (**R+5+ deux Sous- sol+comble+toiture**) à usage d'habitation et à ossature mixte (portique « poteau-poutre » et voile en béton armé). Cet ouvrage sera implanté à **AZAZGA** dans la wilaya de **TIZI-OUZOU** qui est classée selon les Règles Parasismiques Algériennes «**RPA99/Version 2003**» comme zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

Notre ouvrage appartient au groupe d'usage 2: «Ouvrages d'importance moyenne», et selon le rapport du sol, il sera fondé sur un sol meuble « S3 ».Ce bâtiment est composé de:

- Deux sous sol dont un c'est des locaux et l'autre a usages d'habitation
- Un rez-de-chaussée à usage d'habitation
- Cinq étages courant à usage d'habitation
- Un comble
- Une cage d'escalier
- Une charpente en bois.

Selon l'étude du sol, la contrainte de calcul $\sigma_{\text{sol}} = 2.50$ bars à une profondeur de **D = 2m**.

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage, ainsi que la sécurité des usagers pendant et après la réalisation de l'ouvrage, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir;

- Le RPA\99version 2003
- Le BAEL91/99
- DTR-BC22.

I-3) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage qui sont les suivantes :

➤ **En plan:**

- Longueur totale de bâtiment : **L = 18.75 m**
- Largeur totale : **l = 15.45 m**

➤ **En élévation:**

- Hauteur totale de bâtiment (charpente comprise) : **H=29.69m**
- Hauteur du comble: **H= 4.26m**
- Hauteur d'étage courant: **H= 3.06m**
- Hauteur de sous sols: **H= 3.06m**
- Hauteur du RDC: **H= 3.06m**

I-4) Éléments constitutifs de l'ouvrage:

I-4-1) superstructure:

I-4-1-1) Ossatures du bâtiment: le Règlement Parasismique Algérien « RPA 99/Version 2003 » préconise, pour toute structure dépassant une hauteur de 14 mètres en zone IIa, une ossature mixte (ossature portiques-voiles) faite en voiles et portiques, son contreventement est assuré par deux types:

- **Contreventement par portique:** Ils sont en béton armé, constitués de poteaux et poutres, qui doivent être disposés d'une façon à:

- Reprendre les charges et surcharges verticales.
- Transmettre directement les efforts aux fondations.

- **Contreventement par voiles:** Les voiles sont des éléments rigides verticaux en béton armé coulés sur place, disposés dans les deux sens transversal et longitudinal. Ils sont destinés :

- D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse).
- Et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).
- Ainsi ils minimisent les effets de torsion.

I-4-1-2) Les planchers:

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment. Ils assurent principalement deux fonctions qui sont :

- **Fonction de résistance mécanique:** les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propre et transmettent les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- **Fonction d'isolation:** les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre bâtiment, nous avons deux types de planchers:

- **Planchers en corps creux:**

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

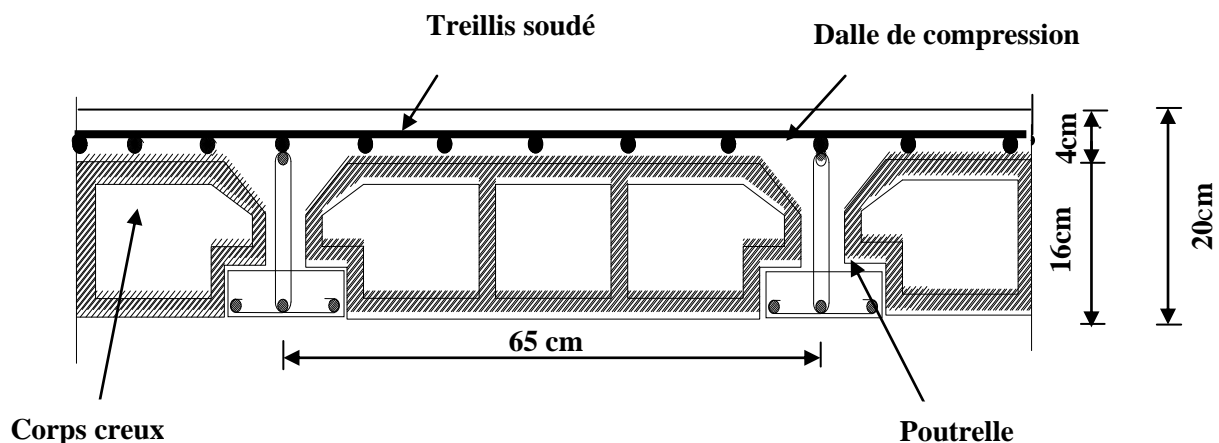


Figure I-1: Coupe Verticale d'un Plancher en Corps Creux

- **Poutrelles**: Appelé nervures ce sont des éléments préfabriqués reposant à leurs extrémités sur les poutres principales et reprenant la totalité des charges permanentes et les charges d'exploitations. La distance entre axes des poutrelles est de **65cm**.

- **Les corps creux**: Est placé entre les poutrelles, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique.

- **Dalle de compression en béton**: de **4 à 5 cm** d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but de:

- Limiter les risques de fissuration à retrait.
- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir entre poutrelles voisines les charges localisées notamment celles des cloisons.

- **Dalle pleine en béton armé**:

La dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulée sur un coffrage plat, reposant sur des appuis. Le diamètre des armatures et leurs nombre varient suivant les dimensions de la dalle et de l'importance des charges qu'elle supporte.

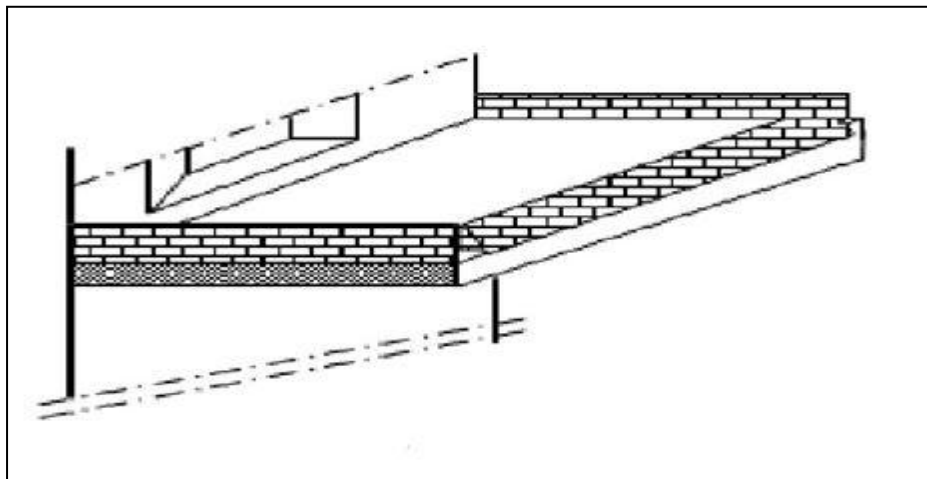


Figure I-2: Exemple d'un élément en Dalle Pleine

Dans notre structure on a utilisé ce type de plancher au niveau des paliers, les volées et dans la terrasse.

I-4-1-3) Maçonnerie:

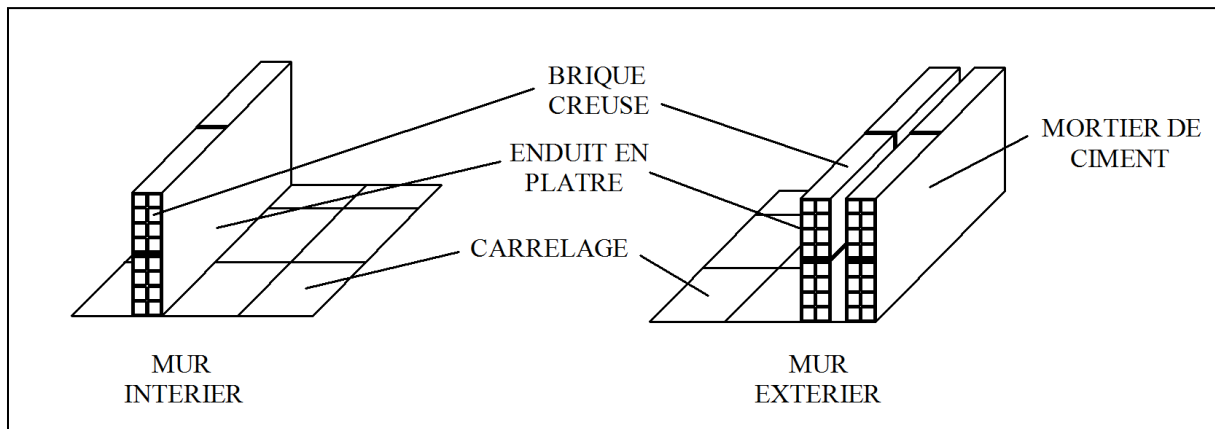


Figure I-3: Les Murs Intérieurs et Extérieurs

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses, il existe deux types de murs :

- **Les murs extérieurs:** Les façades extérieures sont réalisées en double cloison de deux briques creuses, 15cm d'épaisseur pour la cloison externe, et 10cm pour la cloison interne avec une lame d'air de 5cm.
- **Les murs intérieurs:** sont réalisés en simples cloisons de briques creuses de 10cm d'épaisseur, ayant comme principale fonction la séparation des espaces.

I-4-1-4) Revêtements:

Les revêtements sont réalisés en:

- Enduits en ciment pour les murs extérieurs.
- Enduit en plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers courant, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les sanitaires et une partie de la cuisine.

I-4-1-5) Les escaliers:

L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment. Ils sont composés d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

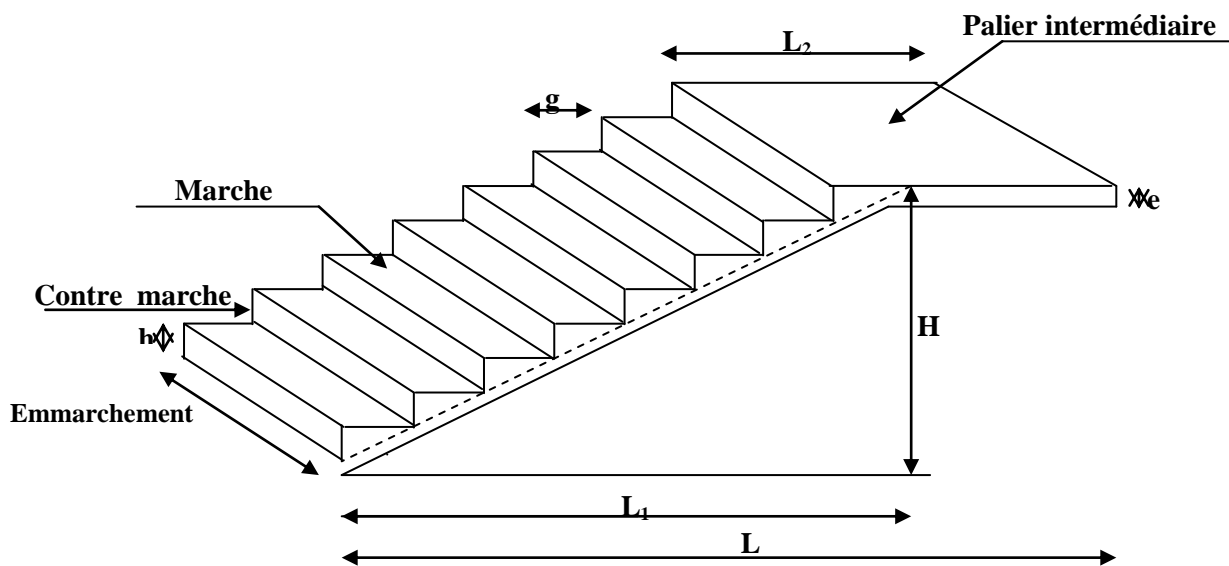


Figure I-4: Schéma D'un Escalier

I-4-1-6) Toiture:

C'est une surface ou couverture permettant principalement de protéger l'intérieur des édifices contre l'infiltration d'eau lors des intempéries et l'humidité. Elle est en tuiles de terres cuites et se compose de deux éléments:

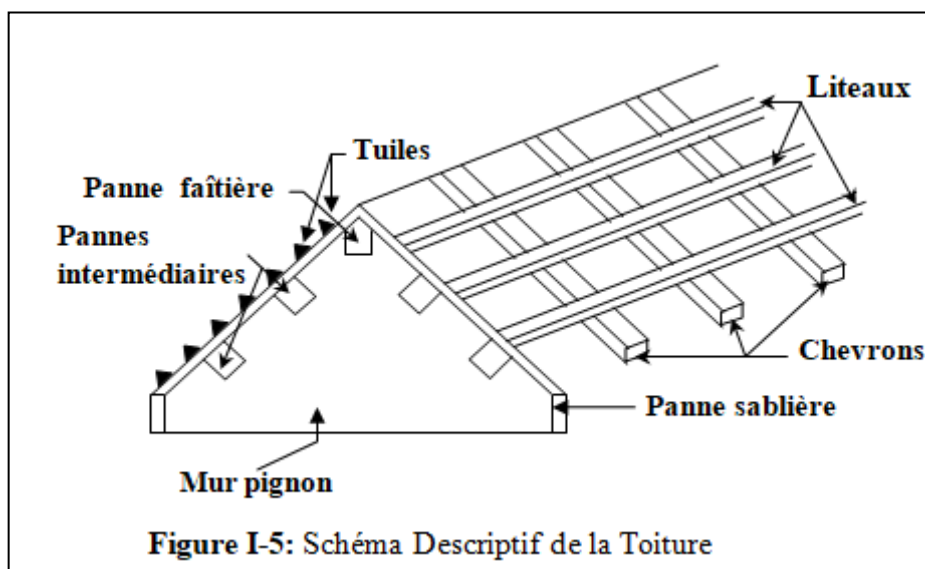


Figure I-5: Schéma Descriptif de la Toiture

- **La charpente:**

Assemblage de pièces de bois qui servent de squelette et de support de couverture de toit. Elles forment une pente de 45%. Elle est constitué de deux versant, chacun se compose de:

- La ferme: elle est de forme triangulaire. Elle sert à transmettre le poids de la toiture aux éléments porteurs verticaux.
- Panne: elle s'appuie sur la ferme. Il existe trois types de panne : panne faîtière, panne intermédiaire et panne sablière.
- Chevrans: fixés sur les pannes, ils servent de support aux matériaux de couverture.

Et elle assure les fonctions suivantes:

- Supporter son poids propre (fermes, pannes ou fermettes).
- Porter les matériaux de couverture.
- Résister aux pressions exercées par le vent sur un versant et
- Supporter le poids de la neige qui n'est pas négligeable dans certaines régions.
- Porter le plafond suspendu aux solives ou fermettes.

- **La couverture:**

Sa fonction est de rendre imperméable la construction par des matériaux tels que tuiles, ardoises, ou autres portés par la charpente.

I-4-2) L'infrastructure:

I-4-2-1) Les Fondations:

La fondation est la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise « sol », elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage puisque sa bonne conception découle la bonne tenue de l'ensemble.

Ces principaux rôles peuvent être décrits comme suit:

- Reprendre les charges et surcharges de la structure.
- Transmettre les efforts au sol (la décente des forces).
- Assurer la stabilité sans tassement ni glissement.
- Être un organe de liaison entre la structure et le terrain.

Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, il passe par un compromis entre la technique et l'économie, il faut rechercher la sécurité nécessaire pour un coup minimum.

I-5) Le système de coffrage:

Le coffrage est une enceinte provisoire, destinée à contenir un matériau de construction (béton), utile pour maintenir ce matériau en place, en attendant sa prise puis son durcissement. Les coffrages utilisés sont:

- Le coffrage classique en bois, pour les portiques.
- Un coffrage métallique pour les voiles.

I-6) Règlements utilisés et normes de conception:

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants:

- Règlement Parasismique Algérien «**RPA 99/Version 2003** ».
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé « **B.A.E.L.91 /modifiées99** ».
- Documents Technique Règlementaires «**D.T.R-B.C.2.2**» charges permanentes et charges d'exploitations.
- Règle de conception et de calcul des structures en Béton armé «**CBA93**».

I-7) Contraintes limites:

Les calculs justificatifs seront conduits selon la théorie des états limites exposée dans le **B.A.E.L.99**. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou l'un des éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. On distingue deux états limites.

- **État limite ultime (ELU):**

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante:

- Équilibre statique de la construction (pas de renversement).
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture).
- Stabilité de forme (pas de flambement).

- **États limites de service (ELS):**

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

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

II)- Caractéristique mécaniques des matériaux:

II-1) Le béton:

A-Définition:

Le béton est un mélange qualitatif et quantitatif constitué d'un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier), auquel on ajoute de l'eau dite eau de gâchage. Il a une résistance à la traction faible par rapport à la résistance à la compression.

La masse volumique du béton est $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et doit présenter certains critères à savoir:

- Une résistance mécanique élevée à **28 jours (f_{c28})**.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps.

Ce dernier doit être conforme aux normes du **BAEL91 modifié 99** et/ou règlement parasismique Algérien **RPA modifié 2003**.

B-Composition du béton:

- **Ciment:**

C'est un liant hydraulique qui provient de la cuisson d'un mélange de calcaire (80%) et d'argile (20%).

- **Granulats:**

Leur taille est comprise entre **0** et **125 mm**, leur nature et leur forme varient en fonction des gisements et des techniques de production. Dans un béton, les granulats apportent la consistance, le volume et la résistance, ils représentent le squelette du béton.

Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 8$) mm
- Gravier de dimension ($8 \leq D_g \leq 25$) mm

- **Eau de gâchage:**

L'eau employée pour la confection du béton doit être de l'eau potable car tout usage d'autres eaux peut nuire au béton. Donc, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton et tout excès se traduit par une augmentation du retrait, une augmentation de porosité et une chute de résistance.

- **Dosage du béton:**

Pour confectionner un béton selon la demande on doit déterminer les proportions de chacun des constituants (ciment, graviers, eau ...etc.) de ce dernier, afin d'obtenir les caractéristiques mécaniques et les conditions de mise en œuvre souhaitées. À cet effet plusieurs méthodes de formulations sont proposées telles que : **la méthode de Dreux GORISSE**, de **FAURY**, **D'ABRAMS**.

II-1-1) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:

- **Résistance du béton à la compression f_{cj} (Art A2.1, 11 BAEL 91/99)**

La résistance à la compression d'un béton à un âge de «j» jours, est mesurée par compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique, de diamètre **D=16 cm** et une hauteur **h = 32 cm**. (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées).

Du point de vue mécanique, le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à **28 jours** de durcissement notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge $j < 28$ jour, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \longrightarrow \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} & \longrightarrow \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = 1,10 f_{c28} & \longrightarrow \text{Pour } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

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

- **Résistance à la traction f_{tj} (Art A2.1.12 BAEL 91/99)**

La résistance à la traction du béton à «j» jours est conventionnellement définie en fonction de la résistance à la compression comme suit:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa)} \longrightarrow \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où } f_{tj} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$\text{Dans notre cas on a: } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \text{donc} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

II-1-2) Contraintes limites:

Ordre de risque	1%	5%	10%	20%	50%
K	2,33	1,64	1,28	0,80	0,00

Tableau I-1: Les Valeurs de K en fonction d'ordre de risque

- **contrainte de compression:**

On définit les états limites comme étant des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité, et de bon comportement en service pour lesquels une structure est calculée. En limitant les contraintes à γ_b (résistance de compression ultime), et en tenant compte des coefficients de sécurité sur les matériaux, on a:

- **État limite ultime(ELU)..... (Art A.4.3.41BAEL 91/99)**

C'est la valeur max de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des états suivants, qui conduisent à la ruine de l'ouvrage :

- État limite ultime d'équilibre statique (non –renversement; basculement).
- État limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture).
- État limite ultime de stabilité de forme (non-flambement).

La contrainte limite du béton à l'**ELU** correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule suivante:

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} [\text{MPa}] \dots\dots\dots (\text{Art. A.4.3.41.BAEL91/99})$$

Avec:

Le coefficient de minoration **0,85**: pour couvrir l'erreur faite en négligeant le Fluage du béton.

$$\left\{ \begin{array}{l} Y_b: \text{Coefficient de sécurité} \\ f_{bu}: \text{Contrainte ultime du béton en compression.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Y_b = 1.5 \text{ en situation courante (sollicitations durables)} \\ Y_b = 1.15 \text{ en situation accidentelle (sollicitations accidentelles)} \end{array} \right.$$

θ : coefficient dépendant de la durée d'application (**t**) du chargement. Il est fixé à:

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \longrightarrow \text{si } t \geq 24h \\ \theta = 0,9 \longrightarrow \text{si } h < t < 24h \\ \theta = 0,85 \longrightarrow \text{si } t \leq 24h \end{array} \right.$$

À **j = 28** jours en situation courante, $\theta = 1$ (situation durable)

Pour **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.**

La relation contrainte- déformation est illustrée dans la figure suivante:

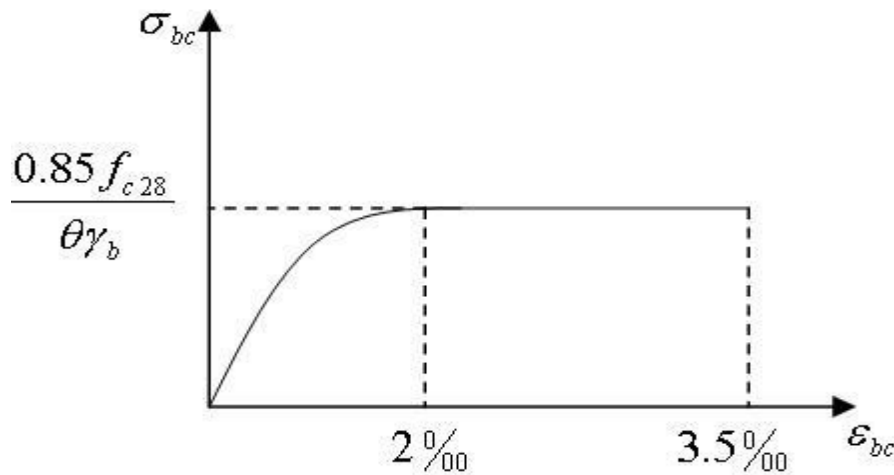


Figure I-6: Diagramme Contraintes- Déformations du Béton à l'ELU.

Avec: σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

E_b : Module de Young.

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

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont:

- $\epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$

- $\epsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} \\ (4,5 - 0,025 f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$

Le diagramme est composé:

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à 2 ‰ c'est l'**Etat Elastique**.

- D'une partie rectangle $2 \text{ ‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰}$ c'est l'**Etat Plastique**.

- **Etat limite de service (ELS)..... (Art A.4.5.2 BAEL 91/ 99)**

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites. On distingue:

- Etat limite de la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite de déformation admissible des éléments de construction (flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} [Mpa]..... (Art 4.5.2 BAEL 91/99)$$

Pour notre cas, on a: $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. Elle est limitée par: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Le béton est considéré comme élastique linéaire .La relation contrainte –déformation est illustrée par la figure suivante:

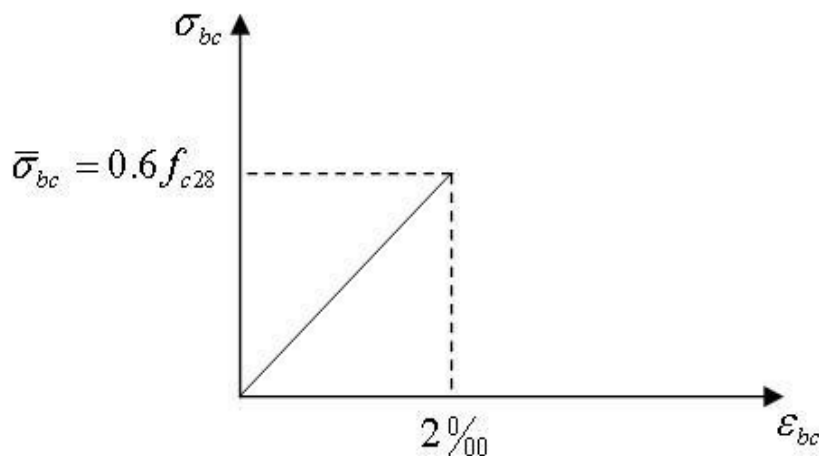


Figure I-7 : Diagramme Contrainte- Déformation du Béton à l'ELS

- **Contrainte limite de cisaillement..... (Art.5.1.1BAEL.91/99)**

Elle est donnée par la formule suivante: $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$

Avec : V_u : l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

b_0 : largeur de l'âme.

d : hauteur utile $d = 0,9 h$: position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes:

- La fissuration est non préjudiciable (peu nuisible):

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P. N}$$

- La fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable:

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P ou F.T.P}$$

- **Module d'élasticité du béton E:**

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

- **Module de déformation longitudinale instantané.....(Art A-2.1, 21BAEL91/99)**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24 heures**, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton **E_{ij}** est égal à: **E_{ij} = 11000 $\sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa)**

Cette formule n'est valable que pour les bétons habituels durcissant naturellement sur le chantier.

Dans notre cas: **f_{c28}=25MPa** alors: **E_{ij} = 32164, 20 MPa.**

- **Module de déformation longitudinale différée..... (Art A-2.1, 22BAEL91/99)**

Le module de déformation longitudinale différée dépend de la résistance Caractéristique à la compression du béton, permet de calculer la déformation finale du béton.

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

f_{cj}: la résistance du béton à la compression à (j) jours

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj}^{1/3}) \longrightarrow \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = 4400 (f_{cj}^{1/3}) \longrightarrow \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, sans fumée de silice}$$

$$E_{vj} = 6100 (f_{cj}^{1/3}) \longrightarrow \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, avec fumée de silice}$$

Dans notre cas pour $j = 28$ jours

Donc : $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$ Alors : $E_{cj} = 10818,86 \text{ MPa}$

- **Module de déformation transversale**..... (Art. A.2.1.3.BAEL91/ 99)

Le module de déformation transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effort tranchant. Sa valeur est donnée par la formule suivante:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad \text{Avec:} \quad \begin{cases} E: \text{module de Young} \\ \nu: \text{Coefficient de poisson} \end{cases}$$

• **Coefficients de poisson**..... (Art 2.1, 3 .BAEL91/99)

Le coefficient de poisson(ν) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative ; il est donné par : $\nu = \frac{\Delta d}{d} / \frac{\Delta l}{l}$

Il sera pris égal à:

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'**État Limite Ultime (ELU)**.
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'**État Limite Service (ELS)**.

• **Fluage de Béton:**

Sous chargement constant, la déformation de béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeable puisqu'elles peuvent représentées jusqu'à trois fois les déformations instantanées, $E_v = E_{oe} = 3.E_i$

• **Phénomène de Retrait:**

Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air tend à se raccourcir, ceci est dû à l'évaporation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner des déformations de l'ordre de $1,5 \times 10^{-4}$ à 5×10^{-4} selon l'humidité de l'environnement. La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, la contrainte dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.

- **Dilatation Thermique:**

Le coefficient de dilatation du béton vaut 9×10^{-6} à 12×10^{-6} et on adoptera une valeur forfaitaire de 10^{-5} pour le béton armé. Une variation de température peut entraîner des contraintes internes de traction qui engendrent ensuite une dilatation. Pour éviter ces désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalle, voile de façade) ou bâtiment de grandes dimensions des joints de dilatation.

II-2) Les Aciers:

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est utilisé pour reprendre les efforts de tractions, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. En général les aciers utilisés sont de deux types :

- **Les aciers à hautes adhérences (HA)**
- **Treillis soudés**

Dans notre cas les aciers utilisés sont:

Types d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la rupture ($\epsilon_{r,0.2}$)	Coefficient de fissuration	Coefficient de Scellement (Ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence Fe E 400	HA	400	480	14	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé T L 520 ($\Phi < 6\text{mm}$)	TS	520	550	8	1.3	1.0

Tableau I-2: Caractéristiques des aciers utilisés

II-2-1) Caractéristiques physiques et mécaniques des aciers utilisés:

- **Le module d'élasticité longitudinale (E)** (Art-2.2.1 BAEL91/99)

Le module d'élasticité longitudinale sera pris égal à $E = 2 \times 10^5$ MPa pour tous les aciers utilisés.

- **Coefficient de Poisson des aciers:**

Le coefficient de Poisson (ν) pour les aciers est pris égal à **0.3**.

II-2-2) Contraintes limites:

- Contrainte limite de calcul (ELU) (Art A.4.3.2 BAEL91/99)

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de traction et de compression. Elles sont utilisées jusqu'à leur limites élastiques avec un coefficient de sécurité. La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante:

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec:} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} : \text{la contrainte de l'acier à l'ELU.} \\ f_e : \text{contrainte d'élasticité de l'acier.} \end{array} \right.$$

γ_s : coefficient de sécurité. $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \text{ cas des situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ cas des situations durables ou transitoires} \end{array} \right.$

- Pour les aciers (HA):

$$F_e = 400 \text{ MPa} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \quad \text{alors : } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1 \quad \text{alors : } \sigma_{st} = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- Pour les treillis soudés (TS):

$$F_e = 520 \text{ MPa} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \quad \text{alors : } \sigma_{st} = 452,20 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1 \quad \text{alors : } \sigma_{st} = 520 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Diagramme contrainte-déformation de calcul:

Pour les états limites ultimes les contraintes de calcul (σ_{st}) des armatures longitudinales sont données en fonction des déformations (ϵ_s) de l'acier par le diagramme contrainte-déformation de la figure suivante:

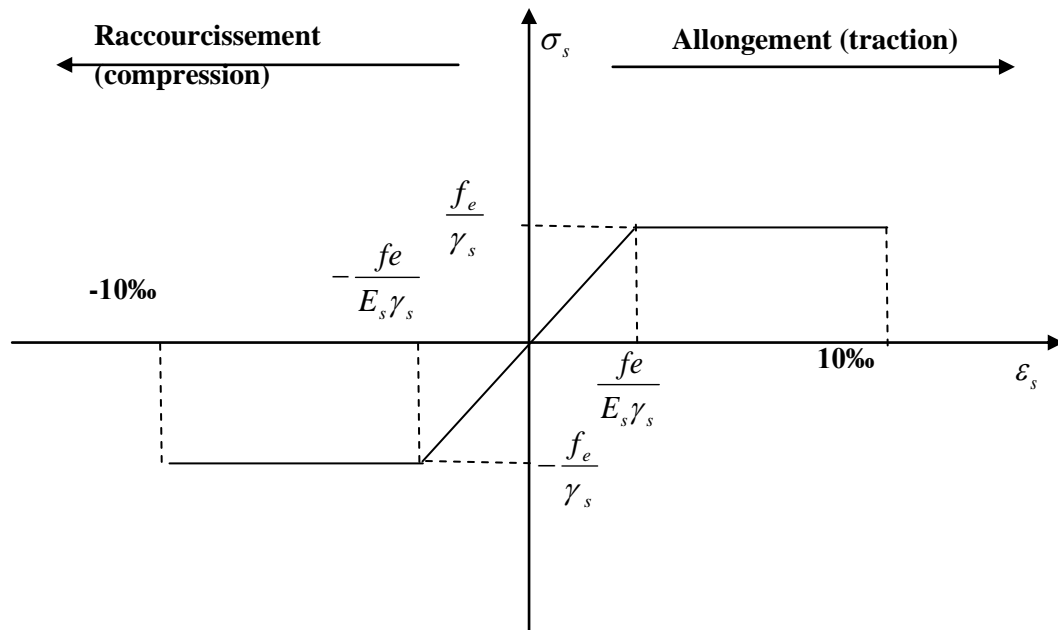


Figure I-8: Diagramme Contrainte-Déformation d'Acier

Le diagramme contrainte-déformation se compose d'une droite de pente $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ (module d'élasticité), indépendante de la nuance de l'acier et d'un palier horizontal d'ordonnée $\frac{f_e}{\gamma_s}$

- **Etat limite service (ELS).....(Art A.4.5.3 BAEL91/99)**

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour limiter l'importance de l'ouverture de celles-ci (risque de corrosion des armatures) dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

D'après les règles **BAEL 91 modifié 99**, on distingue trois cas de fissurations:

- Fissuration peu préjudiciable ou peu nuisible.....(Art. A.4.5.32, BAEL91/99)

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable ou peu nuisible lorsque les éléments sont situés dans des locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées). Dans ce cas, aucune vérification n'est à effectuer. $\overline{\sigma}_{st} = f_e$

- Fissuration préjudiciable.....(Art. A.4.5.33, BAEL91/99)

La fissuration est considérée comme préjudiciable exposés aux intempéries ou ils peuvent être alternativement immergés en eau. Contrainte dans l'acier est limitée comme suit:

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

Avec : η : Coefficient de fissuration.

- Fissuration très préjudiciable..... (Art.4.5.34, BAEL91/99)

Les éléments sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien ils doivent assurer une étanchéité parfaite. Dans ce cas la contrainte de traction des armatures est limitée à:

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

Avec : η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses (RL) et treillis soudés.

$\eta = 1,3$ pour les aciers de haute adhérence (HA) ($\phi < 6\text{mm}$).

$\eta = 1.6$ pour les aciers de haute adhérence (HA) ($\phi \geq 6\text{mm}$).

• Protection d'armatures (enrobage)..... (Art A.7.1 BAEL91/99)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On doit aussi veiller à ce que l'enrobage (**c**) des armatures soit conforme aux valeurs suivantes:

- **$C \geq 5 \text{ cm}$** pour les ouvrages exposés à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- **$C \geq 3 \text{ cm}$** pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, que encore, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux...).
- **$C \geq 1 \text{ cm}$** pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur de paquet dont elle fait partie (**A-7.2. 4**) afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins **5cm (A-7.2, 8)**.

CHAPITRE II:

Pré-

Dimensionnement

Des Éléments

II-1) Introduction:

Après avoir défini les caractéristiques géométriques de notre ouvrage et les caractéristiques des matériaux à utiliser, nous précéderons dans ce chapitre au pré-dimensionnement des éléments porteurs à savoir les planchers, les poteaux, les poutres, les escaliers et les voiles afin d'assurer une bonne résistance de la construction. Les dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99V2003** et du **CBA93** et le **BAEL91 /99**.

II-2) Pré-dimensionnement des Planchers:

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers seront utilisés:

- Planchers à corps creux
- Dalle pleine

II-2-1) Planchers en Corps Creux:

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

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

- 20 cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;
- 30 cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles,

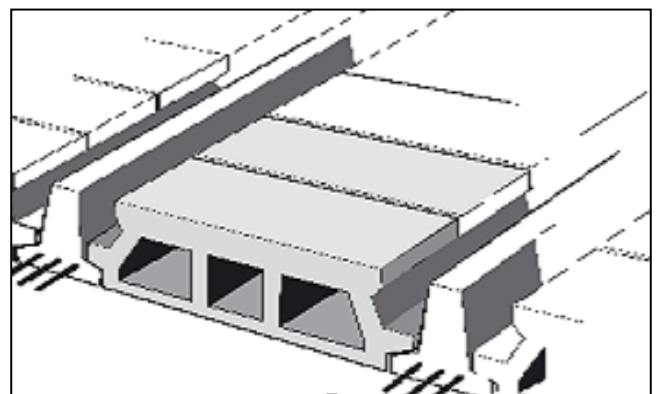


Figure II-1: Vue d'un plancher en Corps Creux

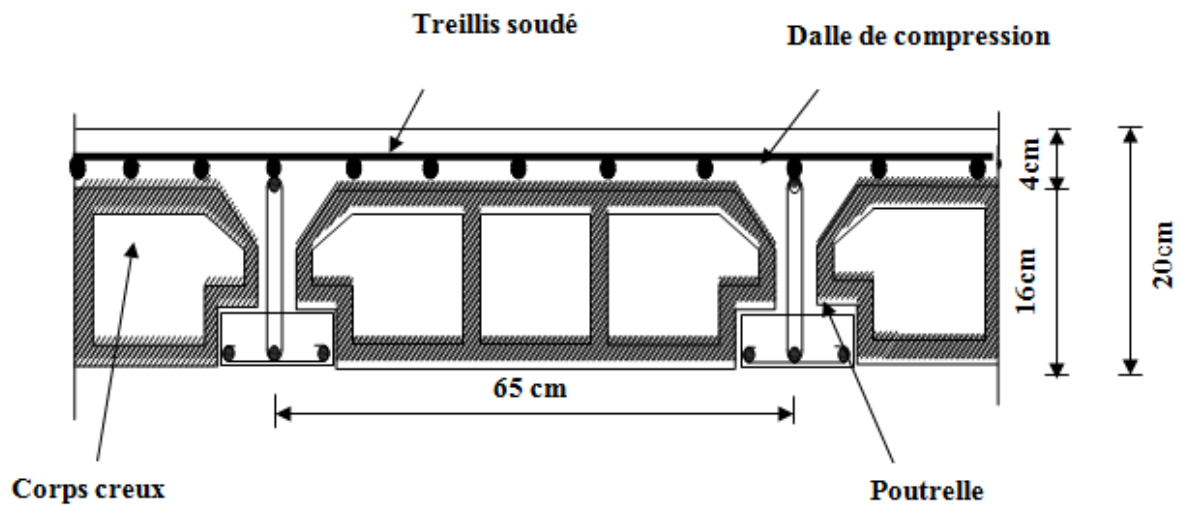


Figure II-2: Coupe Verticale d'un Plancher en Corps Creux

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations. Son épaisseur est donnée en vérifiant la condition de déformation par la formule suivante:

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{BAEL 91/99})$$

Avec: h_t : hauteur totale du plancher

L_{\max} : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles. Nous prendrons une section minimale de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$ exigée par le **RPA** qui correspond à celle d'un poteau en **zone IIa**. $L_{\max} = L - b$

Dans notre cas nous avons:

$$L_{\max} = 375 - 25 = 350 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{350}{22,5} = 15,56 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur: $h_t = (16 + 4) = 20 \text{ cm}$

- Épaisseur du corps creux: **16 cm**

- Épaisseur de la dalle de compression: **4 cm**.

II-2-2) Dalles Pleines:

Les dalles pleines sont des planchers minces en béton armé de **15 à 20cm** d'épaisseur. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif. Le pré dimensionnement des dalles pleines est déterminé en tenant compte de leurs portées ainsi que des conditions suivantes:

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

A- Résistance à la flexion:

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par la formule suivante $E_p \geq \frac{L_0}{10}$

Avec: L_0 : portée libre.

E_p : épaisseur de la dalle

B- Résistance au feu:

$E_p = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.

$E_p = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.

$E_p = 15\text{ cm}$: pour trois (03) heures de coup de feu.

C- Isolation acoustique:

Selon les règles techniques (**CBA93**) en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à **13 cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique. D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse:

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

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

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

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

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times E_p \geq 350 \text{ kg/m}^2 \longrightarrow E_p \geq 14\text{cm} .$$

II-3) Pré-dimensionnement des Poutres:

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé. Elles assurent la transmission des charge et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles), elles assurent aussi la fonction de chaînage des éléments. Les dimensions de la section transversales de la poutre à savoir la hauteur totale **h** et la largeur **b** doivent répondre aux règles du **BAEL 91/99**.

La section de la poutre est déterminée par les formules suivantes:

D'après les règles de **BAEL 91 révisées 99**:

- **Hauteur h:**

$$\text{On a: } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec: **L_{max}**: Longueur de la plus grande portée entre nu d'appuis.

h: hauteur totale de la poutre.

- **Largeur b:**

$$\text{On a: } 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec: **b**: largeur de la poutre.

Selon le **RPA 99V2003**; les poutres doivent respecter les conditions suivantes dans la zone IIa

Hauteur: **h** ≥ 30 cm.

Largeur: **b** ≥ 20 cm (Article 7.5.1 RPA99/2003)

$$\frac{h}{b} \leq 4.$$

$$b_{\max} = 1,5h + b.$$

Dans notre projet on a quatre types de poutres:

II-3-1) Les poutres principales:

Ce sont les poutres perpendiculaires aux poutrelles. Elles reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les transmettent aux poteaux. Dans notre plan les poutres principales sont suivant l'axe Y-Y.

On a:

- Hauteur h:

$$L = 375 - 25 = 350 \text{ cm.}$$

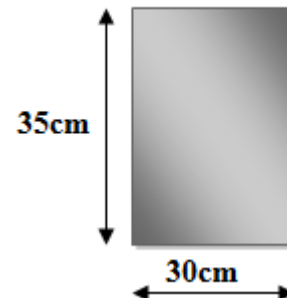
$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \longrightarrow 23.3 \leq h \leq 35$$

On prend: **h = 35 cm.**

- Largeur b:

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \longrightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

Figure II-3: pré-dimensionnement



Des Poutres Principales

On prend: **b = 30 cm**

Poutres Principales: (30 x 35)

Vérification RPA99/2003:

Condition	Poutres principales	vérifications
$h \geq 30\text{cm}$	35	Vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	30	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.17	Vérifiée
$b_{\max} \leq 1,5h + b$	82.5	Vérifiée

Tableau II-1: Vérification des dimensions des Poutres Principales

Les conditions sont vérifiées pour les Poutres Principales

→ **Poutres Principales: (30 x 35)**

II-3-2) Les poutres secondaires:

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage. Dans notre plan les poutres secondaires sont suivant l'axe **X-X**.

On a :

- **Hauteur h:**

$$L = 305 - 25 = 280 \text{ cm}$$

$$\frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10} \longrightarrow 18.67 \leq h \leq 28$$

On prend : **h = 25 cm.**

- **Largeur b:**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \longrightarrow 10 \leq b \leq 17.5$$

On prend : **b = 15 cm.**

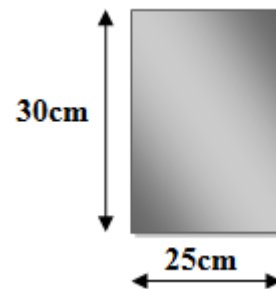


Figure II-4: pré-dimensionnement des Poutres secondaires

Poutres secondaires (15x25)

Vérification RPA99/2003:

Condition	Poutres secondaires	vérifications
$h \geq 30\text{cm}$	25	Non Vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	15	Non Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.67	Vérifiée
$b_{\max} \leq 1,5h + b$	52.5	Vérifiée

Tableau II-2: Vérification des dimensions des Poutres Secondaires

Les conditions ne sont pas vérifiées pour les poutres secondaires, on prendra les valeurs minimales du **RPA 99 version 2003**.

→ Les poutres secondaires ont pour dimensions **(bxh) = (25x30) cm²**.

II-3-3) La poutre inclinée de la charpente:

On a:

- **Hauteur h:**

$$L = 385 - 25 = 360 \text{ cm.}$$

$$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \longrightarrow 24 \leq h \leq 36$$

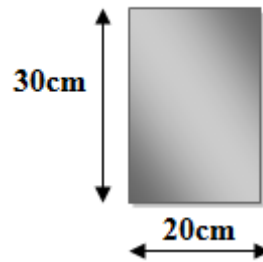


Figure II-5:Pré-dimensionnement des Poutres inclinées

On prend: **h = 30 cm.**

- **Largeur b:**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \longrightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On prend: **b = 20 cm**

Poutres inclinées de la charpente (20x30).

Vérification RPA99/2003:

Condition	Poutres Inclinées	vérifications
$h \geq 30\text{cm}$	30	Vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	20	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.5	Vérifiée
$b_{\max} \leq 1,5h + b$	65	Vérifiée

Tableau II-3: Vérification des dimensions des Poutres Inclinées

Les conditions sont vérifiées pour les Poutres Inclinées

→ **Poutres Inclinées: (20 x 30)**

II-4) Pré-dimensionnement des Voiles:

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

Le pré-dimensionnement des voiles se fera conformément à l'article (ART 7.7.1RPA99/2003). Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $L_{min} \geq 4a$.

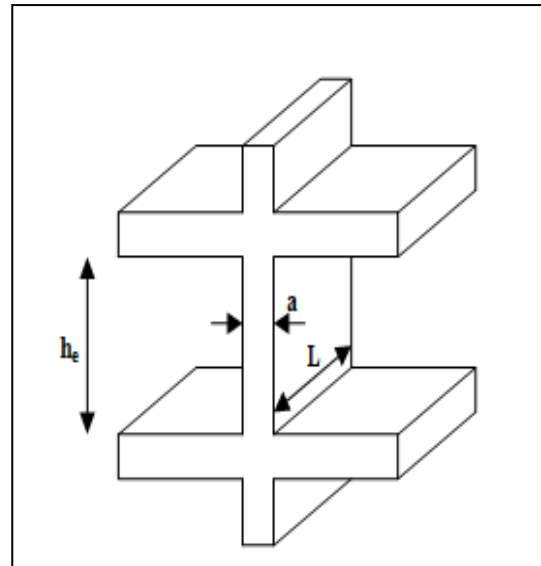


Figure II-6: Coupe d'un voile en élévation

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et de la rigidité aux extrémités. L'épaisseur minimale est de **15 cm**.

Soit: h_e : la hauteur libre d'étage

a : épaisseur des voiles.

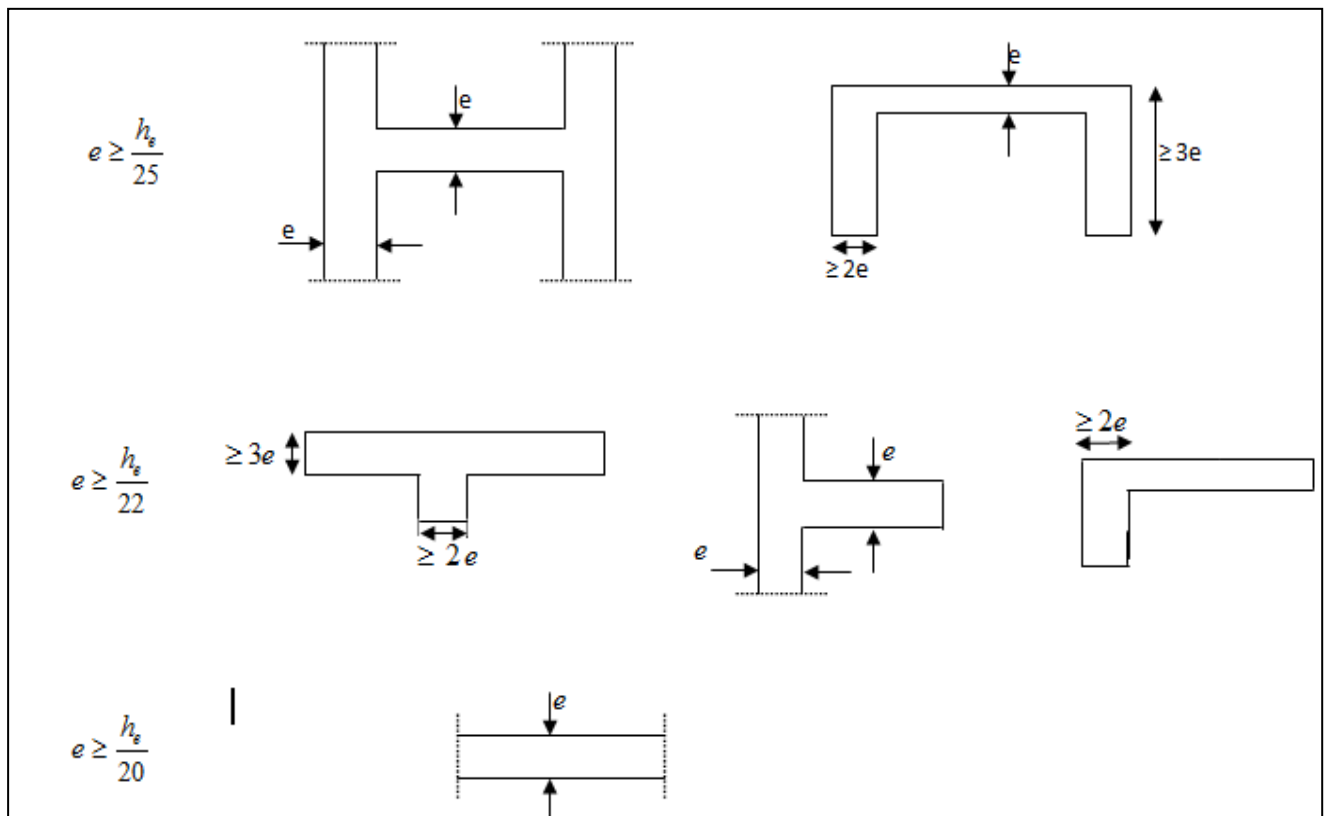


Figure II-7: Coupe Verticale des Types des Voiles en Plan

Le cas qui correspond à nos plans est le troisième cas.

On prend donc: $a \geq \frac{h_e}{20}$

- **Pour le sous-sol: $h = 306\text{cm}$**

$h_e = h_{s-s}$ - épaisseur de la dalle

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

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

- **Pour le RDC: $h = 306\text{cm}$**

$h_e = h_{s-s}$ - épaisseur de la dalle

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

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

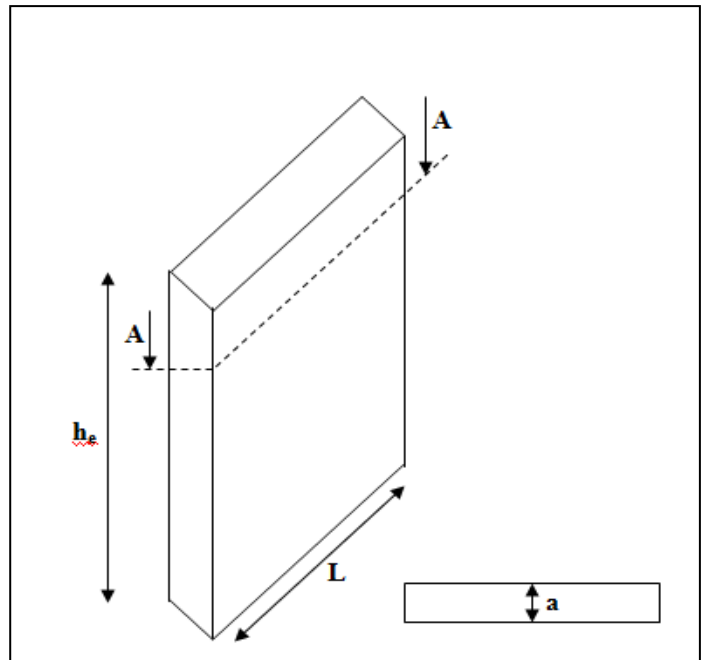


Figure II-8: Vue d'un voile

- **Pour l'étage courant: $h = 306\text{cm}$**

$h_e = h_{s-s}$ - épaisseur de la dalle

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

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

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

Vérification des RPA99 version 2003:

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement sa longueur minimale (L_{\min}) doit être au moins égale à quatre fois son épaisseur (**ART 7.7.1RPA99/2003**)

Avec: L_{\min} : La portée minimale du voile.

$$L_{\min} \geq 4a \longrightarrow L_{\min} \geq 4(20) = 80\text{cm}$$

$$\begin{cases} 100 \text{ cm} \geq 80\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ a = 20\text{cm} > a_{\min} = 15\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées donc on opte pour des voiles d'épaisseur **$a=20\text{cm}$** .

II-5) Pré-dimensionnement des Poteaux:

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

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à l'**ELS** sous un effort de compression **Ns** sur le poteau le plus sollicité. Selon l'article **(B.8.4.1 de CBA93)**, tous en vérifiant les exigences du **RPA (Art7.4.1 RPA99/2003)**,

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

- **Min (b1, h1) ≥ 25cm.....en zone I et IIa.**
- **Min (b1, h1) ≥ h_c/22.....en zone III et IIb**
- **1/4 ≤ b1/h1 ≤ 4**

La section du poteau sera déterminée par cette formule: $S_{\text{pot}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal Ns tel que: **Ns = G + Q**

Soit: **Ns:** effort normal repris par le poteau le plus sollicité.

S: section du poteau.

G: charge permanente.

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

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

Avec: $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6(25) = 15 \text{ MPa}$

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

II-5-1) Détermination des Charges et Surcharges:

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et des surcharges d'exploitation, on se réfère au document technique réglementaire (**DTR B.C.2.2**) qui nous conduit aux données ci-après:

A- Charges permanentes (G):

- Toiture

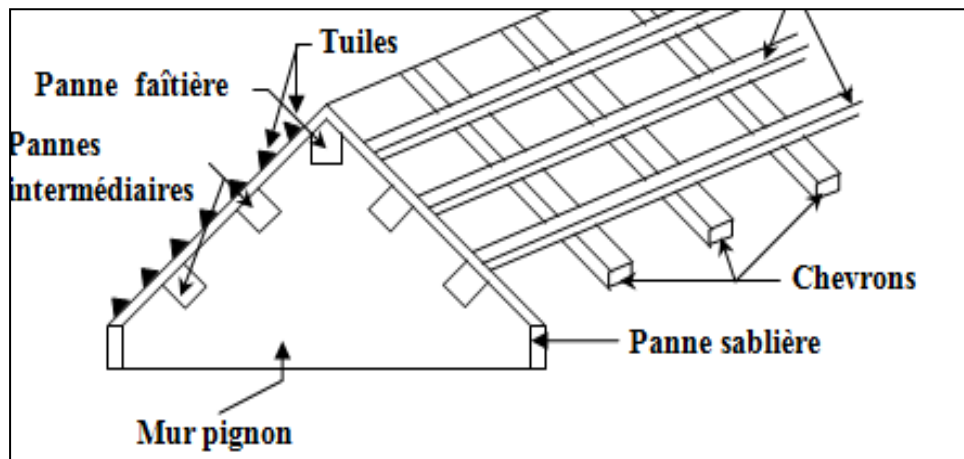


Figure II-9: Vue d'une Toiture

N°	Nature de la couche	Pente	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G(KN/m ²)
1	Couverture tuile mécanique (linteaux compris)	70	0.45	0.45
2	Pannes+chevron+fixation	70	0.15	0.15
3	Mur de séparation (Ep = 10cm)	70	09	0.90
Charge permanente totale Gt				1.50 KN/m ²

Tableau II-4: Charge permanente du la Toiture

- Plancher étage courant et plancher étage terrasse:

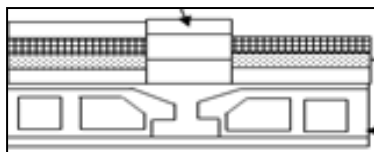


Figure II-10: Coupe du plancher d'étage courant

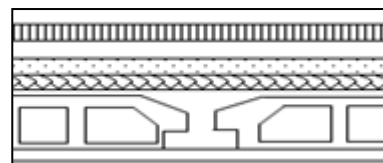


Figure II-11: Coupe du plancher terrasse

- Plancher Étage Courant:

N°	Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge Permanente G(KN/m ²)
1	Cloison en brique creuse	0.1	09	0.9
2	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Couche de sable	0.02	18	0.36
5	Plancher en corps creux	0.20	/	2.80
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gt				5.10 KN/m ²

Tableau II-5: Charge permanente du plancher étage courant

- Plancher de la Terrasse:

N°	Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge Permanente G(KN/m ²)
1	Cloison en brique creuse	0.1	09	0.9
2	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Couche de sable	0.02	18	0.36
5	Plancher en corps creux	0.20	/	2.80
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
7	Etanchéité	0.02	6	0.12
Charge permanente totale Gt				5.22 KN/m ²

Tableau II-6: Charge permanente du plancher de la terrasse

• Les Dalles Pleines:

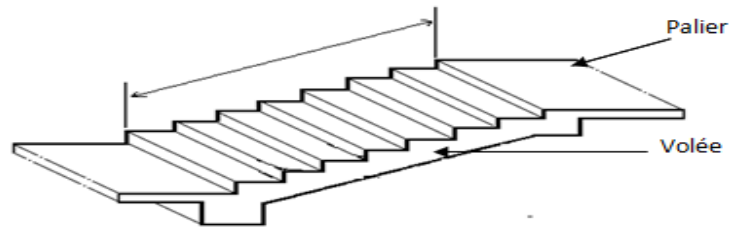


Figure II-12: Vue d'un palier et d'une paillasse

• Le Palier:

N°	Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m ³)	Charge permanente G(kN/m ²)
1	Revêtement de carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Enduit de ciment	0.015	22	0.33
5	Poids propre du garde corps	/	/	0.2
6	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
Charge permanente totale Gt				5.48 KN/m ²

Tableau II-7: Charge permanente du palier

• La paillasse:

N°	Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Charge Permanente G(kN/m ²)
1	Poids propre de la paillasse	0.15/cos a	25	4.5
2	Poids propre des marches	0.17/2	25	2.13
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Couche de sable	0.02	18	0.36
5	Revêtement en Carrelage	0.02	22	0.44
6	Enduit de ciment	0.015	22	0.33
7	Poids propre du garde corps	/	/	0.20
Charge permanente totale Gt				8.36 KN/m ²

Tableau II-8: Charge permanente de la paillasse

- Dalle pleine de la terrasse:**

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
5	Etanchéité	0.02	6	0.12
Charge permanente totale G ₁				5.07

Tableau II-9: Charge permanente de la dalle pleine de la terrasse

- Maçonnerie:**

Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs.

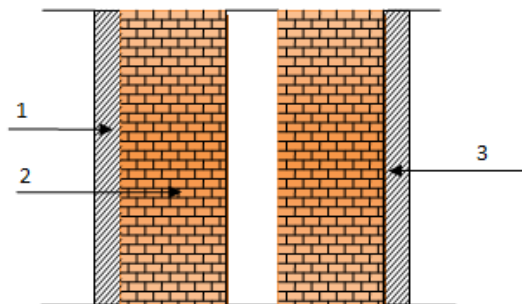


Figure II-13: Murs extérieurs

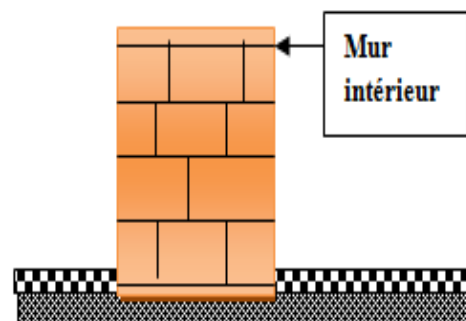


Figure II-14: Murs intérieurs

- Murs extérieurs:**

N°	Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G(KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	20	0.4
2	Brique creuse	2x0.10	09	1.8
3	Lame d'air	0.05	/	0
4	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale G _t				2.40KN/m ²

Tableau II-10: Charge permanente des murs extérieurs

- **Murs intérieurs:**

N°	Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G(KN/m ²)
1	Enduit plâtre	2x0.02	10	0.4
2	Brique creuse	0.1	09	0.9
Charge permanente totale Gt				1.30 KN/m ²

Tableau II-11: Charge permanente des murs intérieurs

B- Charges d'exploitations (Q):

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C. 2.2**

N°	Les Eléments	Charges Exploitations Q(kN/m ²)
1	Plancher étage courant à usage d'habitation	1.5
2	Plancher sous la toiture	1.5
3	Plancher étage RDC à usage d'habitation	1.5
4	Escalier	2.5
5	Balcon	3.5
6	Sous-sol 2 à usage d'habitation	1.5
7	Sous-sol 1 à usage commercial	3.5
8	Charpente	1.0

Tableau II-12: Charges d'exploitations

II-5-2) Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité:

A- Surface d'influence du poteau le plus sollicité:

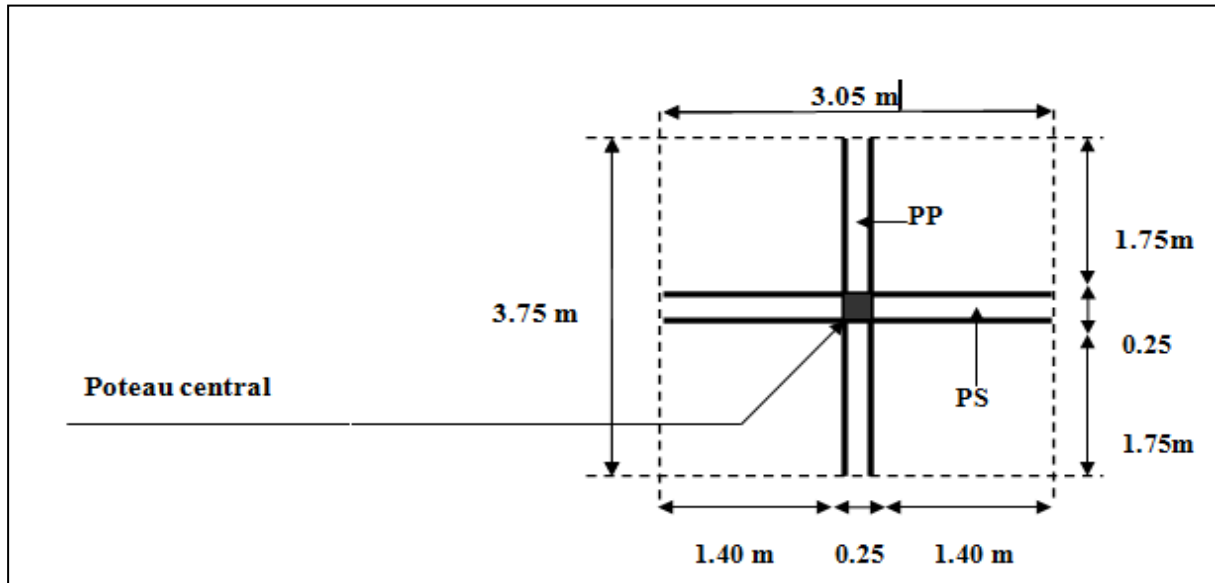


Figure II-15: Surface d'influence du poteau le plus sollicité

Calcul des surfaces:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$- S_1 = 1.4 \times 1.75 = 2.45 \text{ m}^2 \longrightarrow S_1 = 2.45 \text{ m}^2$$

$$- S_2 = 1.4 \times 1.75 = 2.45 \text{ m}^2 \longrightarrow S_2 = 2.45 \text{ m}^2$$

$$- S_3 = 1.4 \times 1.75 = 2.45 \text{ m}^2 \longrightarrow S_3 = 2.45 \text{ m}^2$$

$$- S_4 = 1.4 \times 1.75 = 2.45 \text{ m}^2 \longrightarrow S_4 = 2.45 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{tot}} = 2.45 + 2.45 + 2.45 + 2.45 = 9.8 \text{ m}^2 \longrightarrow S_{\text{tot}} = 9.8 \text{ m}^2$$

B- Surface d'influence de la toiture:

Elle se compose de deux versants inclinés, de même angle α .

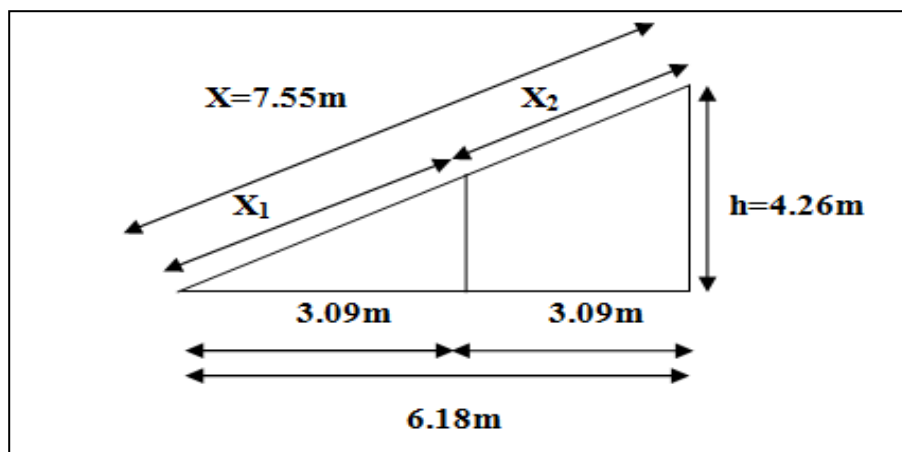


Figure II-16: Surface d'influence de la toiture

- Calcul de α :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{4.26}{6.18} = 0.689 \quad \text{ce qui donne} \quad \alpha = 34.57^\circ \quad \text{On prend: } \alpha = 35^\circ$$

- Calcul de la surface de la toiture inclinée:

$$X_1 = \frac{3.09}{\cos(35^\circ)} = 3.77 \text{ m} \longrightarrow X_1 = 3.77 \text{ m}$$

$$X_2 = X - X_1 = 7.55 - 3.77 = 3.78 \text{ m} \longrightarrow X_2 = 3.78 \text{ m}$$

$$S_T = \left(\frac{X_1}{2} + \frac{X_2}{2} \right) \times (1.5 + 1.75 + 0.25) = \left(\frac{3.77}{2} + \frac{3.78}{2} \right) \times (1.4 + 1.75 + 0.25) = 12.84 \text{ m}^2$$

$$S_T = 12.84 \text{ m}^2$$

C- Poids propre des éléments:

	Éléments	Poids Propre des Éléments
Poids de plancher	Plancher sous toiture	$9.8 \times 5.10 = 49.98 \text{ KN}$
	Plancher d'étage courant	$9.8 \times 5.10 = 49.98 \text{ KN}$
	Toiture	$12.84 \times 1.5 = 19.26 \text{ KN}$
Poids des poutres	Poutre principale: (30x35)	$(1.75 + 1.75) \times 0.3 \times 0.35 \times 25 = 9.19 \text{ KN}$
	Poutre secondaire: (25x30)	$(1.4 + 1.4) \times 0.25 \times 0.3 \times 25 = 5.25 \text{ KN}$
	Poutre incliné: (20x30)	$[(1.4 + 1.4) \times 0.20 \times 0.30 \times 25] \times \cos 35^\circ = 3.44 \text{ KN}$
Poids des poteaux	Poteaux de la toiture	$(0.25 \times 0.25) \times 4.26 \times 25 = 6.66 \text{ KN}$
	Poteaux étage courant et RDC	$(0.25 \times 0.25) \times 3.06 \times 25 = 4.781 \text{ KN}$
	Poteau du sous sol	$(0.25 \times 0.25) \times 3.06 \times 25 = 4.781 \text{ KN}$

Tableau II-13: Poids Propre des Planchers- Poutres et Poteaux

$$P_{\text{pot}} = S \times \rho \times h_e$$

S: section des poteaux en zone IIa $\geq 25 \text{ cm}$

(RPA 99/version 2003)

ρ : poids volumique du béton 25 kN/m^3

h_e : hauteur d'étage

D- Charges d'exploitations:

	Plancher étage courant	Charges d'exploitations
Les Planchers	Plancher étage courant	9.8 x 1.5 = 14.7 KN
	Plancher sous toiture	9.8 x 1.5 = 14.7 KN
	Toiture	12.84 x 1 = 12.84 KN
	Plancher RDC	9.8 x 1.5 = 14.7 KN
	Plancher à usage commercial	9.8 x 3.5 = 34.3 KN

Tableau II-14: Charges d'Exploitations des différents planchers

II-5-3) Loi de Dégression des Surcharges:

Les règles du **BAEL 91/99** nous imposent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les diverses occupations peuvent être considérées comme indépendantes. Ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers, ce qui est le cas du bâtiment étudié. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous les niveaux. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de 5, c'est le cas de notre structure. La loi de dégression est:

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour: } n \geq 5$$

Avec: Q_0 : surcharge d'exploitation de la toiture.

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.

Niv	Toiture	Sous Toiture	4	3	2	1	RDC	SSOL1	SSOL2
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.69

Tableau II. 15: Coefficients de dégression des surcharges

Les surcharges cumulées:

Toiture: $\sum 0 = Q_0$

Sous la toiture: $\sum 1 = Q_1 = Q_0 + (Q_1)$

Niv 4: $\sum 2 = Q_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Niv 3: $\sum 3 = Q_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Niv 2: $\sum 4 = Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Niv 1: $\sum 5 = Q_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Niv RDC: $\sum 6 = Q_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Niv SSOL1: $\sum 7 = Q_7 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

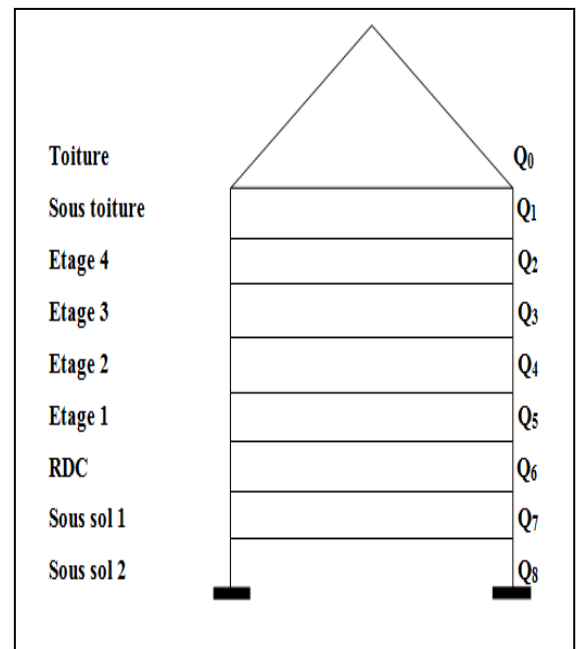


Figure II-17: Dégression des Surcharges

Niv SSOL2: $\sum 8 = Q_8 = Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

- **Application numérique:**

Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression:

Toiture: $Q_0 = 12.84 \text{ KN}$

Sous la toiture: $\sum 1 = Q_1 = 12.84 + 9.8 = 22.64 \text{ m KN}$

Niv 4: $\sum 2 = Q_2 = 12.84 + 0.95 (9.8 + 14.7) = 36.12 \text{ KN}$

Niv 3: $\sum 3 = Q_3 = 12.84 + 0.90 (9.8 + 14.7 + 14.7) = 48.12 \text{ KN}$

Niv 2: $\sum 4 = Q_4 = 12.84 + 0.85 (9.8 + 14.7 + 14.7 + 14.7) = 58.66 \text{ KN}$

Niv 1: $\sum 5 = Q_5 = 12.84 + 0.80 (9.8 + 14.7 + 14.7 + 14.7 + 14.7) = 67.72 \text{ KN}$

Niv RDC: $\sum 6 = Q_6 = 12.84 + 0.75 (9.8 + 14.7 + 14.7 + 14.7 + 14.7 + 14.7) = 75.32 \text{ KN}$

Niv SSOL1: $\sum 7 = Q_7 = 12.84 + 0.71 (9.8 + 14.7 + 14.7 + 14.7 + 14.7 + 14.7 + 14.7) = 82.42 \text{ KN}$

Niv SSOL2: $\sum 8 = Q_8 = 12.84 + 0.69 (9.8 + 14.7 + 14.7 + 14.7 + 14.7 + 14.7 + 14.7 + 14.7) = 90.60 \text{ KN}$

	Charges permanentes (kN)					Charges d'exploitation (kN)			Effort Normal (kN)	Section (cm ²)	
Niveau	Planchers	Poutres	Poteaux	Total	Cumul	Coeff	Plancher	Cumul	N= G+Q	Trouvée	Adoptée
Toiture	19.26	3.44	6.66	29.36	29.36	1	12.84	12.84	42.20	36.69	30x30
Sous toiture	38.22	14.44	4.781	57.44	86.80	1	9.8	22.64	109.44	95.17	35x35
4	49.98	14.44	4.781	69.20	156	0.95	14.7	37.34	193.34	168.13	35x35
3	49.98	14.44	4.781	69.20	225.20	0.90	14.7	52.04	277.24	241.08	35x35
2	49.98	14.44	4.781	69.20	294.40	0.85	14.7	66.74	361.14	314.03	40x40
1	49.98	14.44	4.781	69.20	363.60	0.80	14.7	81.44	445.04	386.99	40x40
RDC	49.98	14.44	4.781	69.20	432.80	0.75	14.7	96.14	528.94	459.95	40x40
Sous sol 1	49.98	14.44	4.781	69.20	502	0.71	14.7	110.84	612.84	532.90	45x45
Sous sol 2	49.98	14.44	4.781	69.20	571.20	0.69	14.7	125.54	696.74	605.86	45x45

Tableau II-16: Sections des Poteaux

Remarque:

On est passé d'une section de (25 x 25) à une section de (45 x 45) pour deux raisons:

- Pour ne pas avoir la rotule plastique dans les poteaux avant les poutres.
- Pour une meilleure disposition des armatures.

II-5-4) Vérification des règles du RPA 99/2003:

D'après l'Article 7.4.1 du RPA (vérification relative au coffrage), liée à la zone IIa nous avons les dimensions minimales suivantes:

$$\text{Min } (b,h) \geq 25\text{Cm}$$

$$\text{Min } (b,h) \geq h_e/20$$

$$1/4 \leq b/h \leq 4$$

Avec: **b** et **h** : dimensions des poteaux.

Condition exigée par le RPA	Niveaux	Poteaux	Valeurs calculés	vérification
Min (b,h) ≥ 25Cm Min (b,h) ≥ h_e/20 1/4 ≤ b/h ≤ 4	Comble	(30x30)	Min (b,h) = 30	Vérifiée
			h _e /20 = 426/20 = 21.30	Vérifiée
			0.25 ≤ 30/30 = 1 ≤ 4	Vérifiée
	Du 3^{eme} au 5^{eme} niveau	(35x35)	Min (b,h) = 35	Vérifiée
			h _e /20 = 306/20 = 15.3	Vérifiée
			0.25 ≤ 35/35 = 1 ≤ 4	Vérifiée
	Du RDC au 2^{eme} niveau	(40x40)	Min (b,h) = 40	Vérifiée
			h _e /20 = 306/20 = 15.3	Vérifiée
			0.25 ≤ 40/40 = 1 ≤ 4	Vérifiée
	Sous Sol 1 et 2	(45x45)	Min (b,h) = 50	Vérifiée
			h _e /20 = 306/20 = 15.3	Vérifiée
			0.25 ≤ 45/45 = 1 ≤ 4	Vérifiée

Tableau II-17: Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99/2003

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003**.

II-5-5) Vérification de la résistance des poteaux au flambement:

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

Cette instabilité dépend de:

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

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux soit: $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$

Avec: λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0,7 l_0$).

i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$.

B : section transversale du poteau ; $B = b^2$.

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

Donc: $\lambda = \frac{0.710}{\sqrt{I/B}} \leq 50$

On simplifiant la formule, on aura: $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} \times L_f \leq 50$

	l'élancement λ des poteaux	vérification
Poteaux du sous sol 1 et 2	$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} \times L_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0.7 \times 306 = 16.49 \leq 50$	Condition Vérifiée
Poteaux du RDC au 2^{ème} niveau	$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} \times L_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 306 = 18.55 \leq 50$	Condition Vérifiée
Poteaux du 3^{ème} au 5^{ème} niveau	$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} \times L_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 306 = 21.20 \leq 50$	Condition Vérifiée
Poteaux du comble	$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} \times L_f = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0.7 \times 426 = 34.43 \leq 50$	Condition Vérifiée

Tableau II-18: Vérification de la résistance des Poteaux au Flambement

La condition étant vérifiée pour tous les niveaux donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

Conclusion:

On a pré-dimensionné tous les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique. Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit:

		Les Dimensions
Les Planchers en Corps Creux		(16+4)
Les Voiles		Ep = 20cm
Les Poutres	Poutres Principales	(30x35)
	Poutres Secondaires	(25x30)
	Poutres Inclénées	(20x30)
Les Poteaux	Pot SS1 et SS2	(45x45)
	Pot RDC/ET2	(40x40)
	Pot ET3/ET5	(35x35)
	Pot Comble	(30x30)

Tableau II-19: Les Dimensions des Sections trouvées

Ces résultats nous serviront de base pour la suite de nos calculs dans les chapitres suivants.

CHAPITRE III:
Calcul des éléments
Secondaires

III-1) Introduction:

Ce chapitre concerne le calcul des éléments de la structure suivants :

- Les planchers.
- La dalle pleine.
- Les escaliers.
- La poutre palière.
- La poutre de chainage.
- La charpente.

III-1) Calcul des Les planchers:

La structure comporte des planchers en corps creux d'épaisseur **(16+4) cm**. Ils sont constitués de:

- Nervures appelées poutrelles préfabriquées de section en T espacées de **65cm**, disposées suivant le sens longitudinal et sur lesquelles repose le corps creux.
- Le corps creux, utilisé comme coffrage perdu et isolant phonique et thermique, sa hauteur est de **16cm**.
- Une dalle de compression en béton de **04cm** d'épaisseur. Elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but de:
 - Limiter les risques de fissuration par retrait.
 - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
 - répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Dans notre cas on fera l'étude pour un seul type de plancher qui aura pour fonction l'habitation.

III-1-1) calcul et ferrailage de la dalle de compression:

La dalle de compression a une épaisseur de **4cm**, elle est armée d'un quadrillage d'armatures de nuance **Fe520** dont les dimensions des mailles ne doit pas dépasser les valeurs suivantes donnée par le (**Art.6.8 BAEL91/99**):

- **20cm** pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.
- **33cm** pour les armatures parallèle aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes:

A - Armatures perpendiculaires aux poutrelles: $A_{\perp} \geq \frac{4 L'}{F_e}$

Avec: A_{\perp} : Section d'armatures (cm^2/ml).

L' : Distance entre axes des poutrelles, égale à 65cm.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé, exprimé en **MPa** $\longrightarrow F_e = 520 \text{ MPa}$

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

Soit: **5T4 = 0.63cm²**

Avec un espacement: $S_t = 20\text{cm}$.

B - Armatures parallèles aux poutrelles: $A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

$$A_{\parallel} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **5T4 = 0.63cm²**

Avec un espacement: $S_t = 20\text{cm}$.

Conclusion:

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (**TLE 520**) de dimension **(20x20) mm²**.

III-1-2) Calcul des poutrelles à l'ELU:

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la longueur est déterminée par l'entre-axe de deux poutrelles. Le calcul se fera comme suit.

A - Disposition des poutrelles:

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères:

- **Critère de la petite portée:**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- **Critère de la continuité:**

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

B - Dimensionnement de poutrelle:

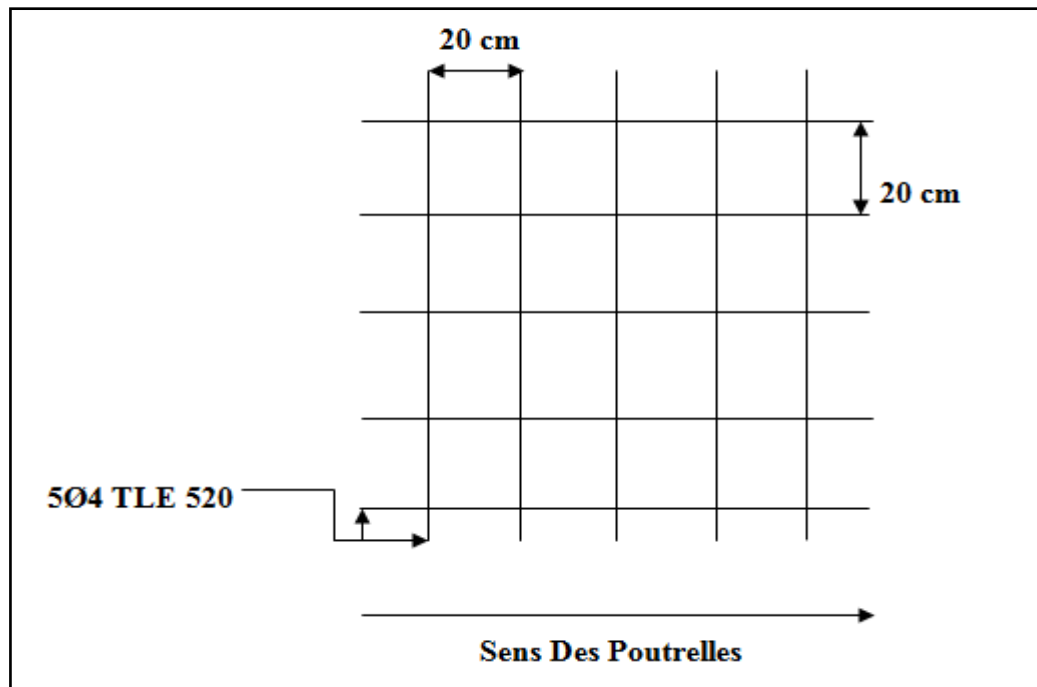


Figure III-1: Schéma du treillis soudé

Les poutrelles travaillent comme une section en T. La largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté d'une poutrelle sera déterminée à partir (Art A.4.1.3 BAEL91/99).

<u>Avec:</u>	b: largeur de la dalle de compression.	$b = 2b_1 + b_0$
	b_0: largeur de la poutrelle.	$b_0 = 12\text{cm}$
	h_0: épaisseur de la dalle de compression.	$h_0 = 4\text{cm}$
	L': entre axes des poutrelles.	$L' = 65\text{cm}$
	h_t: hauteur totale de poutrelle.	$h_t = 16+4 = 20\text{cm}$

C - Détermination de b_1 :

D'après (Art A.4.1.3 BAEL91/99) la largeur de la dalle de compression à prendre en compte de chaque côté d'une poutrelle est limité par:

$$b_1 = \min \left(\frac{L' - b_0}{2} ; \frac{L}{10} ; \frac{2 \times L}{3 \times 2} \right)$$

Avec: L: Portée de la plus grande travée,

$$L = 3.05 - 0.25 = 2.80\text{m}$$

$$b_1 = \min (26.5 ; 22 ; 93.33) = 26.5\text{cm}$$

On prend : $b_1 = 26.5\text{cm}$

Donc: $b = 2 b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65\text{cm}$

D - Calcul de la dalle de compression:

- **Après le coulage de dalle de compression:**

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastree partiellement à ses extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

Une poutrelle supportera les charges suivantes:

- Poids propre du plancher (étage courant) : $G = 5.10 \times 0.65 = 3.32 \text{ kN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ kN/ml}$

- **Les combinaisons de charge:**

ELU: $q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 3.32) + (1.5 \times 0.98) = 5.95 \text{ kN/ml}$

ELS: $q_s = G + Q = 3.32 + 0.98 = 4.3 \text{ kN/ml}$

III-1-3) Choix de la méthode de calcul:

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes:

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.

- **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire:**

Le principe de cette méthode consiste à évaluer les moments en travées et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant « M_0 » dans la travée, celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Les conditions d'applications sont:(Art B .6.2, 210 BAEL91/99)

- La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou **5 kN/ m²**.

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

$$Q = 0.98 \leq \max \{6.64 ; 5\text{kN/m}^2\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées. \longrightarrow Condition vérifiée.

- Les portées successives sont dans un rapport compris entre **0,8** et **1,25**.

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

$$0.8 \leq \frac{3.05}{3.05} = 1 \leq 1.25 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable. \longrightarrow Condition vérifiée.

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

- **Principe de la méthode forfaitaire:**

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement 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 charges que la travée considérée.

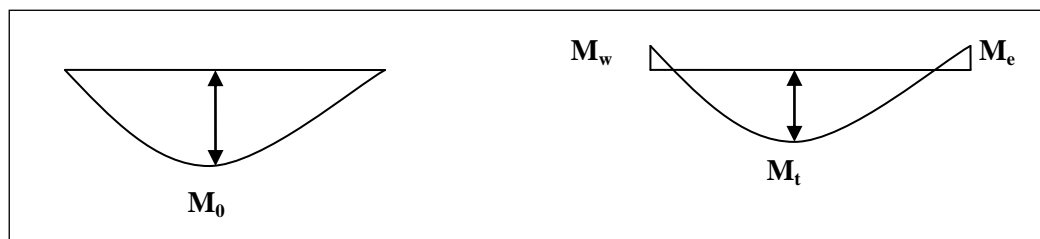


Figure III-2:diagramme des moments

- **Exposé de la méthode:**

- Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et

d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Ce coefficient varie entre 0 et $\frac{2}{3}$ pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour $Q = 0 \longrightarrow \alpha = 0$

$Q = 2G \longrightarrow \alpha = \frac{2}{3}$

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée 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:

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

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots \text{dans le cas d'une travée de rive}$$

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

0.6M₀ dans le cas d'une poutre à deux travées.

0.5M₀ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.

0.4M₀ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.

0.3M₀ pour les appuis de rive semi encastés.

Dans notre cas nous avons une poutre sur **07** appuis, comme présentée dans le diagramme suivant:

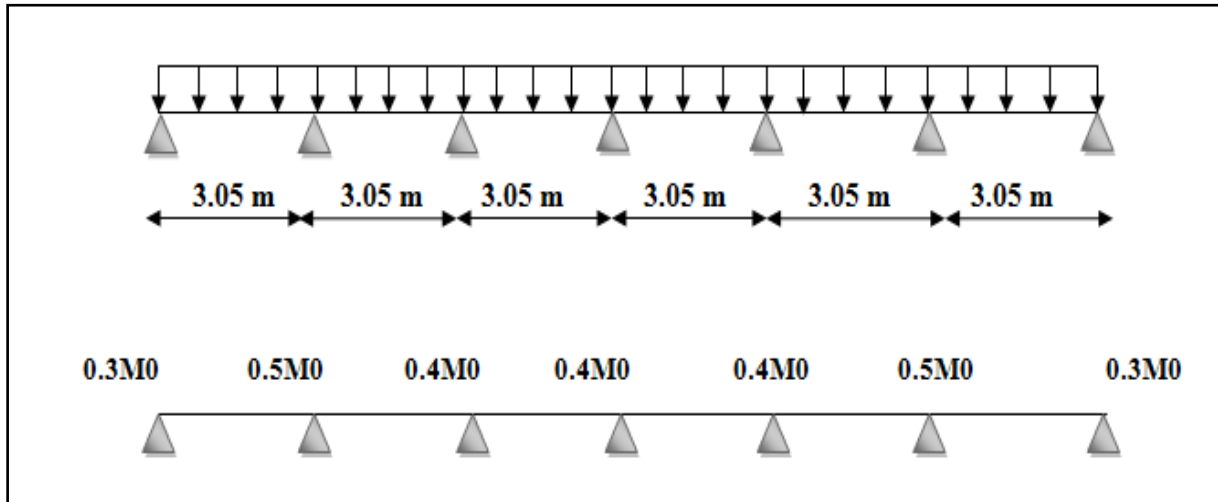


Figure III-3: Schéma statique de la poutrelle

- **Calcul des coefficients:**

α : rapport des charges d'exploitation (**Q**) à la somme des charges permanente (**G**) et des charges d'exploitations (**Q**).

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{0.98}{0.98 + 3.32} = 0.228 \longrightarrow \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

On aura après calcul: $\alpha = 0.228$

$$1 + 0.3 \alpha = 1 + (0.3 \times 0.228) = 1.078$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.534 \longrightarrow \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.634$$

- **Calcul des moments isostatique l'ELU:**

$$M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{5.95 \times (2.8)^2}{8} = 5.85 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments fléchissant:**

- **Les moments aux appuis:**

$$M_A = M_G = 0.3M_1 = 0.3 \times 5.85 = 1.75 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_F = 0.5 \max (M_1, M_2) = 0.5 \times 5.85 = 2.93 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = M_E = 0.4 \max (M_3, M_4) = 0.4 \times 5.85 = 2.34 \text{ KN.m}$$

Les moments calculés par la méthode forfaitaire correspondent à un matériau homogène. A cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes:

Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis:

On aura aux appuis les résultats suivants:

$$M_A = M_G = 1.17 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_F = 1.95 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = M_E = 1.56 \text{ KN.m}$$

- Les moments en travées: Par symétrie on a:

$$M_{AB}^t = M_{FG}^t$$

$$M_{BC}^t = M_{EF}^t$$

$$M_{CD}^t = M_{DE}^t$$

- Travée de rive:

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

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

- Travée de rive AB et FG:

$$M_{AB}^t \geq 1.078M_1 - \frac{M_A + M_B}{2} = (1.078 \times 5.85) - \left(\frac{1.75 + 2.93}{2}\right) = 3.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.634 \times 5.85 = 3.71 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc: } M_{AB}^t = M_{FG}^t = 3.97 \text{ KN.m}$$

- Travées intermédiaires:

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

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

- Travée intermédiaires BC et EF:

$$M_{BC}^t \geq 1.078M_2 - \frac{M_B + M_C}{2} = (1.078 \times 5.85) - \left(\frac{2.93 + 2.34}{2}\right) = 3.67 \text{ kN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.534 \times 5.85 = 3.12 \text{ KN.m}$$

Donc: $M_{BC}^t = M_{EF}^t = 3.67 \text{ kN.m}$

- Travées intermédiaires CD et DE:

$$M_{CD}^t \geq 1.078 M_2 - \frac{M_C + M_D}{2} = (1.078 \times 5.85) - \left(\frac{2.34 + 2.34}{2} \right) = 3.97 \text{ kN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.534 \times 5.85 = 3.12 \text{ KN.m}$$

Donc: $M_{CD}^t = M_{DE}^t = 3.97 \text{ KN.m}$

Augmentation de 1/3 pour les moments en travée:

$$M_{AB}^t = M_{FG}^t = 5.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t = M_{EF}^t = 4.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t = M_{DE}^t = 5.29 \text{ KN.m}$$

- Calcul des efforts tranchant:

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

Avec: $L = 2.8 \text{ m}$

$$q_u = 5.95 \text{ kN/ml}$$

Tableau récapitulatif des résultats calculés:

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
$M_w \text{ (KN.m)}$	1.17	1.95	1.56	1.56	1.56	1.97
$M_e \text{ (KN.m)}$	1.95	1.56	1.56	1.56	1.97	1.17
$T_w \text{ (KN)}$	8.05	8.47	8.33	8.33	8.19	8.61
$T_e \text{ (KN)}$	-8.61	-8.19	-8.33	-8.33	-8.47	-8.05

Tableau III-1: Les Moments et les efforts tranchants des poutrelles calculés à l'ELU

- Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant:

1- Diagramme des moments fléchissant:

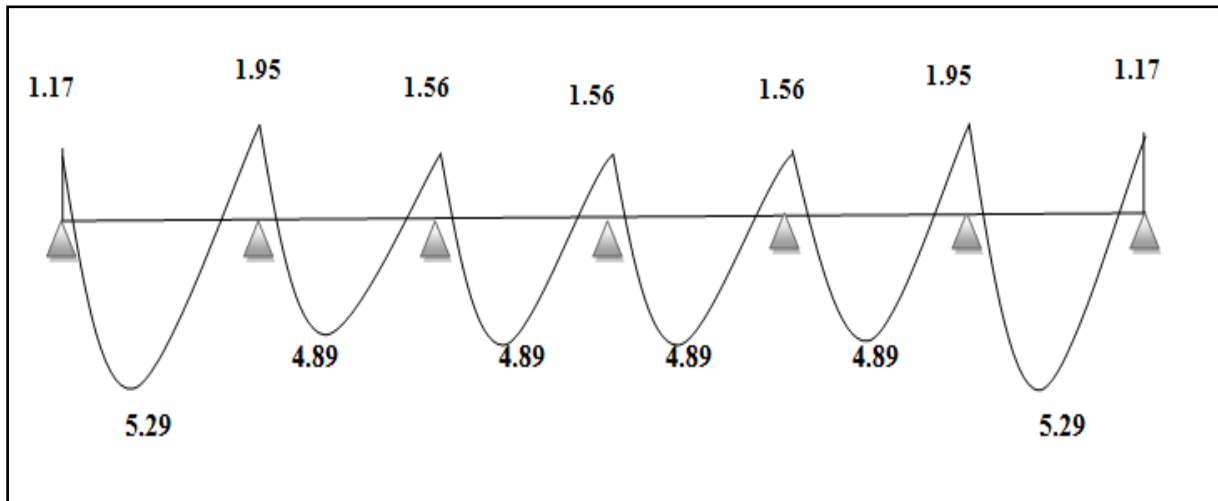


Figure III-4: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

2- diagrammes de l'effort tranchant:

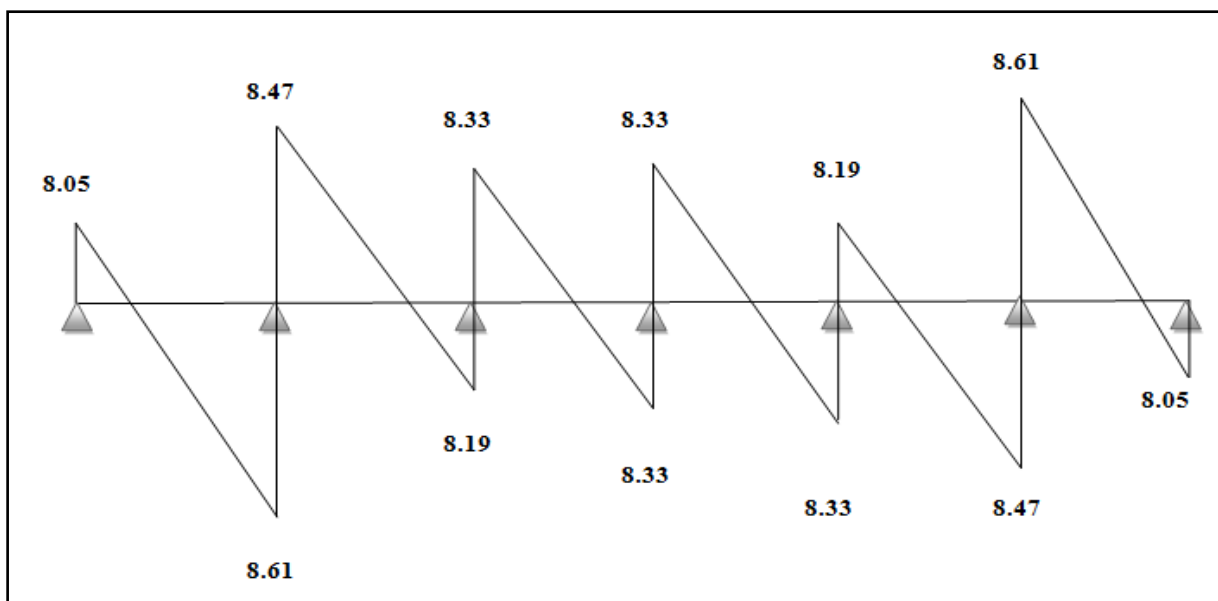


Figure III-5: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

III-1-4) Calcul des poutrelles à l'ELS:**- Calcul des moments isostatique l'ELS:**

$$M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{4.3 \times (2.8)^2}{8} = 4.2 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments fléchissant:**- Les moments aux appuis:**

$$M_A = M_G = 0.3M_1 = 0.3 \times 4.2 = 1.26 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_F = 0.5 \max (M_1, M_2) = 0.5 \times 4.2 = 2.10 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = M_E = 0.4 \max (M_3, M_4) = 0.4 \times 4.2 = 1.68 \text{ KN.m}$$

Les moments calculés par la méthode forfaitaire correspondent à un matériau homogène. A cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes:

Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis:

On aura aux appuis les résultats suivants:

$$M_A = M_G = 0.84 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_F = 1.4 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = M_E = 1.12 \text{ KN.m}$$

- Les moments en travées:

Par symétrie on a:

$$M_{AB}^t = M_{FG}^t$$

$$M_{BC}^t = M_{EF}^t$$

$$M_{CD}^t = M_{DE}^t$$

- Travée de rive:

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

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

- Travée de rive AB et FG:

$$M_{AB}^t \geq 1.078M_1 - \frac{M_A + M_B}{2} = (1.078 \times 4.2) - \left(\frac{1.26 + 2.10}{2}\right) = 2.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.634 \times 4.2 = 2.66 \text{ KN.m}$$

Donc: $M_{AB}^t = M_{FG}^t = 2.85 \text{ KN.m}$

- Travées intermédiaires:

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

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

- Travée intermédiaires BC et EF:

$$M_{BC}^t \geq 1.078M_2 - \frac{MB + MC}{2} = (1.078 \times 4.2) - \left(\frac{2.10 + 1.68}{2}\right) = 2.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.534 \times 4.2 = 2.24 \text{ KN.m}$$

Donc: $M_{BC}^t = M_{EF}^t = 2.64 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaires CD et DE:

$$M_{CD}^t \geq 1.078M_2 - \frac{MC + MD}{2} = (1.078 \times 4.2) - \left(\frac{1.68 + 1.68}{2}\right) = 2.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.534 \times 4.2 = 2.24 \text{ KN.m}$$

Donc: $M_{CD}^t = M_{DE}^t = 2.85 \text{ KN.m}$

Augmentation de 1/3 pour les moments en travée:

$$M_{AB}^t = M_{FG}^t = 3.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t = M_{EF}^t = 3.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t = M_{DE}^t = 3.8 \text{ KN.m}$$

- Calcul des efforts tranchant:

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

Avec: $L = 2.8 \text{ m}$

$$q_s = 4.3 \text{ KN/ml}$$

Tableau récapitulatif des résultats calculés:

M_w (KN.m)	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
M_e (KN.m)	0.84	1.40	1.12	1.12	1.12	1.40
T_w (KN)	1.40	1.12	1.12	1.12	1.40	0.84
T_e (KN)	5.82	6.12	6.02	6.02	5.92	6.22
M_w (KN.m)	-6.22	-5.92	-6.02	-6.02	-6.12	-5.82

Tableau III-2: les Moments et les efforts tranchants des poutrelles calculés à l'ELS

- Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant:

1- Diagramme des moments fléchissant:

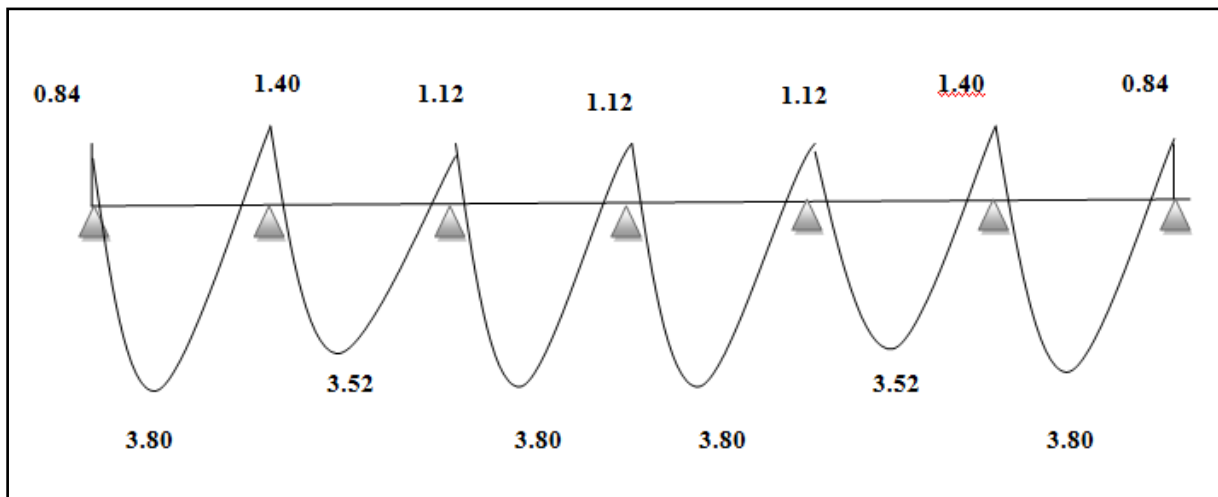


Figure III-6: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

2- Diagramme de l'effort tranchant:

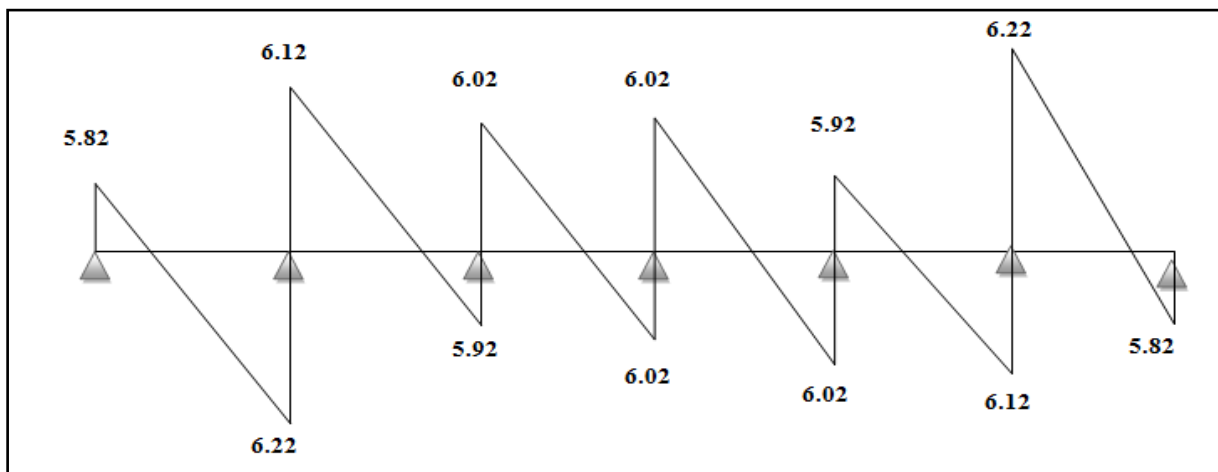


Figure III-7: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

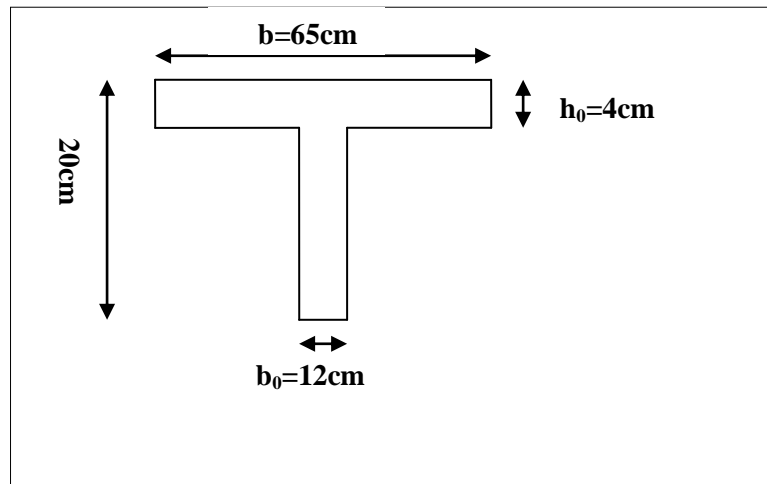
III-1-5) Ferraillage des poutrelles à l'ELU:

Figure III-8: Schéma de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression dalle

A - Armatures longitudinales:

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** avec les caractéristiques géométriques suivantes: $b = 65\text{cm}$.

$$b_0 = 12\text{cm}.$$

$$h = 20\text{cm}.$$

$$h_0 = 4\text{cm}.$$

$$d = h - c' = 20 - 2 = 18\text{cm}.$$

➤ En travée:

$$M_{\max}^t = M_{t1} = -5.29 \text{ kN.m}$$

Moment repris par la dalle de compression: $M_t = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$

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

$M_{\max}^t < M_t$, l'axe neutre est donc dans la table de compression. La section en **Té** sera calculée comme une section rectangulaire de $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.29 \times 10^5}{65 \times (18^2) \times 14.2 \times 10^2} = 0.018 < \mu_l = 0.392 \text{ (Section simplement armée)}$$

$$\mu = 0.018 \longrightarrow \beta = 0.991$$

$$A = \frac{M_t}{\beta \times d \times f_e / \gamma_s} = \frac{5.29 \times 10^5}{0.991 \times 18 \times 348 \times 10^2}$$

$$A = 0.85 \text{ cm}^2$$

On prend : **3HA10 = 2.35 cm²**

➤ **Aux appuis:**

$$M_a^{\max} = M_{a1} = 1.95 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur **b₀=12cm** et de hauteur de **h=20cm**.

$$\mu = \frac{M}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.95 \times 10^5}{12 \times (18)^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.036 < \mu_l = 0.392 \text{ (Section simplement armée)}$$

$$\mu = 0.036 \longrightarrow \beta = 0.982$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times f_e / \gamma_s} = \frac{1.95 \times 10^5}{0.982 \times 18 \times 348 \times 10^2}$$

$$A = 0.32 \text{ cm}^2$$

On prend : **2HA10 = 1.57 cm²**

B - Armatures transversales.....(Art A.7.2.2 /BAEL 91/99)

$$\emptyset_t = \min (h/35; \emptyset_l ; b_0/10) = \min (20/35 ; 1 ; 12/10) = 0.6 \text{ cm} \quad \text{On prend: } \emptyset_t = 6 \text{ mm}$$

Espacement des armatures.....(Art A.5.1.22/BAEL 91/99)

$$S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = \min (16.2\text{cm}; 40\text{cm}) = 16.2\text{cm} \quad \text{On prend : } S_t = 15\text{cm}$$

III-1-6) Vérification à l'ELU:

- **Condition de non fragilité**.....(ArtA.4.2.1 /BAEL 91/99)

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

➤ **En travée:**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis:**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement**..... (ArtA.5.1.1 /BAEL 91/99)

Il faut vérifier que: $\tau_u < \bar{\tau}_u$

La fissuration est peu préjudiciable.....(ArtA.5.1.211 /BAEL 91/99)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{8.61 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.40 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.40 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Entraînement et adhérence des barres**.....(ArtA.6.3.1 /BAEL 91/99)

Il faut vérifier cette condition: $\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d\Sigma U_i} < \tau_{se,u} = \psi_s \times f_{t28}$

Avec: ψ_s : Coefficient de scellement.

$$\tau_{se} = \psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

On a de barre isolé donc: $\Sigma U_i = \emptyset \times n \times \pi$

Avec: ΣU_i : somme des périmètres utiles des barres

n: nombre de barres.

$$\Sigma U_i = \emptyset \times n \times \pi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.20 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \Sigma U_i} = \frac{8.61 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.564 \text{ MPa}$$

On a: $\tau_{se} = 0.564 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 3.15 \text{ MPa}$

Condition vérifiée.....Pas de risque d'entraînement des barres.

• **L'ancrage des barres**.....(Art A.6.1.221/BAEL 91/99)

Les barres rectilignes de diamètre \emptyset et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite "longueur de scellement droit ;

Elle est donnée par la formule ci-dessous: $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Avec: $\psi = 1.5$ pour les **HA**.

Donc: $L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$

On prend : $L_s = 40 \text{ cm}$

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:

$$L_c = 0.4 \times L_s \dots\dots\dots(\text{Art A.6.1.253 BAEL 91/99})$$

$$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

III-1-7) Vérification à l'ELS:

- **Etat limite d'ouverture des fissures**.....(Art A.4.5, 3 BAEL91/99)
(Art B 6.5.2/ BAEL91/99) La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.
- **Etat limite de résistance du béton à la compression**....(Art A 4.5, 2/BAEL 91/99)

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$$

Avec: $\sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 A_s} \times K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$

➤ **Aux appuis:**

$$\rho = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727 \longrightarrow \beta_1 = 0.877 \longrightarrow \alpha = 0.371 \longrightarrow K = 0.039$$

$$M_a = 1.95 \text{ KN.m} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{1.95 \times 10^6}{0.877 \times 180 \times 1.57 \times 10^2} = 78.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.039 \times 78.68 = 3.07 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travée:**

$$\rho = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.35}{65 \times 18} = 0.200 \longrightarrow \beta_1 = 0.927 \longrightarrow \alpha = 0.219 \longrightarrow K = 0.0187$$

$$M_t = 8.61 \text{ KN.m} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{8.61 \times 10^6}{0.927 \times 180 \times 2.35 \times 10^2} = 219.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.0187 \times 219.58 = 4.10 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion: Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

E - Vérification de la flèche..... (Art.3.6.51BAEL91/99)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. Les règles du **BAEL.91/99 (Article B.5.6.1)** précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS des poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec: **h**: hauteur de la section est égale à **20 cm**.

L: portée libre est égale à **445 cm**.

A: section des armatures tendues.

M_t: moment fléchissant max en travée.

On a:

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{445} = 0.045 \longrightarrow \frac{h}{L} < \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{1}{16} = 0.063$$

La 1 ère condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

- **Calcul de la flèche:**

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

Avec : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{2800}{500} = \mathbf{5.6 \text{ mm}}$

Avec : **M_{ts}**: moment de service maximum dans la travée.

\bar{f} : La flèche admissible

E_v: Module de déformation différée (**E_v=3700³√25 = 10819MPa**)

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

$$I_{fb} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda v}$$

I: Moment d'inertie de la section homogénéisée (**n=15**) par rapport au centre de gravité de la section.

• **Aire de la section homogène:**

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35 = 487.25 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de Y_1 et Y_2 :**

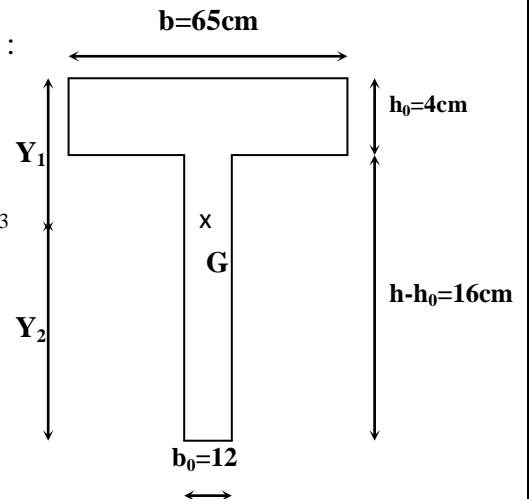
Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 \text{ cm}^3$$

$$Y_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.10 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 20 - 7.10 = 12.9 \text{ cm}$$



• **Calcul de I_0 :**

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + (b - b_0) \times h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(Y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 A_{st} (Y_2 - 2)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.1^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.1 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.35 (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003.239 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des coefficients:**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0109$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{65}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0.0109} = 1.51$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} ; 0 \right\} = \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0109 \times 219.59 + 2.1} ; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \{ 0.685 ; 0 \}$$

$$\mu = 0.685$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 10}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 20003.239}{1 + 0.685 \times 1.51} = 10816.02 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche:

$$f = \frac{M_{ts} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{6.22 \times 10^6 \times 2800^2}{10 \times 10819 \times 10816.02 \times 10^4}$$

$$f = 4.17 \text{ mm} < \bar{f} = 5.6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion:

Toutes les conditions sont vérifiées. Les armatures calculées à l'État Limite Ultime sont suffisantes alors les poutrelles seront ferrillées comme suit:

Ferraillage des poutrelles:

Armatures en travées: 3HA10 = 2.35 cm²

Armatures aux appuis: 2HA10 = 1.57 cm²

Armatures transversales: 2HA8 = 1.00 cm² avec un espacement de : St = 20 cm.

Diamètre de treillis soudé : $\phi 4$

III-2) Calcul de dalle pleine:

Les dalles pleines sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Elles sont soumises à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales faisant suite à la dalle du plancher.

Largeur: 1.18m

Un garde corps de hauteur $h = 1\text{m}$ en brique de 10 cm d'épaisseur. L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par $e \geq \frac{L_0}{10}$

Soit: $e \geq \frac{118}{10} = 11.8$

Donc : $e = 15\text{ cm}$

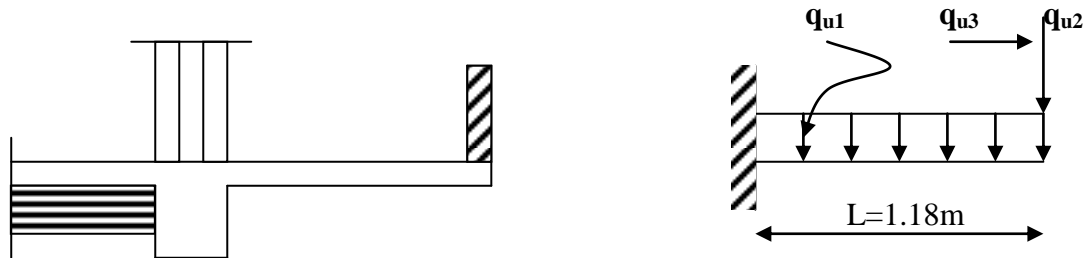


Figure III-9: Schéma statique de la dalle pleine

III-2-1) Détermination des charges et surcharges revenant sur la dalle:

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

Les Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.02	18	0.36
Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
Étanchéité	0.02	6.0	0.12
Charge permanente totale G_1			5.07

Tableau III-3: Charge permanente de la dalle pleine de la terrasse

Charge concentrée:

Poids propre du garde corps: $G_2 = 1,18 \times 1 = 1,18 \text{ KN/ml}$.

Où : $g = 1,18 \text{ KN/m}^2$ est le poids de la brique creuse de 10 cm d'épaisseur et d'un double revêtement (intérieur et extérieur) en ciment de 2 cm d'épaisseur.

Surcharge d'exploitation: $Q = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ KN/ml}$.

Remarque: le moment provoqué par la main courante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie.

➤ **Combinaisons de charges:**

ELU:
$$\begin{cases} \text{Dalle: } q_{U1} = 1.35 G_1 + 1.5 Q = (1.35 \times 5.07) + (1.5 \times 3.5) = 12.10 \text{ KN/ml} \\ \text{Garde corps: } q_{U2} = 1.35 G_2 = 1.35 \times 1.18 = 1.59 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

ELS:
$$\begin{cases} \text{Dalle: } q_{S1} = G_1 + Q = 5.07 + 3.5 = 8.57 \text{ KN/ml} \\ \text{Garde corps: } q_{S2} = G_2 = 1.18 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments:**

On a : $L = 1.18 \text{ m}$

ELU:

- **Le moment provoqué par la charge q_{U1} est:**

$$M_{qu1} = -\frac{q_{u1} \times L^2}{2} = \frac{-12.10 \times 1.18^2}{2} = -8.42 \text{ KN.m}$$

- **Le moment provoqué par la charge q_{U2} est:**

$$M_{qu2} = -q_{U2} \times L = -1.59 \times 1.18 = -1.88 \text{ KN.m}$$

- **Le moment total:**

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = -8.42 - 1.88 = -10.30 \text{ KN.m}$$

ELS:

- **Le moment provoqué par la charge q_{S1} est:**

$$M_{qs1} = -\frac{q_{s1} \times L^2}{2} = \frac{-8.57 \times 1.18^2}{2} = -5.97 \text{ KN.m}$$

- **Le moment provoqué par la charge q_{S2} est:**

$$M_{qs2} = -q_{S2} \times L = -1.18 \times 1.18 = -1.39 \text{ KN.m}$$

- **Le moment total:**

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = -5.97 - 1.39 = -7.36 \text{ KN.m}$$

III-2- 2) Calcul du Ferrailage de la dalle:

Le ferrailage consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour un mètre linéaire.

On a: $b = 100 \text{ cm}$

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

$$c = 3 \text{ cm}$$

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

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$d = 12 \text{ cm}$$

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

$$\text{Fe 400:} \begin{cases} \mu_L = 0.392 \\ \beta_L = 0.733 \\ \alpha_L = 0.668 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

ψ : coefficient de scellement 1.5 (HA)

Calcul des armatures:

- **Armatures principales:**

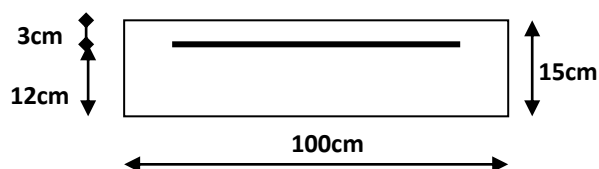


Figure III-10: Section de calcul de la dalle pleine

$$M_u = -10.37 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.30 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.050$$

$\mu_u = 0.0507 < \mu_L = 0.392 \longrightarrow$ La section est simplement armée (**S.S.A**) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0$)

$$\mu_u = 0.050 \longrightarrow \beta = 0.972$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10.30 \times 10^3}{0.972 \times 12 \times 348} = 2.54 \text{ cm}^2$$

On opte pour: **4 HA12 = 4.52 cm²** avec un espacement de: **St = 25 cm.**

- **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour: **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement de: **St = 20 cm.**

III-2-3) Vérifications à L'ELU:

- **Condition de non fragilité du béton.....**(Art A.4.2,1 BAEL91/ 99)

$$A_{min} = \min \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \left\{ \frac{100 \times 12}{1000} ; 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} \right\} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2$**Condition vérifiée**

- **Vérification au cisaillement.....**(Art A.5.1 BAEL 91/99)

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

Calcul de l'effort tranchant:

$$V_u = q_{u1} \times L + q_{u2} = 12.10 \times 1.18 + 1.59 = 15.87 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{15.87 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.133 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.133 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$**Condition vérifiée**

→ Pas de risque de cisaillement.

- **Vérification de L'adhérence et de l'entraînement des barres** (Art A.6.1, 3 BAEL91/99)

Contrainte d'adhérence: La contrainte d'adhérence d'entraînement τ_{se} doit être inférieure à la

valeur limite ultime: $\tau_{se,u} = \Psi_s \times f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

La contrainte d'adhérence d'entraînement: $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma U_i}$

Avec: ΣU_i : Somme des périmètres des barres $\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 4.52 \times 1.2 = 21.7 \text{ cm}$

d : hauteur utile est égale

$$V_u = 15.87 \text{ kN}$$

D'où: $\tau_{se} = \frac{15.87 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 127} = 1.16 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

- **Conditions d'équilibre**.....(Art A.6.1, 21 BAEL91/99)

Sur la longueur d'un ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur limite ultime

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

$\tau_u = 1.16 \text{ MPa} < 2.835 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

- **Longueur de scellement**:

La longueur de scellement est donnée par la loi: $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$

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

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \quad \text{Donc: } L_s = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{On opte pour un crochet normal.}$$

- **La longueur de recouvrement**.....(Art A.6.1, 253 BAEL91/99)

La longueur de recouvrement est définie comme suit:

$$0.4 L_s \text{ (Fe 400): } 0.4 L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

$$L_s = L_1 + r \theta + L_2$$

$$r > r_{\min} = 5.5 \phi = 5.5 \times 1.2 \text{ cm} \quad r = 6.6 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } r = 7 \text{ cm} \quad \theta = 90^\circ \quad \beta = 1.87 \quad \alpha = 0.92$$

$$L2 = b_{\text{poutre}} - c - r = 25 - 3 - 7 = 15 \text{ cm}$$

$$L1 = (Ls - L2 - \beta \times r) \frac{1}{\alpha} = (45 - 15 - 1.87 \times 7) \frac{1}{0.92} = 18.38 \text{ cm} \quad L1 = 18.38 \text{ cm.}$$

III-2-4) Vérifications à L'ELS:

Cette dalle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

- **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures:**

Etat limite d'ouverture des fissures: La fissuration est préjudiciable.

Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

On a des aciers $\left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6mm \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 201.63 \right\}$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Valeur de β_1 :

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.376$$

$$\rho = 0.376 \longrightarrow \beta = 0.863$$

$$\sigma_s = \frac{7.36 \times 10^6}{0.863 \times 120 \times 4.52 \times 10^2} = 157.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 157.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

La section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures, Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

• **Calcul de la flèche.....(Art B.6.5, 1 BAEL91/99)**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

- $\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.0038 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$**Condition vérifiée**
- $\frac{h t}{L} = \frac{15}{118} = 0.127 > \frac{1}{16} = 0.0625$**Condition vérifiée**
- $\frac{h t}{L} = \frac{15}{118} = 0.127 > \frac{M_s}{10 M_0} = \frac{7.41}{10 \times 7.41} = 0.1$**Condition vérifiée**

Toutes les conditions sont vérifiées, il n'est donc pas nécessaire de vérifier la flèche.

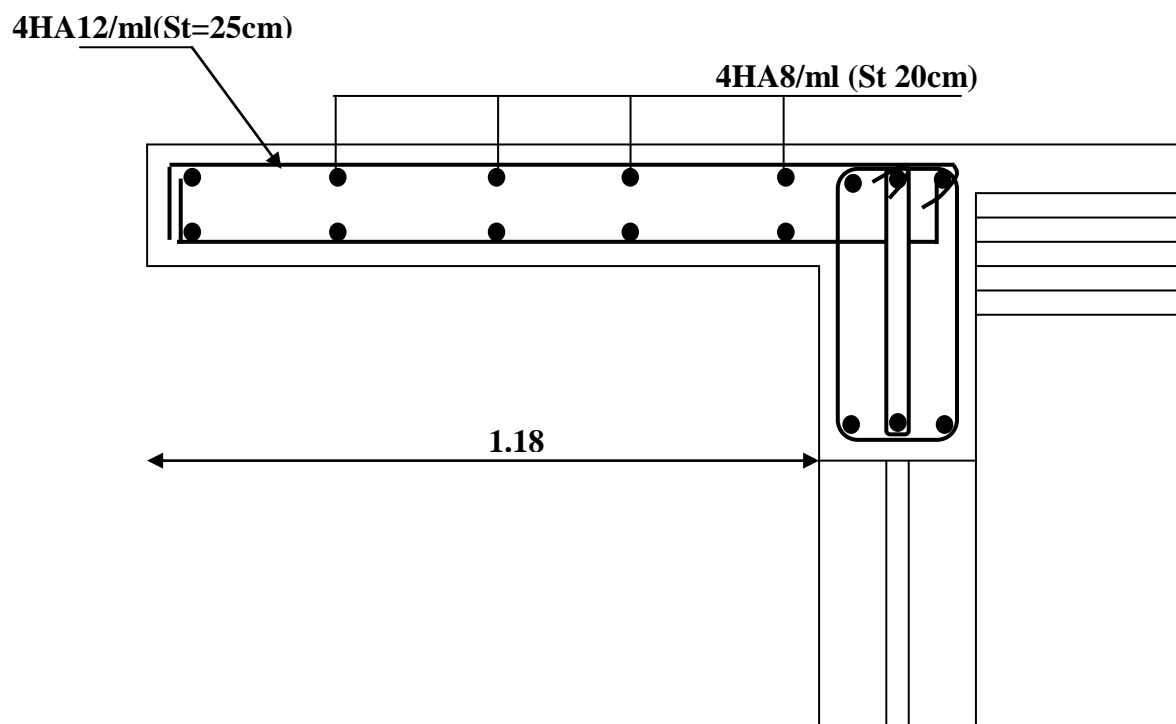
Conclusion:

Ferraillage de la dalle pleine:

Epaisseur de la dalle: $E_p = 15$ cm

Armatures Principales: $4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec un espacement de : $St = 25$ cm

Armatures de Répartition: $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de : $St = 20$ cm

Schéma de Ferrailage:**Figure III-11: Ferrailage de la dalle pleine**

III-3) Calcul des Escaliers:

III-3-1) Définition:

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

Il existe plusieurs types d'escaliers:

On peut pratiquement à condition naturellement que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers

- à cartier tournants.
- à palier intermédiaire.
- à la Française (limon apparent sur le côté).
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La Figure1 donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées, la Figure 2 donne quelques exemples.

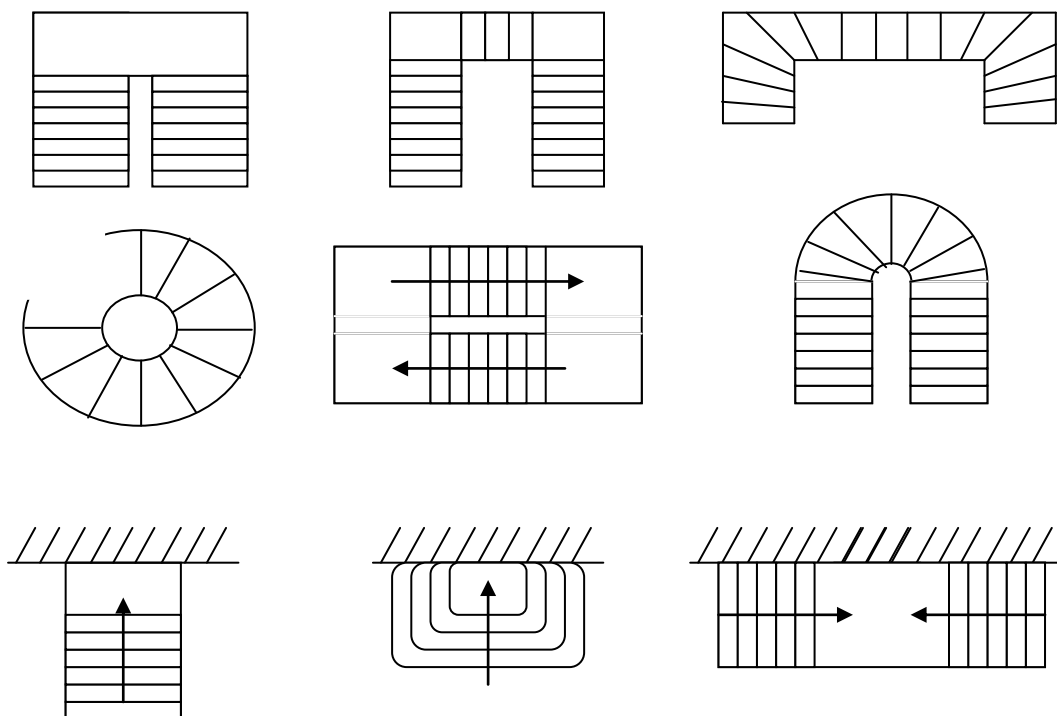


Figure III-12: Différents types d'escaliers

Notre bâtiment comporte un seul type cage d'escalier en béton armé coulée sur place. Escalier à trois volées avec deux paliers de repos intermédiaires.

1- Terminologie:

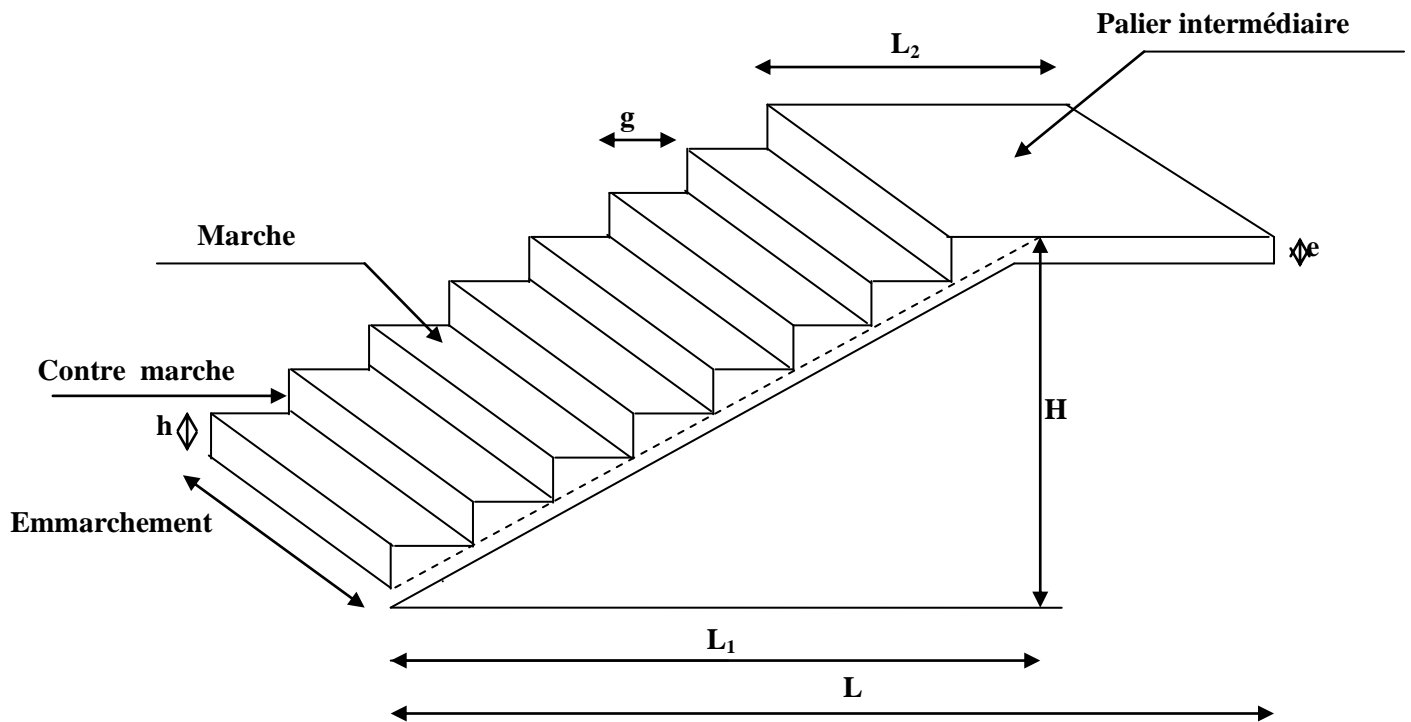


Figure III-13: Coupe verticale de l'escalier

- **La marche**: est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **La contre marche**: est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche h**: est la différence de niveau entre deux marches successives; valeurs courantes $h = 13$ à 17 cm jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **Le giron**: est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marche; il y a une valeur constante de 28 cm au minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de **BLONDEL** qui est : $2h + g = 59$ à 66 cm.
- **Une volée**: est l'ensemble des marches (**25 au maximum**) comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier**: est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'embranchement**: représente la largeur de la marche.

Remarque:

Notre structure est dotée d'une cage d'escalier. L'escalier menant du sous sol 1 au RDC et du RDC au dernier étage comporte trois volées dont deux sont identiques et deux paliers repos intermédiaires.

III-3-2) Pré-dimensionnement des escaliers:

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

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

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h). On prend en compte ce qui suit:

Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public:

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

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

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

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

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

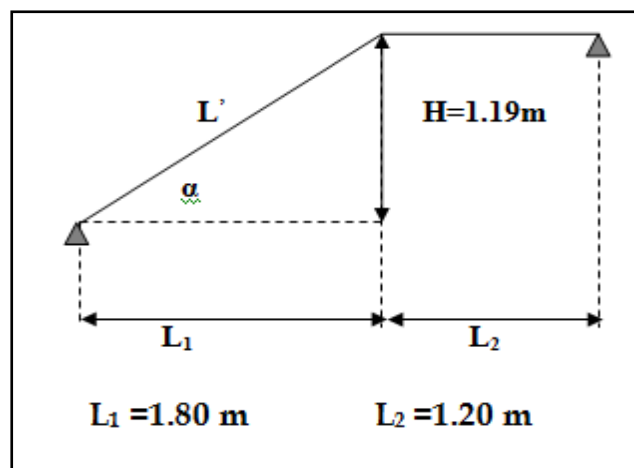
III-3-2-1) Pré-dimensionnement de la paillasse 1 et 3:

Figure III-14: schéma des dimensions des paillasse 1 et 3

- **La hauteur de la marche h: contre marche**

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

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

- **Nombre de contre marches n:**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{119}{17} = 7 \text{ contres marches}$$

- **Nombre de marches m:**

$$m = n - 1 = 7 - 1 = 6 \text{ marches.}$$

- **La largeur de la marche g:**

$$g = \frac{L2}{n-1} = \frac{180}{6} = 30\text{ cm}$$

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

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

Soit un emmarchement de 1,20 m.

Vérification de la relation de BLONDEL

On a: $h = 17\text{cm}$
 $g = 30\text{cm}$

Il faut vérifier que:

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

La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches **$h=17\text{cm}$** et un giron **$g= 30\text{ cm}$**

• **La paillasse:**

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

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

Avec:

L₀: longueur totale entre nus des appuis.

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_1} = \frac{119}{180} = 0.6611$$

$$\text{d'ou: } \alpha = \text{Arctg } 0.6611 = 33.47^\circ \longrightarrow \alpha = 33.47^\circ$$

$$\text{Donc: } L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{180}{\cos 33.47} = 216 \text{ cm} = 2.16 \text{ m}$$

$$L_0 = L' + L_2 = 2.16 + 1.20 = 3.36 \longrightarrow L_0 = 3.36 \text{ m}$$

$$\frac{336}{30} \leq E_p \leq \frac{336}{20} \longrightarrow 11.2 \leq E_p \leq 16.8$$

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

Donc: $E_p = 15 \text{ cm}$

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

A- Détermination des sollicitations de calcul:

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

a- Charges et surcharges:

- **Poids des revêtements:**

Les Éléments	L'Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
Revêtement de carrelage	0.020	22	0.44
Mortier de pose	0.020	20	0.40
Couche de sable	0.020	18	0.36
Enduit de ciment	0.015	22	0.33
Poids propre du garde corps	/	/	0.20
Charge permanente totale G_r			1.73

Tableau III-4: Poids de revêtement

- **Le Palier:**

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

Les Éléments	L'Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Poids propre de la dalle	0.15	25	3.75
Revêtement	/	/	1.73
Charges permanentes et la surcharges			$G_{\text{Palier}} = 5.48 \text{ KN/m}^2$
			$Q_{\text{Palier}} = 2.50 \text{ KN/m}^2$

Tableau III-5: Charges permanentes et la surcharges revenant au palier

- **La paillasse:**

Poids marche: $\rho \times \frac{h}{2} = 25 \times \frac{0.17}{2} = 2,13 \text{ KN/m}^2$

Poids paillasse: $\rho \times \frac{\text{épaisseur}}{\cos a} = 25 \times \frac{0.15}{\cos 33.47} = 0.45 \text{ KN/m}^2$

Les Éléments	L'Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m ³)	Charges [kN/m ²]
Poids propre de la paillasse	0.15/cos a	25	4.50
Poids propre des marches	0.17/2	25	2.13
Carrelage	0.020	22	0.44
Mortier de pose	0.020	20	0.40
Couche de sable	0.020	18	0.36
Enduit de ciment	0.015	22	0.33
Poids propre du garde corps	/	/	0.20
Charges permanentes et la surcharges			$G_{\text{paillasse}} = 8.36 \text{ kN/m}^2$
			$Q_{\text{paillasse}} = 2.50 \text{ kN/m}^2$

Tableau III-6: Charges et surcharges revenant aux paillasses

Remarque:

La Surcharge d'exploitation est déterminée selon le **DTR C2-2** pour une construction à usage d'habitation, $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$.

b-Combinaisons de charges:

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

Les Elément	ELU: $q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m}$ (kN/ml)	ELS: $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$ (kN/ml)
Palier	$q_{u1} = (1.35 \times 5.48 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.15$	$q_{s1} = (5.48 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 7.98$
Palliasse	$q_{u2} = (1.35 \times 8.36 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 15.04$	$q_{s2} = (11.11 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 10.86$

Tableau III-7: Combinaisons de charges pour la paillasse 1 et 3

III-3-2-1-1) Ferrailage et calcul des efforts internes à l'ELU:

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la **RDM**. En prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique simplement appuyée aux extrémités.

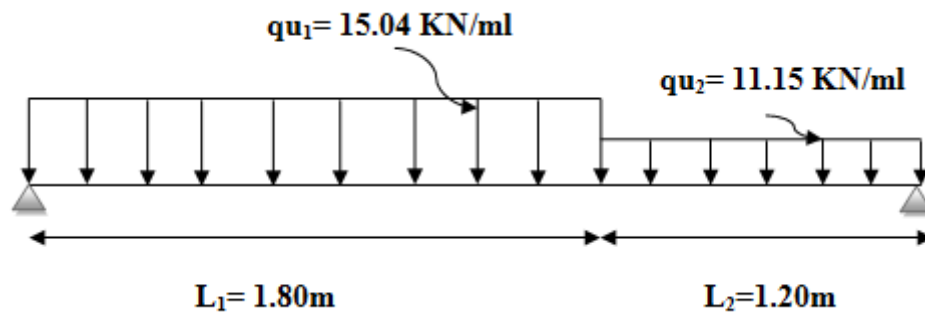


Figure III-15: schéma statique des poutres 1 et 3 à l'ELU

A- Calcul des réactions d'appuis:

$$\Sigma F = 0$$

$$R_A + R_B = qu_1 L_1 + qu_2 L_2$$

$$R_A + R_B = 15.04 \times 1.80 + 11.15 \times 1.20$$

$$R_A + R_B = 40.45 \text{ kN}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$R_A \cdot L - qu_1 L_1 \left(L - \frac{L_1}{2} \right) - qu_2 L_2 \left(L - L_1 - \frac{L_2}{2} \right) = 0$$

$$R_A \cdot L = 15.04 \times 1.80 \left(3 - \frac{1.80}{2} \right) - 11.15 \times 1.20 \left(3 - 1.80 - \frac{1.20}{2} \right) = 0$$

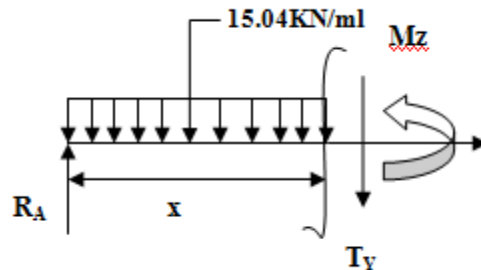
Donc:

$$R_A = \frac{64.88}{3} = 21.63 \text{ kN} \quad \Longrightarrow \quad R_A = 21.63 \text{ kN}$$

$$R_B = 40.45 - R_A = 18.82 \text{ kN} \quad \Longrightarrow \quad R_B = 18.82 \text{ kN}$$

B- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant:

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

**Efforts tranchants:**

$$T_y = T(x) = -q_{u1} \cdot x + R_A \quad \Longrightarrow \quad T(x=0) = 21.63 \text{ kN}$$

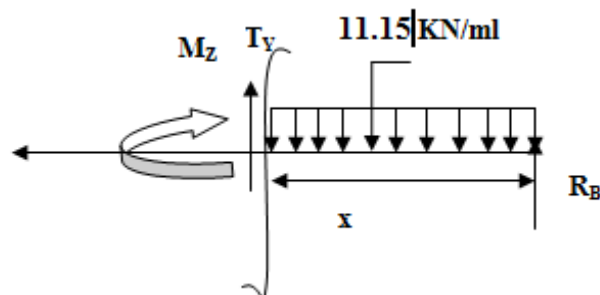
$$T(x) = -15.04x + 21.63 \quad \quad \quad T(x=1.80) = -5.44 \text{ kN}$$

Moments fléchissant:

$$M_z = M(x) = -q_{u1} \frac{x^2}{2} + R_A \cdot x \quad \Longrightarrow \quad M(x=0) = 0 \text{ kN.m}$$

$$M(x) = -7.52x^2 + 21.63x \quad \quad \quad M(x=1.80) = 14.57 \text{ kN.m}$$

- **2^{eme} tronçon:** $0\text{m} \leq x \leq 1.20\text{m}$

**Efforts tranchants:**

$$T_y = T(x) = q_{u2} \cdot x - R_B \quad \Longrightarrow \quad T(x=0) = -18.82 \text{ kN}$$

$$T(x) = 11.15x - 18.82 \quad \quad \quad T(x=1.20) = -5.44 \text{ kN}$$

Moments fléchissant:

$$M_z = M(x) = -q u_1 \frac{x^2}{2} + R_B \cdot x \quad \Rightarrow \quad M(x=0) = 0 \text{ kN.m}$$

$$M(x) = -5.57x^2 + 18.82x \quad \Rightarrow \quad M(x=1.20) = 14.56 \text{ kN.m}$$

Moment maximum:

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

$$T(x) = -15.04x + 21.63 = 0 \quad \Rightarrow \quad x = \frac{21.63}{15.04} = 1.44 \text{ m} \dots \dots (\text{tronçon 1})$$

M_z Atteint la valeur max à: $x = 1.44 \text{ m}$

Donc $M_z^{\max} = M(x) = -7.52 x^2 + 21.63 x = 15.55 \text{ kN.m}$

En remplaçant x avec sa valeur: $M_z^{\max} = 15.55 \text{ kN.m}$

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

En travée: $M_{ut} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 15.55 = 13.22 \text{ kN.m}$

Aux appuis: $M_{ua} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 15.55 = -4.67 \text{ kN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous:

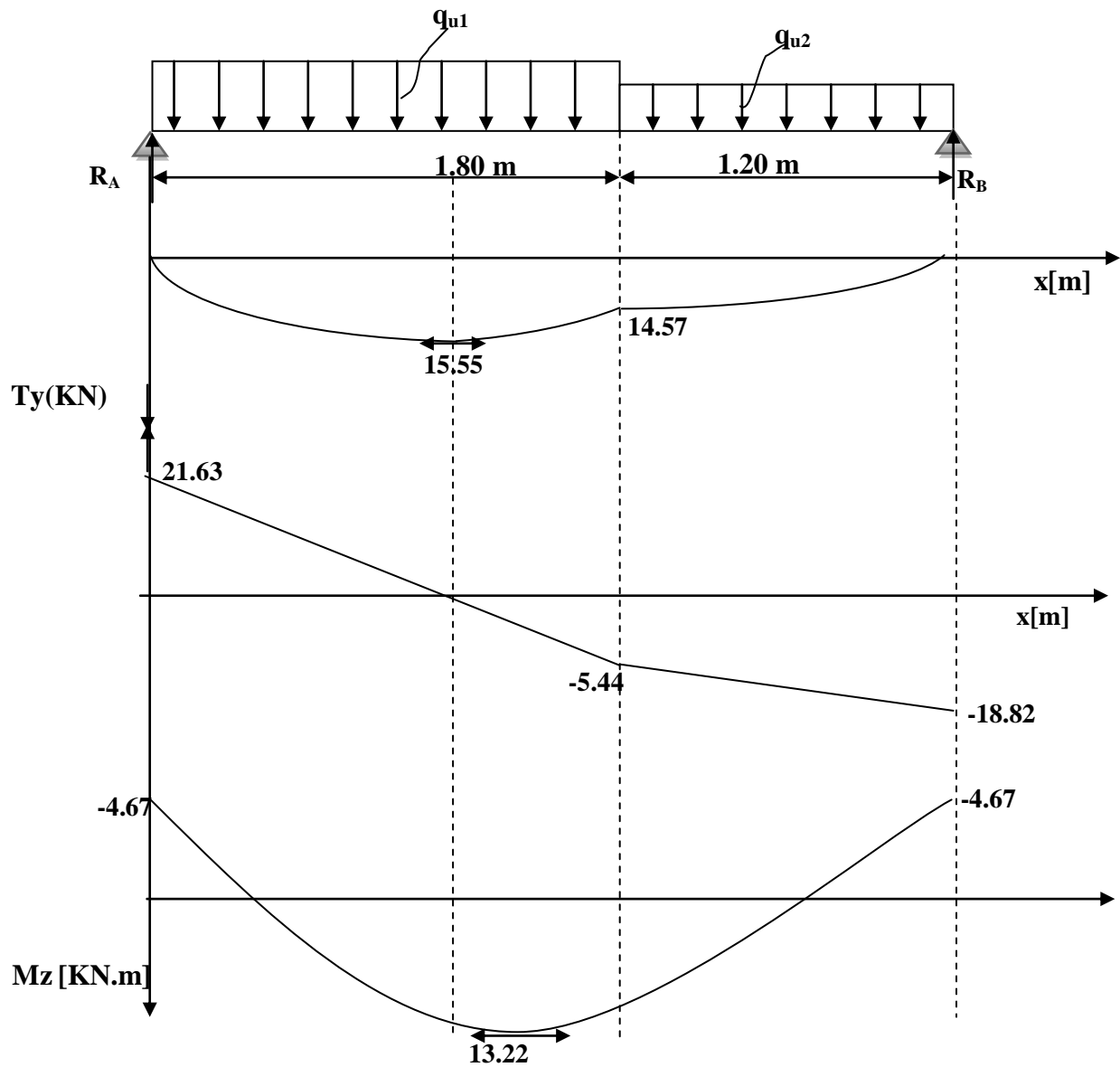
C- Diagrammes des efforts internes à L'ELU:

Figure III-16: Diagrammes des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU des paillasses 1 et 3

D- Ferraillage de la paillasse:

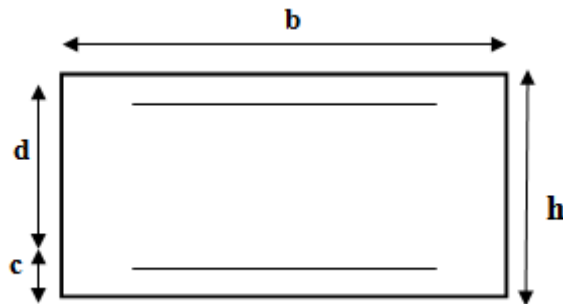
Le calcul s'effectuera pour une bande de 1 m d'emmarchement et une bande de 1 m de Projection horizontale de la volée, tout en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

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

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

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$d = 12 \text{ cm}$$

**Moment réduit:**

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

Avec: M : moment supporté par la section

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

b et d : dimensions de la section

Section d'armatures:

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

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

Calcul des armatures:

➤ **En travée:**

- **Armatures principales:**

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{13.22 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times (12)^2} = 0.064 \leq \mu_u = 0.392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.064 \implies \beta = 0.967$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{13.22 \times 10^6}{348 \times 120 \times 0.967} = 3.27 \text{ cm}^2$$

On opte pour: **5HA12 = 5.65 cm²**

Soit: **St = 20 cm.**

- Armatures de répartition:

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour: **4HA10 = 3.14 cm²**

Soit: **St = 25 cm.**

➤ **Aux appuis:****- Armatures principales:**

$$\mu_u = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{4.67 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times (120)^2} = 0.022 \leq \mu_u = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.022 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.989$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{4.67 \times 10^6}{348 \times 120 \times 0.989} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour: **4HA10 = 3.14 cm²**

Soit: **St = 25 cm.**

- Armatures de répartition:

$$A_{sr} \geq \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

On opte pour: **4HA10 = 3.14 cm²**

Soit: **St = 25 cm.**

III-3-2-1-2) Vérifications à l'ELU:

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

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

Armature Principales:➤ **Aux appuis:**

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

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

➤ **En travée:**

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

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

Armature de répartition:➤ **Aux appuis:**

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

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

➤ **En travée:**

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

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

- **Condition de non fragilité**.....(Art A.4.2.1 /BAEL91/99)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante:

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2$Condition vérifiée.

$A_{sa} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2$Condition vérifiée.

- **Contrainte tangentielle**.....(Art A.5.1, 1/ BAEL91/99)

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\begin{cases} \bar{\tau}_u = \frac{0,2fc_{28}}{\gamma_b} = \frac{0,2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{ MPa} \\ \tau_u = \frac{V_{u_{max}}}{b_0 \cdot d} = \frac{21.63 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.180 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\tau_u = 0.180 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton**.....(Art A.5.1, 3/ BAEL91/99)

On doit vérifier: $\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \cdot 0,9 \cdot d} \leq \frac{0,8fc_{28}}{\gamma_b}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_{u_{max}}}{b \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{2 \times 21.63 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 120} = 0.401 \text{ MPa.}$$

$$\frac{0,8fc_{28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.401 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures** (Art 5.1.1, 3/ BAEL91/99)

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

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_{u_{max}}}{f_e} \gamma_s = \frac{21.63 \times 10^3}{400} 1.15 = 0.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min adopté}} = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{stmin} \text{ adoptée} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min à ancrer}} = 0.62 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

⇒ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

• **L'adhérence des barres**..... (Art. A.6.1,3BAEL91/99)

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9 d \sum U_i} \quad \Rightarrow \quad \tau_{se} = \frac{21.63 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 188.4} = 1.06 \text{ MPa}$$

Avec: $\Psi_s = 1.5$ (pour les aciers H.A)

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = 1.06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Pas de risque d'entrainement des barres

• **Ancrage des barres**..... (Art A6-1.2.1 BAEL 91/99)

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

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \textbf{Avec: } \tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.33 \text{ cm}$$

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

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de **BAEL91/99** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à

$L_c = 0,4.L_s$ pour les aciers **H.A** Donc: $L_c = 18 \text{ cm.}$

III-3-2-1-3) Calcul des efforts internes à l'ELS:

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique simplement appuyée aux extrémités.

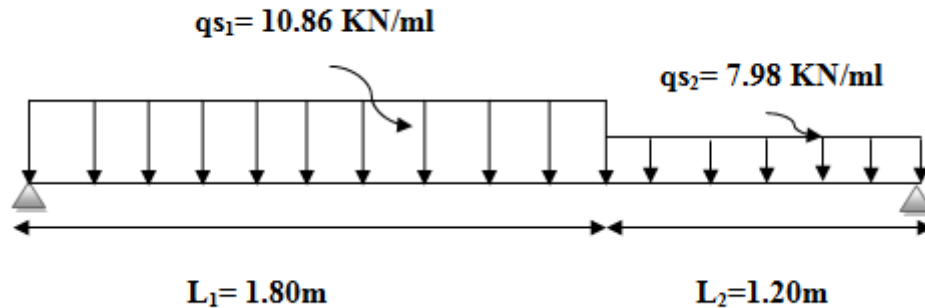


Figure III-17: schéma statique des paillasse 1 et 3 à l'ELS

Calcul des réactions d'appuis:

$$\Sigma F = 0$$

$$R_A + R_B = q_{u1} L_1 + q_{u2} L_2$$

$$R_A + R_B = 10.86 \times 1.80 + 7.98 \times 1.20$$

$$R_A + R_B = 29.124 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$R_A \cdot L - q_{u1} L_1 \left(L - \frac{L_1}{2} \right) - q_{u2} L_2 \left(L - L_1 - \frac{L_2}{2} \right) = 0$$

$$R_A \cdot L = 10.86 \times 1.80 \left(3 - \frac{1.80}{2} \right) - 7.98 \times 1.20 \left(3 - 1.80 - \frac{1.20}{2} \right) = 46.80$$

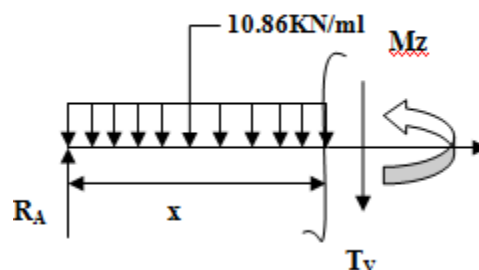
Donc:

$$R_A = \frac{46.80}{3} = 15.6 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad R_A = 15.6 \text{ KN}$$

$$R_B = 29.124 - R_A = 13.524 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad R_B = 13.52 \text{ KN}$$

A- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant:

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



Effort tranchant:

$$T(x) = -q_{s1} \cdot x + R_A \quad T(x=0) = \mathbf{15.6 \text{ kN}}$$

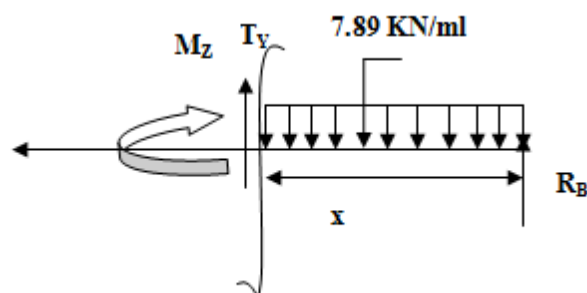
$$T(x) = -10.86x + 15.6 \quad T(x=1.80) = \mathbf{-3.95 \text{ kN}}$$

Moments fléchissant:

$$M_z = M(x) = -q_{s1} \frac{x^2}{2} + R_A \cdot x \quad M(x=0) = \mathbf{0 \text{ kN.m}}$$

$$M(x) = -5.43x^2 + 15.6x \quad M(x=1.80) = \mathbf{10.49 \text{ kN.m}}$$

- **2^{eme} tronçon :** $0\text{m} \leq x \leq 1.20\text{m}$

**Effort tranchant:**

$$T_y = T(x) = q_{s2} \cdot x - R_B \quad T(x=0) = \mathbf{-13.52 \text{ kN}}$$

$$T(x) = 7.98x - 13.52 \quad T(x=1.20) = \mathbf{-3.94 \text{ kN}}$$

Moments fléchissant:

$$M_z = M(x) = -q_{s1} \frac{x^2}{2} + R_B \cdot x \quad M(x=0) = \mathbf{0 \text{ kN.m}}$$

$$M(x) = -3.99x^2 + 13.52x \quad M(x=1.20) = \mathbf{10.48 \text{ kN.m}}$$

Moment maximum:

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

$$T(x) = -10.86x + 15.6 = 0 \implies x = \frac{15.6}{10.86} = 1.44 \text{ m} \dots\dots (\text{tronçon 1})$$

M_z Atteint la valeur max à $x = 1.44 \text{ m}$

Donc $M_z^{\max} = M(x) = -5.43 x^2 + 15.6 x = 11.20 \text{ kN.m}$

En remplaçant x avec sa valeur: $M_z^{\max} = 11.20 \text{ kN.m}$

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

En travée: $M_{\text{ut}} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 11.20 = 9.52 \text{ kN.m}$

Aux appuis: $M_{\text{ua}} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 15.55 = -3.36 \text{ kN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous:

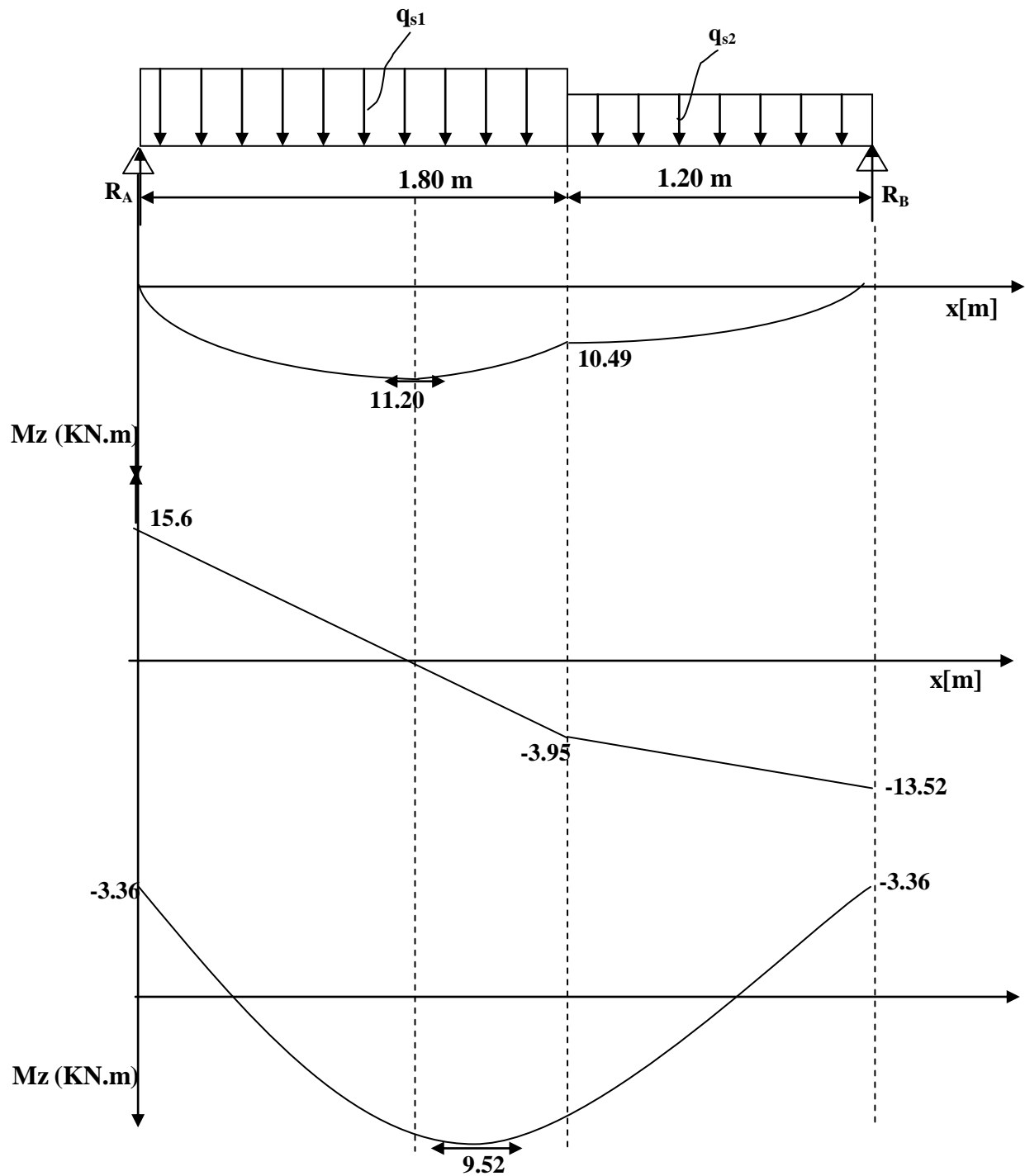
B- Diagrammes des efforts internes à L'ELS:

Figure III-18: Diagrammes des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS des paillasse 1 et 3

III-3-2-1-4) Vérifications à l'ELS:

- **État limite d'ouverture des fissures..... (Art. A.5.3,2 BAEL91/99)**

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

- **Contrainte de compression dans le béton:**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ k_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}}; \quad \text{Donc: } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \end{array} \right.$$

➤ **Aux appuis:**

$$\rho_1 = \frac{100.Aa}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.260$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.919 \Rightarrow \alpha_1 = 0.243 \text{ et } K1 = 46.73$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{\beta_1.d.Aa} = \frac{3.36 \times 10^6}{0.919 \times 120 \times 314} = 97.03 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{sa}}{k_1} = \frac{97.03}{46.73} = 2.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

.....condition vérifiée

➤ **En travée:**

$$\rho_1 = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.472$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.896 \Rightarrow \alpha_1 = 0.312 \text{ et } K1 = 33.08$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1.d.A_{st}} = \frac{9.52 \times 10^6}{0.896 \times 120 \times 565} = 156.71 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{sa}}{k_1} = \frac{156.71}{33.08} = 4.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.74 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

.....condition vérifiée

- **Vérification de la flèche**.....(Art B.6.8, 424 BAEL 91/99)

Nous pouvons dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{L'} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{3} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625 \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L'} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{3} = 0.05 \leq \frac{9.52}{10 \times 11.20} = 0.08 \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 12} = 0.00471 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{Condition vérifiée}$$

Conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3000}{500} = 6 \text{ mm}$

Avec: $q_s = \max(q'_{ps} ; q'_{pl}) = \max(10.86 ; 7.98) = 10.86 \text{ kN/ml}$

Module de déformation différé:

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Aire de la section homogénéisée:

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

$$B_0 = 100 \times 15 + 15 \times 5.65 = 1584.75 \text{ cm}^2$$

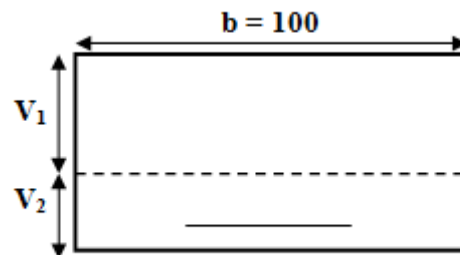
Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx:

$$S_{xx} = \frac{b.h^2}{2} + 15At.d \implies S_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 12 = 12267 \text{ cm}^3$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12267}{1584.75} = 7.74 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.74 = 7.26 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie de la section homogénéisée/G:**

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{st}(V_2 - c)^2 = (7.74^3 + 7.26^3) \frac{100}{3} + 15 \times 5.65 (7.26 - 3)^2 = 29749.41 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{5.65}{100 \times 12} = 0.004$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \text{ ft } 28}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0.004} = 5.25$$

$$\lambda_u = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} (5.25) = 2.1$$

$$\implies \beta_1 = 0.985$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{9.52 \times 10^6}{0.985 \times 120 \times 565} = 142.55 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \text{ ft } 28}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + \text{ft } 28} ; 0 \right\} = \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.004 \times 142.55 + 2.1} ; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \{0.16 ; 0\}$$

$$\mu = 0.16$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 10}{1 + \mu \times \lambda v} = \frac{1.1 \times 29749.41}{1 + 0.16 \times 2.1} = 24494.27 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche:

$$f = \frac{M_{ts} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{9.52 \times 10^6 \times 3000^2}{10 \times 10818.86 \times 24494.27 \times 10^4}$$

$$f = 3.23 \text{ mm} < \bar{f} = 6.00 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Flèche admissible.}$$

III-3-2-2- pré dimensionnement de la paillasse2:

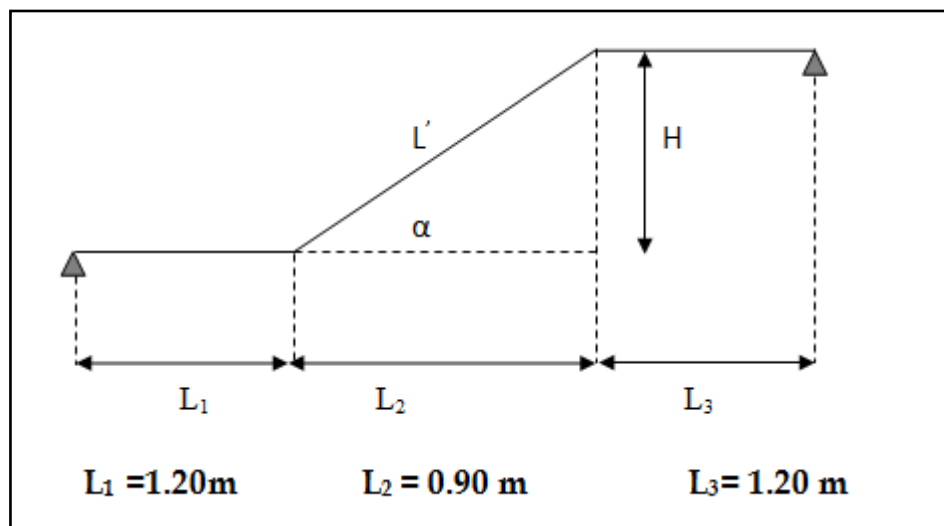


Figure III-19: schéma des dimensions de la paillasse 2

• **La hauteur de la marche h:** (contre marche)

On a: $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$; On prend: **h = 17 cm.**

• **Nombre de contre marches n:**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{68}{17} = 4 \text{ contres marches}$$

• **Nombre de marches m:**

$$m = n - 1 = 4 - 1 = 3 \text{ marches.}$$

• **La largeur de la marche g:**

$$g = \frac{L_2}{n-1} = \frac{90}{3} = 30 \text{ cm}$$

$28\text{cm} \leq g \leq 36\text{ cm}$; on prend : $g = 30\text{ cm}$

Soit un emmarchement de 1,20 m.

Vérification de la relation de BLONDEL

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

$g = 30\text{cm}$

Il faut vérifier que:

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

La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches **$h=17\text{cm}$** et un giron **$g= 30\text{ cm}$**

• **La paillasse:**

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

Prenant compte des recommandations du **BAEL91**, épaisseur (**E_p**) de la paillasse doit vérifier la condition suivante: $\frac{L_0}{30} \leq E_p \leq \frac{L_0}{20}$

Avec: **L_0** : Longueur totale entre nus des appuis.

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_2} = \frac{0.68}{0.90} = 0.7555$$

$$\text{d'ou: } \alpha = \text{Arctg } 0.7555 = 37.10^\circ \implies \alpha = 37.10^\circ$$

$$\text{Donc: } L' = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{90}{\cos 37.10} = 113\text{ cm} = 1.13\text{m}$$

$$L_0 = L_1 + L' + L_3 = 1.20 + 1.13 + 1.20 \implies L_0 = 3.53\text{ m}$$

$$\frac{353}{30} \leq E_p \leq \frac{353}{20} \longrightarrow 11.8 \leq E_p \leq 17.7$$

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

Donc $E_p = 15\text{cm}$

• Le palier: On prend la même épaisseur pour le palier $E_{p \text{ palier}} = 25\text{cm}$.

A- Combinaisons de charges:

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml

Les Eléments	ELU: $q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m$ [kN/ml]	ELS: $q_s = (G + Q) \times 1m$ [kN/ml]
Palier	$qu_1 = (1.35 \times 5.48 + 1.5 \times 2.5) 1m = 11.15$	$qs_1 = (5.48 + 2.5) 1m = 7.98$
Palliasse	$qu_2 = (1.35 \times 8.36 + 1.5 \times 2.5) 1m = 15.04$	$qs_2 = (8.36 + 2.5) 1m = 10.86$

Tableau III-8: Combinaisons de charges pour la paillasse 2

III-3-2-2-1) Calcul des efforts internes et ferrailage à l'ELU:

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique simplement appuyée aux extrémités.

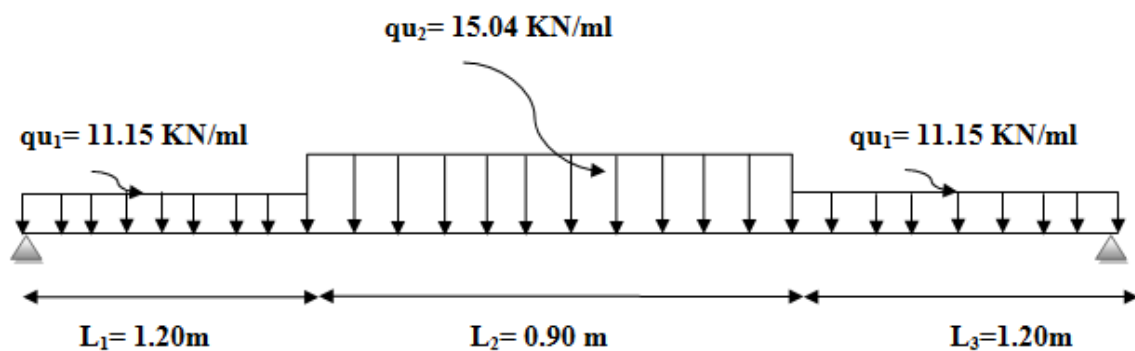


Figure III-20: schéma statique de la paillasse 2 à l'ELU

Calcul des réactions d'appuis:

$$\Sigma F = 0$$

$$R_A + R_B = qu_1 L_1 + qu_2 L_2 + qu_1 L_3$$

$$R_A + R_B = qu_1 (L_1 + L_3) + qu_2 L_2$$

$$R_A + R_B = 11.15 \times (1.20 + 1.20) + 15.04 \times 0.90$$

$$R_A + R_B = 40.30 \text{ kN}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$R_A \cdot L - qu_1 L_1 \left(L - \frac{L_1}{2} \right) - qu_2 L_2 \left(L - L_1 - \frac{L_2}{2} \right) - qu_3 L_3 \frac{L_3}{2} = 0$$

$$R_A \cdot L = 11.15 \times 1.20 \left(3.3 - \frac{1.20}{2} \right) + 15.04 \times 0.90 \left(3.3 - 1.20 - \frac{0.90}{2} \right) + 11.15 \times 1.20 \left(\frac{1.20}{2} \right) = 66.49$$

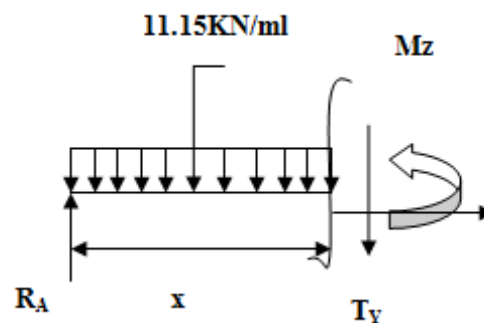
Donc:

$$R_A = \frac{66.49}{3.3} = 20.15 \text{ kN}$$

$$R_B = 40.30 - R_A = 20.15 \text{ kN}$$

B- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant:

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



Efforts tranchants:

$$T_y = T(x) = - qu_1 \cdot x + R_A \quad T(x=0) = 20.15 \text{ kN}$$

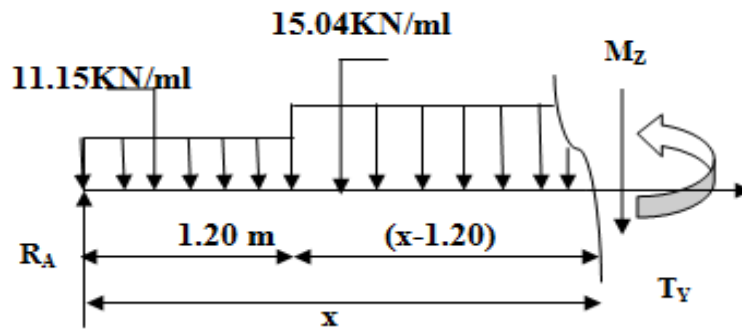
$$T(x) = -11.15x + 20.15 \quad T(x=1.20) = 6.77 \text{ kN}$$

Moments fléchissant:

$$M_z = M(x) = - qu_1 \frac{x^2}{2} + R_A \cdot x \quad M(x=0) = 0 \text{ kN.m}$$

$$M(x) = -5.58x^2 + 20.15x \quad M(x=1.20) = 16.15 \text{ kN.m}$$

- 2^{eme} tronçon : $1.20\text{m} \leq x \leq 2.10\text{m}$



Efforts tranchants

$$T_y = T(x) = -qu_1 \cdot L_1 - qu_2 (x - L_1) + R_A \quad T(x=1.20) = 6.77 \text{ kN}$$

$$T(x) = -15.04x + 24.82 \quad \Rightarrow \quad T(x=2.10) = -6.77 \text{ kN}$$

Moments fléchissant:

$$M_z + qu_2 \frac{(x-L_1)^2}{2} + (-R_A \cdot x) + qu_1 \cdot L_1 \cdot (x - \frac{L_1}{2})$$

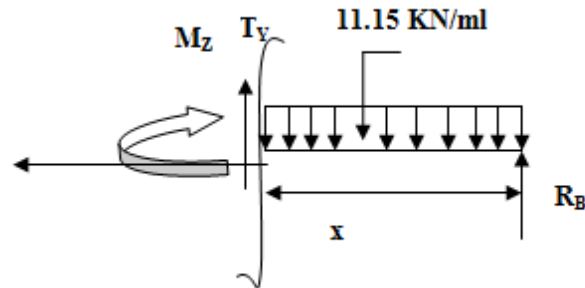
$$M_z = -qu_2 \frac{(x-L_1)^2}{2} + (R_A \cdot x) - qu_1 \cdot L_1 \cdot (x - \frac{L_1}{2})$$

$$M_z = -15.04 \frac{(x-1.20)^2}{2} + (20.15x) - 11.15 \times 1.20 (x - \frac{1.20}{2})$$

$$M_z = M(x) = -7.52x^2 + 24.82x - 2.8 \quad \Rightarrow \quad M(x=1.20) = 16.15 \text{ kN.m}$$

$$M(x=2.10) = 16.15 \text{ kN.m}$$

- 3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.20\text{m}$



Efforts tranchants:

$$T(x) = -R_B + q_{u3} \cdot x$$

$$T_y = T(x) = q_{u1} \cdot x - R_B$$

$$T(x=0) = -20.15\text{kN}$$

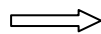
$$T(x) = 11.15x - 20.15 \quad \Rightarrow$$

$$T(x=1.20) = -6.77\text{kN}$$

Moments fléchissant:

$$M_z = M(x) = -q_{u1} \frac{x^2}{2} + R_B \cdot x$$

$$M(x=0) = 0 \text{ kN.m}$$



$$M(x) = -5.58 x^2 + 20.15x$$

$$M(x=1.20) = 16.15\text{kN.m}$$

Moment maximum:

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

$$T(x) = -15.04x + 24.82 = 0 \quad \Rightarrow \quad x = \frac{24.82}{15.04} = 1.65 \text{ (tronçon 2)}$$

M_z Atteint la valeur max à: $x = 1.65\text{m}$

Donc: $M_z^{\max} = M(x) = -7.52x^2 + 24.82x - 2.8$

En remplaçant x avec sa valeur $M_z^{\max} = 17.70 \text{ kN.m}$

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

En travée: $M_{\text{ut}} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 17,70 = \mathbf{15.05 \text{ kN.m}}$

Aux appuis: $M_{\text{ua}} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 17,70 = \mathbf{-5.31 \text{ kN.m}}$

Les résultats sont représentés sur le diagramme ci-dessous:

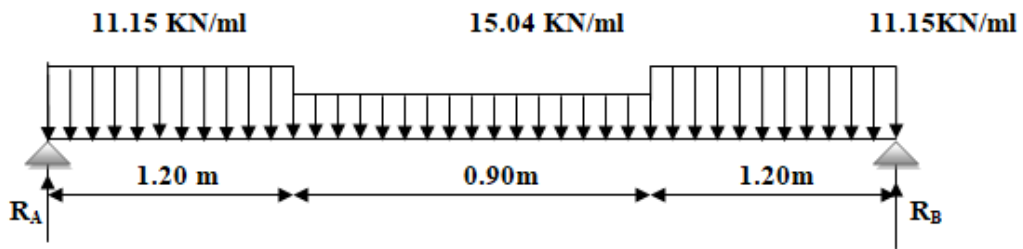
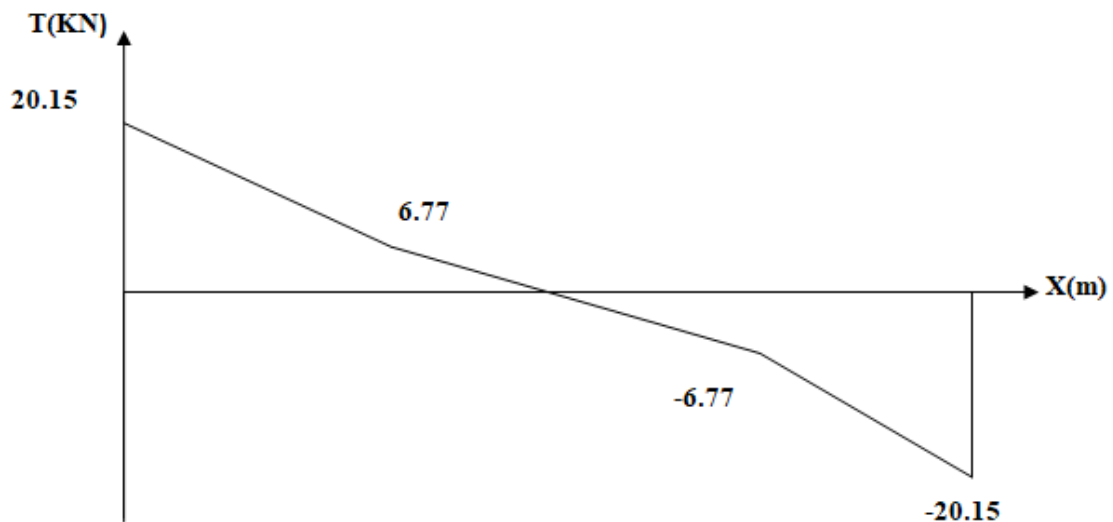
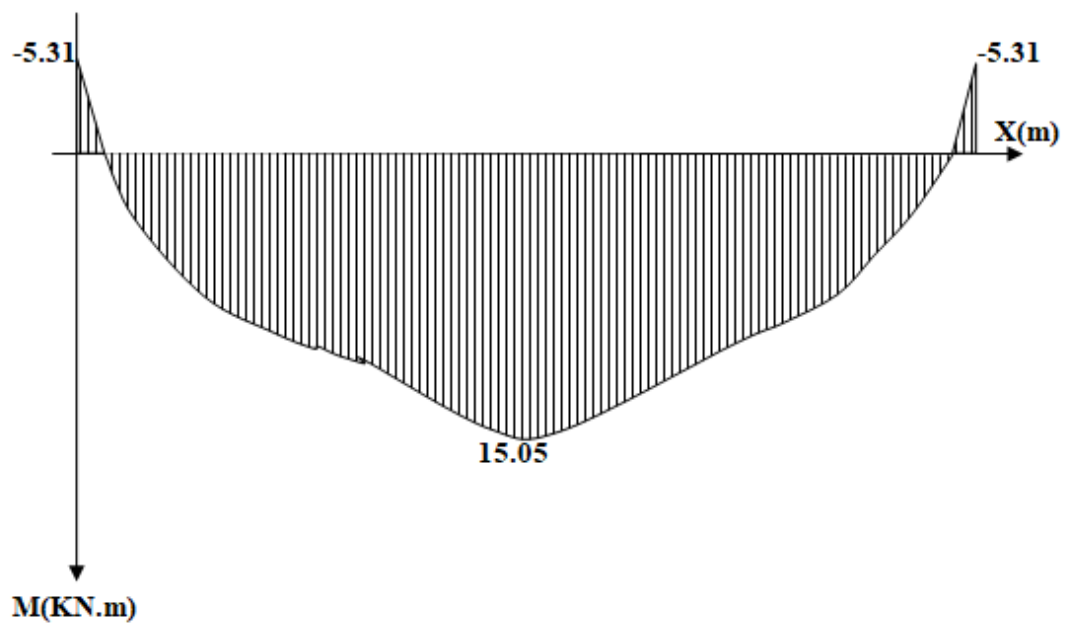
C- Diagrammes des efforts internes à L'ELU:Effort Tranchant:Moment Fléchissant:

Figure III-21: Diagrammes des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU de la paillasse 2

D- Ferrailage de la paillasse:

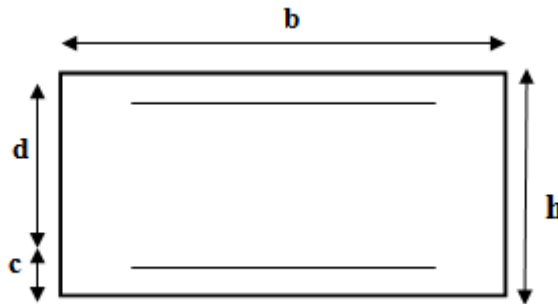
Le calcul s'effectuera pour une bande de 1 m d'emmarchement et une bande de 1 m de projection horizontale de la volée, tout en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

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

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

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$d = 12 \text{ cm}$$

**Moment réduit:**

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

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

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

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

Section d'armatures:

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

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

Calcul des armatures:

➤ **En travée:**

Armatures principales:

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{15.05 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times (12)^2} = 0.074 \leq \mu_u = 0.392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.074 \implies \beta = 0.962$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{15.05 \times 10^6}{348 \times 120 \times 0.962} = 3.75 \text{ cm}^2$$

On opte pour: **5HA12 = 5.65 cm²**

Soit: $St = 20 \text{ cm}$.

Armatures de répartition:

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour: $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Soit $St = 25 \text{ cm}$.

➤ **Aux appuis:**

Armatures principales:

$$\mu_u = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5.31 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times (120)^2} = 0.026 \leq \mu_u = 0.392 \quad \Longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.026 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.987$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{5.31 \times 10^6}{348 \times 120 \times 0.987} = 1.29 \text{ cm}^2$$

On opte pour: $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Soit: $St = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition:

$$A_{sr} \geq \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

On opte pour: $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Soit: $St = 25 \text{ cm}$.

III-3-2-2-2) Vérifications à l'ELU:

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

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

Armature principales:➤ **Aux appuis:**

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

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

➤ **En travée:**

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

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

Armature de répartition:➤ **Aux appuis:**

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

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

➤ **En travée:**

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

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

- **Condition de non fragilité** (Art A.4.2BAEL91/99)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante:

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2$Condition vérifiée.

$A_{sa} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2$Condition vérifiée.

- **Contrainte tangentielle:**.....(Art A.5.1, 1BAEL91/99)

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} = \frac{20.15 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.170 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.170 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

.....condition vérifiée

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton**.....(Art A.5.1, 313 /BAEL91/99)

On doit vérifier: $\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_{u \max}}{b \times 0,9 \cdot d} = \frac{2 \times 20.15 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 120} = 0.370 \text{ MPa.}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.370 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa}$$

.....condition vérifiée

• **Influence de l'effort tranchant sur les armatures** (Art5.1.1, 312BAEL91/99)

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

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_{u \text{ max}}}{f_e} \gamma = \frac{20.15 \times 10^3}{400} 1.15 = 0.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min adopté}} = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min adoptée}} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min à ancrer}} = 0.58 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

⇒ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

• **L'adhérence des barres**.....(Art.A.6.1,3BAEL91/99)

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \text{ max}}}{0.9 \sum U_i} \quad \Rightarrow \quad \tau_{se} = \frac{20.15 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 188.4} = 1.00 \text{ MPa}$$

Avec: $\Psi_s = 1.5$ (pour les aciers H.A).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = 1.00 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

.....condition vérifiée

⇒ Pas de risque d'entrainement des barres

• **Ancrage des barres.....(Art A6-1.2.1 BAEL 91/99)**

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

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{avec: } \tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.33 \text{ cm}$$

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

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

$L_c = 0,4.L_s$ pour les aciers H.A Donc: $L_c = 18 \text{ cm.}$

III-3-2-2-3) Calcul des efforts internes à l'ELS:

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique simplement appuyée aux extrémités.

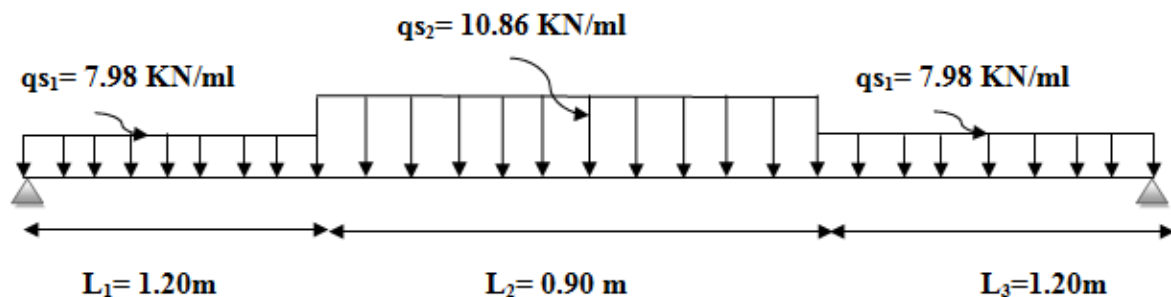


Figure III-22: Schéma statique de la paillasse 2 à l'ELS

Calcul des réactions d'appuis:

$$\Sigma F = 0$$

$$R_A + R_B = q_{S1} L_1 + q_{S2} L_2 + q_{S1} L_3$$

$$R_A + R_B = q_{S1} (L_1 + L_3) + q_{S2} L_2$$

$$R_A + R_B = 7.98 \times (1.20 + 1.20) + 10.86 \times 0.90$$

$$R_A + R_B = 29 \text{ kN}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$R_A \cdot L - q_{s1} L_1 \left(L - \frac{L_1}{2} \right) - q_{s2} L_2 \left(L - L_1 - \frac{L_2}{2} \right) - q_{s1} L_3 \frac{L_3}{2} = 0$$

$$R_A \cdot L = 7.98 \times 1.20 \left(3.3 - \frac{1.20}{2} \right) + 10.86 \times 0.90 \left(3.3 - 1.20 - \frac{0.90}{2} \right) + 7.98 \times 1.20 \left(\frac{1.20}{2} \right) = 47.73$$

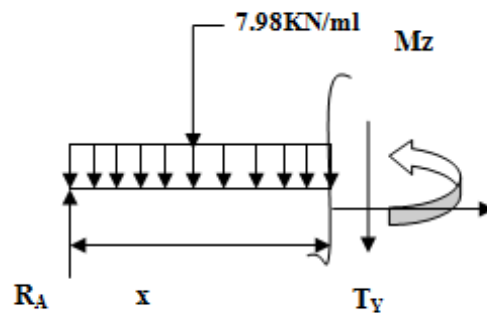
Donc:

$$R_A = \frac{47.73}{3.3} = 14.5 \text{ kN}$$

$$R_B = 29 - R_A = 14.5 \text{ kN}$$

A- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant:

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



Efforts tranchants:

$$T_y = T(x) = -q_{s1} \cdot x + R_A \quad T(x=0) = 14.5 \text{ kN}$$

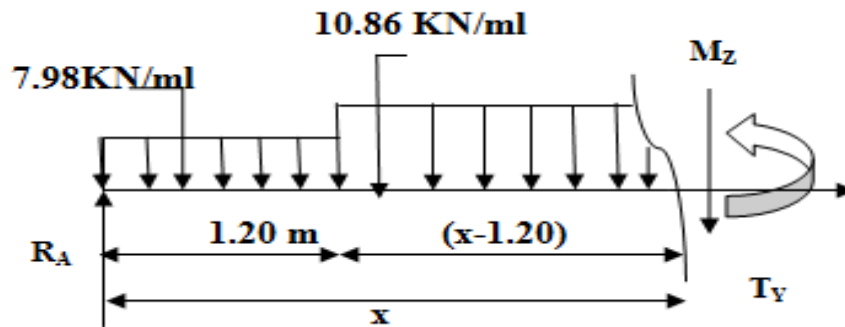
$$T(x) = -7.98x + 14.5 \quad T(x=1.20) = 4.9 \text{ kN}$$

Moments fléchissant:

$$M_z = M(x) = -q_{s1} \frac{x^2}{2} + R_A \cdot x \quad M(x=0) = 0 \text{ kN.m}$$

$$M(x) = -3.99x^2 + 14.5x \quad M(x=1.20) = 11.7 \text{ kN.m}$$

- 2^{eme} tronçon: $1.20\text{m} \leq x \leq 2.10\text{m}$



Efforts tranchants:

$$T_y = T(x) = -q_{s1} \cdot L_1 - q_{s2} (x - L_1) + R_A \quad \Rightarrow \quad T(x=1.20) = 4.9 \text{ kN}$$

$$T(x) = -10.86x + 17.96 \quad \Rightarrow \quad T(x=2.10) = -4.9 \text{ kN}$$

Moments fléchissant:

$$M_z + q_{s2} \frac{(x-L_1)^2}{2} + (-R_A \cdot x) + q_{s1} \cdot L_1 \cdot \left(x - \frac{L_1}{2}\right)$$

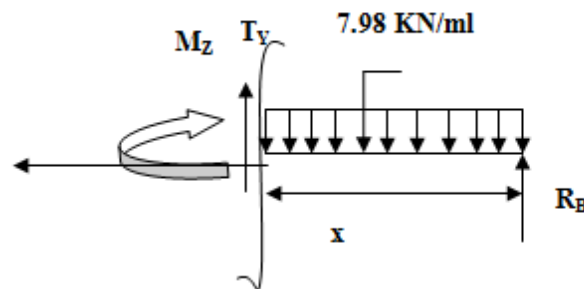
$$M_z = -q_{s2} \frac{(x-L_1)^2}{2} + (R_A \cdot x) - q_{s1} \cdot L_1 \cdot \left(x - \frac{L_1}{2}\right)$$

$$M_z = -10.86 \frac{(x-1.20)^2}{2} + (14.5x) - 7.98 \times 1.20 \left(x - \frac{1.20}{2}\right)$$

$$M_z = M(x) = -5.43x^2 + 17.95x - 2.07 \quad \Rightarrow \quad M(x=1.20) = 11.7 \text{ kN.m}$$

$$M(x=2.10) = 11.7 \text{ kN.m}$$

- 3^{eme} tronçon: $0 \leq x \leq 1.20\text{m}$



Efforts tranchants:

$$T(x) = -R_B + q_{s1}.x.$$

$$T(x=0) = -14.5 \text{ kN}$$

$$\implies T(x) = 7.98x - 14.5 \implies$$

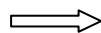
$$T_y = T(x) = q_{s1}.x - R_B$$

$$T(x=1.20) = -4.9\text{kN}$$

Moments fléchissant:

$$M_z = M(x) = -q_{s1} \frac{x^2}{2} + R_B \cdot x$$

$$M(x=0) = 0 \text{ kN.m}$$



$$M(x) = -3.99 x^2 + 14.5x$$

$$M(x=1.20) = 11.7 \text{ kN.m}$$

Moment maximum:

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

$$T(x) = -10.86x + 17.96 = 0 \implies x = \frac{17.96}{10.86} = 1.65 \text{ (tronçon 2)}$$

M_z Atteint la valeur max à: $x = 1.65\text{m}$

Donc: $M_z^{\max} = M(x) = -5.43x^2 + 17.95x - 2.07$

En remplaçant x avec sa valeur $M_z^{\max} = 12.8 \text{ kN.m}$

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

En travée: $M_{\text{ut}} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 12.8 = 11.00 \text{ kN.m}$

Aux appuis: $M_{\text{ua}} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 12.8 = -3.84 \text{ kN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous:

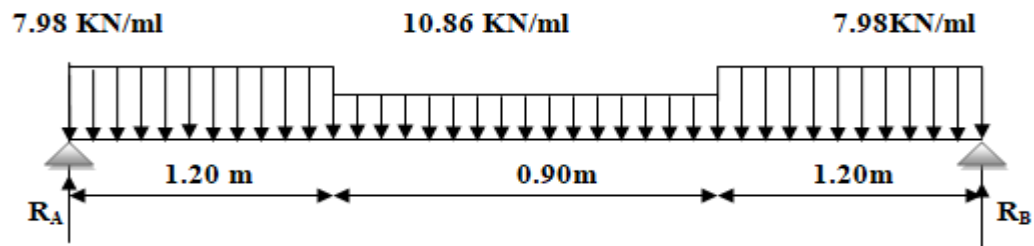
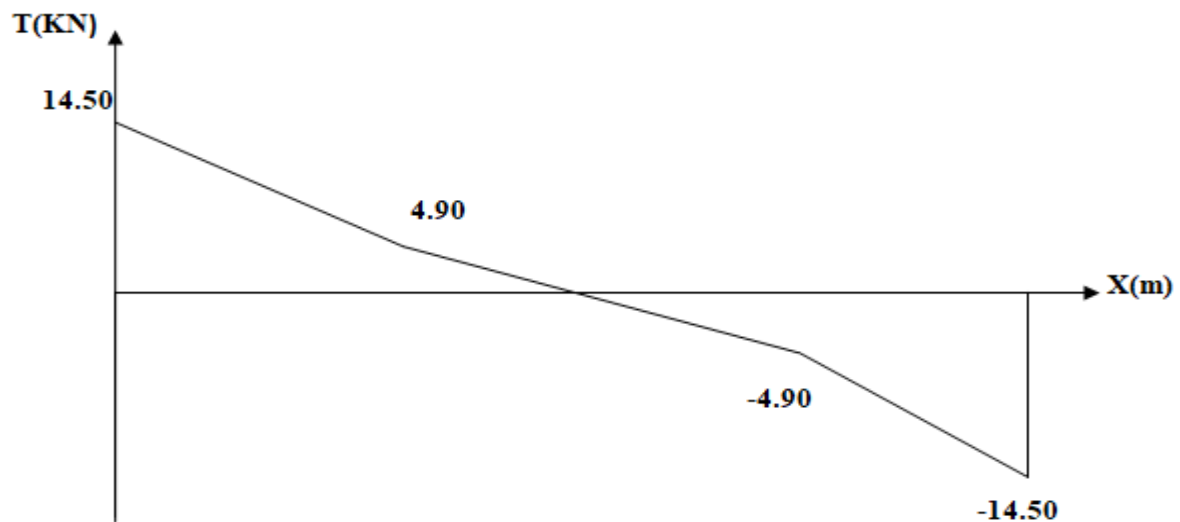
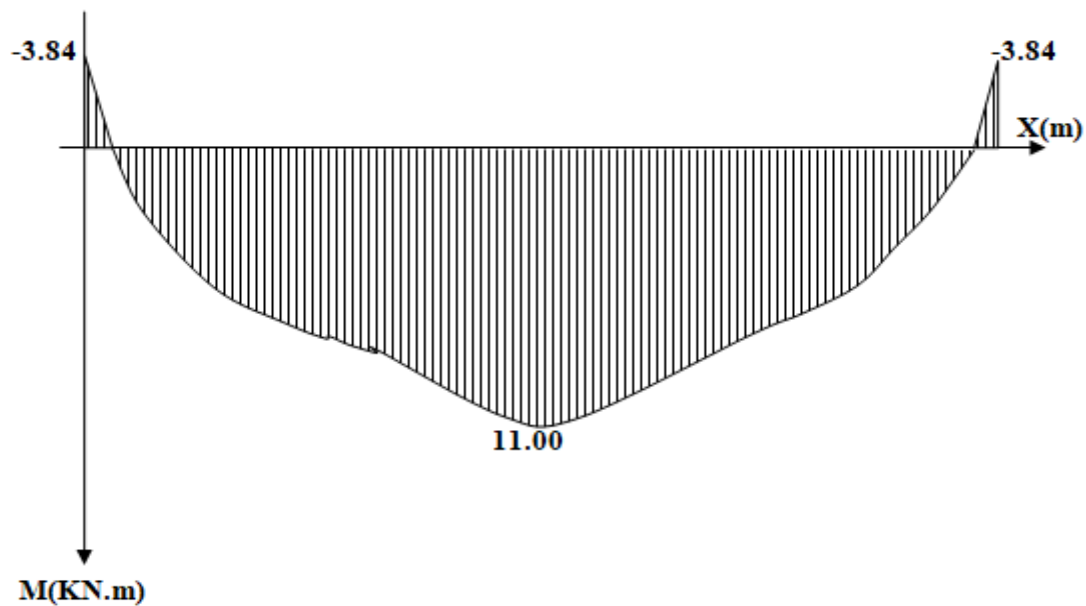
B- Diagrammes des efforts internes à L'ELS:**Effort Tranchant:****Moment Fléchissant:**

Figure III-23: Diagrammes des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS de la paillasse 2

III-3-2-2-4) Vérifications à l'ELS:

- **Etat limite d'ouverture des fissures.....(Art. A.5.3,2 BAEL91/99)**

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

- **Contrainte de compression dans le béton:**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \quad \text{Donc: } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

➤ **Aux appuis:**

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.260$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.919 \Rightarrow \alpha_1 = 0.243 \text{ et } K_1 = 46.73$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{\beta_1.d.A_a} = \frac{3.84 \times 10^6}{0.919 \times 120 \times 314} = 110.89 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{sa}}{k_1} = \frac{110.89}{46.73} = 2.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

.....condition vérifiée

➤ **En travée:**

$$\rho_1 = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.472$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.896 \Rightarrow \alpha_1 = 0.312 \text{ et } K_1 = 33.08$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1.d.A_{st}} = \frac{11 \times 10^6}{0.896 \times 120 \times 565} = 181.1 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{sa}}{k_1} = \frac{181.1}{33.08} = 5.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.47 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

.....condition vérifiée

• **Vérification de la flèche.....(Art B.6.8, 424 BAEL 91/99)**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{L'} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{3.3} = 0.0454 < \frac{1}{16} = 0.0625 \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L'} \geq \frac{M_{St}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{3.3} = 0.0454 \leq \frac{11}{10 \times 12.8} = 0.0859 \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 12} = 0.00471 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{Condition vérifiée}$$

Conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

La flèche admissible est: $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3300}{500} = 6.6 \text{ mm}$

Avec: $q_s = \max (q'_{ps} ; q'_{pl}) = \max (10.86 ; 7.98) = 10.86 \text{ KN/ml}$

Module de déformation différé:

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Aire de la section homogénéisée:

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15At$$

$$B_0 = 100 \times 15 + 15 \times 5.65 = 1584.75 \text{ cm}^2$$

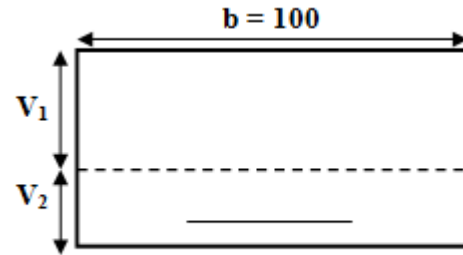
Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx:

$$S_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 A_{st} \cdot d \implies S_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 12 = 12267 \text{ cm}^3$$

Position du centre de gravité:

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12267}{1584.75} = 7.74 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.74 = 7.26 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie de la section homogénéisée/G:**

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_{st} (V_2 - c)^2$$

$$= (7.74^3 + 7.26^3) \frac{100}{3} + 15 \times 5.65 (7.26 - 3)^2 = 29749.41 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients:

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{5.65}{100 \times 12} = 0.004$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \text{ ft } 28}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0.004} = 5.25$$

$$\lambda_u = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} (5.25) = 2.1$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.985$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{11 \times 10^6}{0.985 \times 120 \times 565} = 164.71 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \text{ ft } 28}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + \text{ft } 28} ; 0 \right\} = \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.004 \times 164.71 + 2.1} ; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \{0.22 ; 0\}$$

$$\mu = 0.22$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 29749.41}{1 + 0.22 \times 2.1} = 22383.28 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche:

$$f = \frac{M_{ts} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{11 \times 10^6 \times 3300^2}{10 \times 10818.86 \times 22383.28 \times 10^4}$$

$f = 4.95 \text{ mm} < \bar{f} = 6.60 \text{ mm}$ Flèche admissible

Conclusion:

Ferraillage des Escaliers:

➤ Paillasse 1 et 3 et 2:

Epaisseur de la paillasse: $E_p = 15 \text{ cm}$

- Armatures Principales:

Aux appuis: $5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec un espacement de : $St = 20\text{cm}$

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

- Armatures de Répartition:

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

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

III -4) Calcul de La poutre palière:

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension soumise à son poids propre ; sa portée est de **3.5 m** (longueurs libres entre nus d'appuis). Elle est soumise à l'effet de son poids propre, du poids du mur extérieur (Double cloison) et de l'effort tranchant engendré par l'escalier.

Dans notre cas l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera brisée partiellement encastree dans les poteaux.

III-4-1) Pré-dimensionnement de la poutre palière:

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

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

Avec: **h:** hauteur de la poutre

b: largeur de la poutre

L: portée maximum entre nus d'appuis

- **La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante:**

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

$$L_{total} = 3.99 \text{ m}$$



$$\frac{399}{15} \leq h \leq \frac{399}{10}$$

$$L_{max} = 399 - 25 = 374 \text{ cm}$$

$$24.93 \leq h \leq 37.4$$

Soit: **h = 35 cm**

- **La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante:**

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

D'où: $0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \longrightarrow 14 \leq b \leq 24.5$

Soit: **b = 25 cm**

- Vérifications relatives aux exigences du RPA:.....(Art 7.5 .1du RPA99/2003)

Condition	Poutres de chainage	vérifications
$h \geq 30\text{cm}$	35	Vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	25	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.4	Vérifiée
$b_{\max} \leq 1,5h+b$	77.5	Vérifiée

Tableau III-9: vérification des exigences du RPA

Les conditions sont vérifiées, la poutre a pour dimensions $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$

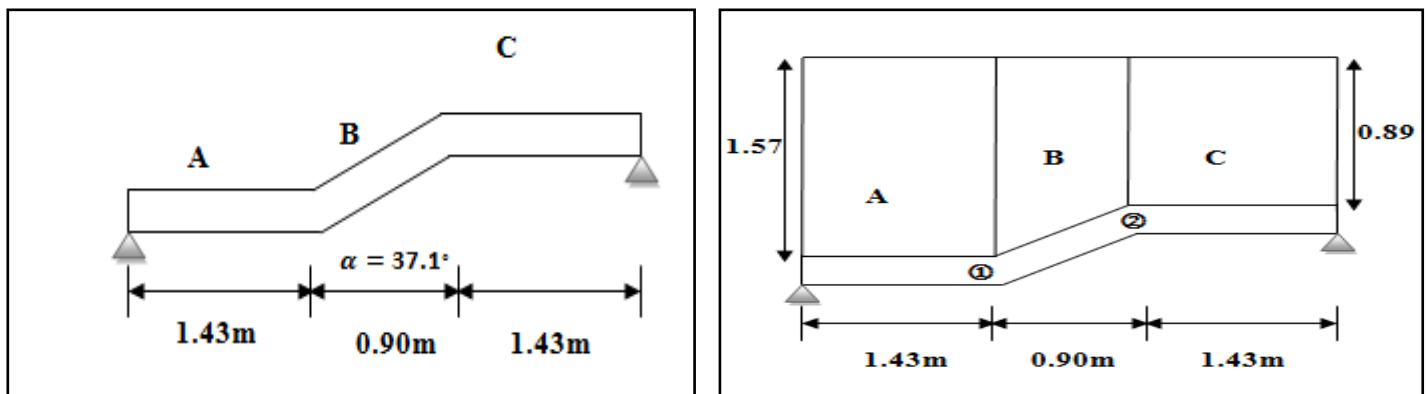


Figure III-25: les dimensions et chargement de la poutre brisée

Évaluation des charges:

Elle est soumise a son poids propre, aux réactions du palier et aux poids du mur extérieur ($G_{\max} = 2.4 \text{ KN/m}^2$)

Poids propre de la poutre:

Parties A et C: $\rho_{\text{béton}} \times b \times h = 0.25 \times 0.35 \times 25 = 2.19 \text{ KN/ml}$.

Partie B: $\rho_{\text{béton}} \times b \times h = 0.25 \times 0.35 \times 25 \times \frac{1}{\cos 37.1} = 2.74 \text{ KN/ml}$.

Chargement dû aux réactions du palier:

Réaction au point A à l'ELU : $R_u = 20.15 \text{ KN}$

Réaction au point A à l'ELS : $R_s = 14.5 \text{ KN}$

Chargement dû au poids du mur extérieur:

Partie A: $2.4 \times 1.57 = 3.77 \text{ KN/ml}$.

Partie C: $2.4 \times 0.89 = 2.14 \text{ KN/ml}$.

Partie B: On aura un chargement trapézoïdale

Point 1: 3.77 KN/ml et **Point 2:** 2.14 KN/ml.

III-4-2) Calcul des efforts internes et ferrailage à L'ELU:

A- Calcul des efforts internes:

Combinaison de charges à l'ELU:

Partie A₁ : $q_u = 1.35 (3.77 + 2.19) + 20.15 = 28.20 \text{ KN/ml}$

Partie A₂ : $q_u = 1.35 (2.14 + 2.19) + 20.15 = 26.00 \text{ KN/ml}$

Partie B : - Point 1: $q_u = 1.35 (3.77 + 2.74) + 0 = 8.80 \text{ KN/ml}$

- Point 2: $q_u = 1.35 (2.14 + 2.74) + 0 = 6.60 \text{ KN/ml}$

Schéma statique

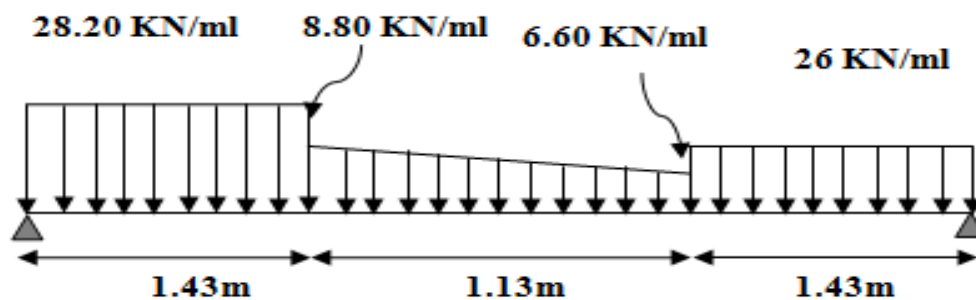


Figure III-26: Schéma statique de la poutre brisée à l'ELU

Calcul des Réactions d'appuis:

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 28.20 \times 1.43 + 6.60 \times 1.13 + \frac{8.80 - 6.60}{2} \times 1.13 + 26 \times 1.43$$

$$R_A + R_B = 86.21 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$28.20 \times 1.43 \times \left(\frac{1.43}{2}\right) + 6.60 \times 1.13 \times \left(\frac{1.13}{2} + 1.43\right) + \frac{8.80 - 6.60}{2} \times 1.13 \times \left(\frac{1.13}{3} + 1.43\right) + 26 \times 1.43 \times \left(\frac{1.43}{2} + 1.13 + 1.43\right) = R_B \times L$$

$$R_B = \frac{167.72}{3.99} = 42.04$$

Donc les réaction d'appuis sont: **$R_B = 42.04 \text{ KN}$**

$$\mathbf{R_A = 44.17 \text{ KN}}$$

- **1^{er} tronçon:** $0 \leq x \leq 1.43\text{m}$

Moment fléchissant:

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = M(x) = -13x^2 + 42.04x$$

Pour $x = 0\text{ m}$ $\longrightarrow M(x) = 0\text{ KN.m}$

Pour $x = 1.43\text{m}$ $\longrightarrow M(x) = 33.53\text{ KN.m}$

Effort tranchant:

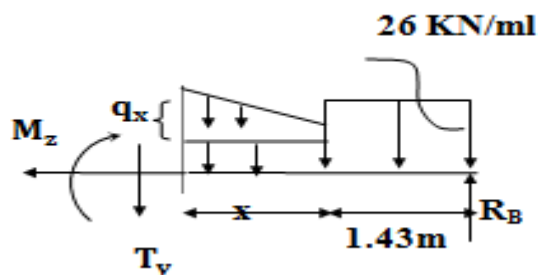
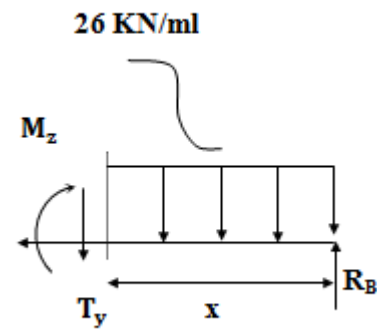
$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx}$$

$$T_y = T(x) = -26x + 42.04$$

Pour $x = 0\text{ m}$ $\longrightarrow T(x) = 42.04\text{ KN}$

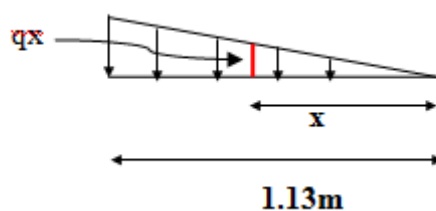
Pour $x = 1.43\text{m}$ $\longrightarrow T(x) = 4.86\text{ KN}$

- **2^{eme} tronçon:** $0 \leq x \leq 1.13\text{m}$



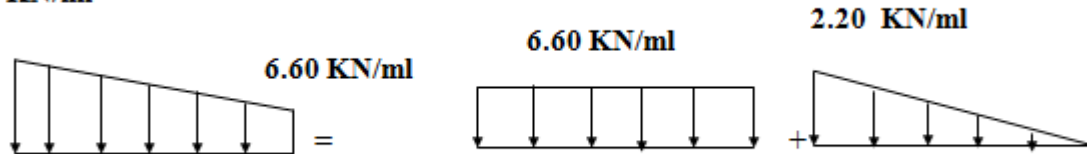
Détermination de la charge q en fonction de x:

A partir des triangles semblables nous avons: $\frac{x}{q_x} = \frac{1.13}{2.20} \longrightarrow q_x = 1.95x$



La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci-dessous

8.80 KN/ml



Moment fléchissant:

$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = M(x) = -26 \times 1.43 \times \left(\frac{1.43}{2} + x \right) + 42.04 \times (1.43 + x) - 6.60 \times x \left(\frac{x^2}{2} \right) - \frac{1.95 \times x \cdot x}{2} \times \left(\frac{x}{3} \right)$$

$$= -26.58x - 37.18x + 60.12 + 42.04x - 3.3x^2 - 0.33x^3$$

$$= -0.33x^3 - 3.3x^2 + 4.86x + 33.54 \longrightarrow M(x) = -0.33x^3 - 4.5x^2 + 10.69x + 54.45$$

Pour $x = 0$ m $\longrightarrow M(x) = 33.54$ KN.m

Pour $x = 1.13$ m $\longrightarrow M(x) = 34.34$ KN.m

Effort tranchant:

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx}$$

$$T_y = T(x) = -0.99x^2 - 6.6x + 4.86$$

Pour $x = 0$ m $\longrightarrow T(x) = 4.86$ KN

Pour $x = 1.13$ m $\longrightarrow T(x) = -3.86$ KN

- **3^{eme} tronçon :** $0 \leq x \leq 1.43$ m

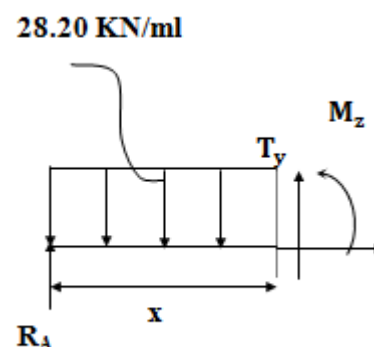
Moment fléchissant:

$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = M(x) = -14.1 x^2 + 44.17 x$$

Pour $x = 0$ m $\longrightarrow M(x) = 0$ KN.m

Pour $x = 1.43$ m $\longrightarrow M(x) = 34.33$ KN.m



Effort tranchant:

$$T_y = - \frac{d(M_z)}{dx}$$

$$T_y = T(x) = 28.20x - 44.17$$

Pour $x = 0$ m $\longrightarrow T(x) = -44.17$ KN

Pour $x = 1.43$ m $\longrightarrow T(x) = -3.84$ KN

Tronçons	X(m)	T(KN)	M(KN.m)
$0 \leq x \leq 1.43$ m	0	42.04	0
	1.43	4.86	33.53
$0 \leq x \leq 1.13$ m	0	4.86	33.54
	1.13	-3.86	34.34
$0 \leq x \leq 1.43$ m	0	-3.84	34.33
	1.43	-44.17	0

Tableau III-10: les moments et les les efforts tranchants calculés a l'ELU

Remarque:

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivant:

$$T(x) = T(x) = -0.99x^2 - 6.6x + 4.86$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \longrightarrow \Delta = (-6.6)^2 - (4)(-0.99)(4.86) = 62.81$$

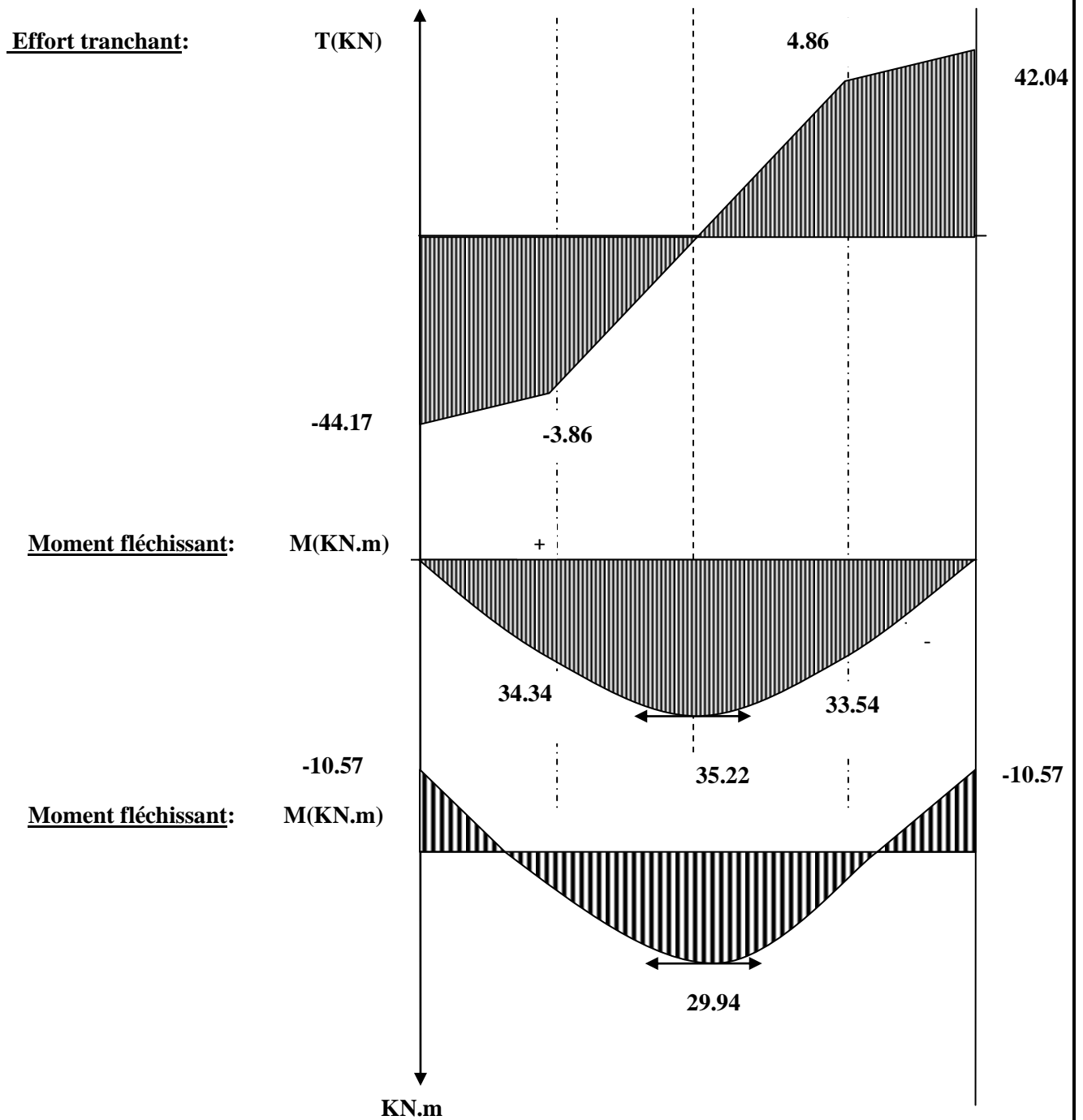
$$X_1 = \frac{6.6 - \sqrt{62.81}}{2(-0.99)} = 0.67 \longrightarrow X = 0.67 \text{ m}$$

$$X_2 = \frac{6.6 + \sqrt{62.81}}{2(-0.99)} = -7.33 \longrightarrow \text{valeur refusée}$$

$$M_z^{\max} = M(x) = -0.3 (0.67)^3 - 4.5 (0.67)^2 + 10.69(0.67) + 54.45 = 35.22 \text{ KN.m}$$

$$M_z^{\max} = 35.22 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{Aux appuis : } M_a = -0.3M_z^{\max} = -10.57 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85M_z^{\max} = 29.94 \text{ KN.m}$$

B- Diagrammes des efforts internes a l'ELU:**Figure III-27: Diagrammes des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU**

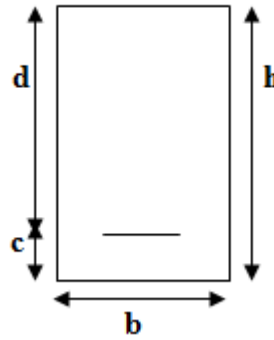
C- Calcul de ferrailage:**Calcul des armatures:**On a:

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$d = 32 \text{ cm}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$



➤ **Aux appuis:** $M_a = 10.57 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{10.57 \times 10^6}{14,2 \times 250 \times (320)^2} = 0.030 \leq \mu_u = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.030 \longrightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{10.57 \times 10^6}{348 \times 320 \times 0.985} = 96 \text{ mm}^2$$

$$A_{sa} = 96 \text{ mm}^2 = 0.96 \text{ cm}^2$$

On adopte: **3HA12 = 3.32 cm²**

➤ **En travée:** $M_t = 29.94 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{29.94 \times 10^6}{14,2 \times 250 \times (320)^2} = 0.082 \leq \mu_u = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.082 \longrightarrow \beta = 0.957$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{29.94 \times 10^6}{348 \times 320 \times 0.985} = 281 \text{ mm}^2$$

$$A_{sa} = 281 \text{ mm}^2 = 2.81 \text{ cm}^2$$

On adopte: **3HA12 = 3.39 cm²**

III-4-3) Vérification à l'ELU:

- **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux(Art 7.5.2.1RPA99/2003)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section :

$$S_T = 3HA12 + 3HA10 = 2.35 + 3.39 = \mathbf{5.74 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 25 \times 35 = \mathbf{4.38 \text{ cm}^2}$$

$$S_T = \mathbf{5.74 \text{ cm}^2} > A_{\min} = \mathbf{4.38 \text{ cm}^2}$$

- **Condition de non fragilité.....(Art-A-4.2.1 BAEL91/99)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_t} = HA12 = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

$$A_{s_a} = 3HA12 = 3.32 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

La section d'armatures choisie est supérieure à A_{\min} , donc la condition est vérifiée.

- **Vérification au cisaillement.....(Art A.5.1, 1BAEL91/99)**

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{44.17 \times 10^3}{250 \times 320} = 0.552 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.552 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa}$$

.....condition vérifiée

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

- **Influence de l'effort tranchant:**

- **Sur l'acier.....(Art 5.1.1, 312 BAEL91/99)**

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

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_{u \text{ max}}}{f_e} \gamma_s = \frac{44.17 \times 10^3}{400} 1.15 \times 10^{-2} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min adopté}} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min adoptée}} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min à ancrer}} = 1.27 \text{ cm}^2$$

.....condition vérifiée

La condition est vérifiée, donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- **sur le béton :(Art A.5.1, 313 BAEL91/99)**

On doit vérifier:
$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b.0.9.d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_{u \text{ max}}}{b.0.9.d} = \frac{2 \times 44.17 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 320} = 1.227 \text{ MPa.}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.227 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa}$$

.....Condition vérifiée

- **L'adhérence des barres..... (Art. A.6.1,3BAEL91/99)**

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s.f_{t28} \longrightarrow \bar{\tau}_{se} = \Psi_s.f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \longrightarrow \tau_{se} = \frac{44.17 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 113.04} = 1.357 \text{ MPa}$$

Avec: $\Psi_s = 1.5$ (pour les aciers H.A).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

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

$$\tau_{se} = 1.357 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

.....Condition vérifiée

Pas de risque d'entraînement des barres

• **Ancrage des barres**.....(Art A6-1.2.1 BAEL 91/ 99)

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

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec: } \tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.33 \text{ cm} \quad \text{On prend: } L_s = 45 \text{ cm} \longrightarrow L_c = 18 \text{ cm}$$

—————→

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

$L_c = 0,4.L_s$ pour les aciers H.A(Art A.6.1.253 BAEL 91/99)

Calcul des armatures transversales et les vérifications:

$$\phi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{h}{35} \right), \phi_1, \left(\frac{b}{10} \right) \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{350}{35} \right), 12, \left(\frac{250}{10} \right) \right\} = \min \{ (10, 12, 25) \} = 10 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Les armatures transversales seront réalisées par: 1 cadre + 1 étrier de HA8

Soit : $A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$

- Espacement des barres..... (Art7.5.2.2 RPA 99/2003)

En zone nodale:

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \right\} = \min (8.75 ; 12 \times 1 ; 30) = 8.78 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 7 \text{ cm}$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

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

Selon le RPA 99 la section d'armature transversale doit vérifier:

$$A_t = 2.1 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

III-4-4) Calcul des efforts internes à l'ELS:

A- combinaison de charges a l'ELS:

$$\text{Partie A}_1: q_u = (3.77 + 2.19) + 14.5 = 20.46 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Partie A}_2: q_u = (2.14 + 2.19) + 14.5 = 18.83 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Partie B : - Point 1: } q_u = (3.77 + 2.74) + 0 = 6.51 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- Point 2: } q_u = (2.14 + 2.74) + 0 = 4.88 \text{ KN/ml}$$

Schéma statique

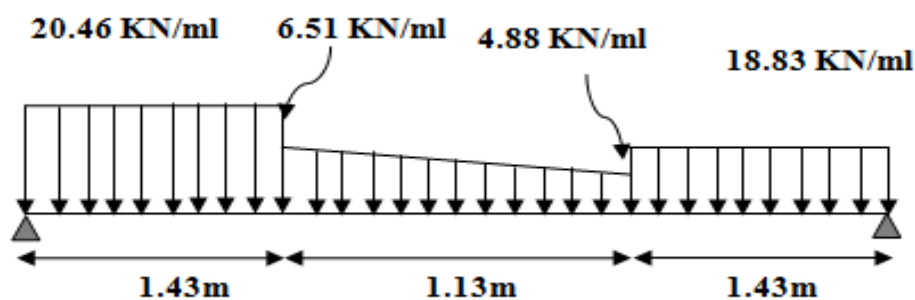


Figure III-28: Schéma statique de la poutre brisée à l'ELS

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 20.46 \times 1.43 + 4.88 \times 1.13 + \frac{6.51 - 4.88}{2} \times 1.13 + 18.83 \times 1.43$$

$$R_A + R_B = \mathbf{62.62 \text{ KN}}$$

$$\sum M/A$$

$$20.46 \times 1.43 \times \left(\frac{1.43}{2}\right) + 4.88 \times 1.13 \times \left(\frac{1.13}{2} + 1.43\right) + \frac{6.51 - 4.88}{2} \times 1.13 \times \left(\frac{1.13}{3} + 1.43\right) + 18.83 \times 1.43 \times \left(\frac{1.43}{2} + 1.13 + 1.43\right) = R_B \times L$$

$$R_B = \frac{121.77}{3.99} = 30.52 \text{ KN}$$

Donc les reactions d'appuis sont:

$$R_B = \mathbf{30.52 \text{ KN}}$$

$$R_A = \mathbf{32.10 \text{ KN}}$$

- 1^{er} tronçon: $0 \leq x \leq 1.43 \text{ m}$

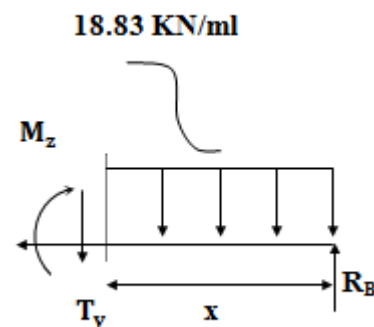
Moment fléchissant:

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = M(x) = -9.42 x^2 + 30.52 x$$

Pour $x = 0 \text{ m}$ $\longrightarrow M(x) = \mathbf{0 \text{ KN.m}}$

Pour $x = 1.43 \text{ m}$ $\longrightarrow M(x) = \mathbf{24.38 \text{ KN.m}}$



Effort tranchant:

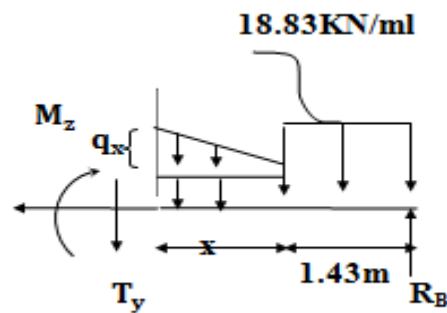
$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx}$$

$$T_y = T(x) = -18.83x + 30.52$$

Pour $x = 0 \text{ m}$ $\longrightarrow T(x) = \mathbf{30.52 \text{ KN}}$

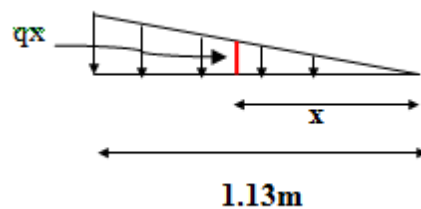
Pour $x = 1.43 \text{ m}$ $\longrightarrow T(x) = \mathbf{3.6 \text{ KN}}$

- 2^{eme} tronçon: $0 \leq x \leq 1.13\text{m}$

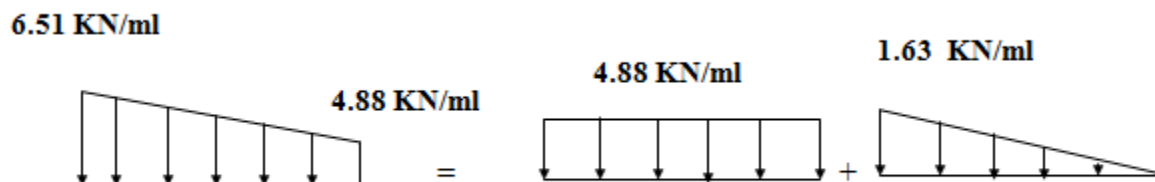


Détermination de la charge q en fonction de x:

A partir des triangles semblables nous avons: $\frac{x}{q_x} = \frac{1.13}{1.63} \longrightarrow q_x = 1.44x$



La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci-dessous



Moment fléchissant:

$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = M(x) = -18.83 \times 1.43 \times \left(\frac{1.43}{2} + x \right) + 30.52 \times (1.43 + x) - 4.88 \times \left(\frac{x^2}{2} \right) - \frac{1.44 \times x \cdot x}{2} \times \left(\frac{x}{3} \right)$$

$$= -19.25x - 26.93x + 43.64 + 30.52x - 2.44x^2 - 0.24x^3$$

$$= -0.24x^3 - 2.44x^2 + 3.6x + 24.39 \longrightarrow M(x) = -0.24x^3 - 2.44x^2 + 3.6x + 24.39$$

Pour $x = 0 \text{ m}$ $\longrightarrow M(x) = \mathbf{24.39 \text{ KN.m}}$

Pour $x = 1.13 \text{ m}$ $\longrightarrow M(x) = \mathbf{25 \text{ KN.m}}$

Effort tranchant:

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx}$$

$$T_y = T(x) = -0.72x^2 - 4.88x + 3.6$$

Pour $x = 0 \text{ m}$ $\longrightarrow T(x) = \mathbf{3.6 \text{ KN}}$

Pour $x = 1.13 \text{ m}$ $\longrightarrow T(x) = \mathbf{-2.83 \text{ KN}}$

- **3^{eme} tronçon:** $0 \leq x \leq 1.43 \text{ m}$

Moment fléchissant:

$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = M(x) = -10.23x^2 + 32.10x$$

Pour $x = 0 \text{ m}$ $\longrightarrow M(x) = \mathbf{0 \text{ KN.m}}$

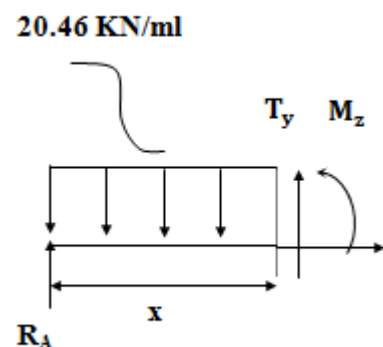
Pour $x = 1.43 \text{ m}$ $\longrightarrow M(x) = \mathbf{25 \text{ KN.m}}$

Effort tranchant:

$$T_y = -\frac{d(M_z)}{dx}$$

$$T_y = T(x) = 20.46x - 32.10$$

Pour $x = 0 \text{ m}$ $\longrightarrow T(x) = \mathbf{-32.10 \text{ KN}}$



Pour $x=1.43\text{m}$ \longrightarrow $T(x) = -2.84 \text{ KN}$

Tronçons	X(m)	T(KN)	M(KN.m)
$0 \leq x \leq 1.43\text{m}$	0.00	30.52	0.00
	1.43	03.60	24.38
$0 \leq x \leq 1.13\text{m}$	0.00	03.60	24.39
	1.13	-02.83	25.00
$0 \leq x \leq 1.43\text{m}$	0.00	-02.84	25.00
	1.43	-32.10	0.00

Tableau III-11: les moments et les les efforts tranchants calculés a l'ELS

Remarque:

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivant:

$$T(x) = T(x) = -0.72x^2 - 4.88x + 3.6$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \longrightarrow \Delta = (-4.88)^2 - (4)(-0.72)(3.6) = 34.18$$

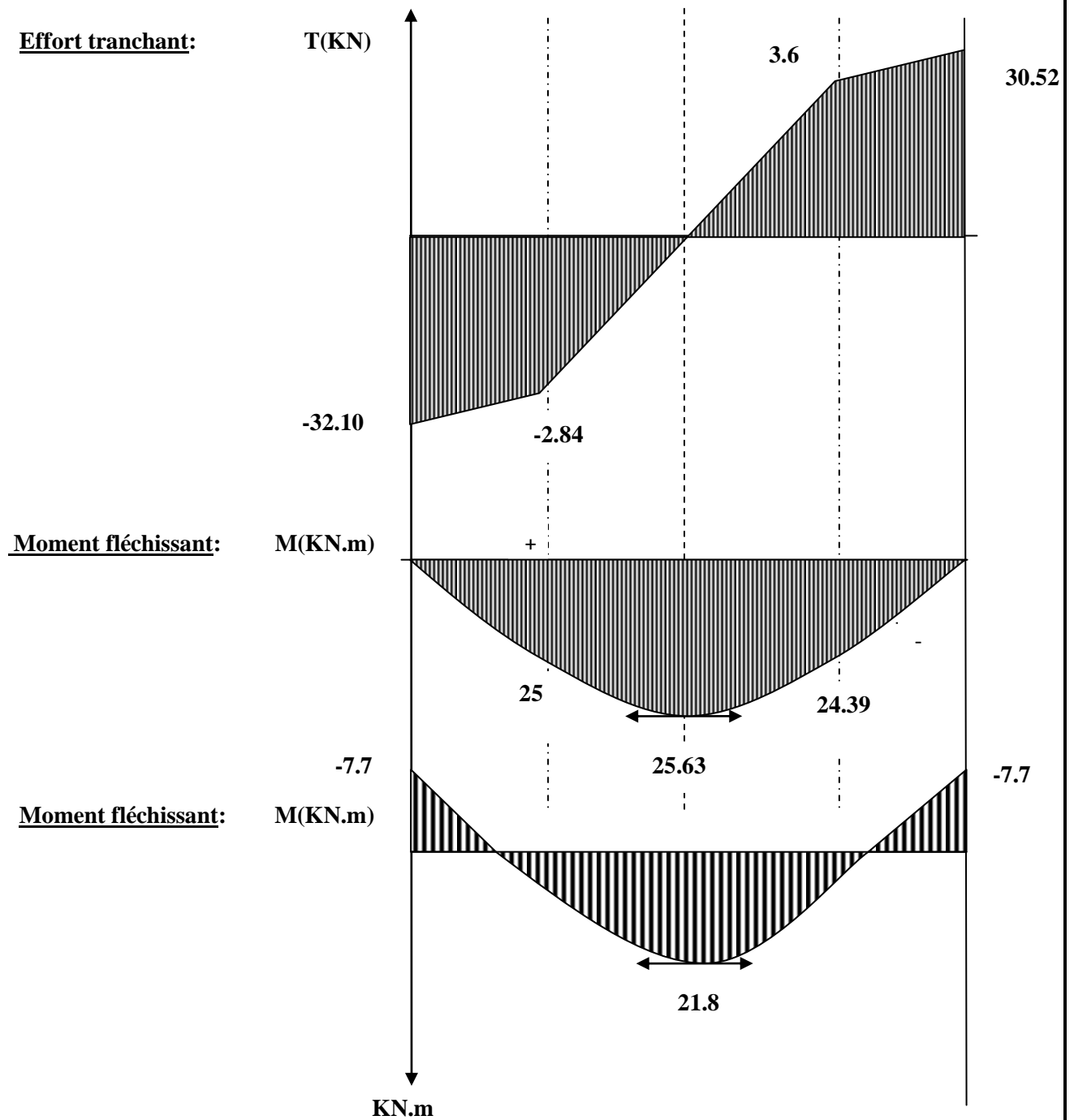
$$X_1 = \frac{6.6 - \sqrt{34.18}}{2(-0.72)} = 0.67 \longrightarrow \mathbf{X = 0.67\text{m}}$$

$$X_2 = \frac{6.6 + \sqrt{62.81}}{2(-0.99)} = -7.44 \longrightarrow \mathbf{\text{valeur refusée}}$$

$$M_z^{\max} = M(x) = -0.24(0.67)^3 - 2.44(0.67)^2 + 3.6(0.67) + 24.39 = 25.63 \text{ KN.m}$$

$$M_z^{\max} = 25.63 \text{ KN.m} \longrightarrow \underline{\text{Aux appuis:}} M_a = -0.3M_z^{\max} = \mathbf{-7.7 \text{ KN.m}}$$

$$\underline{\text{En travée:}} M_t = 0.85M_z^{\max} = \mathbf{21.8 \text{ KN.m}}$$

B- Diagrammes des efforts internes a l'ELS:**Figure III-29: Diagrammes des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS**

III-4-5) Vérification à l'ELS:

- **Etat limite d'ouverture des fissures :..... (Art. A.5.3, 2 BAEL91/99)**

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

- **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers:**

On doit vérifier que:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \quad \text{Donc: } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

➤ **Aux appuis:** $M_a = 7.7 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0.424$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.900 \Rightarrow \alpha_1 = 0.300 \text{ et } K_1 = 35$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{\beta_1.d.A_a} = \frac{7.7 \times 10^6}{0.900 \times 320 \times 235} = 114 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{sa}}{k_1} = \frac{114}{35} = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.26 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travée:**

$$\rho_1 = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0.429$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.900 \Rightarrow \alpha_1 = 0.300 \text{ et } K_1 = 35$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1.d.A_{st}} = \frac{21.8 \times 10^6}{0.900 \times 320 \times 339} = 223.29 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{sa}}{k_1} = \frac{223.29}{35} = 6.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.38 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**(Art B.6.8, 424 BAEL 91/99)

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{L'} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{399} = 0.087 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L'} \geq \frac{M_{St}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{35}{399} = 0.087 > \frac{21.8}{10 \times 25.63} = 0.085 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{25 \times 32} = 0.004723 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Conclusion:

Ferraillage de la poutre Palière:

Son Pré-dimensionnement: (b x h) = (35 x 25)

Armatures longitudinales: Aux appuis: 3HA12 = 3.32 cm²

En travée: 3HA12 = 3.32 cm²

Armatures transversales: 1 cadre et 1 étrier en HA8.avec un espacement de : St = 15cm.

Rapproché au niveau des appuis St = 7cm

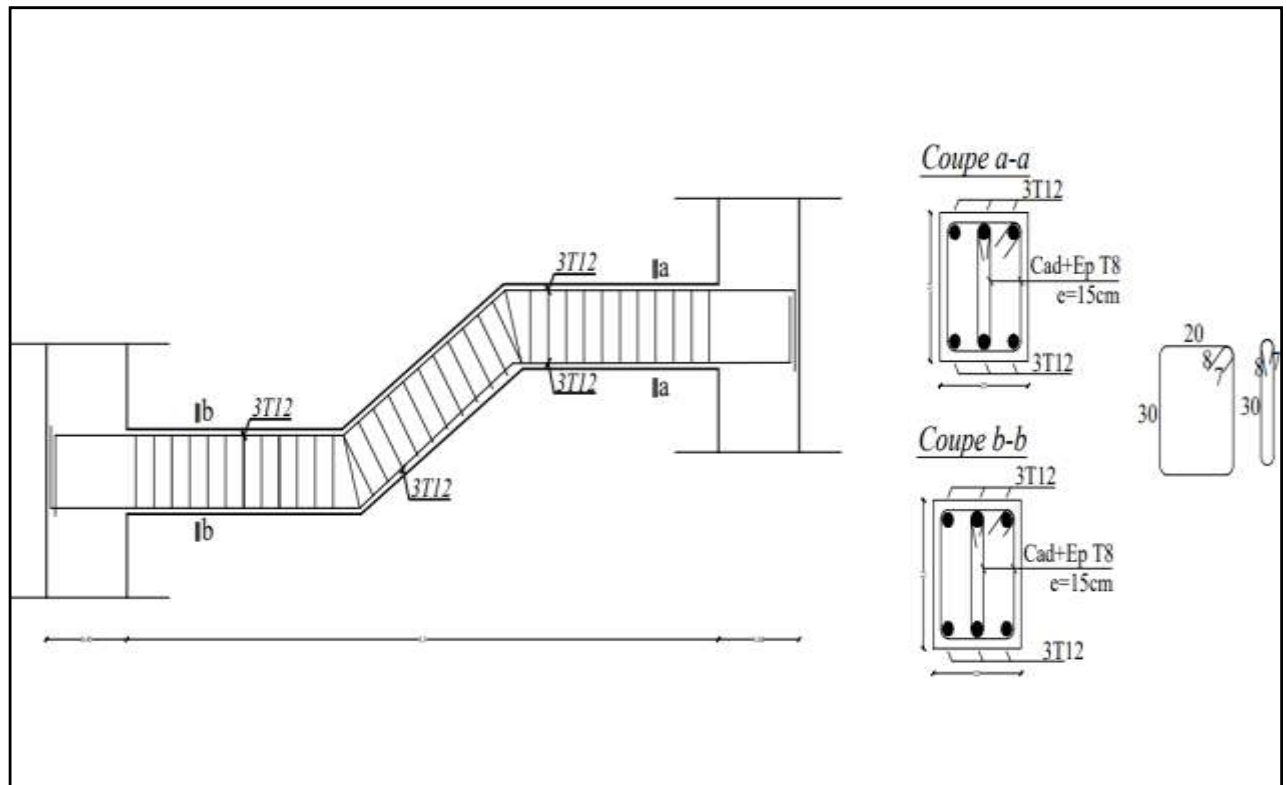


Figure III-30: Schéma ferrailage de la poutre palière

III-5) Calcul de La poutre de chainage:**III-5-1) Pré- dimensionnement de la poutre de chainage:**

On a:

Hauteur h:

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

$$L = 3.75 - 0.25 = 3.50 \text{ m}$$

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10}$$

$$23.33 \leq h \leq 35$$

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

Largeur b:

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

$$12 \leq b \leq 21$$

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

- **Vérification des exigences du RPA.....(Art 7.5.1 du RPA99/2003)**

Condition	Poutre de chainage	vérifications
$H \geq 30\text{cm}$	30	Condition Vérifiée
$B \geq 20\text{cm}$	20	Condition Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.5	Condition Vérifiée
$b_{\max} \leq 1,5h + b$	65	Condition Vérifiée

Tableau III-12: Vérification des exigences du RPA pour les poutres

Conclusion:

Donc la poutre de chainage a pour dimensions: **$(b \times h) = (20 \times 30)$**

A- Détermination des charges et surcharges:

- Poids propre de la poutre de chainage: $G_p = b \times h \times \rho = 0.20 \times 0.30 \times 25 = 1.5 \text{ KN/ml}$

- Poids du mur extérieur : $G_m = 2.40 \times (3.06 - 0.30) = 6.62 \text{ KN/ml}$

- Poids du plancher : $P_p = 5.10 \times \frac{0.65}{2} = 1.66 \text{ KN/ml}$

- La charge permanente totale: $G_T = 1.5 + 6.62 + 1.66 = 9.78 \text{ KN/ml}$

- La surcharge d'exploitation: $Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.49 \text{ KN/ml}$

Combinaisons de charges:

ELU: $q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 9.78) + (1.5 \times 0.49) = 13.94 \text{ KN/ml}$

ELS: $q_s = G + Q = 9.78 + 0.49 = 10.27 \text{ KN/ml}$

III-5-2) Calcul des efforts internes et ferrailage à l'ELU:**Détermination des efforts internes:**

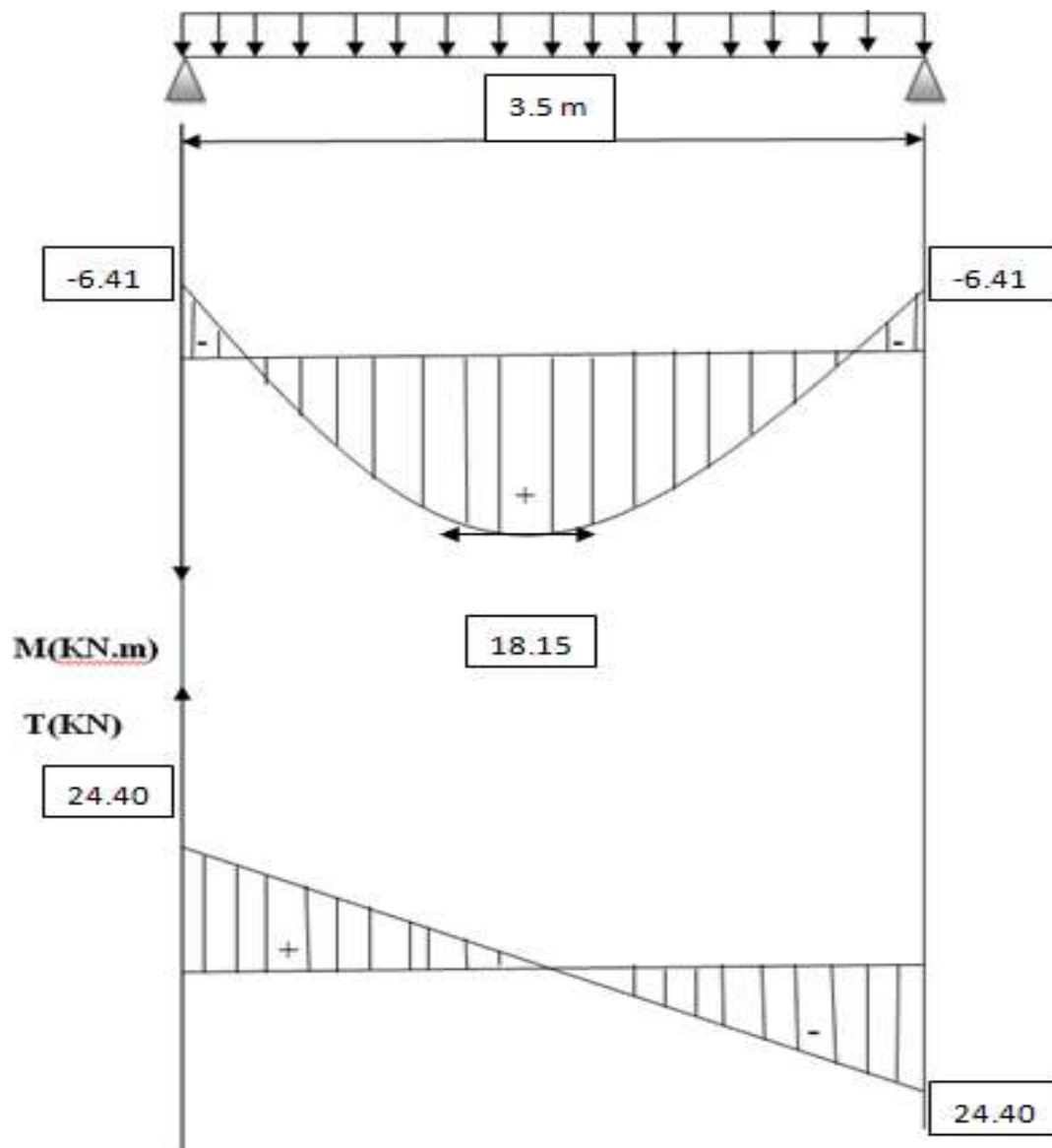
$$R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{13.94 \times 3.5}{2} = 24.40 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{13.94 \times (3.5)^2}{8} = 21.35 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement:

En travée: $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 21.35 = \mathbf{18.15 \text{ KN.m}}$

Aux appuis: $M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 21.35 = \mathbf{-6.41 \text{ KN.m}}$

B-Diagramme des efforts internes:**Figure III-31: Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU**

Calcul des armatures:**➤ En travée:**

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18.15 \times 10^3}{20 \times (27)^2 \times 14.2} = 0.088$$

$$\mu_t = 0.088 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow (\text{SSA})$$

Donc: les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{SC} = 0 \text{ cm}^2$).

$$\mu_t = 0.088 \longrightarrow \beta = 0.954$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{18.15 \times 10^3}{0.965 \times 27 \times 348} = 2.03 \text{ cm}^2$$

On adopte: **3HA10 = 2.35 cm²**

➤ Aux appuis:

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.41 \times 10^3}{20 \times (27)^2 \times 14.2} = 0.030$$

$$\mu_a = 0.030 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow (\text{SSA})$$

Donc: les armatures comprimées ne sont pas nécessaires: ($A_{SC} = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu_a = 0.030 \longrightarrow \beta = 0.985$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6.41 \times 10^3}{0.985 \times 27 \times 348} = 0.693 \text{ cm}^2$$

On adopte: **3HA10 = 2.35 cm²**

III-5-3) Vérifications à l'ELU:

- **Condition de non fragilité.....(Art-A-4.2.1 BAEL91/99)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 20 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Aux appuis: $A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.65 \text{ cm}^2$

En travée: $A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.65 \text{ cm}^2$

Les sections d'armatures choisies sont supérieures à A_{\min} , donc la condition est vérifiée.

- **Vérification au cisaillement**.....(Art A.5.1.1 /BAEL 91/99)

Il faut vérifier que: $\tau_u < \overline{\tau_u}$

La fissuration est peu préjudiciable.....(Art A.5.1.211 /BAEL 91/99)

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24.40 \times 10^3}{200 \times 270} = 0.452 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.452 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

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

- **Entraînement des barres**.....(Art A.6.3.1 /BAEL 91/99)

Il faut vérifier cette condition: $\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9d\Sigma U_i} < \tau_{se,u} = \psi_s \times f_{t28}$

Avec: ψ_s : Coefficient de scellement.

$$\tau_{se,u} = \psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

On a de barre isolé donc:

$$\Sigma U_i = \emptyset \times n \times \pi$$

Avec: ΣU_i : somme des périmètres utiles des barres

n: nombre de barres.

$$\Sigma U_i = \emptyset \times n \times \pi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9d\Sigma U_i} = \frac{24.4 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 94.2} = 1.066 \text{ MPa}$$

On a: $\tau_{se} = 1.066 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow$ Condition vérifiée

Pas de risque d'entraînement des barres.

- **Ancrage des barres**.....[Art. A.6.1.2 BAEL91/99)

Ancrage des barres aux appuis: $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$

Avec: $\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

$\psi = 1.5$ pour les HA.

Donc: $L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$

On prend: $L_s = 40 \text{ cm}$

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 :

$L_c = 0.4 \times L_s \dots\dots\dots (\text{Art A.6.1.253 BAEL 91/99})$

$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$

• **Influence de l'effort tranchant**.....(Art. 5.1, 3 BAEL 91/99)

➤ **Sur l'acier:**(Art A.5.1, 312BAEL91/99)

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

$A_{st \text{ adoptée}} > A_{st \text{ ancrée}} = \frac{\gamma_s \times V_{u \max}}{f_e}$

$A_{st \text{ ancrée}} = \frac{1.15 \times 24.4 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.70 \text{ cm}^2$

$A_{st \text{ adoptée}} = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancrée}} = 0.70 \text{ cm}^2$

.....condition vérifiée

La condition est vérifiée, donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

➤ **Sur le béton:**(Art A.5.1, 313 BAEL91/99)

On doit vérifier: $\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b.0,9.d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$

$\sigma_{bc} = \frac{2V_{u \max}}{b.0,9.d} = \frac{2 \times 24.40 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 270} = 1.004 \text{ MPa.}$

$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$

$\sigma_{bc} = 1.004 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa}$

.....Condition vérifiée

- **Calcul des armatures transversales et les vérifications:**

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right) = (8.57 ; 10 ; 20)$$

On prend: $\phi_t = 8 \text{ cm}$

Les armatures transversales seront réalisées par: **1 cadre et 1 étrier \emptyset_8**

Soit: $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement maximal des armatures transversales.....(Art. A.8.2, 4 BAEL91/99)

$$S_t^{\max} \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min (24.3 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t^{\max} = 20 \text{ cm}$$

- **Exigences du RPA 99 VERSION 2003 Art.7.5.2**

A) 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.

$$A_l = 3\text{HA}10 + 3\text{HA}10 = 2.35 + 2.35 = 4.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.5\% \text{ de la section} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 20 \times 30 = 3.00 \text{ cm}^2$$

D'où: $A_l = 4.7 \text{ cm}^2 > 0.5\% \text{ de la section} = 3.00 \text{ cm}^2$**La condition est vérifiée.**

B) Armatures transversales.....(Art. 7.5.2.2)

Armatures transversales minimales:

$$A_{t\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 20 = 0.90 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Zone nodale:

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi) = (7.5 ; 12) \longrightarrow S_t = 7 \text{ cm}$$

Zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

III-5-4) Calcul des efforts internes à l'ELS:**Réaction d'appuis:**

$$R_A = R_B = \frac{q_s}{2} \times l = \frac{10.27 \times 3.5}{2} = 17.97 \text{ KN}$$

Calcul des efforts internes:

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{10.27 \times (3.5)^2}{8} = 15.73 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement:

En travée: $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 15.73 = 13.37 \text{ KN.m}$

Aux appuis: $M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 15.73 = -4.72 \text{ KN.m}$

- Diagramme des efforts internes:

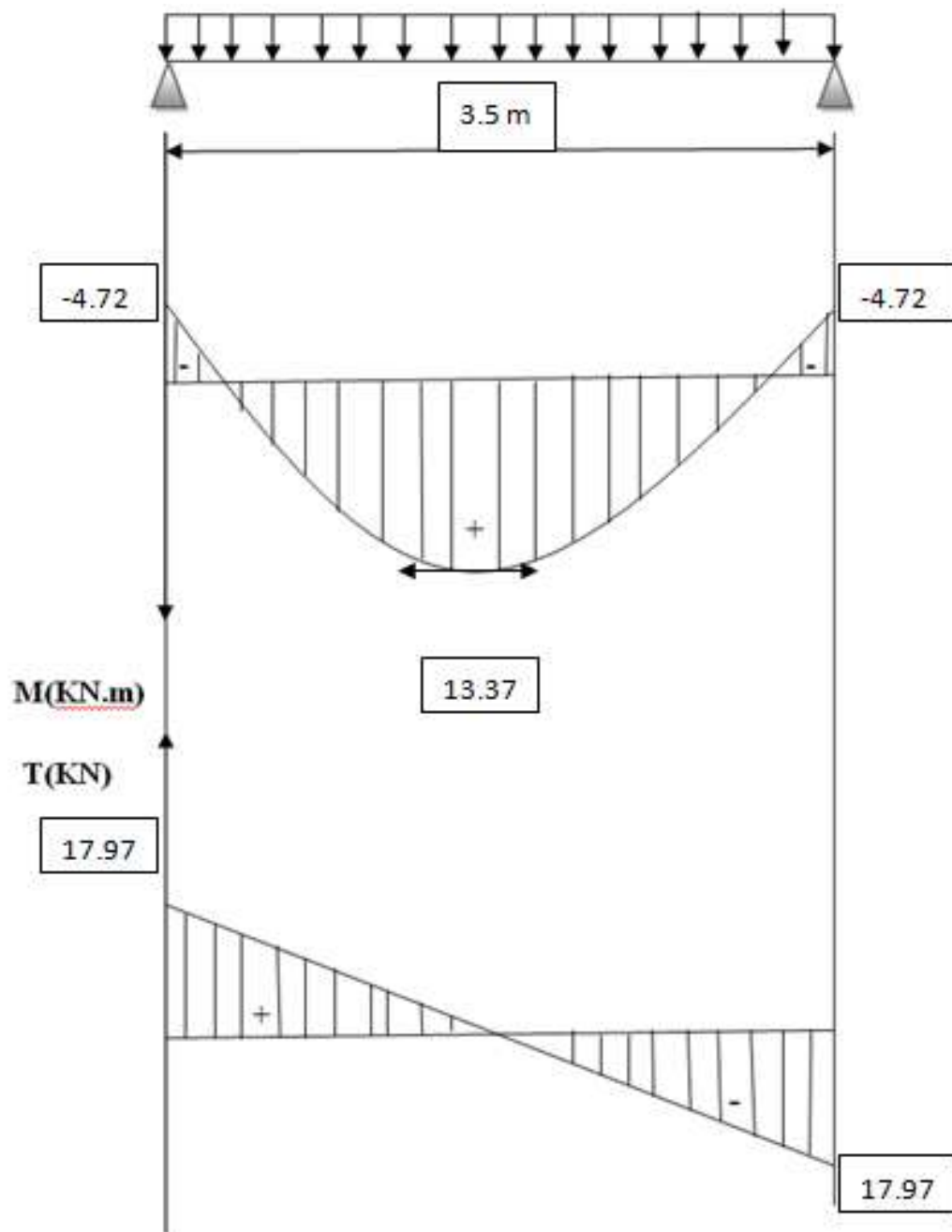


Figure III-32: Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS

III-5-5) Vérification à l'ELS:

- **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers:**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

Avec: $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$

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

Aux appuis: $A_a = 2.35 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{20 \times 27} = 0.435 \longrightarrow \beta_1 = 0.899 \longrightarrow \alpha = 0.303 \longrightarrow K = 34.50$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.72 \times 10^3}{0.988 \times 270 \times 2.35} = 82.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{82.75}{34.50} = 2.40 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée: $A_t = 2.35 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{20 \times 27} = 0.435 \longrightarrow \beta_1 = 0.899 \longrightarrow \alpha = 0.303 \longrightarrow K = 34.50$$

$$\sigma_{st} = \frac{13.37 \times 10^3}{0.899 \times 270 \times 2.35} = 234.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{234.39}{34.50} = 6.79 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures.....(Art. A.4.5.32 BAEL 91/99)**

La poutre de chaînage n'est pas exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Etat limite de déformation.....(Art B.6.5.1 BAEL 91/99)**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{l} = \frac{300}{350} = 0.857 \geq \frac{1}{16} = 0.063$$

$$\frac{h}{l} = 0.857 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{13.37}{10 \times 15.73} = 0.085$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{20 \times 27} = 0.0044 \geq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Conclusion:**Ferraillage de la poutre chaînage:**

Son Pré-dimensionnement: $(b \times h) = (30 \times 20)$

Armatures longitudinales: Aux appuis: $3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$

En travée: $3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$

Armatures transversales: 1 cadre et 1 étrier en HA8.avec un espacement de : $St = 15\text{cm}$.

Rapproché au niveau des appuis $St = 7\text{cm}$

III-6) Calcul de la Charpente:

Notre bâtiment comporte une charpente en bois, caractérisé par des versants inclinés d'un angle ($\alpha = 35^\circ$) par rapport à l'horizontale, supportant des couvertures en tuiles Mécaniques. Elle repose de part et d'autre sur les murs pignons.

L'étude de la charpente revient à la détermination des efforts revenant à chacun des Éléments (pannes, chevrons et linteaux), et à la vérification de leurs résistances aux Différentes sollicitations.

Les différentes pièces dont elle est constituée sont données par la figure suivante:

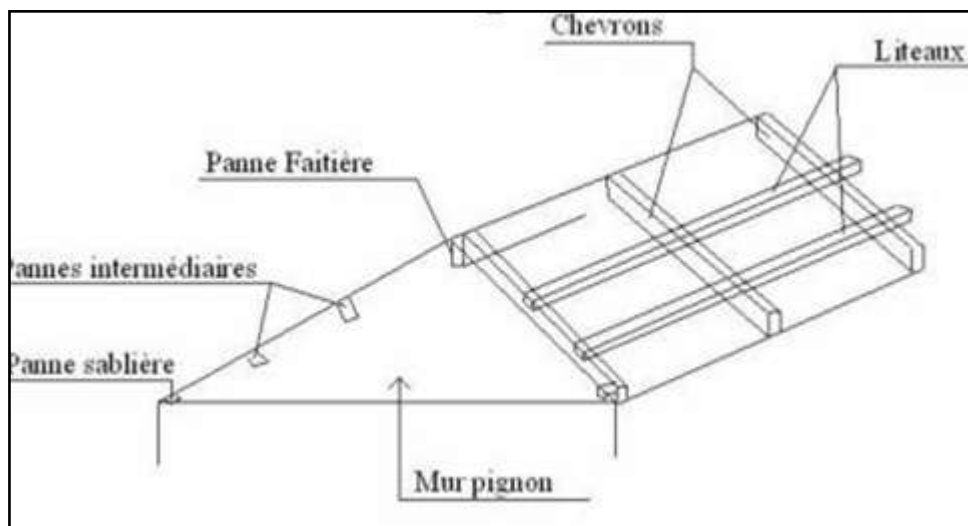


Figure III-33: Détail de la charpente

III-6-1) Détermination des charges et surcharge:

Charges permanentes:

Poids des tuiles et des linteaux $G_t + G_l = 0.45 \text{ KN/m}^2$

Poids des pannes et des chevrons $G_p + G_c = 0.10 \text{ KN/m}^2$

$$G_t = 0.45 + 0.10 = 0.55 \text{ KN/m}^2$$

Charges d'exploitations:

Poids de la neige $= 1 \text{ KN/m}^2$

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

A- Combinaisons des charges:

E.L.U: $q_u = 1.35G + 1.5Q$ $q_u = (1.35 \times 0.55) + (1.5 \times 1) = 2.243 \text{ kN/m}^2$

E.L.S: $q_s = G + Q$ $q_s = 0.55 + 1 = 1.55 \text{ kN/m}^2$

Le choix des sections des pannes, des chevrons et des liteaux est conditionné par le marché c'est pour cela que notre choix se portera sur les sections les plus commercialisées.

Alors on adoptera les sections suivantes:

Pannes: $(15 \times 22.5) \text{ cm}^2$.

Chevrons: $(50 \times 70) \text{ cm}^2$.

Liteaux: $(3 \times 3) \text{ cm}^2$.

Dans un $1,00 \text{ m}^2$, nous avons une panne et deux chevrons

Calcul des poids:

En tenant compte du DTR: $\rho_b = 6 \text{ kN/m}^3$

Poids de la panne: $P_p = (0.150 \times 0.225) \times \rho_b = 0.2025 \text{ KN/ml}$.

Poids de chevrons: $P_c = (0.050 \times 0.070) \times \rho_b = 0.021 \text{ KKN/ml}$.

Poids des liteaux: $P_l = (0.03 \times 0.03) \times \rho_b = 0.0054 \text{ KN/ml}$.

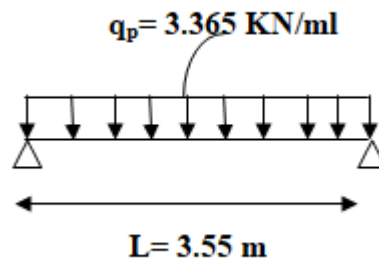
III-6-2) Détermination des efforts revenant aux différents éléments à l'ELU:**A- Efforts revenant à la panne:**

Figure III-34: Schéma statique des pannes

Espacement des pannes: $1.2 \text{ m} \leq E_p \leq 1.8 \text{ m}$

On prend: $E_p = 1.50 \text{ m}$

La portée des pannes: $L = 3.55 \text{ m}$

$$q_p = q_u \times E_p$$

$$q_p = 2.243 \times 1.50 = 3.365 \text{ KN/ml} \longrightarrow q_p = 3.365 \text{ KN/ml}$$

B- Efforts revenant aux chevrons:

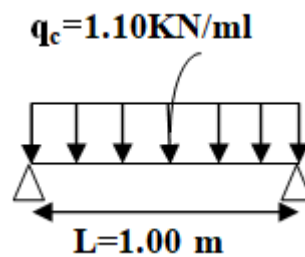


Figure III-35: Schéma statique des chevrons

Espacement des chevrons: $0.2 \text{ m} \leq E_c \leq 0.6 \text{ m}$

On prend: $E_c = 0.50 \text{ m}$

La Portée des chevrons: $L_c = 1 \text{ m}$

$$G_c = P_c + ((G_t + G_l) \times E_c)$$

$$G_c = 0.021 + (0.40 \times 0.5) = 0.246 \text{ KN/ml}$$

$$q_c = 1.35 G_c + 1.5 Q$$

$$q_c = (1.35 \times 0.246) + (1.5 \times 1 \times 0.5) = 1.10 \text{ KN/ml} \longrightarrow q_c = 1.10 \text{ N/ml}$$

C- Efforts revenant aux liteaux:

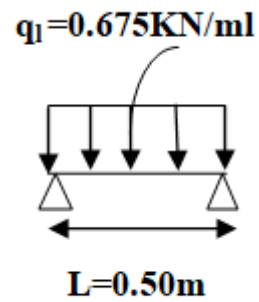


Figure III-36: Schéma statique des liteaux

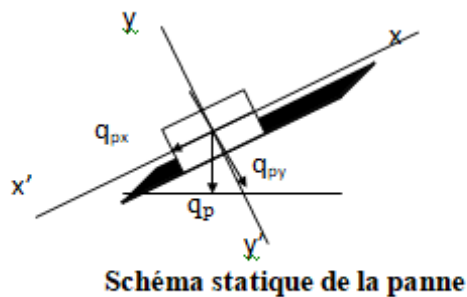
Espacement des liteaux: $E_l = 0,32 \text{ m}$

Portée des liteaux: $L_l = 0.50 \text{ m}$

$$q_l = 1.35 (G_l + G_t) + 1.5 Q$$

$$q_l = (1.35 \times 0.45) + (1.5 \times 1) = 2.11 \text{ KN/m}^2$$

$$q_l = 2.04 \times 0.32 \text{ m} = 0.675 \text{ KN/ml} \longrightarrow q_l = 0.718 \text{ KN/ml}$$



III-6-3) Dimensionnement des éléments de la charpente:

Nous utilisons le bois de sapin de catégorie I et d'après les règles CB71, la contrainte admissible forfaitaire dans ce bois travaille en flexion déviée est $\sigma_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

➤ Détermination des sections:**A- Calcul des pannes:**

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

Versant: $\alpha = 35^\circ$

Suivant l'axe (x,x): $q_x = q_p \times \sin \alpha = 3.365 \times 0.574 = 1.932 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe (y,y): $q_y = q_p \times \cos \alpha = 3.365 \times 0.819 = 2.756 \text{ KN/ml}$

Vérification de la contrainte admissible du bois:

On doit vérifier que: $\sigma_f = \frac{M_{f_x}}{I_{x'} x/v} + \frac{M_{f_y}}{I_{y'} y/v} \leq \bar{\sigma}_f$

Moments de flexion:

Versant: $\alpha = 35^\circ$

Suivant (x'x): $M_{f_x} = \frac{1}{8} q_{px} \times L_p^2 = \frac{1 \times 1.932}{8} \times (3.55)^2 = 3.044 \text{ KN.m}$

Suivant (y'y): $M_{f_y} = \frac{1}{8} q_{py} \times L_p^2 = \frac{1 \times 2.756}{8} \times (3.55)^2 = 4.342 \text{ KN.m}$

Choix de la section des pannes:

Soit une section de $(15 \times 22.5) \text{ cm}^2$

Module de résistance:

$$W_x = \frac{I_{x'} x}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{15 \times 22.5^2}{6} = 1265.625 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{y'} y}{v} = \frac{b^2h}{6} = \frac{22.5 \times 15^2}{6} = 843.75 \text{ cm}^3$$

Les contraintes:

$$\sigma_f = \frac{M_{fy} \times v}{I_{yy'}} + \frac{M_{fx} \times v}{I_{xx'}} = \frac{4.342 \times 10^4}{843.75} + \frac{3.044 \times 10^4}{1265.625} = 75.51 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 75.26 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Donc: La section adoptée est admise.

➤ **Vérification de la flèche pour les pannes.....(Art 4.962/CB71)**

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

$$q_p = q_s \times E_p = 1.55 \times 1.50 = 2.325 \text{ kN/ml}$$

Versant: $\alpha = 35^\circ$

Suivant l'axe (x,x'): $q_x = q_p \times \sin \alpha = 2.325 \times 0.574 = 1.335 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe (y,y'): $q_y = q_p \times \cos \alpha = 2.325 \times 0.819 = 1.904 \text{ KN/ml}$

Moments de flexion:

Versant: $\alpha = 35^\circ$

Suivant (x'x): $M_{fx} = \frac{1}{8} q_{sx} \times L_p^2 = \frac{1 \times 1.335}{8} \times (3.55)^2 = 2.103 \text{ kN.m}$

Suivant (y'y): $M_{fy} = \frac{1}{8} q_{sy} \times L_p^2 = \frac{1 \times 1.904}{8} \times (3.55)^2 = 3.00 \text{ kN.m}$

La flèche admissible:

La valeur de la flèche admissible pour les pannes est donnée par:

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300}, L_p = 355 \text{ cm} \longrightarrow f = \frac{355}{300} = 0.89 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par:

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

Avec:

E_f : est le module de déformation de la flèche

$$E_f = 11000 \times \sqrt{\sigma_f} = 11000 \times \sqrt{142} = 131080.128 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{fx} = \frac{2.103 \times 10^4}{1265.625} = 16.616 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{fy} = \frac{3.00 \times 10^4}{843.75} = 35.556 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = \sqrt{(\sigma_{fx})^2 + (\sigma_{fy})^2}$$

$$\sigma_f = \sqrt{(16.616)^2 + (35.556)^2} = 39.247 \text{ daN/cm}^2$$

Alors on aura:

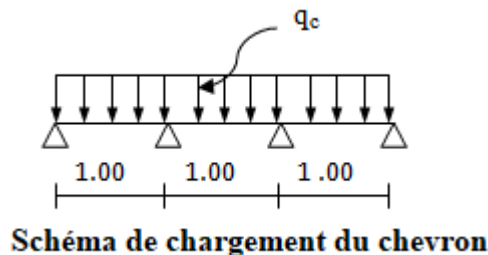
$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L p^2}{48 \times E_f \times h / 2} \longrightarrow f = \frac{5 \times 39.247 \times (355)^2}{48 \times 131080.128 \times 22.5 / 2} = 0.35 \text{ cm}$$

$f = 0.35 \text{ cm} < \bar{f} = 1.5 \text{ cm}$condition vérifiée

Les vérifications étant satisfaites, on maintient la section choisie, soit $(15 \times 22.5) \text{ cm}^2$.

B- Calcul des chevrons:

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



La section du chevron est de $(50 \times 70) \text{ mm}^2$

➤ Vérification de la contrainte admissible:

On doit vérifier que: $\sigma_f = \frac{M_f \times v}{I} \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

Détermination des moments fléchissant:

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

Aux appuis: $M_{fa} = \frac{4M_0}{5} = 0.8 M_0$

En travées: $M_{ft} = \frac{2 M_0}{3} = 0.6 M_0$

Avec: $M_0 = \frac{1}{8} q_c \times L_c^2 = \frac{1 \times 1.10}{8} \times (1)^2 = 0.138 \text{ KN.m}$

Ce qui donne:

$M_{fa} = 0.111 \text{ kN.m}$

$M_{ft} = 0.083 \text{ kN.m}$

Calcul des modules de résistance:

$W = \frac{I}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5 \times (7)^2}{6} = 40.83 \text{ cm}^2$

Ainsi on aura:

Aux appuis: $\sigma_{fa} = \frac{0.111 \times 10^4}{40.83} = 27.20 \text{ daN / cm}^2 < \overline{\sigma_f} = 142 \text{ daN / cm}^2$

En travée: $\sigma_{ft} = \frac{0.083 \times 10^4}{40.83} = 20.33 \text{ daN / cm}^2 < \overline{\sigma_f} = 142 \text{ daN / cm}^2$

.....Les deux conditions sont vérifiées

➤ **Vérification de la flèche admissible pour les chevrons:**

Selon les règlements (**CBA-71**) la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant les couvertures (tuiles, chevrons, liteaux,...) est:

$\bar{f} = \frac{Lc}{200} ; Lc: 1\text{m} \longrightarrow \bar{f} = \frac{100}{200} = 0.5 \text{ cm}$

La valeur de la flèche réelle est: $f = \frac{5 \times \sigma_f \times l_c^2}{48 \times Ef \times h / 2}$

Aux appuis: $fa = \frac{5 \times 27.20 \times (100)^2}{48 \times 131080.128 \times 7 / 2} = 0.062 \text{ cm} < \bar{f} = 0.75 \text{ cm}$

En travée: $ft = \frac{5 \times 20.33 \times (100)^2}{48 \times 131080.128 \times 7 / 2} = 0.046 \text{ cm} < \bar{f} = 0.75 \text{ cm}$

.....Les deux conditions sont vérifiées

Les vérifications étant satisfaites, on maintient la section choisie, soit (50x70) cm².

C- Calcul des liteaux:

Le dimensionnement et l'étude du liteau se fait de la même manière que la panne. Les résultats des calculs seront donnés comme suit:

Versant: $\alpha = 35^\circ$

Suivant l'axe (x,x): $q_x = q_l \times \sin \alpha = 0.675 \times 0.574 = 0.387 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe (y,y): $q_y = q_l \times \cos \alpha = 0.675 \times 0.819 = 0.553 \text{ KN/ml}$

➤ Vérification des contraintes:**Moments de flexion:**

Suivant (x'x): $M_{fx} = \frac{1}{8} q_{lx} \times L_l^2 = \frac{1 \times 0.387}{8} \times (0.50)^2 = 0.0123 \text{ KN.m}$

Suivant (y'y): $M_{fy} = \frac{1}{8} q_{ly} \times L_l^2 = \frac{1 \times 0.553}{8} \times (0.50)^2 = 0.0173 \text{ KN.m}$

Choix de la section des liteaux:

Soit une section de $(30 \times 30) \text{ mm}^2$.

Module de résistance:

$$W_x = \frac{I_{x'} x}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times (3)^2}{6} \Rightarrow W_x = 4.5 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{y'} y}{v} = \frac{b^2 h}{6} = \frac{(3)^2 \times 3}{6} \Rightarrow W_y = 4.5 \text{ cm}^3$$

Les contraintes:

$$\sigma_f = \frac{M_{f_x} \times v}{I_{x' x}} + \frac{M_{f_y} \times v}{I_{y' y}} = \frac{0.0123 \times 10^4}{4.5} + \frac{0.0173 \times 10^4}{4.5} = 65.78 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 65.78 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

La section adoptée est admise.

Vérification de la flèche pour les liteaux:

La valeur de la flèche admissible pour les liteaux est donnée par:

$$\bar{f} = \frac{L_l}{200} ; L_l = 0.5\text{m} \longrightarrow \bar{f} = \frac{50}{200} = 0.25 \text{ cm}$$

Par ailleurs la flèche est donnée par la formule suivante: $f = \frac{5 \times \sigma_f \times l_c^2}{48 \times E_f \times h / 2}$

$$f = \frac{5 \times 65.78 \times (50)^2}{48 \times 131080.128 \times 3 / 2} = 0.087 \text{ cm}$$

$f = 0.087 \text{ cm} < \bar{f} = 0.25 \text{ cm}$condition vérifiée

Les vérifications étant satisfaites, on maintient la section choisie, soit $(3 \times 3) \text{ cm}^2$.

III-6-4) Assemblage de la charpente:

En pratique, nous avons opté pour un assemblage cloué vu l'importance de l'ouvrage et les charges auxquelles il est soumis. Le diamètre des clous est fonction de l'épaisseur du bois. Il est donné par les formules suivantes:

Pour le bois tendue (**Art 4.62-123CB71**)

$$e \leq 30 \text{ mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{7}$$

$$e > 30 \text{ mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{9}$$

Pour le bois dur et sec

$$e \leq 30 \text{ mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{9}$$

$$e > 30 \text{ mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{9}$$

Avec: e: épaisseur du bois le plus mince à assembler.
d: diamètre des clous.

Il est déconseillé de clouer sur un bois humide car les trous s'élargissent par dessiccation de bois. Il ne faut pas galvanisé. Pour la charpente de bâtiment que nous avons calculé le bois utilisé est le sapin. Le diamètre des clous qui seront utilisés pour clouer les liteaux aux chevrons est:

$$d = \frac{0.32}{9} = 0.036 \text{ cm}$$

Sachant que: e: épaisseur des liteaux (0.32 cm).

Remarque:

L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par des gouttières prévues sur les rives de bâtiment.

Conclusion:

Les sections de la toiture:

Section des pannes: $(15 \times 22.5) \text{ cm}^2$.

Section des chevrons: $(50 \times 70) \text{ mm}^2$.

Section des liteaux: $(30 \times 30) \text{ mm}^2$.

Chapitre IV:

Contreventement

IV-1) Introduction:

Dans ce chapitre nous étudierons le structurel d'éléments permettant d'assurer la stabilité du bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux. L'étude du contreventement est une étape importante et décisive dans l'étude de tout bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitations horizontales (vent et séisme).

Le contreventement peut être assuré par:

- des voiles ou murs appelés couramment refends entrant dans la composition de l'ouvrage.
- un système (poteaux, poutres) formant des portiques d'étage.
- cages d'escalier et d'ascenseurs ou gaines représentant une grande rigidité à la flexion et à torsion.
- une combinaison des deux systèmes susmentionnée, formant un contreventement mixte ou portique et refends rigidement liés travaillent conjointement pour faire face au séisme.

Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'un part, et dans les portiques d'autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer (une inertie fictive).

IV-2) Caractéristiques géométriques des portiques:**IV-2-1) Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres:**

➤ **Hypothèse de calcul:**

- Les charges ou les masses sont considérés concentrées au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges en élévation.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

Rigidité linéaire d'un poteau:

$$K_{poteau} = \frac{I_{poteau}}{h_{calculée}} = \frac{I_p}{h_c}$$

Rigidité linéaire d'une poutre:

$$K_{poutre} = \frac{I_{poutre}}{L_{calculée}} = \frac{I_{pt}}{h_c}$$

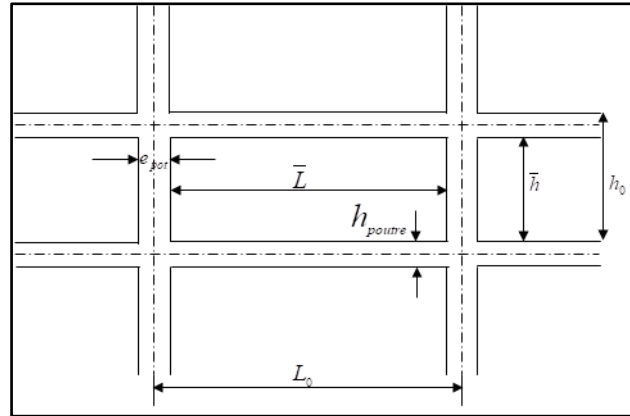


Figure IV-1: Identification des paramètres

Avec : I_p : moment d'inertie de l'élément.

h_c : hauteur calculée du poteau.

L_c : longueur calculée de la poutre.

$h_c = \min (h + 1/2 e_{poteaux}, h_0)$

$l_c = \min (l + 1/2 e_{poutre}, l_0)$

IV-2-2) Calcul des coefficients K relatifs aux portiques:

➤ Cas de niveau terrasse et étage courant: $\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre}}{2K_{poteau}}$

Avec:

$\sum K_{poutre}$: La somme (des deux poutres supérieures encadrant le poteau et des deux poutres inférieures encadrant le poteau).

➤ Cas du RDC: $\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre}}{K_{poteau}}$

Avec:

$\sum K_{poutre}$: La somme (des deux poutres supérieures encadrant le poteau).

IV-2.3) Calcul des coefficients des rigidités des poteaux « a_{ij} »:

- Cas de niveau terrasse et étage courant: $a_j^i = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$
- Cas du RDC: (avec encastrement du poteau à sa base): $a_j^i = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

IV-2.4) Calcule des rigidités des poteaux du portique « i » du niveau « j »:

$$i_{ij} = \frac{12 \times E_i \times I_{POTEAU}}{h_c^3} \cdot a_j^i$$

Avec:

E_i : module de déformations instantanées du béton $E=3,216 \times 10^5$ daN/cm².

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants:

➤ Rigidités des poteaux suivant les sens (x-x):

Niveaux	b	h	I (cm ⁴)	h _e (cm)	h _p (cm)	h'(cm)	e _{pot} (cm)	h _c (cm)	K(cm ³)
Comble	30	30	67500.00	421	30	391	30	406	166.256
ET5	35	35	125052.08	306	30	276	35	293.5	426.072
ET4	35	35	125052.08	306	30	276	35	293.5	426.072
ET3	35	35	125052.08	306	30	276	35	293.5	426.072
ET2	40	40	213333.33	306	30	276	40	296	720.721
ET1	40	40	213333.33	306	30	276	40	296	720.721
RDC	40	40	213333.33	306	30	276	40	296	720.721
SS2	45	45	341718.75	306	30	276	45	298.5	1144.786
SS1	45	45	341718.75	306	30	276	45	298.5	1144.786

Tableau IV-1: Rigidités des poteaux suivant le sens longitudinal

➤ Rigidités des poteaux suivant les sens (y-y):

Niveaux	b	h	I (cm ⁴)	h _e (cm)	h _p (cm)	h'(cm)	e _{pot} (cm)	h _c (cm)	K(cm ³)
Comble	30	30	67500.00	421	35	386	30	401.0	168.329
ET5	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.460
ET4	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.460
ET3	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.460
ET2	40	40	213333.33	306	35	271	40	291.0	733.104
ET1	40	40	213333.33	306	35	271	40	291.0	733.104
RDC	40	40	213333.33	306	35	271	40	291.0	733.104
SS2	45	45	341718.75	306	35	271	45	293.5	1164.289
SS1	45	45	341718.75	306	35	271	45	293.5	1164.289

Tableau IV-2: Rigidités des poteaux suivant le sens transversal

➤ Rigidité des poutres suivant les sens (x-x):

Niveaux	Travée	b	h	I (cm ⁴)	L ₀ (cm)	e _{pot} (cm)	L'(cm)	h _{poutre} (cm)	L _c (cm)	K(cm ³)
Comble	1_2	25	30	56250	305	30	275	30	290	193.966
	2_3	25	30	56250	305	30	275	30	290	193.966
	3_4	25	30	56250	305	30	275	30	290	193.966
	4_5	25	30	56250	305	30	275	30	290	193.966
	5_6	25	30	56250	305	30	275	30	290	193.966
	6_7	25	30	56250	305	30	275	30	290	193.966
ET3/ET5	1_2	25	30	56250	305	35	270	30	285	197.368
	2_3	25	30	56250	305	35	270	30	285	197.368
	3_4	25	30	56250	305	35	270	30	285	197.368
	4_5	25	30	56250	305	35	270	30	285	197.368
	5_6	25	30	56250	305	35	270	30	285	197.368
	6_7	25	30	56250	305	35	270	30	285	197.368
RDC/ET2	1_2	25	30	56250	305	40	265	30	280	200.893
	2_3	25	30	56250	305	40	265	30	280	200.893
	3_4	25	30	56250	305	40	265	30	280	200.893
	4_5	25	30	56250	305	40	265	30	280	200.893
	5_6	25	30	56250	305	40	265	30	280	200.893
	6_7	25	30	56250	305	40	265	30	280	200.893
SS ₁ et SS ₂	1_2	25	30	56250	305	45	260	30	275	204.545
	2_3	25	30	56250	305	45	260	30	275	204.545
	3_4	25	30	56250	305	45	260	30	275	204.545
	4_5	25	30	56250	305	45	260	30	275	204.545
	5_6	25	30	56250	305	45	260	30	275	204.545
	6_7	25	30	56250	305	45	260	30	275	204.545

Tableau IV-3: Rigidités des poutres suivant le sens longitudinal

➤ Rigidité des poutres suivant les sens (y-y):

Niveaux	Travée	b	h	I (cm ⁴)	L ₀ (cm)	e _{pot} (cm)	L'(cm)	h _{poutre} (cm)	L _c (cm)	K(cm ³)
Comble	1_2	30	35	107187.5	375	30	345	35	362.5	295.690
	2_3	30	35	107187.5	375	30	345	35	362.5	295.690
	3_4	30	35	107187.5	375	30	345	35	362.5	295.690
	4_5	30	35	107187.5	375	30	345	35	362.5	295.690
ET3/ET5	1_2	30	35	107187.5	375	35	340	35	357.5	299.825
	2_3	30	35	107187.5	375	35	340	35	357.5	299.825
	3_4	30	35	107187.5	375	35	340	35	357.5	299.825
	4_5	30	35	107187.5	375	35	340	35	357.5	299.825
RDC/ET2	1_2	30	35	107187.5	375	40	335	35	352.5	304.078
	2_3	30	35	107187.5	375	40	335	35	352.5	304.078
	3_4	30	35	107187.5	375	40	335	35	352.5	304.078
	4_5	30	35	107187.5	375	40	335	35	352.5	304.078
SS1et SS2	1_2	30	35	107187.5	375	45	330	35	347.5	308.453
	2_3	30	35	107187.5	375	45	330	35	347.5	308.453
	3_4	30	35	107187.5	375	45	330	35	347.5	308.453
	4_5	30	35	107187.5	375	45	330	35	347.5	308.453

Tableau IV-4: Rigidités des poteaux suivant le sens transversal

➤ Rigidité des portiques suivant le sens (x-x):

Niveaux	Travée	K_{poutr}	Poteau	K_{poteau}	K'	a_{ij}	E	$h_c(cm)$	Rij x	Rij x
Comble	1_2	193.966	1	166.256	1.15	0.37	32164.2	406	144.039	864.237
	2_3	193.966	2	166.256	1.15	0.37	32164.2	406	144.039	
	3_4	193.966	3	166.256	1.15	0.37	32164.2	406	144.039	
	4_5	193.966	4	166.256	1.15	0.37	32164.2	406	144.039	
	5_6	193.966	5	166.256	1.15	0.37	32164.2	406	144.039	
	6_7	193.966	6	166.256	1.15	0.37	32164.2	406	144.039	
ET3/ET5	1_2	197.368	1	426.072	0.46	0.19	32164.2	293.5	362.722	2176.334
	2_3	197.368	2	426.072	0.46	0.19	32164.2	293.5	362.722	
	3_4	197.368	3	426.072	0.46	0.19	32164.2	293.5	362.722	
	4_5	197.368	4	426.072	0.46	0.19	32164.2	293.5	362.722	
	5_6	197.368	5	426.072	0.46	0.19	32164.2	293.5	362.722	
	6_7	197.368	6	426.072	0.46	0.19	32164.2	293.5	362.722	
RDC/ET2	1_2	200.893	1	720.721	0.28	0.12	32164.2	296	380.995	2285.967
	2_3	200.893	2	720.721	0.28	0.12	32164.2	296	380.995	
	3_4	200.893	3	720.721	0.28	0.12	32164.2	296	380.995	
	4_5	200.893	4	720.721	0.28	0.12	32164.2	296	380.995	
	5_6	200.893	5	720.721	0.28	0.12	32164.2	296	380.995	
	6_7	200.893	6	720.721	0.28	0.12	32164.2	296	380.995	
SS ₁ et SS ₂	1_2	204.545	1	1144.786	0.18	0.08	32164.2	298.5	396.716	2380.296
	2_3	204.545	2	1144.786	0.18	0.08	32164.2	298.5	396.716	
	3_4	204.545	3	1144.786	0.18	0.08	32164.2	298.5	396.716	
	4_5	204.545	4	1144.786	0.18	0.08	32164.2	298.5	396.716	
	5_6	204.545	5	1144.786	0.18	0.08	32164.2	298.5	396.716	
	6_7	204.545	6	1144.786	0.18	0.08	32164.2	298.5	396.716	

Tableau IV-5: Rigidités des portiques suivant le sens longitudinal

➤ Rigidité des portiques suivant le sens (y-y):

Niveaux	Travée	K_{poutr}	Poteau	K_{poteau}	K'	a_{ij}	E	$h_c(cm)$	Rij x	Rij x
Comble	1_2	295.690	1	168.329	1.74	0.47	32164.2	401	189.899	759.596
	2_3	295.690	2	168.329	1.74	0.47	32164.2	401	189.899	
	3_4	295.690	3	168.329	1.74	0.47	32164.2	401	189.899	
	4_5	295.690	4	168.329	1.74	0.47	32164.2	401	189.899	
ET3/ET5	1_2	299.825	1	433.460	0.69	0.26	32164.2	288.5	522.321	2089.285
	2_3	299.825	2	433.460	0.69	0.26	32164.2	288.5	522.321	
	3_4	299.825	3	433.460	0.36	0.26	32164.2	288.5	522.321	
	4_5	299.825	4	433.460	0.36	0.26	32164.2	288.5	522.321	
RDC/ET2	1_2	304.078	1	733.104	0.41	0.17	32164.2	291	567.727	2270.908
	2_3	304.078	2	733.104	0.41	0.17	32164.2	291	567.727	
	3_4	304.078	3	733.104	0.41	0.17	32164.2	291	567.727	
	4_5	304.078	4	733.104	0.41	0.17	32164.2	291	567.727	
SS ₁ et SS ₂	1_2	308.453	1	1164.289	0.26	0.12	32164.2	293.5	626.008	2504.031
	2_3	308.453	2	1164.289	0.26	0.12	32164.2	293.5	626.008	
	3_4	308.453	3	1164.289	0.26	0.12	32164.2	293.5	626.008	
	4_5	308.453	4	1164.289	0.26	0.12	32164.2	293.5	626.008	

Tableau IV-6: Rigidités des portiques suivant le sens transversal

IV-3) Calcul des inerties des voiles:

IV-3-1) Caractéristiques géométriques des voiles:

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous aurons donc à calculer que les refends pleins.

IV-3-2) Calcul des inerties des refends pleins:

➤ Les refends longitudinaux:

$$I_y = \frac{E_p \times L^3}{12}$$

$$I_x = \frac{L \times E_p^3}{12}$$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe XX'.

➤ Les refends transversaux:

$$I_x = \frac{E_p \times L^3}{12}$$

$$I_y = \frac{L \times E_p^3}{12}$$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe YY'.

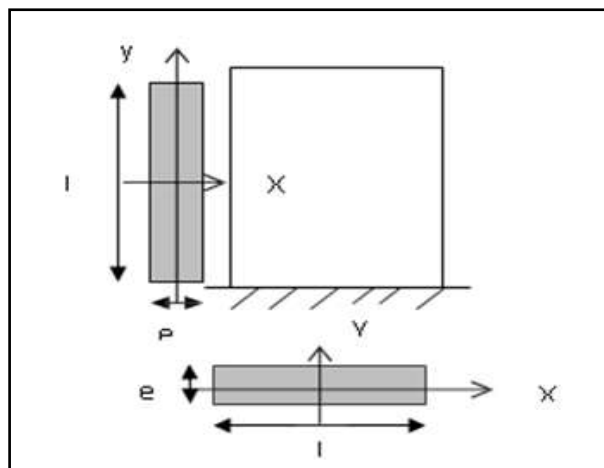


Figure IV-2: Vue en plan et en coupe du voile

Les résultats de toutes les formules ci-dessus sont données dans les tableaux ci-dessous:

➤ Sens longitudinal:

Niveau	Voile	Li (m)	ei (m)	I(m ⁴)	I _{tot} (m ⁴)
Du SS1 au ET5	VL1	1.00	0.2	0.017	0.14
	VL2	1.00	0.2	0.017	
	VL3	1.00	0.2	0.017	
	VL4	1.00	0.2	0.017	
	VL5	1.00	0.2	0.017	
	VL6	1.00	0.2	0.017	
	VL7	1.00	0.2	0.017	
	VL8	1.00	0.2	0.017	

Niveau	Voile	Li (m)	ei (m)	I (m ⁴)	I _{tot} (m ⁴)
Du SS1 au ET5	VL9	1.80	0.2	0.0972	0.40
	VL10	1.80	0.2	0.0972	
	VL11	1.80	0.2	0.0972	
	VL12	1.80	0.2	0.0972	

Tableau IV-7: Inertie des voiles suivant le sens longitudinal

➤ Sens transversal:

Niveau	Voile	Li (m)	ei (m)	I(m ⁴)	I _{tot} (m ⁴)
Du SS1 au ET5	VT1	3.75	0.2	0.88	5.28
	VT2	3.75	0.2	0.88	
	VT3	3.75	0.2	0.88	
	VT4	3.75	0.2	0.88	
	VT5	3.75	0.2	0.88	
	VT6	3.75	0.2	0.88	

Tableau IV-8: Inertie des voiles suivant le sens transversal

IV-4) Calcul des inerties fictives des portiques:

Le calcul des inerties fictives des portiques, nous permet de déduire le pourcentage des efforts horizontaux revenant à chacun des éléments du contreventement. Pour cela, on utilise la méthode d'ALBERT FUENTES (**approximation successive**).

IV-4-1) Principe de la méthode:

Le principe consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffit de calculer les déplacements de chaque portique au niveau de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau). En fixant l'inertie du refend à 1 m^4 , il est possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une **inertie fictive** puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

IV-4-2) Caractéristiques géométriques de refends:**Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives:**

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à **1 tonne**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refond à 1 m^4 , il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refonds (voiles) et pour les portiques.

IV-4-3) Calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires:

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie $I = 1\text{m}^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égal à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du «moment des aires». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit:

$$f_i = \frac{\sum S_i \times d_i}{E \times I}$$

Avec:

S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à: $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$

La distance du CDG d'un trapèze à sa petite base: $d_i = \frac{h_i (2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$

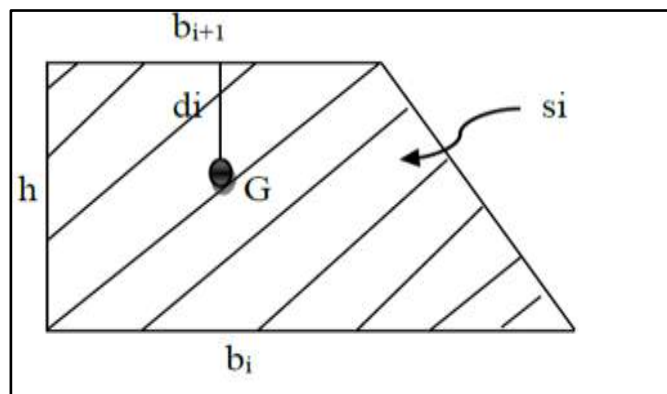


Figure IV-3 : La notation adoptée pour calculer la surface d'un trapèze

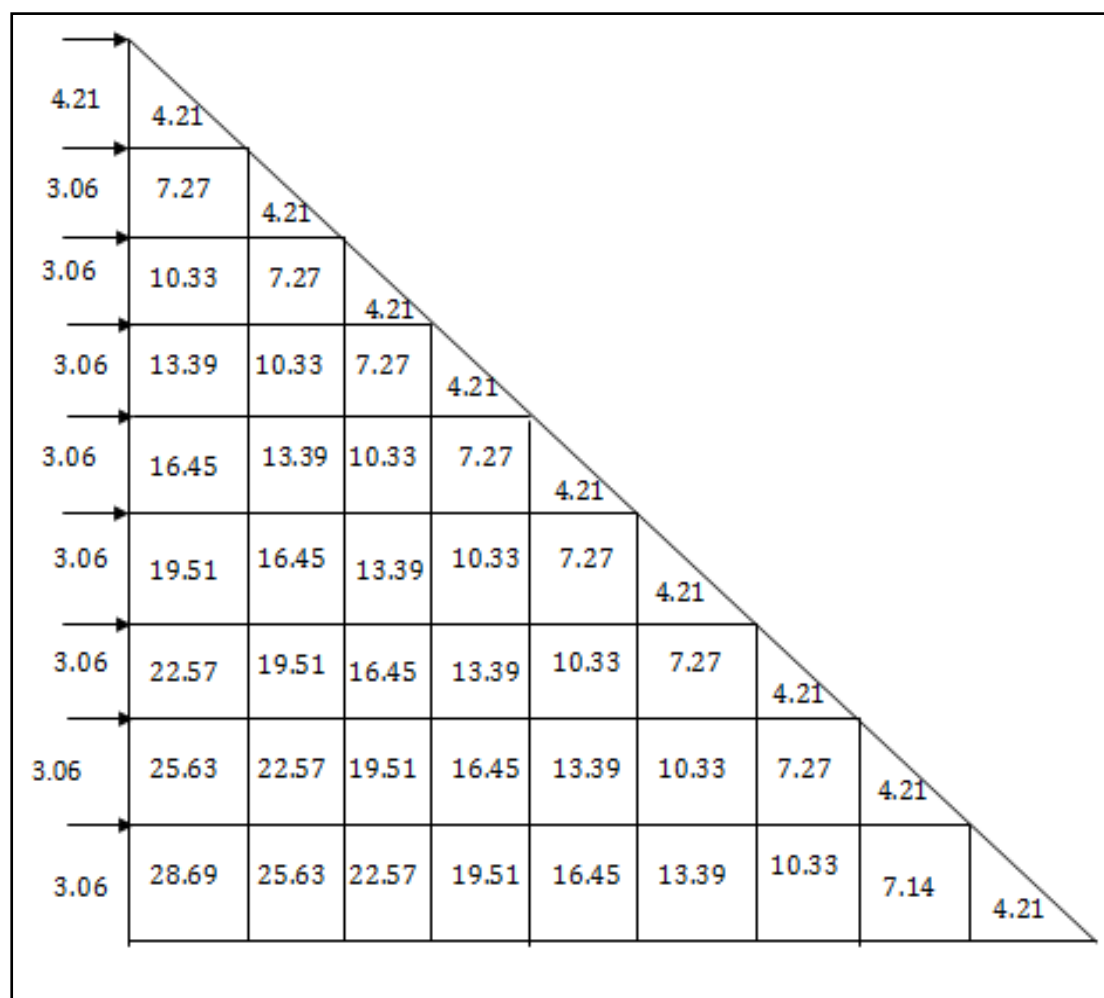


Figure IV-4: Diagramme des moments des aires

Les résultats de calcul sont comme suit:

➤ les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau:

Niveau	h (m)	Bi	Bi+1	Si (m ²)	di	Si x di	fix EI
Comble	4.21	04.21	00.00	08.86	2.81	24.90	2401.07
ET5	3.06	11.48	04.21	24.00	1.77	42.48	2376.17
ET4	3.06	21.81	11.48	50.93	1.69	86.07	2333.69
ET3	3.06	35.20	21.81	87.23	1.65	143.93	2247.62
ET2	3.06	51.65	35.20	132.88	1.63	216.59	2103.69
ET1	3.06	71.16	51.65	187.90	1.61	318.62	1887.1
RDC	3.06	93.73	71.16	252.28	1.60	403.65	1568.48
SS1	3.06	119.36	93.73	326.03	1.59	518.39	1164.83
SS2	3.06	148.05	119.36	409.14	1.58	646.44	646.44

Tableau IV-9: les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau

IV-4-4) Calcul du déplacement des portiques:**➤ Le déplacement de chaque niveau:**

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

Avec:
$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

➤ Le déplacement du portique au niveau « i » :

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

➤ La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau:

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{r1} + 2 \cdot \sum K_{p1}}$$

➤ La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau:

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1}}$$

➤ La rotation d'un poteau des étages courants:

$$E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum K_{tn}}$$

Avec:

$$M_n = T_n \cdot h$$

T_n : Effort tranchant au niveau (n).

K_{tn} : Raideur des poutres
$$K = \frac{I_{tn}}{L}$$

K_{pn} : Raideur des poteaux $K = \frac{I_{pn}}{h}$

h_e : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

➤ **Inerties fictives des portiques:**

$$I_{en} = \frac{f_n}{\Delta_n}$$

Avec:

f_n : Flèche des refends au niveau(n)

Δ_n : Déplacement du portique au niveau(n).

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux suivant:

Niveau	Raideur et moments					Rotations et déplacements				Flèche	inerties fictives	
	portique	$\Sigma K_{pn} (10^{-4})$	$\Sigma K_{tn} (10^{-4})$	M_n	M_{n+1}	$E\phi_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \Sigma \Delta_n$	$E\phi_n$	I_{en}	ΣI_{en}
Comble	A-B	0,00017	0,000197	4,21	0	890,44	2954,17	12437,04	49574,61	2401,07	0,05	0,20
	B-C	0,00017	0,000197	4,21	0	890,44	2954,17	12437,04		2401,07		
	C-D	0,00017	0,000197	4,21	0	890,44	2954,17	12437,04		2401,07		
	D-E	0,00017	0,000197	4,21	0	890,44	2912,94	12263,49		2401,07		
ET5	A-B	0,00128	0,000592	7,27	4,21	808,00	1281,30	3920,79	16342,18	2376,17	0,15	0,60
	B-C	0,00128	0,000592	7,27	4,21	808,00	1281,30	3920,79		2376,17		
	C-D	0,00128	0,000592	7,27	4,21	808,00	1281,30	3920,79		2376,17		
	D-E	0,00128	0,000592	7,27	4,21	808,00	1496,67	4579,82		2376,17		
ET4	A-B	0,00128	0,000592	10,33	7,27	1238,74	1911,26	5848,47	24052,92	2333,69	0,10	0,40
	B-C	0,00128	0,000592	10,33	7,27	1238,74	1911,26	5848,47		2333,69		
	C-D	0,00128	0,000592	10,33	7,27	1238,74	1911,26	5848,47		2333,69		
	D-E	0,00128	0,000592	10,33	7,27	1238,74	2126,64	6507,51		2333,69		
ET3	A-B	0,00128	0,000592	13,39	10,33	1669,48	2541,23	7776,15	31710,28	2247,62	0,07	0,28
	B-C	0,00128	0,000592	13,39	10,33	1669,48	2541,23	7776,15		2247,62		
	C-D	0,00128	0,000592	13,39	10,33	1669,48	2541,23	7776,15		2247,62		
	D-E	0,00128	0,000592	13,39	10,33	1669,48	2739,15	8381,81		2247,62		
ET2	A-B	0,00216	0,000602	16,45	13,39	2065,34	2699,98	8261,95	33695,88	2103,69	0,06	0,24
	B-C	0,00216	0,000602	16,45	13,39	2065,34	2699,98	8261,95		2103,69		
	C-D	0,00216	0,000602	16,45	13,39	2065,34	2699,98	8261,95		2103,69		
	D-E	0,00216	0,000602	16,45	13,39	2065,34	2911,78	8910,04		2103,69		
ET1	A-B	0,00216	0,000602	19,51	16,45	2488,93	3241,63	9919,38	40325,60	1887,10	0,05	0,20
	B-C	0,00216	0,000602	19,51	16,45	2488,93	3241,63	9919,38		1887,10		
	C-D	0,00216	0,000602	19,51	16,45	2488,93	3241,63	9919,38		1887,10		
	D-E	0,00216	0,000602	19,51	16,45	2488,93	3453,42	10567,47		1887,10		

RDC	A-B	0,00216	0,000602	22,57	19,51	2912,51	3783,27	11576,81	49345,59	1568,48	0,03	0,12
	B-C	0,00216	0,000602	22,57	19,51	2912,51	3783,27	11576,81		1568,48		
	C-D	0,00216	0,000602	22,57	19,51	2912,51	3783,27	11576,81		1568,48		
	D-E	0,00216	0,000602	22,57	19,51	2912,51	4776,20	14615,17		1568,48		
SS1	A-B	0,00229	0,00041	25,63	22,57	4898,37	5831,05	17843,02	72323,67	1164,83	0,02	0,08
	B-C	0,00229	0,00041	25,63	22,57	4898,37	5831,05	17843,02		1164,83		
	C-D	0,00229	0,00041	25,63	22,57	4898,37	5831,05	17843,02		1164,83		
	D-E	0,00229	0,00041	25,63	22,57	4898,37	6142,03	18794,61		1164,83		
SS2	A-B	0,00229	0,00041	28,69	25,63	5520,33	6564,36	20086,93	71901,63	646,44	0,01	0,04
	B-C	0,00229	0,00041	28,69	25,63	5520,33	6564,36	20086,93		646,44		
	C-D	0,00229	0,00041	28,69	25,63	5520,33	6564,36	20086,93		646,44		
	D-E	0,00229	0,00041	28,69	25,63	5520,33	3804,19	11640,84		646,44		

Tableau IV-10: Inerties fictives des portiques transversaux

➤ Inerties fictives des portiques longitudinaux:

Niveau	Raideur et moments					Rotations et déplacements				Flèche	inerties fictives	
	portique	ΣK_{pn} (10^{-4})	ΣK_{tn} (10^{-4})	M_n	M_{n+1}	$E\phi_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n=\Sigma\Delta_n$	$E\delta_n$	I_{en}	ΣI_{en}
Comble	A-B	0,00017	0,0006	4,21	0	292,36	2356,09	9919,12	20682,09	2401,07	0,01	0,04
	B-C	0,00017	0,0006	4,21	0	292,36	2556,52	10762,97		2401,07		
ET5	A-B	0,0013	0,00069	7,27	4,21	693,24	1159,26	3547,34	7660,12	2376,17	0,03	0,012
	B-C	0,0013	0,00069	7,27	4,21	693,24	1344,04	4112,78		2376,17		
ET4	A-B	0,0013	0,00069	10,33	7,27	1062,80	1724,98	5278,44	11122,32	2333,69	0,02	0,04
	B-C	0,0013	0,00069	10,33	7,27	1062,80	1909,76	5843,88		2333,69		
ET3	A-B	0,0013	0,00069	13,39	10,33	1432,37	2290,70	7009,54	14506,86	2247,62	0,02	0,08
	B-C	0,0013	0,00069	13,39	10,33	1432,37	2450,10	7497,32		2247,62		
ET2	A-B	0,0022	0,00071	16,45	13,39	1751,17	2374,28	7265,30	15080,10	2103,69	0,02	0,04
	B-C	0,0022	0,00071	16,45	13,39	1751,17	2553,86	7814,80		2103,69		
ET1	A-B	0,0022	0,00071	19,51	16,45	2110,33	2849,34	8718,99	17987,49	1887,1	0,01	0,04
	B-C	0,0022	0,00071	19,51	16,45	2110,33	3028,92	9268,50		1887,1		
RDC	A-B	0,0022	0,00071	22,57	19,51	2469,48	3324,41	10172,69	20225,10	1568,48	0,008	0,016
	B-C	0,0022	0,00071	22,57	19,51	2469,48	3285,10	10052,41		1568,48		
SS2	A-B	0,0024	0,00084	25,63	22,57	2390,87	3280,80	10039,26	20542,98	1164,83	0,006	0,024
	B-C	0,0024	0,00084	25,63	22,57	2390,87	3432,59	10503,72		1164,83		
SS1	A-B	0,0024	0,00084	28,69	25,63	2694,44	3690,63	11293,31	18464,13	646,44	0,004	0,016
	B-C	0,0024	0,00084	28,69	25,63	2694,44	2343,40	7170,81		646,44		

Tableau IV-11: Inerties fictives des portiques longitudinaux

Les inerties fictives des portiques sont résumées dans le tableau suivant:

	SS1	SS2	RDC	ET1	ET2	ET3	ET4	ET5	COMBLE	Moyenne
Longitudinal	0.04	0.012	0.04	0.08	0.04	0.04	0.016	0.024	0.016	0.308
Transversal	0.04	0.08	0.12	0.20	0.24	0.28	0.40	0.60	0.20	2.16

Tableau IV.12 : Résumé des inerties fictives des portiques

IV-5) COMPARAISON DES INERTIES DES VOILES ET DES PORTIQUES:➤ Sens longitudinal:

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage (%)
Portiques	0.308	36.32
Voiles	0.540	63.68
Portiques et Voiles	0.848	100

Tableau IV-13: Comparaison des inerties des voiles et des portiques

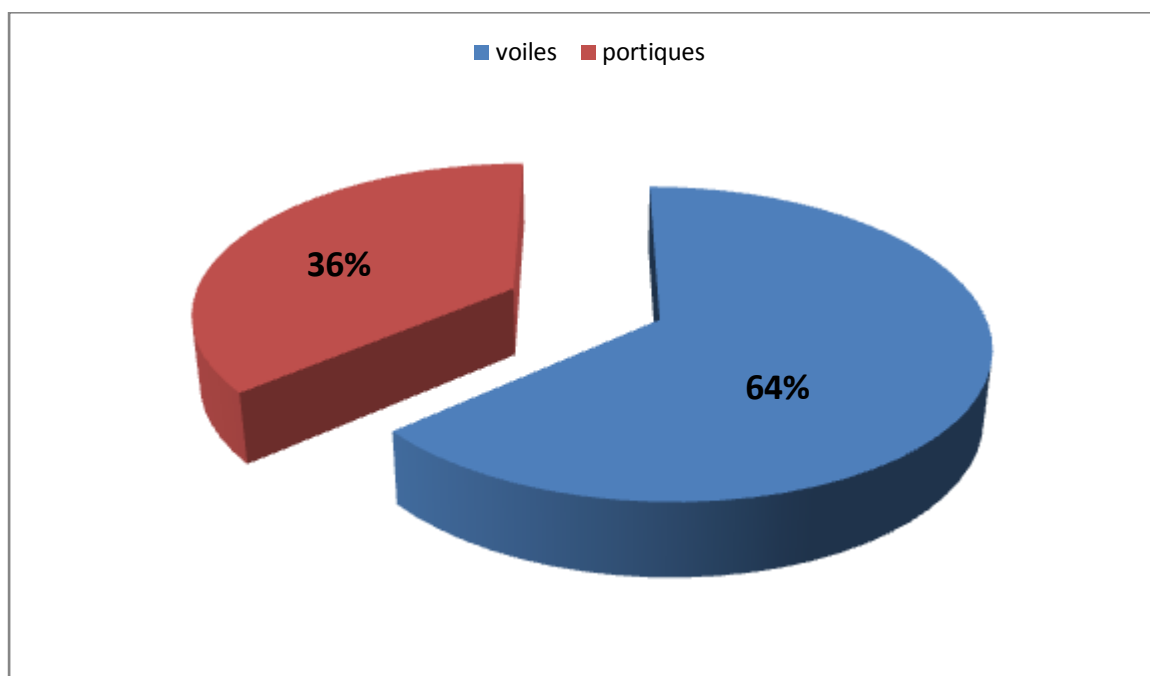


Figure IV-5: Comparaison des inerties des voiles et des portiques suivant le sens longitudinal

➤ Sens transversal:

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage (%)
Portiques	2.16	29.03
Voiles	5.28	70.97
Portiques et Voiles	7.44	100

Tableau IV-14: Comparaison des inerties des voiles et des portiques

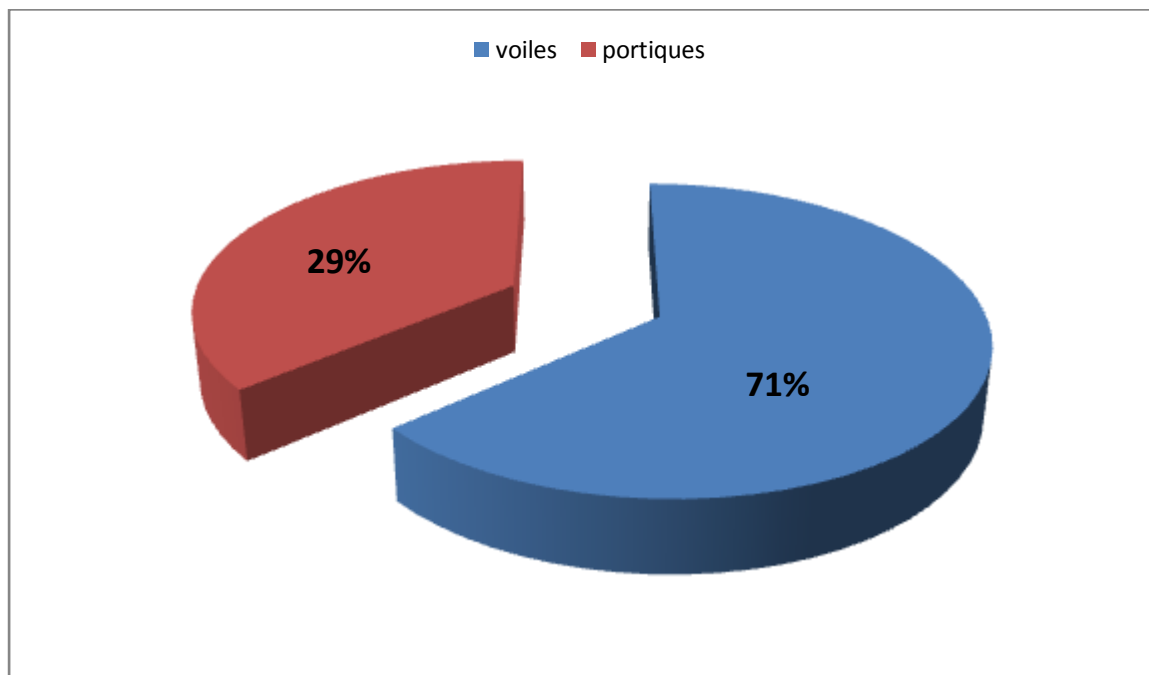


Figure IV-6: Comparaison des inerties des voiles et des portiques suivant le sens transversal

Conclusion:

En comparant les deux résultats, notre système de contreventement est assuré par des voiles porteurs. Le RPA prescrit pour ce système de contreventement, les recommandations suivantes:

- Les voiles de contreventement doivent reprendre plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par des voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Donc: Le système est contreventée par des voiles porteurs

Le coefficient de comportement global est égal à 3.5 selon le tableau 4.3 du RPA 99/2003.

CHAPITRE V: Modélisation et vérification des exigences de l’RPA

CHAPITRE V: Modélisation et vérification des exigences de l’RPA

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

V-1) Introduction:

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

V-2) Logiciel utilisé pour la modélisation:

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. Pour cette raison, on fait appel à l'outil informatique basé sur la méthode des éléments finis (**MEF**) afin d'avoir les résultats les plus approchés dans des délais raisonnables. Elle nécessite aussi la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : **ETABS, ROBOT, SAP**.....etc.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS Version 9.6.0**

ETABS (Extented Three Dimensions Analysis Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

V-3) Principe de la MEF:

La modélisation de la structure se fait par la méthode des éléments finis, qui est une généralisation de la méthode des déformations, pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. La structure peut être considérée comme un assemblage d'éléments indépendants.

La structure étant subdivisée, peut être analysée. Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation polynomiale (fonction de forme) détermine la relation entre la déformation et la force nodale. Cette fonction peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale. Cette relation est connue sous le nom de « matrice de rigidité de l'élément ».

Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi, en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds. Enfin, la solution consiste à déterminer ces déformations. Puis, les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

V-4) Présentation du logiciel ETABS:

L'ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un Logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une Bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures.

L'ETABS offre de Nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc...

Rappel : Terminologie

- Grid line : ligne de grille
- Joints : nœuds
- Frame : portique (cadre)
- Shell : voile
- Elément : élément
- Restreints : degrés de liberté (D.D.L)
- Loads : charge
- Uniformed Loads : point d'application de la charge
- Define : définir
- Materials : matériaux
- Concrete : béton
- Steel : acier
- Frame section : coffrage
- Column : poteau
- Beam : poutre

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

V-5) Étapes de modélisation:

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la **version 9.6.0** dont les Principales étapes sont les suivantes :

1. Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles,...)
4. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA 99/version2003
5. Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
6. Définition du séisme ;
7. Introduction des combinaisons d'actions ;
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
10. Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

V-6) Manuel d'utilisation de l'ETABS :

Dans notre travail, nous avons utilisé la version ETABS v 9.6.0 Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône de l'ETABS



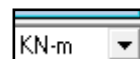
1- Étapes de modélisation:

a- Première étape:

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

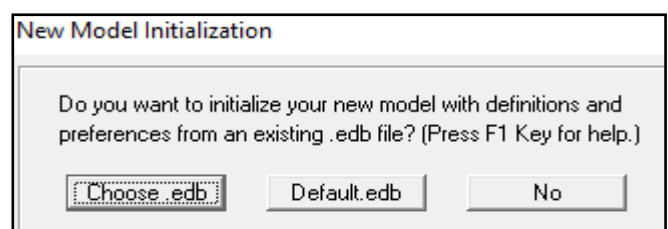
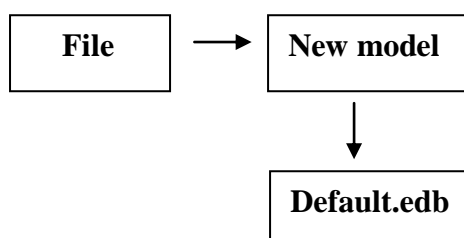
- **Choix des unités:**

Le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, se fait du bas de l'écran, on sélectionne **KN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements :



- **Géométrie de base:**

Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne:



Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

Cette option permet d'introduire:

- Le nombre de portiques suivant x-x, (dans notre cas nous avons 07 lignes suivant x-x)
- Le nombre de portique suivant y-y, (dans notre cas nous avons 05 lignes suivant y-y)
- Le nombre des étages, (9 niveaux : deux sous-sol, R+5 et un comble et une charpente.)

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

Building Plan Grid System and Story Data Definition

Grid Dimensions (Plan)

- ☒ Uniform Grid Spacing
 - Number Lines in X Direction: 7
 - Number Lines in Y Direction: 5
 - Spacing in X Direction: 3
 - Spacing in Y Direction: 3
- ☐ Custom Grid Spacing

Grid Labels... Edit Grid...

Story Dimensions

- ☒ Simple Story Data
 - Number of Stories: 9
 - Typical Story Height: 3.06
 - Bottom Story Height: 3.06
- ☐ Custom Story Data Edit Story Data...

Units: KN-m

Add Structural Objects

Steel Deck Staggered Truss Flat Slab Flat Slab with Perimeter Beams Waffle Slab Two Way or Ribbed Slab **Grid Only**

OK Cancel

Figure V-1: Géométrie de base

Rappel : Terminologie

- | | |
|--|---------------------------------------|
| • Le nombre des lignes dans la direction X | (Number lines in X direction) |
| • Le nombre des lignes dans la direction Y | (Number lines in Y direction) |
| • Hauteur d'étage | (story High) |
| • Longueur de travée dans le sens de X | (Spacing in X direction) (Entre axes) |
| • Longueur de travée dans le sens de Y | (Spacing in Y direction) (Entre axes) |
| • Le nombre d'étage | (Number of stories) |
| • la hauteur d'étage courant | (typical story High) |
| • La hauteur d'étage en bas (RDC) | (bottom story high) |

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

- **Modification de géométrie de base:**

Pour modifier les longueurs des trames en clique sur bouton droit on choisit

Edit grid data

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	3,05	Primary	Show	Top	
2	B	3,05	Primary	Show	Top	
3	C	3,05	Primary	Show	Top	
4	D	3,05	Primary	Show	Top	
5	E	3,05	Primary	Show	Top	
6	F	3,05	Primary	Show	Top	
7	G	0	Primary	Show	Top	
8						
9						
10						

Y Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	3,75	Primary	Show	Left	
2	2	3,75	Primary	Show	Left	
3	3	3,75	Primary	Show	Left	
4	4	3,75	Primary	Show	Left	
5	5	0	Primary	Show	Left	
6						
7						
8						
9						
10						

Units: KN-m

Display Grids as: ☐ Ordinates ☒ Spacing

☐ Hide All Grid Lines

☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1,25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

Figure V-2: Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y

On coche la case Spacing

On introduit les longueurs de chaque travée dans les deux directions

On valide avec OK

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis

Edit Story Data

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
10	COMBLE	5,21	29,69	Yes		No	0,
9	ET5	3,06	24,48	No	COMBLE	No	0,
8	ET4	3,06	21,42	No	COMBLE	No	0,
7	ET3	3,06	18,36	No	COMBLE	No	0,
6	ET2	3,06	15,3	No	COMBLE	No	0,
5	ET1	3,06	12,24	No	COMBLE	No	0,
4	RDC	3,06	9,18	No	NONE	No	0,
3	SS2	3,06	6,12	No	COMBLE	No	0,
2	SS1	3,06	3,06	No	NONE	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height

Master Story

Similar To

Splice Point

Splice Height

Units

Change Units

Figure V-3: Modification des hauteurs d'étage

Après introduction des données, comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et on Aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

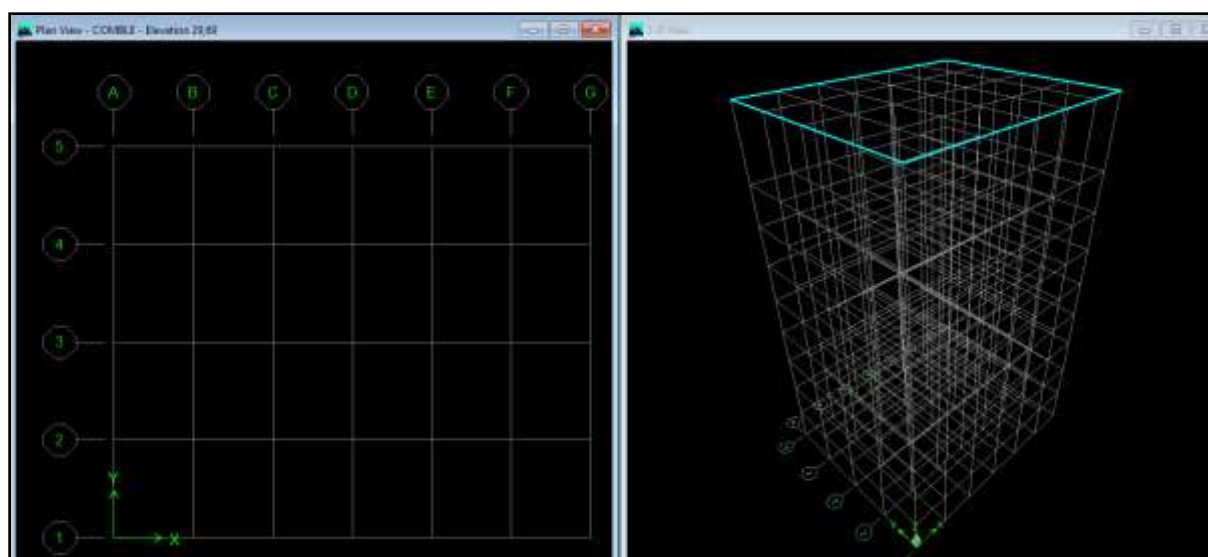


Figure V-4: Fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

b- Deuxième étape:

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur:



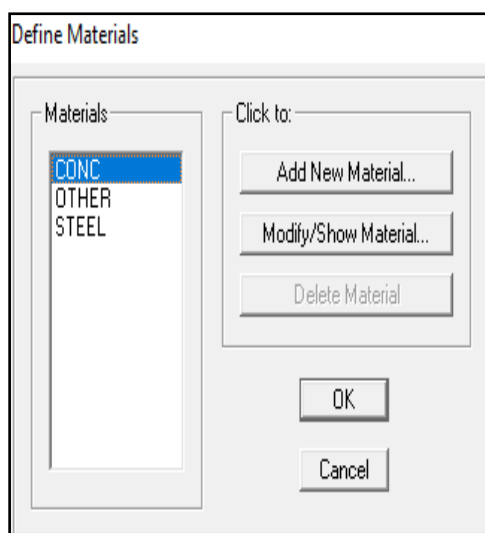
En sélectionnant **Add new material** et on écrit **B25** dans la case **Material name,**

Dans cette fenêtre, on introduit les valeurs suivantes:

- 1- Masse volumique du béton = $2,5 \text{ kN/m}^3$
- 2- Poids volumique du béton = 25 kN/m^3
- 3- Module d'élasticité du béton = 32164200 kN/m^3
- 4- Coefficient de poisson à l'ELS=0.2

Et en crée un autre béton qu'en appellera **AUTRE**, et on introduit les valeurs suivantes :

- 1- Masse volumique du béton = 0
- 2- Poids volumique du béton = 0



Material Property Data	
Material Name	B25
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
Analysis Property Data	
Mass per unit Volume	2,5
Weight per unit Volume	25,
Modulus of Elasticity	32164200,
Poisson's Ratio	0,2
Coeff of Thermal Expansion	9,900E-06
Shear Modulus	13401750,
Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	
Specified Conc Comp Strength, f _c	25000,
Bending Reinf. Yield Stress, f _y	400000,
Shear Reinf. Yield Stress, f _{ys}	400000,
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	


Figure V-5: Introduction des propriétés mécaniques du béton

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

c- Troisième étape:

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux et voile).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (PP) et ceci de la manière suivante:

Nous choisissons le menu **Define** → **Frame sections** ()

On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular**

Pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

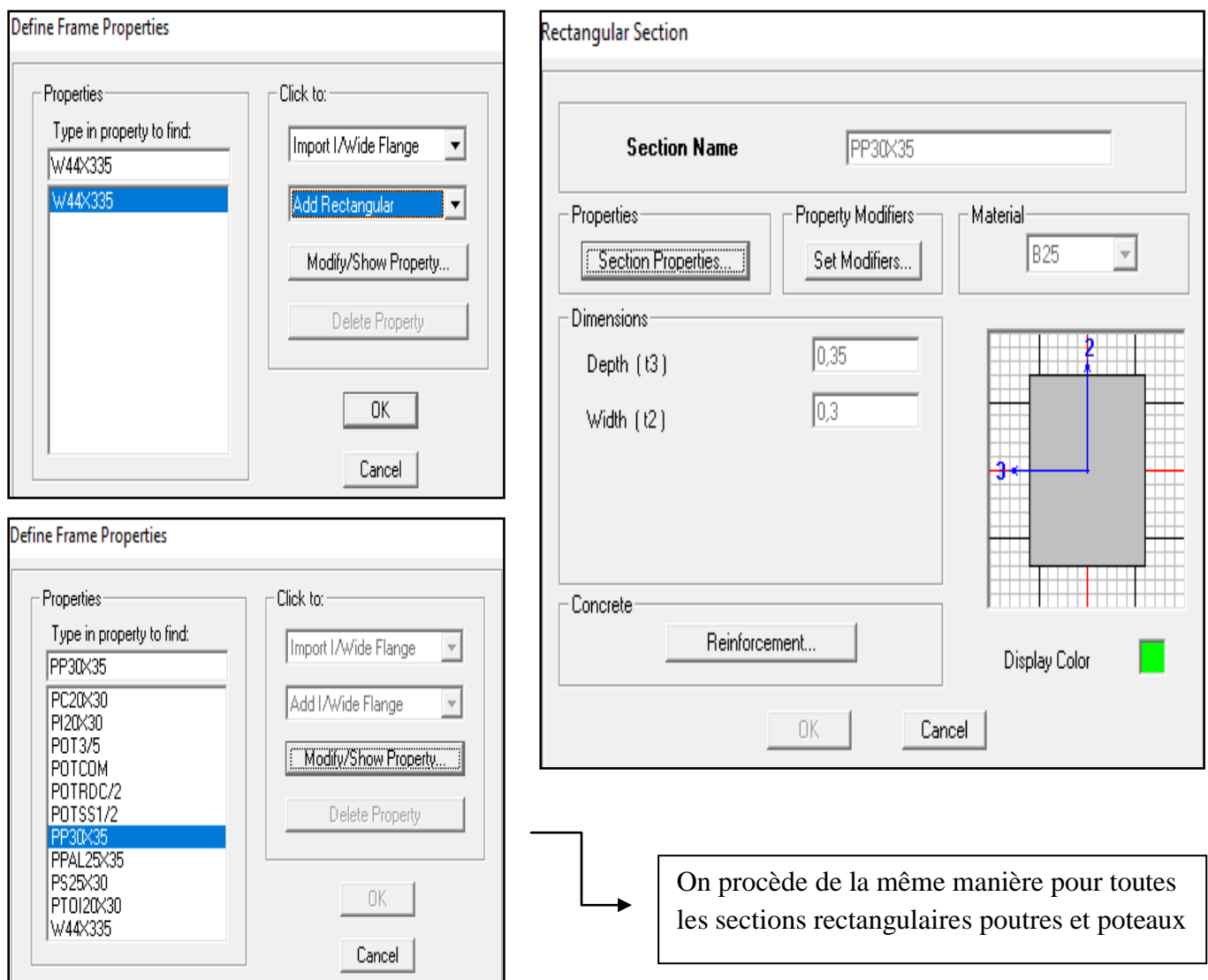


Figure V-6: Dimensionnements des éléments

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

Différence entre les données des poteaux et des poutres

En cliquant sur

Reinforcement

Reinforcement Data

Design Type
☐ Column ☒ Beam

Concrete Cover to Rebar Center
Top
Bottom

Reinforcement Overrides for Ductile Beams
Left Right
Top
Bottom

OK Cancel

Reinforcement Data

Design Type
☒ Column ☐ Beam

Configuration of Reinforcement
☒ Rectangular ☐ Circular

Lateral Reinforcement
☒ Ties ☐ Spiral

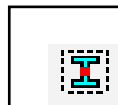
Rectangular Reinforcement
Cover to Rebar Center
Number of Bars in 3-dir
Number of Bars in 2-dir
Bar Size
Corner Bar Size

Check/Design
☐ Reinforcement to be Checked
☒ Reinforcement to be Designed

OK Cancel

Modélisation des éléments barres (poteaux et poutres):

- **Les poteaux:** On clique sur le bouton



On choisit la section voulue dans cette boîte de dialogue

Properties of Object	
Property	POTRDC/2
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0

- **Les poutres:** On clique sur le bouton

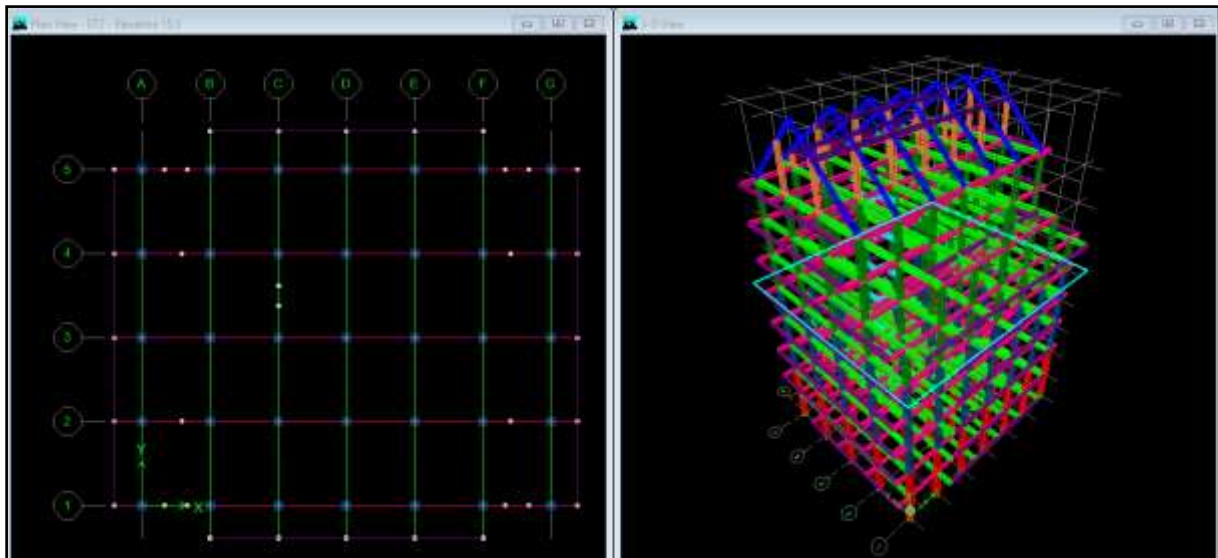


Properties of Object	
Property	PP30X35
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0

Nous procéderont de la même manière pour la modélisation des autres poteaux et d'autres poutres.

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

➤ Model obtenue:



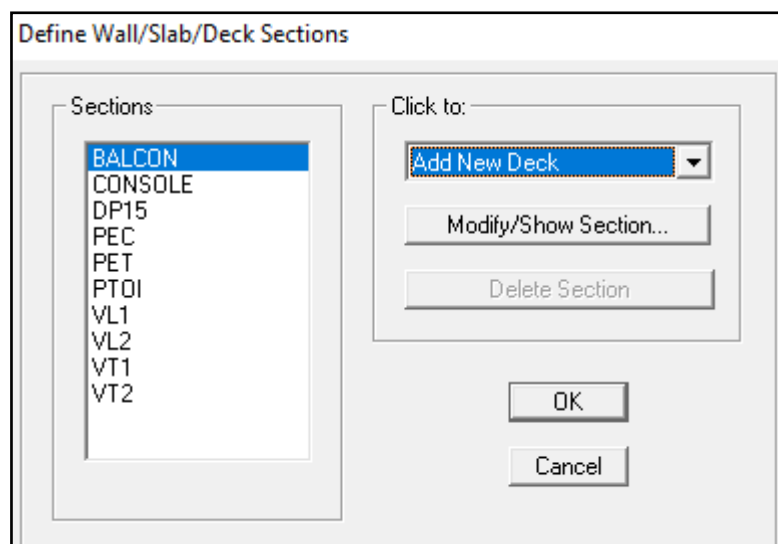
Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux **éléments plaques** (voiles, planchers)

On choisit le menu:

Pour le dimensionnement des planchers



Pour le dimensionnement des voiles



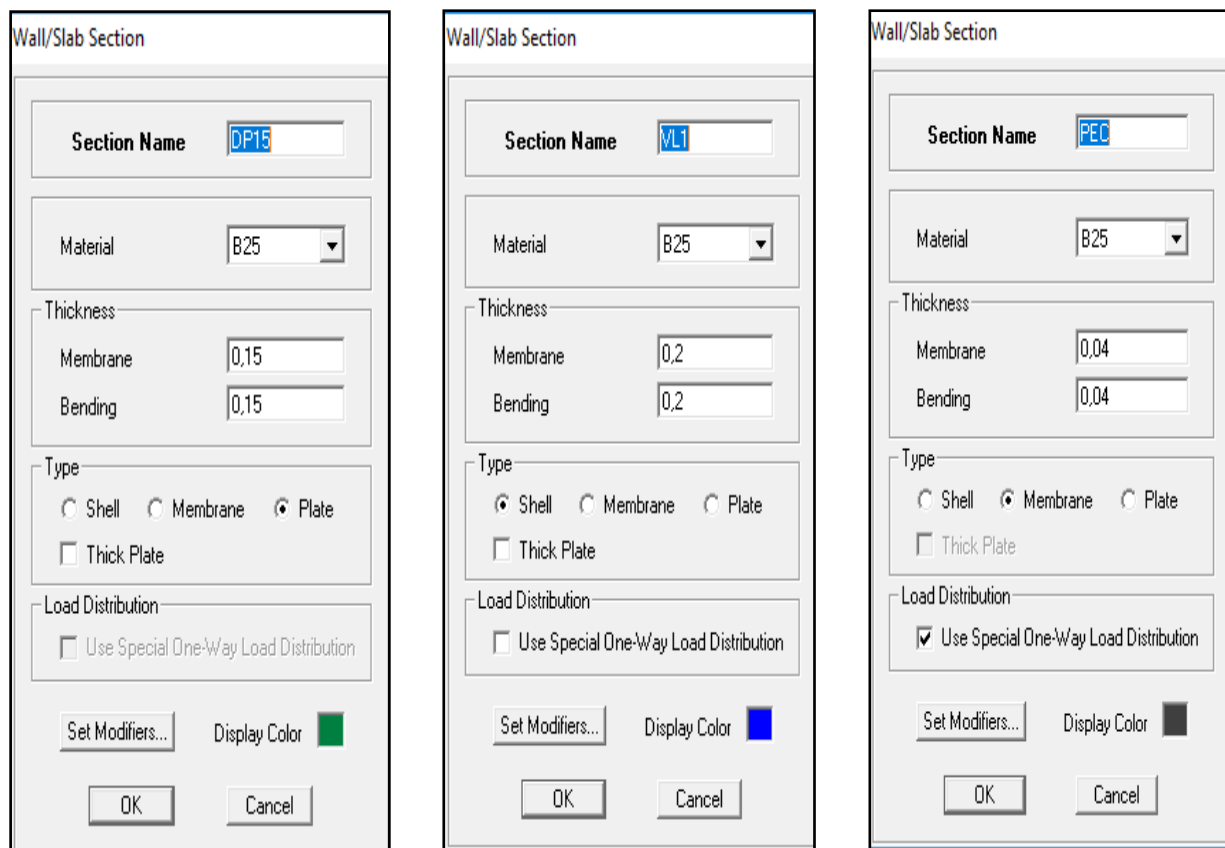
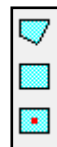


Figure V-7: Dimensionnement des dalles pleines et des voiles et du plancher corps creux

Modélisation des éléments plaques (planchers et voiles):

- Les planchers et les dalles pleines:**

On clique sur le bouton



Properties of Object	
Property	PEC
Local Axis	0,
Drawing Control	None <space bar>

- Les voiles:** On clique sur le bouton



Properties of Object	
Type of Area	Pier
Property	VL1
Plan Offset Normal	0,
Auto Pier/Spandrel IDs?	No
Drawing Control	Fixed Length <L>
Fixed Length	0

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

➤ Après avoir dessiné tous les cas on aura le model suivant:

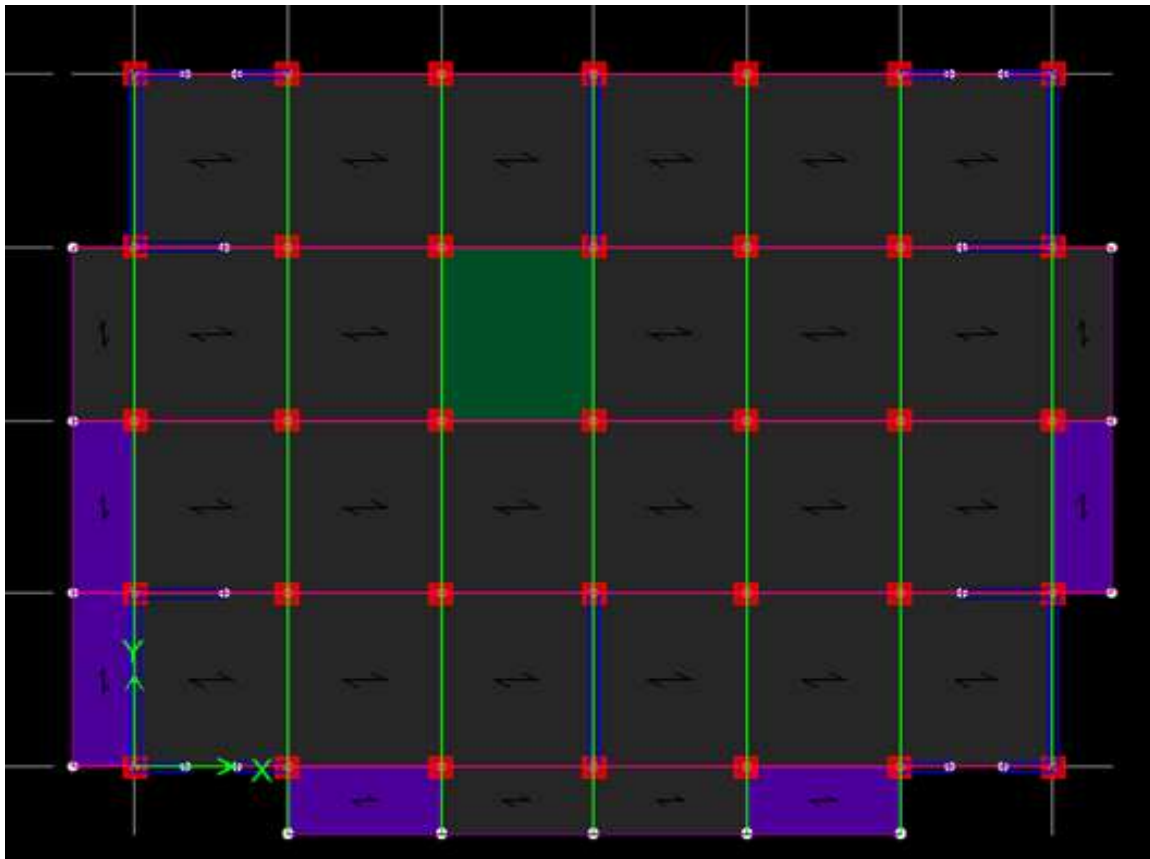


Figure V-8: Résultat après le dessin de tout les cas des éléments plaques

d- Quatrième étape:

Définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- Charges statiques (G et Q):

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation (Q), pour les définir on clique sur:

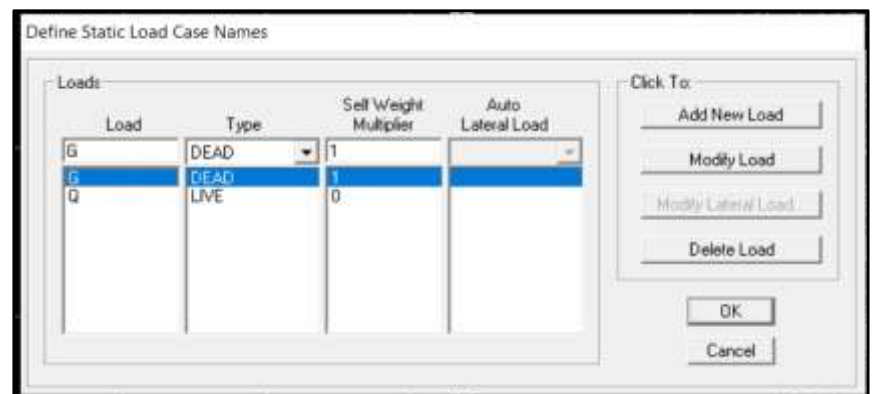
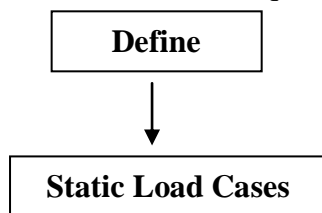


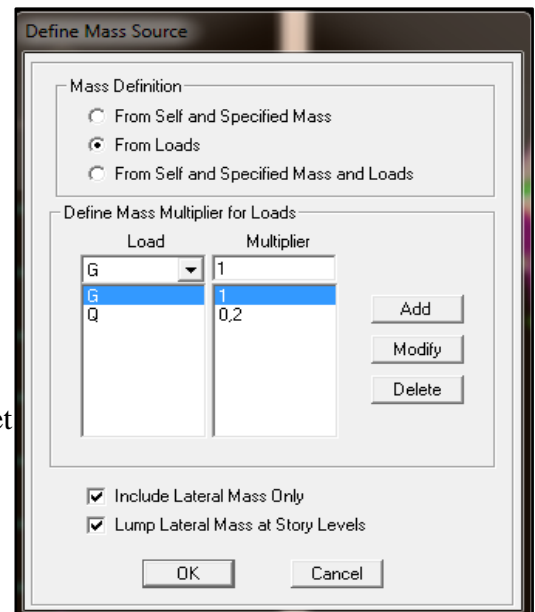
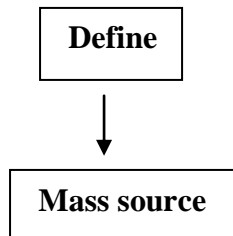
Figure V-9: Définition des charges G et Q

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

- **Mass- Source:**

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

On donne la valeur 1 pour la charge permanente, on donne la valeur de β suivant la nature de la structure, dans notre cas $\beta = 0.2$ (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés). Introduire la masse sismique $G + 0,2Q$ par:



β : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge

D'exploitation donné par le tableau 4.5 RPA99/ 2003

- **Charge dynamique (E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel:

- Zone : IIa (Zone à sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- Coefficient de comportement : $R = 5$ (contreventement mixte)
- Remplissage : Danse
- Site : S3 (site meuble)
- Facteur de qualité (Q): $Q=1+\sum q$; $Q= 1.20$
- Coefficient D'amortissement : $\xi = 10\%$

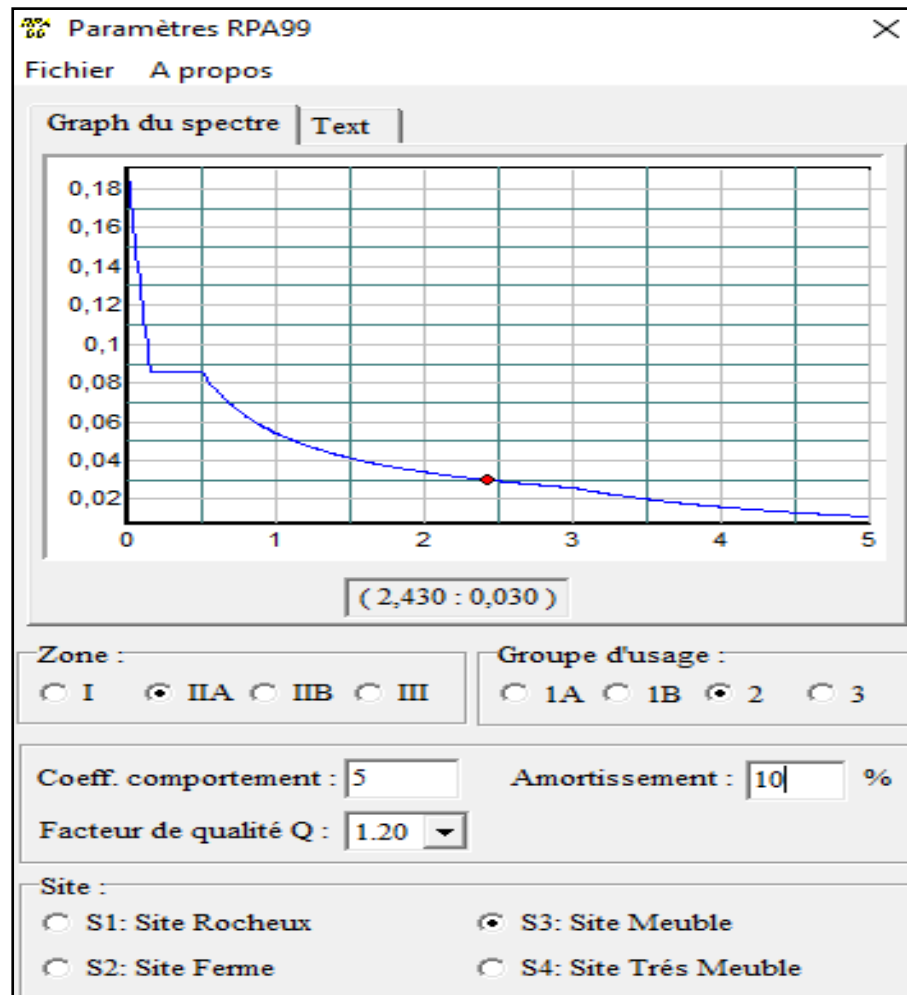


Figure V-10: Spectre de réponse

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet et texte et on enregistre.

Ensuite on introduit le spectre dans le logiciel ETABS par:

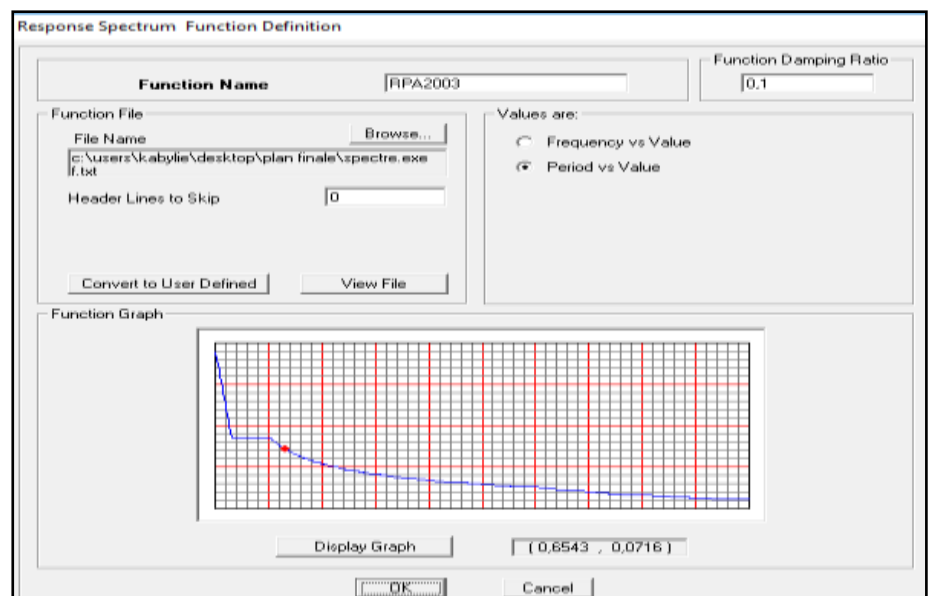
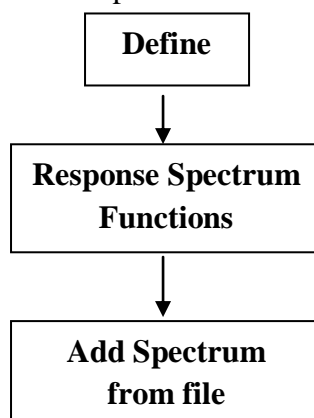
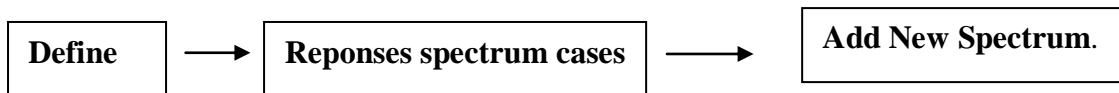


Figure V-11: Introduction du spectre de réponse

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

Après l'introduction du spectre, vient la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E_X et E_Y (séisme), pour cela on clique sur:



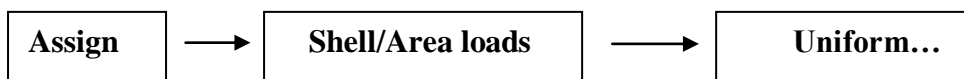
The figure shows two screenshots of the 'Response Spectrum Case Data' dialog box. The left screenshot is for 'EX' and the right is for 'EY'. Both have the following settings: Damping: 0.1; Modal Combination: CQC; Directional Combination: SRSS; Input Response Spectra: U1 (RPA2003, 10), U2 (RPA2003, 10), UZ (RPA2003, 10); Eccentricity: 0.05. The 'Direction' dropdown is set to 'U1' for EX and 'U2' for EY.

Figure V-12: Définition du chargement EX et EY

e- Cinquième étape: Chargement

- Chargement d'un plancher (élément surfacique):

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur:



The figure shows two screenshots of the 'Uniform Surface Loads' dialog box. The left screenshot is for 'G' and the right is for 'Q'. Both have the following settings: Units: KN-m; Load: 5.10 (left) and 1.5 (right); Direction: Gravity; Options: Replace Existing Loads. The 'Load Case Name' dropdown is set to 'G' for the left and 'Q' for the right.

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

f- Sixième étape: Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- Combinaisons aux états limites (ELU/ELS):

ELU: $1,35 G + 1,5 Q$

ELS : $G + Q$

- Combinaisons accidentelles du RPA:

GQEx : $G + Q \pm Ex$

GQEy : $G + Q \pm Ey$

0.8GEx : $0.8G \pm Ex$

0.8GEy : $0.8G \pm Ey$

- Combinaison poids:

Poids: $P = G + 0.2Q$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur:

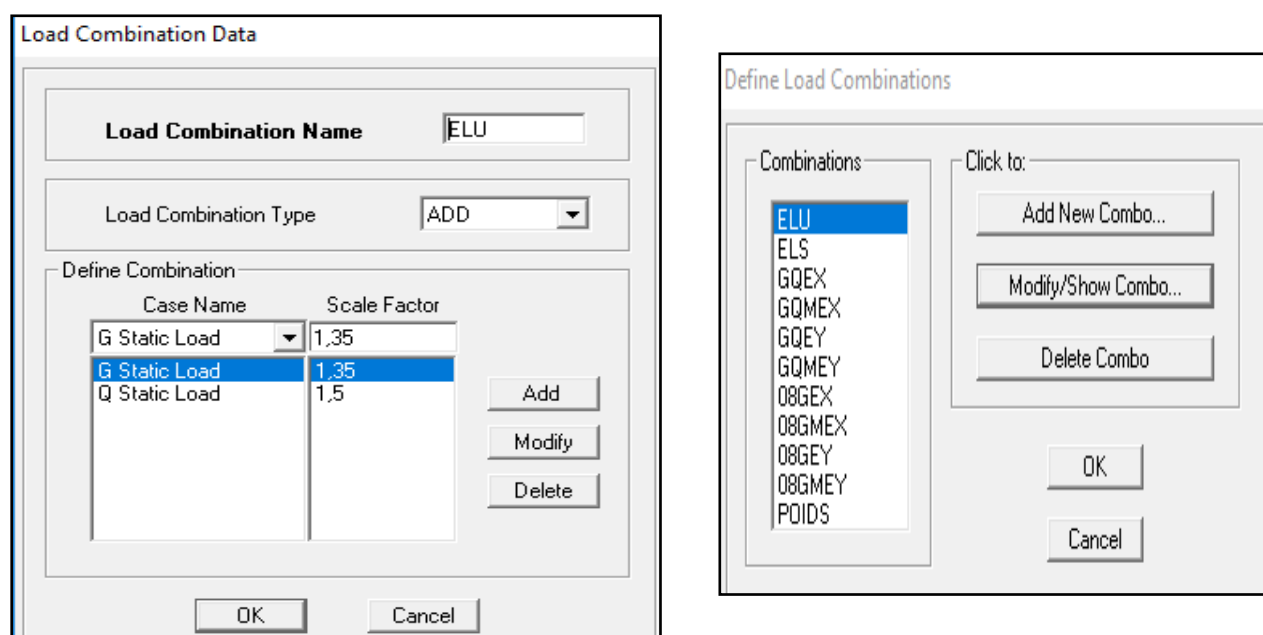


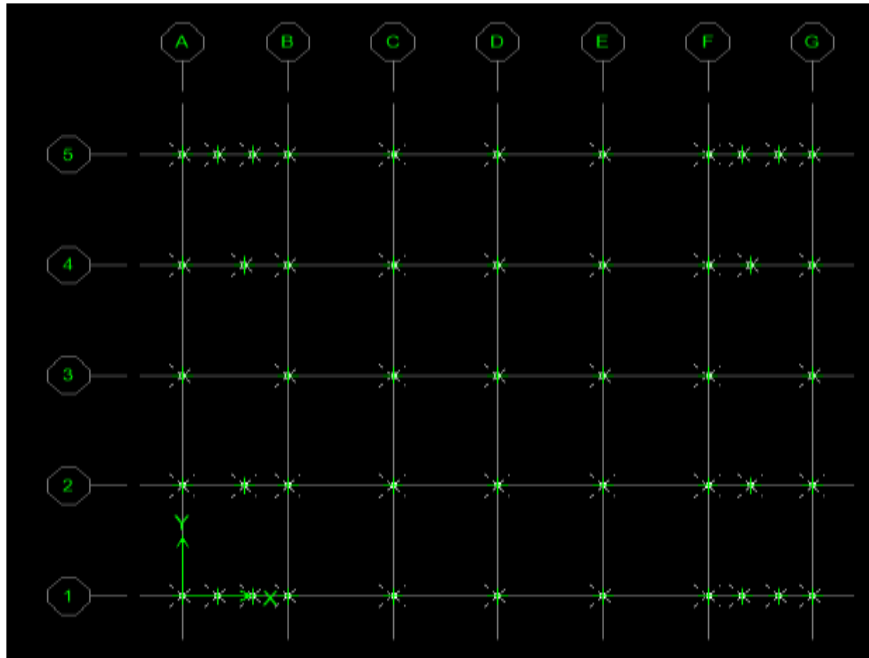
Figure V-13: Introduction des combinaisons d'action

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

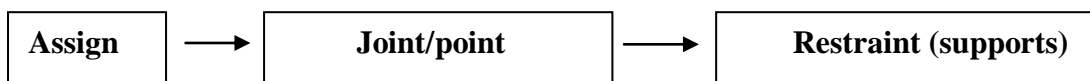
g- Septième étape:

- **Encastrement des Appuis:**

Les poteaux sont supposés parfaitement encastres dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de la base puis on clique sur:



Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur:



La fenêtre suivante s'affiche:

On clique sur le symbole de l'encastrement

Puis sur OK

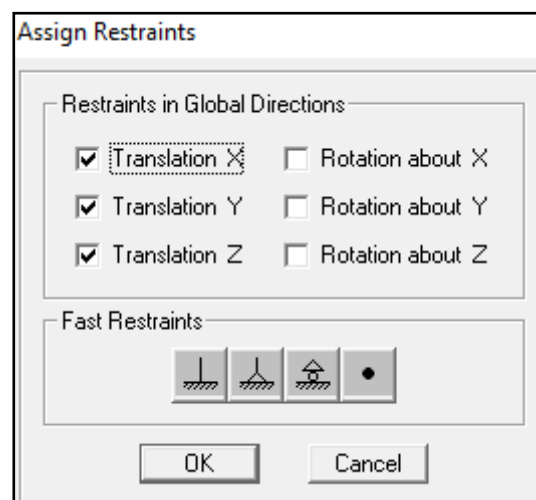


Figure V-14: Encastrement des appuis

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

- **Diaphragme:**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur: de même pour tous les planchers

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur:

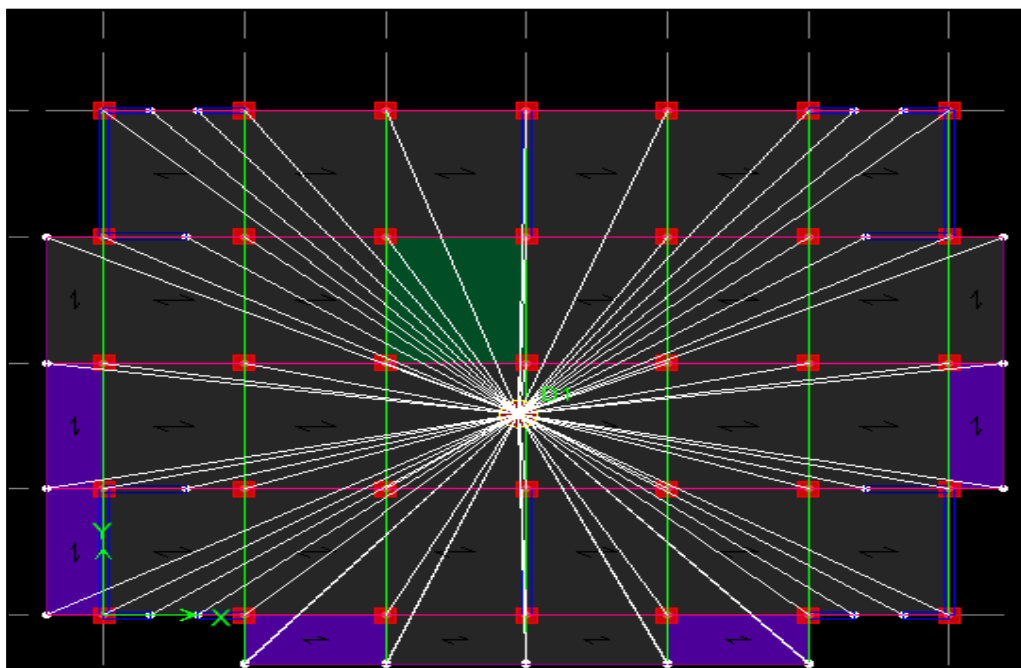
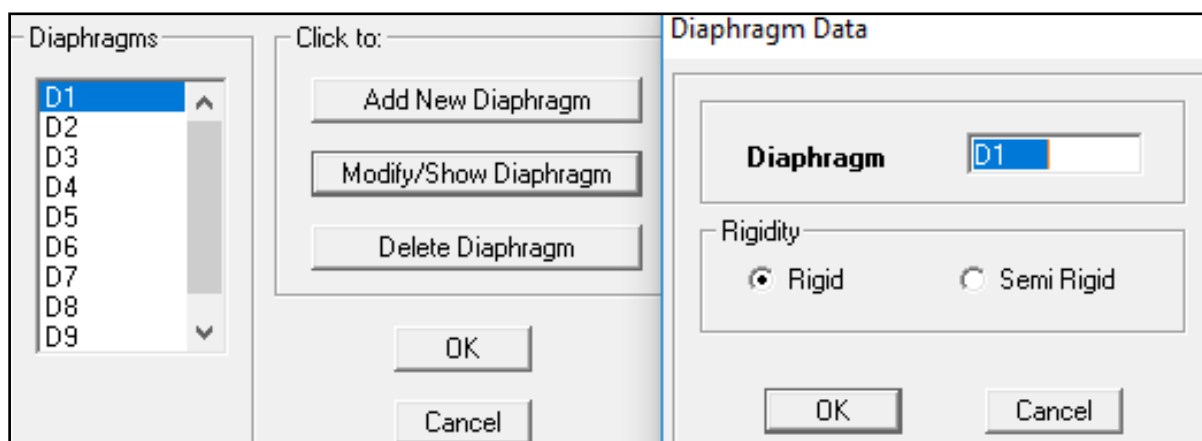


Figure V-15: Définition des diaphragmes

- Le model final

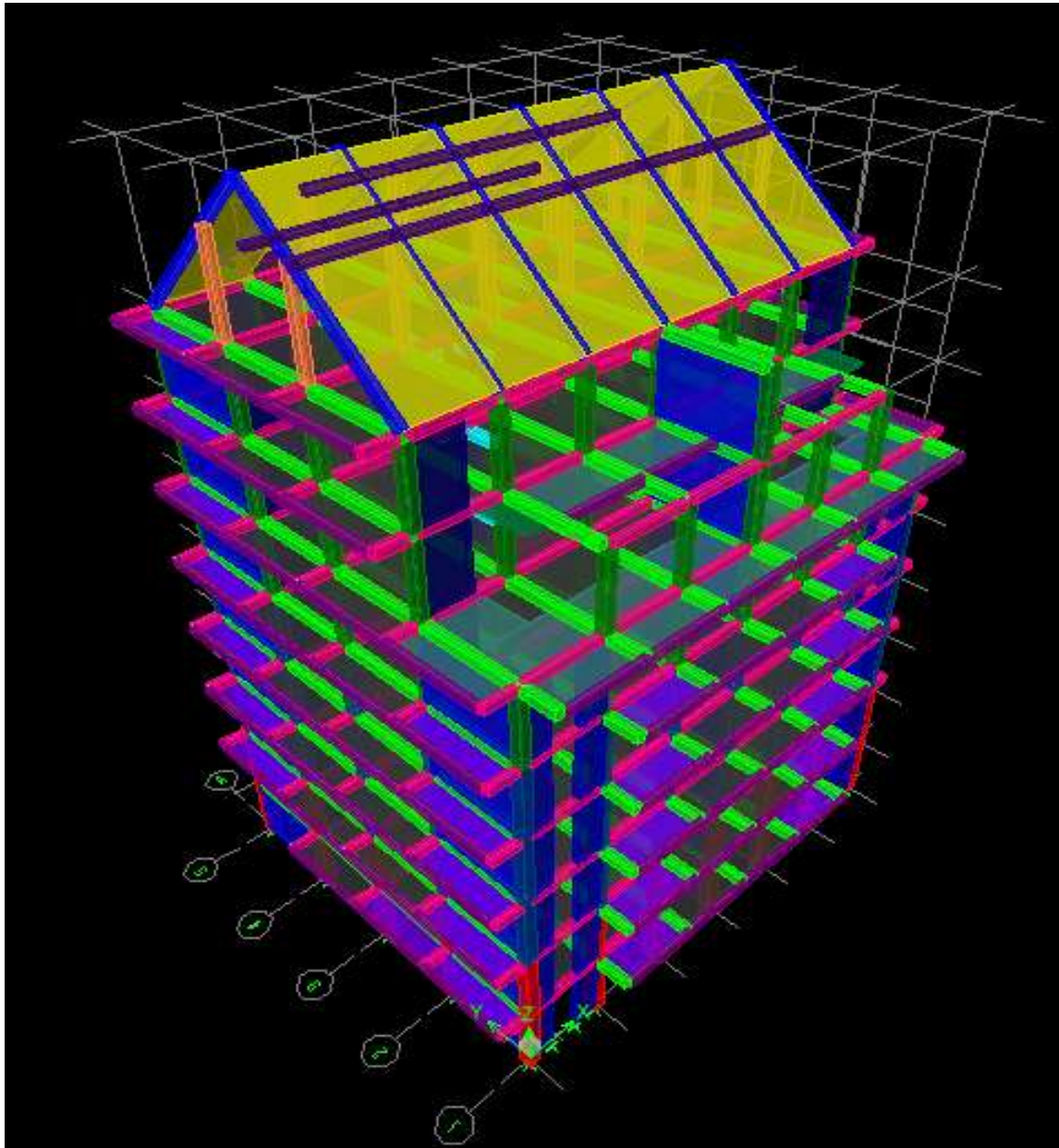


Figure V-16: Le model final en 3D

- La disposition des voiles en 3D:

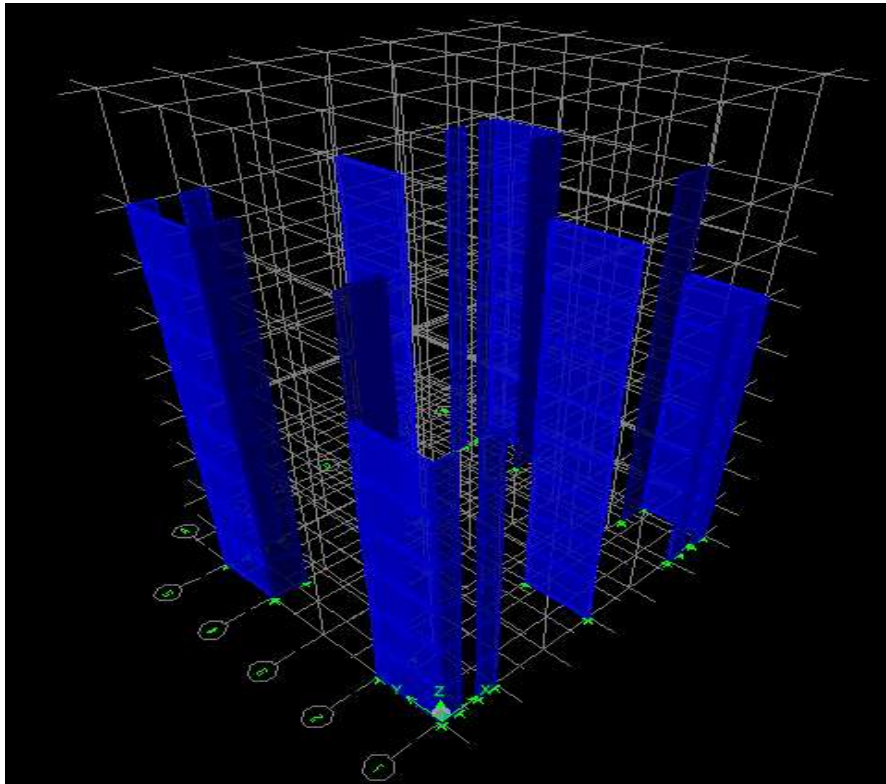


Figure V-17: La disposition des voiles en 3D

- La disposition des voiles en plan:

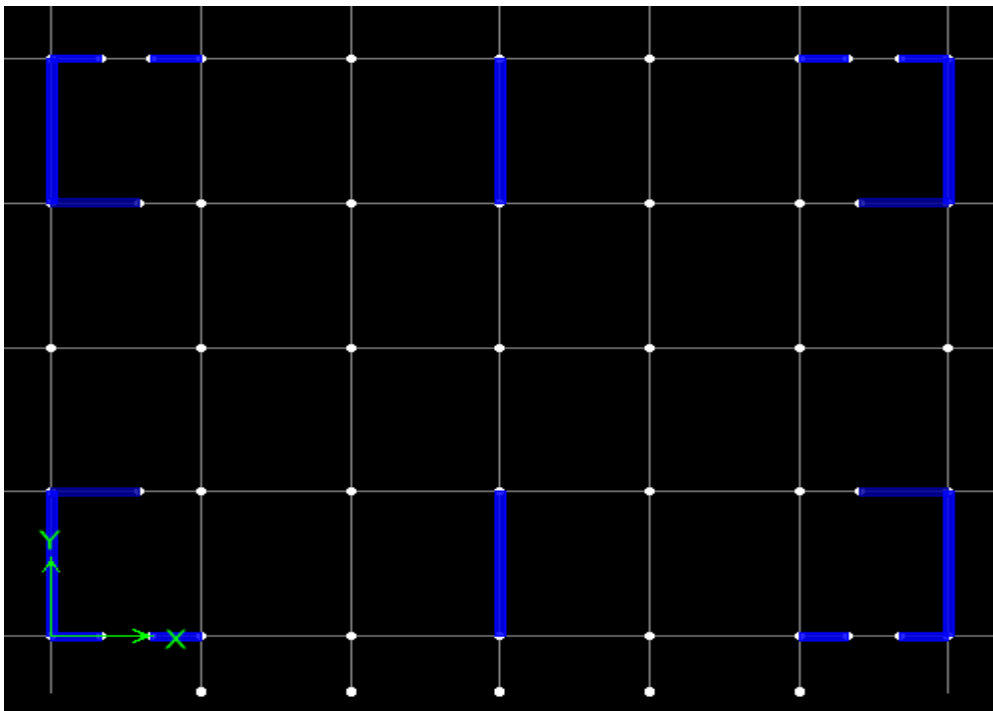


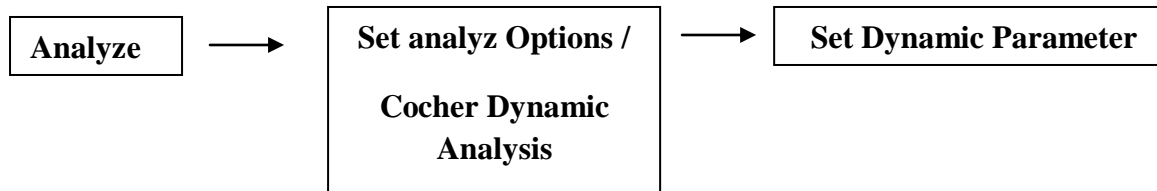
Figure V-18: La disposition des voiles en plan

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

h- Huitième étape:

Consiste à démarrer l'exécution du programme d'analyse en spécifiant le nombre de modes propres à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

Pour augmenter le nombre de mode de vibration:



On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit « **Number of Modes** » et on valide avec **OK**, validé une autre fois dans la fenêtre de «**Analysis option**».

Pour le lancement de l'analyse:

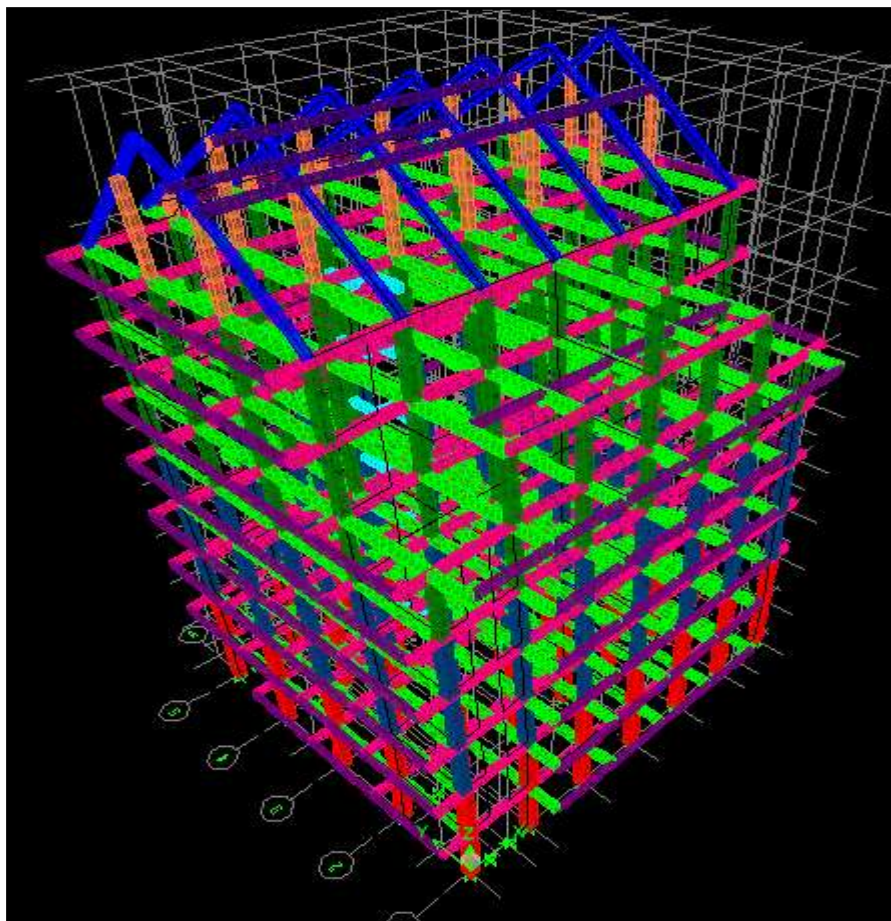
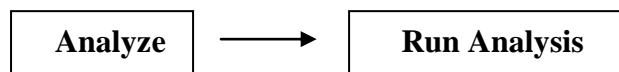


Figure V-19: La déformation de la structure après le lancement d'analyse

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

2- Méthode de calcul.....(Art 4.1.1 RPA99/2003)

On distingue deux cas de calcul:

- **Calcul statique:**

C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges Verticales (**G** et **Q**).

- **Calcul dynamique:**

C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (**E**).

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/ 2003**).

➤ **La méthode statique équivalente:**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes:

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à **65m** en **zones I et II** et à **30m** en **zones III**

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en **a**, les conditions complémentaires suivantes:

Zone I : tous groupes

Zone II : groupe d'usage 3

- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

➤ **Méthode d'Analyse Modale Spectrale: (Art 4.1.3 RPA99/2003)**

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse. La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

➤ **Méthode d'Analyse Dynamique par Accélérogrammes:....(Art 4.1.3 RPA99/2003)**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

- Notre structure répond aux conditions exigées par le **RPA99/version 2003**.donc on utilise : Méthode d'Analyse Modale Spectrale

Avant de passer au ferrailage de la structure le règlement parasismique algérien exige de faire les vérifications suivantes:

- Estimation de la période fondamentale.
- Pourcentage de masse participante.
- Vérification de l'excentricité.
- Vérification du coefficient de comportement R.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification des déplacements inter étages.
- Vérification des effets du second ordre (l'effet P- Δ).

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

➤ Estimation de la période fondamentale:..... (Art 4.2.4 RPA99/2003)

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T_{\text{emp}} = \min \left\{ 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} ; C_T (h_n)^{3/4} \right\}$$

Avec: h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier

Niveau (n)

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de

Remplissage..... (**Tableau 4.6 du RPA 99/2003**)

D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul considérée.

Donc:

Hauteur totale: $h_n = 29.69\text{m}$

D'après le tableau 4.6 du RPA: $C_T = 0.050$

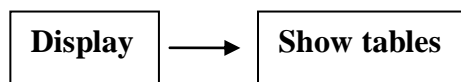
$$D = \begin{cases} \text{Sens X-X : } D_x = 18.30\text{m} \\ \text{Sens Y-Y : } D_y = 15\text{m} \end{cases}$$

La valeur de T calculée à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %

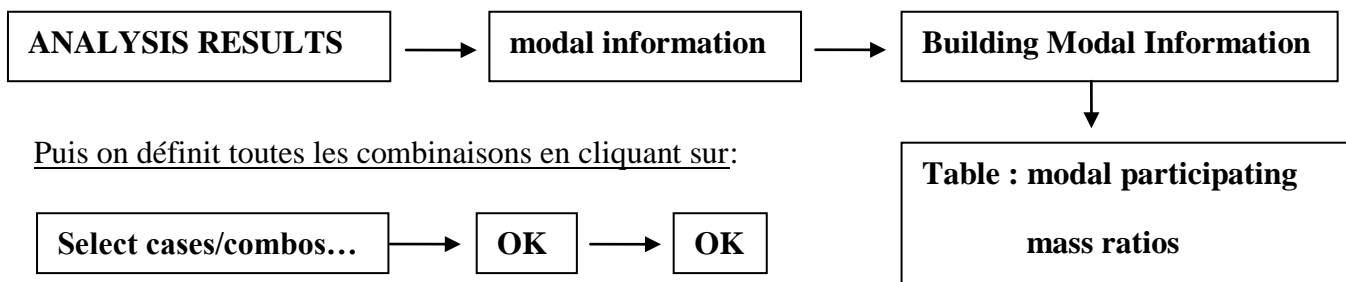
Autrement Dit $T_{\text{LOG}} < T_{\text{RPA}}$

• **Détermination de la période par le logiciel ETABS:**

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le Cheminement ci après:



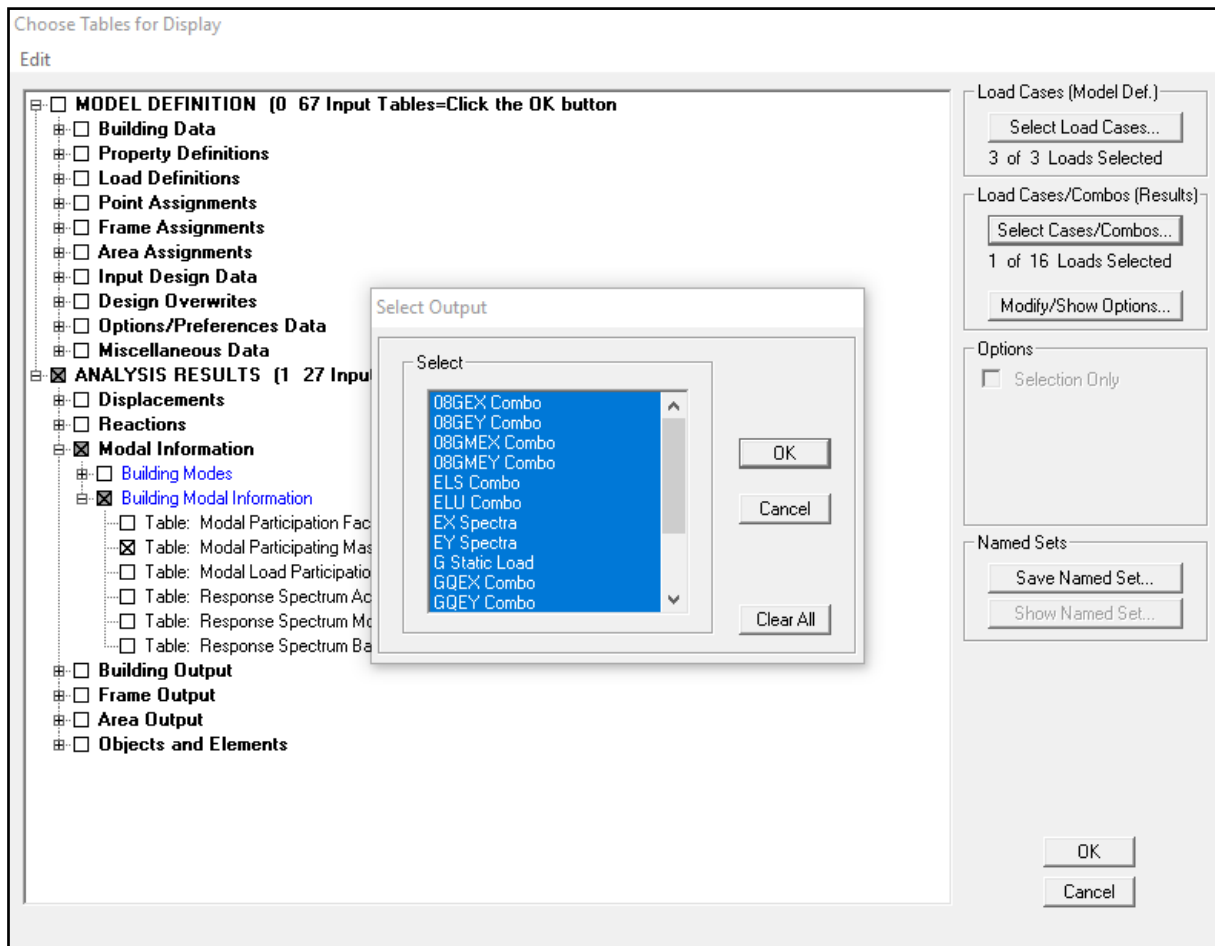
Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes:



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur:



Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA



Les résultats s'afficheront comme suit:

Modal Participating Mass Ratios								
Modal Participating Mass Ratios								
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
▶	1	0,699407	70,0120	0,0000	0,0000	70,0120	0,0000	0,0000
	2	0,418445	0,0000	67,1448	0,0000	70,0120	67,1448	0,0000
	3	0,355805	0,5610	0,0062	0,0000	70,5730	67,1511	0,0000
	4	0,310870	1,9175	0,0000	0,0000	72,4906	67,1511	0,0000
	5	0,189640	14,2634	0,0000	0,0000	86,7540	67,1511	0,0000
	6	0,101894	0,0000	19,4546	0,0000	86,7540	86,6057	0,0000
	7	0,096777	0,3228	0,0000	0,0000	87,0768	86,6057	0,0000
	8	0,090257	5,5286	0,0000	0,0000	92,6055	86,6057	0,0000
	9	0,055127	0,1421	0,0000	0,0000	92,7476	86,6057	0,0000
	10	0,053990	0,0770	0,0000	0,0000	92,8245	86,6057	0,0000
	11	0,053677	0,7556	0,0000	0,0000	93,5801	86,6057	0,0000
	12	0,051880	1,8325	0,0001	0,0000	95,4126	86,6058	0,0000
	13	0,050344	0,0120	0,0000	0,0000	95,4245	86,6058	0,0000
	14	0,049400	0,2379	0,0033	0,0000	95,6624	86,6092	0,0000
	15	0,048737	0,0189	5,5919	0,0000	95,6814	92,2011	0,0000
	16	0,048729	0,1258	1,4502	0,0000	95,8072	93,6512	0,0000
	17	0,048093	0,0505	0,0601	0,0000	95,8577	93,7113	0,0000
	18	0,046483	0,1037	0,0002	0,0000	95,8614	93,7115	0,0000

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

Calcul des périodes empiriques du RPA99/2003 et Comparaison des résultats:

$T_{\text{empiriques}}$	$T_{\text{majorée}}$	T_{logiciel}
$T_{\text{emp}} = \min \left\{ C_T (h_n)^{3/4} ; 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D_x}} ; 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D_y}} \right\}$ $T_{\text{emp}} = \min \{ 0.64s ; 0.63s ; 0.69 \}$ <u>Donc:</u> $T_{\text{emp}} = 0.63s$	$T_{\text{maj}} = T_{\text{emp}} + 30\% T_{\text{emp}}$ $T_{\text{maj}} = 0.63 + 0.30 \times 0.63$ <u>Donc:</u> $T_{\text{maj}} = 0.819s$	$T_{\text{log}} = 0.6994s$

Vérification de la période selon les résultats trouvés

Il faut trouver que: $T_{\text{emp}} \leq T_{\text{log}} \leq T_{\text{maj}}$
 pour notre cas: $T_{\text{emp}} = 0.63s < T_{\text{log}} = 0.6994s < T_{\text{maj}} = 0.819s$
condition vérifiée

➤ Pourcentage de la participation de la masse modale:....(Art 4.3.4 RPA99/ 2003)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure dans les deux sens (X-X et Y-Y).

On suit les étapes suivantes pour afficher les résultats dans ETABS:

Display



Show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes:

ANALYSIS RESULTS



modal information



Building Modal Information



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur:

Select cases/combos...



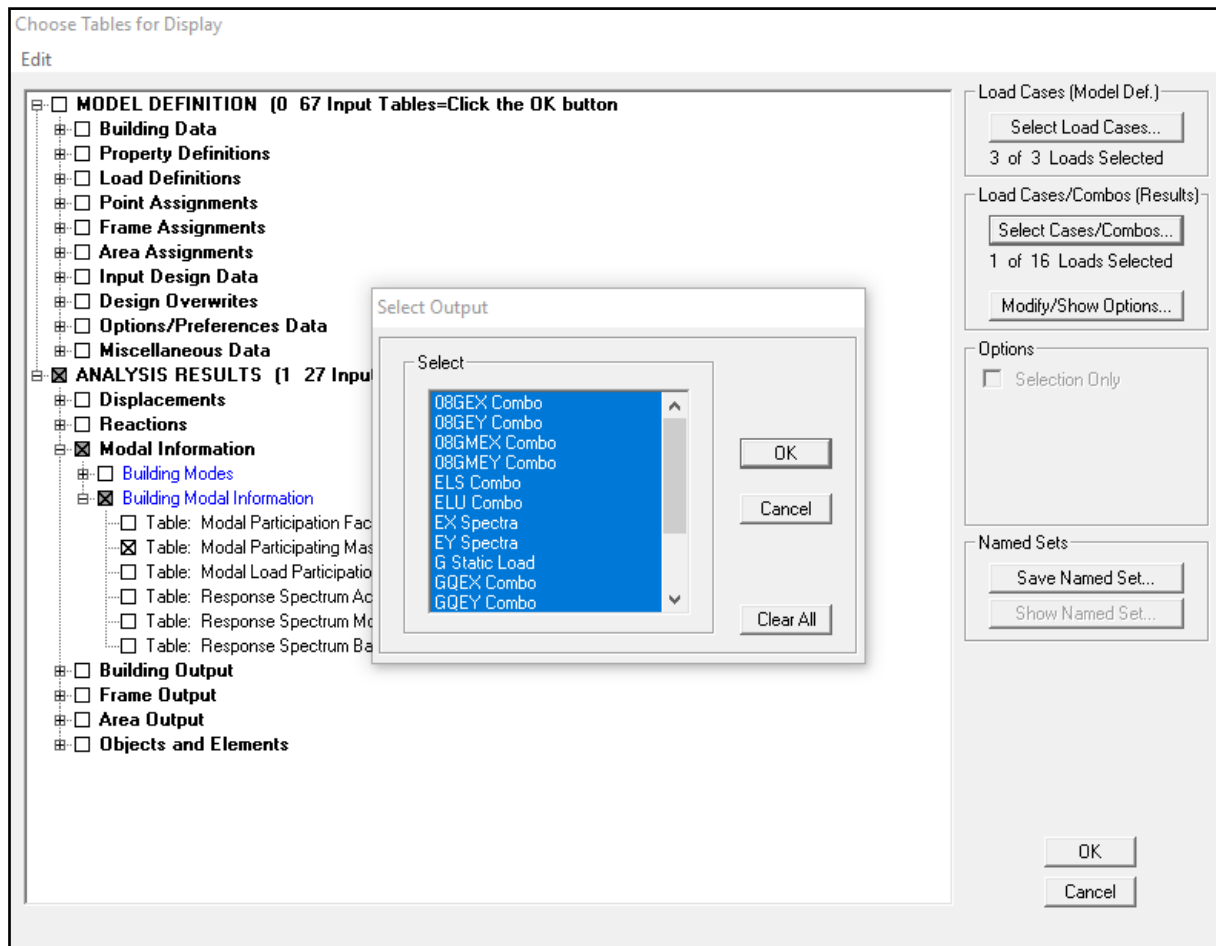
OK



OK

Table : modal participating
mass ratios

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA



Les résultats s'afficheront comme suit:

Modal Participating Mass Ratios											
Edit View											
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
▶	1	0,699407	70,0120	0,0000	0,0000	70,0120	0,0000	0,0000	0,0000	98,8849	0,5879
	2	0,418445	0,0000	67,1448	0,0000	70,0120	67,1448	0,0000	97,9925	0,0000	0,0077
	3	0,355805	0,5610	0,0062	0,0000	70,5730	67,1511	0,0000	0,0077	0,1783	67,9071
	4	0,310870	1,9175	0,0000	0,0000	72,4906	67,1511	0,0000	0,0000	0,1048	0,2290
	5	0,189640	14,2634	0,0000	0,0000	86,7540	67,1511	0,0000	0,0000	0,4731	0,0293
	6	0,101894	0,0000	19,4546	0,0000	86,7540	86,6057	0,0000	1,4923	0,0000	0,0000
	7	0,096777	0,3228	0,0000	0,0000	87,0768	86,6057	0,0000	0,0000	0,0209	17,5104
	8	0,090257	5,5286	0,0000	0,0000	92,6055	86,6057	0,0000	0,0000	0,2334	0,5233
	9	0,055127	0,1421	0,0000	0,0000	92,7476	86,6057	0,0000	0,0000	0,0028	0,0062
	10	0,053990	0,0770	0,0000	0,0000	92,8245	86,6057	0,0000	0,0000	0,0017	0,0051
	11	0,053677	0,7556	0,0000	0,0000	93,5801	86,6057	0,0000	0,0000	0,0129	0,0890
	12	0,051880	1,8325	0,0001	0,0000	95,4126	86,6058	0,0000	0,0000	0,0325	0,0892
	13	0,050344	0,0120	0,0000	0,0000	95,4245	86,6058	0,0000	0,0000	0,0002	0,0001
	14	0,049400	0,2379	0,0033	0,0000	95,6624	86,6092	0,0000	0,0002	0,0039	0,4180
	15	0,048737	0,0189	5,5919	0,0000	95,6814	92,2011	0,0000	0,3182	0,0002	0,0710
	16	0,048729	0,1258	1,4502	0,0000	95,8072	93,6512	0,0000	0,0826	0,0020	0,0001
	17	0,048093	0,0505	0,0601	0,0000	95,8577	93,7113	0,0000	0,0037	0,0019	6,2042
	18	0,046483	0,1037	0,0002	0,0000	95,9614	93,7115	0,0000	0,0000	0,0024	0,1951
	19	0,036073	0,0000	0,9179	0,0000	95,9614	94,6294	0,0000	0,0259	0,0000	0,0000
	20	0,033453	1,8625	0,0000	0,0000	97,8239	94,6294	0,0000	0,0000	0,0261	0,1241

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux sens au 15^{ème} mode avec sens X-X : **95.68%** et sens Y-Y : **92.20%** ; d'où la condition du RPA est vérifiée.

Déterminations des modes fondamentaux:

Le mode fondamentale est un mode qui mobilise le maximum de masse

Mode1: est une translation suivant X-X avec une mobilisation de masse $U_x = 70.01 \%$

Mode2: est une translation suivant Y-Y avec une mobilisation de masse $U_y = 67.14 \%$

Mode3: est une translation suivant Z-Z avec une mobilisation de masse $R_z = 67.90\%$

➤ Vérification de l'excentricité:.....(Art4.3.7 RPA99/2003)

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05L$.

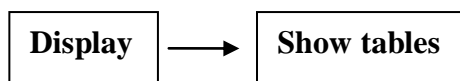
(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$\begin{cases} X_{CM} - X_{CR} \leq 5\%L_{\max} \\ Y_{CM} - Y_{CR} \leq 5\%L_{\max} \end{cases}$$

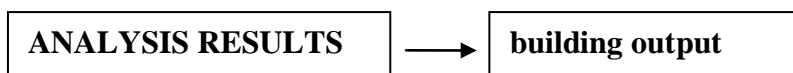
Avec: X_{CM} : le centre de masse

X_{CR} : le centre de torsion

On suit les étapes suivantes pour afficher les résultats dans ETABS:



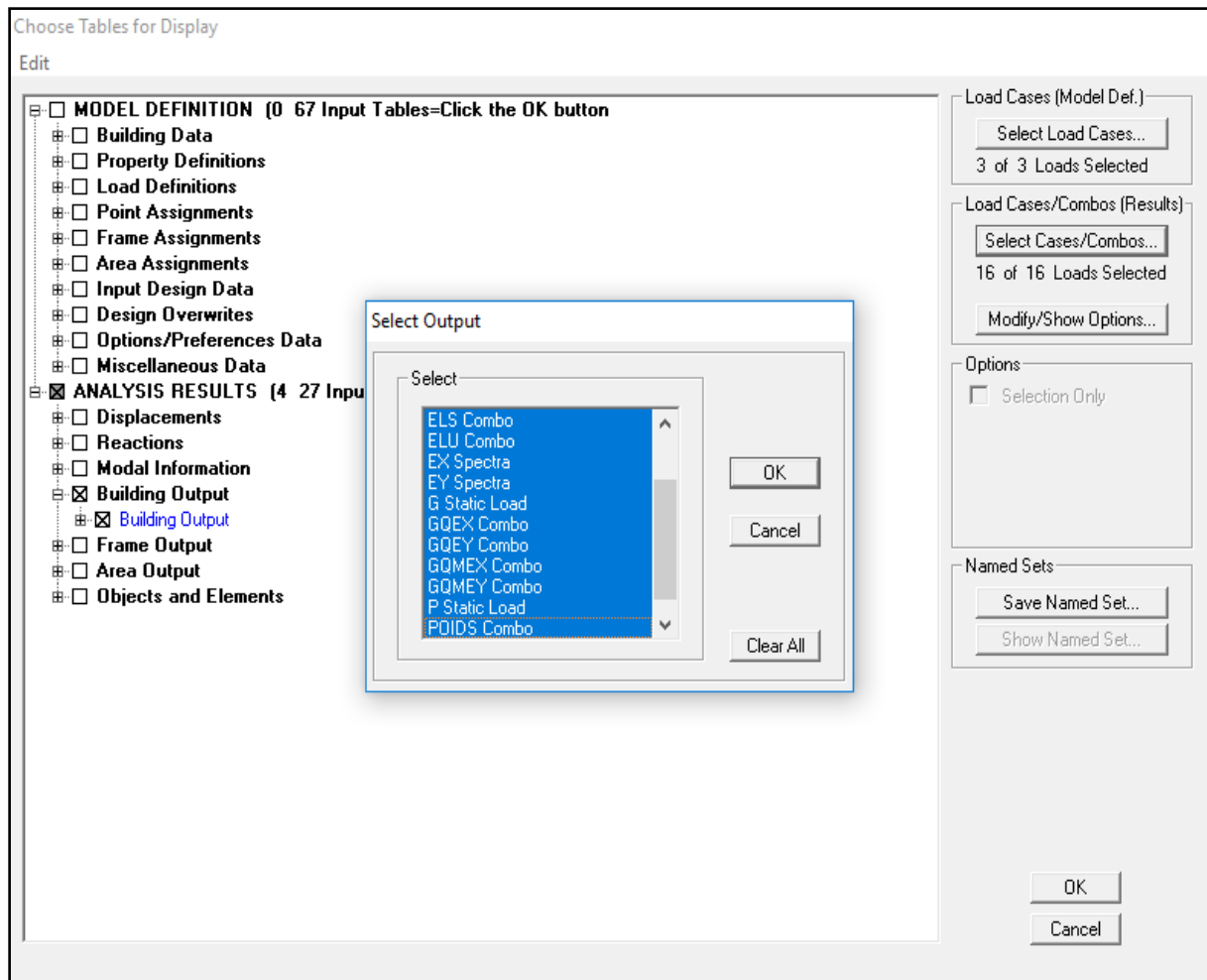
Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes:



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur:



Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA



Les résultats s'afficheront comme suit:

Center Mass Rigidity							
Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCCM	YCCM	XCR	YCR
SS1	D1	9,014	7,148	9,014	7,148	9,148	7,505
SS2	D2	9,130	7,470	9,130	7,470	9,139	7,519
RDC	D3	9,146	7,556	9,146	7,556	9,131	7,538
ET1	D4	9,146	7,556	9,146	7,556	9,124	7,560
ET2	D5	9,145	7,557	9,145	7,557	9,117	7,597
ET3	D6	9,146	7,553	9,146	7,553	9,111	7,693
ET4	D7	9,150	9,079	9,150	9,079	9,105	8,056
ET5	D8	9,162	9,967	9,162	9,967	9,100	8,495
COMBLE	D9	9,150	9,375	9,150	9,375	9,114	8,748

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcul leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant:

story	Diaphragme	X_{CM}	X_{RC}	e_x	Y_{CM}	Y_{RC}	e_y
SS1	D1	9.014	9.148	-0.134	7.148	7.505	-0.357
SS2	D2	9.130	9.139	-0.009	7.470	7.519	-0.049
RDC	D3	9.146	9.131	0.015	7.556	7.538	0.018
ET1	D4	9.146	9.124	0.022	7.556	7.560	-0.004
ET2	D5	9.145	9.117	0.028	7.557	7.597	-0.04
ET3	D6	9.146	9.111	0.035	7.553	7.693	-0.14
ET4	D7	9.150	9.105	0.045	9.079	8.056	1.023
ET5	D8	9.162	9.100	0.062	9.967	8.495	1.472
COMBLE	D9	9.150	9.114	0.036	9.375	8.748	0.627

Tableau V-1: Vérification de l'excentricité

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de Gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens. Pour cela, on procède de la manière suivante:

Sens Longitudinal	$e_{x \max} = 0.0134 \text{ m}$	$5\%L_x = 0.05 \times 18.30 = 0.92 \text{ m}$	Condition vérifiée
Sens transversal	$e_{y \max} = 0.627 \text{ m}$	$5\%L_y = 0.05 \times 15 = 0.75 \text{ m}$	Condition vérifiée

→ Vérification de l'excentricité

$$e_{x \max} = |X_{CM} - X_{CR}| = 0.134 \text{ m} \leq 5\%L_x = 0.92 \text{ m}$$

$$e_{y \max} = |Y_{CM} - Y_{CR}| = 0.627 \text{ m} \leq 5\%L_y = 0.75 \text{ m}$$

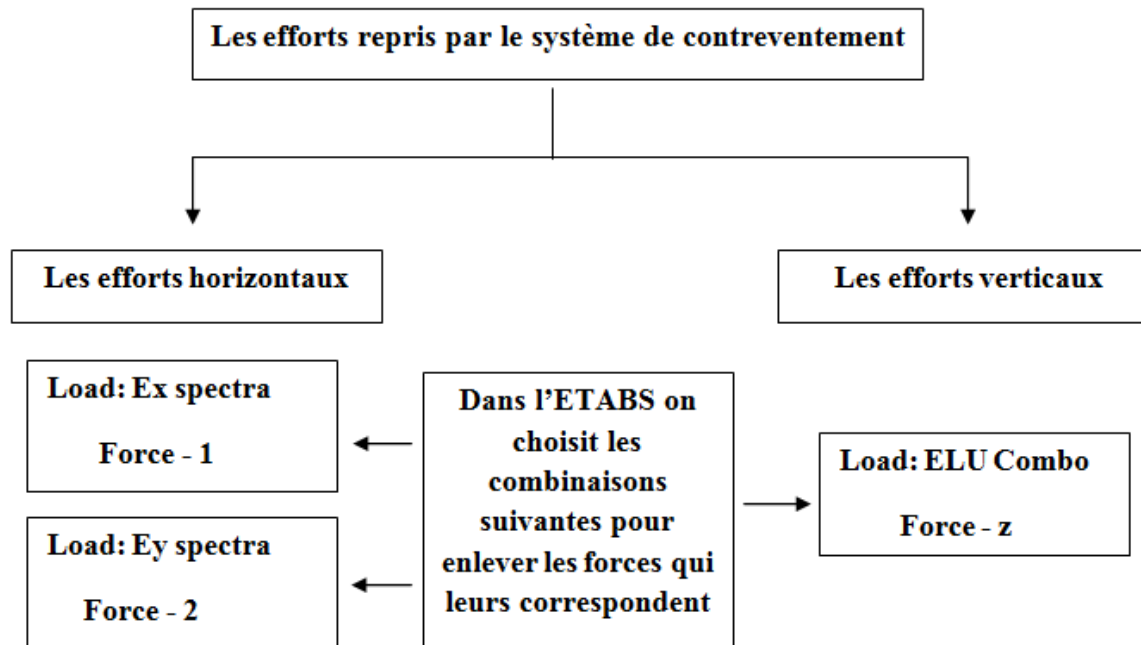
Remarque:

On remarque que l'excentricité suivant sens Y-Y n'est pas vérifiée pour l'étage 4 et 5 car ses étages contient des terrasses qui empêche la continuité des voiles.

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

➤ Justification du système de contreventement:.....(Art 3.4.A RPA99/2003)

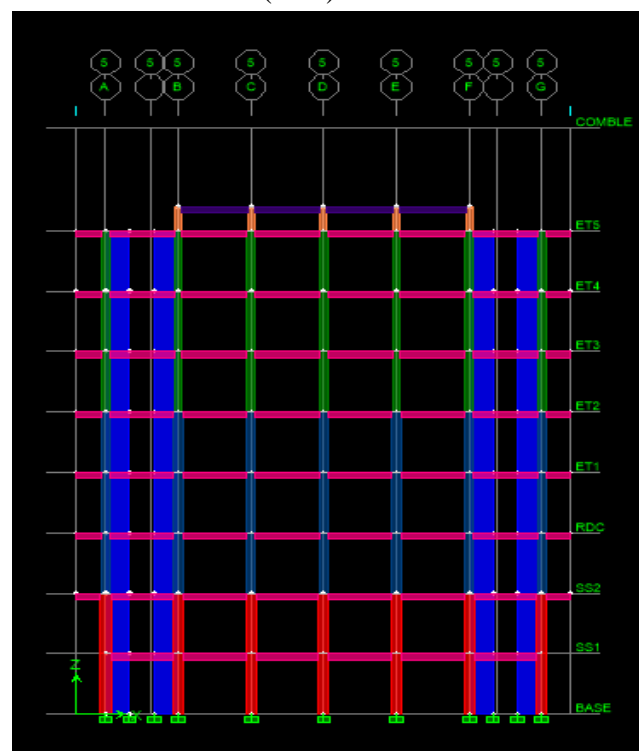
L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.



Exemple pour Ex spectra:

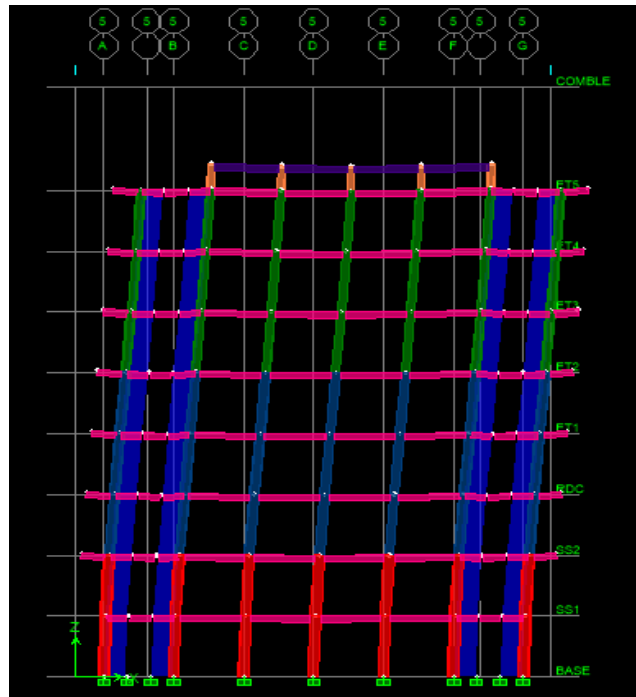
On suit les étapes suivantes:

1- On met le modèle en élévation suivant (X-Z):

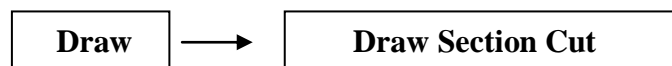


Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

2- On choisit d'abord la combinaison en cliquant sur:



3- après avoir met la structure en élévation on coupe à la base avec:



4- Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line

	X	Y	Z
Start Point	-4,2463	15,	1,8685
End Point	23,0683	15,	1,797

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	9,411	15,	1,8328	0,

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	515,6681	0,2005	3,5089	515,6681	0,2005	3,5089
Moment	0,1668	10761,3723	28,6895	0,1668	10761,3723	28,6895

Close Refresh

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

5- Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-1**)

C'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

6- Puis on décoche les cases **columns, floors, beams, braces, ramps** et on clique sur

Refresh

Comme indiqué sur l'image suivante:

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line

Start Point X: -4.2463 Y: 15 Z: 1.8685

End Point X: 23.0683 Y: 15 Z: 1.797

Resultant Force Location and Angle

X: 9.411 Y: 15 Z: 1.8328 Angle: 0

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	468,2982	2,074E-03	1,1852	468,2982	2,074E-03	1,1852
Moment	4,106E-03	6679,2189	3,9565	4,106E-03	6679,2189	3,9565

Close Refresh

7- Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles

De même pour le sens transversal on met d'abord le model en élévation suivant (**Y-Z**), il suffit de changer la combinaison **Ex** par **Ey** et relever les valeurs sur la case (**Force-2**).

Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison **ELU** puis on relève les valeurs sur la case (**Force-Z**).

Tableau Récapitulatif des résultats:

Tableau V.2: Justification du système de contreventement

	Forces reprises par les voiles et poteaux		Forces reprises par les voiles uniquement	
Unités	(KN)	(%)	(KN)	(%)
Sens Ex	0515.6681	100	00468.2982	91
Sens Ey	1883.2353	100	01777.1774	94
ELU	46170.3300	100	17657.1702	39

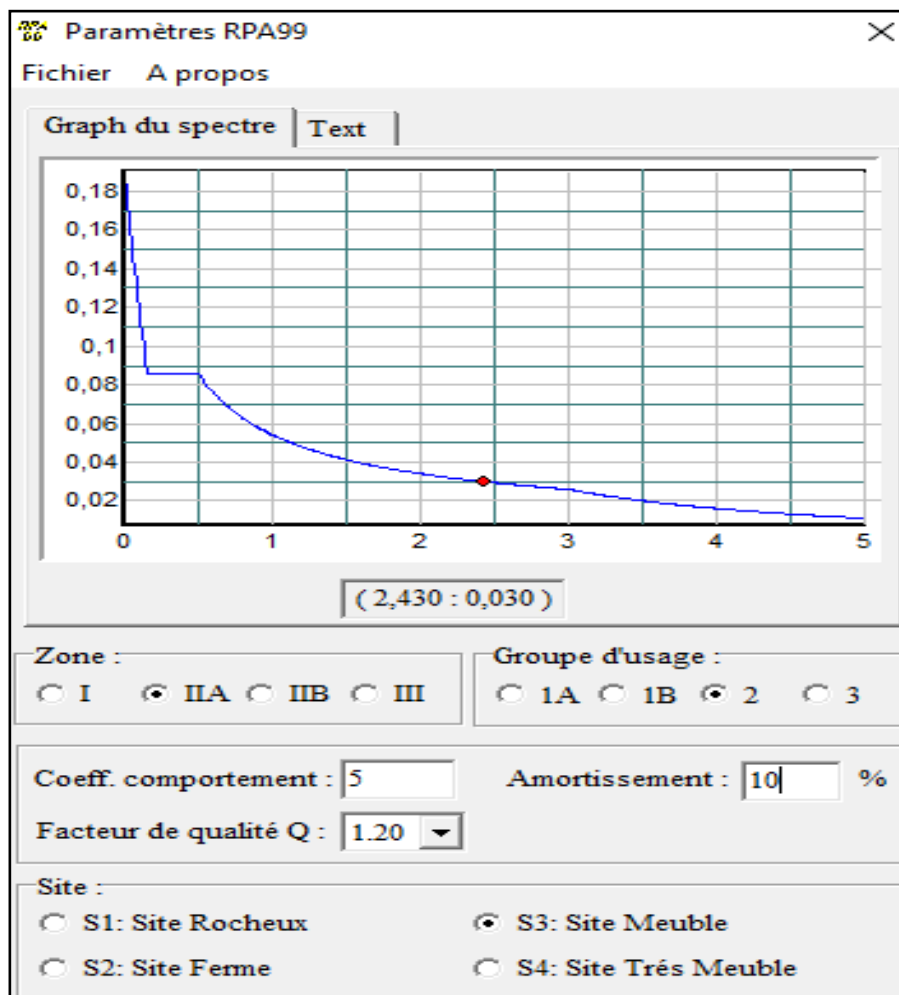
Tableau V-2: Justification du système de contreventement

Méthode de calcul: $\frac{\text{forces reprises par les voiles uniquement}}{\text{forces reprises par les voiles et poteaux}} \times 100$

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles $\geq 20\%$.

D'après l'Art 3.4.A du RPA 99/2003 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par **des voiles porteurs et les portiques**; dont le coefficient de comportement $R=5$ ce qui nous a amène à garder le spectre et l'introduire dans ETABS.



Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

➤ **Vérification de l'effort tranchant à la base:..... (Art 4.2.3 RPA99/2003)**

La résultante des forces sismiques à la base **Vt** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.....(**Art 4.2.3 RPA99/2003**)

Si **Vt < 0.80 V** il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **0.8V/Vt**.

• **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente:**

$$V_{RPA} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t \dots\dots\dots \text{Formule 4.1 du RPA99/2003}$$

Avec:

A: coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres : la zone sismique et le groupe d'usage.

D : facteur d'amplification dynamique moyen

W : Le poids total de la structure déterminé par l'ETABS 9.6.0

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité

• **Calcul des paramètres A, D, Q, et R:**

➤ **Calcul de A:**

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique IIa} \end{array} \right. \longrightarrow A = 0,15 \dots\dots\dots (\text{Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99})$$

➤ **Calcul de R:**

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement **R =3,5** (contreventement par voiles porteurs).

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

➤ Calcul de D:

D: facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2 de RPA99/2003), il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \longrightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & \longrightarrow T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & \longrightarrow T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec:

$$T = T_{ETABS} = 0.6994s$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site

Dans notre cas: Site3 selon **tableau 4.7 du RPA 99/2003** la valeur de T_2 est:

$$T_2(S_3) = 0.5s$$

$$\text{Donc : } D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \longrightarrow T_2=0.5s < T=0.669s < 3.0s$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

$\xi\%$: Pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le **tableau 4.2 RPA 99/2003** présenté ci-après:

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons:

$$\text{Donc : } \xi = 10\%$$

$$\text{D'où : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.76 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Alors : } D = 2.5 (0.76) (0.5/0.6994)^{2/3} = 1.52$$

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

➤ Calcul de Q:

Le facteur de qualité de la structure est en fonction:

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation

La valeur de **Q** est déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^n p_q$

p_q: la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (**q**) est satisfait ou non.

Redondance en plan:

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voile 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**

Suivant **x-x** : **Condition non vérifiée. P_x = 0.05**

Suivant **y-y** : **Condition non vérifiée. P_y = 0.05**

Régularité en plan:

Condition de symétrie:

Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux Directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.....Condition non vérifiée.

Donc: **La régularité en plan non vérifiée p_q= 0.05**

Condition de régularité en élévation:

La continuité du système de contreventement:

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge transmette par directement à la fondation:

Le bâtiment est contreventé par voiles porteurs, continue de bas vers le haut et de même nature..... Condition non vérifiée.

Donc: **La continuité du système de contreventement non vérifiée p_q= 0.05**

La vérification des masses et rigidités:

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent Progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet bâtiment.....Condition non vérifiée.

Donc: **La vérification des masses et rigidités non vérifiée p_q= 0.05**

Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

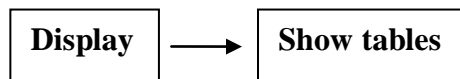
Pénalité P_q		
Critère	Observé	Non observé
Régularité en plan	/	0.05
Régularité en élévation	/	0.05
Conditions minimales sur les fils de contreventement	/	0.05
Redondance en plan	/	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	/
suivi de chantier	0	/

Tableau V-3: Valeurs de pénalités P_q

Donc: $Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 = 1.20$

Calcul du poids total de la structure W_t :

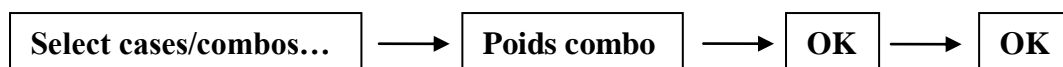
On suit les étapes suivantes pour afficher les résultats dans ETABS:



Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes:



Puis on définit la combinaison poids en cliquant sur:



On lis La valeur de P a la basse (bottom)

Du logiciel ETABS:

$P = W_t = 29956.18 \text{ KN}$

Story	Load	Loc	P
COMBLE	POIDS	Top	0,00
COMBLE	POIDS	Bottom	867,77
ET5	POIDS	Top	2924,35
ET5	POIDS	Bottom	3646,20
ET4	POIDS	Top	6003,47
ET4	POIDS	Bottom	6762,81
ET3	POIDS	Top	9661,45
ET3	POIDS	Bottom	10615,48
ET2	POIDS	Top	13436,03
ET2	POIDS	Bottom	14490,47
ET1	POIDS	Top	17311,01
ET1	POIDS	Bottom	18365,45
RDC	POIDS	Top	21186,00
RDC	POIDS	Bottom	22240,44
SS2	POIDS	Top	25022,77
SS2	POIDS	Bottom	26191,00
SS1	POIDS	Top	28837,17
SS1	POIDS	Bottom	29956,18

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

Tableau récapitulatif des résultats:

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération A	0.15
Facteur d'amplification dynamique D	1.52
Facteur de qualité Q	1.20
Coefficient de comportement R	3.50
Le poids total de la structure W _t (KN)	29956.18

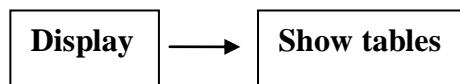
Calcul de V_{RPA}:

$$V_{RPA} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 1.52 \times 1.20}{3.5} \times 29956.18$$

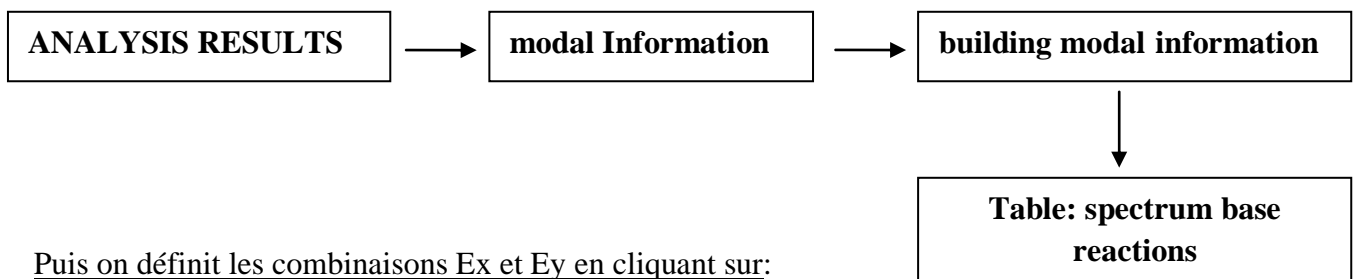
$$V_{RPA} = 2341.72 \text{ KN}$$

- Détermination de l'effort tranchant a la base par ETABS:

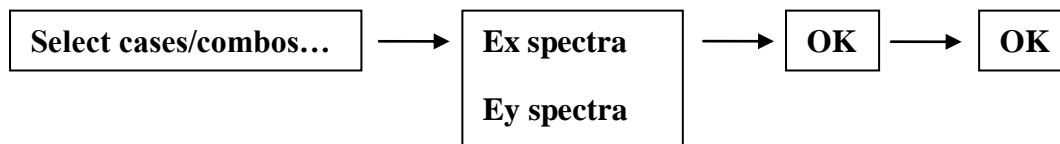
Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes:

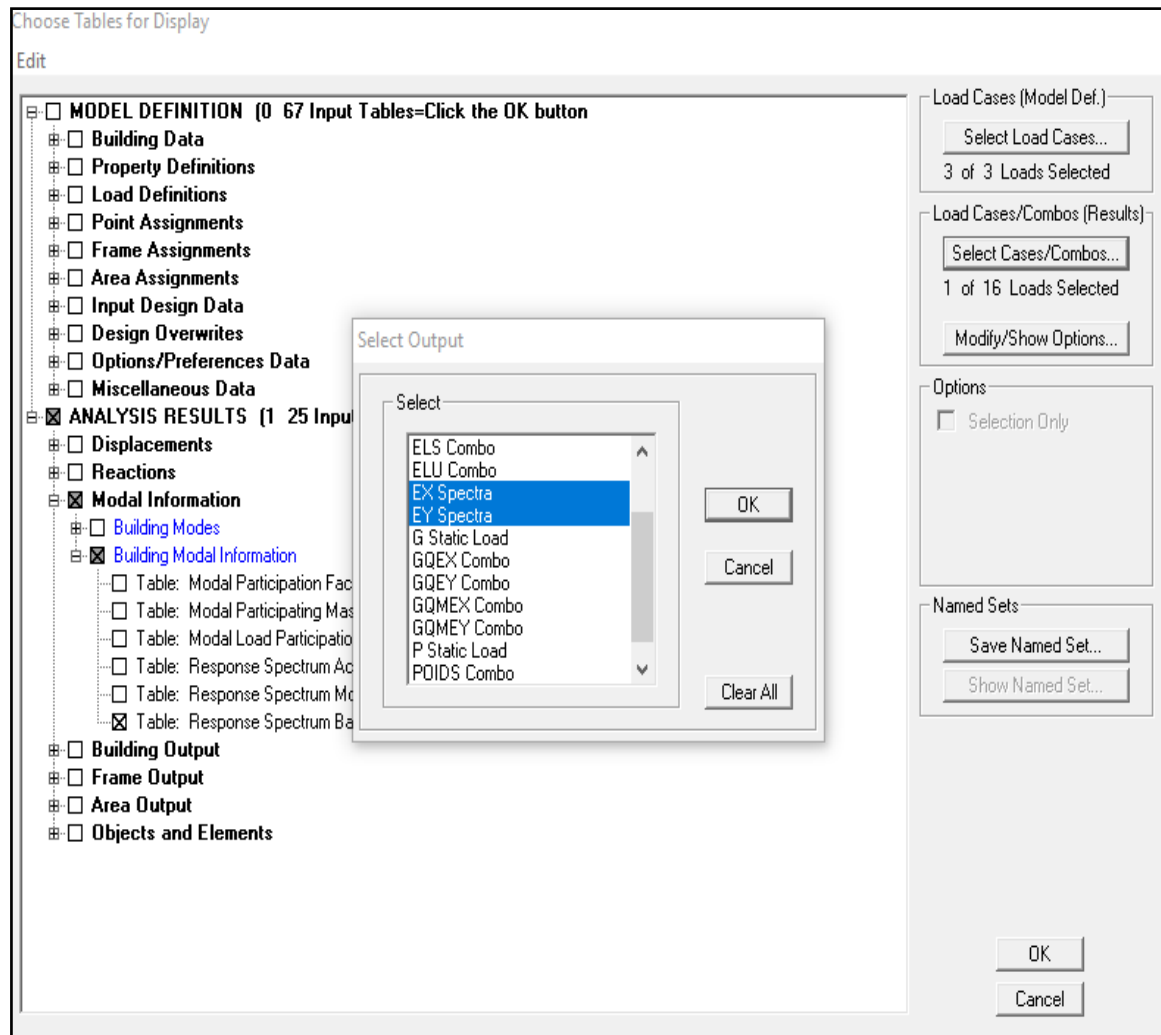


Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes:



Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur:





Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que:

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
COMBLE	EX	Top	0,00	80,84	0,07	771,439	0,000	0,000
COMBLE	EX	Bottom	0,00	80,84	0,07	771,439	0,390	421,183
COMBLE	EY	Top	0,00	0,15	95,52	960,905	0,000	0,000
COMBLE	EY	Bottom	0,00	0,15	95,52	960,905	497,679	0,777
ET5	EX	Top	0,00	540,74	0,32	5751,459	0,390	421,183
ET5	EX	Bottom	0,00	544,61	0,36	5787,388	1,160	1952,665
ET5	EY	Top	0,00	0,66	702,75	7176,053	497,679	0,777
ET5	EY	Bottom	0,00	0,66	707,47	7204,849	2602,733	2,293
ET4	EX	Top	0,00	908,81	0,57	9467,393	1,160	1952,665
ET4	EX	Bottom	0,00	911,52	0,64	9492,784	2,931	4694,070
ET4	EY	Top	0,00	0,74	1159,01	11848,755	2602,733	2,293
ET4	EY	Bottom	0,00	0,74	1162,24	11868,521	6105,022	4,254
ET3	EX	Top	0,00	1263,91	0,88	12629,882	2,931	4694,070
ET3	EX	Bottom	0,00	1266,28	0,95	12651,817	5,585	8474,182
ET3	EY	Top	0,00	0,36	1571,96	16166,912	6105,022	4,254
ET3	EY	Bottom	0,00	0,36	1574,61	16183,051	10767,072	4,555
ET2	EX	Top	0,00	1555,20	1,14	15276,542	5,585	8474,182
ET2	EX	Bottom	0,00	1557,02	1,19	15293,296	9,038	13099,014
ET2	EY	Top	0,00	0,65	1916,59	19794,539	10767,072	4,555
ET2	EY	Bottom	0,00	0,65	1918,69	19807,372	16397,086	3,589
ET1	EX	Top	0,00	1787,28	1,32	17435,884	9,038	13099,014
ET1	EX	Bottom	0,00	1788,76	1,36	17449,348	13,041	18385,639
ET1	EY	Top	0,00	1,04	2187,21	22695,660	16397,086	3,589
ET1	EY	Bottom	0,00	1,04	2188,81	22705,440	22795,484	3,102
RDC	EX	Top	0,00	1963,21	1,46	19113,589	13,041	18385,639
RDC	EX	Bottom	0,00	1964,31	1,49	19123,520	17,427	24160,249
RDC	EY	Top	0,00	1,35	2394,89	25003,000	22795,484	3,102
RDC	EY	Bottom	0,00	1,35	2396,13	25010,581	29764,406	5,573
SS2	EX	Top	0,00	2082,33	1,56	20306,937	17,427	24160,249
SS2	EX	Bottom	0,00	2083,09	1,57	20313,414	22,095	30263,197
SS2	EY	Top	0,00	1,55	2546,29	26720,177	29764,406	5,573
SS2	EY	Bottom	0,00	1,55	2547,09	26725,039	37146,822	9,707
SS1	EX	Top	0,00	2141,53	1,67	20874,344	22,095	30263,197
SS1	EX	Bottom	0,00	2141,53	1,67	20874,344	26,987	36551,518
SS1	EY	Top	0,00	1,66	2616,27	27512,991	37146,822	9,707
SS1	EY	Bottom	0,00	1,66	2616,27	27512,991	44783,651	14,439

Comparaison des efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique et La méthode statique équivalente

$$V_{\text{dyn}} = F1 = V_x = 2141.53 \text{ KN}$$

$$V_{\text{dyn}} = F2 = V_y = 2616.26 \text{ KN}$$

Comparaison:

$$V_{\text{statique}} = V_{\text{RPA}} = 2341.72 \text{ KN}$$

$$0,8 V_{\text{RPA}} = 1873.376 \text{ KN}$$

$$V_{\text{dyn}} = 2141.53 \text{ KN} > 80\% V_{\text{RPA}} = 1873.376 \text{ KN}$$

$$V_{\text{dyn}} = 2616.26 \text{ KN} > 80\% V_{\text{RPA}} = 1873.376 \text{ KN}$$

Conclusion :

$$V_{\text{etabs}} > 0.8 V_{\text{MSE}} \dots\dots (\text{Art4.3.6 du RPA99/ 2003}) \text{ est vérifié}$$

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

➤ Vérification des déplacements relatifs..... (Art4.4.3 RPA 99/2003)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon **le paragraphe 4.2.10 du RPA 99/2003** mentionné dans **(Art 5.10 du RPA 99/2003)** , ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k « δ_k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \dots\dots\dots \textbf{(Formule 4-19 du RPA99/2003)}$$

Avec:

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égale à:

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1} \dots\dots\dots \textbf{(Formule 4-20 du RPA99/2003)}$$

Soit:

δ_{kx} : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

δ_{ky} : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$\Delta_{Kx} = \delta_{Kx} - \delta_{Kx-1}$: déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-i)

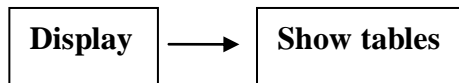
$\Delta_{Ky} = \delta_{Ky} - \delta_{Ky-1}$: déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-i)

h_e : hauteur de l'étage considéré.

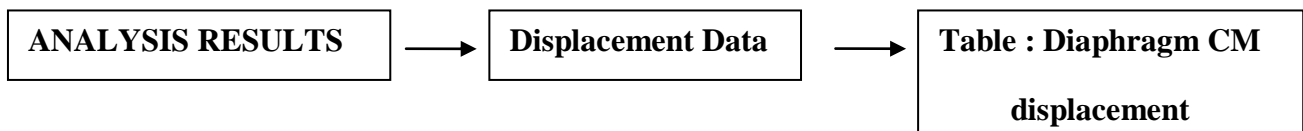
Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs par le logiciel **ETABS**, on suit les étapes suivantes:

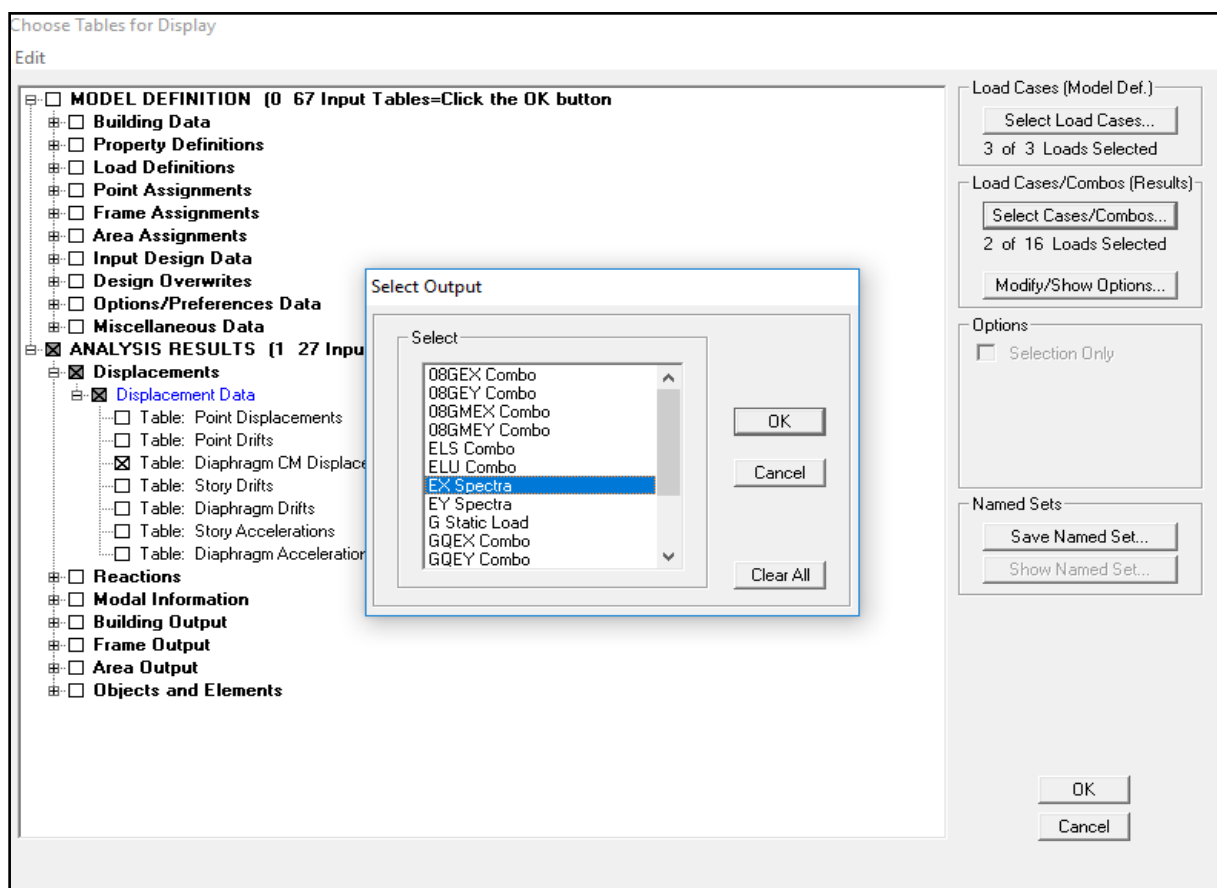
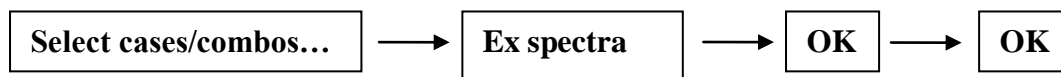
➤ Sens longitudinal:



Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes:



Puis on définit la combinaisons Ex en cliquant sur:



Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

➤ Sens transversal:

Les mêmes étapes pour le sens transversal sauf qu'au lieu de sélectionner la combinaison E_x on doit sélectionner E_y

Les résultats s'afficheront comme suit:

Diaphragm CM Displacements

Edit View

	Story	Diaphragm	Load	UX
▶	COMBLE	D9	EX	0,0227
	ET5	D8	EX	0,0173
	ET4	D7	EX	0,0150
	ET3	D6	EX	0,0125
	ET2	D5	EX	0,0100
	ET1	D4	EX	0,0074
	RDC	D3	EX	0,0049
	SS2	D2	EX	0,0026
	SS1	D1	EX	0,0008

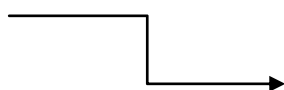
Diaphragm CM Displacements

Edit View

	Story	Diaphragm	Load	UY
▶	COMBLE	D9	EY	0,0083
	ET5	D8	EY	0,0081
	ET4	D7	EY	0,0068
	ET3	D6	EY	0,0054
	ET2	D5	EY	0,0042
	ET1	D4	EY	0,0030
	RDC	D3	EY	0,0019
	SS2	D2	EY	0,0010
	SS1	D1	EY	0,0003

Story	Diaphragme	δ_{kx} [m]	Δ_{Kx}	δ_{ky} [m]	Δ_{Ky}	1% he	vérification
Comble	D9	0.0227	0.0054	0.0083	0.0002	0.0306	Condition vérifiée
ET5	D8	0.0173	0.0023	0.0081	0.0013	0.0306	Condition vérifiée
ET4	D7	0.0150	0.0025	0.0068	0.0014	0.0306	Condition vérifiée
ET3	D6	0.0125	0.0025	0.0054	0.0012	0.0306	Condition vérifiée
ET2	D5	0.0100	0.0026	0.0042	0.0012	0.0306	Condition vérifiée
ET1	D4	0.0074	0.0025	0.0030	0.0011	0.0306	Condition vérifiée
RDC	D3	0.0049	0.0023	0.0019	0.0009	0.0306	Condition vérifiée
SS2	D2	0.0026	0.0018	0.0010	0.0007	0.0306	Condition vérifiée
SS1	D1	0.0008	0.0008	0.0003	0.0003	0.0306	Condition vérifiée

**TableauV-4: Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens
Sous les actions E_x et E_y**



Méthode de calcul: $\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{kx-1} \leq 1\%he$

$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{ky-1} \leq 1\%he$

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

➤ Vérification du déplacement maximal de la structure:

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{\max} \leq f_{\text{adm}} = \frac{h_t}{500} \quad (\text{ART B.6.5, 3 BAEL91/99})$$

Avec : f : la flèche admissible.

h_t : la hauteur totale du bâtiment.

$$f_{\text{adm}} = \frac{29.69}{500} = 0.05938\text{m}$$

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible.

➤ Sens longitudinal:

On suit le cheminement suivant:



La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image:

Puis, on clique sur

Display

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée dans:

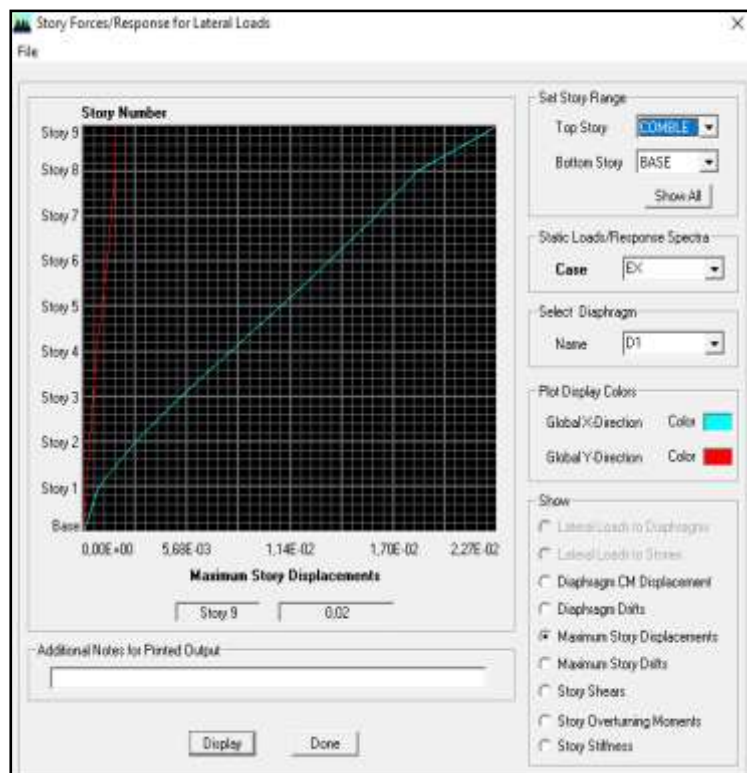
Maximum story displacements

Donc:

Déplacement maximal suivant (X-X):

$$\delta_{\max} = 0.02 \text{ m} < f_{\text{adm}} = 0.05938\text{m}$$

➤ Condition vérifiée



Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

Sens transversal:

De même, on remplace la direction **Ex** par **Ey**, et on relève la valeur du déplacement

Donc:

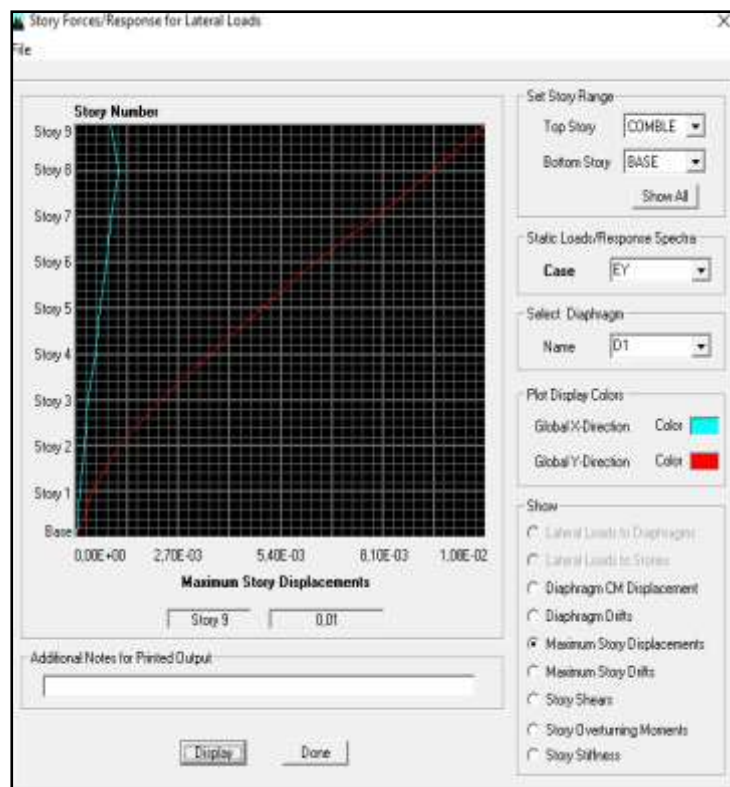
Déplacement maximal suivant
(Y-Y) :

$$\delta_{\max} = 0.01 \text{ m} < f_{\text{adm}} = 0.05938 \text{ m}$$

Condition vérifiée

Conclusion:

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.



➤ Vérification de l'effet P-Delta:.....(Art 5.9 RPA99/2003)

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (**P**) et au déplacement « delta » (Δ).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de:

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet **P-Delta** est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta:

- **Le grand effet P-U** : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P- δ** : Considéré au niveau des éléments de la structure.

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

Le règlement **RPA99/2003** préconise que les effets **P-Delta** peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux de la structure:

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{v_k \times h_k} \leq 0.1$$

Tel que:

Si $\theta_k < 0.10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

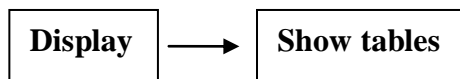
Avec: P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau (K).

V_K : effort tranchant d'étage au niveau (K).

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau (K-1).

h_K : hauteur de l'étage (K).

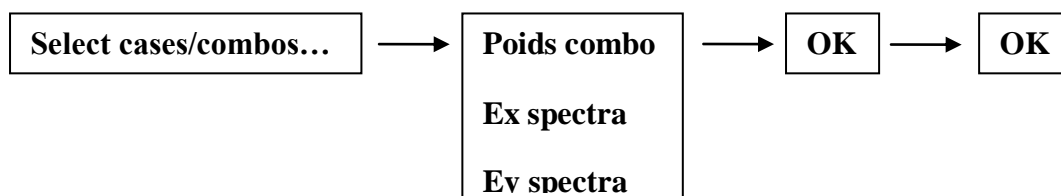
Pour déterminer de P_K et V_K par le logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes:



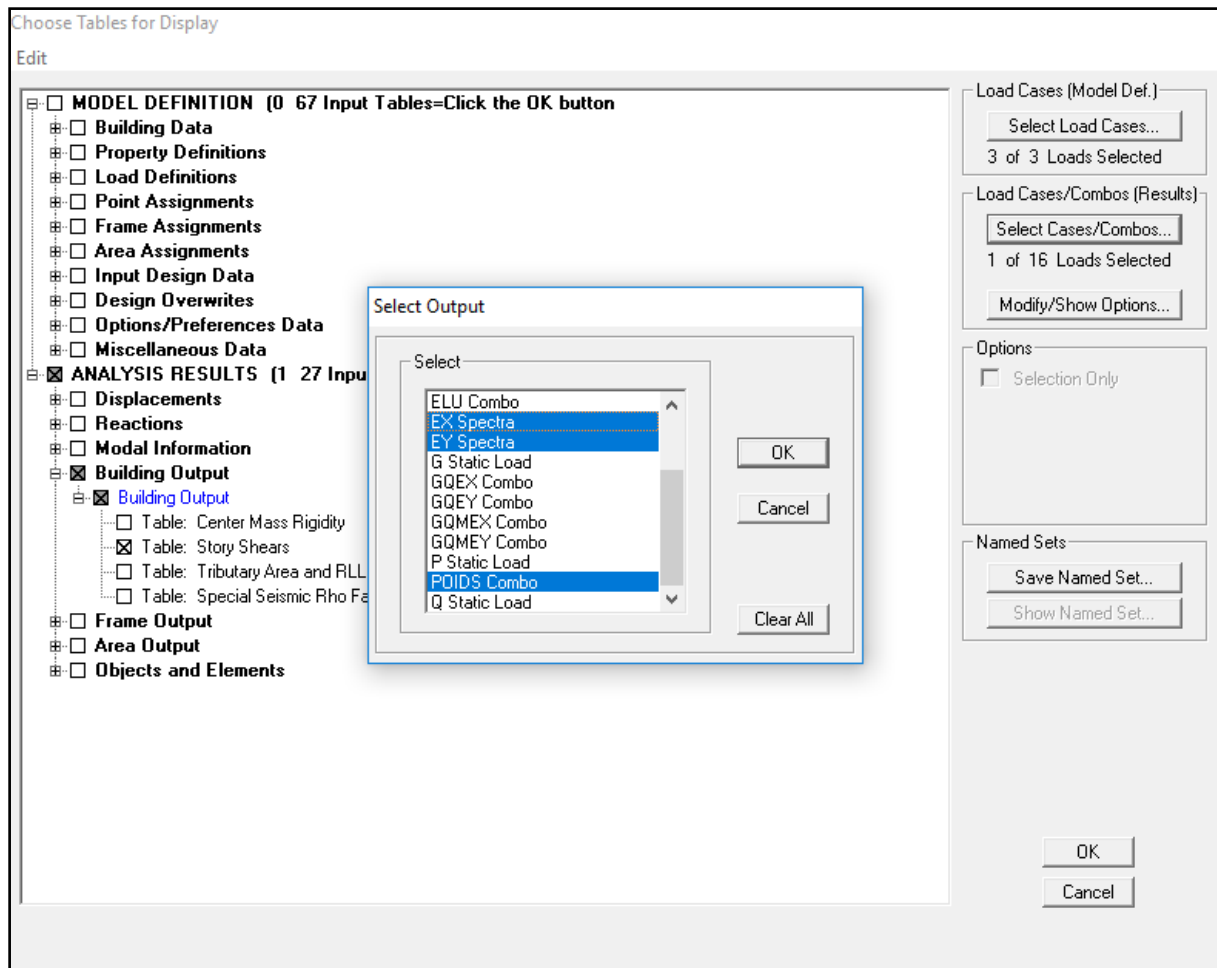
Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes:



Puis on définit les combinaisons suivantes en cliquant sur:



Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA



Les résultats s'afficheront comme suit:

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	COMBLE	EX	Top	0,00	80,84	0,07	771,439	0,000	0,000
	COMBLE	EX	Bottom	0,00	80,84	0,07	771,439	0,390	421,18
	COMBLE	EY	Top	0,00	0,15	95,52	960,905	0,000	0,000
	COMBLE	EY	Bottom	0,00	0,15	95,52	960,905	497,679	0,771
	COMBLE	POIDS	Top	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	COMBLE	POIDS	Bottom	867,77	0,00	0,00	0,000	8634,066	-7940,0
	ET5	EX	Top	0,00	540,74	0,32	5751,459	0,390	421,18
	ET5	EX	Bottom	0,00	544,61	0,36	5787,388	1,160	1952,6
	ET5	EY	Top	0,00	0,66	702,75	7176,053	497,679	0,771
	ET5	EY	Bottom	0,00	0,66	707,47	7204,849	2602,733	2,293
	ET5	POIDS	Top	2924,35	0,00	0,00	0,000	29012,871	-26826,1
	ET5	POIDS	Bottom	3646,20	0,00	0,00	0,000	36045,263	-33281,1
	ET4	EX	Top	0,00	908,81	0,57	9467,393	1,160	1952,6
	ET4	EX	Bottom	0,00	911,52	0,64	9492,784	2,931	4694,0
	ET4	EY	Top	0,00	0,74	1159,01	11848,755	2602,733	2,293
	ET4	EY	Bottom	0,00	0,74	1162,24	11868,521	6105,022	4,254
	ET4	POIDS	Top	6003,47	0,00	0,00	0,000	57116,024	-54920,1
	ET4	POIDS	Bottom	6762,81	0,00	0,00	0,000	64148,416	61718,1

OK

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

	A	B	C	D	E
1	Story	Load	Loc	P	
2	COMBLE	POIDS	Bottom	867,77	867,77
3	ET5	POIDS	Bottom	3646,2	2778,43
4	ET4	POIDS	Bottom	6762,81	3116,61
5	ET3	POIDS	Bottom	10615,48	3852,67
6	ET2	POIDS	Bottom	14490,47	3874,99
7	ET1	POIDS	Bottom	18365,45	3874,98
8	RDC	POIDS	Bottom	22240,44	3874,99
9	SS2	POIDS	Bottom	26191	3950,56
10	SS1	POIDS	Bottom	29956,18	3765,18

Méthode de calcul:

$$P_K = P_{K-1}(\text{bottom}) - P_K(\text{bottom})$$

Avec : $P_{K-1}(\text{bottom})$ et $P_K(\text{bottom})$ c'est les valeurs afficher dans tableau donné par logiciel ETABS

V_{Kx} et V_{Ky} lire leurs valeurs directement dans le tableau donné par logiciel ETABS (bottom)

Δ_{Kx} et Δ_{Ky} : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau (K-1) déjà calculés

L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (X-X) et (Y-Y) est résumé dans les tableaux ci-après:

➤ Sens longitudinal:

Story	P_K	Δ_{Kx}	V_{Kx}	h_K	θ
Comble	0867.77	0.0054	0080.84	3.06	0.01800
ET5	2778.43	0.0023	0544.61	3.06	0.00383
ET4	3116.61	0.0025	0911.52	3.06	0.00279
ET3	3852.67	0.0025	1266.28	3.06	0.00248
ET2	3874.99	0.0026	1557.02	3.06	0.00211
ET1	3874.98	0.0025	1788.76	3.06	0.00176
RDC	3874.99	0.0023	1964.31	3.06	0.00148
SS2	3950.56	0.0018	2083.09	3.06	0.00115
SS1	3765.18	0.0008	2141.53	3.06	0.00459

Tableau V-5 : L'évaluation de cet effet 2^{ème} ordre suivant le sens X-X

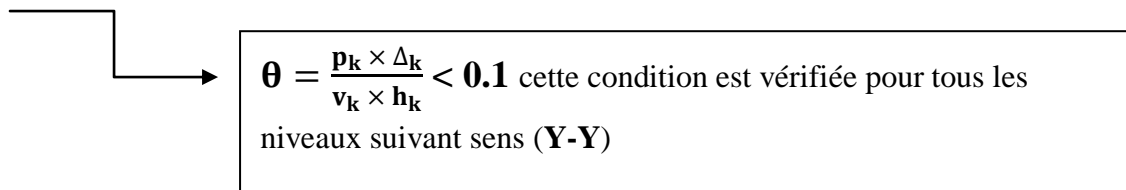
$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{v_k \times h_k} < 0.1 \text{ cette condition est vérifiée pour tous les niveaux suivant sens (X-X)}$$

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

➤ Sens transversal:

Story	P _K	Δ _{Kv}	V _{Kv}	h _K	θ
Comble	0867.77	0.0002	0095.52	3.06	0.00059
ET5	2778.43	0.0013	0707.47	3.06	0.00166
ET4	3116.61	0.0014	1162.24	3.06	0.00122
ET3	3852.67	0.0012	1574.61	3.06	0.00095
ET2	3874.99	0.0012	1918.69	3.06	0.00079
ET1	3874.98	0.0011	2188.81	3.06	0.00063
RDC	3874.99	0.0009	2396.13	3.06	0.00047
SS2	3950.56	0.0007	2547.09	3.06	0.00035
SS1	3765.18	0.0003	2616.27	3.06	0.00014

Tableau V-6 : L'évaluation de cet effet 2ème ordre suivant le sens Y-Y



➤ Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux:..(Art7.4.3.1 RPA99/2003)

On doit vérifier la condition suivante:

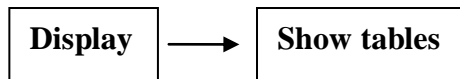
$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{Avec: } N_d: \text{Effort normal sismique}$$

B_c : Section transversale du poteau considéré

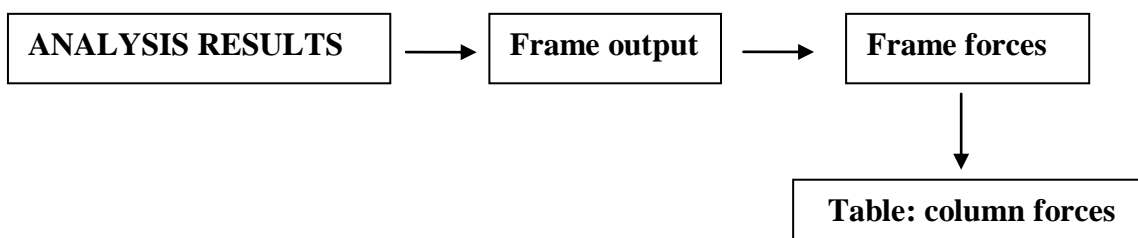
$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant réduit dans les poteaux par le logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes:

On sélectionne les poteaux selon leurs sections

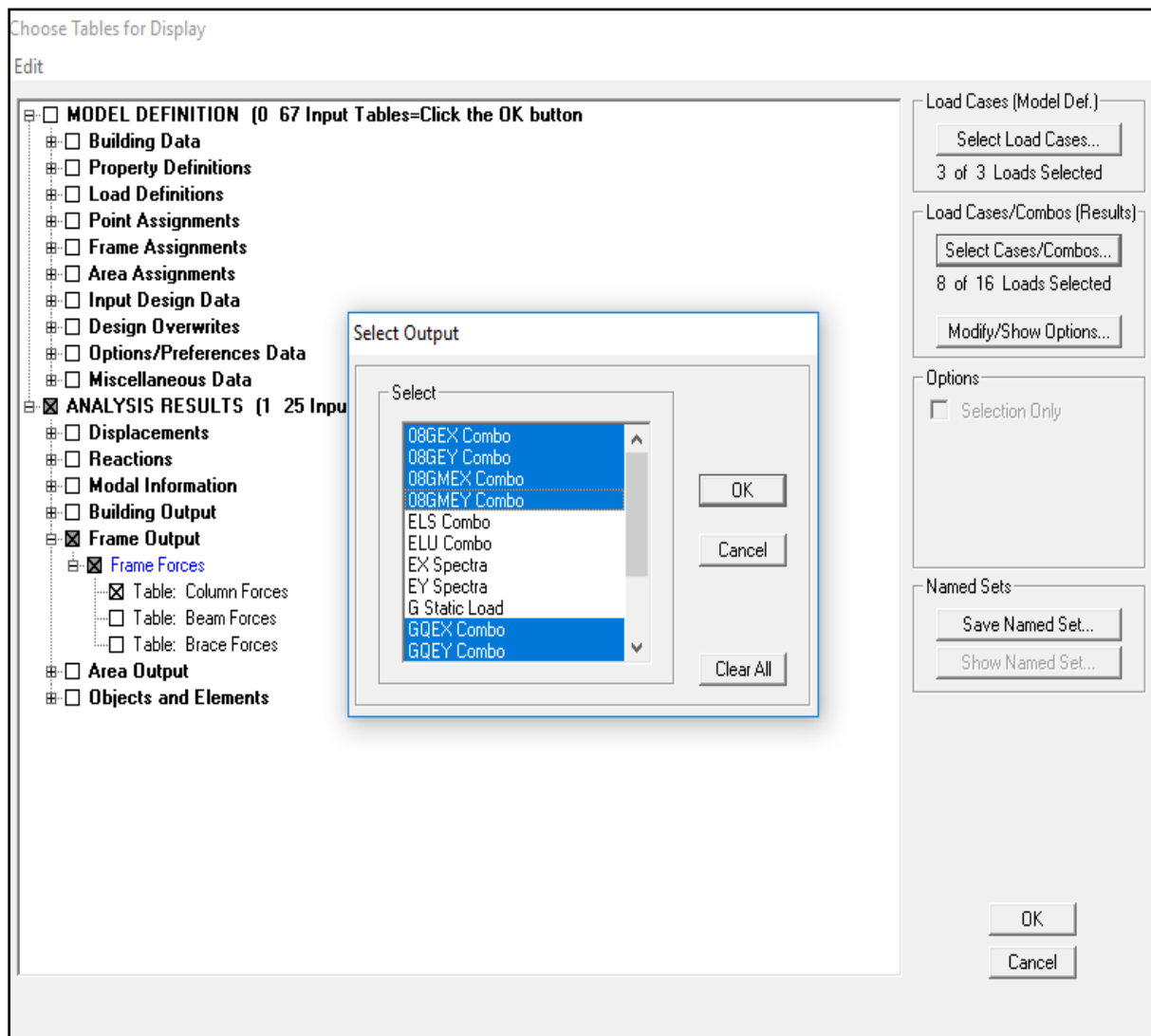
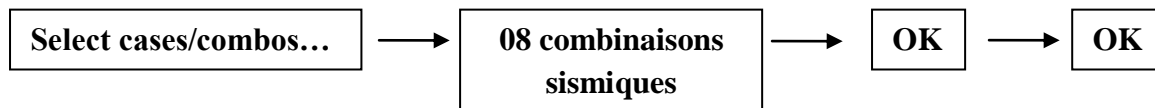


Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes:



Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

Puis on définit les 08 combinaisons sismiques en cliquant sur:



Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

Les résultats s'afficheront comme suit:

Column Forces

Edit View

Column Forces

	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
	SS2	C1	GQEX MAX	0,000	-23,29	4,25	1,31	0,419	2,673
	SS2	C1	GQEX MAX	1,355	-16,43	4,25	1,31	0,419	1,051
	SS2	C1	GQEX MAX	2,710	-9,58	4,25	1,31	0,419	0,493
	SS2	C1	GQEX MIN	0,000	-617,38	-4,18	-0,46	-0,421	-0,991
	SS2	C1	GQEX MIN	1,355	-610,52	-4,18	-0,46	-0,421	-0,531
	SS2	C1	GQEX MIN	2,710	-603,66	-4,18	-0,46	-0,421	-1,131
	SS2	C1	GQMEX MAX	0,000	-23,29	4,25	1,31	0,419	2,673
	SS2	C1	GQMEX MAX	1,355	-16,43	4,25	1,31	0,419	1,051
	SS2	C1	GQMEX MAX	2,710	-9,58	4,25	1,31	0,419	0,493
	SS2	C1	GQMEX MIN	0,000	-617,38	-4,18	-0,46	-0,421	-0,991
	SS2	C1	GQMEX MIN	1,355	-610,52	-4,18	-0,46	-0,421	-0,531
	SS2	C1	GQMEX MIN	2,710	-603,66	-4,18	-0,46	-0,421	-1,131
	SS2	C1	GQEY MAX	0,000	135,57	1,73	4,70	0,287	11,091
	SS2	C1	GQEY MAX	1,355	142,43	1,73	4,70	0,287	4,813
	SS2	C1	GQEY MAX	2,710	149,29	1,73	4,70	0,287	1,583
	SS2	C1	GQEY MIN	0,000	-776,24	-1,65	-3,85	-0,289	-9,411
	SS2	C1	GQEY MIN	1,355	-769,38	-1,65	-3,85	-0,289	-4,291
	SS2	C1	GQEY MIN	2,710	-762,52	-1,65	-3,85	-0,289	-2,221

OK

Méthode: On enlève les valeurs de l'effort tranchant réduit minimal et maximal pour chaque section poteau dans la case **P** du tableau affiché par logiciel **ETABS** en utilisant logiciel **Excel** on prend le max en valeur absolue

Nmin

A	B	C	D	E
Story	Column	Load	Loc	P
SS1	C6	GQEX MIN	0	-1173,9
SS1	C6	GQMEX MIN	0	-1173,9
SS1	C2	GQEX MIN	0	-1170,16
SS1	C2	GQMEX MIN	0	-1170,16
SS1	C6	GQEX MIN	1,355	-1167,04
SS1	C6	GQMEX MIN	1,355	-1167,04
SS1	C2	GQEX MIN	1,355	-1163,3
SS1	C2	GQMEX MIN	1,355	-1163,3
SS1	C6	GQEX MIN	2,71	-1160,18
SS1	C6	GQMEX MIN	2,71	-1160,18

Nmax

A	B	C	D	E
Story	Column	Load	Loc	P
SS1	C2	08GEX MAX	2,71	474,17
SS1	C2	08GMEX MA	2,71	474,17
SS1	C6	08GEX MAX	2,71	472,07
SS1	C6	08GMEX MA	2,71	472,07
SS1	C2	08GEX MAX	1,355	468,68
SS1	C2	08GMEX MA	1,355	468,68
SS1	C6	08GEX MAX	1,355	466,58
SS1	C6	08GMEX MA	1,355	466,58
SS1	C2	08GEX MAX	0	463,19
SS1	C2	08GMEX MA	0	463,19
SS1	C6	08GEX MAX	0	461,09
SS1	C6	08GMEX MA	0	461,09

Chapitre V modélisation et vérifications des exigences de l' RPA

Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau suivant:

Section	Effort normal réduit donné par logiciel ETABS (kN)	Calcul effort normal réduit (kN)	Vérifications
Pot 45x45	Nmin = -1173.9 Nmax = 474.17 Nd = 1173.9	$V = \frac{1173.9 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25}$ $V = 0.23 \leq 0.3$	Condition vérifiée
Pot 40x40	Nmin = -790.27 Nmax = 203.69 Nd = 790.27	$V = \frac{790.27 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25}$ $V = 0.20 \leq 0.3$	Condition vérifiée
Pot 35x35	Nmin = -399.21 Nmax = 23.83 Nd = 399.21	$V = \frac{399.21 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25}$ $V = 0.13 \leq 0.3$	Condition vérifiée
Pot 30x30	Nmin = -80.81 Nmax = 29.98 Nd = 80.81	$V = \frac{80.81 \times 10^3}{300 \times 300 \times 25}$ $V = 0.036 \leq 0.3$	Condition vérifiée

Tableau V-7 : La vérification des sections des poteaux

Conclusion:

D'après les résultats obtenus ci- dessus on peut conclure que:

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effet P-Delta est vérifié
- L'effort normal réduit dans les poteaux

La modélisation de la structure avec **ETABS** présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailleur les différents éléments structuraux.

Chapitre VI:

Ferraillage des

éléments structuraux

VI-1) Ferraillage des poteaux:

VI-1-1) Introduction:

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des Charges apportées par les poutres aux fondations.

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU.

Qui sont l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier les cas suivants:

- **Section partiellement comprimée (SPC).**
- **Section entièrement comprimée (SEC).**
- **Section entièrement tendue (SET).**

Ce dernier s'effectuera à partir des logiciels de calcul automatiques au lieu des méthodes manuelles qui sont très lentes et moins précises.

Et à partir du logiciel de calcul **ETABS** utilisé durant la modélisation on extrait les efforts normaux et les moments fléchissant.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations:

- Effort normal maximal (N_{max}) et le moment correspondant (M_{corr}).
- Effort normal minimal (N_{min}) et le moment correspondant (M_{corr}).
- Moment fléchissant maximal (M_{max}) et l'effort normal correspondant (N_{corr}).

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	Béton			Acier			
	γ_b	f_{c28} (MPa)	F_{bu} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)	θ
Situation Durable	1.50	25	14.20	1.15	400	348	1
Situation Accidentelle	1,15	25	21.74	1.00	400	400	0.85

Tableau VI.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

En considérant les combinaisons de calcul suivantes:

Selon BAEL99		Selon RPA99/2003	
ELU	$1.35 G + 1.5 Q$	RPA99/ 2003	$G + Q \pm E$
ELS	$G + Q$	RPA99/ 2003	$0.8 G \pm E$

VI-1-2) Recommandations de l’RPA99/2003:

VI-1-2-1) Armatures longitudinales.....(Art.7.5.2.2 R.P.A99/2003)

a- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochets, Le diamètre minimal est de **12 mm**,

b-La longueur minimale de recouvrement est **de $40f = L_R = 40 \phi_{Lmin}$** (zone IIa),

c-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.

d-Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés Symétriquement

e-Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l’extérieur des zones nodales (zones critiques).

f- Les pourcentages d’armatures recommandées par rapport à la section du béton sont:

Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.

Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Comme indiqué dans le tableau suivant:

Section des Poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal d’armatures (en zone II)	Pourcentage maximal d’armatures (en zone II)	
	$A_{min} = 0,8\% b.h$ (cm ²)	Zone de recouvrement $A_{max} = 6\% b. h$ (cm ²)	Zone courante $A_{max} = 4\% b. h$ (cm ²)
Zone I (45x45)	16.2	121.5	81
zone II (40x40)	12.8	96.00	64
Zone III (35x35)	09.8	73.50	49
Zone IV (30x30)	07.2	54.00	36

Tableau VI.2 : Récapitulatif des sections d’acier recommandées par RPA.

1- Calcul des armatures longitudinales à l'ELU:

- Les efforts internes dans les poteaux:

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons:

Conventions de signe dans logiciel l'ETABS:

$N < 0$: compression

$N > 0$: traction

Zone	Section	Sollicitation	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)
Zone I	(45X45)	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU	-1248.02	04.007
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	0,8GEx	451.55	11.097
		$M^{\max} - N^{\text{corres}}$	GQEx	-0874.37	-51.667
Zone II	(40X40)	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU	-0924.57	-00.495
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	0,8GEx	184.42	01.831
		$M^{\max} - N^{\text{corres}}$	GQEx	-0408.22	-55.473
Zone III	(35X35)	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU	-0481.22	-00.965
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	0,8GEy	23.95	00.271
		$M^{\max} - N^{\text{corres}}$	GQEx	-0087.59	-48.313
Zone IV	(30X30)	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	GQEy	-0086.17	18.436
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	GQEy	0023.40	01.170
		$M^{\max} - N^{\text{corres}}$	ELU	-0080.01	29.594

Tableau VI.3 : Efforts internes dans les poteaux dans le sens le plus défavorable

2- Etapes de calcul en flexion composée:

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de

Gravité de la section de $e = \frac{M_u}{N_u}$

Exposé de la méthode de calcul:

Pour la Détermination des armatures longitudinales 2 cas peuvent représenter:

- Section partiellement comprimée (SPC):

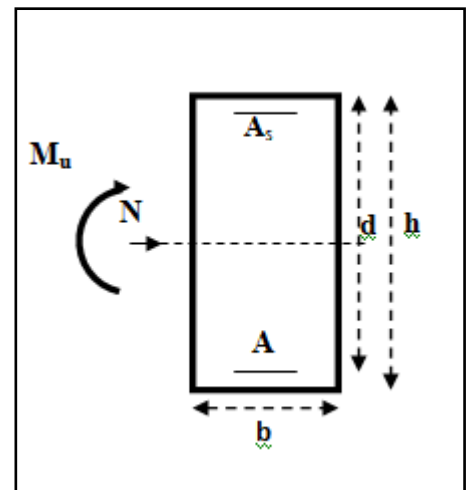
a- Calcul de centre de pression: $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est dite partiellement comprimée

Si Le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression)

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$



Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, (l'effort Normale est un effort de compression)

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante:

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0,337h - 0,81c)bf_{bc}$$

Avec: M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$F_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \quad \gamma_b = 1,5 \text{ et } \theta = 1 \text{ Pour situation durable}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ et } \theta = 0,85 \text{ Pour situation accidentelle}$$

N_u : Effort de compression.

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

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

1^{er} cas: $\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \longrightarrow$ La section est simplement armée (SSA).

Les armatures fictives:

$$A_{tf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec: } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 MPa$$

$$A_{cf}' = 0 \quad \beta : \text{selon la valeur de } \mu$$

Les armatures réelles:

$$A = A_{tf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_s = A_{cf}' = 0$$

2^{ème} cas: $\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \longrightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

On calcul:

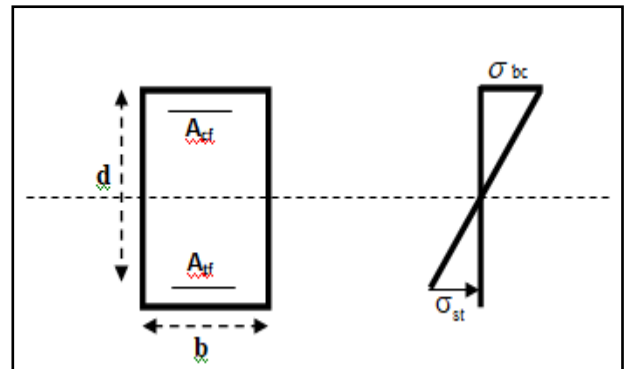
$$M_f =$$

$$N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.



Les armatures fictives:

$$A_{tf} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(\beta - \beta_r) \sigma_s} \quad \text{Avec: } A_{cf}' = \frac{\Delta M}{(\beta - \beta_r) \sigma_s}$$

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

β : selon la valeur de μ

Les armatures réelles:

$$A_{st} = A_{tf} + \frac{N_u}{\sigma_s}$$

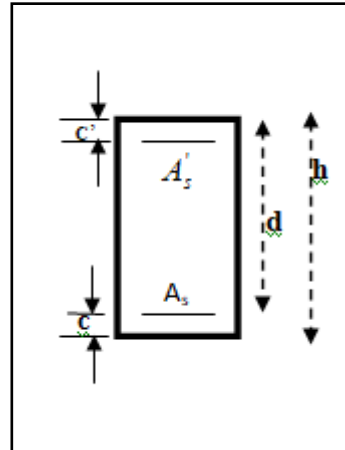
$$A_{sc} = A_{cf}$$

• Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est dite entièrement comprimée si:

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u(d - c') - M_f > (0,337h - 0,81c') b h f_{bc}.$$



Deux cas peuvent se présenter:

1^{er} cas:

Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d:

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A_s' > 0.$$

Les sections d'armatures sont:

$$A_s' = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'.$$

2^{ème} cas:

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d:

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 < N_u (d - c') < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A_s' = 0$$

Les sections d'armatures sont:

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

Avec :
$$\Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

• **Section entièrement tendue:**

La section est dite entièrement tendue:

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, (l'effort Normale est un effort de traction)

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Les sections d'armatures sont:

$$A_{st} = \frac{N_u \times g}{(d - c') \sigma_{st}} \quad \text{Avec: } g = \frac{h}{2} - c - e$$

$$A_{sc} = \frac{N_u}{\sigma_{st}} - A_{st}$$

Remarque:

Si $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_{st}}$

Avec: B: Aire de la section du béton seul

σ_{st} : contrainte de l'acier

Exemple de calcul:

➤ **Pour le poteau (30 x30)**

$N_u = 86.17 \text{ kN}$ est un effort de compression

$M_u = 18.436 \text{ kN.m}$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{18.436}{86.17} = 0.214 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0.30}{2} - 0.03 = 0.12 \text{ m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0.214 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.12 \text{ m}$$

Section partiellement comprimée (SPC)

Il faut calculer

Moment fictif:

$$M_f = N_u \times g = 86.17 \times 0.334 = 29 \text{ KN.m}$$

$$g = e + \frac{h}{2} - c = 0.334 \text{ m}$$

Calcul de μ :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{29 \times 10^6}{300 \times 270^2 \times 21.74} = 0.060$$

$$\mu = 0.060 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{section est simplement armée}$$

$$\beta = 0.969$$

Calcul des armatures:

Les armatures fictives:

$$A_{tf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{29 \times 10^6}{0.969 \times 270 \times 400} = 277 \text{ mm}^2 = 2.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{cf}' = 0$$

Les armatures réelles:

$$A = A_{tf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 2.77 - \frac{86.17 \times 10^2}{4000} = 0.62 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{cf}' = 0$$

Donc: $A_{st} = 0.62 \text{ cm}^2$.

$$A_{sc} = 0$$

Pour le reste des sections on utilise logiciel SOCOTEC

Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC:

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logiciel

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :

Nom du fichier : sans nom

Matériaux

Contrainte béton : f_{cj} MPa Coeff. acier/béton : n

Limite élast. acier : f_e MPa

☒ Calcul aux ELU ☐ Calcul aux ELS

Effort normal : N_u kN Effort .. : N_s kN

Moment fléchissant : M_u kN.m Moment .. : M_s kN.m

Coefficients

durée chargement : θ

sécurité du béton : γ_b

sécurité de l'acier : γ_s

Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

Géométrie

☒ Dessin Géométrie Type ☐ Dessin Géométrie Saisie

Largeur : b m

Hauteur : h m

Pos. cdg armatures sup. : d' m

Pos. cdg armatures inf. : c m

Convention signes

$N > 0$: compression

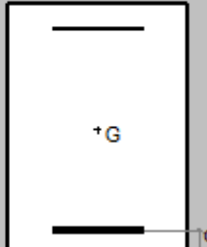
$M > 0$: tend la fibre inférieure

Fissuration

☒ peu préjudiciable ☐ préjudiciable ☐ très préjudiciable

Type d'armature

☐ rond lisse ☒ barre HA ☐ barre HA



3- Ferraillage longitudinal des poteaux:

Section par zone	Sollicitation	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	Nature	A _{inf} (cm ²)	A _{sup} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferraillage	A _{adopté} (cm ²)
Zone I (45x45)	N ^{max} – M ^{corres}	ELU	-1248.02	04.007	SEC	0	0	16.20	4HA20 + 4HA14	18.71
	N ^{min} – M ^{corres}	0,8GEx	451.55	11.097	SET	6.36	4.93			
	M ^{max} – N ^{corres}	GQEx	-874.37	-51.667	SEC	0	0			
Zone II (40x40)	N ^{max} – M ^{corres}	ELU	-924.57	-00.495	SEC	0	0	12.8	4HA16 + 4HA14	14.2
	N ^{min} – M ^{corres}	0,8GEx	184.42	01.831	SET	2.44	2.17			
	M ^{max} – N ^{corres}	GQEx	-408.22	-055.473	SEC	0	0			
Zone III (35x35)	N ^{max} – M ^{corres}	ELU	-481.22	-00.965	SEC	0	0	09.80	4HA14 + 4HA12	10.68
	N ^{min} – M ^{corres}	0,8GEy	23.95	00.271	SET	0.32	0.28			
	M ^{max} – N ^{corres}	GQEx	-87.59	-048.313	SPC	0	2.83			
Zone IV (30x30)	N ^{max} – M ^{corres}	GQEy	-86.17	018.436	SPC	0.60	0	07.20	8HA12	09.05
	N ^{min} – M ^{corres}	GQEy	23.40	01.170	SET	0.41	0.17			
	M ^{max} – N ^{corres}	ELU	-80.01	29.594	SPC	2.19	0			

Tableau VI.4 : Ferraillage des poteaux à l'ELU

VI-1-2-2) Armatures transversales.....(Art 7.4.2.2 RPA 99/2003)

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leurs buts essentiels:

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

1- calcul des Armatures transversales:

- **En utilisant BAEL**

Diamètre des armatures transversales:.....(Art A.8.1,3BAEL91/99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera pour $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **En utilisant RPA**

Diamètre des armatures transversales:.....(Art 7.4.2.2 RPA 99/2003)

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

h : Hauteur totale de la section brute

V_u : Effort tranchant du calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau.}$$

L_f : La longueur de flambement des poteaux.

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement «St» des armatures transversales est fixée comme suite :

En zone IIa:

- Zone nodale:

$$St \leq \text{Min}(10\Phi_L, 15\text{cm}) = \min(12\text{cm}, 15\text{cm}) \quad S_t = 10\text{cm}$$

- Zone de recouvrement:

$$S_t \leq 15 \Phi_L^{\min} = (15 \times 1.2\text{cm}) = 18\text{cm} \quad S_t = 15\text{cm}$$

Φ_L : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

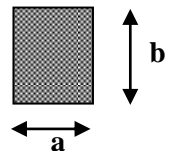
2- La Quantité d'armatures transversales:

La quantité d'armatures transversales minimale en % est donnée comme suit: $\frac{A_t}{b \times S_t}$

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_{\min} = 0.3\% St \times b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_{\min} = 0.8\% St \times b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes



Avec: **b₁** : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau. ($\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ Où $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$)

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation

Considérée.

L_f : longueur de flambement du poteau. $L_f = 0.7L_0$

L₀: Hauteur libre du poteau.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_{\min}$.

Exemple de calcul:

➤ Poteaux (45x45)

Calcul de la longueur de flambement:

$$L_f = 0.7 L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

Calcul l'élancement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{2.142}{0.45} = 4.76 < 5 \longrightarrow \rho = 3.75$$

$$A_{tmin} = 0.4125\% \times St \times b_1 \text{ en zone nodale}$$

$$A_{tmin} = 0.4125\% \times St \times b_1 \text{ en zone courante}$$

L'effort tranchant max **Vu = 12.13 KN**

Calcul de la section d'armature

En zone nodale St = 10 cm

$$A_t = \frac{\rho_a V_u s_t}{h \cdot f_e} \longrightarrow A_t = \frac{3.75 \times 1213 \times 10}{45 \times 4000} = 0.253 \text{ cm}^2$$

En zone courante St = 15 cm

$$A_t = \frac{\rho_a V_u s_t}{h \cdot f_e} \longrightarrow A_t = \frac{3.75 \times 1213 \times 15}{45 \times 4000} = 0.379 \text{ cm}^2$$

➤ Poteaux (40x40)

Calcul de la longueur de flambement:

$$L_f = 0.7 L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

Calcul l'élancement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{2.142}{0.40} = 5.36 > 5 \longrightarrow \rho = 2.5$$

$$A_{tmin} = 0.3\% \times St \times b_1 \text{ en zone nodale}$$

$$A_{tmin} = 0.3\% \times St \times b_1 \text{ en zone courante}$$

L'effort tranchant max **Vu = 13.99 KN**

Calcul de la section d'armature

En zone nodale St = 10 cm

$$A_t = \frac{\rho_a V_u s t}{h \cdot f_e} \longrightarrow A_t = \frac{2.5 \times 1399 \times 10}{40 \times 4000} = 0.218 \text{ cm}^2$$

En zone courante St = 15 cm

$$A_t = \frac{\rho_a V_u s t}{h \cdot f_e} \longrightarrow A_t = \frac{2.5 \times 1399 \times 15}{40 \times 4000} = 0.328 \text{ cm}^2$$

Zone	Vu (KN)	a (m)	b (m)	L _f (m)	St en zone nodale	St en zone courante	λ _g	ρ	At en zone nodale	A _{tmin} en zone nodale	At en zone courante	A _{tmin} en zone courante	Ferraillage	Aadoptée (cm ²)
Zone I (45x45)	12.13	0.45	0.45	2.142	10	15	4.76	3.75	0.253	1.90	0.379	2.78	4HA8	2.01
Zone II (40x40)	13.99	0.40	0.40	2.142	10	15	5.36	2.50	0.219	1.20	0.328	1.44	4HA8	
Zone III (35x35)	18.95	0.35	0.35	2.142	10	15	6.12	2.50	0.338	1.05	0.506	1.56	4HA8	
Zone IV (30x30)	15.42	0.30	0.30	2.716	10	15	9.05	2.50	0.321	0.90	0.482	1.35	4HA8	

Tableau VI.5 : Détermination des armatures transversales

D'où: Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadres et d'un losange en HA8 pour tous les poteaux: soit: $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

Les cadres et les étriers doivent être fermes par des crochets a 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_{\min} = 8 \text{ cm}$.

La zone nodale est sensible au séisme ; on introduit les armatures en U superposées avec alternance dans l'orientation a fin de la consolider et ainsi, la rendre vulnérable

VI-1-2)- Vérifications à L'ELU:

1-Longueur de Recouvrement:

Selon le RPA: la longueur minimale de recouvrement pour la zone II_a est: $L_R = 40 \phi_l$

Section d'armature	Longueur de recouvrement L_R (cm)	
Pour HA20	$L_R = 40 \phi_l = 40 \times 2.0 = 80$ cm	$L_R = 80$ cm
Pour HA16	$L_R = 40 \phi_l = 40 \times 1.6 = 64$ cm.	$L_R = 65$ cm
Pour HA14	$L_R = 40 \phi_l = 40 \times 1.4 = 56$ cm.	$L_R = 60$ cm
Pour HA12	$L_R = 40 \phi_l = 40 \times 1.2 = 48$ cm.	$L_R = 50$ cm

Tableau VI-6: Détermination de la longueur de recouvrement

2-Longueur d'Ancrage(Art A.6.1.221B.A.E.L.91/99)

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec:} \quad \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

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

$$\psi_s = 1.5 \text{ Pour les aciers a haute adhérence.}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $L_a = 0.4 L_s$ pour les aciers HA.

Section d'armature	Longueur de scellement L_s (cm)	L_a (cm)
Pour HA20	$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2.0 \times 4000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 21)} = 70.55$ On prends: 75 cm	30
Pour HA16	$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 4000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 21)} = 56.44$ On prends: 60 cm	24
Pour HA14	$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 4000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 21)} = 49.38$ On prends: 50 cm	20
Pour HA12	$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 4000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 21)} = 42.32$ On prends: 45 cm	18

Tableau VI-7 : Détermination de la longueur de scellement

3- Délimitation de la zone nodale..... (Art 7.4.2.2 de RPA 99/2003)

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b₁ et **h₁** : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage).

On aura:

- $L' = 2 \times 35 = 75 \text{ cm}$: poutre principales de (30x35).

- $L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$: poutre secondaires de (25x30).

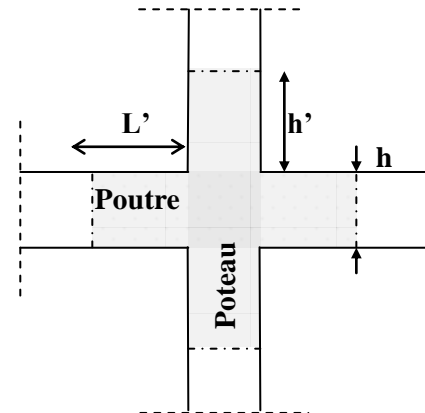


Figure : Délimitation de la zone nodale

Zones	$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$	
Zone I (45x45)	$h' = \max (51 ; 45 ; 45 ; 60\text{cm})$	60 cm
Zone II (40x40)	$h' = \max (51 ; 40 ; 40 ; 60\text{cm})$	60cm
Zone III (35x35)	$h' = \max (51 ; 35 ; 35 ; 60\text{cm})$	60 cm
Zone IV (30x30)	$h' = \max (65 ; 30 ; 30 ; 60\text{cm})$	65 cm

Tableau VI-8 : Détermination des zones nodales

$h_e = 306 \text{ cm}$ Pour les poteaux: $\left\{ \begin{array}{l} (45 \times 45) \\ (40 \times 40) \\ (35 \times 35) \end{array} \right.$

$h_e = 388 \text{ cm}$ pour les poteaux: (30x30)

4-Vérification au cisaillement (Art.7.4.3.2 RPA99 /2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\overline{\tau_{bu}}$.

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}}$$

Selon le RPA..... (Art 7.4.3.2 RPA 99/2003)

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec: } \rho_d = 0.075 \quad \text{Si: } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \quad \text{Si: } \lambda_g < 5$$

Selon le BAEL..... (Art A.5.1,211 BAEL 91/99)

$$\overline{\tau_{bu}} = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

Zones	V _u (KN)	b (cm)	d (cm)	τ_{bu} (MPa)	ρ_d	$\overline{\tau_{bu}}$ RPA (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ BAEL (MPa)	Observation
Zone I (45x45)	12.13	45	42	0.064	0.040	1.000	0.20	Condition Vérifiée
Zone II (40x40)	13.99	40	37	0.095	0.075	1.875	0.20	Condition Vérifiée
Zone III (35x35)	18.95	35	32	0.169	0.075	1.875	0.20	Condition Vérifiée
Zone IV (30x30)	15.42	30	27	0.190	0.075	1.875	0.20	Condition Vérifiée

Tableau VI-9 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

VI-1-3)- Vérification à L'ELS:**1-Condition de non fragilité..... (Art A.4.2, 1 BAEL91/99)**

Pour une section qui est soumise à la flexion composée sous un effort de compression et un moment de flexion, si elle est partiellement comprimée ou entièrement comprimée comme dans notre cas, la section minimale est:

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right) bd$$

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant: $A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min}$

Avec: A_{\min} : Section minimale d'aciers tendus

f_{t28} : Résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours

f_e : Contrainte limite élastique des aciers

e_s : Excentricité de l'effort normal à l'ELS

d : Hauteur utile

b : Largeur de la section de béton

Section par zone	Sollicitation	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _s (m)	$\frac{h}{6}$	nature	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	observation
Zone I (45x45)	N ^{max} – M ^{corres}	-907.01	-2.898	0.0032	7.5	SEC	5.760	18.71	Condition vérifiée
	N ^{min} – M ^{corres}	-185.04	0.865	0.0047		SEC	5.810		
	N ^{corres} – M ^{max}	-618.17	13.943	0.0210		SEC	6.850		
Zone II (40x40)	N ^{max} – M ^{corres}	-671.98	-0.355	0.00053	6.7	SEC	4.420	14.2	Condition vérifiée
	N ^{min} – M ^{corres}	-56.60	0.768	0.0140		SEC	5.070		
	N ^{corres} – M ^{max}	-356.23	-14.60	0.0410		SEC	8.30		
Zone III (35x35)	N ^{max} – M ^{corres}	-349.6	-0.713	0.0020	5.8	SEC	3.400	10.68	Condition vérifiée
	N ^{min} – M ^{corres}	3.66	0.300	0.0110		SET	3.780		
	N ^{corres} – M ^{max}	-123.1	25.488	0.0820		SPC	-3.770		
Zone IV (30x30)	N ^{max} – M ^{corres}	-58.03	21.131	0.364	5	SPC	0.759	09.05	Condition vérifiée
	N ^{min} – M ^{corres}	5.37	-1.255	0.2340		SEC	0.591		
	N ^{corres} – M ^{max}	-58.03	21.131	0.3640		SEC	0.759		

Tableau VI-10 : Vérification de la condition de non fragilité

2- État limite d'ouvertures des fissures:

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

3- Etat limite de compression du béton.....(Art A.4.5,2 BAEL 91/99)

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Remarque:

On peut y vérifier la contrainte dans le béton par deux méthodes, manuellement ou a l'aide du logiciel SOCOTEC.

- Méthode manuelle:

On a deux cas à vérifier a l'ELS:

- Vérification d'une section partiellement comprimée: $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre: $y_1 = y_2 + l_c$

Avec: y_1 La distance entre l'axe neutre a l'ELS et la fibre la plus comprime.

y_2 : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et le centre de pression Cp.

l_c : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

Avec:
$$p = -3 \times l_c^2 - 6.n.A'_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6.n.A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6.n.A'_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6.n.A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} \quad \text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q); u = \sqrt[3]{t}; y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

Si $\Delta > 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines

$$y_1^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right); y_3^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right)$$

$$\text{Avec: } \alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que:

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

Donc: $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_u \cdot (d - y_1)^2 + A'_u \cdot (y - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est:

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_b$$

- **Vérification d'une section entièrement comprimée:** $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$

On calcul l'aire de la section homogène totale:

$$S = b \cdot h + 15 (A_s + A')$$

On détermine la position du centre de gravité résistant qui est situé à une distance X_g au dessus du CDG géométrique:

$$X_g = 15 \cdot \frac{A_1 \cdot (0,5h - c') - A_2 \cdot (d - 0,5h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A')}$$

On calcule l'inertie de la section homogène totale:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_g^2 + 15 \cdot [A_1 \cdot (0,5h - c' - X_g)^2 + A_2 \cdot (d - 0,5h + X_g)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont données par les formules suivantes:

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_g) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_g\right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_g) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_g\right)}{I}$$

Au final on vérifie:

$$\text{Max} (\sigma_{sup} ; \sigma_{inf}) \leq \sigma_{bc}$$

• Méthode par logiciel SOCOTEC:

Les résultats de la vérification des contraintes dans le béton et les aciers sont donnés par le logiciel SOCOTEC

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses **Saisie** Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :

Nom du fichier : sans nom

Matériaux

Contrainte béton : f_{cj} MPa Coeff. acier/béton n

Limite élast. acier : f_e MPa

☐ Calcul aux ELU ☒ Calcul aux ELS

Effort normal : N_u kN Effort .. : N_s kN

Moment fléchissant : M_u kN.m Moment .. : M_s kN.m

Coefficients

durée chargement :

sécurité du béton :

sécurité de l'acier :

Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

Convention signes

$N > 0$: compression

$M > 0$: tend la fibre inférieure

Fissuration

☒ peu préjudiciable

☐ préjudiciable

☐ très préjudiciable

Type d'armature

☐ rond lisse

☒ barre HA

☐ barre HA

Géométrie

Largeur : b m

Hauteur : h m

Pos. cdg armatures sup. : d' m

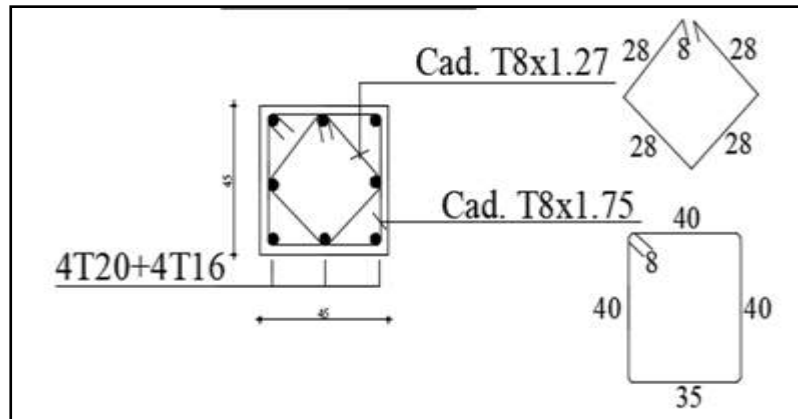
Pos. cdg armatures inf. : c m

+G

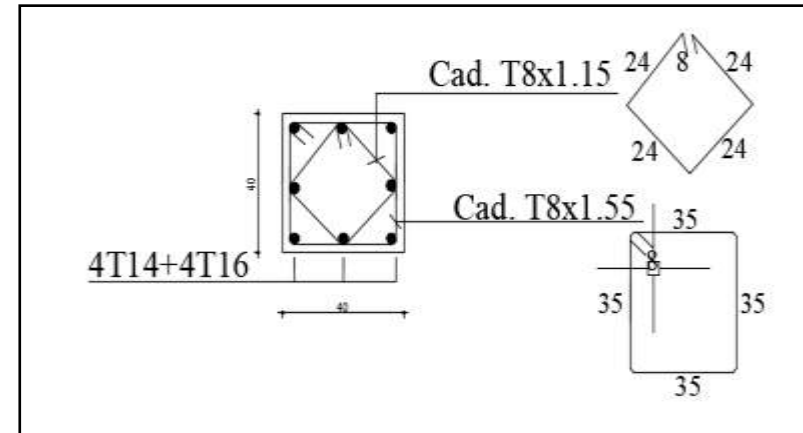
Section par zone	Sollicitation	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _s (m)	$\frac{h}{6}$	nature	σ_b sup (MPa)	σ_b inf (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
Zone I (45x45)	N ^{max} – M ^{corres}	-907.01	-2.898	0.0032	7.5	SEC	3.90	4.20	15	Condition Vérifiée
	N ^{min} – M ^{corres}	-185.04	0.865	0.0047		SEC	0.90	0.80		
	M ^{max} – N ^{corres}	-618.17	13.943	0.0210		SEC	3.50	2.00		
Zone II (40x40)	N ^{max} – M ^{corres}	-671.98	-0.355	0.00053	6.7	SEC	3.80	3.80	15	Condition Vérifiée
	N ^{min} – M ^{corres}	-056.60	0.768	0.0140		SEC	0	0		
	M ^{max} – N ^{corres}	-356.23	-14.6	0.0410		SEC	0.90	3.10		
Zone III (35x35)	N ^{max} – M ^{corres}	-349.60	-0.713	0.0020	5.8	SEC	2.50	2.70	15	Condition Vérifiée
	N ^{min} – M ^{corres}	003.66	0.300	0.0110		SET	0	0		
	M ^{max} – N ^{corres}	-123.10	25.488	0.0820		SPC	5.10	0		
Zone IV (30x30)	N ^{max} – M ^{corres}	-058.03	21.131	0.3640	5	SPC	6.60	0	15	Condition Vérifiée
	N ^{min} – M ^{corres}	005.37	-1.255	0.2340		SEC	0	0.30		
	M ^{max} – N ^{corres}	-058.03	21.131	0.3640		SEC	6.60	0		

Tableau VI-11: vérifications des contraintes dans le béton calculées en utilisant le logiciel SOCOTEC

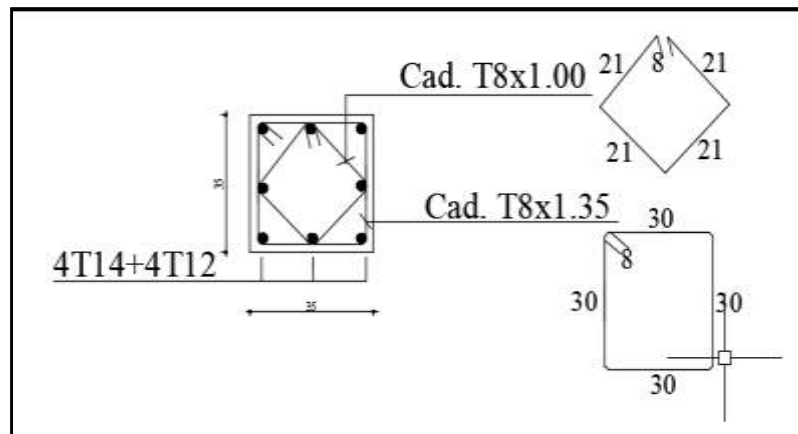
Schéma de ferrailage des poteaux:



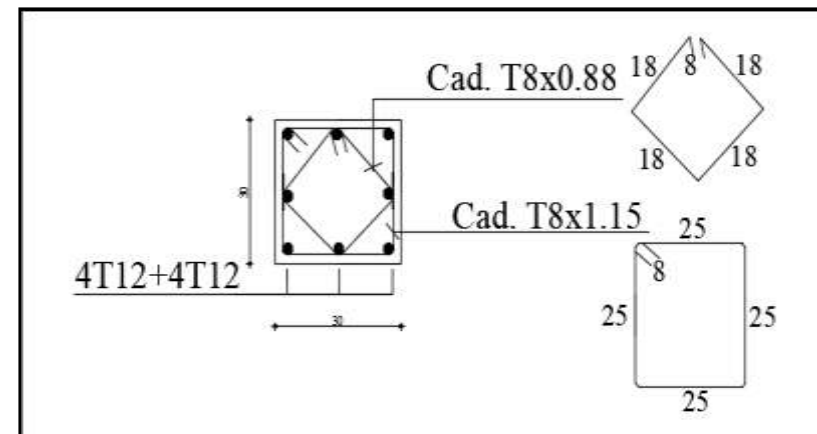
Poteau 45x45



Poteau 40x40



Poteau 35x35



Poteau 30x30

VI-2) Ferraillage des poutres:

VI-2-1) Introduction:

Les poutres seront calculées en flexion simple, leur ferraillage se fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel ETABS.

- Les combinaisons de calcul:

Elles seront ferraillées en flexion simple sous les combinaisons les plu défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes:

Selon BAEL99		Selon RPA99/2003	
ELU	$1.35 G + 1.5 Q$	RPA99/ 2003	$G + Q \pm E$
ELS	$G + Q$	RPA99/ 2003	$0.8 G \pm E$

VI-2-2) Recommandations de l'RPA:

VI-2-2-1) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA 99/2003)

a- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

b- La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ en zone II

c- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveau des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle doit (90°).

b- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section

c- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:

- 4 % en zone courante
- 6 % en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant:

Section des poutres (cm ²)		Pourcentage minimal d'armatures (en zone II)	Pourcentage maximal d'armatures (en zone II)	
		$A_{\min} = 0,5\% \text{ b.h (cm}^2\text{)}$	Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\% \text{ b. h (cm}^2\text{)}$	Zone courante $A_{\max} = 4\% \text{ b. h (cm}^2\text{)}$
Plancher corps creux	Poutre principale (30x35)	5.25	63	42
	Poutre secondaire (25x30)	3.75	45	30
Charpente	Poutre inclinée (20x30)	3.00	36	24
	Poutre secondaire (20x30)	3.00	36	24

Tableau VI-12: Sections minimales des armatures longitudinales

VI-2-2-2) Armatures transversales..... (Art 7.5.2.2 RPA99/2003)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par:

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires:

$$\text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) ;$$

- En zone de recouvrement (En dehors de la zone nodale):

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

Avec : ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI-2-3) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU:

1- Ferraillage des poutres:

Calcul du moment réduit: $\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$ Avec: $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$

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

Situation	Béton			Acier			
	γ_b	f_{c28} (MPa)	F_{bu} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)	θ
Situation Durable	1.50	25	14.20	1.15	400	348	1
Situation Accidentelle	1,15	25	21.74	1.00	400	400	0.85

Tableau VI-13: Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

$\theta = 1$ si la durée d'application de l'action considérée est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0,85$ si la durée d'application de l'action considérée est inférieure à 1 heure.

Pour les aciers de nuances feE400 on a: $\mu_1 = 0.392$

1^{er} cas: $\mu < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$ Section simplement armée (SSA)

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

$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$ Avec: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

A_{st} : section d'acier tendu

$A_{sc} = 0$ d: la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

2^{er} cas: $\mu > \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme étant équivalente à la somme des deux sections.

$$A_{st} = \frac{M_l}{\beta_1 \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u - M_l$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}}$$

M_u : moment sollicitant.

M_l : moment limite pour qu'une section soit
Simplement armée

Exemple calcul:

➤ Ferrailage des Poutre principale (30x35):

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 35 - 3 = 32 \text{ cm}$$

- **En travées :** $M_t = 28.295 \text{ kN.m}$

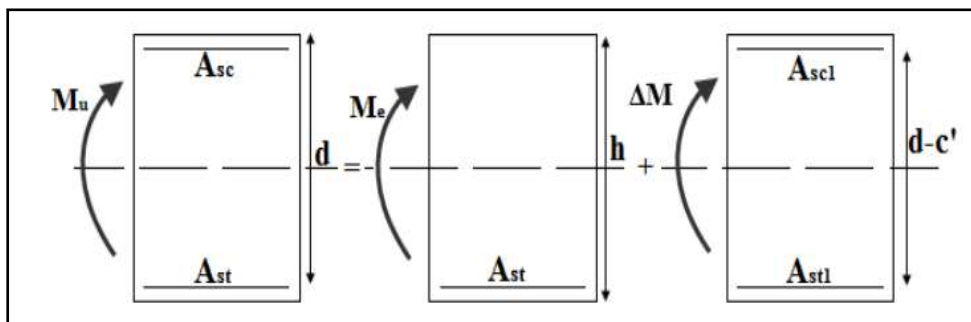
$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{28.295 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 14.2} = 0.064$$

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

$$\mu = 0.064 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0.064 \longrightarrow \beta = 0.967$$

$$\text{D'où: } A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{28.295 \times 10^6}{0.967 \times 320 \times 348} = 2.63 \text{ cm}^2$$



- **Aux appuis:** $M_a = -106.039 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{106.039 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 14.2} = 0.244$$

$$\mu = 0.244 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0.244 \longrightarrow \beta = 0.858$$

$$\text{D'où: } A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{106.039 \times 10^6}{0.858 \times 320 \times 348} = 11.10 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferrailage de la Poutres secondaires (25x30):**

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$$

- **En travées:** $M_t = 29.355 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{29.355 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14.2} = 0.114$$

$$\mu = 0.114 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0.114 \longrightarrow \beta = 0.939$$

$$\text{D'où: } A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{29.355 \times 10^6}{0.939 \times 270 \times 348} = 3.33 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :** $M_a = -96.733 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{96.733 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 21.74} = 0.244$$

$$\mu = 0.244 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0.244 \longrightarrow \beta = 0.858$$

$$\text{D'où: } A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times f_{e} / \gamma_s} = \frac{96.733 \times 10^6}{0.858 \times 270 \times 400} = 10.44 \text{ cm}^2$$

➤ **Les poutres inclinées de la toiture (20x30):**

Les poutres inclinées sont ferraillées en flexion composé

- **En travées:** $M_t = 29.348 \text{ kN.m}$

$$N_{\text{corres}} = -13.31 \text{ kN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{29.348}{13.31} = 2.20 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0.3}{2} - 0.03 = 0.12 \text{ m}$$

On a: $e = 2.20 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.12 \text{ m} \longrightarrow \text{SPC}$

Calcul de moment fictif:

$$M_f = N \times g \quad \text{Avec:} \quad g = e + \frac{h}{2} - c = 2.20 + 0.12 = 2.32 \text{ m}$$

$$M_f = 13.31 \times 2.32 = 30.89 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{30.89 \times 10^6}{200 \times 270^2 \times 21.74} = 0.098$$

$$\mu = 0.098 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0.132 \longrightarrow \beta = 0.948$$

D'où: $A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times f_e / \gamma_s} = \frac{30.89 \times 10^6}{0.948 \times 270 \times 400} = 3.02 \text{ cm}^2$

$$A_f' = 0$$

Donc: $A_{st} = A_f - \frac{N}{f_e / \gamma_s} = 3.02 - \frac{133.1}{4000} = 2.98 \text{ cm}^2$

$$A' = 0$$

- **Aux appuis:** $M_{ap} = -38.887 \text{ kN.m}$

$$N_{\text{corres}} = -48.05 \text{ kN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{38.887}{48.05} = 0.81 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0.3}{2} - 0.03 = 0.12 \text{ m}$$

On a: $e = 0.81 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.12 \text{ m} \longrightarrow \text{SPC}$

Calcul de moment fictif:

$$M_f = N \times g \quad \text{Avec: } g = e + \frac{h}{2} - c = 0.81 + 0.12 = 0.93 \text{ m}$$

$$M_f = 48.05 \times 0.93 = 44.69 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{44.69 \times 10^6}{200 \times 270^2 \times 21.74} = 0.140$$

$$\mu = 0.140 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0.140 \longrightarrow \beta = 0.924$$

$$\text{D'où: } A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times f_e / \gamma_s} = \frac{44.69 \times 10^6}{0.924 \times 270 \times 400} = 4.48 \text{ cm}^2$$

$$A_f' = 0$$

$$\text{Donc: } A_{st} = A_f - \frac{N}{f_e / \gamma_s} = 4.48 - \frac{480.5}{4000} = 4.36 \text{ cm}^2$$

$$A' = 0$$

➤ Les poutres secondaires de la toiture (20x30):

- En travées: $M_t = 20.275 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{20.275 \times 10^6}{200 \times (270)^2 \times 21.74} = 0.064$$

$$\mu = 0.064 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0.064 \longrightarrow \beta = 0.967$$

$$\text{D'où: } A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times f_e / \gamma_s} = \frac{20.275 \times 10^6}{0.967 \times 270 \times 400} = 1.94 \text{ cm}$$

- Aux appuis: $M_a = -22.605 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22.605 \times 10^6}{200 \times (270)^2 \times 21.74} = 0.072$$

$$\mu = 0.072 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0.072 \longrightarrow \beta = 0.963$$

$$D'où : A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times f_{e} / \gamma_s} = \frac{22.605 \times 10^6}{0.963 \times 270 \times 400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Remarque:

Si $A_{st} < 0.5\%bh$ donc on va ferrailler avec le minimum du RPA.

Le ferraillage est résumé dans les tableaux suivants:

Ferraillage des poutres principales (30×35):

	M_{max} (kN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	0.5%bh	Ferraillage	$A_{adopté}$ (cm ²)
En travée	28.295	0.064	SSA	0.967	2.63	5.25	3HA16	6.03
Aux appuis	106.039	0.352	SSA	0.858	11.10	5.25	3HA16+3HA16	12.06

Tableau VI-14 : Ferraillage des poutres principales

Ferraillage des poutres secondaires (25×30):

	M_{max} (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	0.5%bh	Ferraillage	$A_{adopté}$ (cm ²)
En travée	29.355	0.114	SSA	0.939	3.33	3.75	3HA16	6.03
Aux appuis	96.733	0.274	SSA	0.858	10.44	3.75	3HA16+3HA16	12.06

Tableau VI-15 : Ferraillage des poutres secondaire

Ferraillage des poutres inclinées de la toiture (20×30):

	M (KN.m)	N_{corres} (KN)	μ_b	β	A_{st}	0.5%bh	Ferraillage	$A_{adaptée}$ (cm ²)
En travée	29.348	13.31	0.140	0.929	2.98	3	3HA12	3.39
Aux appuis	38.887	48.05	0.132	0.924	4.36	3	3HA12+3HA12	6.78

Tableau VI-16: Ferraillage des poutres inclinées de la toiture

Ferraillage des poutres secondaires de la toiture:

	M_{max} (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	0.5%bh	Ferraillage	$A_{adopté}$ (cm ²)
En travée	20.275	0.064	SSA	0.967	1.94	3	3HA12	3.32
Aux appuis	22.605	0.072	SSA	0.963	2.17	3	3HA12	3.32

Tableau VI-17: Ferraillage des poutres secondaires de la toiture

VI-2-4) Vérifications à l'ELU:

1 - La condition de non fragilité.....(Art A.4.2-1 BAEL91/99)

La section des armatures calculées doit vérifier la condition suivant: $A_{adoptée} \geq A_{min}$

		$A_{adoptée} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	observation
Poutres principale	En travée	06.03	$\frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 21}{4000} = 1.16$	Condition vérifiée
	Aux appuis	12.06		
Poutres secondaire	En travée	06.03	$\frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 21}{4000} = 0.82$	Condition vérifiée
	Aux appuis	12.06		
Poutres Inclénées	En travée	06.78	$0.23 \frac{21}{4000} \left(\frac{0.32 - 0.455(27)}{0.32 - 0.185(27)} \right) (20)(27) = 1.67$	Condition vérifiée
	Aux appuis	03.39		
Poutres secondaires de la toiture	En travée	03.32	$\frac{0.23 \times 20 \times 27 \times 21}{4000} = 0.65$	Condition vérifiée
	Aux appuis	03.32		

Tableau VI-18: Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad (\text{flexion simple})$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right) bd$$

$A_{adoptée}$: les sections calculées

2 - Vérification aux cisaillements..... (Art 5.1.1 BAEL 91/99)

On doit de vérifier la relation: $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec: T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

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

Poutres	Efforts tranchant T_{max} (KN)	b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	observation
Poutres Principales	140.26	30	32	1.460	3.33	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	94.21	25	27	1.400	3.33	Condition vérifiée
Poutres inclinée	28.16	20	27	0.521	3.33	Condition vérifiée
Poutres Secondaire de la toiture	11.50	20	27	0.213	3.33	Condition vérifiée

Tableau VI-19: Vérification de la contrainte tangentielle

3 - Influence de l'effort tranchant:

- Influence sur le béton.....(Art A.5.1.313 BAEL 91/99)

On doit de vérifier la relation: $T_u^{max} \leq \overline{T_u} = 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$

Poutres	Efforts tranchant T_{max} (KN)	b (cm)	d (cm)	F_{c28} (MPa)	$\overline{T_u}$ (KN)	observation
Poutres Principales	140.26	30	32	25	576	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	94.21	25	27	25	405	Condition vérifiée
Poutres inclinées	28.16	20	27	25	324	Condition vérifiée
Poutres Secondaires de la toiture	11.50	20	27	25	324	Condition vérifiée

Tableau VI-20: Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur le béton

Poutres principales:

$$T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 300 \times 320 \times 25}{1.5} \times 10^{-3} = 576 \text{ KN}$$

$T_u^{max} = 140.26 \text{ KN}$ c'est la valeur donnée par logiciel ETABS

- **Influence sur les aciers**..... (Art A.5.1.312 BAEL 91/ 99)

On doit de vérifier la relation: $A_s \geq \frac{1.15}{f_e} (T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d})$

Lorsqu'au droit d'un appui : $(T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}) > 0$ on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $A_s = \frac{1.15}{f_e} (T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d})$

Si $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0$ donc la vérification n'est pas nécessaire

Poutres	$(T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}) < 0$
Poutres Principales	$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 140.26 - \frac{106.039}{0.9 \times 0.32} = -228 < 0$
Poutres Secondaires	$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 94.21 - \frac{96.733}{0.9 \times 0.27} = -304 < 0$
Poutres inclinées	$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 28.16 - \frac{38.887}{0.9 \times 0.27} = -132 < 0$
Poutres Secondaires de la toiture	$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 11.50 - \frac{22.605}{0.9 \times 0.27} = -82 < 0$

Tableau VI-21: Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les aciers aux appuis

Observation: toutes les poutres vérifies cette condition

$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0$ donc la vérification n'est pas nécessaire et les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

4 - Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (Art A.6.1.3 BAEL91/99)

L'adhérence des barres doit vérifier la relation: $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i} \leq \overline{\tau_{se}}$

Avec : $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i}$$

ΣU_i : Somme des périmètres des barres $\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi$

$\Psi_s = 1.5$: Coefficient de scellement HA

Poutres	Efforts tranchant T_{max} (kN)	d (cm)	$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi$ (cm)	τ_{se} (MPa)	$\overline{\tau_{se}}$ (MPa)	observation
Poutres Principales	140.26	32	30.144	1.62	3.15	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	94.21	27	30.144	1.30	3.15	Condition vérifiée
Poutres inclinées	28.16	27	22.610	0.51	3.15	Condition vérifiée
Poutres Secondaires de la toiture	11.50	27	11.300	0.42	3.15	Condition vérifiée

Tableau VI-22: Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité

Poutres principales: aux appuis: 3HA16+3HA16

$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3.14 \times 1.6 = 30.144 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i} = \frac{140.26 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 301.44} = 1.62 \text{ MPa}$$

5 - Ancrage des armatures(Art A.6.1.22 BAEL91/99)

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec:} \quad \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

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

$$\psi_s = 1.5 \text{ Pour les aciers a haute adhérence.}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $L_a = 0.4 L_s$ pour les aciers HA.

Section d'armature	L_s (cm)	L_a (cm)
Pour HA16	$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 4000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 21)} = 56.44 \text{ cm}$ On prend: 60 cm	24 cm
Pour HA12	$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 4000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 21)} = 42.32 \text{ cm}$ On prend: 45 cm	18 cm

Tableau VI-23 : Détermination de la longueur de scellement

6 - Vérifications du RPA99/ version 2003

- **Armatures longitudinales**..... (Art 7.5.2.1 RPA 99/ 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est $A_{\min} = 0,5\% b.h$ (cm²) en toute section.

		$A_{st}(cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$A_{\min}(cm^2)$	Vérification
Poutres principales (30x35)	En Travée	2.63	6.03	5.25	Condition vérifiée
	Aux appuis	11.10	12.06	5.25	Condition vérifiée
Poutres secondaires (25x30)	En Travée	3.33	6.03	3.75	Condition vérifiée
	Aux appuis	10.44	12.06	3.75	Condition vérifiée
Poutres inclinées (20x30)	En Travée	2.98	3.39	3	Condition vérifiée
	Aux appuis	4.36	6.78	3	Condition vérifiée
Poutres secondaires de la toiture (20x30)	En Travée	1.94	3.32	3	Condition vérifiée
	Aux appuis	2.17	3.32	3	Condition vérifiée

Tableau VI-24 : vérification de la condition de non fragilité exigée par RPA

Poutres principales:

En travée: $A_{calculée} = 2.63 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{adoptée} = 6.03 \text{ cm}^2 < A_{\min} \text{ du RPA}$

Aux appuis: $A_{calculée} = 11.10 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{adoptée} = 12.06 \text{ cm}^2 < A_{\min} \text{ du RPA}$

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

- **Armatures transversales**.....(Art 7.5.2.2 RPA 99/ 2003)

Calcul des armatures transversales:

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante: $\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right)$

ϕ_l : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

	$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right)$		
Poutres principales	$\phi_t \leq \min (10 ; 16 ; 30)$	$\phi_t = 8 \text{ mm}$	4HA8= 2.01 cm ²
Poutres secondaires	$\phi_t \leq \min (8.57 ; 16 ; 25)$	$\phi_t = 8 \text{ mm}$	4HA8= 2.01 cm ²
Poutres inclinée	$\phi_t \leq \min (8.57 ; 12 ; 20)$	$\phi_t = 8 \text{ mm}$	4HA8= 2.01 cm ²
Poutres secondaire de la toiture	$\phi_t \leq \min (8.57 ; 12 ; 20)$	$\phi_t = 8 \text{ mm}$	4HA8= 2.01 cm ²

Tableau VI-25: Détermination de ferraillage des armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par: $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

	St (cm)		$A_t = 0.003 \times S_t \times b$	Ferraillage (cm²)
Poutres principales (30x35)	Zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right)$	8	0.72	4HA8
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	15	1.35	4HA8
Poutres secondaires (25x30)	Zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right)$	6	0.45	4HA8
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	15	1.13	4HA8
Poutres inclinée (20x30)	Zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right)$	6	0.36	4HA8
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	15	0.9	4HA8
Poutres secondaire de la toiture (20x30)	Zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right)$	6	0.36	4HA8
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	15	0.9	4HA8

Tableau VI-26 : La quantité des armatures transversales exigée par RPA

Donc on choisira un cadre + un étrier soit: $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

$A_{\text{adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\text{tmin}}$ dans les cas poutre donc cette condition est vérifiée

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

• **Délimitation de la zone nodale**..... (Art 7.4.2.1 RPA 99/2003)

Dans le cas des poutres secondaires la longueur de la zone nodale (L') est égale a deux fois la hauteur de la poutre considérée

$$L'=2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$

h: hauteur de la poutre.

b₁ et h₁: dimensions du poteau.

h_e: hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage).

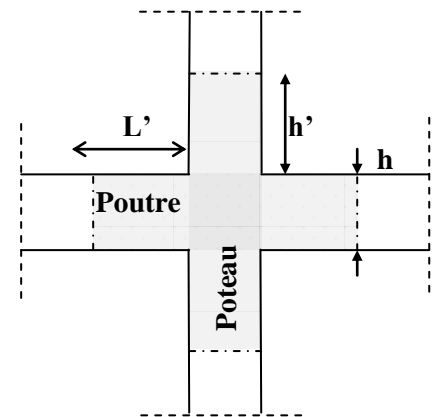


Figure IV-1 : Délimitation de la zone nodale

poutres	$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$		$L' = 2 \times h$
Poutres Principales (30x35)	$h' = \max (51 ; 45 ; 45; 60\text{cm})$	60 cm	$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$
Poutres Secondaires (25x30)	$h' = \max (51 ; 40 ; 40; 60\text{cm})$	60cm	$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$
Poutres inclinée (20x30)	$h' = \max (51 ; 35 ; 35; 60\text{cm})$	60 cm	$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$
Poutres Secondaire de la toiture (20x30)	$h' = \max (65; 30 ; 30; 60\text{cm})$	65 cm	$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$

Tableau VI-27: Détermination des zones nodales

VI-2-5) Vérifications à l'ELS:

1- Etat limite d'ouverture des fissures:

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire → Fissuration peu préjudiciable

2- Vérification des contraintes:

• **Vérification de la contrainte dans les aciers:**

La contrainte dans les aciers doit vérifier cette relation:

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta_1 \times d} \leq \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec: $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} \rightarrow \{k_1 ; \beta_1\} \rightarrow$ à partir des tableaux à l'ELS.

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

A_{st} : la section d'armature adoptée

• **Vérification de la contrainte dans le béton.....(Art. A.4.5, 2 /BAEL91/99)**

La contrainte de compression du béton doit vérifier cette relation:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec: $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

Les résultats des vérifications sont mentionnés dans le tableau suivant:

Poutres		Ms (kN.m)	ρ	β_1	k_1	A adoptée (cm ²)	d (cm)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	OBS	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	OBS
Poutres principales (30x35)	Travée	20.464	0.628	0.883	27.73	6.03	32	120.11	348	Condition vérifiée	04.33	15	Condition vérifiée
	Appuis	-75.977	1.251	0.849	18.11	12.06		232.00		Condition vérifiée	12.81		Condition vérifiée
Poutres secondaires (25x30)	Travée	21.289	0.893	0.866	22.31	6.03	27	151.00	348	Condition vérifiée	06.76	15	Condition vérifiée
	Appuis	-38.542	1.769	0.830	14.41	12.06		142.61		Condition vérifiée	10.00		Condition vérifiée
Poutres inclinée (20x30)	Travée	19.879	1.628	0.883	27.73	3.39	27	245.96	348	Condition vérifiée	07.16	15	Condition vérifiée
	Appuis	-23.6	1.274	0.848	17.89	6.78		152.03		Condition vérifiée	08.50		Condition vérifiée
Poutres secondaire de la toiture (20x30)	Travée	7.604	0.614	0.885	28.10	3.32	27	095.85	348	Condition vérifiée	03.41	15	Condition vérifiée
	Appuis	-9.783	0.614	0.885	28.10	3.32		123.32		Condition vérifiée	04.39		Condition vérifiée

Tableau VI-28 : Vérification des contraintes dans le béton et dans les acier

3 – Etat limite de déformation (la flèche)..... (Art B.6.5 BAEL 91/99)

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS doivent vérifier cette condition: $f_{ETABS} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$

L: la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

➤ Sens des poutres principale:

La flèche admissible: la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur: $L = 375$ cm

$$f_{ETABS} = 0.0681 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{0.5 \text{ cm} + L}{500} = \frac{0.5 + 375}{500} = 0.751 \text{ cm}$$

➤ Sens des poutres secondaire:

La flèche admissible: la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur: $L = 305$ cm

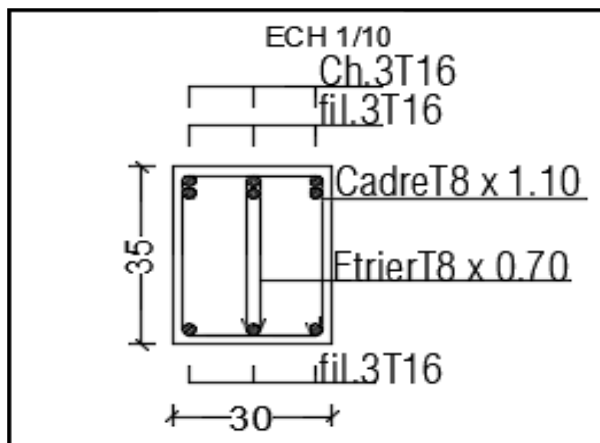
$$f_{ETABS} = 0.03146 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{305}{500} = 0.610 \text{ cm}$$

Conclusion:

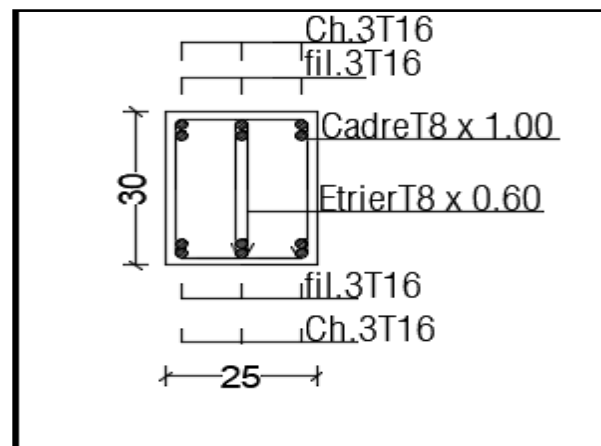
La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

Schéma de ferrailage des poutres :

Poutre principale



poutre secondaire



VI-3) Ferrailage des voiles:**VI-3-1) Introduction:**

Le **RPA99/version 2003 (Article.3.4.A.1.a)** exige de mettre des voiles dans chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou bien 14m de hauteur dans la **zone IIa** (moyenne sismicité). Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement **BAEL91** et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99/Version 2003**.

Sous l'action des forces horizontales ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont:

Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.

Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferrailés avec trois types d'armatures:

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

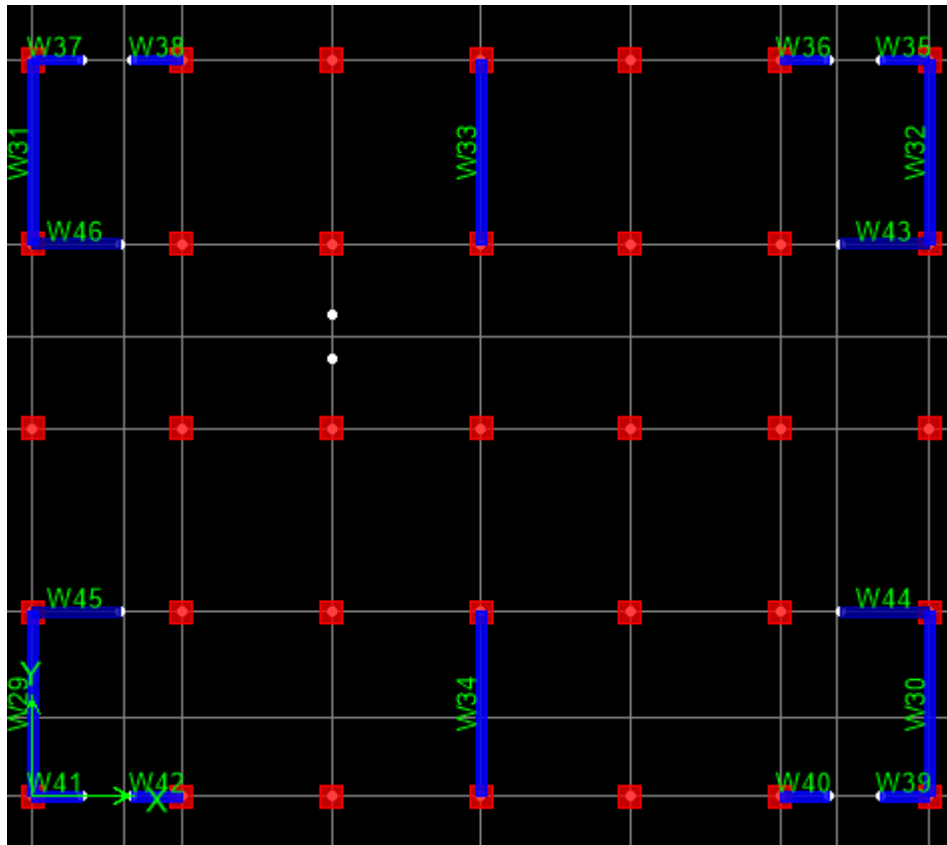
Selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99**) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivantes:

Selon BAEL91/99		Selon RPA99/2003	
ELU	$1.35 G + 1.5 Q$	RPA99/ 2003	$G + Q \pm E$
ELS	$G + Q$	RPA99/ 2003	$0.8 G \pm E$

Nous allons subdiviser le bâtiment en 3 zones:

- **Zone I:** Sous sol 1 et 2
- **Zone II:** RDC, ET1, ET2
- **Zone III:** ET3, ET4, ET5

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions:



VI-3-2) Comportement d'un voile:

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent:

Voile élancé: $\frac{h}{L} > 1.5$

Voile court: $\frac{h}{L} < 1.5$

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des voiles en citant la méthode des bandes et la méthode classique. La méthode utilisée est la méthode classique, qui consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

VI-3-3) Exposé de la méthode de calcul:

1 - calcul de l'excentricité: $e = \frac{M}{N}$

Avec: M: moment fléchissant

N: effort normal

2 - Détermination des diagrammes des contraintes:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec: M: moment fléchissant

N: effort normal

M et N sont déterminés à partir du logiciel

B: section du béton. ($L_{\text{voile}} \times E_p$)

I: moment d'inertie du voile $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{E_p \times L^3}{12}$

V et V': bras de levier $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter:

- Section entièrement comprimé (**S.E.C**)
- Section entièrement tendue (**S.E.T**)
- Section partiellement comprimé (**S.P.C**)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues:

Section	Diagramme des efforts normaux	La longueur de la zone tendue
S.E.T		$L_t = L_{voil}$
S.E.C		$L_t = 0$
S.P.C		$L_t = L - L_c$

Tableau VI-29: diagrammes des contraintes obtenues

3 - Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue:

Le RPA préconise de concentrer les armatures calculées au niveau des extrémités du voile.

Trois cas se présentent:

- a- faire en sorte de constituer un potelet avec un espacement de **10cm** et un enrobage de **5cm**.
- b- dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone ; alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à $\frac{L}{10}$.
- c-enfin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone tendue

La longueur de la zone comprimée est donnée par cette formule: $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$

La longueur de la zone tendue est donnée par cette formule: $L_t = L - L_c$

6 - Ferraillage du voile:

Calcul des sections d'armatures:

- Armatures verticales:

Selon la nature de la section on procède à un calcul classique en flexion composée, il suffit juste déterminer L_t et N_t et M à relever du logiciel ETABS

	Armatures verticales
S.E.C	$A_v = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$ ou $A_v = \frac{M_f - (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bc}}{(d - c) \sigma_s}$
S.E.T	$A_v = \frac{N \times g}{(d - c) \times \sigma_s}$
S.P.C	$A_v = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} \pm \frac{N_t}{100 \times \sigma_s}$

Tableau VI-30: Armatures verticales

- Ferraillage minimale des Armatures verticales.....(Art 7.7.4.1/RPA99 /2003)

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20% de la section

- La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devra rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

- Selon RPA: (Art 7.7.4.1/RPA99 /2003)

La section d'armatures minimale:

$$A_{\min} \geq A = 0.002B$$

- Selon BAEL: (Art A4.2.1BAEL 91/99)

La section d'armatures minimale:

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_c} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right) b d$$

Avec: e_s : excentricité à l'ELS

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

- **Armatures horizontales.....(Art 7.7.4.2 / RPA99/2003)**

- **Selon RPA: (Art 7.7.4.2 RPA99/2003)**

- Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à **135°** ayant une longueur de **10 ϕ** . Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

$$\left\{ \begin{array}{ll} A_v \text{ et } A_H > 0.15\% B & \text{Globalement dans la section du voile. (} B = L_{\text{voile}} \times E_p \text{)} \\ A_v \text{ et } A_H > 0.10\% B & \text{En zone courante. (} B = L_c \times E_p \text{)} \end{array} \right.$$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

- **Selon BAEL: (Art A.8.2,4/BAEL91/99)**

Les armatures horizontales sont données par cette formule: $A_H = \frac{A_v}{4}$

Avec: A_v : Section des armatures verticales.

- **Armatures transversales.....(Art7.7.4.3/RPA99/2003)**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'**Article 7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003**. Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **Armature pour les potelets:**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- **Espacement.....(Art 7.7.4.3/RPA 99/2003)**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

$$S_t \leq \min (1.5 E_p ; 30 \text{ cm})$$

Avec: E_p : épaisseur du voile ($E_p = 20\text{cm}$)

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié de $\frac{L}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

- **Longueur de recouvrement.....(Art:7.7.4. 3, RPA 99/2003)**

Elles doivent être égales à:

40 ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Armatures de coutures:**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule: $A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$

Avec: V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

T : Effort tranchant majoré $T = 1.4 \times V_u$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

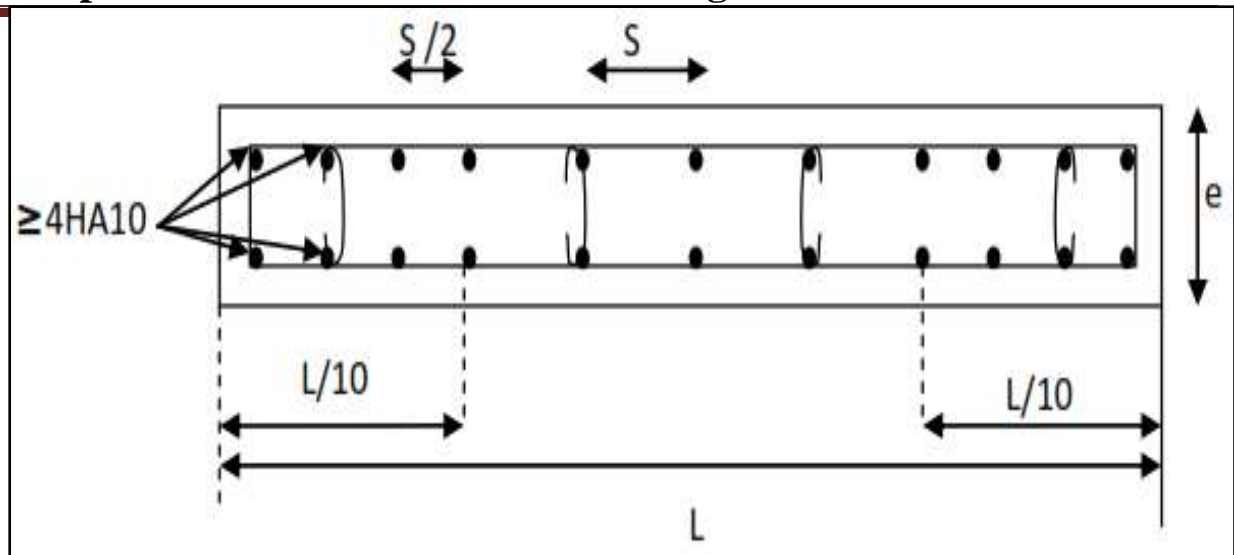


Figure VI-1: Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI-3-4) Vérification à l'ELU:**Zone tendue:**On doit vérifier:➤ **Selon RPA:** (Art 7.7.4.1/RPA99 /2003)

Les armatures minimales:

$$A_{\min} \geq A = 0.002B$$

➤ **Selon BAEL:** (Art A4.2.1BAEL 91/99)

Les armatures minimales:

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right) bd$$

Avec: $e_s = \frac{M_s}{N_s}$

Avec: A_{\min} : Section minimale d'aciers tendus

f_{t28} : Résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours

f_e : Contrainte limite élastique des aciers

e_s : Excentricité de l'effort normal à l'ELS

d : Hauteur utile

b : Largeur de la section de béton

$$A_{\min} = \max (A_{\min} \text{ du RPA ; } A_{\min} \text{ du BAEL})$$

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant: $A_{adoptée} \geq A_{min}$

Globalement dans le voile: (Art 7.7.4.2 RPA99/2003)

On doit vérifier:

$$A_{total \text{ de voile}} \geq 0.15\% \times B$$

Avec: **B**: section du voile ($B = L \times E_p$)

Zone courante: (Art 7.7.4.2 RPA99/2003)

On doit vérifier:

$$A_{total \text{ courante}} \geq 0,10\% \times B$$

Avec: **B**: section du voile ($B = L_c \times E_p$)

$$L_c = L - 2L/10 : \text{La longueur de la zone courante}$$

Exigée par le BAEL:

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

VI-3-5) Vérification à l'ELS:

Pour cet état, on considère: $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_{adop}} \leq \bar{\sigma}_b$$
$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec: N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A: Section d'armatures adoptée.

- Vérification de la contrainte de cisaillement:

- D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99/2003)

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{Avec : } V = 1,4 \times T$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute.

- D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91/99)

$$\tau_u = \frac{V_{\max.ELU}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

Avec : $\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement admissible

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa.}$$

VI-3-6) Exemple de calcul:

Soit à calculer le ferraillage d'un voile transversal $L = 1 \text{ m}$ sur la zone 1 (VL).

a - Caractéristiques géométriques:

L(m)	$E_p(m)$	B (m^2)	I (m^4)
1	0.20	0.20	0.017

Calcul de l'inertie:

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{E_p \times l^3}{12} = \frac{0.20 \times 1^3}{12} = 0.017 \text{ m}^4$$

Calcul de la section:

$$B = E_p \times L = 0.20 \times 1 = 0.20 \text{ m}^2$$

Les contraintes les plus défavorables sont:

On a: $N = -522.75 \text{ kN}$ (N est un effort de compression)

$$M = 257.327 \text{ kN.m}$$

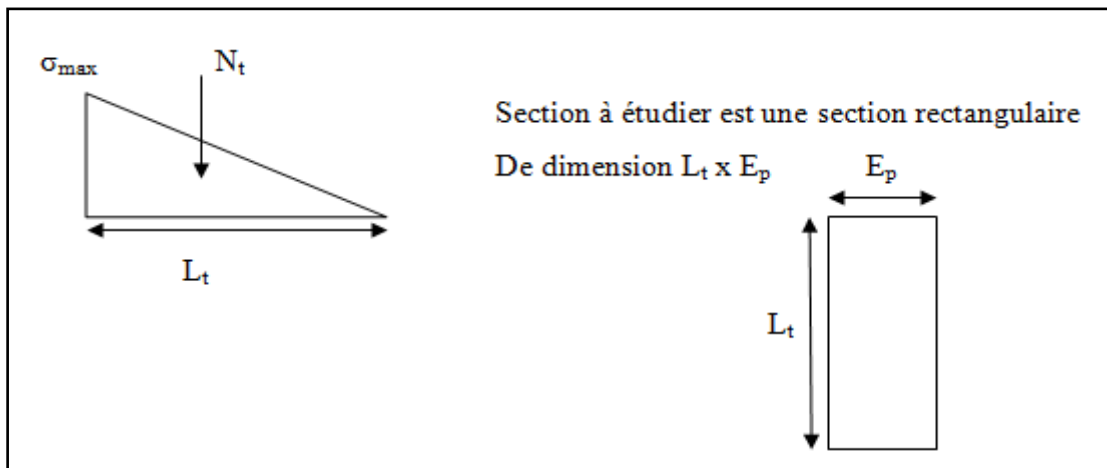
$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} = \frac{-522.75}{0.20} + \frac{257.327 \times 0.5}{0.017} = 4954.69 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I} = \frac{-522.75}{0.20} - \frac{257.327 \times 0.5}{0.017} = -10182.19 \text{ kN/m}^2$$

b - calcul de la longueur de la zone tendue:

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{4954.69}{4954.69 + 10182.19} \times 1 = 0.33 \text{ m}$$

D'où: $L_t = L - L_c = 1 - 0.33 = 0.67 \text{ m}$



On a: $N_t = \frac{\sigma_t \times L_t}{2} \times E_p = \frac{4954.69 \times 0.67}{2} \times 0.20 = 333.29 \text{ kN}$

Donc: $M = 257.327 \text{ kN.m}$

$$N_t = 333.29 \text{ kN}$$

$$e = \frac{M_u}{N_t} = \frac{257.327}{333.29} = 0.77 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{1}{2} - 0.03 = 0.47 \text{ m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0.77 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.47 \text{ m}$$

Section partiellement comprimée (SPC)

Il faut calculer

Moment fictif:

$$M_f = N_t \times g = 333.29 \times 1.24 = 413.28 \text{ KN.m}$$

$$g = e + \frac{h}{2} - c = 1.24 \text{ m}$$

Calcul de μ :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{413.28 \times 10^6}{200 \times 970^2 \times 21.74} = 0.101$$

$$\mu = 0.101 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{section est simplement armée (Asc = 0)}$$

$$\beta = 0.946$$

Calcul des armatures de la zone tendue:

Les armatures fictives:

$$A_{tf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{413.28 \times 10^6}{0.946 \times 970 \times 400} = 1125 \text{ mm}^2 = 11.25 \text{ cm}^2$$

Les armatures réelles:

$$A_{st} = A_{tf} + \frac{N_u}{\sigma_s} = 11.25 + \frac{333.29 \times 10^2}{4000} = 19.60 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc: } A_{st} = 19.60 \text{ cm}^2.$$

Calcul des Armatures de coutures:

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = \frac{1.1 \times 165.144 \times 10^3}{400} = 454 \text{ mm}^2 = 4.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Effort tranchant majoré: } T = 1.4 \times V_u = 1.4 \times 117.96 = 165.144 \text{ kN}$$

Cette quantité doit être ajoutée à la section d'armature A_{st} calculée

$$A_{v\text{calculée}} = A_{st} + A_{vj} = 19.60 + 4.54 = 24.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section nécessaire pour une seule nappe: } A_s = \frac{A_{v\text{calculée}}}{2} = 12.07 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales:

➤ **Selon RPA**

Les armatures minimales :

$$A_{\min} \geq A = 0.002B = 0.002 \times L_t \times E_p = 0.002 \times 67 \times 20 = 2.68 \text{ cm}^2$$

$$A_v > 0.15\%B = 0.0015 \times L_{\text{voile}} \times E_p = 0.0015 \times 100 \times 20 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_v > 0.10\%B = 0.0010 \times L_c \times E_p = 0.66 \text{ cm}^2$$

➤ **Selon BAEL:**

Les armatures minimales:

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right) b d$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{21}{4000} \left(\frac{0.98 - 0.455(97)}{0.98 - 0.185(97)} \right) 20 \times 97 = 5.95 \text{ cm}^2$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{388.11}{396.03} = 0.98m$$

$$A_{\min} = \max (A_{\min} \text{ du RPA ; } A_{\min} \text{ BAEL}) = 5.95 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{\text{adoptée}} = \max (A_{\text{calculée}} ; A_{\min})$

Les sections adoptées sont:

Pour une nappe soit: **8HA14 = 12.31cm²**

Pour deux nappes soit: **16HA14= 24.62cm²**

c-Espacement:

En zone courante: $S \leq \min \{1.5e, 30\text{cm}\} = 30 \text{ cm}$

Soit: **S_t = 15 cm** en zone courante

En zone d'extrémité c'est $\frac{S_t}{2} = \mathbf{10 \text{ cm}}$ (espacement du potelet)

$$d = L - 5 - S/2 = 100 - 5 - 20/2 = 85 \text{ cm.}$$

Armatures horizontaux

➤ **Selon RPA:**

$$A_H > 0.15\%B = 0.0015 \times L_{\text{voile}} \times E_p = 0.0015 \times 100 \times 20 = 3\text{cm}^2$$

$$A_H > 0.10\%B = 0.0010 \times L_c \times E_p = 0.66\text{cm}^2$$

➤ Selon BAEL:

$$\text{Section des armatures horizontales } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{12.31}{4} = 3.10 \text{ cm}^2$$

Donc: la section des armatures horizontales est: $A_H = 3.10 \text{ cm}^2$

Les sections adoptées sont:

Pour une nappe soit: $5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$

Pour deux nappes soit: $10HA10 = 7.86 \text{ cm}^2$

Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

Vérification à l'ELS:

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_{\text{adop}}} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_{\text{adop}}} = \frac{396.03 \times 10^3}{200 \times 1000 + 15 \times 12.31 \times 10^2} = 1.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

.....condition vérifiée

Vérification de la contrainte de cisaillement a L'ELU:

➤ D'après l'RPA

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{165.144 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1000} = 0.92 \text{ MPa}$$

$$V = 1.4 \times T = 1.4 \times 117.96 = 165.144 \text{ kN}$$

$$\tau_b = 0.92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

.....Condition vérifiée

➤ D'après le BAEL

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{117.96 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1000} = 0.66 MPa$$

$$\tau_b = 0.66 MPa < \bar{\tau}_b = 3.26 MPa$$

.....Condition vérifiée

• **L'utilisation du logiciel ETABS pour extraire les efforts internes:**

a- Chaque voile doit avoir un nom dans l'ETABS comme suit:

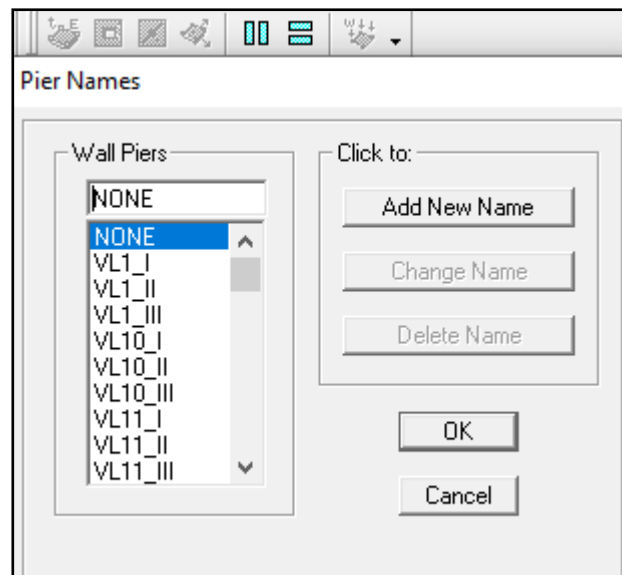
b- la sélection se fait par zone selon la section des poteaux

Zone I: Sous sol 1 et 2

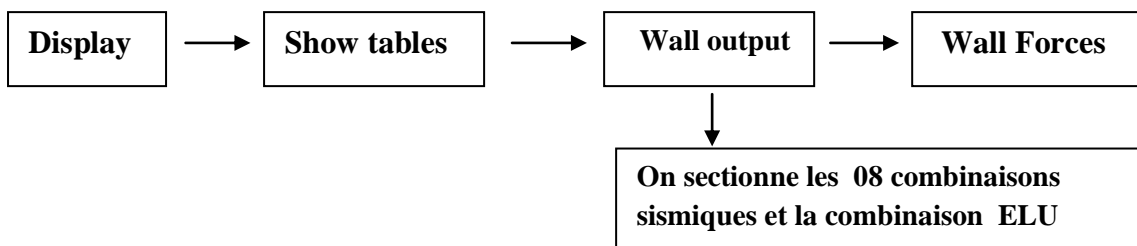
Zone II: RDC, ET1, ET2

Zone III: ET3, ET4, ET5

c- après avoir sélectionné les voiles considérer on procède de cette manière pour extraire les efforts internes (N-M-V)



On clique sur:



Les voiles sont ferrailés en flexion composée donc on prend les valeurs suivantes:

$$\begin{array}{lll}
 N^{\max} & \longrightarrow & M^{\text{corres}} \longrightarrow V^{\text{corres}} \\
 N^{\min} & \longrightarrow & M^{\text{corres}} \longrightarrow V^{\text{corres}} \\
 M^{\max} & \longrightarrow & N^{\text{corres}} \longrightarrow V^{\text{corres}}
 \end{array}$$

On refait la même opération pour extraire les valeurs des efforts internes à l'ELS

VI-3-7) Calcul du ferraillage des voiles et les vérifications à l'ELU et à l'ELS:

➤ Voile longitudinales

Voile V_L : $L = 1\text{m}$ $E_p = 0.20\text{m}$ $B = 0.20\text{m}^2$ $I = 0.017\text{m}^4$

1- Calcul des contraintes:

Zone	sollicitation	combinaison	N(KN)	M(KN.m)	V_u (KN)	σ_{\max}	σ_{\min}	nature de la section
Zone I	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	GQEY MAX	-867,57	038,271	024,72	-3212,23	-5463,47	SEC
	$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	08GEY MAX	397,76	039,309	026,28	3144,95	0832,65	SET
	$M^{\max} - N^{\text{corres}}$	GQEX MAX	-522,75	257,327	117,96	4954,69	-10182,19	SPC
Zone II	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	GQEX MAX	-658,08	183,545	104,21	2107,98	-8688,78	SPC
	$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	08GEY MAX	222,76	066,357	039,92	3065,48	-0837,88	SPC
	$M^{\max} - N^{\text{corres}}$	GQEX MAX	028,05	219,84	067,06	6606,13	-6325,63	SPC
Zone III	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	GQEX MAX	-357,81	088,680	060,69	0819,19	-4397,29	SPC
	$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	08GEX MAX	065,52	148,682	092,81	4700,60	-4045,40	SPC
	$M^{\max} - N^{\text{corres}}$	GQEX MAX	-657,18	209,354	122,41	2871,57	-9443,37	SPC

Tableau VI-31: calcul des contraintes

Chapitre VI

Ferraillage des éléments structuraux

2- Calcul de ferraillage du voile:

➤ Les armatures verticales:

Zone	Lt (m)	Nt (KN)	Ast (cm ²)	Aji (cm ²)	Av (cm ²)	Av/2 (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Avcalculée (cm ²)	Avmax (cm ²)	Espacement		Ferrailage pour une seule nappe	Avadoptée (cm ²)
										Zone nodale	Zone courante		
Zone I	0,00	0,000	00,00	0,95	0,95	0,475	4,00	04,00	12,08	10	10	7HA16	14,07
	1,00	314,49	12,80	1,01	13,81	6,91	4,00	06,91					
	0,67	333,29	19,61	4,54	24,15	12,08	5,95	12,08					
Zone II	0,80	169,64	11,26	4,01	15,27	7,64	4,00	07,64	10,10	10	10	8HA14	12,31
	0,21	065,80	04,20	1,54	5,74	2,87	4,00	04,00					
	0,49	323,14	18,13	2,58	20,17	10,10	5,78	10,10					
Zone III	0,84	069,05	04,89	2,34	7,23	3,62	4,00	04,00	09,31	10	10	6HA14	09,23
	0,46	217,42	12,11	3,57	15,68	7,84	4,00	07,84					
	0,77	220,20	13,91	4,71	18,62	9,31	5,32	09,31					

Tableau VI-32: calcul des armatures verticales

➤ Les armatures horizontales et les armatures transversales:

Zone	$A_H = A_v/4$ (cm ²)	A_{min} Exigée par RPA		A_{Hmax} pour une seule nappe Par ml (cm ²)	Ferraillage pour une seule nappe	$A_{Hadoptée}$ (cm ²)	Espacement		Armature transversales
		Zone courante $A_H > 0.10\%B$	Globalement du voile $A_H > 0.15\%B$				Zone nodale	Zone courante	
Zone I	3.52	0.66	3	3.10	5HA10	3.92	10	15	4 épingles HA8 /m ²
Zone II	3.10	1.02	3	3.10	5HA10	3.92	10	15	4 épingles HA8 /m ²
Zone III	2.31	0.46	3	3.00	5HA10	3.92	10	15	4 épingles HA8 /m ²

Tableau VI-33: calcul des armatures horizontales pour une seule nappe et transversales

Ferraillage adoptée pour les deux nappes:

Armatures verticales: 14HA16 = 28.14 cm² avec: St = 10 cm

16HA14 = 24.06 cm²

12HA14 = 18.46 cm²

Armatures horizontales: 10HA10 = 7.84 cm² avec: St = 15cm

Armatures transversales: 4HA8 = 2.01 cm² avec: St = 5 cm

3- Les vérification à L'ELU et a L'ELS:

Zone	Av adoptée (cm ²)	ELU					ELS			
		Armatures minimales			τ_b (MPa)	τ_u (MPa)	OBS	Ns (KN)	σ_b (MPa)	OBS
		Zone tendue $A_v > 0.20\%B$	Zone courante $A_v > 0.10\%B$	Globalement du voile $A_v > 0.15\%B$	$\overline{\tau_b} = 5$ (MPa)	$\tau_u = 3.26$ (MPa)			$\overline{\sigma_b} = 15$ (MPa)	
Zone I	14.06	2.68	0.66	3.00	0.92	0.66	CV	-396.03	1.80	CV
Zone II	12.31	1.96	1.02	3.00	0.52	0.37	CV	-203.42	0.93	CV
Zone III	09.23	3.08	0.46	3.00	0.95	0.68	CV	-342.20	1.71	CV

Tableau VI-34: vérification à L'ELU et à L'ELS

Voile V_L: L = 1.80m Ep= 0.20m B= 0.36m² I= 0.10m⁴

1- Calcul des contraintes:

Zone	Sollicitation	Combinaison	N(KN)	M(KN.m)	V _u (KN)	σ _{max}	σ _{min}	Nature de la section
Zone I	N ^{max} – M ^{corres}	GQEY MAX	-1353,91	52,963	37,03	-5211,81	-8327,29	SEC
	N ^{min} – M ^{corres}	08GEY MAX	460,67	68,601	32,15	4321,03	0285,67	SET
	M ^{max} – N ^{corres}	GQEX MAX	-1188,04	788,355	239,65	17246,71	-29127,11	SPC
Zone II	N ^{max} – M ^{corres}	GQEY MAX	-941,42	84,865	58,02	-2211,07	-7203,13	SEC
	N ^{min} – M ^{corres}	08GEY MAX	239,35	92,937	63,39	3930,19	-1536,69	SPC
	M ^{max} – N ^{corres}	GQEX MAX	-227,94	385,485	178,02	10198,09	-12477,49	SPC
Zone III	N ^{max} – M ^{corres}	GQEX MAX	-405,11	113,889	79,2	1324,13	-5375,23	SPC
	N ^{min} – M ^{corres}	08GEX MAX	55,92	134,856	87,14	4245,95	-3686,75	SPC
	M ^{max} – N ^{corres}	GQEX MAX	-337,9	201,511	41,29	4237,29	-7616,29	SPC

Tableau VI-35: calcul des contraintes

Chapitre VI

Ferraillage des éléments structuraux

2- Calcul de ferraillage du voile:

➤ Les armatures verticales:

Zone	Lt (m)	Nt (KN)	Ast (cm ²)	Aji (cm ²)	Av (cm ²)	Av/2 (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Avcalculée (cm ²)	Avmax (cm ²)	Espacement		Ferrailage pour une seule nappe	Avadoptée (cm ²)
										Zone nodale	Zone courante		
Zone I	0,00	000,00	0,00	1,43	1,43	00,72	7,20	07,20	21.63	10	10	7HA20	21.99
	1,80	777,78	30,53	1,24	31,77	15,89	7,20	15,89					
	0,63	1083,3	34,02	9,23	47,45	21,63	7,20	21,63					
Zone II	0,00	000,00	0,00	2,23	2,23	01,12	7,20	07,20	19.44	10	10	11HA16	22.11
	0,51	198,85	10,78	2,44	13,22	06,61	7,20	07,20					
	0,99	1010,1	32,02	6,85	38,87	19,44	7,20	19,44					
Zone III	1,44	191,23	10,93	3,05	13,98	06,99	7,20	07,20	14.03	10	10	12HA14	18.46
	0,84	355,20	18,74	3,35	22,09	11,05	7,20	11,05					
	1,16	490,10	26,46	1,59	28,05	14,03	7,20	14,03					

Tableau VI-36: calcul des armatures verticales

➤ Les armatures horizontales et les armatures transversales:

Zone	$A_H = A_v/4$ (cm ²)	A_{min} Exigée par RPA		$A_{H\ max}$ pour une seule nappe par ml (cm ²)	Ferraillage pour une seule nappe	$A_{H\ adoptée}$ (cm ²)	Espacement		Armatures transversales
		Zone courante $A_H > 0.10\%B$	Globalement du voile $A_H > 0.15\%B$				Zone nodale	Zone courante	
Zone I	6.03	2.34	5.40	6.03	6HA12	6.78	10	15	4 épingles HA8 /m ²
Zone II	5.53	1.62	5.40	6.03	6HA12	6.78	10	15	4 épingles HA8 /m ²
Zone III	5.49	1.28	5.40	5.49	5HA12	5.65	10	15	4 épingles HA8 /m ²

Tableau VI-37: calcul des armatures horizontales pour une seule nappe et transversales

Ferraillage adoptée pour les deux nappes:

Armatures verticales: 14HA20 = 43.98 cm² avec: St = 10 cm
 22 HA 16 = 44.22 cm²
 24HA16 = 36.92 cm²
Armatures horizontales: 12HA12 = 13.56 cm² avec: St = 15 cm
 10HA12 = 11.30 cm²
Armatures transversales: 4HA8 = 02.01 cm² avec: St = 5 cm

3- Les vérifications à L'ELU et à L'ELS:

Zone	A _v adoptée (cm ²)	ELU					ELS			
		Armatures minimales			τ_b (MPa)	τ_u (MPa)	OBS	N _s (KN)	σ_b (MPa)	OBS
		Zone tendue A _v > 0.20%B	Zone courante A _v > 0.10%B	Globalement du voile A _v > 0.15%B	$\overline{\tau_b} = 5$ (MPa)	$\overline{\tau_u} = 3.26$ (MPa)			$\overline{\sigma_b} = 15$ (MPa)	
Zone I	21.99	2.52	2.34	5.40	1.04	0.74	CV	-542.67	1.38	CV
Zone II	22.11	3.96	1.62	5.40	0.77	0.55	CV	-432.29	1.10	CV
Zone III	18.46	4.64	1.28	5.40	0.18	0.13	CV	-260.54	0.67	CV

Tableau VI-38 : vérification à L'ELU et à L'ELS

Voiles transversales

Voile V_T : $L = 3.75\text{m}$ $E_p = 0.20\text{m}$ $B = 0.75\text{m}^2$ $I = 0.88\text{m}^4$

1- Calcul des contraintes:

Zone	sollicitation	combinaison	N(kN)	M (kN.m)	V_u (kN)	σ_{\max}	σ_{\min}	nature de la section
Zone I	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	GQEX MAX	-2737,8	385,943	84,06	-2828,08	-4472,72	SEC
	$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	08GEX MAX	848,35	171,308	121,53	1496,14	766,13	SET
	$M^{\max} - N^{\text{corres}}$	GQEY MAX	-798,19	1884,657	313.25	2951,35	-5079,86	SPC
Zone II	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU	-1960,29	142,132	29,14	-2310,88	-2916,56	SEC
	$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	08GEX MAX	279,5	155,592	114,52	704,18	41,15	SET
	$M^{\max} - N^{\text{corres}}$	GQEY MAX	-880,92	1453,885	342.86	1923,21	-4272,33	SPC
Zone III	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU	-1135,78	126,861	51,71	-1244,07	-1784,67	SET
	$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	08GEX MAX	-28,06	27,421	94,93	21,01	-95,84	SPC
	$M^{\max} - N^{\text{corres}}$	GQEY MAX	-186,33	799,904	286,52	1455,90	-1952,78	SPC

Tableau VI-39: calcul des contraintes

2- Calcul de ferraillage du voile:

➤ Les armatures verticales:

Zone	Lt (m)	Nt (KN)	Ast (cm ²)	Aji (cm ²)	Av (cm ²)	Av/2 (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Av calculée (cm ²)	Av max (cm ²)	Espacement		Ferraillage pour une seule nappe	Av adoptée (cm ²)
										Zone nodale	Zone courante		
Zone I	0.00	0.00	0.00	3,24	3.24	1.62	15	15.00	23.62	10	10	17HA14	26.16
	3,75	561,05	22.21	4,68	26.89	13.45	15	15.00					
	2,37	700,04	35.18	12.06	47.24	23.62	15	23.62					
Zone II	0.00	0.00	0.00	1,12	1.12	0.56	15	15.00	23.39	10	10	18HA14	27.70
	3,75	264,07	11.00	4,41	15.41	7.71	15	15.00					
	2,59	497,33	33.58	13.20	46.78	23.39	15	23.39					
Zone III	0.00	0.00	0.00	1,99	1.99	0.99	15	15.00	18.32	10	10	2HA14+16HA12	21.18
	3,08	6,46	0.47	3,65	4.12	2.06	15	15.00					
	2,15	-419,52	25.60	11,03	36.63	18.32	15	18.32					

Tableau VI-40: calcul des armatures verticales

➤ Les armatures horizontales et les armatures transversales:

Zone	$A_H = A_v/4$ (cm ²)	A_{min} Exigée par RPA		A_{Hmax} pour une seule nappe Par ml (cm ²)	Ferraillage pour une seule nappe	$A_{Hadoptée}$ (cm ²)	Espacement		Armature transversales
		Zone courante $A_H > 0.10\%B$	Globalement du voile $A_H > 0.15\%B$				Zone nodale	Zone courante	
Zone I	6.54	2.76	11.25	11.25	10HA12	11.31	10	15	4 épingles HA8 /m ²
Zone II	6.93	2.32	11.25	11.25	10HA12	11.31	10	15	4 épingles HA8 /m ²
Zone III	5.30	3.20	11.25	11.25	10HA12	11.31	10	15	4 épingles HA8 /m ²

Tableau VI-41: calcul des armatures horizontales pour une seule nappe et transversales

Ferraillage adoptée pour les deux nappes:

Armatures verticales: 34HA14 = 52.32 cm²
 36HA14 = 55.40cm²
 4HA14+32HA12 = 42.36cm²

avec: St = 15cm

Armatures horizontales: 20HA12 = 22.62 cm²

avec: St = 15cm

Armatures transversales: 4HA8 = 02.01 cm²

avec: St = 5cm

3- Les vérification à L'ELU et a L'ELS:

Zone	A _v adoptée (cm ²)	ELU					ELS			
		Armatures minimales			τ _b (MPa)	τ _u (MPa)	OBS	N _s (KN)	σ _b (MPa)	OBS
		Zone tendue A _v > 0.20%B	Zone courante A _v > 0.10%B	Globalement du voile A _v > 0.15%B	τ _b = 5 (MPa)	τ _u =3.26 (MPa)			σ _b = 15 (MPa)	
Zone I	26.16	09.48	2.76	11.25	0.65	0.46	CV	-1699.50	2.15	CV
Zone II	27.70	10.36	2.32	11.25	0.71	0.51	CV	-1428.23	1.80	CV
Zone III	21.18	08.60	3.20	11.25	0.59	0.42	CV	-0826.77	1.06	CV

Tableau VI-42: vérification à L'ELU et à L'ELS

CHAPITRE VII:

Etude du mur Plaque

INTRODUCTION:

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement qui permet de soutenir le sol et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement qui permet de soutenir le sol et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

VII -1) Pré-dimensionnement du mur plaque:

L'épaisseur minimale imposée par le (Art 10.1.2 RPA99/2003) doit être supérieure ou égale à 15 cm.

On opte pour une épaisseur de 20 cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical). $A_{\min} = 0.10\%.b \ h$

VII-1-1) Méthode de calcul:

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées aux niveaux des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

VII-1-2) Détermination des sollicitations:

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont

σ_h et σ_v tel que:

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

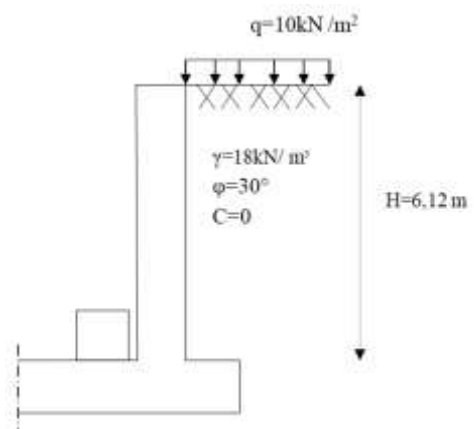
$$\sigma_v = q + \gamma \cdot h$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres $(1 - \sin\phi)$

σ_h : Contraintes horizontales.

σ_v : Contrainte verticales.

ϕ : Angle de frottement interne. **Figure VII-1 : Schéma statique du mur plaque**



VII-1-3) Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.

Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.

Angle de frottement interne : $\rho = 30^\circ$.

Cohésion : $C = 0$

La contrainte admissible de sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars}$.

$\beta = 0$: angle de la surface du remblai horizontal.

$\lambda = 0$: la paroi de mur est verticale.

$\delta = 0$: obliquité nulle de la force de poussée (Rankine est applicable)

Contrainte de la poussée des terres:

$$K_0 = 1 - \sin \rho = 1 - \sin (30^\circ) = 0,5$$

VII-1-4) Calcul des sollicitations:**➤ Calcul à l'ELU:**

$$\sigma_h = K_0 \times \gamma \times h = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

- **Pour la couche 1:** $0 \leq h \leq 3.06 \text{ m}$

$$\sigma_{h1} = 0,5 (1.35 \times 18 \times h_1 + 1.5 \times 10) = 12.15 h_1 + 7.5$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{h1} = 0.5 \times (1.5 \times 10) = 7.5 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.06 \rightarrow \sigma_{h1} = 0.5 \times (1.35 \times 18 \times 3.06 + 1.5 \times 10) = 44.68 \text{ KN/m}^2$$

- **Pour la couche 2:** $3.06 \leq h \leq 6.12 \text{ m}$

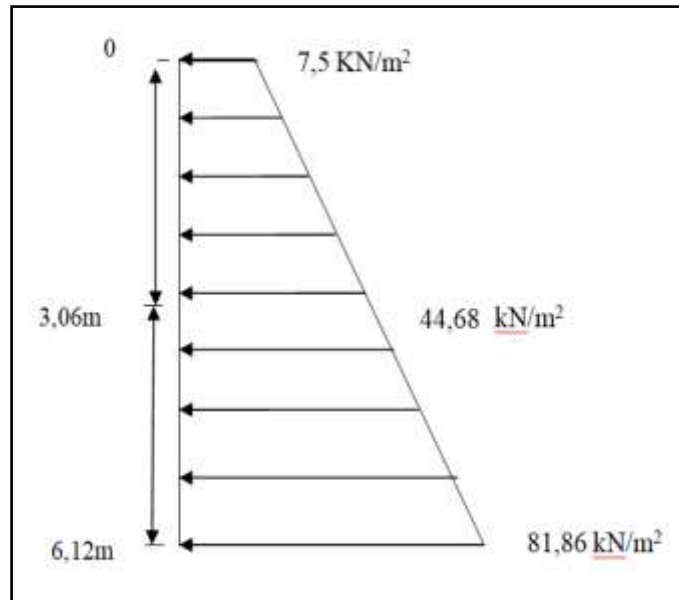
$$\sigma_{h2} = K_0 (1.35 \times \gamma \times h_2 + 1.35 \times \gamma \times h_1 + 1.5 \times q)$$

$$\sigma_{h2} = 0.5 (1.35 \times 18 \times h_2 + 1.35 \times 18 \times 3.06 + 1.5 \times 10) = 12.15 h_2 + 44.68$$

$$h = 3.06 \rightarrow \sigma_{h2} = 44.68 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 6.12 \rightarrow \sigma_{h2} = 81.86 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Diagramme des contraintes a l'ELU:**



VII-2: Diagramme des contraintes à l'ELU

➤ **Calcul à l'ELS:**

$$\sigma_h = K_0 \times a_v = K_0 (y \times h + q)$$

- **Pour la couche 1:** $0 \leq h \leq 3.06 \text{ m}$

$$\sigma_{h1} = 0,5 (18 \times h_1 + 10) = 9h_1 + 5$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{h1} = 0,5 \times 10 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.06 \rightarrow \sigma_{h1} = 0,5 \times (18 \times 3.06 + 10) = 32.54 \text{ KN/m}^2$$

- **Pour la couche 2:** $3.06 \leq h \leq 6.12 \text{ m}$

$$\sigma_{h2} = K_0 (y \times h_2 + y \times h_1 + q)$$

$$\sigma_{h2} = 0.5 (18 \times h_2 + 18 \times 3.06 + 10) = 9 h_2 + 32.54$$

$$h = 3.06 \rightarrow \sigma_{h2} = 32.54 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 6.12 \rightarrow \sigma_{h2} = 60.08 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Diagramme des contraintes à l'ELS:**

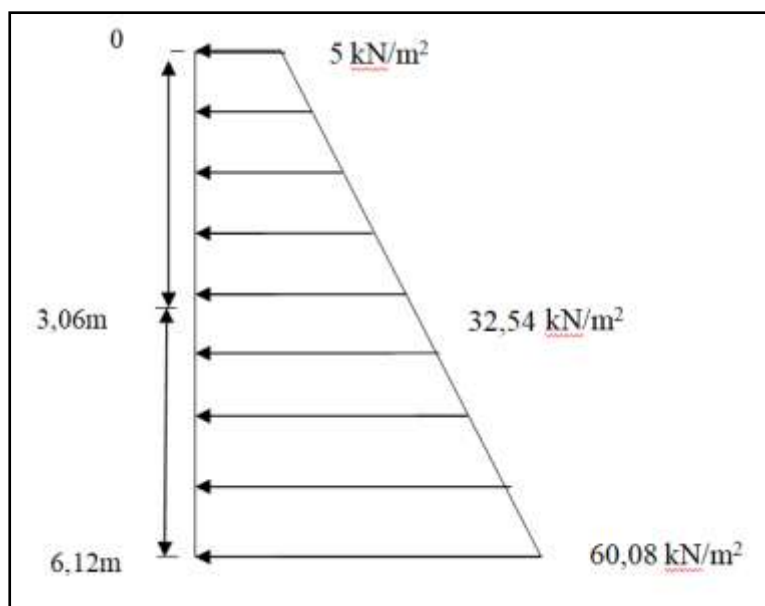


Figure VII-3: Diagramme des contraintes à l'ELS

VII-1-5) Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m:

$$\text{ELU: } q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 81.86 + 7.5}{4} \times 1\text{m} = 63.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS: } q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 60.08 + 5}{4} \times 1\text{m} = 46.31 \text{ KN/m}^2$$

VII -2) Ferraillage du mur plaque:**VII-2-1) identification des panneaux:**

$$\text{On a : } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.05}{3.06} = 0.99$$

$$\text{Avec: } L_x = 3.05 \text{ m} \\ L_y = 3.06 \text{ m}$$

Donc : $0,4 < \rho = 0.99 < 1$ le panneau travaille dans les deux sens.

VII-2-2) Calcul à l'ELU:

$$\text{On a : } \rho = 0.99$$

$$v = 0$$

$$\text{Donc : } \mu_x = 0.0377$$

$$\mu_y = 0.978$$

$$\text{Alors : } M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0377 \times 63.27 \times (3.05)^2 = 22.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.978 \times 22.19 = 21.70 \text{ KN.m}$$

VII-2-3) Correction des moments:**➤ Sens x-x:**

$$\text{Aux appuis: } M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 22.19 = 11.10 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 22.19 = 16.64 \text{ KN.m}$$

➤ Sens y-y:

$$\text{Aux appuis: } M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 21.70 = 10.85 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 21.70 = 16.28 \text{ KN.m}$$

VII-2-4) Calcul des armatures:

On a : b = 100 cm

h = 20 cm

d = 17 cm

Sens	Mu (KN.m)	μ	β	OBS	A_{min} (cm ²)	Ast (cm ²)	A adp (cm ²)	S _t (cm)
X-X	Ma = 11.10	0.028	0.986	SSA	2	1.90	6HA10 = 4.71cm ²	15
	Mt = 16.64	0.042	0.979	SSA	2	2.87	6HA10 = 4.71cm ²	15
Y-Y	Ma =10.85	0.026	0.987	SSA	2	1.85	6HA10 = 4.71cm ²	15
	Mt = 16.64	0.042	0.979	SSA	2	2.87	6HA10 = 4.71cm ²	15

Tableau VII-1: Ferrailage du mur plaque

VII-2-5) Recommandation RPA:

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes:

Les armatures sont constituées de deux nappes

Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$A \geq 0,001b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingle / m² de **HA8**.

b = 1 m = 100 cm ;

h : épaisseur du voile = 20 cm

VII-2-6) Vérification a l'ELU:

•Vérification de la condition de non fragilité :

$$M_x \geq m_0 \times \frac{3-\rho}{2}$$

Avec: m₀ : Pourcentage d'acier minimal égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

➤ **Sens x-x:**

$$A_{\min} \geq b \times h \times m_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) = 100 \times 20 \times 0.0008 \times \frac{3-0.99}{2} = 1.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.61 \text{ cm}^2$$

➤ **Sens y-y:**

$$A_{\min} = m_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.60 \text{ cm}^2$$

• **Vérification des espacements:**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de mur.

➤ **Sens x-x:**

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

$$St = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens y-y:**

$$St \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 20 ; 45\text{cm}\} = 40\text{cm}$$

$$St = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

➤ **Sens x-x:**

$$V_u = \frac{p}{3 \times l_y} = \frac{590.50}{3 \times 3.06} = 64.32 \text{ KN}$$

$$\underline{\text{Avec}} : p = q_{um} \times l_x \times l_y = 63.27 \times 3.05 \times 3.06 = 590.50 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Sens y-y:**

$$V_u = \frac{p}{2 \times l_y + l_x} = \frac{590.50}{(2 \times 3.06) + 3.05} = 64.39 \text{ KN}$$

$$\text{Et: } V_u = \frac{V_{u \max}}{b \times d} = \frac{64.39 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.38 \text{ MPa} \leq \overline{V_u} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_c 28}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

VII-2-7) Vérification a l'ELS:

On a: $\rho = 0.99$

$$v = 0.2$$

Donc: $\mu_x = 0.0451$

$$\mu_y = 0.985$$

Alors: $M_{0x} = \mu_x \text{ qs } l_x^2 = 0.0451 \times 46.31 \times (3.05)^2 = 19.43 \text{ KN.m}$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.985 \times 19.43 = 19.14 \text{ KN.m}$$

• **Correction des moments:**

➤ **Sens x-x:**

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 19.43 = 9.72 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 19.43 = 14.57 \text{ KN.m}$

➤ **Sens y-y:**

Aux appuis: $M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 19.14 = 9.57 \text{ KN.m}$

En travée: $M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 19.14 = 14.36 \text{ KN.m}$

• Vérification des contraintes dans le béton:

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

On a: $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$

Avec: $\sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 \times d \times A}$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

$$\rho = \frac{100A}{bd}$$

Sens	Ms (KN.m)	As	ρ	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	OBS
X-X	Ma = 9.72	4.71	0.245	0.921	48.29	131.81	2.73	15	CV
	Mt = 14.57	4.71	0.245	0.921	48.29	197.57	4.09	15	CV
Y-Y	Ma = 9.57	4.71	0.245	0.921	48.29	129.77	2.69	15	CV
	Mt = 14.57	4.71	0.245	0.921	48.29	194.73	4.03	15	CV

Tableau VII-2: Vérification des contraintes dans le béton

• Etat limite de déformation:

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de la flèche cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si on vérifie les trois conditions suivantes:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec: h: hauteur de la section est égale à 20 cm.

L: portée libre est égale à 305 cm.

A: section des armatures tendues.

b: longueur de la section

d: hauteur utile de la section

M_t : moment fléchissant max en travée.

M_0 : moment isostatique le plus défavorable.

➤ **Sens x-x:**

$$q_s = 46.31 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0x} = q_s \times \frac{L^2}{8} = 46.31 \times \frac{3.05^2}{8} = 53.85 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_{0x} = 40.39 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{305} = 0.0650 \geq \frac{1}{16} = \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{305} = 0.0650 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{40.39}{53.85} = 0.0075$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{471}{1000 \times 170} = 0.0277 \geq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Toutes les vérifications sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas vérifiée

Chapitre VIII:
Etude de
l'infrastructure

VIII-1) Introduction:

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation:

- **Un effort normal:** charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale:** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment:** qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux Sollicitations extérieures.

a- Fondations superficielles:

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont:

- Les semelles continues sous mur
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers.

b- Fondations profondes:

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur.

Les principaux types de fondations profondes sont:

- Les pieux
- Les puits

VIII-2) Etude géotechnique du sol:

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur l'étude de sol, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2.50 bars** comme contrainte admissible du sol à une profondeur de **D = 2m**. Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants:

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure.

Choix et type de fondations:

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres:

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VIII-3) Calcul des semelles:

VIII-3-1) Semelles isolées:

➤ **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.

Remarque: on considère le poteau le plus sollicité

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions:

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carrée}).$$

$$\text{D'où: } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple: $N_s = 236.42 \text{ KN}$

$$B = A \times B = 0.95 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 0.25 \text{ MPa}$$

Remarque: Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

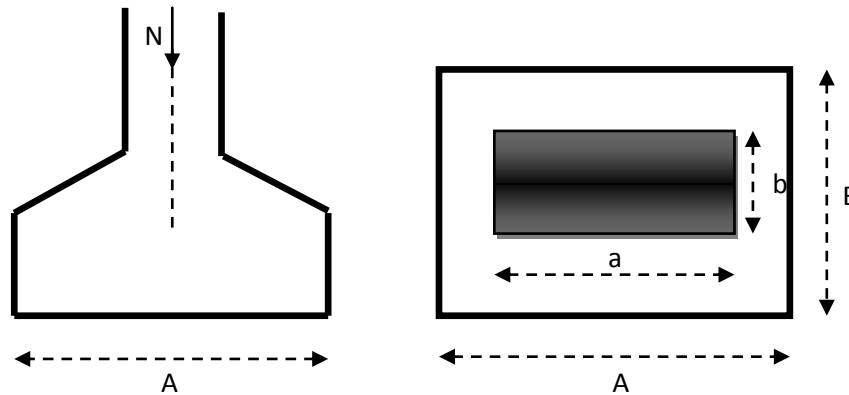


Figure VIII-1: Semelle isolée

VIII-3-2) Semelles filantes:

➤ Semelles filantes sous voiles:

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L}$$

Avec: σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{\text{sol}} = 0,25 \text{ MPa}$).

B: largeur de la semelle.

L: longueur de la semelle sous voile.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant:

voiles	N _s (KN)	L(m)	B(m)	S=B.L (m ²)
VL1	236.42	1.00	0.95	0.95
VL2	303.39	1.00	1.21	1.21
VL3	302.94	1.00	1.21	1.21
VL4	233.51	1.00	0.93	0.93
VL5	324.55	1.00	1.30	1.30
VL6	396.03	1.00	1.58	1.58
VL7	395.22	1.00	1.58	1.58
VL8	323.14	1.00	1.29	1.29
VL9	518.94	1.80	1.15	2.07
VL10	511.36	1.80	1.14	2.05
VL11	540.87	1.80	1.20	2.16
VL12	542.67	1.80	1.21	2.18
				18.51m²

Tableau VIII-1: Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

La surface des semelles filantes sous les voiles dans le sens longitudinales est: **St = 18.51 m².**

voiles	N _s (KN)	L(m)	B(m)	S=B.L (m ²)
VT1	1007.99	3.75	1.06	3.98
VT2	1182.72	3.75	1.26	4.73
VT3	1699.50	3.75	1.81	6.79
VT4	1410.43	3.75	1.50	5.63
VT5	1162.49	3.75	1.24	4.65
VT6	965.79	3.75	1.03	3.86
				29.64 m²

Tableau VIII-2: Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal)

La surface des semelles filantes sous les voiles dans le sens transversal est: **St = 29.64 m².**

La surface des semelles filantes sous voiles est:

$$S_v = \sum S_i = 18.51 + 29.64 = 48.15 \text{ m}^2$$

➤ Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux:

Hypothèse de calcul:

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultantes des charges agissant sur la semelle.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Poteaux	N (kN)	M _i (kN.m)	e _i (m)	N × e _i
P1	578.50	5.899	-7.5	-4338.75
P2	579.50	1.628	-3.75	-2173.125
P3	800.81	0.442	0	0
P4	556.27	1.542	3.75	2086.0125
P5	440.97	1.350	7.5	3307.275
Somme	2956.05	10.861		-1118.588

Tableau VIII3: Résultats des charges sous poteaux

N et M: les efforts internes donnés par logiciel ETABS

e: excentricité par rapport Y-Y

La charge totale transmise par les poteaux est: **N_t = 2956.05 KN**

Étape de calcul:

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle:

$$\begin{aligned} & \swarrow e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ & \searrow e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire} \end{aligned}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

Exemple de calcul:

Détermination de coordonnées de la résultante R:

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-1118.588 + 10.861}{2956.05} = -0.37 \longrightarrow e = -0.37 \text{ m}$$

Avec: $R = \sum N_i$

➤ Détermination de la distribution par [ml] de la semelle:

$$e = -0.37 < \frac{L}{6} = \frac{15}{6} = 2.5 \text{ m} \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{2956.05}{15} \left(1 - \frac{6 \times (-0.37)}{15} \right) = 226.24 \text{ nKN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{2956.05}{15} \left(1 + \frac{6 \times (-0.37)}{15} \right) = 167.90 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{2956.05}{15} \left(1 + \frac{3 \times (-0.37)}{15} \right) = 182.49 \text{ KN/ml}$$

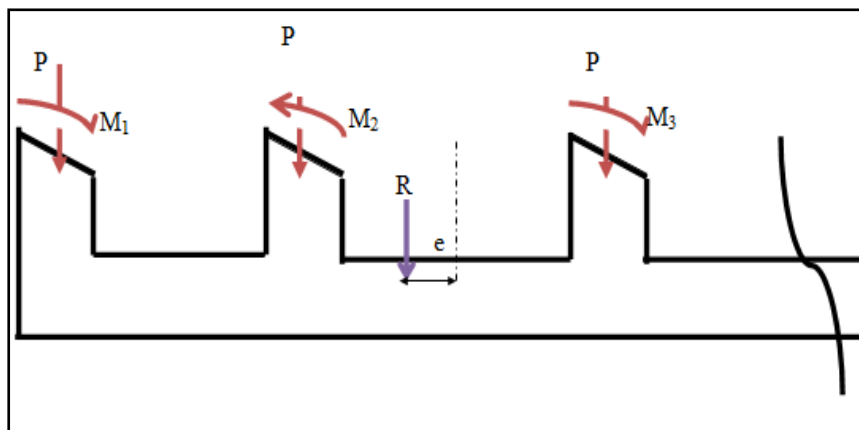


Figure VIII-2: Distribution des moments par ml de la semelle

➤ Détermination de la largeur de la semelle:

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{182.49}{250} = 0.73 \text{ m}$$

On prend: $B = 1.50 \text{ m}$

Pour le sens longitudinal:

Nous aurons la surface totale de la semelle filante:

$$S_T = S_v + S_p = 48.15 + 90 = 138.15 \text{ m}^2 \text{ (sens longitudinal)}$$

Remarque:

La surface totale du bâtiment est: $S_{\text{Bat}} = 274.15 \text{ m}^2$

La surface totale de la semelle filante dans le sens longitudinal: $S_T = 138.15 \text{ m}^2$

$$\frac{S_t}{S_{\text{Bat}}} = \frac{138.15}{274.50} = 0,51 > 0,50$$

La surface des semelles dans le sens longitudinal représente 51% de la surface de bâtiment.

Conclusion:

Dans le sens longitudinal les semelles occupent plus de 51% de la surface totale de bâtiment, donc la surface totale des semelles (dans les deux sens longitudinal et transversal) dépasse les 50% de la surface totale de bâtiment. On opte pour **un radier nervuré** comme fondation de notre bâtiment.

VIII-3-3) Calcul du radier général:

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- Une grande rigidité en son plan horizontal.
- Une bonne répartition des charges.
- Évite les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

➤ **Pré-dimensionnement du radier:**

a- Selon la condition d'épaisseur minimale:

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25(cm) $\longrightarrow (h_{\min} \geq 25(\text{cm}))$

b- Selon la condition forfaitaire:

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

Avec: h_r : épaisseur du radier

L_{\max} : distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$\frac{375}{8} \leq h_r \leq \frac{375}{5} \longrightarrow 48.88 \leq h_r \leq 75$$

On prend: **$h_r = 70 \text{ cm}$**

• **la dalle:**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes:

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{375}{20} \longrightarrow h_d \geq 18.75 \text{ cm}$$

On prend: **$h_d = 20 \text{ cm}$** .

• **La nervure:**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à:

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{375}{10} \longrightarrow h_n \geq 37.5 \text{ cm}$$

On prend: **$h_n = 40 \text{ cm}$** .

L_{\max} : La distance max entre deux voiles successive.

c- Condition de longueur d'élasticité:

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \times EI}{K \times b}} > \frac{2}{n} L_{\max}$$

Avec: L_e : Longueur élastique.

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K=40$ (MPa)

L_{\max} : La distance max entre deux poteaux successifs.

Le calcul s'effectue en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie:

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec: E : le module de Young.

Pour un chargement de longue durée: $E = 10818,86$ (MPa)

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 3.75}{3,14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0.71 \text{ m}$$

On opte: $h = 100 \text{ cm}$

Et la largeur égale à: $0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$

$$0,4 \times 100 \leq b_n \leq 0,7 \times 100$$

$$40 \leq b_n \leq 70$$

Soit: $b_n = 50 \text{ cm}$.

d- Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique:

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non- soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$P \geq F_s \times \gamma \times Z \times S$$

Avec: P : Poids total à la base du radier, $P = 26514.80 \text{ KN}$

F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement, $F_s = 1.5$

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/ m}$)

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 1.00 \text{ m}$)

S : surface du radier, ($S = 307.80 \text{ m}^2$).

Donc : $P = 26514.80 \text{ KN} \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1.5 \times 10 \times 1 \times 307.80 = 4617 \text{ KN}$

.....condition vérifiée

Remarque:

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier.

$h_d = 20 \text{ cm}$: Hauteur de la dalle du radier.

$b_n = 50 \text{ cm}$: Largeur de la nervure.

$h_n = 100 \text{ cm}$: Hauteur de la nervure

➤ **Détermination de la surface nécessaire du radier:**

a- **Détermination des sollicitations:**

➤ **poids de la superstructure:**

Charges permanentes: $G = 26514.80 \text{ kN}$

Charges d'exploitation: $Q = 4658.12 \text{ kN}$

➤ **combinaison de charges:**

ELU: $1,35G + 1,5Q = 1,35(26514.80) + 1,5(4658.12) = 42782.16 \text{ kN}$

ELS: $G + Q = 26514.80 + 4658.12 = 31172.92 \text{ kN}$

Donc: **ELU:** $N_U = 42782.16 \text{ kN}$

ELS: $N_S = 31172.92 \text{ kN}$

b- Détermination de la surface nécessaire du radier:

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{42782.16}{1,33 \times 250} = 128.67 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{31172.92}{250} = 124.69 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 274.50 \text{ m}^2 \geq S_{\text{radier}} = \max(128.67 ; 124.69) \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 274.50 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 128.67 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur ($L_{\text{déb}}$), comme nous l'impose le **BAEL91 modifiée99**. La largeur de débord sera calculée comme suit:

$$L_{\text{débord}} \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}, 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{débord}} = 50 \text{ cm}$.

La surface de débord est:

$$S_{\text{débord}} = [(L_x + L_y) \times L_{\text{déb}}] \times 2$$

$$S_{\text{débord}} = [(18.30 + 15) \times 0,50] \times 2 \longrightarrow S_{\text{débord}} = 33.30 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier:

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = 274.50 + 33.30 = 307.80 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 307.80 \text{ m}^2$$

➤ Détermination des efforts à la base du radier:

a- charges permanentes:

- Poids du bâtiment: $G_{\text{bat}} = 26514.80 \text{ [kN]}$
- Poids du radier:

$G_{\text{rad}} = \text{poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de T. V.} + \text{poids de la dalle flottante.}$

$$\text{Poids de la dalle: } P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times h_d \times 25$$

$$P_{\text{dalle}} = 307.80 \times 0,20 \times 25$$

$$P_{\text{dalle}} = 1539 \text{ kN}$$

Poids de la nervure: $P_n = b_n(h_n - h_d) \times L \times n \times 25$

Avec: $L_n = (l_x \times n) + (l_y \times n)$

$$L_n = (18.3 \times 6) + (15 \times 4) = 169.4 \text{ m}$$

Donc: $P_n = (0,50(1,0 - 0,20) \times (18.30 \times 6 + 15 \times 4) \times 25$

$$P_n = 1698 \text{ kN}$$

Poids de T.V.O: $P_{T.V.O} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho$

$$P_{T.V.O} = (307.80 - (169.8 \times 0.5) \times (1,00 - 0,20) \times 17$$

$$P_{T.V.O} = 3031.44 \text{ kN}$$

poids de la dalle flottante libre: $P_{df} = S_{rad} \times e_p \times 25$

e_p : Epaisseur de la dalle.

$$\frac{1}{50} \leq \frac{e_p}{l_{max}} \leq \frac{1}{40}$$

$$\frac{l_{max}}{50} \leq e_p \leq \frac{l_{max}}{40}$$

$$\frac{375}{50} \leq e_p \leq \frac{375}{40} \longrightarrow 7.5 \leq e_p \leq 10$$

On prend: $e_p = 10 \text{ cm}$

$$P_{df} = 307.80 \times 0,10 \times 25 \longrightarrow P_{df} = 769.50 \text{ kN}$$

• poids total du radier:

$$G_{rad} = 1539 + 3031.44 + 1698 + 769.50$$

$$G_{rad} = 7037.94 \text{ kN}$$

b- charges d'exploitation:

Surcharge du bâtiment: $Q_{bat} = 4658.12 \text{ KN}$

Surcharge du radier: $Q_{rad} = 3.5 \times S_{rad} = 5 \times 307.80 = 1077.30 \text{ KN}$

c- poids total de la structure:

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 7037.94 + 26514.80$$

$$G_{tot} = 33552.74 \text{ kN}$$

$$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad} = 5735.42 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = 5735.42 \text{ KN}$$

d- Combinaisons d'action:

$$\text{ELU: } 1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 1,35(33552.74) + 1,5(5735.42) = 53899.33 \text{ KN}$$

$$N_u = 53899.33 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } G + Q = 33552.74 + 5735.42 = 39288.16 \text{ KN}$$

$$N_s = 39288.16 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des caractéristiques géométriques du radier:**

a- calcul du centre de gravité:

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 9.15 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7.5 \text{ m}$$

Avec: S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b- Moment d'inertie du radier:

$$I_{XX} = 5146.88 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = 7660.61 \text{ m}^4$$

VIII-3-4) Vérification à l'ELU:

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**.....(Art A.5.1.211BAEL91/99)

Il faut vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{1.5}; 4 \text{ [MPa]}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec: $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9h_d = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{53899.33 \times 1}{307.80} \times \frac{3.75}{2} = 328.33 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{1.5}; 4 \text{ [MPa]}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{328.33}{1000 \times 0,180} = 1.82 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

.....condition vérifiée

- **Vérification de la stabilité du radier:**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est Sollicité par les efforts suivants :

Efforts normaux (N) dû aux charges verticales.

Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \mathbf{h}$$

Avec:

\mathbf{M}_0 : Moment sismique à la base de la structure (valeur obtenu a partir du logiciel **ETABS**).

\mathbf{T}_0 :Effort tranchant à la base de la structure (valeur obtenu a partir du logiciel **ETABS**).

\mathbf{h} :Profondeur de l'infrastructure.

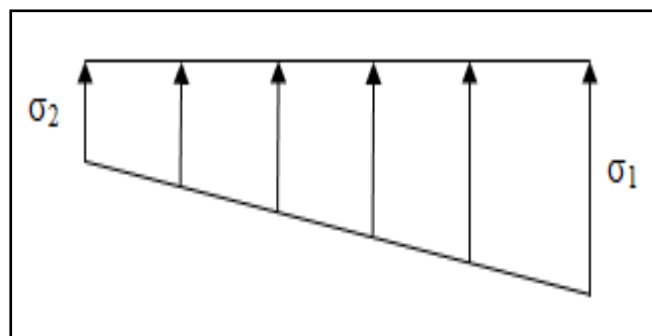


Figure VIII-3: Diagramme des contraintes du sol

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne:

Avec: $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Ainsi on doit vérifier que:

A ELU: $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol}$

A ELS: $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

Avec:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

$N_u = 53899.33 \text{ KN} , N_s = 39288.16 \text{ KN}$

$M_{0x} = 34345.245 \text{ KN.m}, T_{0x} = 2003.11 \text{ KN}$

$M_{0y} = 40916.262 \text{ KN.m}, T_{0y} = 2386.72 \text{ KN}$

➤ **Sens longitudinal:**

ELU:

$M = 34345.245 + (2003.11 \times 1.00) = \mathbf{36348.355 \text{ kN.m}}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{53899.33}{307.80} \pm \frac{36348.355 \times 9.15}{7660.61}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 218.53 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 131.70 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{3(218.53) + 131.70}{4} = 196.82 \text{ N/m}^2$$

$\sigma_m = 196.82 \text{ KN/m}^2 \leq 332.5 \text{ kN/m}^2$

.....**Condition vérifiée**

ELS:

$$M = 34345.245 + (2003.11 \times 1.00) = \mathbf{36348.355 \text{ kN.m}}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{39288.16}{307.80} \pm \frac{36348.355 \times 9.15}{7660.61}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 171.06 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 84.23 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{3(171.06) + 84.23}{4} = 149.35 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 149.35 \text{ KN/m}^2 \leq 250 \text{ KN/m}^2$$

..... Condition vérifiée

➤ Sens transversal:

ELU:

$$M = 40916.262 + (2386.72 \times 1.00) = \mathbf{43302.982 \text{ kN.m}}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{53899.33}{307.80} \pm \frac{43302.982 \times 7.50}{5146.875}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 238.21 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_2 = 112.01 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{3(238.21) + 112.01}{4} = 206.66 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 206.66 \text{ KN/m}^2 \leq 332.5 \text{ kN/m}^2$$

..... Condition vérifiée

ELS:

$$M = 40916.262 + (2386.72 \times 1.00) = \mathbf{43302.982 \text{ kN.m}}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{39288.16}{307.80} \pm \frac{43302.892 \times 7.50}{5146.875}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 190.74 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 64.54 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{3(190.74) + 64.54}{4} = 159.19 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 159.19 \text{ KN/m}^2 \leq 250 \text{ KN/m}^2$$

.....Condition vérifiée

- **Vérification au poinçonnement**.....(Art A.5.24 BAEL91/99)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite:

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec: N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité.

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : Épaisseur totale de la dalle.

➤ **Vérification pour les poteaux:**

$N_u = 1248.02 \text{ KN}$ (Valeur tiré à partir u logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.45 + 0.45 + (2 \times 1.00)) \times 2 = 5.8 \text{ m}$$

$$\frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 5.8 \times 1.00 \times 25000}{1.5} = 4350 \text{ kN}$$

$$N_u = 1248.02 \text{ KN} < 4350 \text{ KN}$$

.....Condition vérifiée

➤ **vérification pour les voiles:**

$N_u = 3447.03 \text{ kN}$ (Valeur tiré à partir u logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.2 + 1 + (2 \times 1.00)) \times 2 = 6.4 \text{ [m]}$$

$$\frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 6.4 \times 25000}{1.5} = 4800 \text{ [kN]}$$

$$N_u = 3447.03 \text{ kN} < 4800 \text{ kN}$$

.....Condition vérifiée

VIII-3-5) Ferraillage du radier:

Pour le calcul du ferraillage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

On distingue deux cas:

- **1^{er} cas:** si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8}$$

$$M_{0y} = 0$$

- **2^{eme} cas:** si $0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au Centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent:

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la petite portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de **PIGEAUD**.

Avec:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} (L_x < L_y)$$

Remarque:

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adoptera la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

➤ Identification du panneau le plus sollicité:

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{ELU: } q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 206.66 - \frac{7037.94}{307.80} = 183.79 \text{ KN/m}^2$$

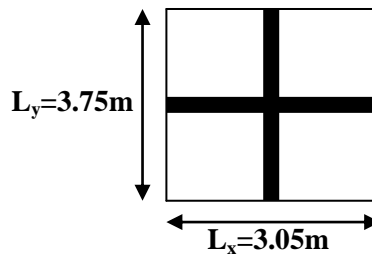
$$\text{ELS: } q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 159.19 - \frac{7037.94}{307.80} = 136.32 \text{ KN/m}^2$$

Panneau de dimension:

$$L_x = 3.05 \text{ m}$$

$$L_y = 3.75 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{3.05}{3.75} = 0.81$$



$0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

➤ Calcul des armatures à l'ELU:

$$\rho = 0.81 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0553 \\ \mu_y = 0.613 \end{cases}$$

$$q_u = 183.79 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0553 \times 183.79 \times (3.05)^2 = 94.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.613 \times 94.55 = 57.96 \text{ KN.m}$$

➤ Sens XX:

a- Moment en travées:

$$M_{\text{utx}} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 94.55 = 70.91 \text{ KN.m}$$

b- Moment aux appuis:

$$M_{\text{uax}} = 0.5 \times M_{0x} = -0.5 \times 94.55 = -47.28 \text{ KN.m}$$

c- Ferraillage:

• En travée:

$$\mu_u = \frac{M_{utx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{70.91}{1 \times 0.15^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.219 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.219 \longrightarrow \beta = 0.877$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{70.91 \times 10^2}{0.877 \times 15 \times 34.8} = 15.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: **8HA16 = 16.09 cm²** avec un espacement **s_t = 10 cm**

• Aux appuis:

$$\mu_u = \frac{M_{uax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{47.28}{1 \times 0.15^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.148 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0.148 \longrightarrow \beta = 0.922$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{47.28 \times 10^2}{0.922 \times 15 \times 34.8} = 9.82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: **8HA14 = 12.31 cm²** avec un espacement **s_t = 10 cm**

➤ Sens YY:

a- Moment en travées:

$$M_{uty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 57.96 = 43.47 \text{ KN.m}$$

b- Moment aux appuis:

$$M_{uay} = 0.5 \times M_{0x} = -0.5 \times 94.55 = -47.28 \text{ KN.m}$$

c- Ferraillage:

• En travée:

$$\mu_u = \frac{M_{uty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{43.47}{1 \times 0.15^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.136 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.136 \longrightarrow \beta = 0.929$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{43.47 \times 10^2}{0.929 \times 15 \times 34.8} = 8.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: **6HA14 = 9.23 cm²** avec un espacement **S_t = 15 cm**

• Aux appuis:

$$\mu_u = \frac{M_{uay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{47.28}{1 \times 0.15^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.148 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.148 \longrightarrow \beta = 0.922$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{47.28 \times 10^2}{0.922 \times 15 \times 34.8} = 9.82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: **8HA14 = 12.31 cm²** avec un espacement **S_t = 15 cm**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

sens	Zone	M (kN.m)	μ	Obs	β	A _u (cm ²)	Ferraillage	A _u adoptée	S _t (cm)
L _x	Travée	70.91	0.219	SSA	0.877	15.05	8HA16	16.09	10
	Appuis	47.28	0.148	SSA	0.922	9.54	8HA14	12.31	10
L _y	Travée	43.47	0.136	SSA	0.929	8.71	6HA14	9.23	15
	Appuis	47.28	0.148	SSA	0.922	9.54	8HA14	12.31	10

Tableau VIII-4: Résumé du résultat de ferraillage à l'ELU

• Vérification de la condition de non fragilité:

Sens L_x:

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3 - \rho}{2}$$

Avec: ρ_0 : Pourcentage d'acier minimal règlementaire ($\rho_0 = 0,0008$ pour les HA FeE400).

$$A_{xmin} = 0.0008 \times 100 \times 20 \times \frac{3 - 0.81}{2} = 1.752 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{uax} = 12.31 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.752 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{utx} = 16.09 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.752 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens L_y:

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \longrightarrow A_y \geq bh\omega_0$$

$$A_{ymin} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{uty} = 9.23 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{uay} = 12.31 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement des armatures**.....(Art A8.2.42 BAEL91/99)

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

Armatures parallèles à L_x:

$$S_t \leq \min\{3h; 33 \text{ [cm]}\} \longrightarrow S_t \leq \min\{60; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

Armatures parallèles à L_y:

$$S_t \leq \min\{4h; 45 \text{ [cm]}\} \longrightarrow S_t \leq \min\{80; 45 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$$

- **Vérification à l'ELS:**

$$\rho = 0.810 \begin{cases} \mu_x = 0.0553 \\ \mu_y = 0.613 \end{cases}$$

$$q_s = 136.32 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0553 \times 136.32 \times (3.05)^2 = 70.13 \text{ N.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.613 \times 70.13 = 42.99 \text{ kN.m}$$

➤ **Moment en travées:**

- **sens X-X:** $M_{stx} = 0.75 \times 70.13 = 52.60 \text{ kN.m}$

- **sens Y-Y:** $M_{sty} = 0.75 \times 42.99 = 32.24 \text{ kN.m}$

➤ **Moment aux appuis:**

- **sens X-X:** $M_{sax} = -0.5 \times M_{0x} = -0.5 \times 70.13 = -35.07 \text{ KN.m}$

- **sens Y-Y:** $M_{say} = -0.5 \times M_{0y} = -0.5 \times 42.99 = -21.50 \text{ KN.m}$

- **vérification des contraintes dans le béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}$$

Avec:
$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \\ \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

sens	zone	M_s	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Obs
L_x	Appuis	35.07	16.09	1.014	0.860	20.71	164.63	7.95	15	CV
	Travée	52.60	12.31	0.831	0.870	23.46	319.03	13.60		CV
L_y	Appuis	21.50	9.23	0.619	0.884	28.10	171.17	6.09		CV
	Travée	32.24	6.78	0.450	0.898	34.02	344.04	10.12		CV

Tableau VIII-5: Résumé du résultat de ferrailage à l'ELS

VIII-3-6) Ferrailage du débord:

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une barde de 1 mètre de longueur.

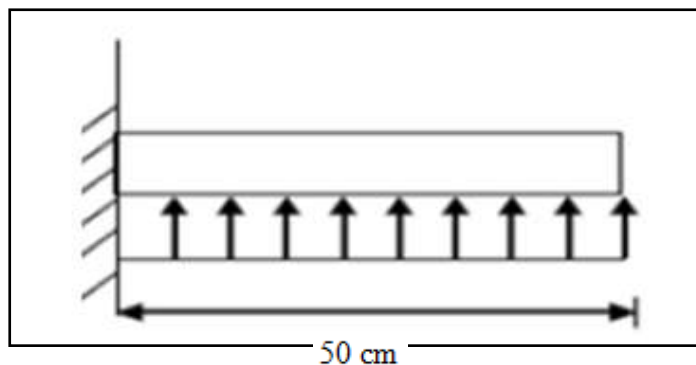


Figure VIII-4: Schéma statique du débord

a- Sollicitation de calcul:

ELU: $q_u = 183.79 \text{ kN/m}^2$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{183.79 \times 0.5^2}{2} = 22.97 \text{ kN.m}$$

ELS: $q_s = 136.32 \text{ kN/m}^2$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{136.32 \times 0.5^2}{2} = 17.04 \text{ kN.m}$$

Calcul des armatures:

$$b = 1 \text{ m} ; d = 15 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22.97}{1 \times 0.15^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.071 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0.071 \longrightarrow \beta = 0.964$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{22.97 \times 10^2}{0.964 \times 15 \times 34.8} = 4.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: **6HA12 = 6.78 cm²/ml** avec un espacement **S_t = 15 cm**

➤ Vérification à l'ELU:

• Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2$$

.....Condition vérifiée

• Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.70 \longrightarrow \textbf{4HA10 = 3.14 cm}^2 \text{ avec: un espacement de 20 cm}$$

➤ Vérification à l'ELS:

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 15} = 0.450 \longrightarrow \beta_1 = 0.898 \longrightarrow K_1 = 34.02$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{16.60 \times 10^6}{0.898 \times 150 \times 678} = 181.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = 5.34 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

.....Condition vérifiée

Conclusion:

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage les armatures de la dalle seront prolongées et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VIII-3-7) Ferrailage des nervures:

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

a- Les étapes de calcul des nervures:

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Le rapport ρ est compris entre 0,4 et 1 pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau sont soit trapézoïdales ou triangulaires..
- Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ce type de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.
- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel **ETABS**.

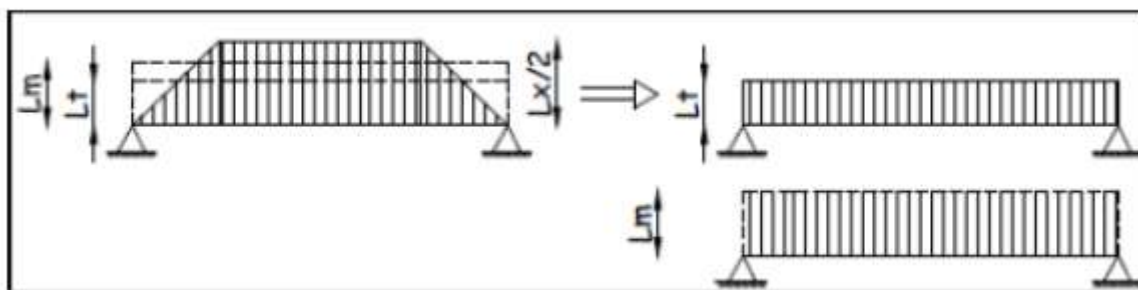


Figure VIII-5: Présentation des charges simplifiées.

Deux types de chargement peuvent se présenter:

➤ **1er Cas: Chargement triangulaires**

Moment fléchissant : $L_m = 0,333 \times L_x$.

Effort tranchant : $L_t = 0,25 \times L_x$.

➤ **2ème Cas: Chargement trapézoïdale**

Moment fléchissant : $L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$

Effort tranchant : $L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4}\right)$

Pour les moments fléchissant :

$$P_{Mu} = q_u \cdot L_m$$

$$P_{Ms} = q_s \cdot L_m$$

Pour les efforts tranchants :

$$P_{Tu} = q_u \cdot L_t$$

$$P_{Ts} = q_s \cdot L_t$$

b - Détermination des charges:

$$\text{ELU: } q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} - \frac{G_{\text{nervure}}}{S_{\text{nervure}}} \right) = \left(206.66 - \frac{7037.94}{307.80} - \frac{1698}{84.9} \right) = 163.79 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{ELS: } q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} - \frac{G_{\text{nervure}}}{S_{\text{nervure}}} \right) = \left(159.19 - \frac{7037.94}{307.80} - \frac{1698}{84.9} \right) = 116.32 \text{ kN/m}^2.$$

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	L _x (m)	L _y (m)	ρ _x	Chargement	L _m (m)	L _t (m)	q _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)	P _m (KN/m)	∑ P _m (KN/m)	P _{ms} (KN/m)	∑ P _{ms} (KN/m)	P _t (KN/m)	∑ P _t (KN/m)	P _{ts} (KN/m)	∑ P _{ts} (KN/m)
AB	1	3.05	3.75	0.81	Triangulaire	1.02	0.76	163.79	116.32	161.07	322.14	118.65	237.30	124.48	248.96	88.40	176.80
	2	3.05	3.75	0.81	Triangulaire	1.02	0.76	163.79	116.32	161.07		118.65		124.48		88.40	
BC	1	3.05	3.75	0.81	Triangulaire	1.02	0.76	163.79	116.32	161.07	322.14	118.65	237.30	124.48	248.96	88.40	176.80
	2	3.05	3.75	0.81	Triangulaire	1.02	0.76	163.79	116.32	161.07		118.65		124.48		88.40	
CD	1	3.05	3.75	0.81	Triangulaire	1.02	0.76	163.79	116.32	161.07	322.14	118.65	237.30	124.48	248.96	88.40	176.80
	2	3.05	3.75	0.81	Triangulaire	1.02	0.76	163.79	116.32	161.07		118.65		124.48		88.40	
DE	1	3.05	3.75	0.81	Triangulaire	1.02	0.76	163.79	116.32	161.07	322.14	118.65	237.30	124.48	248.96	88.40	176.80
	2	3.05	3.75	0.81	Triangulaire	1.02	0.76	163.79	116.32	161.07		118.65		124.48		88.40	
EF	1	3.05	3.75	0.81	Triangulaire	1.02	0.76	163.79	116.32	161.07	322.14	118.65	237.30	124.48	248.96	88.40	176.80
	2	3.05	3.75	0.81	Triangulaire	1.02	0.76	163.79	116.32	161.07		118.65		124.48		88.40	
FG	1	3.05	3.75	0.81	Triangulaire	1.02	0.76	163.79	116.32	161.07	322.14	118.65	237.30	124.48	248.96	88.40	176.80
	2	3.05	3.75	0.81	Triangulaire	1.02	0.76	163.79	116.32	161.07		118.65		124.48		88.40	

Tableau VIII-6: Les moments et efforts tranchants des nervures suivant X-X

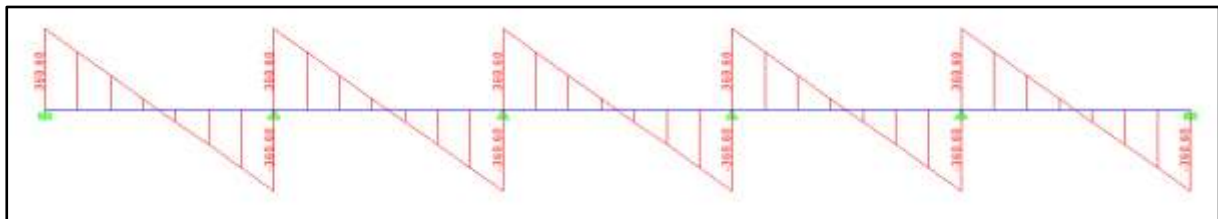
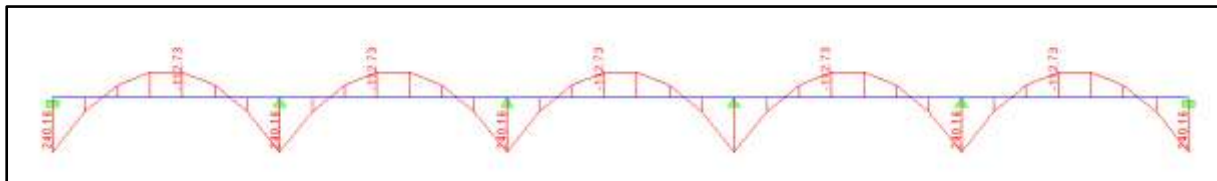
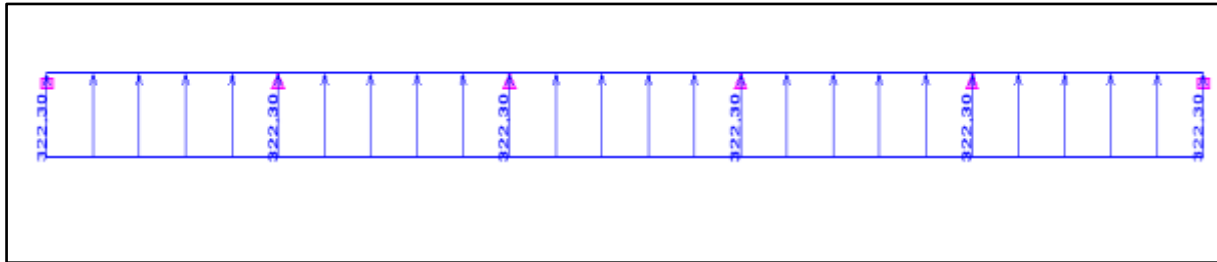
										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	L _x (m)	L _y (m)	ρ _x	Chargement	L _m (m)	L _t (m)	q _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)	P _m (KN/m)	Σ P _m (KN/m)	P _{ms} (KN/m)	Σ P _{ms} (KN/m)	P _t (KN/m)	Σ P _t (KN/m)	P _{ts} (KN/m)	Σ P _{ts} (KN/m)
1_2	1	3.05	3.75	0.81	Trapézoïdal	1.19	0.90	163.79	116.32	194.91	389.82	138.42	276.84	147.41	294.82	104.69	209.38
	2	3.05	3.75	0.81	Trapézoïdal	1.19	0.90	163.79	116.32	194.91		138.42		147.41		104.69	
2_3	1	3.05	3.75	0.81	Trapézoïdal	1.19	0.90	163.79	116.32	194.91	389.82	138.42	276.84	147.41	294.82	104.69	209.38
	2	3.05	3.75	0.81	Trapézoïdal	1.19	0.90	163.79	116.32	194.91		138.42		147.41		104.69	
3_4	1	3.05	3.75	0.81	Trapézoïdal	1.19	0.90	163.79	116.32	194.91	389.82	138.42	276.84	147.41	294.82	104.69	209.38
	2	3.05	3.75	0.81	Trapézoïdal	1.19	0.90	163.79	116.32	194.91		138.42		147.41		104.69	
4_5	1	3.05	3.75	0.81	Trapézoïdal	1.19	0.90	163.79	116.32	194.91	389.82	138.42	276.84	147.41	294.82	104.69	209.38
	2	3.05	3.75	0.81	Trapézoïdal	1.19	0.90	163.79	116.32	194.91		138.42		147.41		104.69	

Tableau VIII-7: Les moments et efforts tranchants des nervures suivant Y-Y

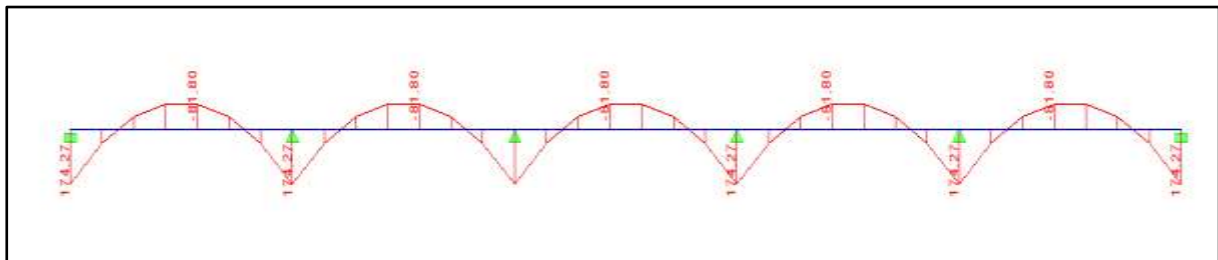
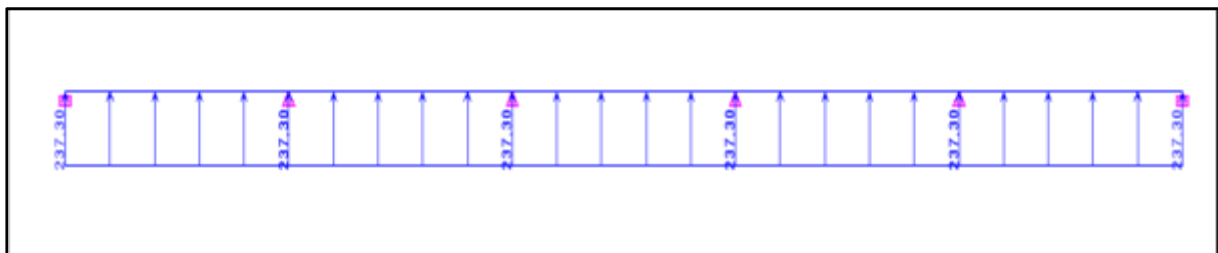
Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :(obtenu par le logiciel ETABS):

➤ Sens longitudinal:

ELU:

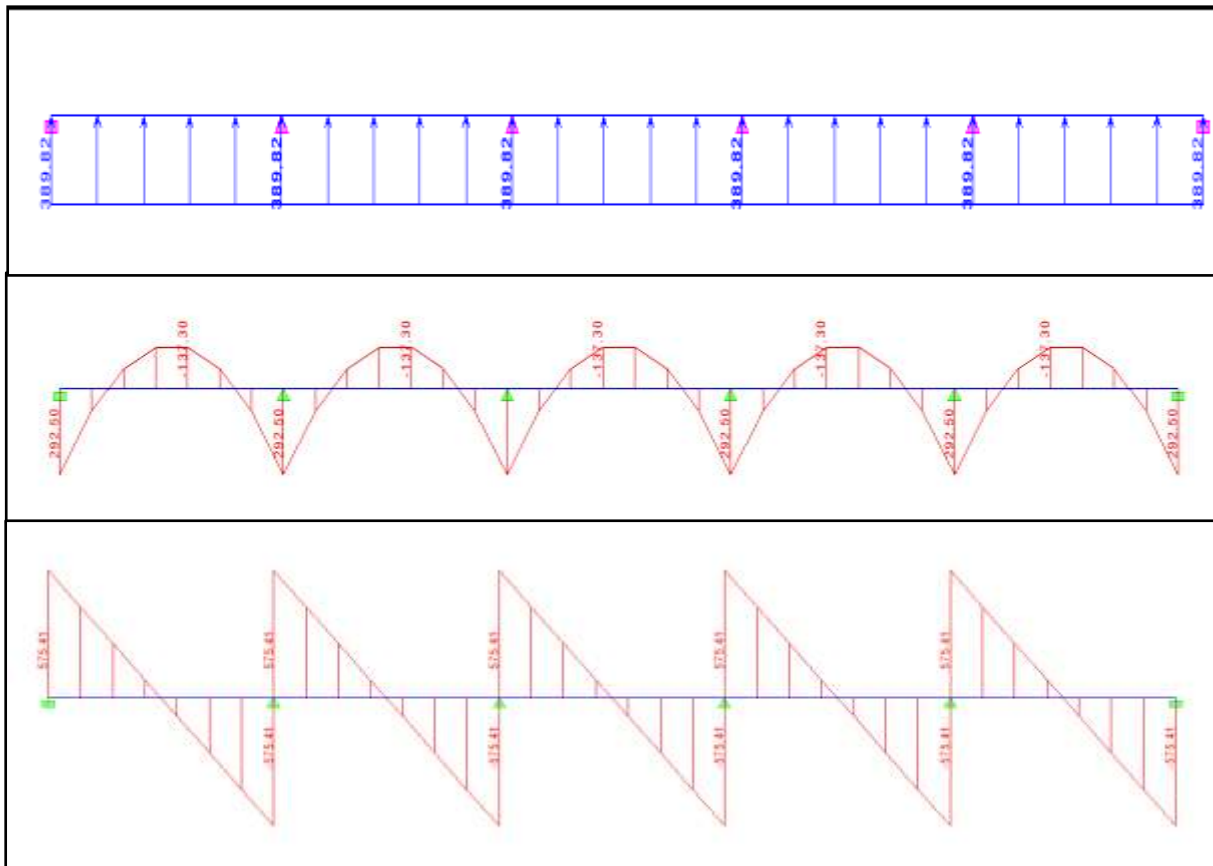


ELS:

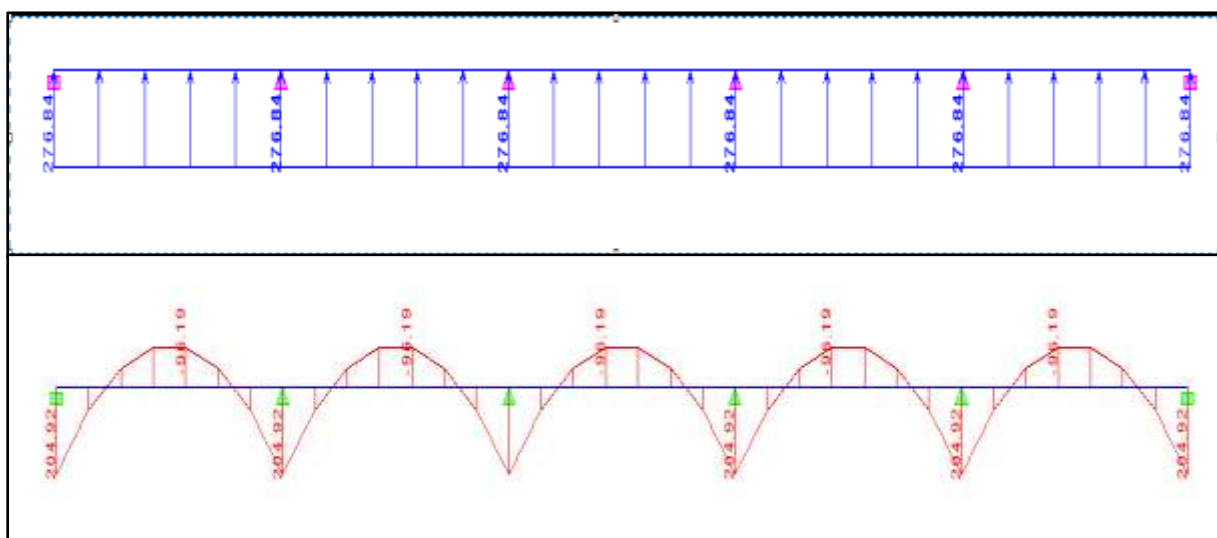


➤ Sens transversal:

ELU:



ELS:



c- Sollicitation maximale:**Sens longitudinal:**

$$M_{t_{\max}} = -112.73 \text{ kN.m}$$

$$M_{a_{\max}} = 240.16 \text{ kN.m}$$

$$M_{ts_{\max}} = -81.80 \text{ kN.m}$$

$$M_{as_{\max}} = 174.27 \text{ kN.m}$$

$$T_{u_{\max}} = 360.60 \text{ kN}$$

• Sens transversal:

$$M_{t_{\max}} = -137.30 \text{ kN.m}$$

$$M_{a_{\max}} = 292.50 \text{ kN.m}$$

$$M_{ts_{\max}} = -96.19 \text{ kN.m}$$

$$M_{as_{\max}} = 204.92 \text{ kN.m}$$

$$T_{u_{\max}} = 575.41 \text{ kN}$$

➤ Le ferrailage:

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous:

$$b = 50 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 95 \text{ cm}, f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Exemple de calcul:

$$M_{t_{\max}} = 112.73 \text{ kN.m}$$

$$M_{a_{\max}} = 240.16 \text{ kN.m}$$

• Aux appuis:

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{240.16 \times 10^6}{500 \times 950^2 \times 14.2} = 0.037 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.038 \longrightarrow \beta = 0.981$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{240.16 \times 10^6}{0.981 \times 950 \times 348} = 7.40 \text{ cm}^2$$

Soit: **8HA12 = 9.05cm²**

Le ferrailage de la nervure est mentionné dans ce tableau:

		M (KN.m)	μ	β	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	Ferrailage	$A_{adop}(cm^2)$
Sens longitudinal	Aux Appuis	240.16	0.039	0.981	07.40	5.74	8HA12	09.05
	En travée	112.73	0.018	0.991	03.44	5.74	6HA12	06.78
Sens transversal	Aux Appuis	292.50	0.046	0.976	09.07	5.74	6HA14	09.23
	En travée	137.30	0.022	0.989	04.20	5.74	6HA12	06.78

Tableau VIII-8: Ferrailage des nervures à L'ELU

➤ Vérification à l'ELU:

• Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 500 \times 950 \times 2.1}{400 \times 100} = 5.74 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_{adopté} = 9.05 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5.74 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5.74 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5.74 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5.74 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Contrainte de cisaillement:

$$T_{umax} = 575.41 \text{ (KN)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{1.5}; 4 \text{ [MPa]}\right) = \min(2.5 \text{ [MPa]}; 4 \text{ [MPa]}) = 2.5 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{575.41 \times 10^3}{500 \times 950} = 1.21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

.....Condition vérifiée

- **Armatures transversales:**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier:

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 10 \text{ mm}$

On prend un cadre et un étrier de $\phi = 10 \text{ mm}$

En zone nodale:

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 1.6 \right\} = 19.2 \text{ cm} \longrightarrow \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

En zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{Soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales:**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 50 = 3.00 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 3.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures de peau.....(Art B.6.6 ,2BAEL91/99)**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leurs section est au moins égale à 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100 cm , la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} = 3 \text{ cm}^2 \text{ par paroi.}$$

$$\text{Soit: } 2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification à l'ELS:

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée:

		M _{smax}	h	c	A adopté	ρ_1	β_1	$k_{,1}$	$\sigma_s(\text{Mpa})$	$\sigma_{bc}(\text{Mpa})$	$\overline{\sigma_{bc}}(\text{Mpa})$	OBS
Sens X-X	Appui	174.27	1.00	0.05	09.05	0.192	0.929	55.42	211.25	3.81	15	condition vérifiée
	Travée	81.80	1.00	0.05	06.78	0.142	0.938	65.64	131.09	2.00	15	condition vérifiée
Sens Y-Y	Appui	204.92	1.00	0.05	09.23	0.194	0.914	43.14	243.50	5.64	15	condition vérifiée
	Travée	96.19	1.00	0.05	06.78	0.142	0.938	65.64	131.09	2.00	15	condition vérifiée

Tableau VIII-9: Vérification des résultats à l'ELS

Conclusion:

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil, comme :

- Les solutions aux problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception.
- La forme de l'élément et comment travaillé.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons l'ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons qu'elle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

Réglemements:

- Règles parasismiques algérien RPA99 (version 2003).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

Ouvrage:

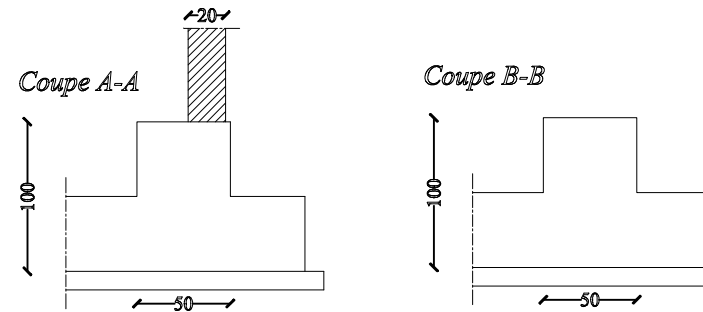
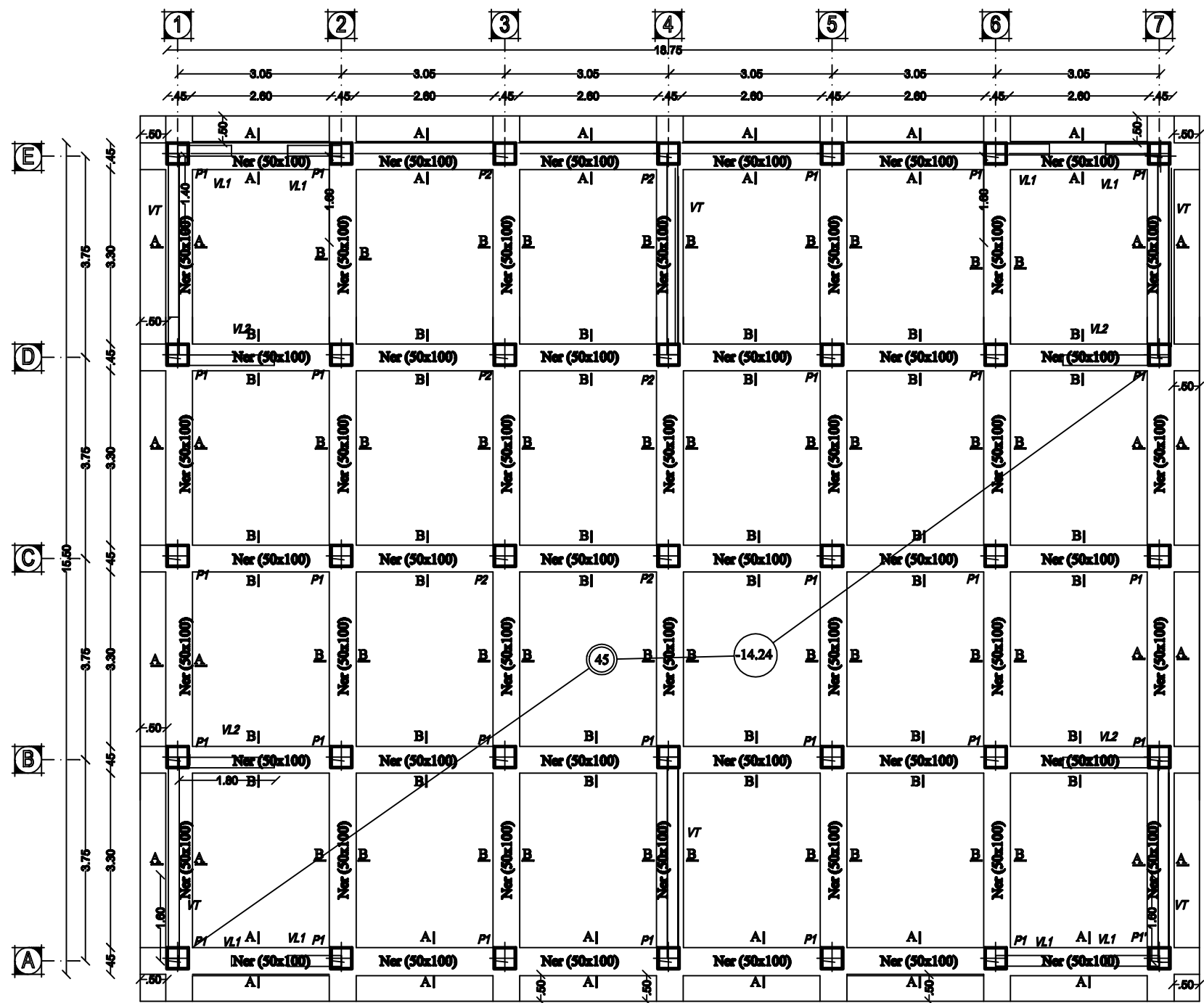
- Formulaire de Béton armé (Tomes 1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.
- Tables de Pigeaud et table de calcul à l'ELU et l'ELS.

Logiciels:

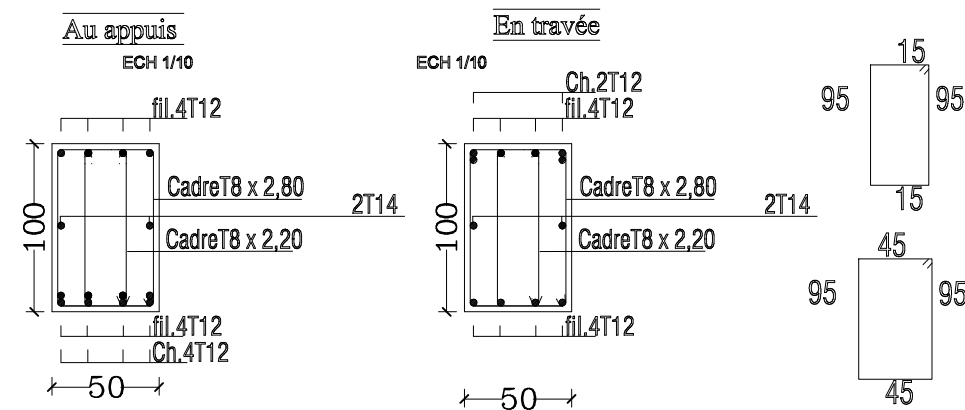
- Logiciel ETABS version 9.6.0 (analyse des structures).
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- AUTOCAD 2017.

PLANS
GENIE CIVIL

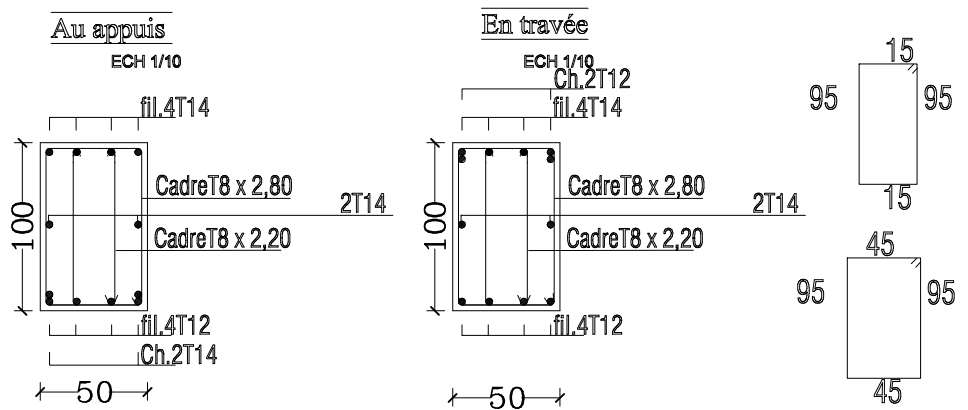
Plan de coffrage plancher niv :-6,12m



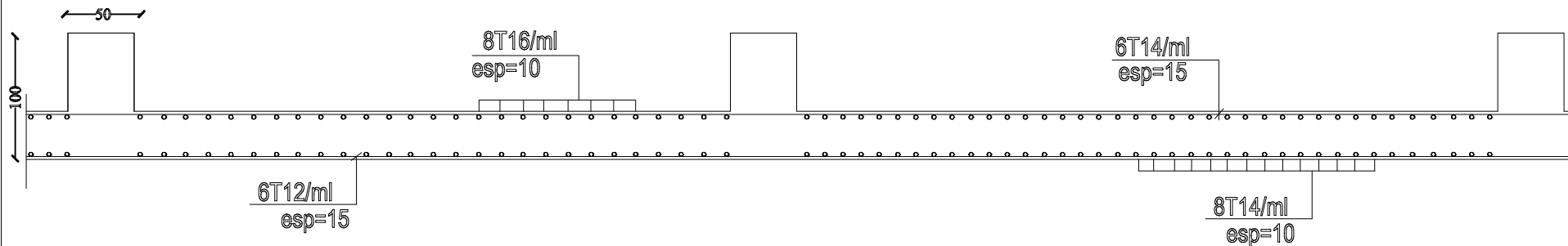
FERRAILLAGE DE LA NERVURE SENS X-X



SENS Y-Y



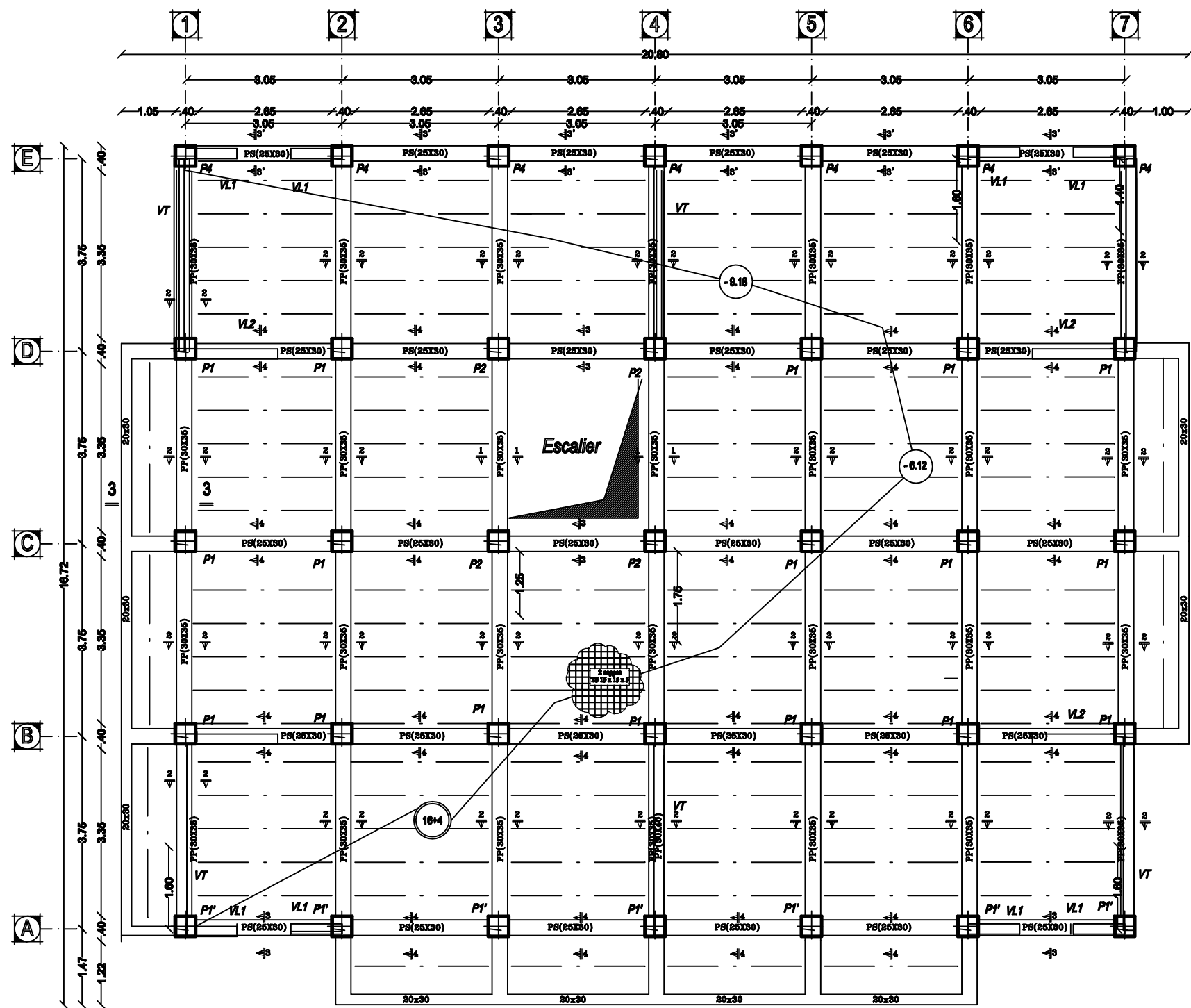
COFFRAGE / FERRAILLAGE Dalle de radier sens XX



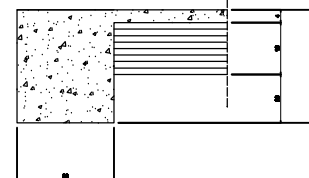
NOTA:
Caractéristiques des matériaux :
a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
Fc28=25Mpa.
b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
c) Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
d) Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø
f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU Département Génie de la Construction Filière Génie Civil OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Attestation de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5+2BOUSSOL+COMBLE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL PLAN DE COFFRAGE / FERRAILLAGE PLANCHER	
Réalise par: AMRANI IMANE AMRANI LYCIA Encadré par : Madame Khelouf F.	
REVISION:	promotion 2019/2020
Amage	

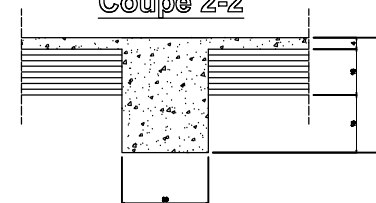
Plan de coffrage plancher niv :-3.06m



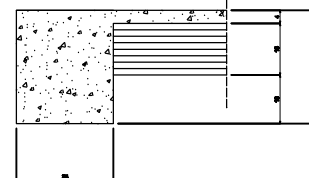
Coupe 1-1



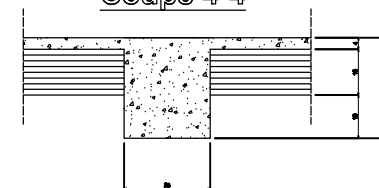
Coupe 2-2



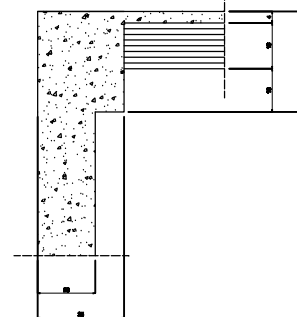
Coupe 3-3



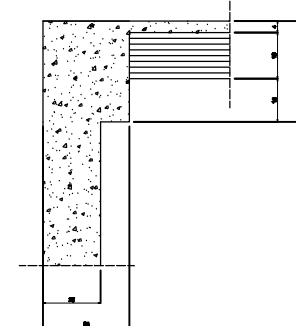
Coupe 4-4



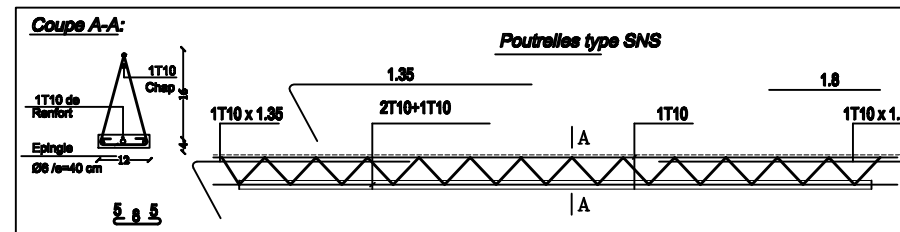
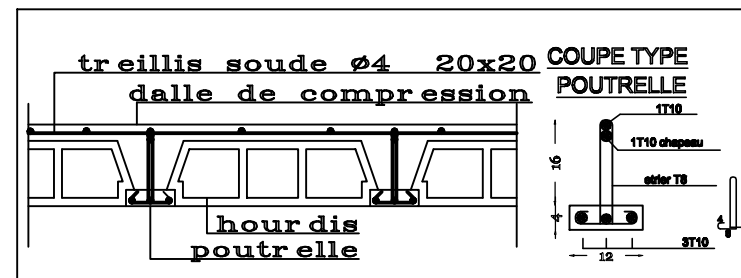
Coupe 3'-3'



Coupe 2'-2'



DETAIL PLANCHER



NOTA:

Caractéristiques des matériaux :

- Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325 Fc28=25Mpa.
- Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
- Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
- Longueur de recouvrement est de 40 Ø
- Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude

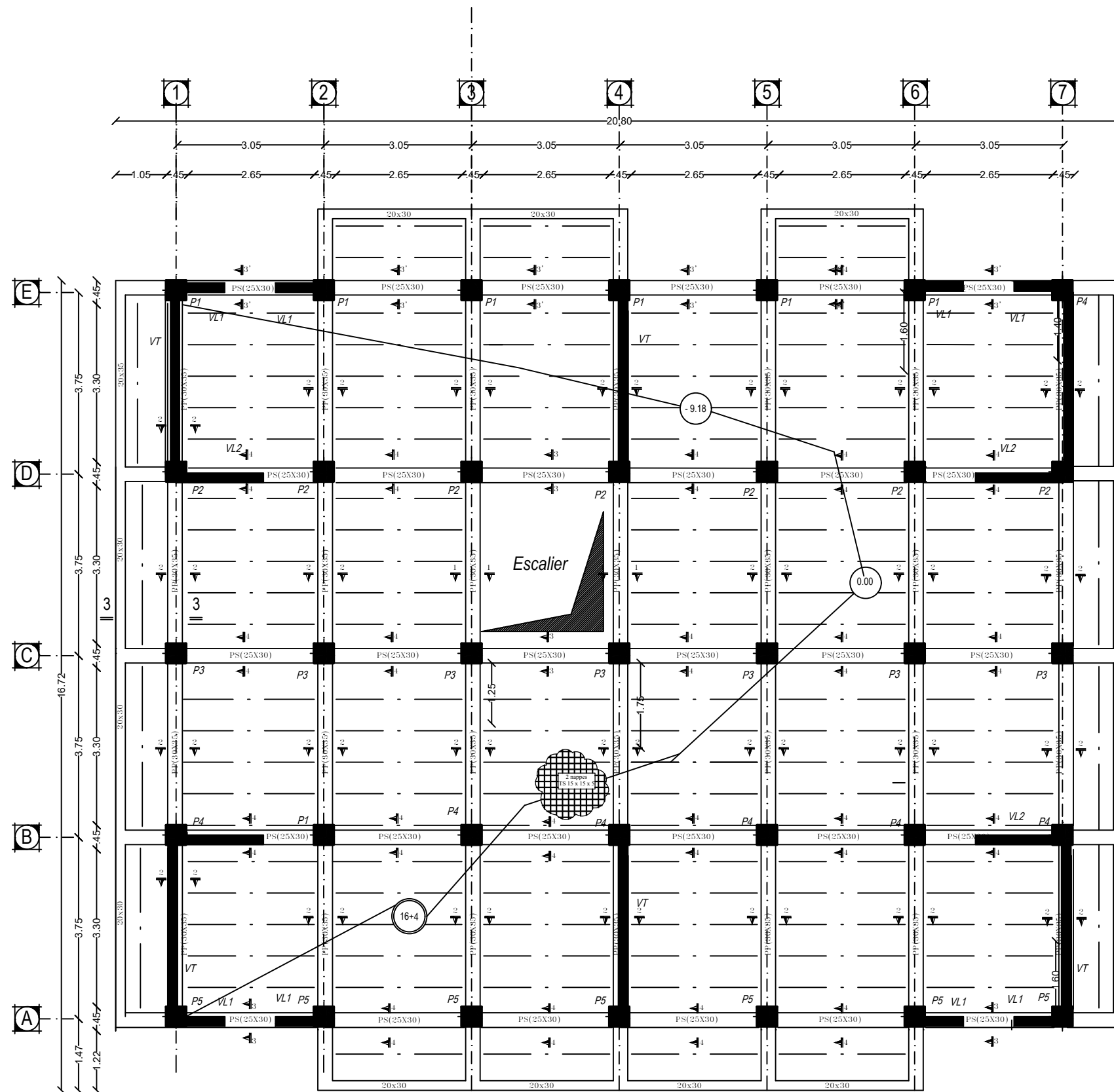
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN
R+5+SOUS-SOL +COMBLE.
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL
PLAN DE COFFRAGE / FERRAILLAGE PLANCHER

Réalisé par: AMRANI IMANE
AMRANI LYCIA.
Encadré par : Madame Khelouf F.

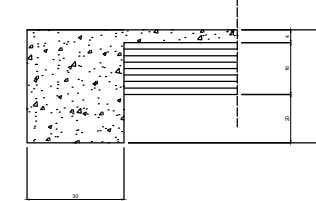
REVISION: 1
Année:

promotion 2019/ 2020

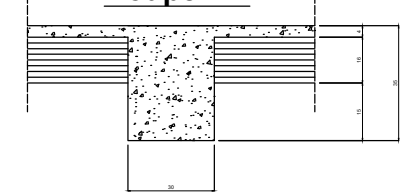
Plan de coffrage plancher niv :+0,00m



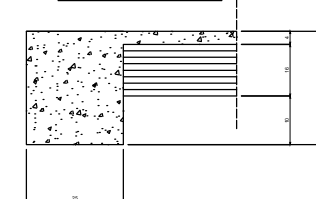
Coupe 1-1



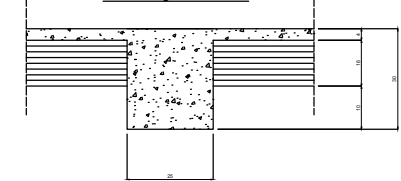
Coupe 2-2



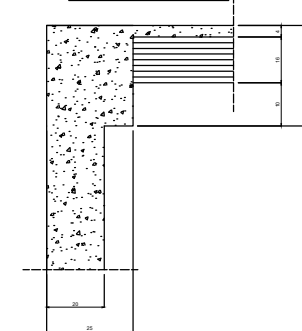
Coupe 3-3



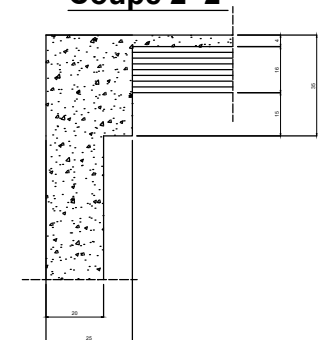
Coupe 4-4



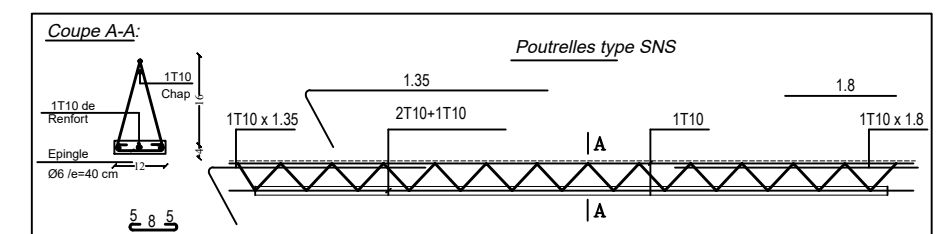
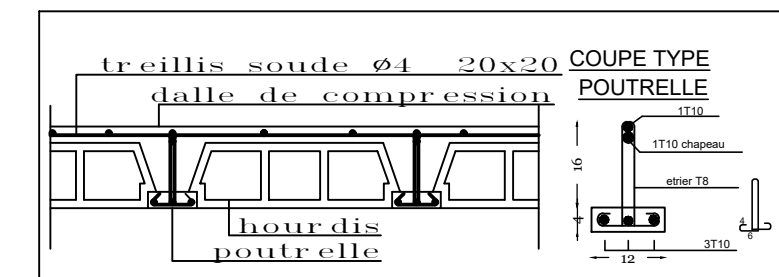
Coupe 3'-3'



Coupe 2'-2'



DETAIL PLANCHER



NOTA:

Caractéristique des matériaux :

- Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325 Fc28=25Mpa.
- Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
- Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
- Longueur de recouvrement est de 40 Ø
- Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

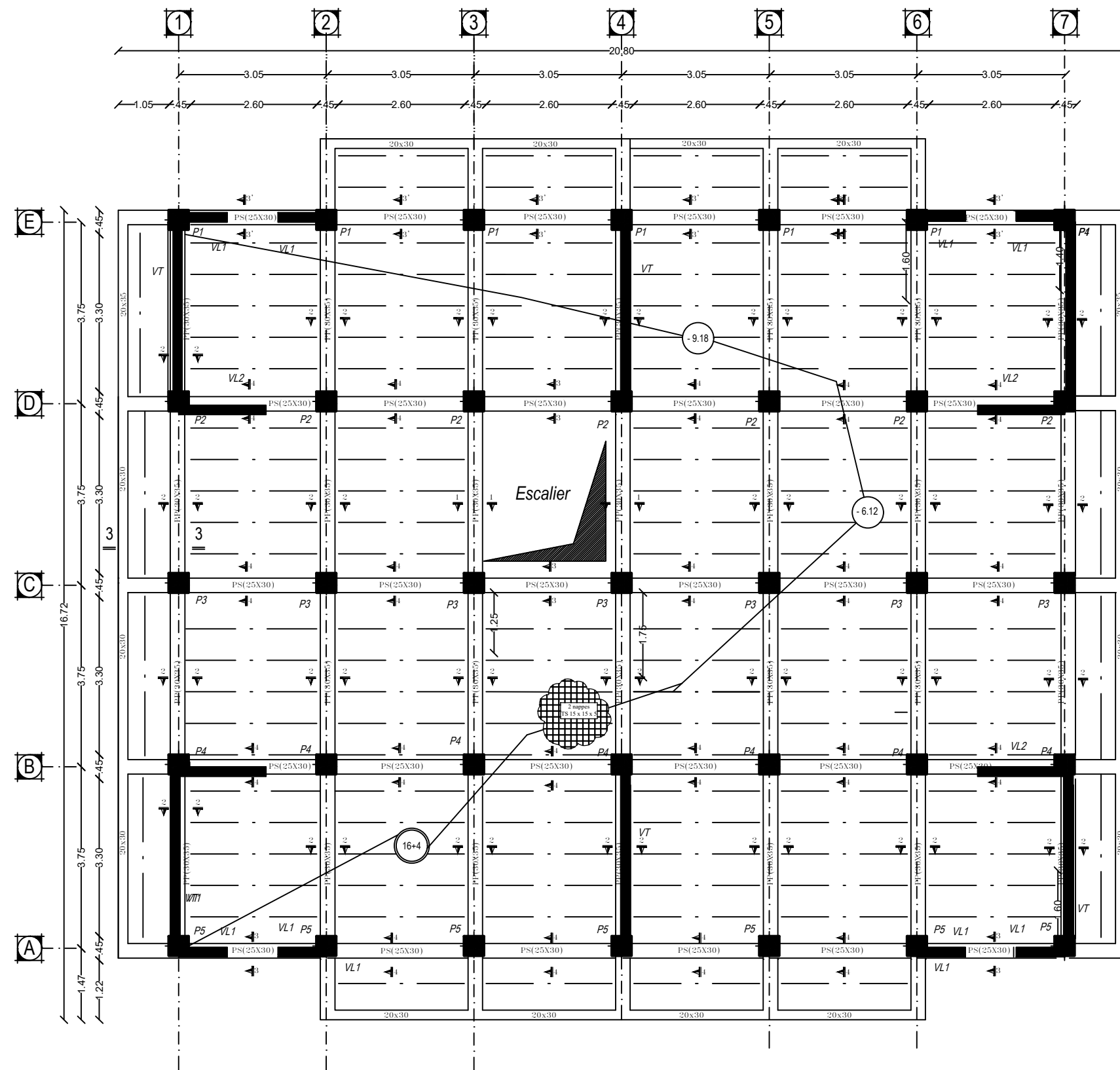
Mémoire de fin d'étude

PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN
R+5+2SOUS-SOL + COMBLE.
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL
PLAN DE COFFRAGE / FERRAILLAGE PLANCHER

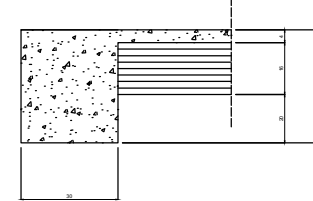
Réalise par: AMRANE IMANE.
AMRANI LYCIA.
Encadrée par : Madame Kheloui.F.

SITUATION : Azazga promotion : 2019/ 2020

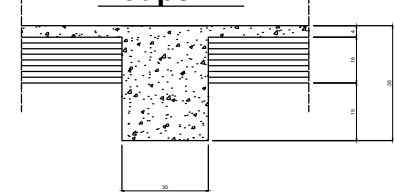
Plan de coffrage plancher niv :+3.06;9.18m



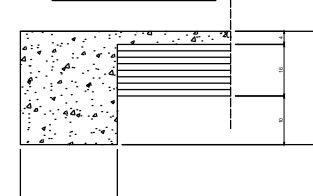
Coupe 1-1



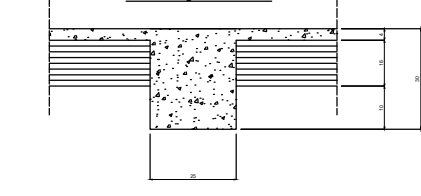
Coupe 2-2



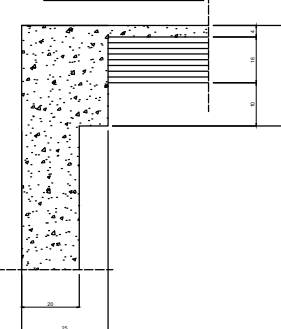
Coupe 3-3



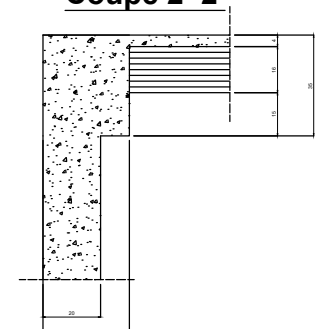
Coupe 4-4



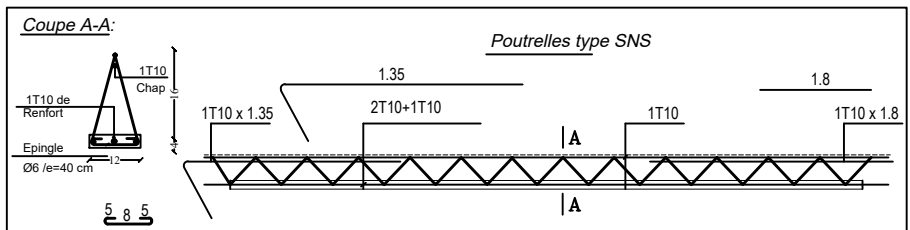
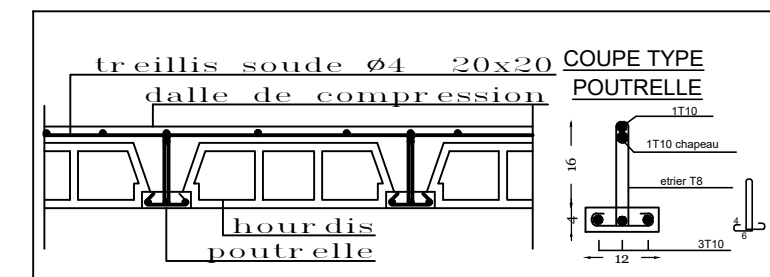
Coupe 3'-3'



Coupe 2'-2'



DETAIL PLANCHER



NOTA:

Caractéristique des matériaux :

- Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325 Fc28=25Mpa.
- Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
- Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
- Longueur de recouvrement est de 40 Ø
- Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

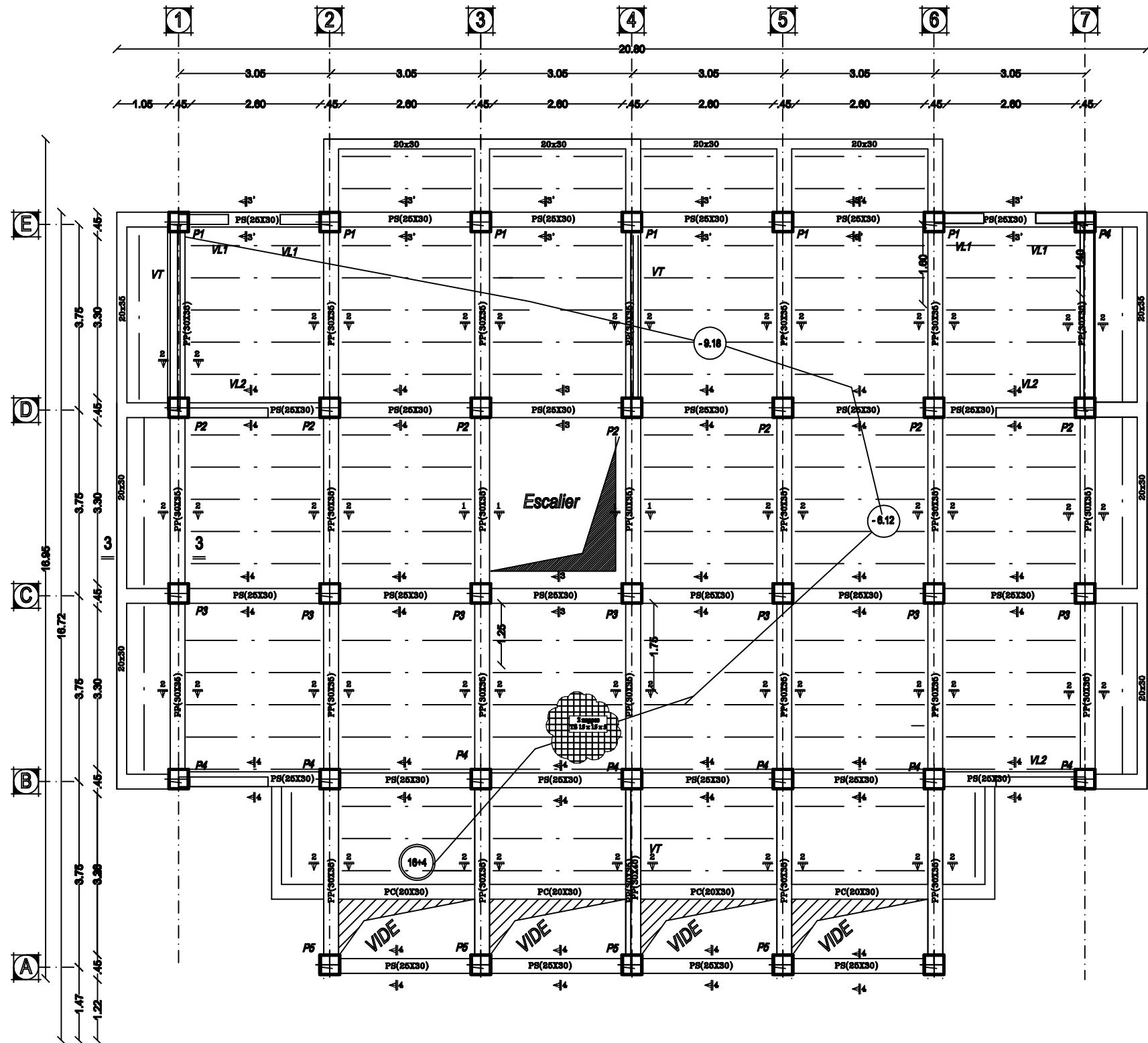
Mémoire de fin d'étude

PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN
R+5+2SOUS-SOL +COMBLE.
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL
PLAN DE COFFRAGE / FERRAILLAGE PLANCHER

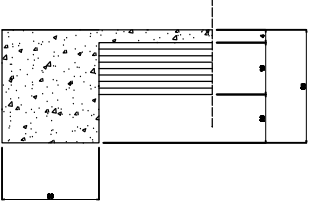
Réalise par: AMRANE IMANE.
AMRANI LYCIA.
Encadrée par : Madame Kheloui.F.

SITUATION : Azazga promotion : 2019/ 2020

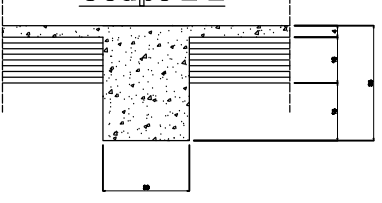
Plan de coffrage plancher niv : +12.24m



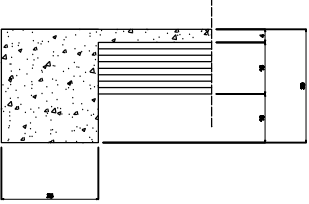
Coupe 1-1



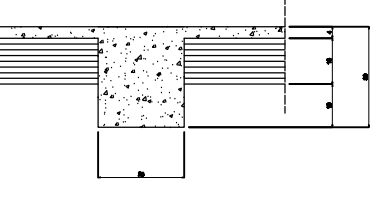
Coupe 2-2



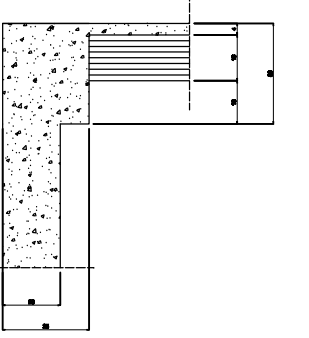
Coupe 3-3



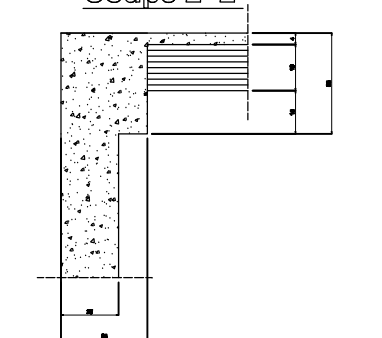
Coupe 4-4



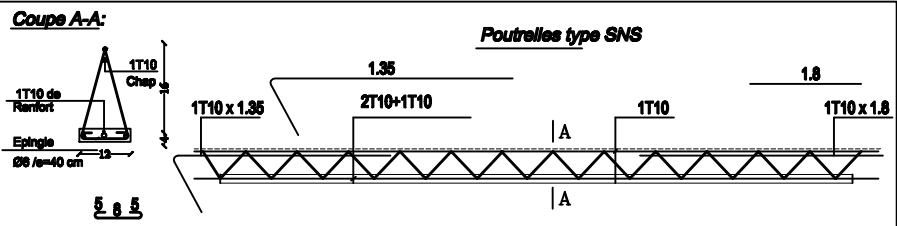
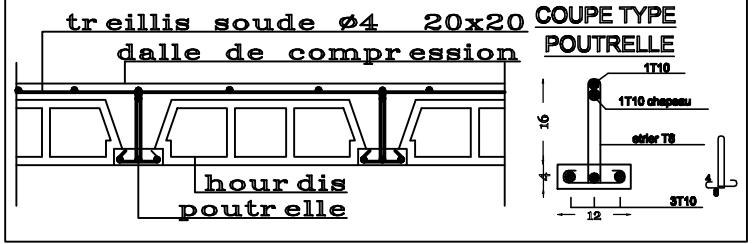
Coupe 3'-3'



Coupe 2'-2'



DETAIL PLANCHER



NOTA:
Caractéristiques des matériaux :
a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
F_{c28}=25MPa.
b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
c) Acier Tor (Haute adhérence) σ = 400MPa
d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPa
e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø
f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

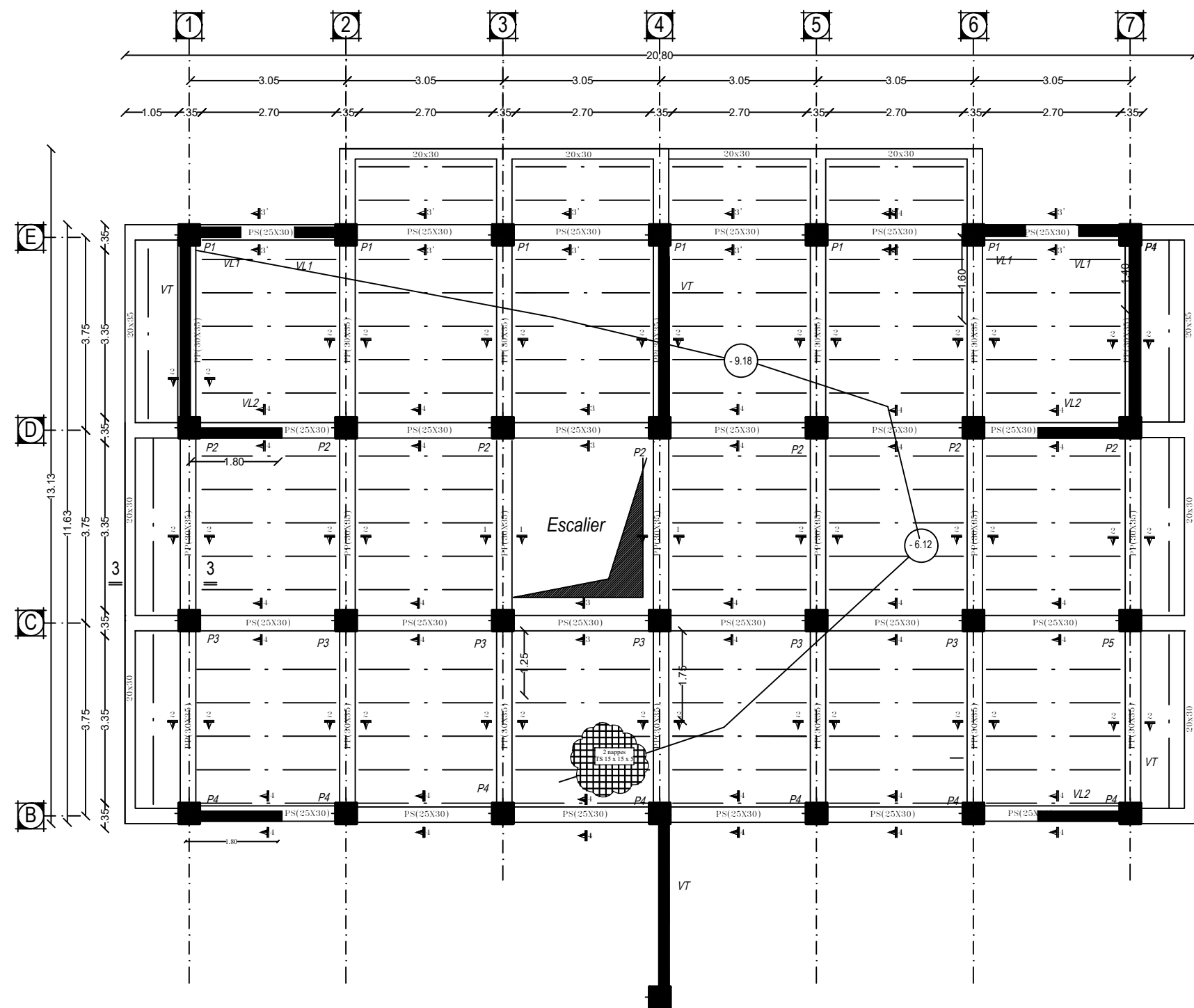
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Attestation de fin d'étude
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN
R+5+2BOUSSOL+COMBLE.
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL
PLAN DE COFFRAGE / FERRAILLAGE PLANCHER

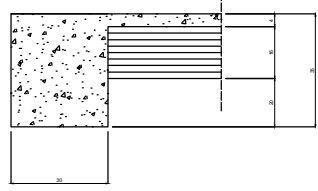
Réalisé par: AMRANI IMANE
AMRANI LYCIA.
Encadré par : Madame Khelouf F.

REVISION:
Amaga
promotion 2019/2020

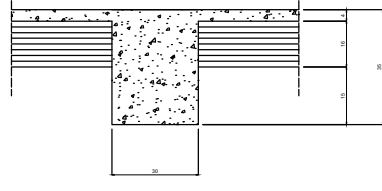
Plan de coffrage plancher niv :+15,30m



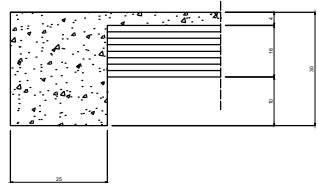
Coupe 1-1



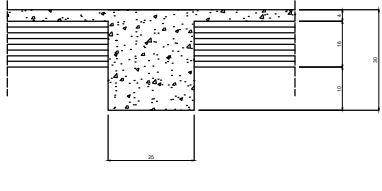
Coupe 2-2



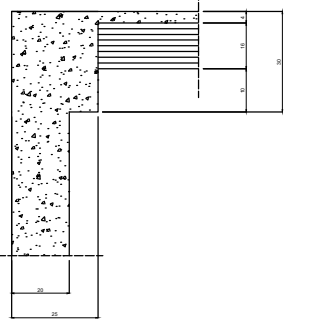
Coupe 3-3



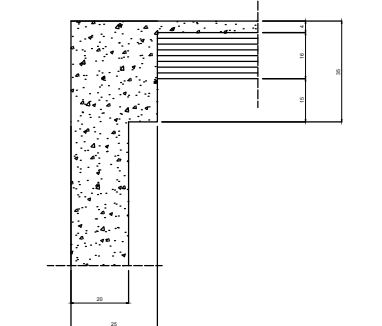
Coupe 4-4



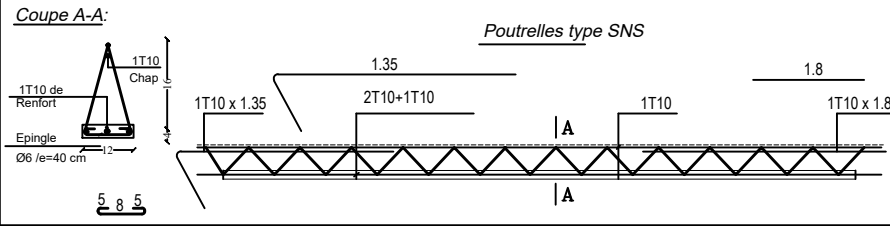
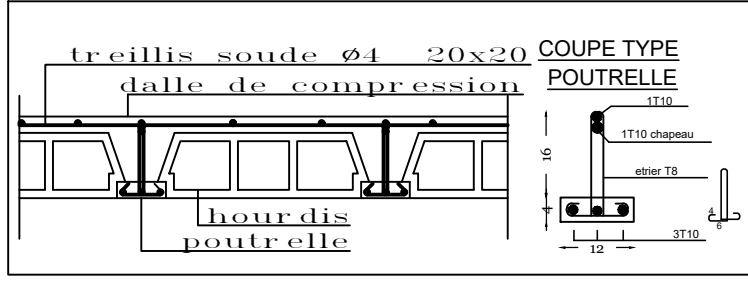
Coupe 3'-3'



Coupe 2'-2'



DETAIL PLANCHER



NOTA:
Caractéristique des matériaux :
a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
Fc28=25Mpa.
b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
c) Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
d) Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
e) Longueur de recouvrement est de 40 ϕ
f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

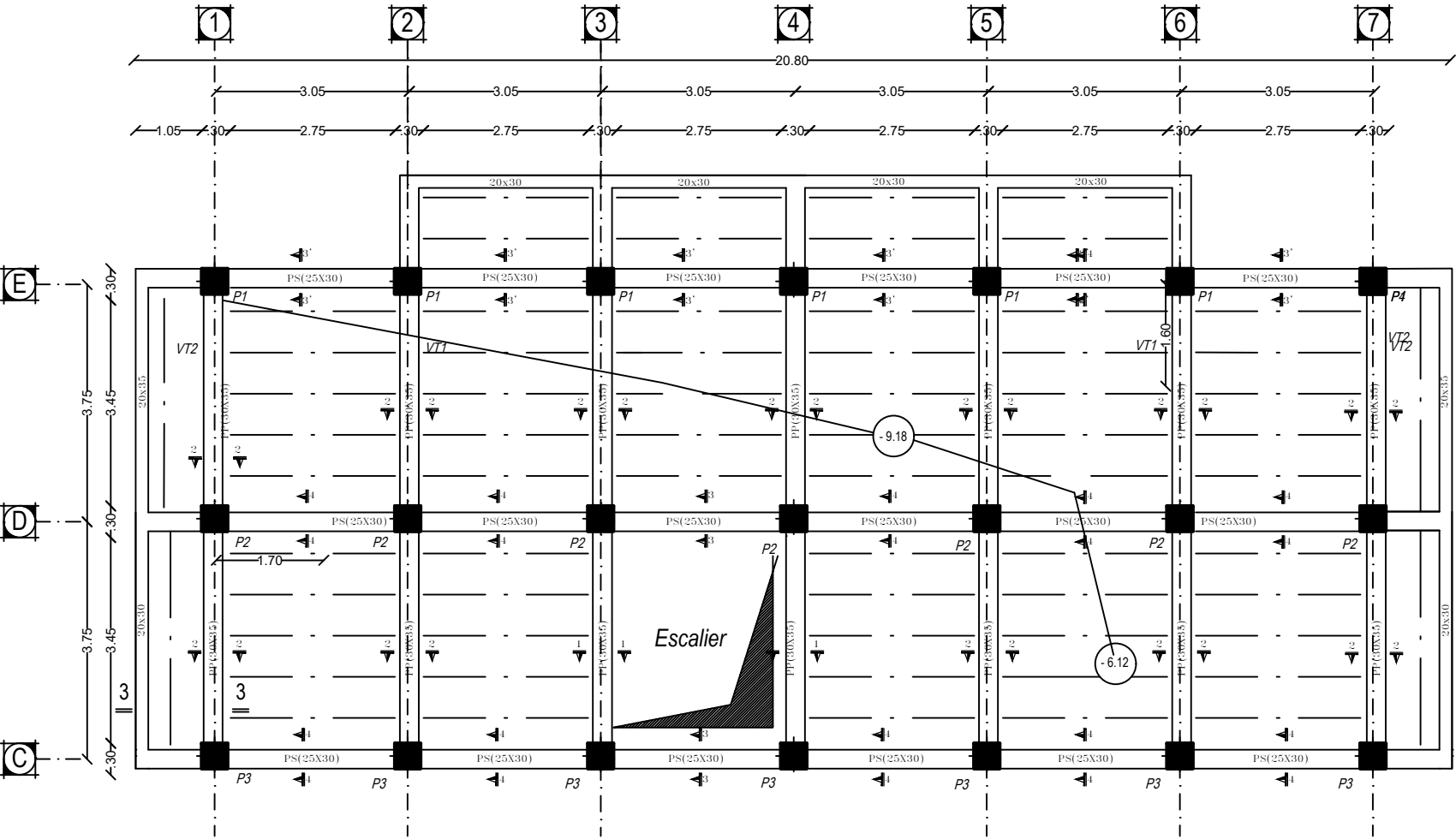
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN
R+5+2SOUS-SOL +COMBLE.
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL
PLAN DE COFFRAGE / FERRAILLAGE PLANCHER

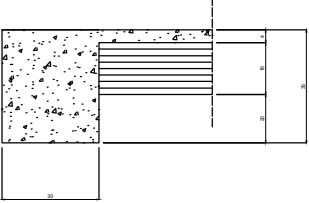
Réalise par: AMRANE IMANE.
AMRANI LYCIA.
Encadrée par : Madame Kheloui.F.

SITUATION : Azarga promotion :2019/ 2020

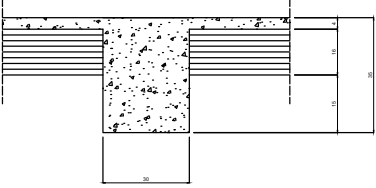
Plan de coffrage plancher niv :+24,48m



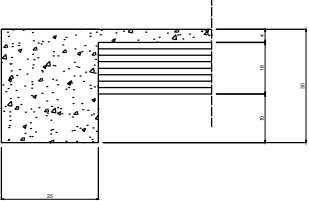
Coupe 1-1



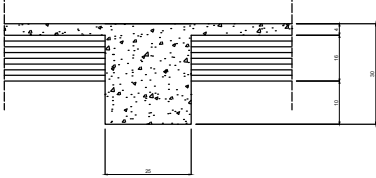
Coupe 2-2



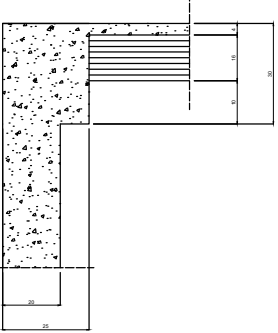
Coupe 3-3



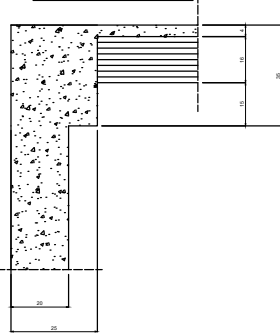
Coupe 4-4



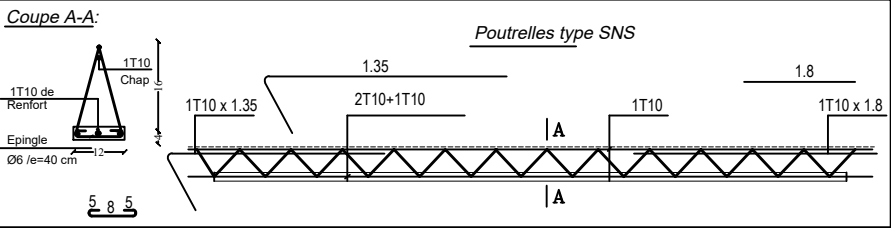
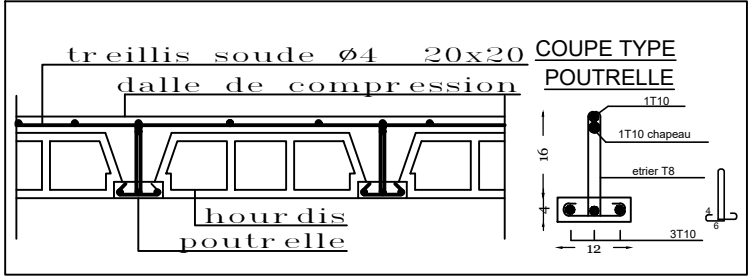
Coupe 3'-3'



Coupe 2'-2'



DETAIL PLANCHER



NOTA:
Caractéristique des matériaux :
a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
Fc28=25Mpa.
b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
c) Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
d) Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø
f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

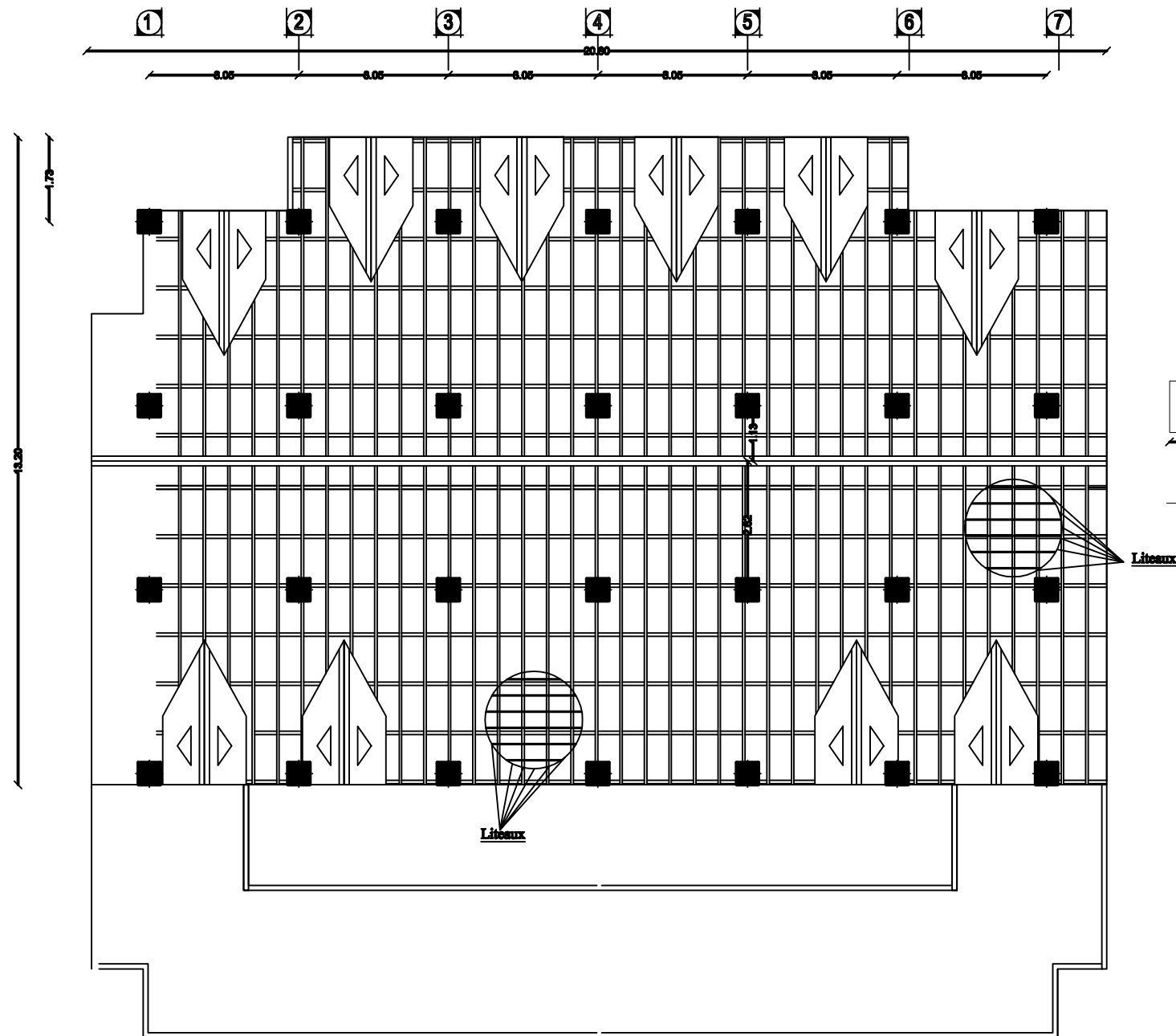
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN
R+5+2SOUS-SOL +COMBLE.
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL
PLAN DE COFFRAGE / FERRAILLAGE PLANCHER

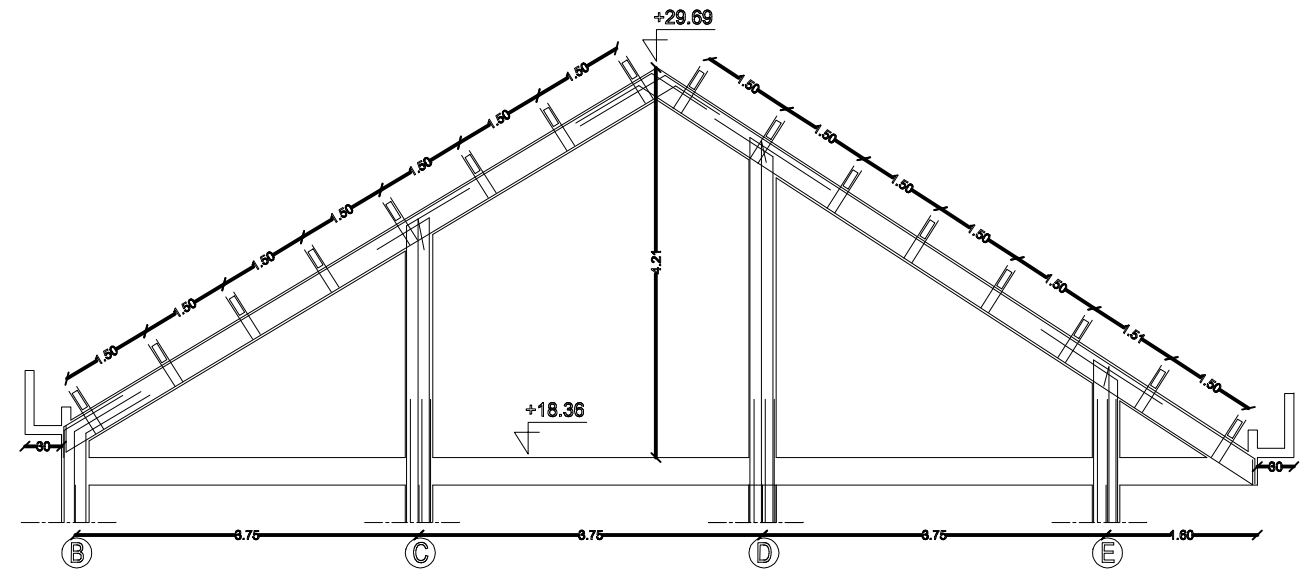
Réalise par:AMRANE IMANE.
AMRANI LYCIA .
Encadrée par : Madame Kheloui.F .

SITUATION : Azazga promotion :2019/ 2020

Plan de coffrage toiture



COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES FERMES



COUPE 1-1

ECH 1/10

Ch.3T12

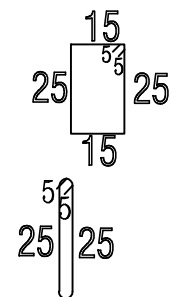
fil.3T12

CadreT8 x 1.00

EtrierT8,x 0.60

fil.3T12

20



NOTA:

Caractéristique des matériaux :

- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
Fc28=25Mpa.
- b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- c) Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
- d) Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
- e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø
- f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude

**PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN
R+5+2SOUSSOL +COMBLE.
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL.**

PLAN DE COFFRAGE / FERRAILLAGE PLANCHER

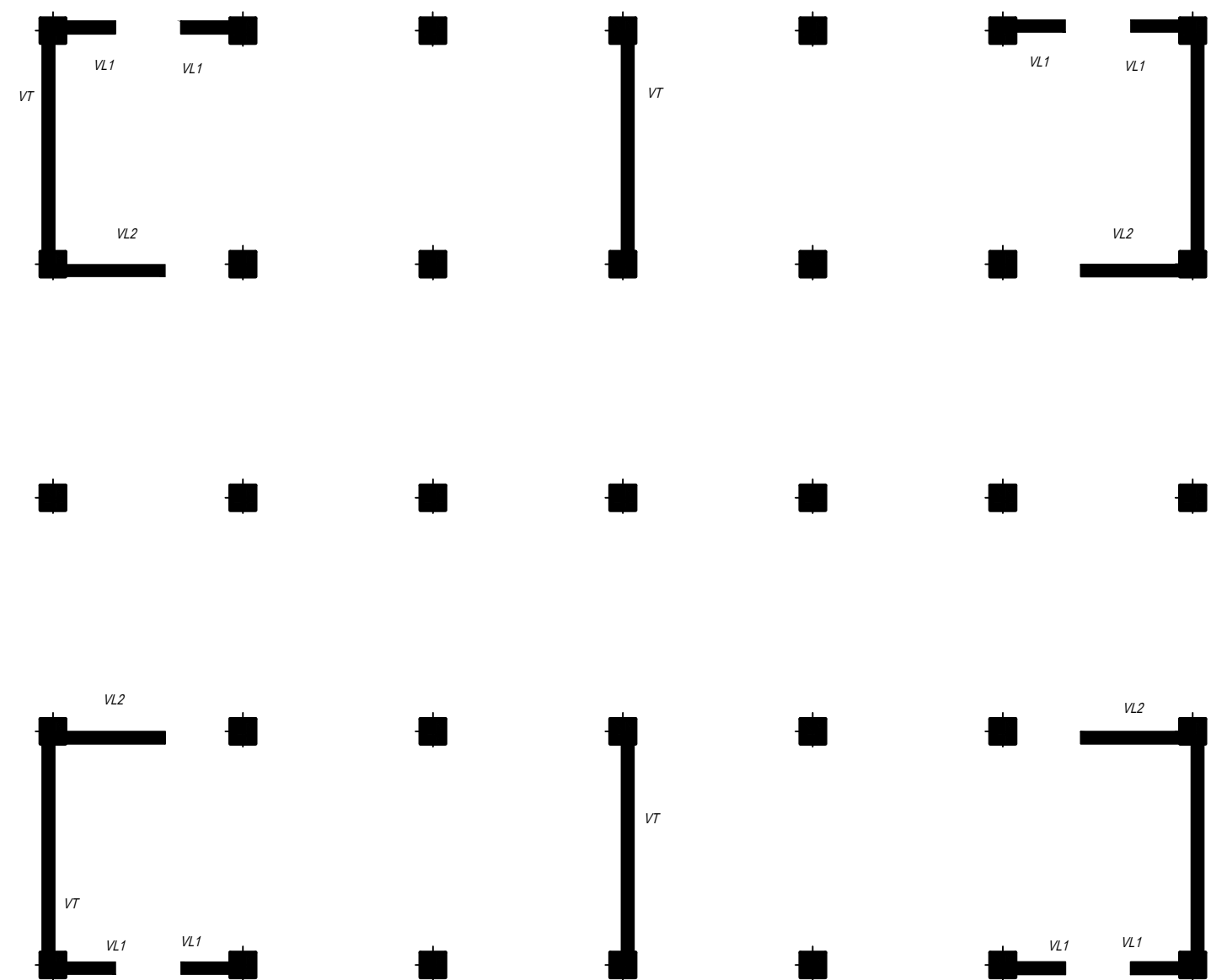
Réalise par:AMRANE IMANE.
AMRANI LYCIA .
Encadrée par : Madame Kheloui.F .

SITUATION :

promotion :2019/ 2020

Average

La disposition des voiles

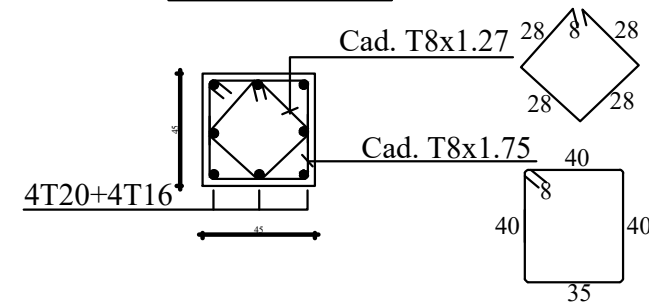


NOTA:
Caractéristique des matériaux :
a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m3 de CPA 325
Fc28=25Mpa.
b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m3 de CPA 325.
c) Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
d) Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø
f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU Département Génie de la Construction Filière Génie Civil OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5+2SOUS-SOL +COMBLE. A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL DISPOSITION DES VOILES	
Réalise par:AMRANE IMANE. AMRANI LYCIA . Encadrée par : Madame Kheloui.F .	
SITUATION : Azazga	promotion :2019/ 2020

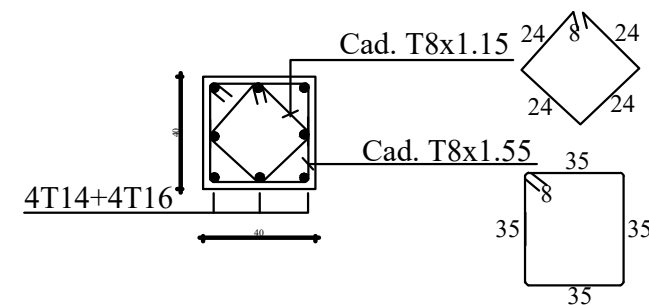
COUPE 1-1

1--1



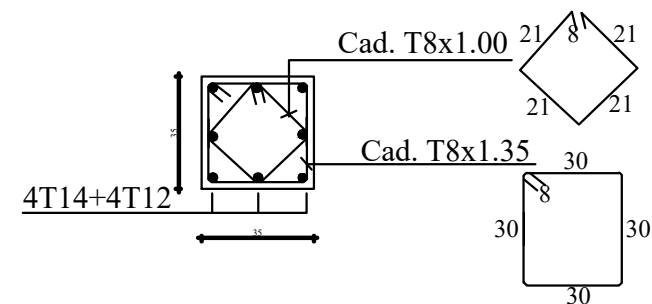
COUPE 2-2

2--2



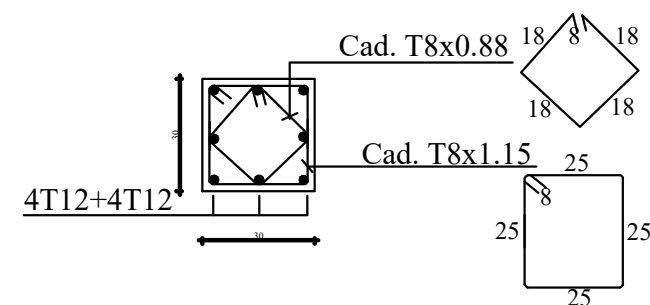
COUPE 3-3

3--3

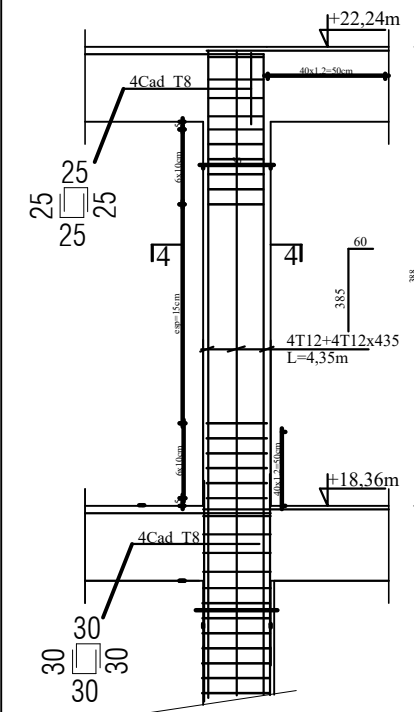


COUPE 4-4

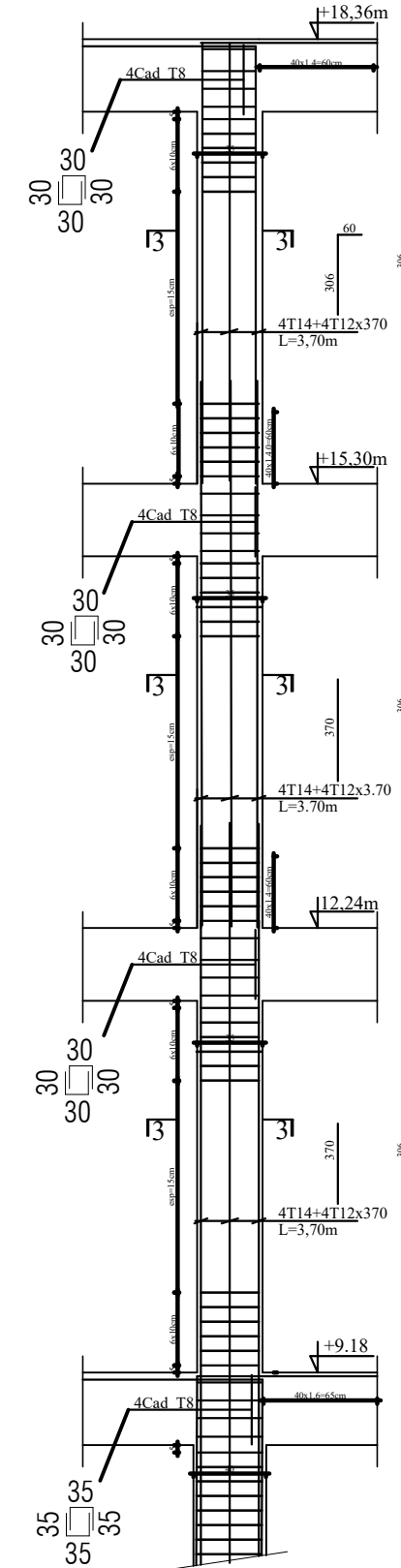
4--4



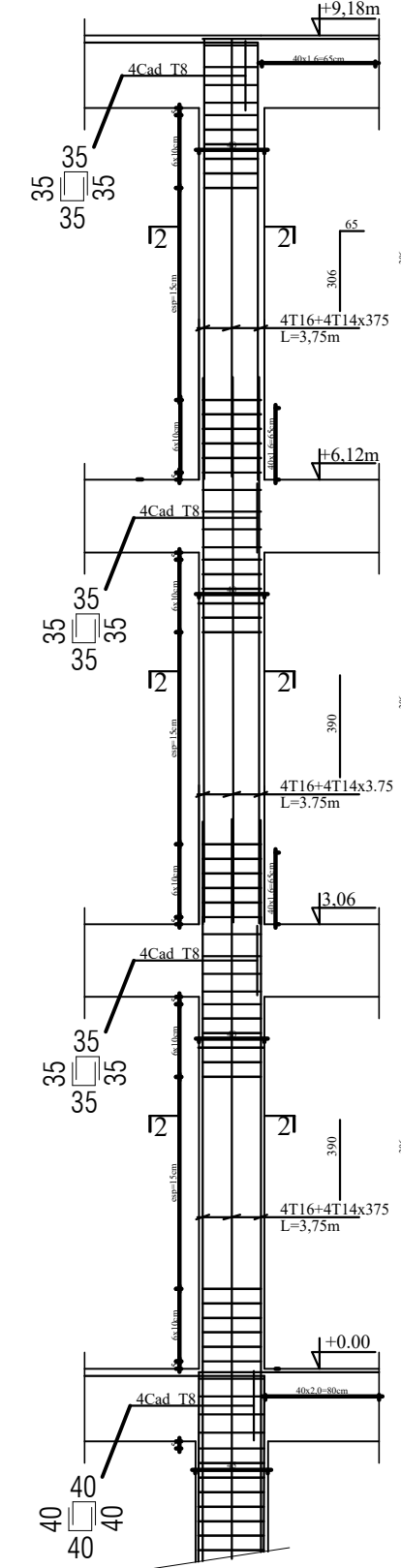
POTEAU 35*35



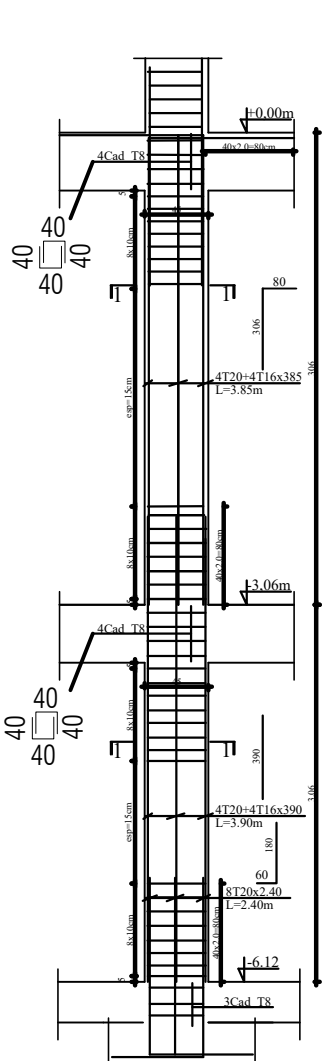
POTEAU 35*35



POTEAU 40*40



POTEAU 45*45



NOTA:
Caractéristique des matériaux :

- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325 Fc28=25Mpa.
- b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- c) Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
- d) Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
- e) Longueur de recouvrement est de 40 \varnothing
- f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

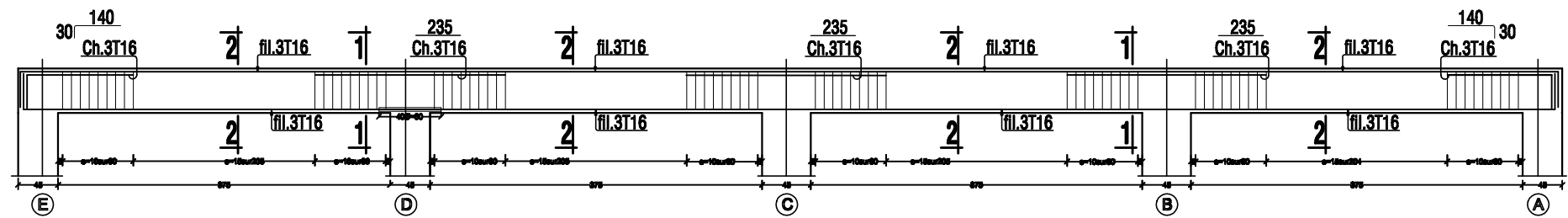
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil ET INDUSTRIELLE
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN
R+5+2SOUS-SOL +COMBLE.
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL
FERRAILLAGE DES POTEAUX

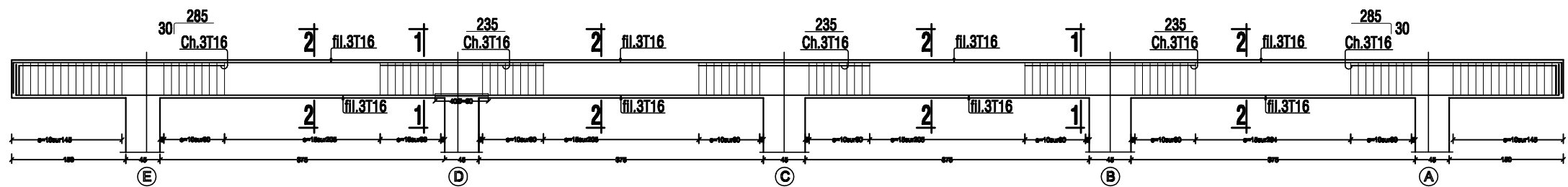
Réalise par: AMRANE IMANE.
AMRANI LYCIA.
Encadrée par : Madame Kheloufi.F.

SITUATION: promotion :2019/ 2020
Azarga

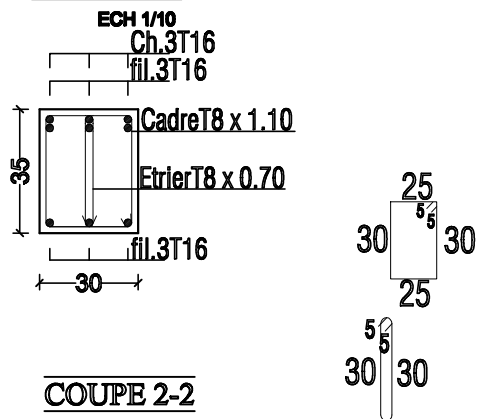
Poutre Principale:PP.:(30x35);fil: *1*;*7*.



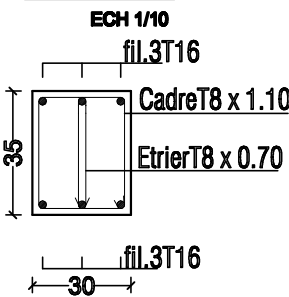
Poutre Principale:PP.:(30x35);fil: *2*;*3*;*4*;*5*;*6*.



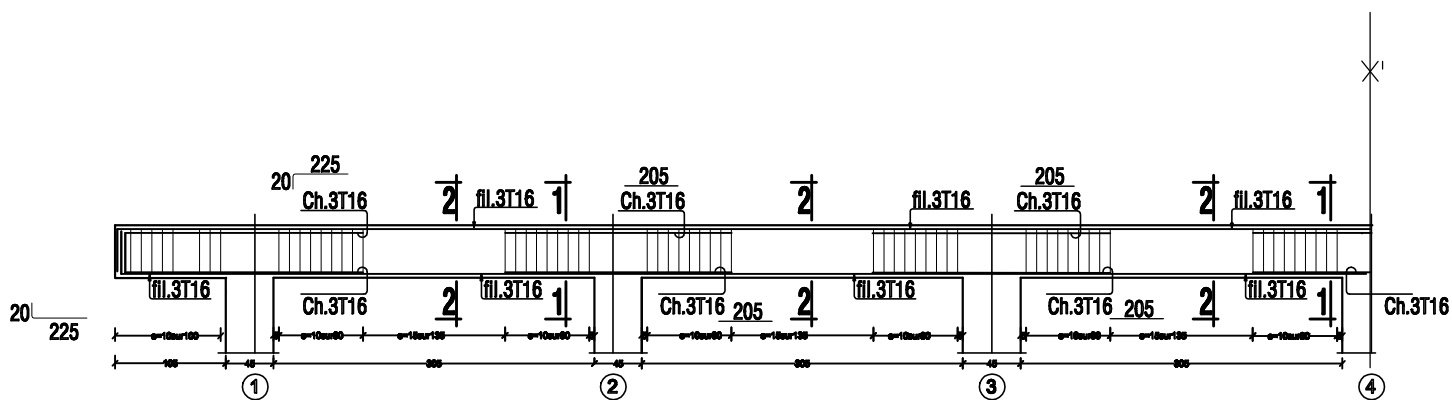
COUPE 1-1



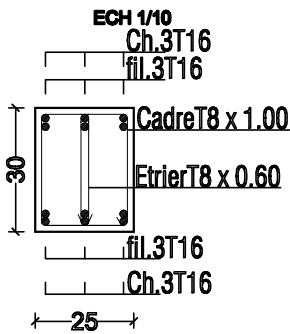
COUPE 2-2



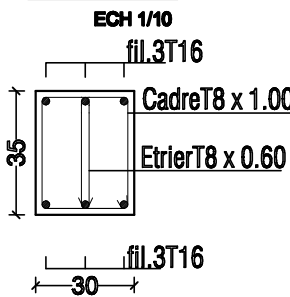
Poutre Secondaires:PS.:(25x30);fil: *A*;*B*;*C*;*D*;*E*.



COUPE 1-1



COUPE 2-2



NOTA:
Caractéristique des matériaux :
a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m3 de CPA 325
F_{o28}=25Mpa.
b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m3 de CPA 325.
c) Acier Tor (Haute adhérence) σ = 400MPa
d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPa
e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø
f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

UNIVERSITE MOULOUE MAMMERI TEZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Ministre de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN
R+5+SOUS-SOL+COMBLE
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

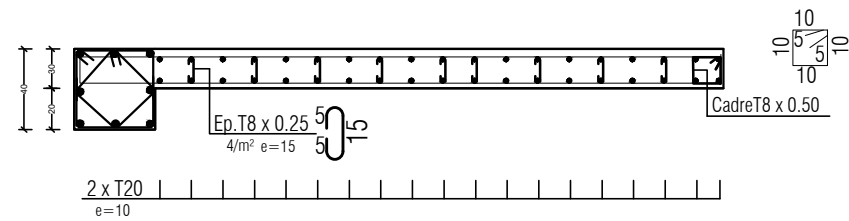
PLAN DE COFFRAGE / FERRAILLAGE PLANCHER

Réalisé par: AMRANI LYCIA.
Revisé par: M. Medjahed KHALOUF.

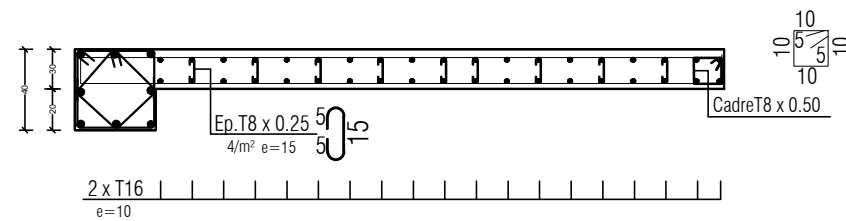
REVISÉ PAR: M. Medjahed KHALOUF.
Date: promotion 2019/2020

Voile VL2

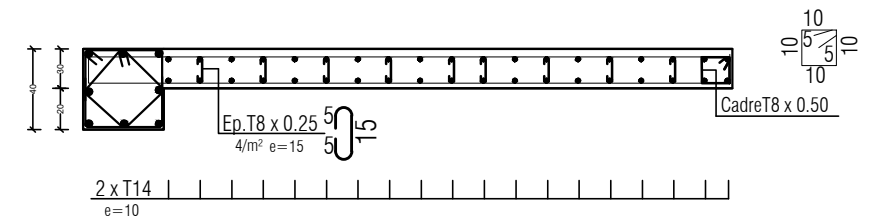
COUPE 1-1



COUPE 2-2

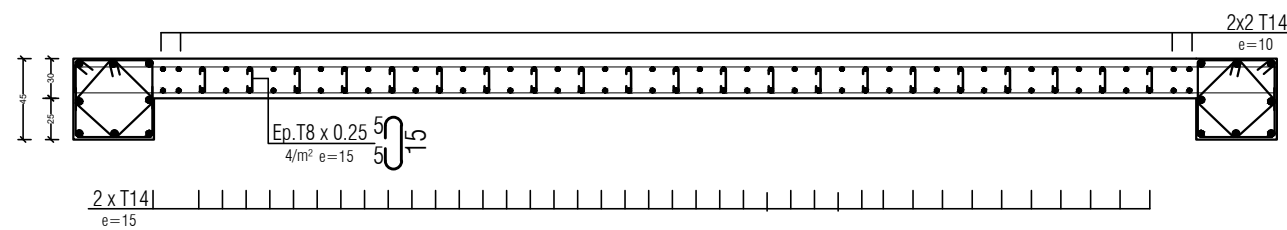


COUPE 3-3

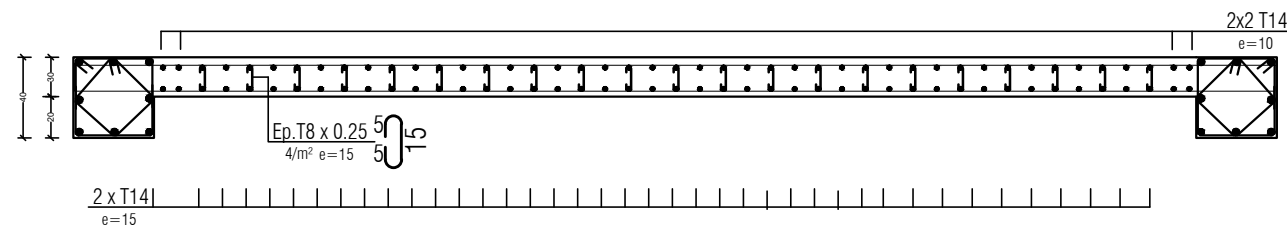


Voile VT

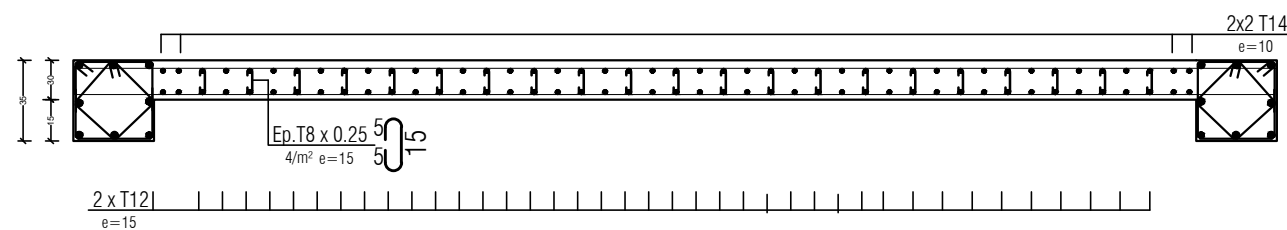
COUPE 1-1



COUPE 2-2

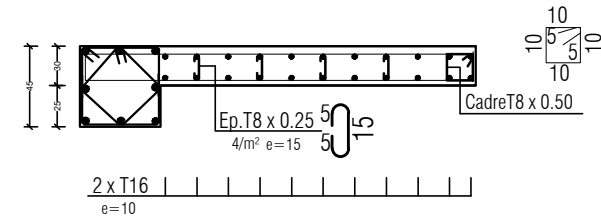


COUPE 3-3

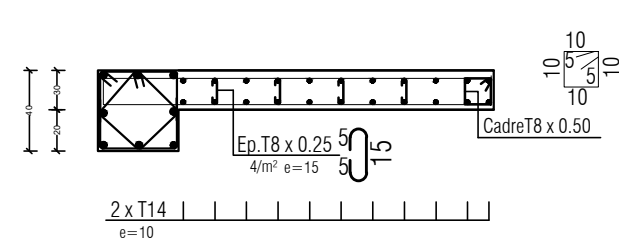


Voile VL1

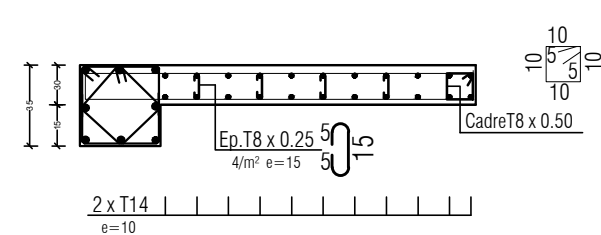
COUPE 1-1



COUPE 2-2



COUPE 3-3



NOTA:
Caractéristique des matériaux :
a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m3 de CPA 325
Fc28=25Mpa.
b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m3 de CPA 325.
c) Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
d) Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
e) Longueur de recouvrement est de 40 \varnothing
f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN
R+5+2SOUS-SOL +COMBLE.
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

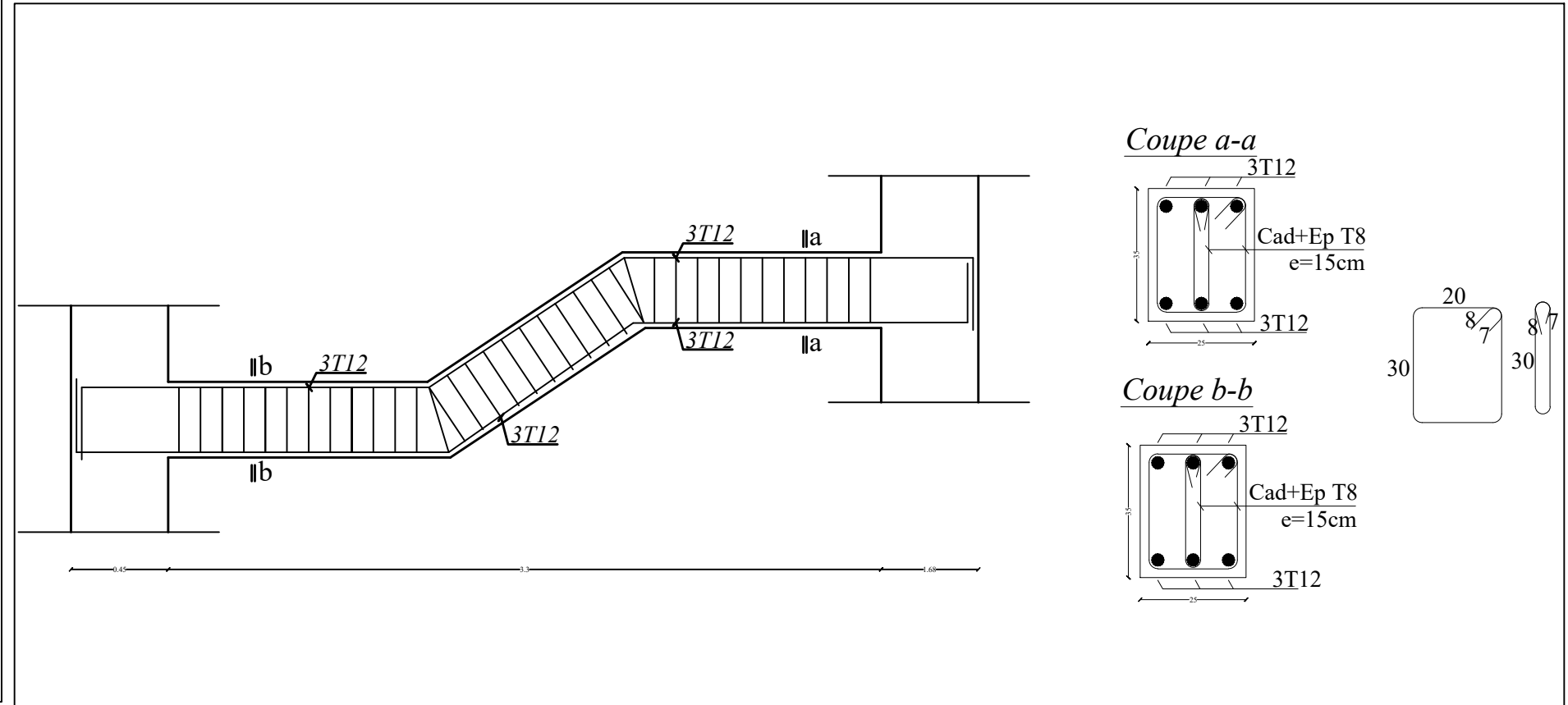
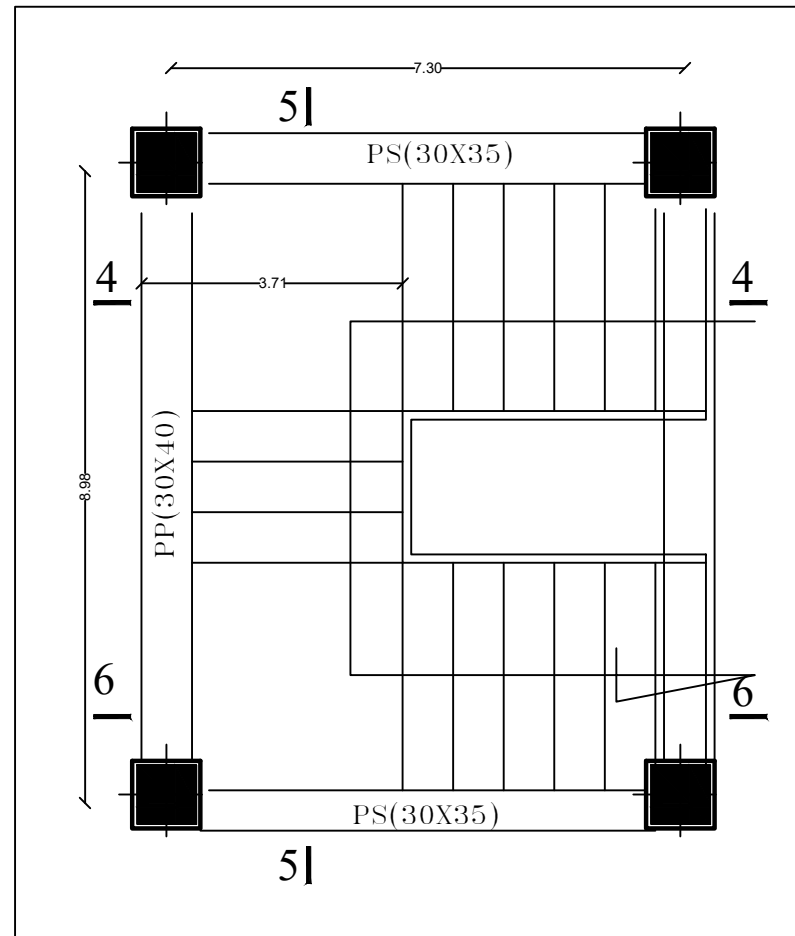
FERRAILLAGE DES VOILES

Réalise par: AMRANE IMANE.
AMRANI LYCIA .
Encadrée par : Madame Kheloui.F .

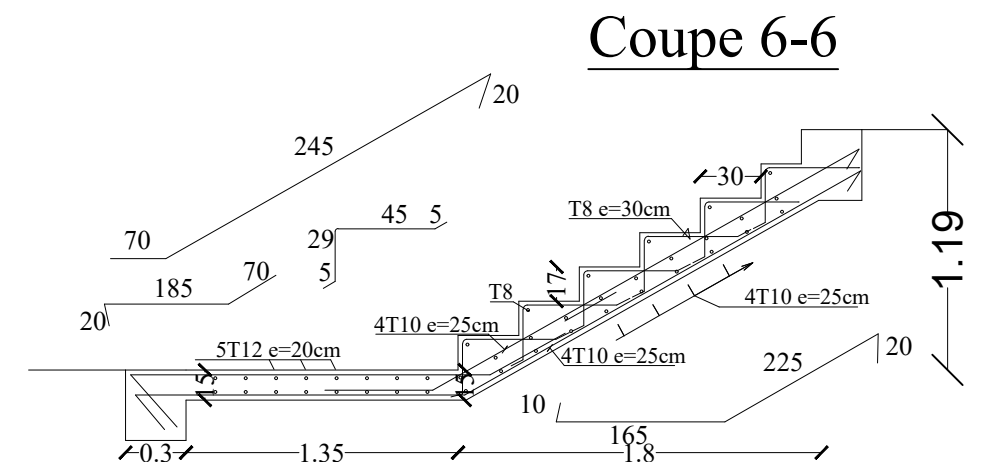
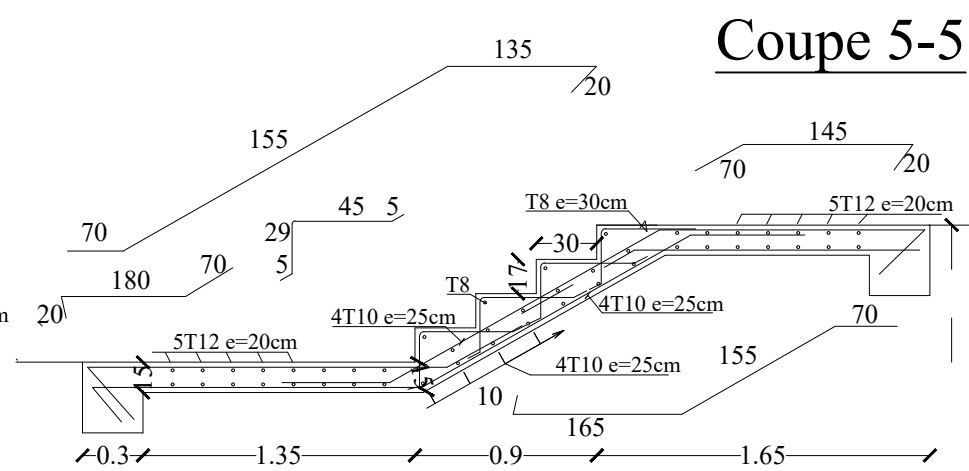
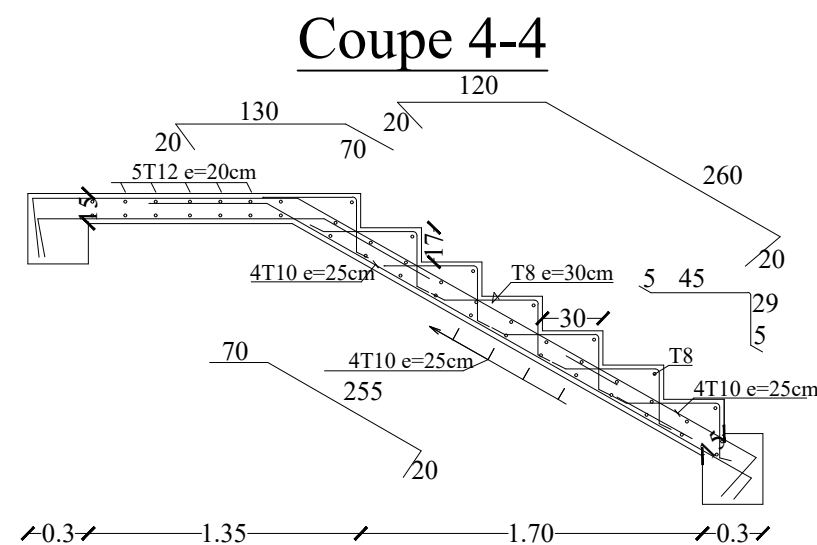
SITUATION :
Azazga

promotion :2019/ 2020

Coffrage et Ferrailage de la poutre palier :



Coffrage et Ferrailage d'Escalier



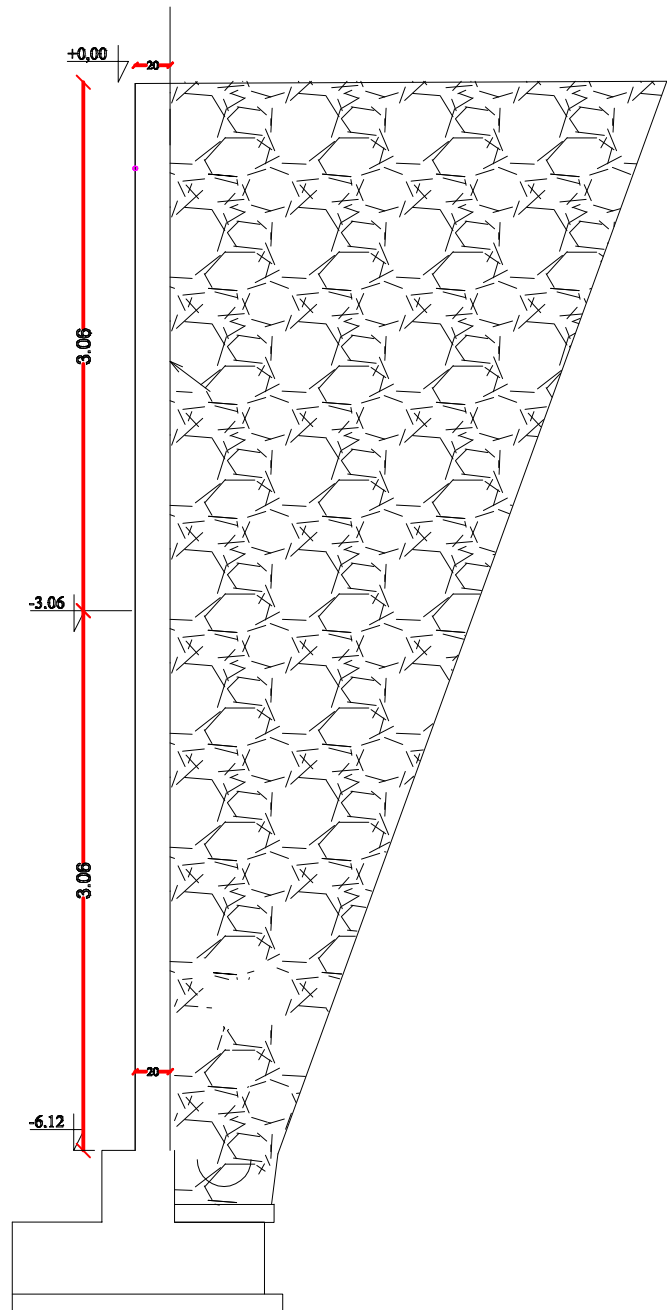
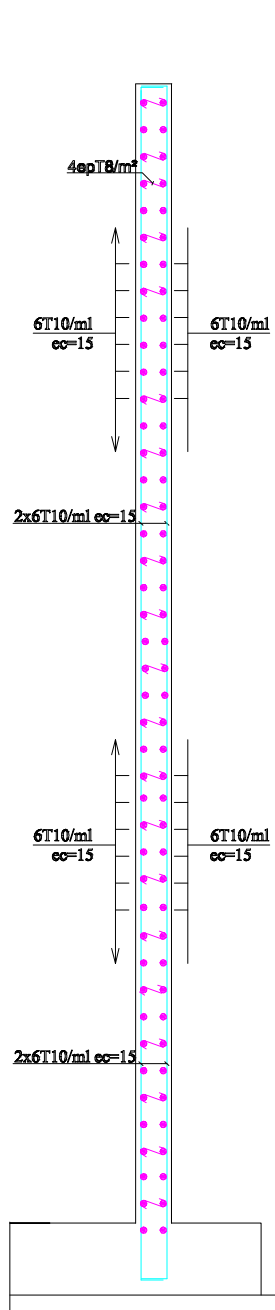
NOTA:
Caractéristique des matériaux :

- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325 Fc28=25Mpa.
- b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- c) Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
- d) Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
- e) Longueur de recouvrement est de 40 \varnothing
- f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU Département Génie de la Construction Filier Génie Civil OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+5+2SOUS-SOL + COMBLE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL FERRAILLAGE DES ESCALIER	
Réalise par: AMRANE IMANE. AMRANI LYCIA. Encadrée par : Madame Kheloui.F.	
SITUATION: Année	Promotion: 2019/ 2020

MUR PLAQUE

$ep=20\text{ cm}$



UNIVERSITE MOULOUDI MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN
R+6+2BOUSSOL+COMBLE
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL
PLAN DE COFFRAGE / FERRAILLAGE MUR PLAQUE

Réalise par: AMEANS IMANE
AMRANI LYCIA,
Encadrée par: Madame Khedouf F.

SITUATION: promoussol 2019/2020
Année: