

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+sous-sol)
à Usage d'habitation et commerciale Contreventé par
voiles
Avec l'application ETABS V9.7.4*

Réalisé par :

- ◆ M^{lle} SLIMANI Lydia
- ◆ M^{lle} BENDJABALLAH Zaina

Rédigé par :

- ◆ Monsieur MANI. A

Année universitaire : 2021 - 2022



Remerciement

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

*Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement
notre promoteur Mr: MANI pour son aide, sa patience, et
ses précieux conseils.*

*Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à
l'élaboration de ce mémoire.*

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

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



Dédicace

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

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

Ma très chère mère, ma raison de vivre, la lumière de mes jours qui éclaire mon chemin, la source de mes efforts, ma vie et mon bonheur que j'adore.

Mon cher 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.

A mon cher frère amrane et ma chère sœur imane pour leurs amour et confiances en moi et leurs soutiens et à mes chers cousins et cousines.

A mes amis de toujours (Sadia, Ouiza, Houria, lydia, yasmine, Koukou, Bakliche, Ghiles, Katia ...) et tous mes amis de ma promotion (Mokrane, Bylka, Lysa, ...) En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble. Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère

Une spéciale dédicace à cette personne qui compte énormément pour moi, et pour qui je porte beaucoup de tendresse et de respect ; Samy.

En fin, je remercie ma binôme BENDJABALLAH Zaina qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

SLIMANI Lydia

Dédicace

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

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

Ma très chère mère, ma raison de vivre, la lumière de mes jours qui éclaire mon chemin, la source de mes efforts, ma vie et mon bonheur que j'adore.

Mon cher 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.

A mon cher frère et mes chères sœurs pour leurs confiances en moi et leurs soutiens

A mes amis de toujours (Yasmina, Kenza, Massi...) et tous mes amis de ma Promotion (Bylka, Mokrane, Lysa, Ouerda, Dalila...) En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble. Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère

Une spéciale dédicace à cette personne qui compte énormément pour moi, et pour qui je porte beaucoup de tendresse et de respect : Ghiles

En fin, je remercie ma binôme SLIMANI Lydia qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

BENDJABALLAH Zaina

Sommaire

Introduction général

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Introduction

I-1- Présentation de l'ouvrage	(1)
I-2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	(1)
I-3- Les éléments constitutifs de l'ouvrage	(1)
1) L'ossature	(1)
2) Les planchers	(1)
3) Les Escaliers	(2)
4) La cage d'ascenseur	(2)
5) Balcons	(2)
6) L'acrotère.....	(3)
7) Les revêtements	(3)
8) Les fondations	(3)
I-4- Règlements utilisés	(3)
I-5- Caractéristiques mécaniques des matériaux	(3)
I-5-1- le béton	(3)
a) Résistance caractéristique à la compression.....	(3)
b) La résistance à la traction	(4)
c) Les contraintes limites du béton	(4)
d) Diagrammes contraintes-déformations du béton	(5)
e) Module de déformation longitudinale	(6)
f) Le module de déformation transversal	(6)
g) Le coefficient de poisson	(7)
I-5-2- Les aciers	(7)
a) Module d'élasticité longitudinale	(8)
b) Les contraintes limites.....	(8)
c) Protections des armatures.....	(9)

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Introduction	(10)
II-1- Pré dimensionnement des éléments.....	(10)
II-1-1- Planchers en corps creux.....	(10)

Sommaire

II-1-2- Dalle pleine	(11)
II-1-3- Poutres	(11)
II-1-4 Vérification des conditions exigées par le RPA99	(12)
II-2- Pré dimensionnement des Voiles	(13)
II-3- Pré dimensionnement des Poteaux	(14)
II-4- détermination des charges permanente et charges d'exploitations.....	(14)
II-4-1- charges permanentes (G)	(15)
II-4-1-1- Poids propre des éléments	(17)
II-4-1-2- Dégression vertical des surcharges d'exploitation.....	(17)
II-4-2- Vérification de la résistance des poteaux au flambement	(19)
Conclusion	(20)

Chapitre III : Calcul des éléments

Introduction	(21)
III-1- Acrotère	(21)
III-1-1- Calcul des efforts	(21)
III-1-2- Combinaison des charges	(22)
III-1-3- Ferrailage (flexion composée)	(23)
1) - Calcul de l'excentricité	(23)
2) - Calcul d'armatures en flexion simple	(23)
3) - Calcul le moment réduit	(23)
4) - Armatures fictives (Flexion Simple)	(24)
5) - Armatures réelles (flexion composée)	(24)
6) - Condition de non fragilité du béton de la section minimale	(24)
III-1- 4- Vérification à l'ELU	(25)
1) Vérification des espacements	(25)
2) Vérification au cisaillement	(25)
3) Vérification de l'adhérence des barres.....	(25)
4) Ancrage des barres	(26)
5) Vérification de la section au flambement	(26)
III-1-5- Vérification des contraintes à l'ELS	(27)
III-1- 6- Vérification au séisme	(27)
Conclusion.....	(28)
III-2- calcul des planchers	(29)
III-2-1- Charges et surcharges de plancher (16+4)	(29)

Sommaire

III-2-2- Etude de plancher	(29)
III-2-2-1- Dalle de compression	(29)
III-2-2-2- Poutrelles.....	(30)
Conclusion.....	(31)
a. Choix de la méthode	(31)
b. Poutrelles.....	(32)
c. Calcul des charges et des surcharges	(32)
d. Calcul des efforts internes (méthode forfaitaire)	(33)
e. Ferrailage à l'ELU.....	(36)
f. Calcul à l'ELS.....	(39)
1. Les efforts internes	(39)
2. Calcul du moment fléchissant	(39)
3. Calcul des efforts tranchants	(39)
Conclusion	(43)
III-3- Les balcons	(43)
III-3-1- Dimensionnement	(44)
III-3-1-1- Détermination des charges.....	(44)
III-3-1-2- combinaisons de charges	(45)
III-3-1-3- Ferrailage	(46)
III-3-1-4- vérification à l'ELU	(46)
III-3-1-5- Vérification à l'ELS	(47)
III-4- Calcul des escaliers	(49)
III-4-1- Pré dimensionnement	(49)
III-4-2- Détermination des charges et surcharges	(50)
III-4-3- Ferrailage	(55)
III-4-4- Calcul de ferrailage	(55)
III-4-5- Vérification à L'ELU	(56)
III-4-6- Vérification à L'ELS	(57)
III-4-6-1- Les efforts internes	(57)
III-4-6-2- Vérification de la flèche	(61)
Chapitre IV : Etude dynamique et sismique	
Introduction	(63)

Sommaire

IV-1- Description du logiciel ETABS	(63)
IV-2- Etapes de modélisation	(63)
IV-3- La méthode de calcul	(63)
IV-4- Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens	(65)
IV-4-1- Nombre de modes à retenir	(65)
IV-4-2- Vérification vis-à-vis de contreventement.....	(65)
IV-4-3- Vérification de l'effort tranchant à la base	(69)
IV-4-4- Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux	(71)
IV-4-5- Vérification de l'excentricité	(72)
IV-4-6- Déplacements relatifs	(73)
IV-4-7- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta	(73)
Conclusion.....	(74)

Chapitre V : Ferrailage des poteaux

Introduction.....	(75)
V-1- Recommandations et exigences du RPA	(75)
V-2- Calcul des Armatures	(76)
V-2-1- Armatures longitudinales	(76)
1) Section partiellement comprimée (S.P.C)	(77)
2) Section entièrement comprimée (S.E.C)	(77)
3) Section entièrement tendue (S.E.T)	(78)
V-2-2- Vérifications à l'ELU	(79)
V-2-3- Délimitation de la zone nodale	(81)
1. Longueur minimale de recouvrement	(82)
2. Encrage des armatures (longueur de scellement)	(82)
3. Vérification au cisaillement	(82)
V-2-4- Vérifications à l'ELS	(83)
Conclusion.....	(85)

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

Introduction	(86)
VI-1- Etapes de calcul des armatures	(86)
1) Armatures longitudinales	(86)
VI-2- Recommandation du RPA99.....	(87)
1) Armatures longitudinales	(87)

Sommaire

2) Armatures transversales	(88)
VI-3- Les efforts internes et Ferrailage des poutres	(88)
1) Armatures transversales	(88)
2) Ancrage des armatures (longueur de scellement).....	(92)
VI-4- Vérification à l'ELU.....	(92)
1) Vérification condition de non fragilité	(92)
2) Vérification aux cisaillements	(93)
VI-5- Influence de l'effort tranchant.....	(94)
1) Influence sur le béton	(94)
2) Influence sur les aciers	(95)
3) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres	(95)
VI-6- Vérification à l'ELS.....	(96)

Chapitre VII : Ferrailage des voiles

Introduction	(98)
VII-1- Comportement d'un voile	(98)
VII-2- Recommandation du RPA 99 version 2003	(98)
VII-2-1- Armatures verticales	(98)
VII-2-2- Armatures horizontaux	(99)
VII-3- Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux	(99)
VII-4- Armatures transversales	(99)
VII-5- Armature pour les potelets.....	(100)
VII-6- Espacement	(100)
VII-7- Longueur de recouvrement	(100)
VII-8- Armatures de coutures	(100)
VII-9- Exposé de la méthode de calcul	(101)
1) Calcul de l'excentricité	(101)
2) Détermination des diagrammes des contraintes	(101)
3) Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue	(101)
4) Calcul le moment fictif	(101)
5) Ferrailage du voile.....	(101)
VII-10- Vérification a ELU.....	(102)
VII-11- Exigences du (RPA 99 version 2003).....	(102)

Sommaire

Chapitre VIII : Voile périphérique

Introduction	(107)
VIII -1- Pré dimensionnement du voile périphérique	(107)
VIII -2- Contrainte des sollicitations	(107)
VIII -3- Caractéristiques du sol	(107)
VIII - 4 - Calcul des sollicitations	(108)
VIII - 4-1- Charges moyennes	(109)
VIII - 4-2- Ferrailage du voile périphérique	(109)
VIII - 4-2-1- Méthode de calcul	(109)
VIII - 4-2-2- Calcul des armatures	(111)
VIII- 5- Recommandations du RPA 99	(111)
VIII -6- Vérification à l'ELS	(111)
VIII -6-1- Vérification des contraintes du béton et de l'acier	(111)
VIII -6-2- Vérification de la flèche	(112)

Chapitre IX : Les fondations

Introduction	(113)
IX-1- Etude géotechnique du sol	(113)
IX-2- Choix du type de fondation	(113)
IX-2-1- Semelles isolées sous poteaux	(113)
IX-2-2- Semelles filantes.....	(114)
1- Semelles filantes sous voiles	(114)
2- Semelles filantes sous poteaux	(115)
IX-3- Etude de la poutre de rigidité	(117)
IX-3-1- Dimensionnement	(117)
IX-3-2- Le ferrailage de la poutre (ELU)	(118)
IX-3-3- Ferrailage de la semelle	(120)

Listes des Tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I-1 : Caractéristiques des aciers utilisés.....	(8)
---	-----

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II-1-1 : Vérification des dimensions des poutres conformément aux RPA.....	(12)
Tableau II-4-1 : Charge permanente de plancher terrasse.....	(15)
Tableau II-4-2 : Charge permanente de plancher étage courant.....	(16)
Tableau II-4-3 : Charge permanente du balcon.....	(16)
Tableau II-4-5 : Charge permanente de mur extérieur.....	(16)
Tableau II-4-6 : Surcharges.....	(17)
Tableau II-4-7 : coefficients de dégression des charges.....	(18)
Tableau II-4-8 : Récapitulatif de la descente de charge.....	(18)
Tableau II-4-9 : Vérification des conditions du RPA 99 vérifié 2003.....	(19)
Tableau II-4-10 : vérification de la résistance des poteaux au flambement.....	(20)

Chapitre III : Calcul des éléments

Tableau III-2-1 : Chargements de plancher en corps creux.....	(29)
Tableau III-2-2 : Calcul des poutrelles avant coulage de la dalle de compression.....	(30)
Tableau III-2-3 : Conclusion La méthode forfaitaire est applicable.....	(31)
Tableaux III-2-4 : Charge et surcharge revenant à la poutrelle.....	(33)
Tableau III-2-5 : les efforts tranchants.....	(40)
Tableau III-3-1 : Les charges permanentes revenant au balcon.....	(44)
Tableau III-3-2 : Les charges concentrées revenant au balcon.....	(44)
Tableau III-4-1 : Dimensionnement des escaliers.....	(50)
Tableau III-4-2 : Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.....	(51)
Tableau III-4-3 : Charges permanentes revenant au palier.....	(51)
Tableau III-4-4 : Charges permanentes revenant à la paillasse.....	(51)

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Tableau IV-4-1 : Résultats d'analyse dynamique.....	(65)
Tableau IV-4-2 : Vérification de la force sismique à la base.....	(71)
Tableau IV-4-3 : Vérification de l'excentricité.....	(72)
Tableau IV-4-4 : Vérification de déplacements inter-étages.....	(73)

Listes des Tableaux

Chapitre V : Ferrailage des poteaux

Tableau V -1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.....	(75)
Tableau V-1-1 : Armatures longitudinales des poteaux exigés par le RPA.....	(76)
Tableau V-2-1 : Résultats de ferrailage à l'ELU suivant les deux sens.....	(79)
Tableau V-2-2 : Vérification de la quantité d'armatures transversales	(81)
Tableau V-2-3 : Détermination de la zone nodale.....	(82)
Tableau V-2-4 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.....	(83)
Tableau V-2-5 : Vérifications des contraintes à l'ELS.....	(84)
Tableau V-2-6 : Ferrailage des poteaux.....	(85)

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

Tableau VI-2-1 : le pourcentage total des aciers longitudinaux.....	(87)
Tableau VI-3-1 : les valeurs extrêmes globales des efforts internes.....	(88)
Tableau VI-3-2 : ferrailage des armatures transversales.....	(90)
Tableau VI-4-1 : Vérification de condition de non fragilité.....	(93)
Tableau VI-4-2 : Vérification aux cisaillements.....	(94)
Tableau VI-5-1 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.....	(94)
Tableau VI-5-2 : Influence de l'effort tranchant sur l'acier.....	(95)
Tableau VI-5-3 : Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres.....	(96)
Tableau VI-6-1 : vérification des contraintes.....	(97)

Chapitre VIII : Voile périphérique

Tableau VIII-4-1 : résultats de calcul des armatures longitudinales.....	(111)
Tableau VIII-6-1 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	(112)

Chapitre IX : Les fondations

Tableau IX-2-1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).....	(115)
Tableau XI-2-2 : Surface de semelles filantes sous poteaux.....	(116)
Tableau IX-3-1 : les efforts et les moments de la poutre à l'ELU.....	(118)
Tableau IX-3-2 : Ferrailage de la poutre de rigidité.....	(119)
Tableau IX-3-3 : Ferrailage d'armatures transversales.....	(120)

Listes des figures

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Fig I-1 : Plancher en béton armé avec poutrelles et hourdis.....	(2)
Fig I-2 : Diagramme des contraintes déformations du béton (Compression pure).....	(5)
Fig I-3 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).....	(5)
Fig-I-4 : Diagramme simplifié de contrainte- déformation des aciers	(8)

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

FigII-1-1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.....	(10)
Fig II-1-2 : Dimensions de la poutre principale	(12)
Fig II-1-3 : Dimensions de la poutre secondaire.....	(12)
Figure II-2-1 : Coupes de voiles en plan	(13)
Fig II-4-1 : Surface influence.....	(15)

Chapitre III : Calcul des éléments

Fig III-1-1 : Coupe verticale de l'acrotère.....	(21)
Figure III-1-2 : Diagrammes des efforts internes.....	(22)
Figure III-1-3 : Schéma statique de la section de l'acrotère.....	(23)
Fig III-1-4 : Ferrailage de l'acrotère.....	(28)
Figure III-2-1 : Disposition constrictive de la dalle de compression.....	(30)
Figure III-2-2 : Disposition idéale des étais	(31)
Fig III-2-3 : diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	(35)
Fig III-2-4 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	(35)
Fig III-2-5 : diagrammes des moments fléchissant.....	(40)
Fig III-2-6 : diagramme de l'effort tranchant.....	(40)
Fig III-2-7 : ferrailage des poutrelles.....	(43)
Figure III-3-1 : Coupe transversale d'un balcon.....	(43)
Fig III-3-2 : Schéma statique du balcon	(45)
FigIII-3-3 : Diagramme du moment à l'ELU.....	(45)
Fig-III-3-4 : Diagramme de moment à l'ELS.....	(46)
Fig III-3-5 : ferrailage de la console.....	(48)
Fig III-4-1 : Escalier étage courant.....	(49)
Fig III-4-2 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	(54)
Fig III-4-3 : Diagramme des moments à l'ELU	(54)

Listes des figures

Fig III-4-4 : diagramme des moments réduit à l'ELU.....	(55)
Fig III-4-5 : Diagramme des efforts internes à ELS.....	(60)
Fig III-4-6 : diagramme des moments réduits à l'ELS.....	(60)

Chapitre VI : Etude dynamique et sismique

Figure IV-3-1 : Model étudiée avec logiciel ETABS.....	(64)
Figure IV-4-1 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY.....	(66)
Figure IV-4-2 : Charges horizontales reprises par les voiles.....	(66)
Figure IV-4-3 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY.....	(67)
Figure IV-4-4 : Charges horizontales reprises par les voiles.....	(67)
Figure IV-4-5 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY.....	(68)
Figure IV-4-6 : Charges horizontales reprises par les voiles.....	(68)

Chapitre V : Ferrailage des poteaux

Figure V-2-1 : Section en flexion composée.....	(76)
Figure V-2-2 : Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec.....	(78)
Figure V-2-3 : Représentation de la zone nodale.....	(81)

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

Figure VI-1 : section simplement armé.....	(87)
--	------

Chapitre VII : Ferrailage des voiles

Fig VII-8-1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	(101)
---	-------

Chapitre VIII : Voile Périphérique

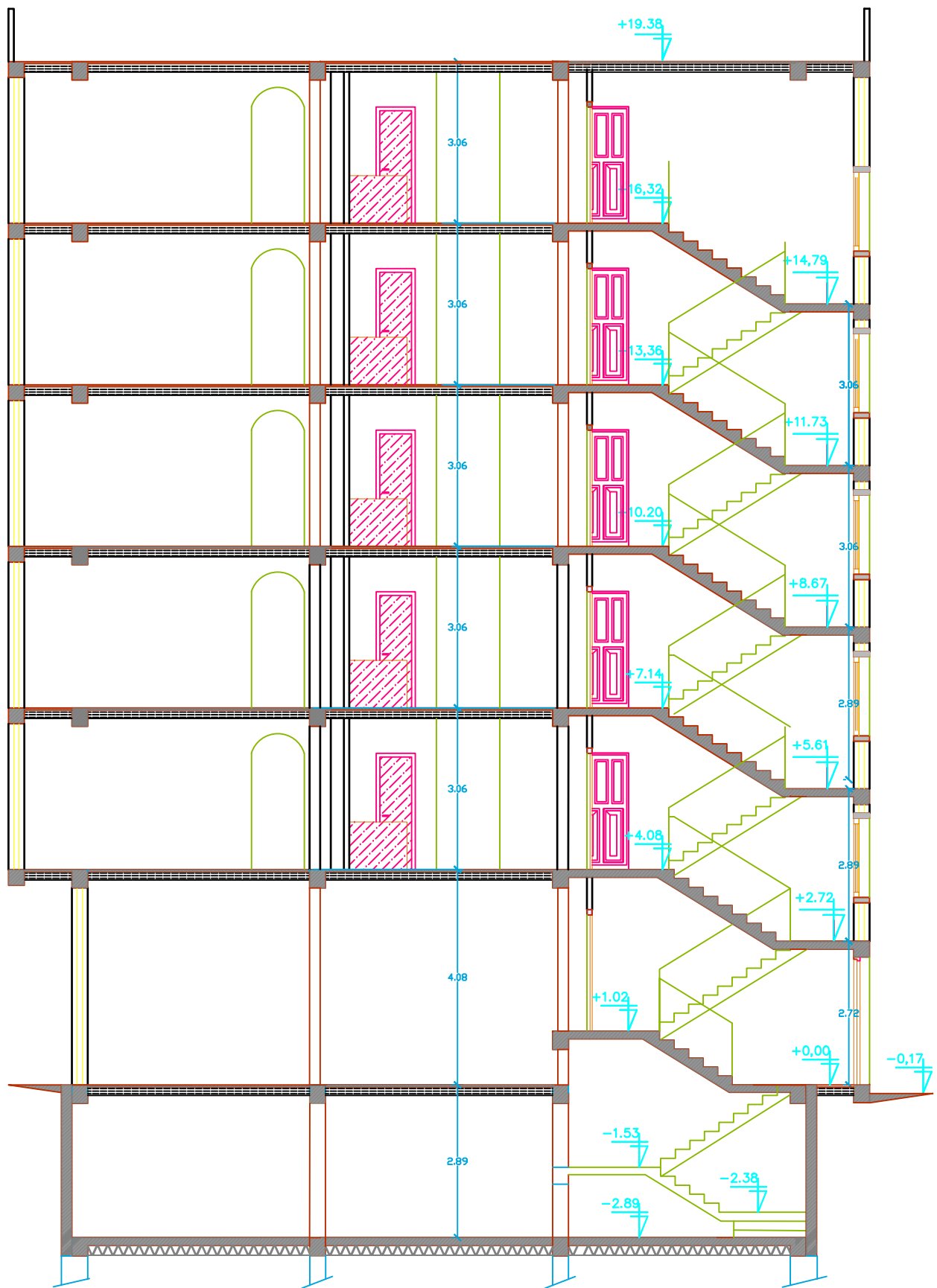
Fig VIII-3-1 : Schéma statique d'un voile périphérique.....	(108)
Fig VIII-4-1 : diagrammes des contraintes.....	(109)
Figure VIII-4-2 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELU.....	(110)
Fig VIII-4-3 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELU.....	(110)
Fig VIII-4-4 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELS.....	(110)
Fig VIII-4-5 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELS.....	(110)

Chapitre IX : Les fondations

Fig IX-3-1 : Diagrammes des moments à l'ELU de la poutre de rigidité.....	(119)
---	-------

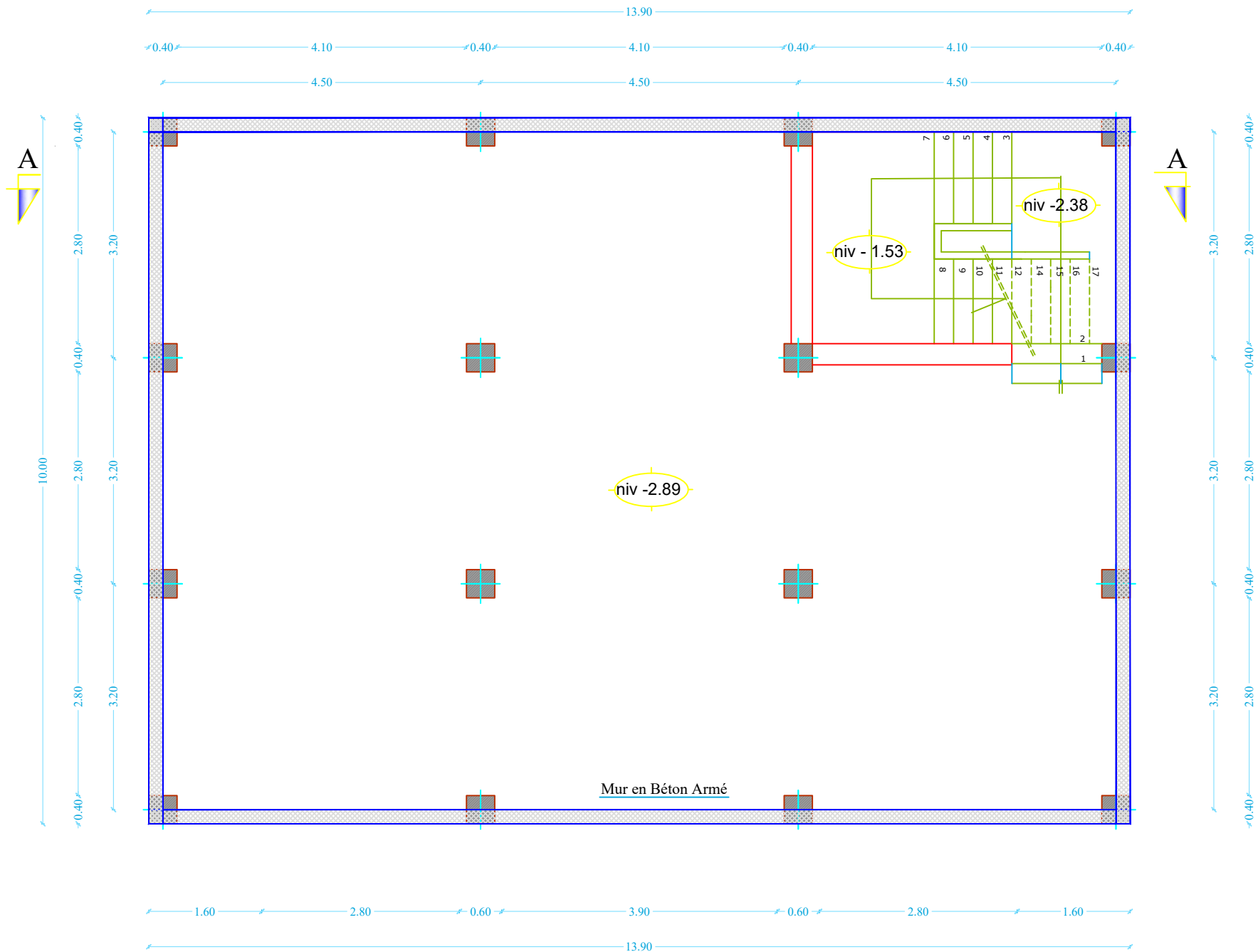


FACADE PRINCIPALE

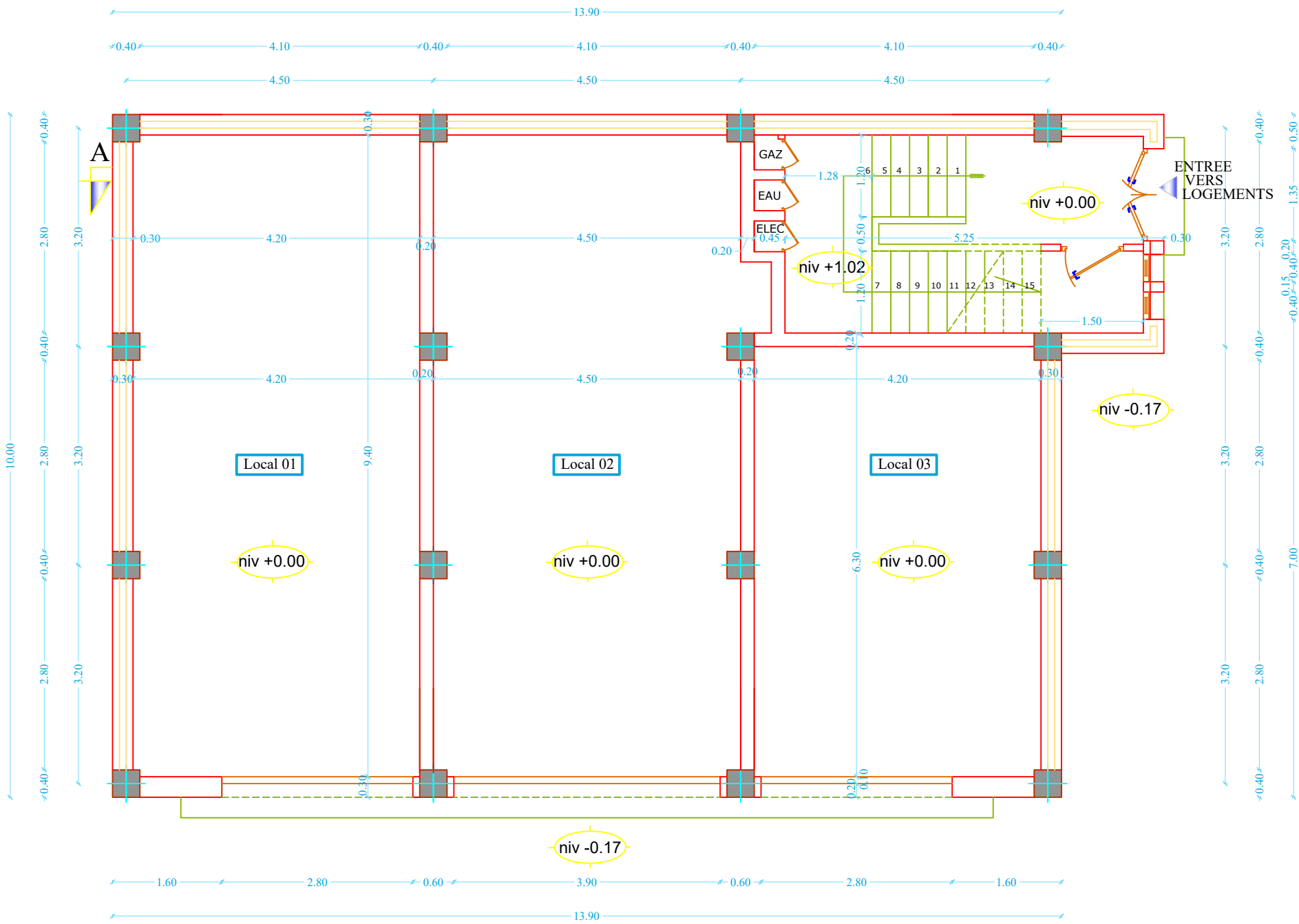


COUPE AA

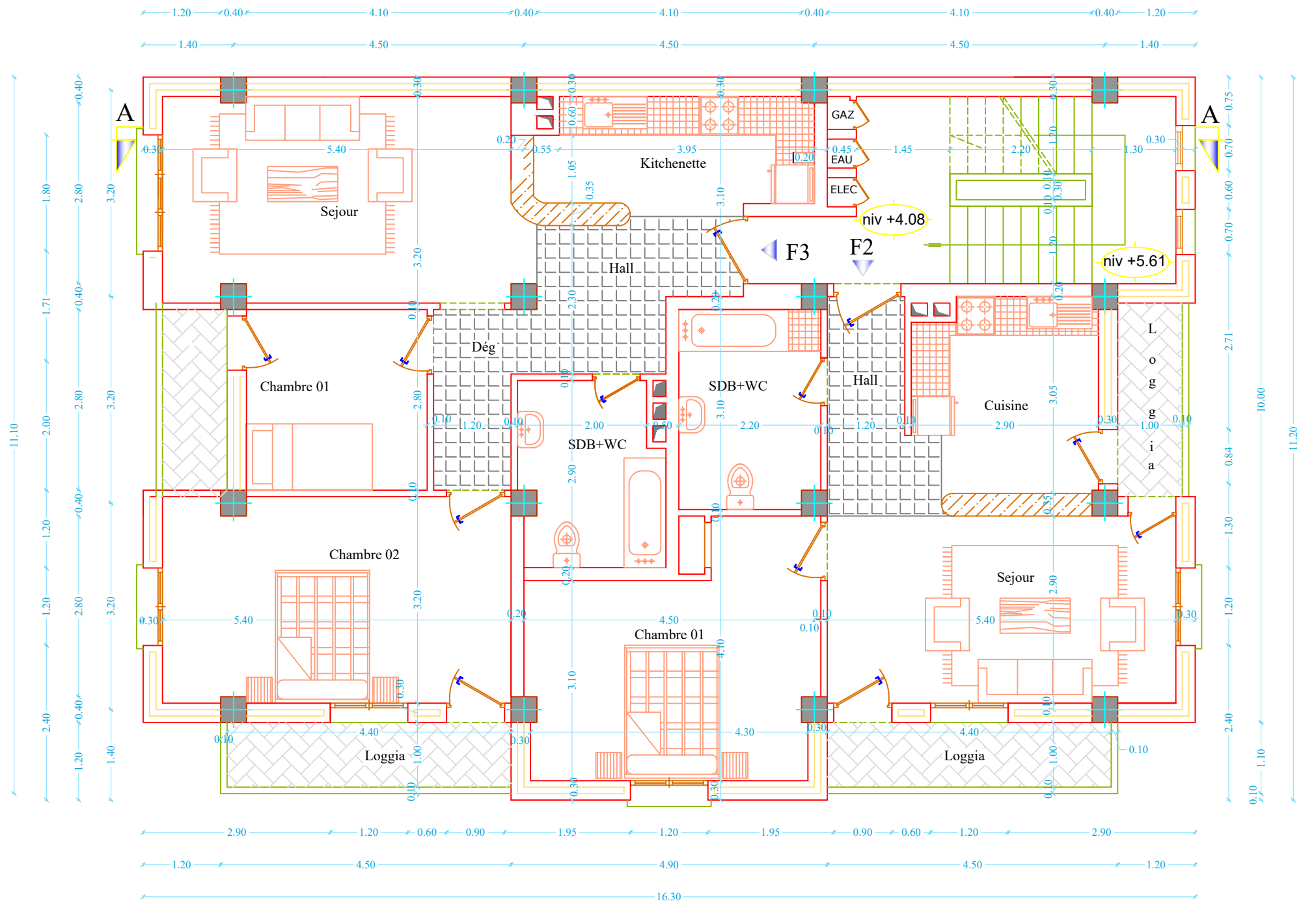
PLAN DU SOUS-SOL



PLAN DU REZ-DE-CHAUSSEE



PLAN ETAGE COURANT 1,2,3,4



Introduction

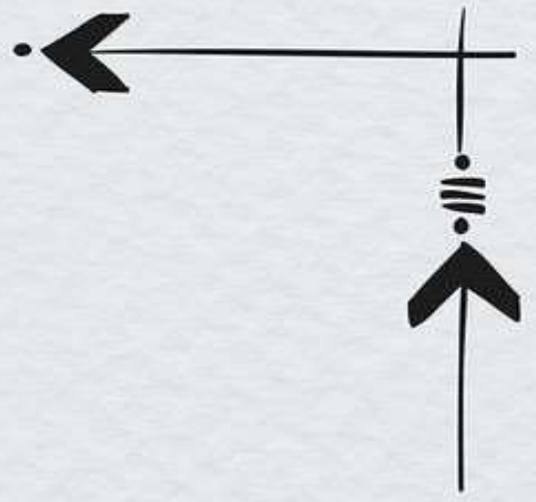
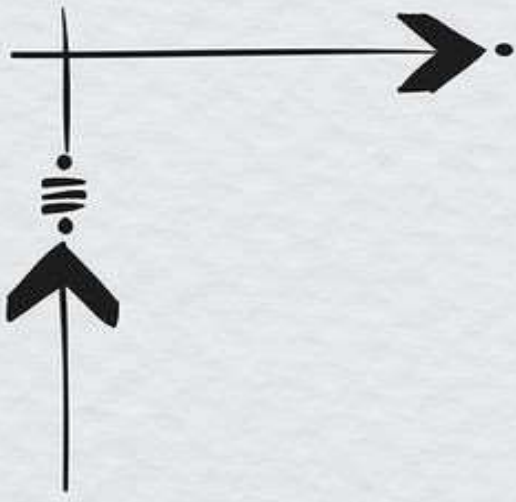
Notre projet de fin d'étude consiste à l'étude d'un bâtiment (RDC+5 étages sous-sols) à usage d'habitation et commercial à ossature mixte (voiles et portiques) en béton armé. Pour cela nos calculs seront conformes aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) et les règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant les méthodes des états limites (BAEL91 modifié 99) afin d'assurer au mieux la stabilité de la structure ainsi la sécurité des usagers, empêcher la rupture brutale et l'effondrement de la structure.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée au séisme, l'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité de sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir...). Face au risque de tremblement de terre et à l'impossibilité de le prévoir, la seule solution valable et efficace reste la construction parasismique pour les bâtiments.

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de la terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique mais aussi par la rigidité de la structure.

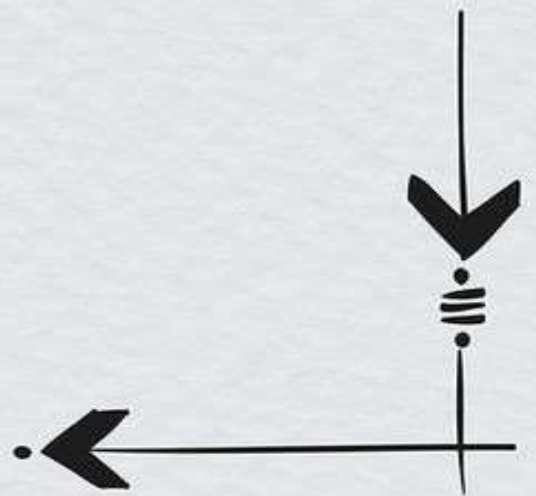
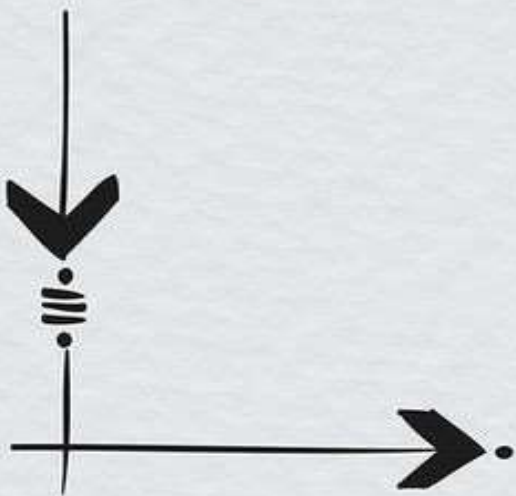
Dans notre projet la longueur de la structure dépasse sa largeur, ce qui engendre une différence de rigidité d'un axe à un autre ainsi que la présence des ouvertures en trois côtés de la structure sur les plans d'architecture nous mettra en difficulté afin de trouver une disposition optimale des voiles.

Compte tenu de toutes ces exigences de réglementations et respectant les plans d'architectures de la structure, les chapitres suivants montrent les procédures à suivre pour le calcul de chaque éléments de la structure ainsi les solutions adoptés face aux différentes difficultés



Chapitre I

Chapitre I



Introduction :

Le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+5+sous-sol) à usage d'habitation et ce dernier est constitué de voiles. Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

I-1- Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+5+un sous-sols) à usage d'habitation et commercial à ossature mixte (portiques et voiles en béton armé) Cet ouvrage sera implanté à Tizi-Ouzou qui est classée par les règles parasismiques algériennes (RPA 99/version 2003) comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Le présent ouvrage appartient au groupe d'usage 2 « Ouvrage d'importance moyenne »

Cette structure est composée :

- D'un (01) sous-sols
- D'un (01) RDC à usage commercial.
- De cinq étages à usage d'habitation.

L'accès aux différents étages sera assuré par une cage d'escalier.

I-2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions de l'ouvrage sont relevées des plans d'architecture du projet qui sont :

- Longueur totale.....11.60m.
- Largeur totale16.30m.
- Hauteur totale (y compris l'acrotère)22.27m
- Hauteur du R.D.C4.08m.
- Hauteur d'étage courant3.06m.
- Hauteur de sous-sols 2.89m
- Hauteur de l'acrotère 0.6m

1-3- Les éléments constitutifs de l'ouvrage :**1) L'ossature :**

Notre bâtiment a une ossature mixte, voiles et portiques dans les deux sens, pour assurer la stabilité et résister aux sollicitations des charges verticales et horizontales.

2) Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment, ils supportent leurs poids Propres, les revêtements et les surcharges. Les planchers assurent deux fonctions principales.

◆ Fonction de résistance mécanique : supporter le poids propre, les charges et surcharges
Ensuite les transmettre aux éléments porteurs de la structure.

◆ Fonction d'isolation : Ils isolent thermiquement et acoustiquement les étages.

Dans notre cas on distingue deux cas de planchers :

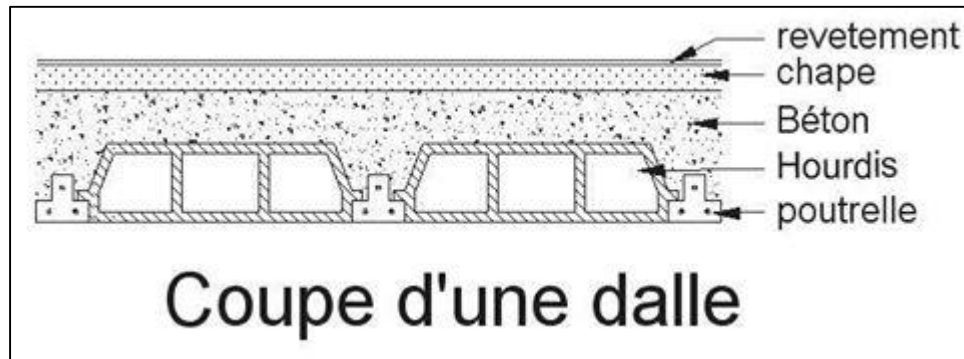


Fig I-1 : Plancher en béton armé avec poutrelles et hourdis

a) Planchers en corps creux : Les plancher a corps creux sont constituées de :

- ◆ Nervure appelées poutrelles : assurent la fonction de portance, la distance entre axes des Poutrelles est de 65cm.
- ◆ Un remplissage en corps creux : les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et Comme isolant phonique.
- ◆ Une dalle de compression en béton : est une dalle en béton armée d'un cadrage d'armatures ayant essentiellement une fonction de limiter le risque de fissuration et répartition des charges appliquées sur une surface réduite.

b) Dalle pleine (Balcon) :

Les dalles pleines sont en béton armé coulées sur place, elle sont prévues Pour les consoles et le plancher couvrant la cage d'ascenseur. Le plancher terrasse est inaccessible et comportera un complexe d'étanchéité et une forme de Pente (1%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

3) Les Escaliers :

C'est une succession de gradins permettant le passage à pied d'un étage à l'autre d'un bâtiment. Les escaliers seront de type balancés et seront en béton armé coulé sur place.

4) La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voile, coulé sur place.

5) Balcons :

Ce sont des airs consolidés au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.

6) L'acrotère

L'étage terrasse sera entouré par un acrotère de 0.6 m de hauteur d'épaisseur de 10 cm L'acrotère est un élément en béton armé coulé sur place, il joue le rôle de sécurité et de garde-corps.

7) Les revêtements :

- Mortier de ciment d'épaisseur de 2 cm pour les murs de façades et les cages d'escaliers.
- Enduit de Plâtre de 2cm d'épaisseur pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.

8) Les fondations :

La fondation est l'élément situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I-4- Règlements utilisés :

L'étude de cet ouvrage sera conforme à ces règles :

- Règles de calcul du béton armé aux états limites (**BAEL 91, modifié en 99**), pour Présenter les méthodes pratiques du calcul des éléments simples et des structures de
- Base d'un bâtiment en béton armé.
- Le Règlement parasismique algérien (**RPA 99, modifié en 2003**).
- Documentation technique règlementaire **DTR. b. Etats limites de service (ELS) :**

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

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

I-5- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I-5-1- le béton :

Le béton est un matériau fabriqué suivant une étude de composition établie par le laboratoire. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité d'eau et l'âge du béton. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m³ de ciment portland (C P J).

- a) Résistance caractéristique à la compression : (**BAEL 91 modifiées 99 Art A.2.1 .11**)

Pour l'établissement des projets, dans la majorité des cas, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours.

Celle-ci dite « valeur caractéristique » est notée f_{c28} .

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

- Pour $f_{cj} \leq 40$ MPa $f_{cj} = \frac{j}{4.67+0.83j} f_{c28}$, exprimée en MPa.
- Pour $f_{cj} > 40$ MPa $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28}$, exprimée en MPa.
- Pour $j > 28$ $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$, $f_{c28} < 40$ MPa.

Pour notre projet on prendra : $f_{c28} = 25$ [MPa]

b) La résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ avec } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa (Art. A. 2 - 1.12 B. A. E. L 91)}$$

$$\text{à 28 jours } f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

c) Les contraintes limites du béton :

- **ELU :**

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

$$f_{bc} = 0.85 \frac{f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art. A.4.3.41})$$

Avec :

0.85: Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$: si la durée d'application est > 24 heures.

$\theta = 0,9$: si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$: si la durée d'application est < 1 heure.

0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la Résistance sous charges de longue durée.

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ; tel que

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 : \text{situation accidentelle;} \\ 1.50 : \text{situation courante.} \end{cases}$$

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

$$\text{À } j=28 \text{ jours en situation courante ; } \sigma_{bc} = f_{bc} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot (1,5)} = 14.2 \text{ MPa}$$

d) Diagrammes contraintes-déformations du béton : (BAEL 91 modifié 99 Art A.4.3.41)

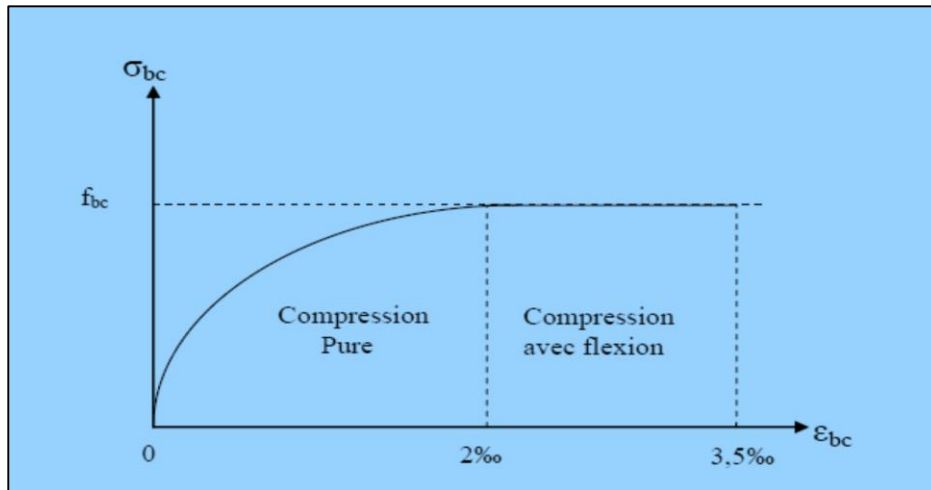


Fig I-2 : Diagramme des contraintes déformations du béton (Compression pure)

Le diagramme est composé :

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

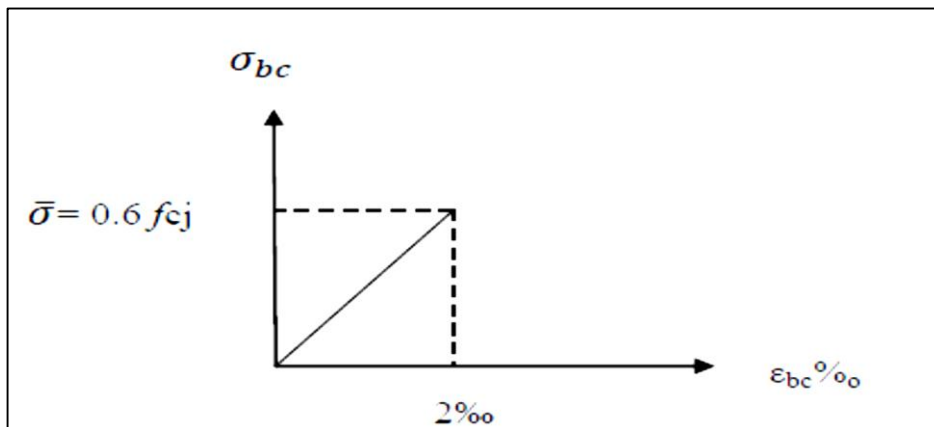


Fig I-3 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)

- Etat limite de service (ELS) : (BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5.2)

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à :

$$\bar{\sigma} = 0,6 f_{cj}$$

Avec $\bar{\sigma}$: contrainte admissible à l'ELS

A $j = 28$ jour : $\bar{\sigma} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

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

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \quad (\text{BAEL 91 Art A.5.1})$$

Avec :

T_u : l'effort tranchant.

b_0 : largeur de la section considérée.

d : la hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

-Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

-Fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \min \left\{ 0.5 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

e) Module de déformation longitudinale : (BAEL 91 modifiées 99 Art A.2.1.2)

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

❖ Le module de déformation instantanée du béton : (BAEL 91 modifiées 99 Art A.2.1.21)

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures

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

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

❖ Le module de déformation différée du béton : (BAEL 91 Modifiées 99 Art A.2.1.22)

Les déformations finales du béton sont calculées par un module de déformation longitudinale Différé défini comme suit :

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

$$\text{soit à } j=28j : E_{v28} = 10818,865 \text{ MPa}$$

f) Le module de déformation transversal :

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

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

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

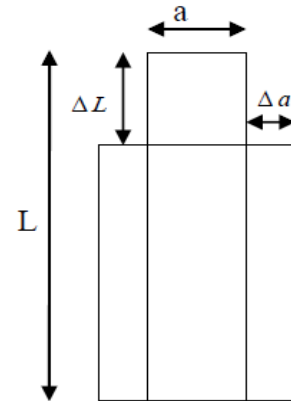
g) Le coefficient de poisson : (BAEL 91 Modifiées 99 Art A.2.18.)

Le coefficient est défini par le rapport entre la déformation relative transversale (Allongement relatif du côté de la section) et la déformation relative longitudinale (Raccourcissement) en valeurs absolues.

$$\nu = \frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta L}{L}}$$

Il est pris égal à :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \nu = 0.2 & \text{à l'ELS} \\ \nu = 0 & \text{à l'ELU} \end{array} \right.$$



I-5-2- Les aciers :

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'acier	nomination	Symbole	Limite d'élasticité f_e (MPa)	Allongement relatif à la rupture (% ₀)	Coefficient de fissuration (μ)	Coefficient de scellement (Ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence FeE400	HA	400	16	1.6	1.5
Acier en treillis	Treillis soudé (TS)) TL520 $\varnothing < 6$	TS	550	8	1.3	1

Tableau I-1 : Caractéristiques des aciers utilisés

a) Module d'élasticité longitudinale : (BAEL 91 modifiées 99 Art A.2.21)

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale, sera pris égal à :

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

b) Les contraintes limites :

- **ELU** : (BAEL 91 modifiée 99 Art A.4.3.2)

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

γ_s : coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1.15$	Pour les situations durables (courantes).
$\gamma_s = 1.0$	Pour les situations accidentelles.

- **ELS** : (BAEL 91 modifiée 99 Art A.4.3.2)

Les allures décrites par l'acier en compression et en traction sont symétriques par rapport à l'origine « 0 ».

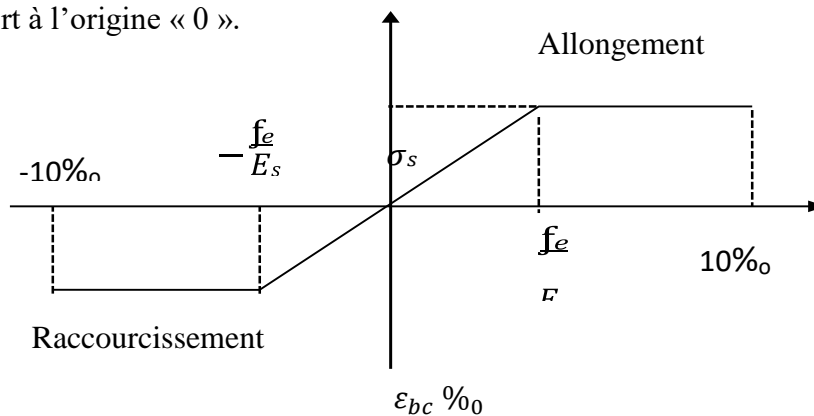


Fig-I-4 : Diagramme simplifié de contrainte- déformation des aciers

Ce diagramme simplifié est adopté aussi vis-à-vis des justifications de contraintes des aciers et se fera à l'état limite d'ouverture des fissures :

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

Cas des éléments intérieurs ; aucune vérification à effectuer

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

Cas des éléments exposés aux intempéries ou à des condensations.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \cdot \sqrt{n f_{tj}}) \right\}$$

- Fissuration très préjudiciable : **(BAEL 91 modifiées 99 Art A .5.34)**

Les éléments exposés à un milieu agressif ou range l'eau de mer ou l'atmosphère marine (brouillards salins), l'eau très pure, les gaz ou sols particulièrement corrosifs.

Dans ce cas, il impose de respecter :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 0.5 f_e ; 90 \sqrt{n f_{tj}} \} \dots\dots$$

- $\eta = 1$ pour les ronds lisse
- $\eta = 1.6$ pour H. A $\varnothing \geq 6mm$
- $\eta = 1.3$ pour H. A $\varnothing 6 \pi mm$

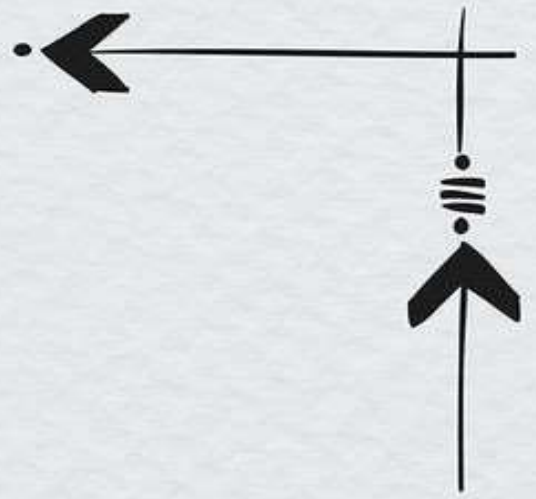
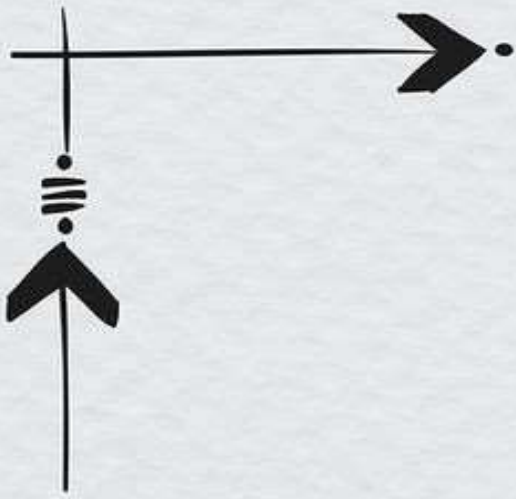
c) Protections des armatures :

Dans le but de protéger les armatures contre la corrosion et d'assurer un bon bétonnage, il est indispensable de prévoir un enrobage qui est égal au moins à :

- **1cm** : pour les parois situées dans les locaux couverts et non exposés aux condensateurs.
- **2cm** : pour les parements non couverts susceptible d'être soumis aux condensations situées au Contact d'un solide.
- **3cm** : pour les parements non coffrés susceptibles d'être soumis des agressions
- **5cm** : pour les ouvrages exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi pour les

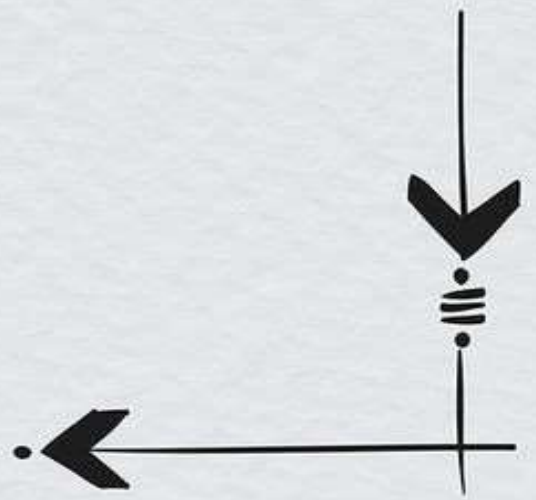
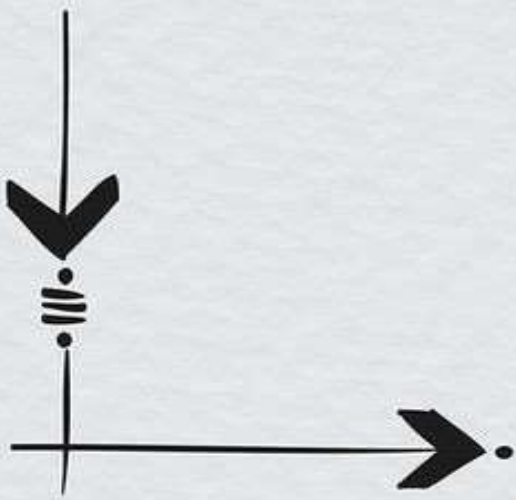
Ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.

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.... **(BAEL 91 modifiées 99 Art A7.2.4)**



Chapitre II

Chapitre II



Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l’ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers les poutres a (principales et secondaires), les poteaux, et enfin les voiles. Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliqués aux différents éléments de la structure.

II-1- Pré dimensionnement des éléments

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d’un Bâtiment, capable de supporter les charges permanentes, les charges horizontales et verticales Et de les transmettre aux éléments porteurs (voiles-poteaux-poutres).

Pour notre bâtiment, deux types de planchers seront utilisés :

- Planchers à corps creux.
- Dalle pleine.

II-1-1- Planchers en corps creux

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges D’exploitations Son épaisseur doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \dots\dots\dots \text{(BAEL91 modifiée 99Art B 6.8.424).}$$

Avec : L_{max} : La plus grande portée dans le sens des poutrelles entre nus des appuis.

h_t : Hauteur totale du plancher.

En zone II-a le RPA exige une section minimale de (25x25) cm² pour les poteaux.

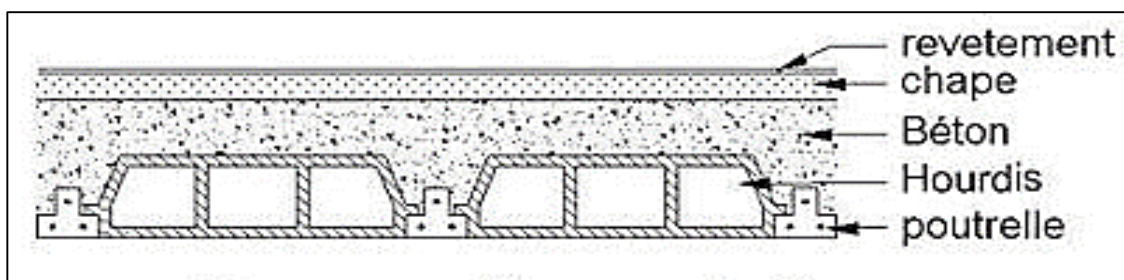
Dans notre cas nous avons :

$$L_{max} = 320 - 25 = 295cm$$

$$h_t \geq \frac{295}{22.5} = 13.11cm$$

On adoptera une épaisseur $h_t = (16+4) = 20$ cm

- Epaisseur du corps creux : 16 cm
- Epaisseur de la dalle de compression : 4cm



FigII-1-1 : Schéma descriptif d'un plancher courant

II-1-2- Dalle pleine :

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.

❖ **Résistance à la flexion**

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq L_o/10$$

- L_o : porté libre

- e_p : épaisseur de la dalle

Nous avons : $L_o = 1.20m$

$$e_p \geq \frac{120}{10} = 12cm$$

On prend alors : $e_p = 15cm$

II-1-3- Poutres :

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.

$$\text{D'après le BAEL91 : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \\ 0.3h < b < 0.8h \end{array} \right\}$$

Avec :

l : la portée de la poutre

h : la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

$$\text{D'après le RPA99 version 2003 : } \left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\}$$

a) - Les poutres principales :

Selon le BAEL 91 on a : $L = 450 - 25 = 425cm$

$28.33cm \leq h \leq 42.5cm$ On prend $h=35cm$

$10.5cm \leq b \leq 28cm$ On prend $b=25cm$

b) - Les poutres secondaires :

Selon le BAEL 91 on a : $L=320 - 25 = 295cm$

$19.66\text{cm} \leq h \leq 29.5\text{cm}$ On prend $h=30\text{cm}$

$9\text{cm} \leq b \leq 24\text{cm}$ On prend $b=25\text{cm}$

c)- les poutres de chaînage :

Selon le BAEL on a : $L= 320-25= 295\text{cm}$

$19.66\text{cm} \leq b \leq 24\text{cm}$ on prend $h = 30\text{cm}$

$9\text{cm} \leq b \leq 24\text{cm}$ on prend $b = 25\text{cm}$

Remarque :

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 (modifié 2003) sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- Poutres principales (35x25) cm²
- Poutres secondaires (30x25) cm²
- Poutres de chaînages (30x25) cm²

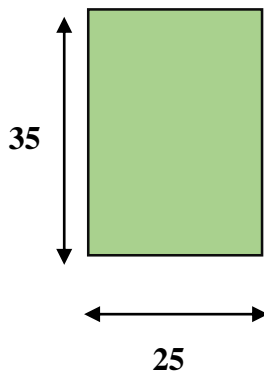


Fig II-1-2 : Dimensions de la poutre principale

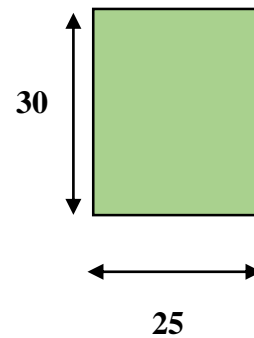


Fig II-1-3 : Dimensions de la poutre secondaire

II-1-4 Vérification des conditions exigées par le RPA99 (modifié en 2003) :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30\text{cm}$	35cm	30cm	Vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	25cm	25cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.4cm	1.5cm	Vérifiée

Tableau II-1-1 : Vérification des dimensions des poutres conformément aux RPA

Enfin, on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales (35x25) cm²

Poutres secondaires (30x25) cm²

II-2- Pré dimensionnement des Voiles :

Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, leur fonction principale est de reprendre les charges horizontales. Le pré dimensionnement se fera conformément selon le (RPA99 modifiée 2003 à l'article 7.7.1) sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4e_p$.

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, l'épaisseur minimale est de 15cm.

Avec e_p : épaisseur des voiles L : largeur minimale des voiles

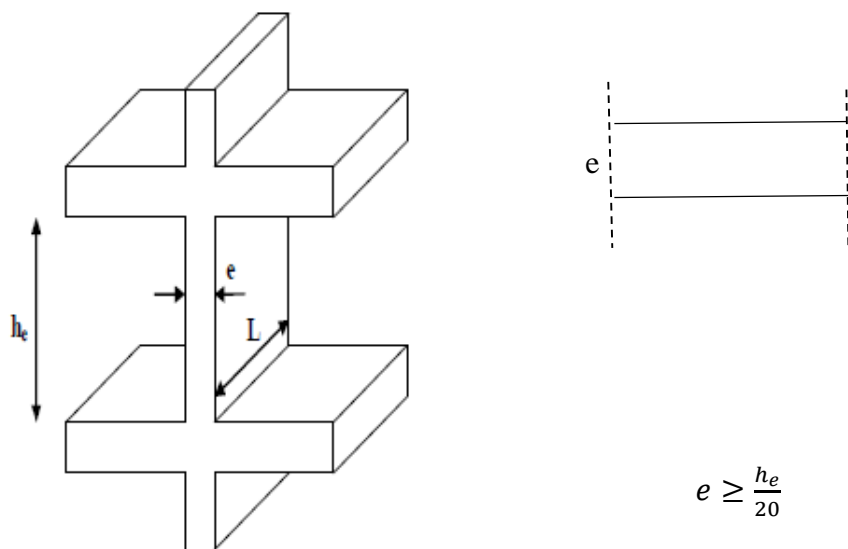


Figure II-2-1 : Coupes de voiles en plan

Avec : $h_e = h - e_p$ $\left\{ \begin{array}{l} h : \text{hauteur d'étage} \\ e : \text{épaisseur du plancher} \end{array} \right.$

- Pour l'étage courant : $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$ donc $\frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$
Donc on prend : $e_p = 20 \text{ cm}$
- Pour le RDC: $h_e = 400 - 20 = 380 \text{ cm}$; $\frac{380}{20} = 19 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$
Donc on prend : $e_p = 20 \text{ cm}$
- Pour sous-sol : $289 - 20 = 269$; $\frac{269}{20} = 13.45 \text{ cm}$
Donc on prend : $e_p = 20 \text{ cm}$

❖ Vérification selon le RPA 99 /version 2003 :

$a = 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$L_{\min} = 1\text{m} \geq 4a = 80 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

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

II-3- Pré dimensionnement des Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux qui composent le squelette du bâtiment, ils se caractérisent par leurs longueurs et leurs sections, leurs rôles est de reprendre les charges et les surcharges des différents niveaux et les transmettre à la fondation, cette dernière les transmet au sol.

Leurs pré-dimensionnement s'effectue à l'ELS pour le poteau le plus sollicité en compression simple. Selon (RPA 99 version 2003 A.7.4.3.1).

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$B_c = \frac{N_d}{V \times f_{c28}} = \frac{N_d}{0.3 \times f_{c28}}$$

Avec :

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

$$N_d = G + Q$$

N_d : Effort normal de compression à l'ELS

G : charge permanente.

B_c : Section transversale du poteau

Pour nos calculs la section minimale des poteaux exigée par le RPA est de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$

II-4- détermination des charges permanente et charges d'exploitations

Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d'exploitations Q nous allons nous référer au document technique réglementaire (DTR B.C.2.2).

- Surface du plancher revenant au poteau plus sollicité :

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_n = (2.25 \times 1.6) + (2.25 \times 1.6) + (2.25 \times 1.6) + (2.25 \times 1.6) = 14.4\text{m}^2$$

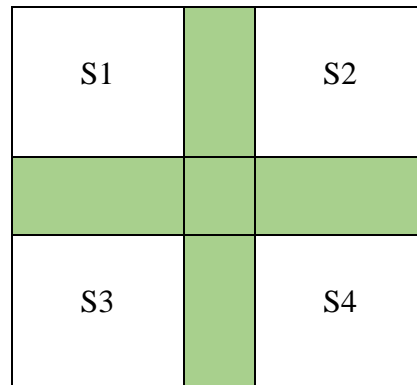


Fig II-4-1 : Surface d'influence

II-4-1- charges permanentes (G) :

N°	Elément	Epaisseur	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ³)
1	Couche de gravillon	0.05	20	1.00
2	Étanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	---	0.01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente total G				5.83

Tableau II-4-1 : Charge permanent de plancher terrasse

N°	Elément	épaisseur	P(KN/m ³)	G(KN/m ³)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieur	0.10	09	0.90
Charge permanente total G				5.44

Tableau II-4-2 : Charge permanente de plancher étage courant

Matériaux	Epaisseur (m)	G (KN/m ³)	G (KN/m ²)
a) Carrelage.	0,02	22	0,44
b) Mortier de pose.	0,02	22	0,44
c) Lit de sable.	0,02	18	0,36
d) Dalle pleine.	0,15	25	3,75
e) Enduit de ciment.	0,02	18	0,36
La charge permanent G (KN/m ²) =			5,35

Tableau II-4-3 : Charge permanente du balcon

N°	Elément	épaisseur	P(KN/m ³)	G(KN/m ³)
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	09	0.90
3	Lame d'air	0.05	0.00	0.00
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
				2.36

Tableau II-4-5 : Charge permanente de mur extérieur

Eléments	Surcharge (KN/m ³)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher RDC (commercial)	3.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

Tableau II-4-6 : Surcharges

II-4-1-1- Poids propre des éléments :

- Plancher terrasse :
 $G_t = 14.4 \times 5.83 = 83.95 \text{ KN}$.
- Plancher courant :
 $G_c = 14.4 \times 5.44 = 78.33 \text{ KN}$.
- Poutres :
 - ✓ Poutres porteuses :
 $G_{pp} = (0.25 \times 0.35 \times 4.50)25 = 9.84 \text{ KN}$.
 - ✓ Poutres secondaires :
 $G_{ps} = (0.3 \times 0.25 \times 3.2)25 = 6 \text{ KN}$. $G_p = G_{pp} + G_{ps} = 15.84 \text{ KN}$.
- Poids des poteaux :
 - ✓ Etages courants : $(0.3 \times 0.3 \times 3.06)25 = 6.89 \text{ KN}$
 - ✓ RDC : $(0.3 \times 0.3 \times 4.08)25 = 9.18 \text{ KN}$
 - ✓ Sous-Sols : $(0.3 \times 0.3 \times 2.89)25 = 6.50 \text{ KN}$

II-4-1-2- Dégression vertical des surcharges d'exploitation :

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de Dégression est :

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .

N : numéro de l'étage du haut vers le bas.

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

Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.7	0.69	0.66

Tableau II-4-7 : coefficients de dégression des charges

Avec : $Q_0 = 1 \times 14.4 = 14.4 \text{ KN}$.

$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_8 = 1.5 \times 14.4 = 21.6 \text{ KN}$.

$Q_{RDC} = 3.5 \times 14.4 = 50.4 \text{ KN}$.

On aura les surcharges Q_n suivantes :

$Q_0 = 14.4 \text{ KN}$

$Q_1 = 14.4 + 21.6 = 36 \text{ KN}$.

$Q_2 = 14.4 + 0.95 (21.6 \times 2) = 55.44 \text{ KN}$.

$Q_3 = 14.4 + 0.90 (21.6 \times 3) = 72.72 \text{ KN}$

$Q_4 = 14.4 + 0.85 (21.6 \times 4) = 87.84 \text{ KN}$

$Q_5 = 14.4 + 0.80 (21.6 \times 5) = 100.8 \text{ KN}$.

$Q_6 = 14.4 + 0.75 (21.6 \times 6) = 111.6 \text{ KN}$.

niveau	Charges permanente (KN)					Surcharge d'exploitation (KN)		Effort normal $G_c + Q_c$ (KN)	Section du poteau (cm ²)	
	Poids des plancher	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{total}	G_{cumule}	Q_i	Q_n		Section trouvée	Section adopté
5	83.95	15.84	00	99.79	99.79	14.4	14.4	114.19	76.13	25x25
4	78.33	15.84	6.89	101.06	200.85	21.6	36	236.85	157.9	30x30
3	78.33	15.84	6.89	101.06	301.91	21.6	57.6	359.51	239.67	30x30
2	78.33	15.84	6.89	101.06	402.96	21.6	79.2	482.17	321.46	30x30
1	78.33	15.84	6.89	101.06	504.03	21.6	100.8	604.83	403.22	35x35
RDC	78.33	15.84	9.18	103.35	607.38	21.6	122.4	729.78	486.52	35x35
Sous-sol	78.33	15.84	6.50	100.67	708.05	50.4	172.8	880.85	587.23	35x35

Tableau II-4-8 : Récapitulatif de la descente de charge

poteaux	Conditions exigé par RPA	Valeur calculée	observation
35x35	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =35	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he/20	he/20 =20.4	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée
30x30	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =30	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he/20	he/20=15.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée
25x25	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =25	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he/20	he/20=15.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée

Tableau II-4-9 : Vérification des conditions du RPA 99 vérifie 2003

II-4-2- Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Lorsqu’une pièce élancée (poteau) est soumise à un effort de compression, il se produit un phénomène d’instabilité transversale, c’est le flambement.

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

Λ : Elancement du poteau

L_f : Longueur de flambement du poteau (L_f = 0.7i_o)

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

S : Section transversale du poteau (b x h)

I_o : Longueur du poteau

I : Moment d’inertie du poteau $I = \frac{bh^3}{12}$

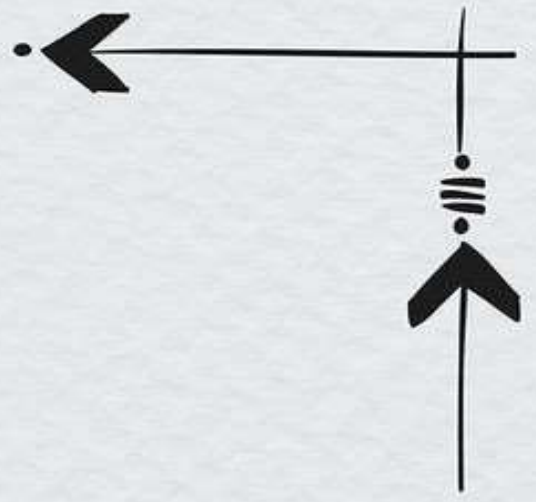
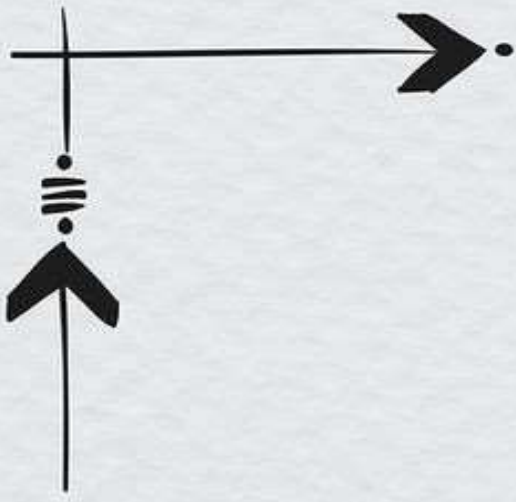
$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7i_o}{\sqrt{\frac{I}{S}}} \leq 50$$

Niveau	b(cm)	H(cm)	I(cm ⁴)	S(cm ²)	i(cm)	l _o (cm)	L _f (cm)	λ	condition
5 ^{ème} niveau	25	25	32552.08	625	7.21687	306	214.2	29.68	vérifiée
2 ^{ème} et 4 ^{ème} niveau	30	30	67500	900	8.66025	306	214.2	24.73	vérifiée
1 ^{er} niveau	35	35	125052.08	1225	10.10363	306	214.2	21.20	Vérifiée
RDC	35	35	125052.08	1225	10.10363	408	285.6	28.26	Vérifiée
Sous-sol	35	35	125052.08	1225	10.10363	289	202.3	28.03	Vérifiée

Tableau II-4-10 : vérification de la résistance des poteaux au flambement

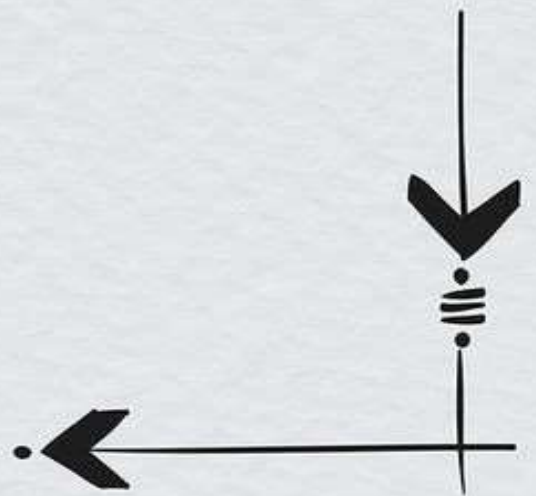
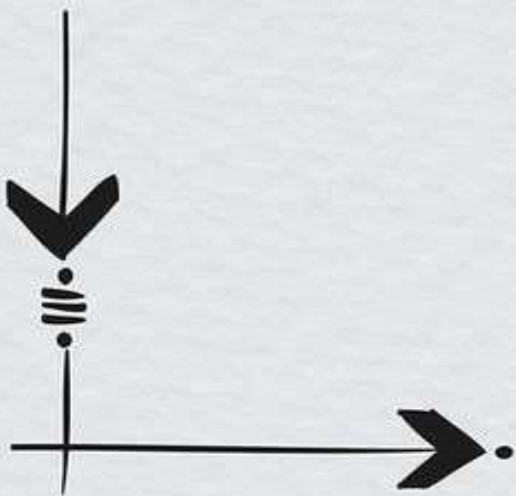
Conclusion :

On a pré-dimensionné tous les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on ne 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.



Chapitre III

Chapitre III



Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons bien souvent revenir au cours de béton armé III concernant un grand nombre d'élément à calculer tel : le plancher, escalier, balcon, Mais avant tout, le calcul proprement dit sera basé sur les règles en vigueur du C.B.A ainsi que le BAEL.

III-1- Acrotère :

L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale ($Q= 1$ [KN/ml]) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement.

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et L'ELS pour une bande de 1 [m]de largeur.

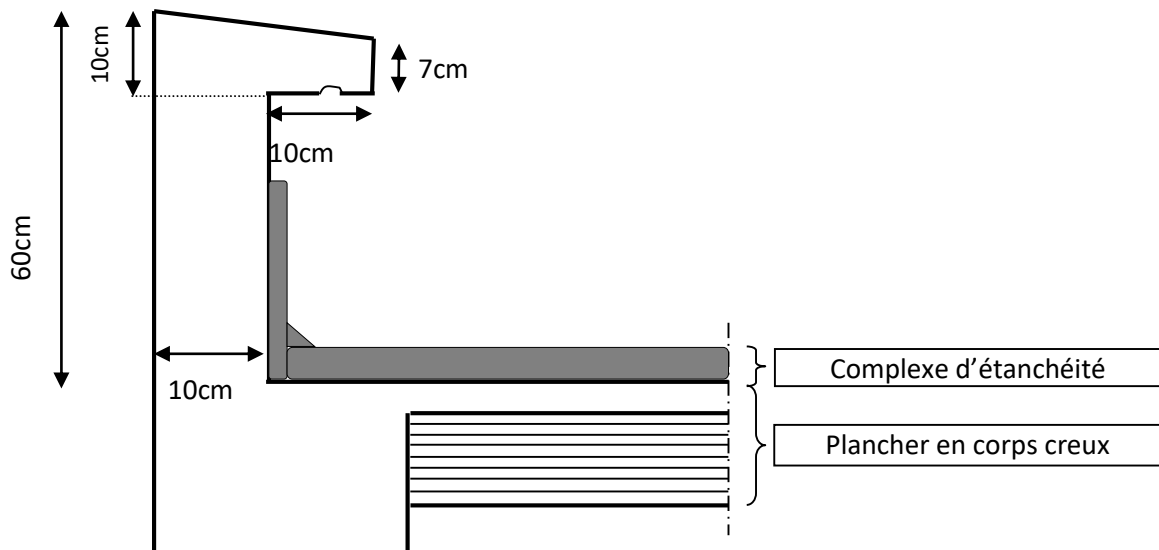


Fig III-1-1 : Coupe verticale de l'acrotère

III-1-1- Calcul des efforts :

a) Effort normal dû au poids propre G :

L'effort normal dû au poids propre est donné par : $N_G = G \times 1m$

Avec :

$G = \rho \times S$

N : effort normal

G : poids propre

ρ : masse volumique de béton $\rho = 25 \frac{KN}{m^3}$

S : section transversale

$$G = 25 \times \left[(0,5 \times 0,1) + (0,07 \times 0,2) + \frac{(0,03 \times 0,2)}{2} \right] = 1,675 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$\Rightarrow N_G = G \times 1 \text{ m} = 1,925 \times 1 \text{ m} = 1,675 \text{ KN}$$

b) Effort tranchant T :

$$T = Q \times 1 \text{ m} = 1 \times 1 \text{ m} = 1 \text{ KN}$$

c) Moment fléchissant max dû à la surcharge Q :

$$M_q = Q \times H \times 1 \text{ m} = 1 \times 0,6 \times 1 \text{ m} = 0,6 \text{ KN.m}$$

III-1-2- Combinaison des charges (BAEL 91 révisé 99 art A.3.2.2) :

❖ **A'ELU :**

sous la combinaison $1,35 \times G + 1,5 \times Q$

a) Effort normal de compression dû au poids propre G :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,675 = 2,260 \text{ KN}$$

b) Effort tranchant T :

$$T_u = 1,5 \times T = 1,5 \times 1 \text{ m} = 1,5 \text{ KN}$$

c) Moment de renversement dû à la surcharge Q

$$M_u = 1,5 \times M_q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

❖ **A'ELS :**

sous la combinaison $G + Q$

a) Effort normal de compression dû au poids propre G :

$$N_s = G = 1,675 \text{ KN}$$

b) Effort tranchant T :

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

c) Moment de renversement dû à la surcharge Q :

$$M_s = M_q = 0,6 \text{ KN.m}$$

Schéma statique de l'Acrotère

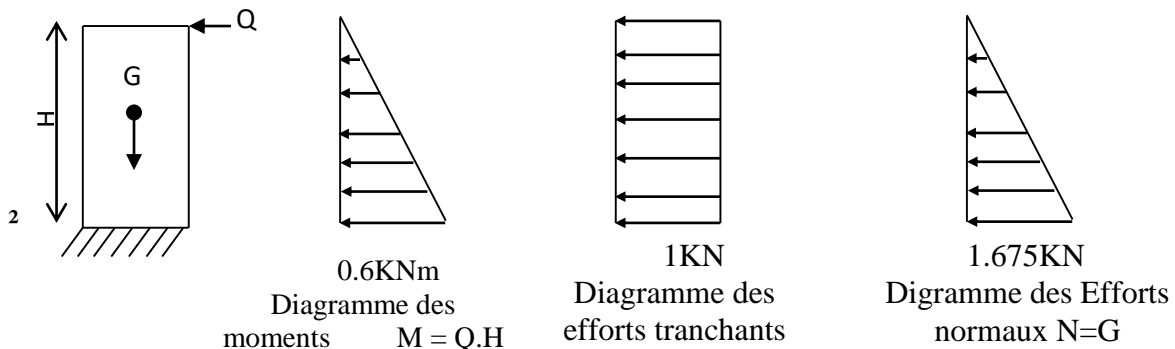


Figure III-1-2 : Diagrammes des efforts internes

III-1-3- Ferrailage (flexion composée) :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à une flexion composée.

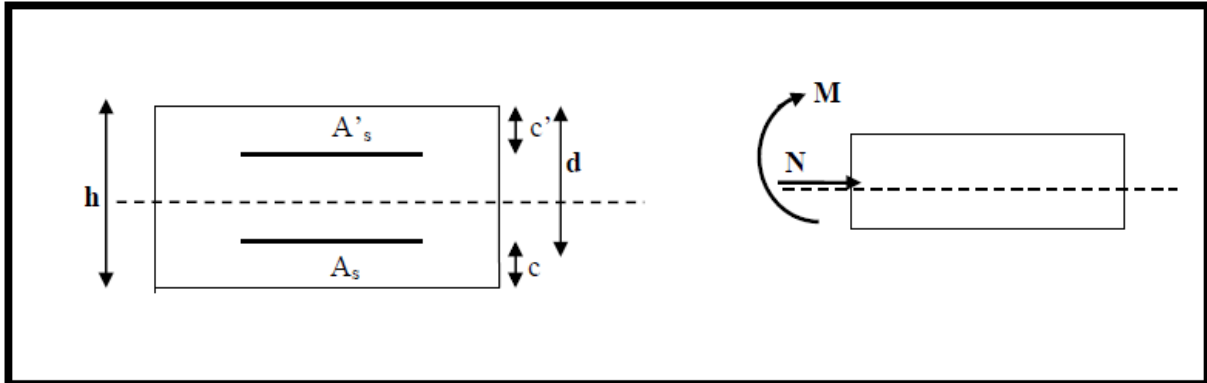


Figure III-1-3 : Schéma statique de la section de l'acrotère

h : Epaisseur de la section : 10cm.

b : Largeur de la section : 100cm.

c et c' : Enrobage : 3cm.

d : Hauteur utile (h - c) : 7cm.

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

1) - Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,26} = 0,398 \text{ m} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

Le centre de pression (point d'application de l'effort normale) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression. Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif (M_f)

2) - Calcul d'armatures en flexion simple :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} + c \right) = 0,9 \left(0,398 + \frac{0,10}{2} + 0,03 \right) = 0,418 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 2,26 \times 0,418 = 0,945 \text{ KN.m}$$

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendue.

3) - Calcul le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \mu = \frac{0,945 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,013 < \mu_{id} = 0,392$$

Donc la section est simplement armée (S.S.A).

4) - Armatures fictives (Flexion Simple)

Les armatures comprimées non ne sont pas nécessaire car la section est simplement

armé $A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad , \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$\mu = 0,013 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,993 \text{ Dans le tableau ou } \alpha = 0,0201$$

$$A_{stf} = \frac{0,945 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0$$

Non nécessité des armatures comprimées mais dans la réalité l'acrotère travaille dans les deux sens opposés, supportant les charges extérieures due à la main courante (échafaudage, échelle des pompiers...etc., ce qui nous permet de considérer deux nappes d'armatures.

Donc $A_{sc} = 0,39 \text{ cm}^2$

5) - Armatures réelles (flexion composée) :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,39 - \frac{2,26 \times 10}{348} = 0,32 \text{ cm}^2$$

6) - Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1)

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

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la C.N.F $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

a) Calcul la section minimale :

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \text{ bdf}_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0,455 d}{e_s - 0,185 d} \right), \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,675} = 0,358 \text{ m} = 36 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \left(\frac{36 - 0,455 \times 7}{36 - 0,185 \times 7} \right) = 0,799 \text{ cm}^2$$

$A_{st} < A_{st}^{min}$, la section n'est pas vérifiée, donc on opte pour une section

$$A = A_{st}^{min} \geq 0,799 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit} \quad 4\text{HA}8 \dots \dots \dots A = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min}$$

Avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$

b) Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit} \quad 4 \text{ HA}8 \dots \dots \dots A = 2,01 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$

III-1- 4- Vérification à l'ELU :

1) Vérification des espacements :

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement maximal des armatures d'une nappe est donné par l'article (**BAEL 91 révisé 99 Art 4.5.3.3**).

- $S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.
- $S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition est vérifiée
- h = l'épaisseur totale de l'élément.

2) Vérification au cisaillement (**BAEL 91 révisé 99 Art 5.1.1**) :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d}$$

Avec :

Vu : Effort tranchant à l'ELU

b : Largeur de la bande considérée

d : Hauteur utile de la section.

$$Vu = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{1,0,07} = 21,428 \text{KN/m}^2 = 0,0214 \text{MPa}$$

Comme la fissuration est préjudiciable le BAEL impose :

$$\tau \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right\}$$

$$\tau \leq \min \{2,5; 4 \text{MPa}\}$$

$$\tau_u = 0,0214 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

3) Vérification de l'adhérence des barres (**BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1. 3**) :

Le béton armé est une structure composite acier et béton qui travaillent ensemble et au même temps, donc il est nécessaire de connaître aussi le comportement de l'interface entre les deux matériaux.

Pour cela le **BAEL (A.6.1.3)** exige que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{Vu}{0,9d \cdot \sum u_i}$$

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

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \cdot \pi \cdot 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 0,07 \cdot 10,048 \cdot 10^4} = 0,2369 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0,1895 \leq \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée. Donc il n'y a pas de}$$

risque d'entraînement des barres.

4) Ancrage des barres (BAEL 91 révisé 99-Art-6-1-2) :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L_s »

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{400 \times 0,8}{4 \times 2,835} = 28,218 \text{ cm} \quad \text{On prend} \quad L_s = 30 \text{ cm}$$

Soit L_s = 30 cm

5) Vérification de la section au flambement :

Calcul de l'élancement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec :

λ : Élancement de l'élément

L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie de la section

A : Surface de la section de l'élément

$$A = 0,1 \times 1 = 0,1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1 \cdot (0,1)^3}{12} = 8,33 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$L_f = 2 \cdot l_0 = 2 \cdot H = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1,2 \sqrt{0,1}}{\sqrt{8,33 \cdot 10^{-4}}} = 15,33$$

$$\lambda \leq \max \left[50; \min \left(\frac{67 \cdot e_u}{h}, 100 \right) \right] = \max [50; \min(27,068; 100)]$$

$$\lambda = 15,33 < 50 \dots \dots \dots \text{ok}$$

Donc il n'est pas nécessaire de faire le calcul au flambement.

III-1-5- Vérification des contraintes à l'ELS :

Notre élément est exposé aux intempéries et aux infiltrations d'eau, on prend les fissurations comme étant des Fissurations préjudiciable.

On doit vérifier :

- La contrainte dans les aciers : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
- La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

a) Vérification de la contrainte dans l'acier : (BAEL 91 révisé 99-Art- A-4-5-3-3)

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \right\}$$

. $\eta = 1,6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA), $\phi \geq 8\text{mm}$

$$\overline{\sigma_{st}} = \text{Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} f_e , \text{Max} \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \text{Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} 400 , \text{Max} \left(\frac{1}{2} 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \right\} \right]$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,66 ; \max(200 ; 201,63)) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d} \quad ; \quad \rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287$$

$$\left\{ \begin{matrix} K_1 = 44,52 \\ \beta_1 = 0,916 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{Dans le tableau 7 section rectangulaire en flexion simple.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,916 \times 7 \times 2,01} = 46,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46,55 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

b) Vérification des contraintes de compression dans le béton : (BAEL99/ Art.A.2.1.12).

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

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} , \quad \text{dans le tableau } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{41,18} = 0,0224$$

$$\sigma_{bc} = 0,0224 \times 46,55 = 1,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,04 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

III-1- 6- Vérification au séisme (RPA99/version 2003 Art 6.2.3) :

Selon (RPA99/Vers 2003), la force horizontale agissant sur l'acrotère est calculée suivant la formule :

$$E_p = 4 \times A \times Cp \times Wp$$

Avec :

A : Coefficient de l'accélération de la zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage.

Zone II _a Groupe d'usage 2	$\xrightarrow{\text{Tab 4.1}}$	$A = 0,15$
--	--------------------------------	------------

C_p : Facteur de forces horizontales pour les éléments secondaires variant entre 0,3 et 0,8

C_p = 0,8 Pour les éléments en console (*Tableau RPA 99 version 2003 6.1 Art 6.2.3*)

W_p = Poids de l'élément considéré

$$W_p = 25 \times (0.5 \times 0.1 + 0.2 \times 0.07 + 0.03 \times 0.2/2) = 1.675 \text{ KN/ml}$$

D'où : $E_p = 4 \times 0; 15 \times 0; 3 \times 1; 675 = 0.3 \text{ KN/ml}$

$$E_p = 0.3 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Notre acrotère est calculé sous un effort horizontal statique supérieur à l'effort sismique F_p, donc le ferrailage adopté est vérifié vis à vis des charges sismiques.

Conclusion :

Suite à toutes les vérifications précédentes, on adoptera le ferrailage suivant :

- 02 nappes d'armatures
- 4HA8/ml = 2,01cm² comme armatures principales pour chaque nappe.
- 4HA8/ml = 2,01cm² comme armatures de répartition pour chaque nappe.

Avec un espacement S_t = 20cm.

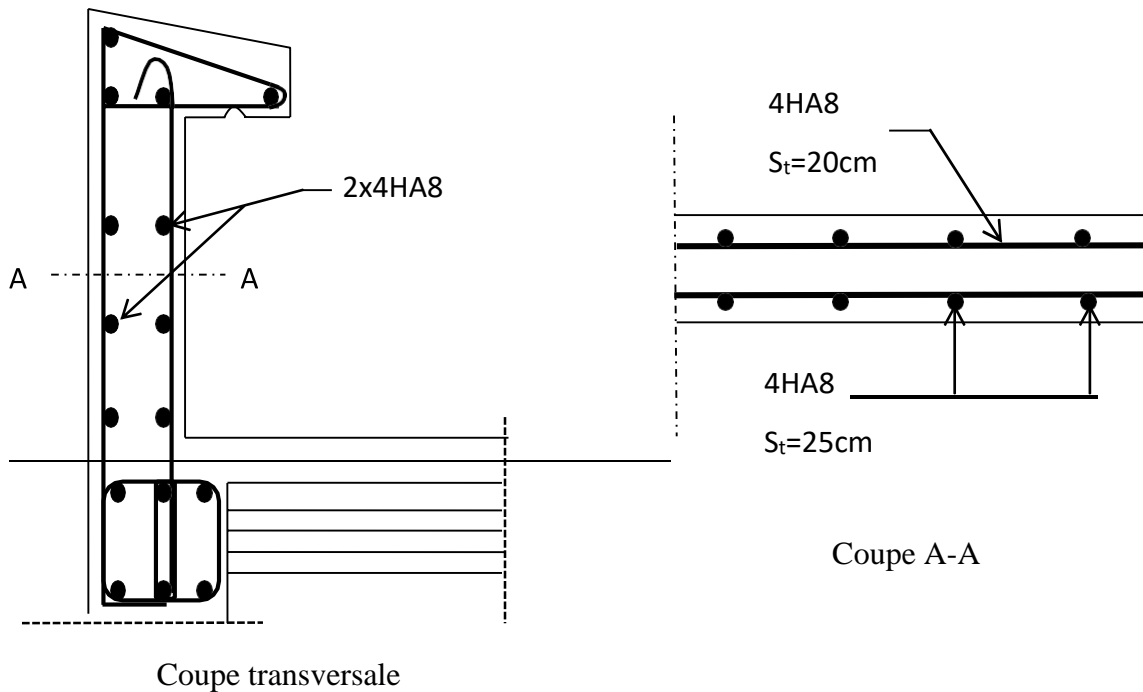


Fig III-1-4 : Ferrailage de l'acrotère

III-2- calcul des planchers

Les plancher de ce bâtiment sont réalisés en corps creux plus une dalle de compression et de poutrelles préfabriqués.

Nervure : appelées de poutrelles et de sections

III-2-1- Charges et surcharges de plancher (16+4) :

<i>Charge permanente G</i>	<i>Charge d'exploitation Q</i>
<i>RDC : $G_{RDC}=5,44 \text{ KN/m}^2$</i>	<i>RDC : $Q_{RDC}=3,5 \text{ KN/m}^2$</i>
<i>Etage courant : $G_{\text{étage}}=5,44 \text{ KN/m}^2$</i>	<i>Etage courant : $Q_{\text{e-cou}}=1,5 \text{ KN/m}^2$</i>
<i>Terrasse : $G_{\text{terrasse}}=5,83 \text{ KN/m}^2$</i>	<i>Terrasse : $Q_{\text{terrasse}}=1 \text{ KN/m}^2$</i>

Tableau III-2-1 : Chargements de plancher en corps creux

III-2-2- Etude de plancher :

III-2-2-1- Dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et être armée d'un Quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}).
- 30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$).

	<i>Section de calcul</i>	<i>Choix</i>	<i>Espacement</i>
<i>Armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp})</i>	$50 \leq l' = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$ Donc : $A_{\perp} = 4l' / f_e =$ $4 \times 65 / 520 = 0,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$	$5\emptyset 6 = 1,41 \text{ cm}^2$	$S = 20 \leq S_{\text{max}} = 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
<i>Armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$).</i>	$A_{//} = A_{\perp} / 2$ $A_{//} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2$	$5\emptyset 6 = 1,41 \text{ cm}^2$	$S = 20 \leq S_{\text{max}} =$ $33 \text{ cm}.$ Condition vérifiée.

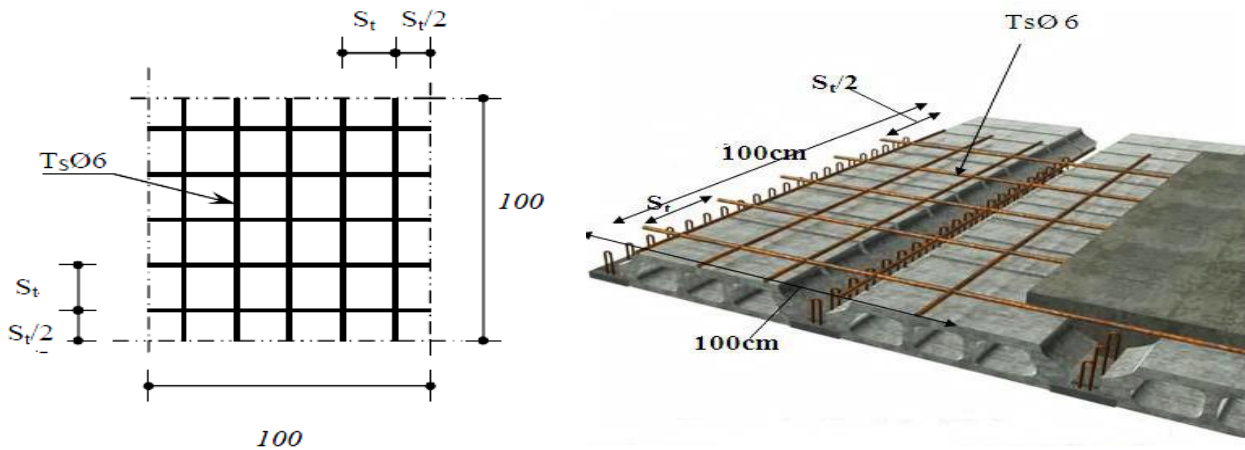


Figure III-2-1 : Disposition constrictive de la dalle de compression

III-2-2-2- Poutrelle :

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

❖ 1^{er} Etape : Avant coulage de la dalle de compression :

L'objectif de calcul avant coulage c'est déterminer si la poutrelle isostatique ou peut se suffit à elle-même ou bien il faudra prévoir des étais (pied droit) intermédiaire.et l'essentielle de calcul se résume dans le tableau suivant :

<p>Dimension de la poutrelle</p>	<p>Schéma statique (la plus défavorable)</p>
<p>Charges et surcharges</p> <p>Poids propre : $G=0,12 \times 0,04 \times 25=0,12\text{KN/ml}$.</p> <p>Poids d'hourdis : $G=0,95 \times 0,65=0,62\text{KN/ml}$.</p> <p>Le poids de l'ouvrier : $Q=1\text{KN/ml}$</p>	
<p>Combinaison de charge à ELU</p>	<p>$q_u= 1,35G+1,5Q=2,5\text{KN/ml}$.</p>
<p>Diagramme des moments</p>	<p>$M=q_u.l^2/8= 6,328\text{KN.m}$</p>
<p>Ferrailage (flexion simple)</p>	<p>$\mu = \frac{M}{f_{bu}bd^2} = \frac{6,328 \times 10^3}{14,2 \times (2)^2 \times 12} = 9,28 \geq \mu_1 = 0,392 \ll \text{S.D.A} ;$ $A_c \neq 0 \gg$.</p>

Tableau III-2-2 : Calcul des poutrelles avant coulage de la dalle de compression

Conclusion :

La hauteur de 4 cm rend impossible la disposition des armatures de compression et de Traction, ce qui nous oblige de prévoir des étais intermédiaires pour aider la poutrelle a supporté la charge avant de la coulée.

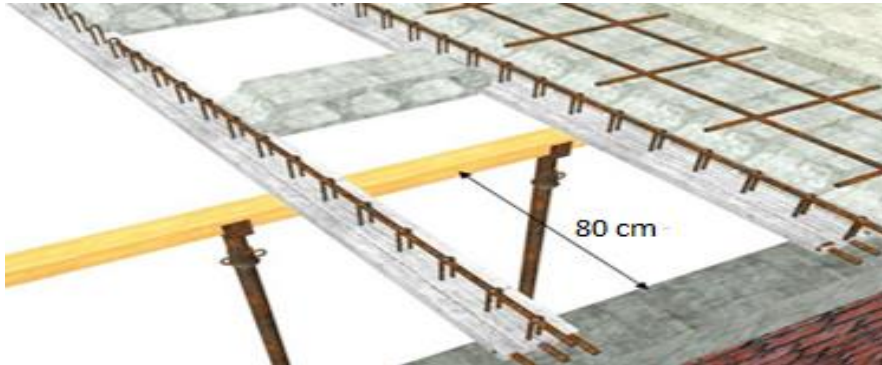


Figure III-2-2 : Disposition idéale des étais

Les étais se sont disposés de telle façon à Annuler les armatures comprimées telle Que :

$\mu \leq \mu_1 = 0,392$ S.S.A c.-à-d. :

$$M_U / b. d^2. f_{bu} \leq \mu_1 \quad \text{avec : } M_U = ql^2/8$$

D'où : $L \leq (8. \mu_1. b. d^2. f_{bu}/q_u)^{1/2}$

$L \leq 0,87m$. On prend : $L = 80 \text{ cm}$

❖ 2^{ème} étape : Calcul après coulage de la dalle de compression :

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

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.
- ✓ Méthode des 3 moments.

a) Choix de la méthode :

- Condition d'application de forfaitaire :

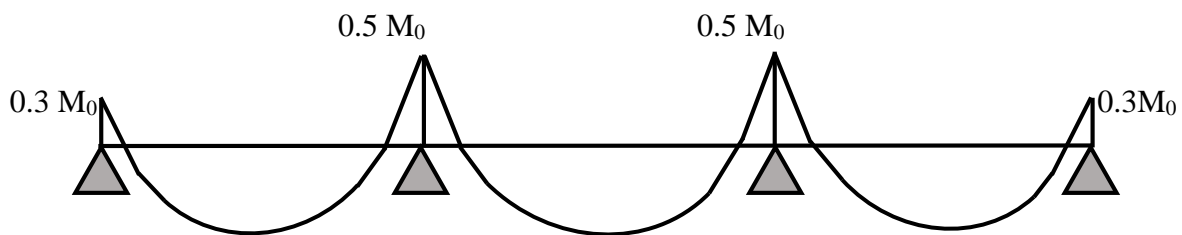
$Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$ On a: $Q_{\max} = 3,5\text{KN/m}^2 \leq \min(2G = 2 \times 5,83 ; 5) = 5\text{KN/m}^2$	Condition vérifiée
Fissuration non préjudiciable	Condition vérifiée
Les moments d'inerties constants	Condition vérifiée
Le rapport successive $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$	Condition vérifiée

Tableau III-2-3 : Conclusion La méthode forfaitaire est applicable

- Principes de la méthode forfaitaire :

La méthode forfaitaire est une méthode simplifiée utilisée pour déterminer les éléments de réduction (moments fléchissant et efforts tranchants), suivant (**BAEL l'article B.6.2.2**) du pour les planchers et poutres.

- ✓ Nous aurons à évaluer :
 - M_0 : moments isostatique de chaque travée indépendante.
 - M_w et M_e : moments sur appuis en valeurs absolues.
 - M_t : moment en travée.
- ✓ Dans nos calculs nous considérerons le coefficient : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$
- ✓ La valeur absolue de chaque moment sur appuie intermédiaire n'est pas inférieure à :
 - $0,60.M_0$: dans le cas d'une poutre à deux travées.
 - $0,50.M_0$: dans le cas des appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux Travées
- ❖ Pour notre cas :



✚ Les valeurs des moments travées doivent satisfaire les inégalités suivantes :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max}(1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0)$$

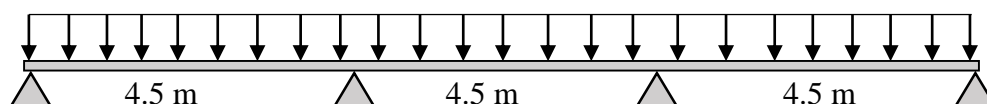
➤ Dans le cas d'une travée intermédiaire.

$$M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_0$$

➤ Dans le cas d'une travée de rive.

$$M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0$$

b) Poutrelles :



c) Calcul des charge et surcharge revenant aux poutrelles :

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

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

$$P_u = q_u \times b$$

$$P_s = q_s \times b \quad \text{Avec : } b = l' = 0,65\text{m}$$

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/m)	P _U (KN/m)	q _s (KN/m)	P _s (KN/m)
Terrasse	5,83	1	8,8705	5,765	6,83	4,4395
Etage courant	5,44	1,5	5,594	3,6361	6,94	4,511
RDC	5,44	3,5	12,594	8,1861	8,94	5,811

Tableaux III-2-4 : Charge et surcharge revenant à la poutrelle

d) Calcul des efforts interne (Méthode forfaitaire) :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{3,5 \times 0,65}{3,5 \times (0,65) + 5,44 \times (0,65)}$$

$$\alpha = 0,391$$

α	$1 + 0,3\alpha$	$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}$	$\frac{1 + 0,3\alpha}{2}$
0,391	1,117	0,658	0,658

- Calcul du moment isostatique :

Dans notre cas où nous avons des travées de mêmes longueur ($l = 4,5\text{m}$) et même chargement sur toute la poutre :

$$M_{0AB} = M_{0BC} = M_{0CD} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 8,1861 \times \frac{4,5^2}{8} = 20,72 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0,3M_{0A} = 0,3 \times 20,72 = 6,216 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5M_{0A} = 0,5 \times 20,72 = 10,36 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5M_{0A} = 0,5 \times 20,72 = 10,36 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,3M_{0A} = 6,216 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments en travées :

➤ Travées de rives (AB et CD) :

Dans notre cas le diagramme des moments présente une symétrie $\rightarrow M_{tAB} = M_{tCD}$

$$M_{tAB} \geq \max\{1.05M_{0AB}; (1 + 0.3\alpha)M_{0AB}\} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

Avec : $(1 + 0.3\alpha) = 1.117 > 1.05$ donc on prend :

$$M_{tAB} \geq \left\{ (1 + 1.03\alpha) M_{0AB} - \frac{M_A + M_B}{2} \right\}$$

$$M_{tAB} \geq 1.117 \times 20.72 - \frac{6.216 + 10.36}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 14.85 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et } M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 13.62 \text{ KN.m}$$

Donc on prend : $M_{tAB} = M_{tCD} = 14.85 \text{ KN.m}$

➤ Travée intermédiaire (BC) :

$$M_{tBC} \geq \max\left\{ 1.05M_{0BC}; (1 + 0.3\alpha) M_{0BC} \right\} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{tBC} \geq 1.117 \times 20.72 - \frac{10.36 + 10.36}{2}$$

$$M_{tBC} \geq 12.78 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et } M_{tBC} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.658 \times 20.72 = 11.56 \text{ KN.m}$$

Donc on prend : $M_{tBC} = 12.78 \text{ KN.m}$

• Calcul de l'effort tranchant :

➤ Travée AB :

$$T_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{8.1861 \times 45}{2} + \frac{(-10.36) - (-6.216)}{4.5}$$

$$T_A = 17.5 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{8.1861 \times 45}{2} + \frac{(-10.36) - (-6.216)}{4.5}$$

$$T_B = -19.34 \text{ KN}$$

➤ Travée CB :

$$T_B = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{8.1861 \times 45}{2} + \frac{(-10.36) - (-10.36)}{4.5}$$

$$T_B = 18.42 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{8.1861 \times 45}{2} + \frac{(-10.36) - (-10.36)}{4.5}$$

$$T_C = -18.42 \text{ KN}$$

➤ Travée (CD) :

$$T_C = \frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{AB}} = \frac{8.1861 \times 45}{2} + \frac{(-6.216) - (-10.36)}{4.5}$$

$$T_C = 19.34 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{AB}} = -\frac{8.1861 \times 45}{2} + \frac{(-6.216) - (-10.36)}{4.5}$$

$$T_D = -17.5 \text{ KN}$$

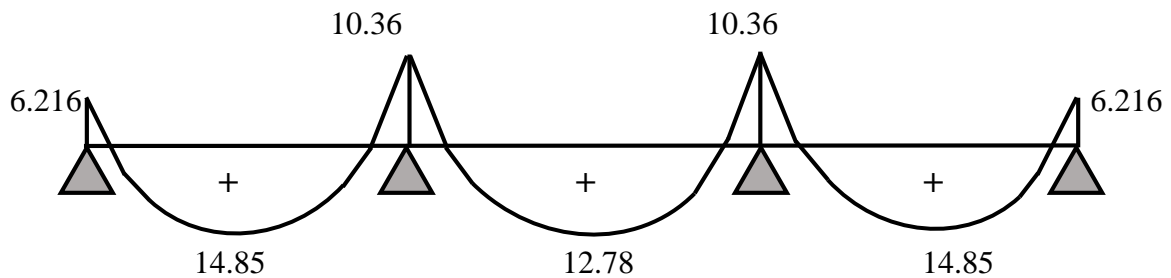


Fig III-2-3 : diagramme des moments fléchissant à l'ELU

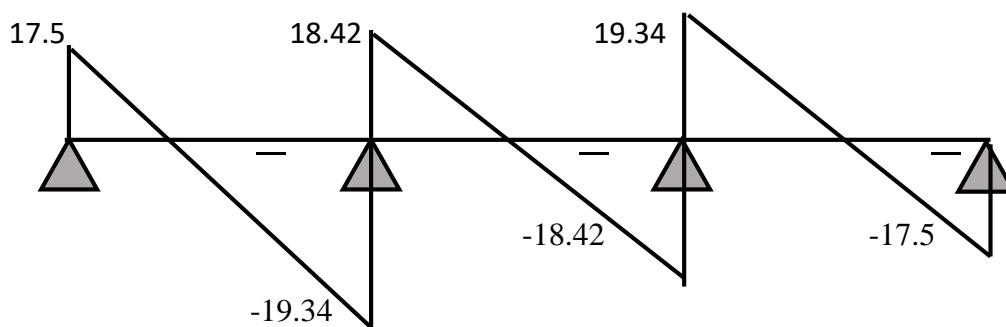


Fig III-2-4 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

Conclusion :

Moment max en travée : $M_{tmax} = 12.78 \text{ KN.m}$

Moment max en appuis : $M_{amax} = 10.36 \text{ KN.m}$

Effort tranchant max : $V_{umax} = 19.34 \text{ KN.m}$

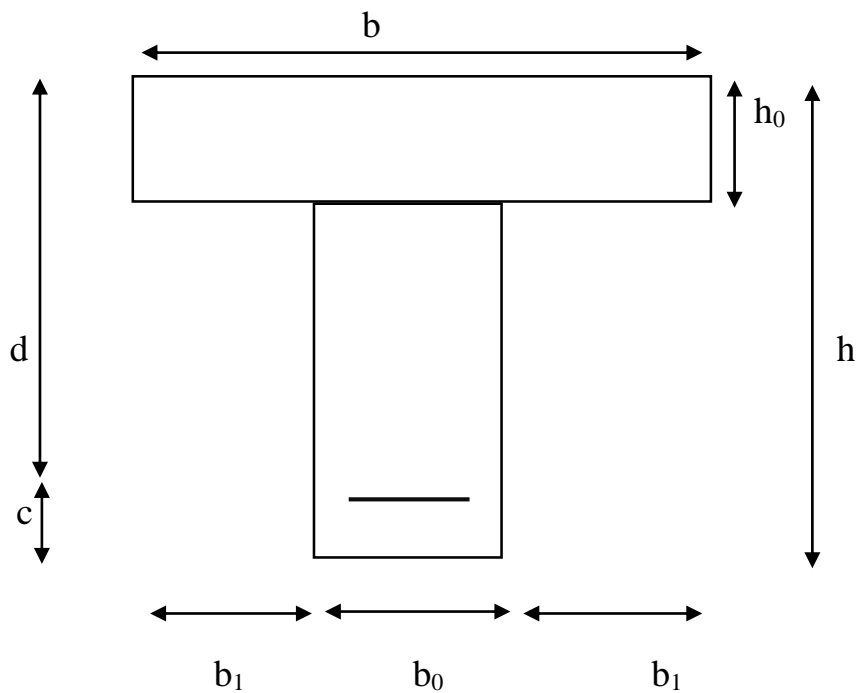
e) Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait avec le moment max en travée et sur appuis

1. Armature longitudinal :

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

H= 20cm b= 65cm b₀=12cm h₀= 4cm



➤ **En travée :**

Le moment équilibré par la table de compression :

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

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

Moment max en travée : $M_0 = 59.072 \text{ KN.m} > M_{tmax}$

l'axe neutre tombe dans la table de compression D'où le calcul se fera comme pour une section rectangulaire b_xh (65x20 cm²)

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12.87 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.042$$

$$\mu = 0.042 < \mu_l = 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.042 \rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.87 \times 10^3}{0.979 \times 18 \times 348} = 2.08 \text{ cm}^2$$

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

➤ **Aux appuis :**

La table est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 65 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_{amax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.36 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.187$$

$$\mu = 0.187 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.187 \rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10.36 \times 10^3}{0.979 \times 18 \times 348} = 1.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.66 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{st} = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$

2. Armatures transversales : (BAEL91 Art A.7.2.2/) :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par le (BAEL91, ART.A.7.2.12) :

$$\phi_t = \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{max} \right\}$$

$$\min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1,12 \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

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

f) Vérifications à l'ELU :

1. CNF :

$$A_{st} \geq A_{min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow C.V$$

$$A_{st} = 2.26 > 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow C.V$$

2. Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/ Art A.5.22) :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $Vu \text{ max} = 19.34 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{19.34 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.859 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = f_{t28} \cdot \Psi_s$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \text{ max}}}{0.9 d \sum u_i}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures

- En travée :

$$\sum u_i = 3 \times \pi \times 1.2 = 11.30 \text{ m}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \text{ max}}}{0.9 d \sum u_i} = \frac{19.34 \times 10^3}{0.9 \times 18 \times 11.304} = 0.72 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.72 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

- En appuis :

$$\sum u_i = 2 \times \pi \times 1.2 = 7.536 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{umax}}{0.9 d \sum u_i} = \frac{19.34 \times 10^3}{0.9 \times 18 \times 7.536} = 1.54 \text{ Mpa}$$

4. Longueur de scellement droit : (BAEL91 mod99 Art.A.6.1. 221.)

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

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

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

g) Calcul à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 5.811 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

1. Les efforts internes :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, pour obtenir les Résultats de calcul à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u

$$q_u = 8.1861 \text{ KN/ml}$$

$$q_s/q_u = 0.709$$

2. Calcul du moment fléchissant :

- Sur appuis :

$$M_A = M_D = 0.709 \times 6.216 = 4.407 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_C = 0.709 \times 10.36 = 7.345 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_{tAB} = M_{tCD} = 0.709 \times 14.85 = 10.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = 0.706 \times 12.78 = 9.06 \text{ kN.m}$$

3. Calcul des efforts tranchants :

$$V_s = 0.709 V_U$$

Travée	AB	BC	CD
T_i (KN)	12.40	13.05	13.71
T_{i+1} (KN)	-13.71	-13.05	-12.40

Tableau III-2-5 : les efforts tranchants

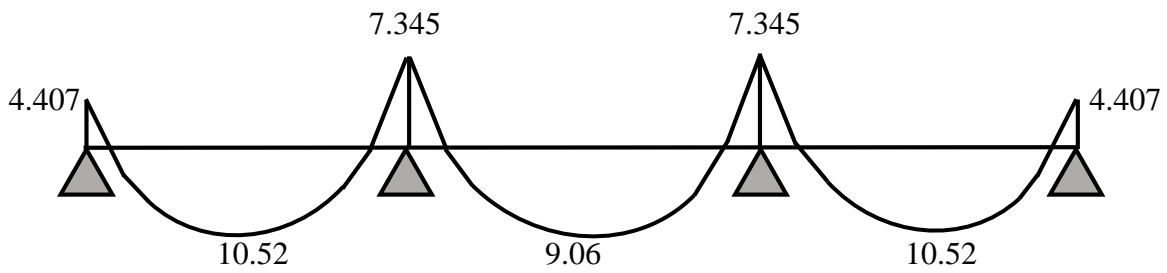


Fig III-2-5 : diagrammes des moments fléchissant

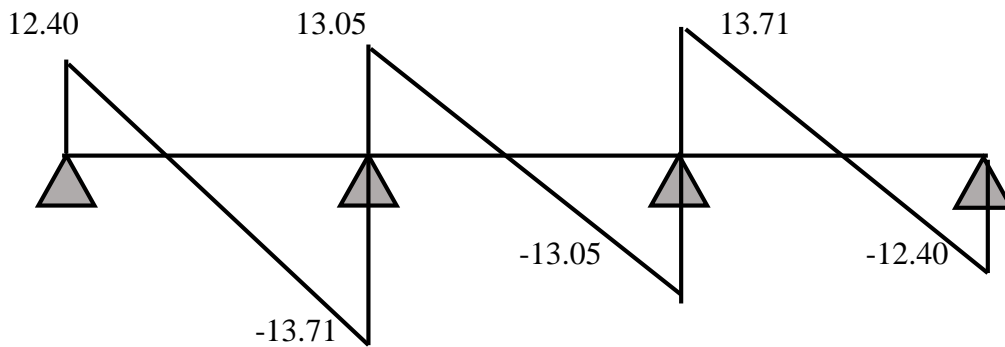


Fig III-2-6 : diagramme de l'effort tranchant

Moment max en travée : $M_{tmax} = 10.52 \text{ KN.m}$

Moment max en appuis : $M_{amax} = 7.345 \text{ KN.m}$

Effort tranchant max : $V_{smax} = 13.71 \text{ KN.m}$

a. Vérification à l'ELS :

- Etat limite de la résistance de béton à la compression

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_l \times d \times A_s}$$

➤ **Aux appuis :**

Calcul de β_1

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = 1.046$$

$$\rho_1 = 1.046 \rightarrow \beta_1 = 0.859 \rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.0488$$

$$\sigma_{st} = \frac{7.345 \times 10^6}{0.859 \times 180 \times 2.26 \times 10^2} = 210.19 < 348 \text{ MPa} \dots C.V$$

➤ **En travée :**

Calcul de β_1

$$\text{Avec : } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12.58} = 1.569$$

$$\rho_1 = 1.569 \rightarrow \beta_1 = 0.837 \rightarrow K_1 = 0.063$$

$$\sigma_{st} = \frac{10.52 \times 10^6}{0.837 \times 180 \times 3.39 \times 10^2} = 205.97 < 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 12.97 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \rightarrow \rightarrow C.V$$

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est effectuée.

❖ **La flèche :**

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 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier

l'ELS

les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{22.5} ; \quad \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} ; \quad \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

Mt : moment maximum en travée.

M0 : moment maximum isostatique

b0 : largeur de nervure

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{450} = 0.044 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow \rightarrow \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 d} = \frac{3.39}{450} = 0.0156 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \rightarrow \rightarrow \rightarrow \text{condition n'est pas vérifiée}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche

b. Calcul de la flèche : (BAEL91 Art B.6.5.2)

$$f = \frac{M_t^S \times M_L^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.9 \text{ cm}$$

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : module de déformation différé $E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$

I_{fv} : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section

I_0 : moment d'inertie homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité

$$I_0 = 22077005 \text{ cm}^4$$

$$\rho = 0.015 \rightarrow \beta = 0.978$$

$$\lambda_r = 1.096$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_s} = 176.28 \text{ MPa}$$

$$f = 13.88 \text{ mm}$$

$1.3 \text{ cm} > 0.9 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

Conclusion :

Après toutes les vérifications nous avons adopté les sections suivantes

Armatures en travée : $3HA12=3.39cm^2$

Armatures en appuis : $2HA12=2.26cm^2$

Armatures transversales : $2\Phi6$

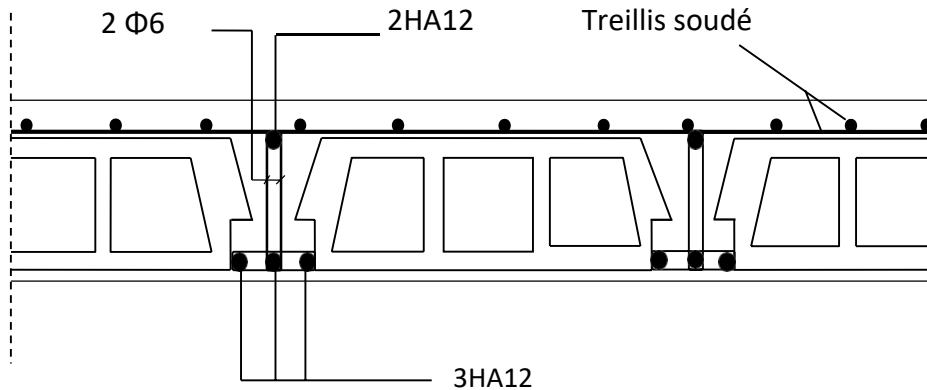


Fig III-2-7 : ferrailage des poutrelles

III-3- Les balcons :

Le balcon est en dalle pleine faisant suite à la dalle plancher. Il travaille comme une console encastree au niveau de la poutre de rive, et libre de l'autre extrémite. Il est soumis à son poids propre, au poids du revêtement et au poids du garde-corps (en brique creuse de 10 cm d'épaisseur). Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

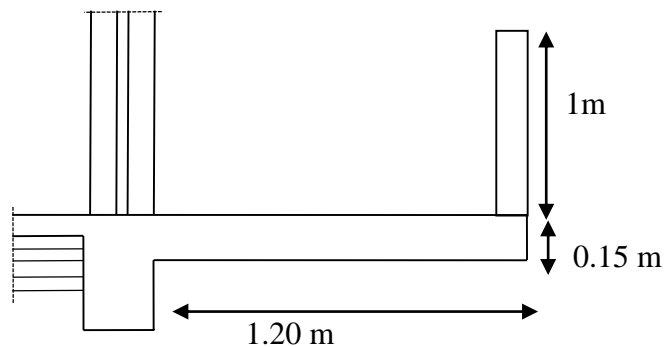


Figure III-3-1 : Coupe transversale d'un balcon

III-3-1- Dimensionnement :

L'épaisseur des balcons est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

On adoptera : $e = 15 \text{ cm}$

III-3-1-1- Détermination des charges :

a) Charges permanentes :

<i>Charges permanentes uniformes</i>	<i>Masse volumique (KN/m³)</i>	<i>Epaisseur(m)</i>	<i>Poids(KN/m²)</i>
<i>Revêtements en carrelage</i>	22	0,02	0,44
<i>Mortier de pose</i>	22	0,02	0,44
<i>Couche de sable</i>	18	0,02	0,36
<i>Enduit de mortier de ciment</i>	18	0,02	0,36
<i>La dalle pleine</i>	25	0,15	3,75
		Poids total	G₁=5,35

Tableau III-3-1 : Les charges permanentes revenant au balcon

b) Charge concentré (garde-corps) :

<i>Charges permanentes concentrées poids du corps creux</i>	<i>Masse volumique (KN/m³)</i>	<i>Epaisseur(m)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
<i>Murs en briques creuses</i>	9	0,1	0,9
<i>Enduit en mortier de ciment</i>	18	2×0,02	0,72
		Poids total	G₂= 1,62

Tableau III-3-2 : Les charges concentrées revenant au balcon

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

- **Charge d'exploitation :**

$$Q = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ KN/ml}$$

III-3-1-2- combinaisons de charges :

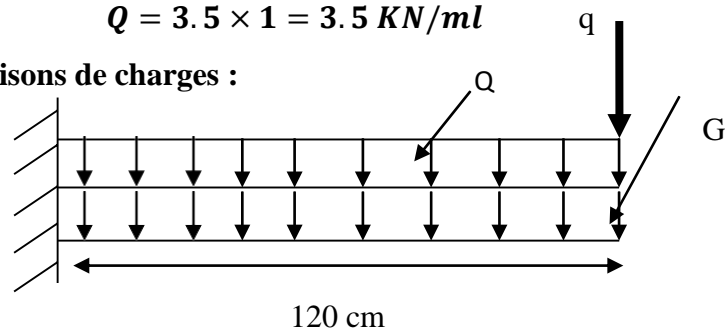


Fig III-3-2 : Schéma statique du balcon

- **A l'ELU :**

Dalle pleine :

$$q_{u1} = 1.35G + 1.5Q = 1.35(5.35) + 1.5(3.5)$$

$$q_{u1} = 12.47 \text{ KN/ml}$$

Garde-corps :

$$q_{u2} = 1.35g = 1.35(1.62) = 2.187 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = 2.187 \text{ KN/ml}$$

- **ELS :**

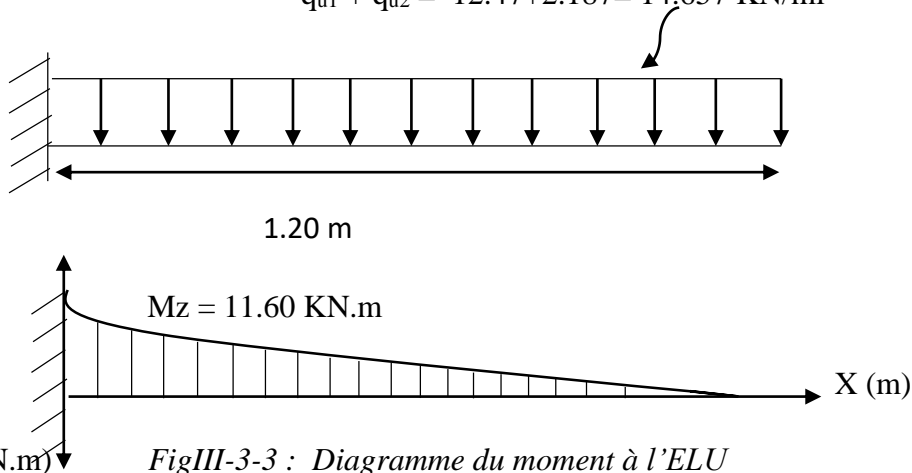
$$q_{s1} = G + Q = 5.35 + 3.5 = 8.85 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = g = 1.62 \text{ KN/ml}$$

a) Calcul des moments fléchissant :

$$1) M_u = \frac{q_{u1} \times l^2}{2} + q_{u2} \times l = 11.60 \text{ KN.m}$$

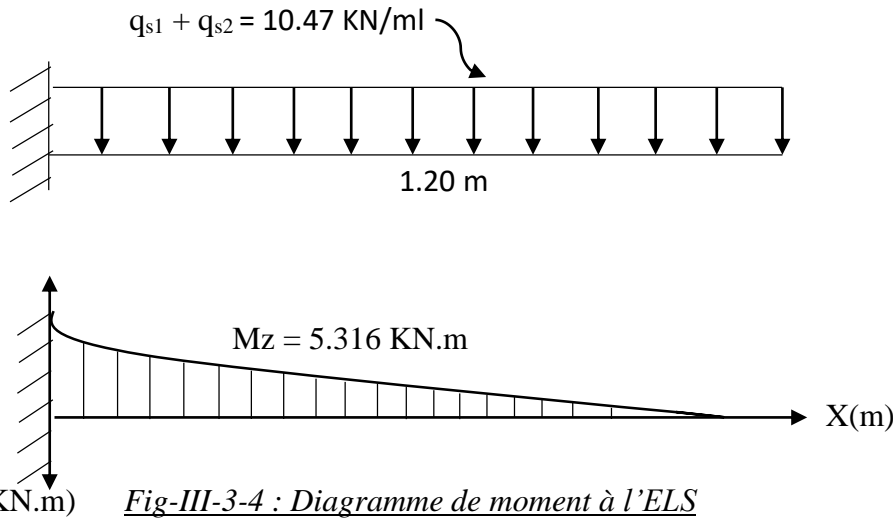
$$q_{u1} + q_{u2} = 12.47 + 2.187 = 14.657 \text{ KN/ml}$$



FigIII-3-3 : Diagramme du moment à l'ELU

2) L'ELS :

$$M_s = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} + q_{s2} \times l = 5.316 \text{ KN.m}$$



III-3-1-3- Ferrailage :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

a) Armatures principales :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.60 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.048 < 0.392 \text{ SSA}$$

$$\beta = 0.975$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.60 \times 10^3}{0.975 \times 13 \times 348} = 2.62 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{st} = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$

b) Armatures de répartitions :

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

soit $A_r = 4HA10 = 3.39 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$

III-3-1-4- vérification à l'ELU :

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

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 b d f_{t28}/f_e = 1.57 \text{ cm}^2$$

en travé $A_s = 2.26 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \rightarrow C.V$

b) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91 Art A.6.1.3) :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{c28} = 3.15 \text{ MPA}$$

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

$$V_{umax} = q_u \times l + g = 12.47 \times 1.2 + 2.187 = 17.151 \text{ KN}$$

$$\sum u_i = 5 \times \pi \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.151 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 0.778 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = 3.16 \rightarrow C.V$$

Pas de risque d'entraînement des barres

c) Vérification au cisaillement (BAEL 91 Art A.5.22) :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{17.151 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.131 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \rightarrow C.V$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

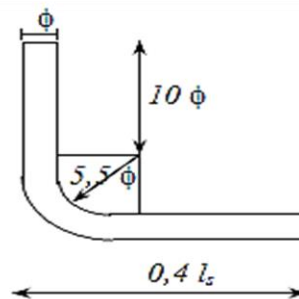
d) Longueur de scellement droit (BAEL 91 mod99 Art A.6.1. 221)

$$L_{ars} = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \phi = 12\text{mm}$$

$$\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

$$L_a = 0.4 \times L_s = 18 \text{ cm}$$



e) Vérification de l'espacement des barres (BAEL91 modifié99 Art A.8.2.42) :

- Armatures principales :

$$St = 25 \text{ cm} < \min\{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \rightarrow C.V$$

- Armatures secondaires :

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min\{3h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \rightarrow C.V$$

III-3-1-5- Vérification à l'ELS :

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

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_{st} &= \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{ij}}) \right\} \\ &= \min \{ 266.6 ; 201.63 \}\end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} \quad \delta_1 = \frac{100 \times 3.39}{100 \times 13} = 0.260 \quad \beta_1 = 0.919 \quad K_1 = 46.73 \quad K = \frac{1}{K_1} = 0.021$$

$$\sigma_{st} = 153.99 \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

$$a \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{11.60}{8.316} = 1.394$$

$$\mu = 0.048 \rightarrow a = 0.0615 < \frac{1.394-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.447 \rightarrow C.V$$

Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \leftrightarrow \frac{15}{120} = 0,125 \geq 0,0625 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \leftrightarrow 0,125 \geq 0,1 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \leftrightarrow 0,0034 < 0,0105 \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

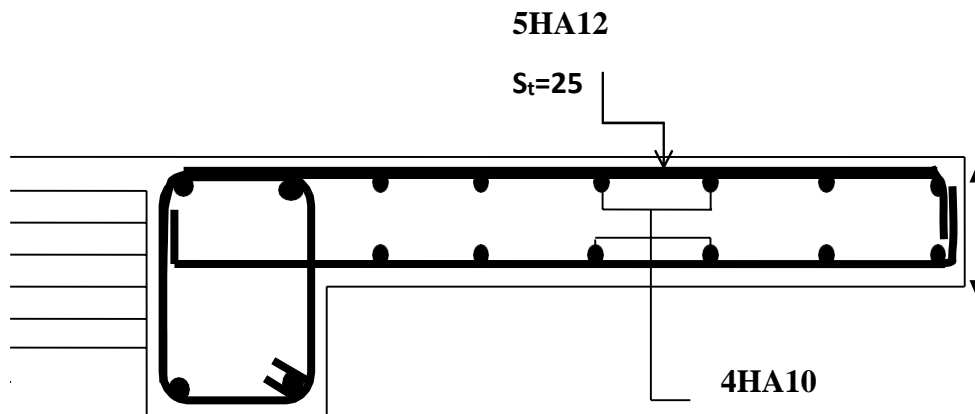


Fig III-3-5 : ferrailage de la console

III-4- Calcul des escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

III-4-1- Pré dimensionnement :

1- Escalier étage courant

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

L'étage courant comporte deux volets identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

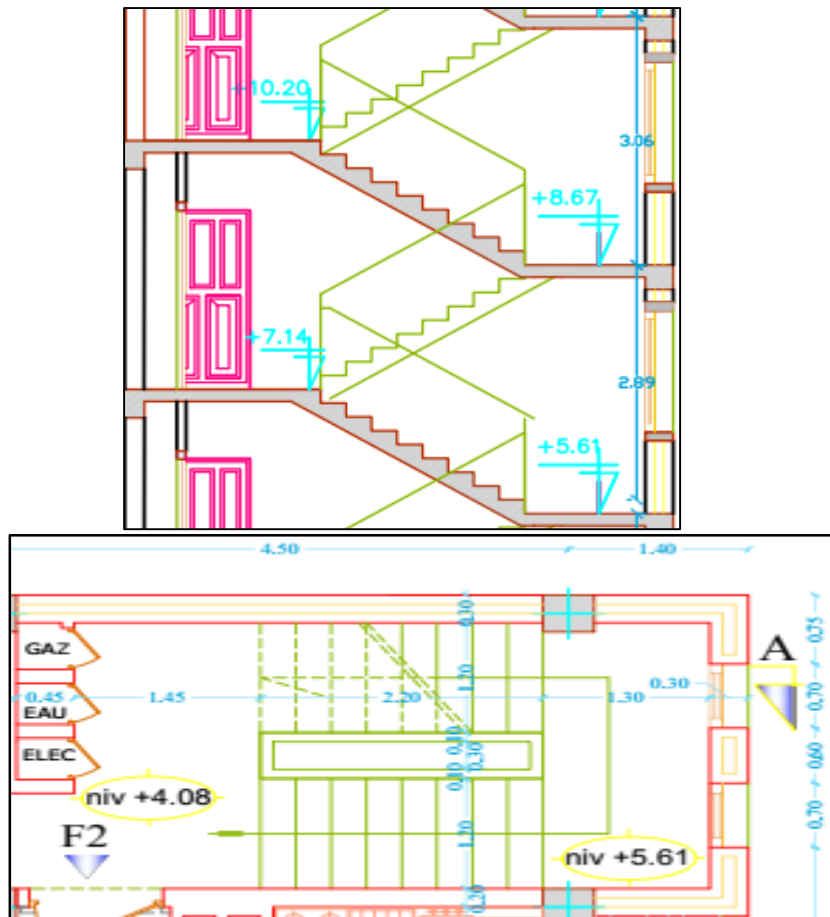


Fig III-4-1 : Escalier étage courant

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

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

$$14\text{cm} \leq g+2h \leq 18\text{cm}$$

Nombre de contre marches $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$	Soit : $h= 17\text{cm}$ $n = \frac{H_t}{h} = \frac{153}{16} = 9$
Nombre de marches $m = n - 1$	$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches
Calcul de la hauteur du giron $28 \text{ cm} \leq g \leq 35\text{cm}$	$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{220}{8} = 27,5\text{cm}$
Vérification de la relation de BLONDEL :	
$59 \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$ $14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$	$59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm}$ $14\text{cm} \leq h=17 \leq 17\text{cm}$ condition vérifiée
Epaisseur de la pailasse et du palier : $\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$ Avec : L_0 : longueur réelle de la pailasse projetée et du palier (entre appuis) : $L_0 = L' + L_2$ L' : longueur de la pailasse projetée L_2 : longueur du palier	$\left\{ \begin{array}{l} \text{tg}\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{27,5} = 0,618 \Rightarrow \alpha = 31,72 \\ L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2,20}{\cos(31,72)} = 2,58\text{m.} \\ L_0 = L' + L_2 = 2,58 + 1,45 = 4,03 \text{ m} \\ = 403 \text{ cm} \end{array} \right.$ D'ou : $\frac{403}{30} \leq e_p \leq \frac{403}{20}$ $13 \leq e_p \leq 20,15$ On opte pour: $e_p = 15 \text{ cm}$

Tableau III-4-1 : Dimensionnement des escaliers

III-4-2- Détermination des charges et surcharges :

• Le poids des revêtements :

Elément	Épaisseur (m)	poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,02	18	0,36
Enduit ciment	0,02	18	0,36
G total			1,52

Tableau III-4-2 : Charges permanentes revenant aux poids des revêtements

• Le palier :

Elément	Épaisseur[m]	poids volumique [KN/m ³]	G[KN/m ²]
Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
poids des revêtements	/	/	1,52
G total			5,27

Tableau III-4-3 : Charges permanentes revenant au palier

• La paillasse (La volée) :

Eléments	G[KN/m ²]
Poids propre de la paillasse	$25 \times ep / \cos\alpha = 25 \times 0,15 / \cos 29,54^\circ = 4,31$
Poids des marches	$25 \times ep / 2 = 25 \times 0,17 / 2 = 2,125$
poids des revêtements	1,52
G total	= 7,955

Tableau III-4-4 : Charges permanentes revenant à la paillasse

a) Caractéristiques et sollicitations :

Dimensions	la hauteur de contre marche	h=17cm
	la hauteur du giron	g=30cm
	L'épaisseur de paillasse et du palier	Ep=15cm
Chargements		
	G	Q
Palier	5,27KN/m ²	2,5KN/m ²

Paillasse	7,995KN/m ²	2,5KN/m ²
Combinaisons de charges		
	ELU	ELS
Palier	$q_{u_1} = 1,35 G_p + 1,5 Q_p$ $= (1,35 \times 5,27 + 1,5 \times 2,5)$ $\times 1 = 10,86 \frac{KN}{ml}$	$q_{u_1} = G_p + Q_p$ $= (5,27 + 2,5) \times 1 m$ $= 7,77 \frac{KN}{ml}$
Paillasse	$q_{u_2} = 1,35 G_{pa} + 1,5 Q_{pa}$ $= (1,35 \times 7,995 + 1,5$ $\times 2,5) \times 1 ml = 14,54 \frac{KN}{ml}$	$q_{u_2} = G_p + Q_p$ $= (7,995 + 2,5) \times 1 m$ $= 10,50 \frac{KN}{ml}$

b) Les efforts internes :

Schéma isostatique	
Les réactions d'appuis	
$\Sigma F/y = 0$	$R_A + R_B = q_{u_2} \times L_2 + q_{u_1} \times (L_1 + L_3)$ $R_A + R_B = 31,98 + 30,95$ $R_A + R_B = 62,94KN$
$\Sigma M/A = 0$	$R_B = (q_{u_1} \times \frac{l_1^2}{2} + q_{u_2} \times (\frac{l_2}{2} + l_1)) + q_{u_1} \times (\frac{l_3^2}{2} + l_1 + l_2) / (l_1 + l_2)$

	$R_B = \frac{11,41 + 81,56 + 66,13}{5,05}$ $R_B = 31,50\text{KN}$		
ΣM/B =0	$R_A = (-q_{u1} \times \frac{l_3^2}{2} + q_{u2} \times \frac{l_2^2}{2} + q_{u1} \times (\frac{L_1}{2} + l_2)) / (l_1 + l_2)$ $R_A = 31,44\text{KN}$		
Vérification	$R_A + R_B = 31,44 + 31,50$ $R_A + R_B = 62,94\text{KN}$		
Les efforts internes			
1^{er} tronçon 0m ≤ x ≤ 1,45m			
Efforts interne	Equation	Les valeurs	
		x=0m	x=1,45m
Efforts tranchant	$T_Y = R_A - q_{u1} \times x$	$T_Y=31,44\text{KN}$	$T_Y=15,69\text{KN}$
Moment fléchissant	$M_z = R_A \times x - q_{u2} \times x^2/2$	$M_z = 0\text{KN.m}$	$M_z = 33,17\text{KN.m}$
2^{ème} tronçon 1,45m ≤ x ≤ 3,65m			
Efforts internes	Equations	Les valeurs	
		x=1,45m	X=3,65m
Efforts tranchant	$T_Y = R_A - q_{u1} \times L_1 - q_{u2}(x - L_1)$	$T_Y=15,69\text{KN}$	$T_Y= -16,30\text{KN}$
Moment fléchissant	$T_Y = R_A \times x - q_{u1} \times l_1(x - L_1/2) - q_{u2}(x - L_1)^2/2$	$M_z = 33,17\text{KN.m}$	$M_z = 34,50\text{KN.m}$
3^{ème} tronçon 0m ≤ x ≤ 1,40m			
Efforts internes	Equations	Les valeurs	
		x=0m	x=1,40m
Efforts tranchant	$T_Y = R_B - q_{u1} \times x$	$T_Y=31,50\text{KN}$	$T_Y=16,30\text{KN}$
Moment fléchissant	$M_z = R_B x - q_{u1} \times x^2/2$	$M_z = 0\text{KN.m}$	$M_z = 33,8\text{KN.m}$

➤ **Moment max :**

$M_{max} = 42,44 \text{ KN.m}$ à $X = 2,52 \text{ m}$

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.

- **Le moment aux appuis :**

$M_a = 0.3 M_{max} = 0.3 \times 42,44 = -12,73 \text{ KN.m}$

- **Le moment en travée :**

$M_t = 0.85 M_{max} = 0.85 \times 42,44 = 36,07 \text{ KN.m}$

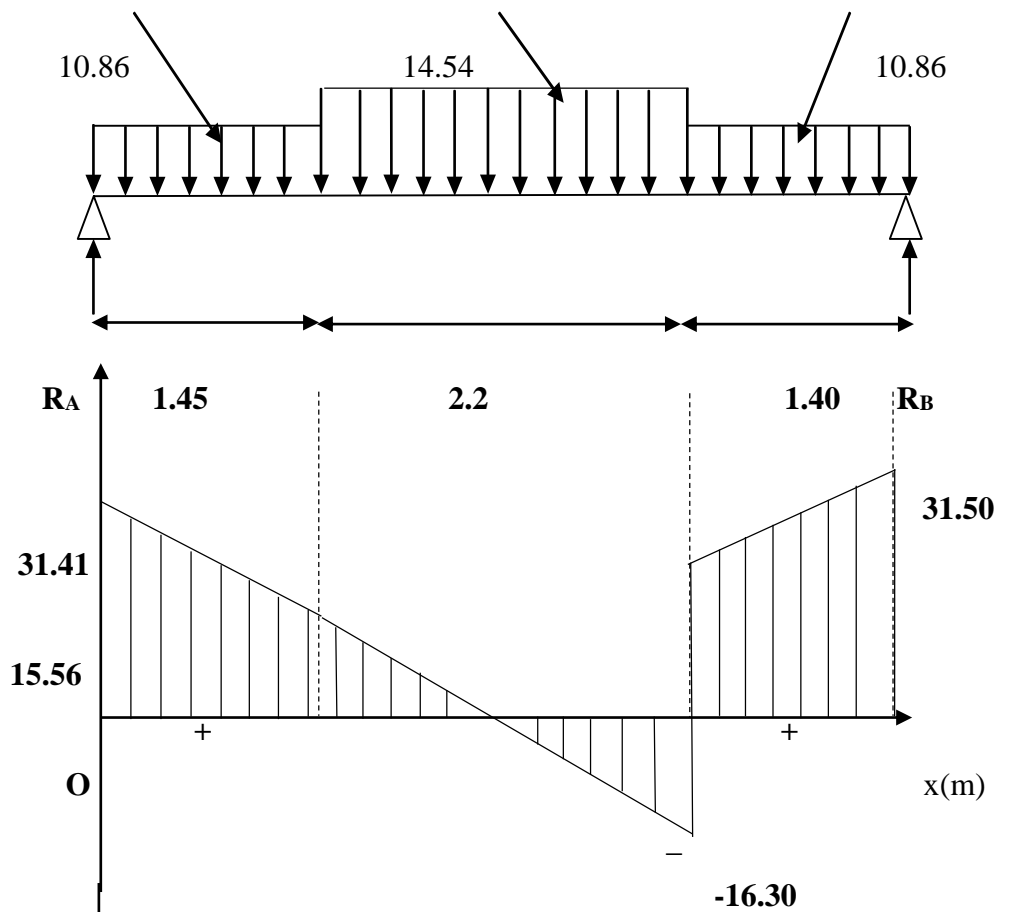


Fig III-4-2 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU

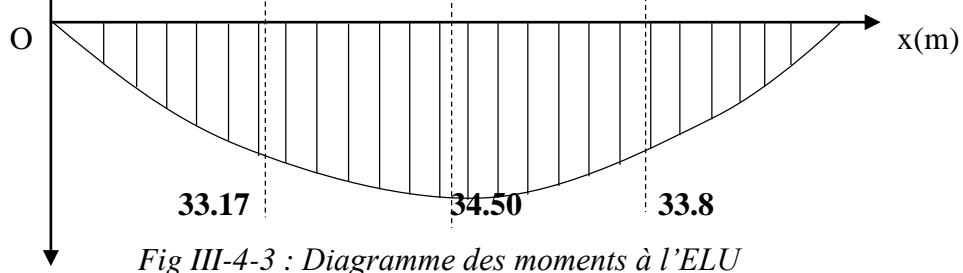


Fig III-4-3 : Diagramme des moments à l'ELU

Condition de non fragilité	$0,23 b d f_{t28}/f_e$	$A_{min}=1,57cm^2$
$A_p= 8,18cm^2$ soit 6HA14=9,23cm ² , Avec un espacement : $S= 15cm < S_{max}=\min (2h, 25cm) =15cm$		
Les armatures de répartition	$A/4$	$2,26cm^2$
$4HA10=3,14cm^2$, avec un espacement : $S=25cm < S_{max}=\min (3h, 33cm) =33cm$		

b. Calcul des armatures aux appuis : $M_a^{max} = -12, 73KN.m$

Calcul des moments réduits		
$\mu = \frac{M_u}{f_{bu}bd^2} = 0,053 \leq \mu_l = 0,392$ « Pas d'aciers comprimés » S.S. A		
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\alpha=0,068$
Bras de levier du couple interne	$\beta = (1 - 0,4\alpha)$	$\beta=0,972$
Détermination de la section des aciers tendus principales		
Section d'acier	$M_u/\beta. d. \sigma_{st}$	$A_s = 2,89cm^2$
Condition de non fragilité	$0,23 b d f_{t28}/f_e$	$A_{min}=1,57cm^2$
$A_p= 2,86cm^2$ soit 4HA10=3,14cm ² , Avec un espacement : $S= 25cm < S_{max}=\min (2h, 25cm) =25cm.$		
Les armatures de répartition	$A/4$	$0,785cm^2$
$4HA10=3,14cm^2$, avec un espacement : $S=25cm < S_{max}=\min (3h, 33cm) =33cm.$		

III-4-5- Vérification à L'ELU : $V_u=31.44 KN$

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Contrainte de cisaillement	$\tau_u = \frac{V_u}{b. d} = \frac{31,44 \times 10^3}{1000 \times 130}$	$\tau_u = 0,241MPA$
Contrainte cisaillement admissible	$\tau_u \leq \min(0,15f_{c28}/\gamma_b; 4MPA)$	$\tau_u = 2,50 MPA$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \min(0,15f_{c28}/\gamma_b; 4MPA)$	$0,241 < 2,5$ vérifiée

Contrainte tangentielle	$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} = \frac{31,44 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 263,76}$ <p>Avec : $\sum u_i = 6 \times 3,14 \times 14 = 263,76 \text{ mm}$.</p>	$\tau_s = 1,01 \text{ MPA}$
Contrainte tangentielle limite	$\tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28}$ <p>Avec : $\psi = 1,5$ pour HA</p>	$\tau_s = 2,835 \text{ MPA}$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_s = 1,62 \leq \tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{c28}$	1,01 < 2,835 vérifiée

b. Vérification de l'adhérence :

Calcul de ancrage : $L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} = 35,39 \phi \text{ cm}$. avec : $\tau_{se} = 0,6 \psi^2 \cdot f_{t28} = 2,825 \text{ MPA}$

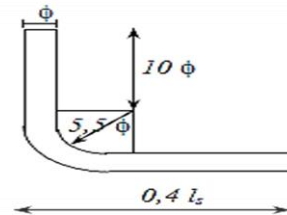
Vu que l_s dépasse la longueur de la poutre dans laquelle seront ancrée les armatures, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4L_s$.

$\phi = 12 \text{ mm}$:

$0,4l_s = 0,4 \times 35,39 \times 1,4 = 19,81 = 20 \text{ cm}$

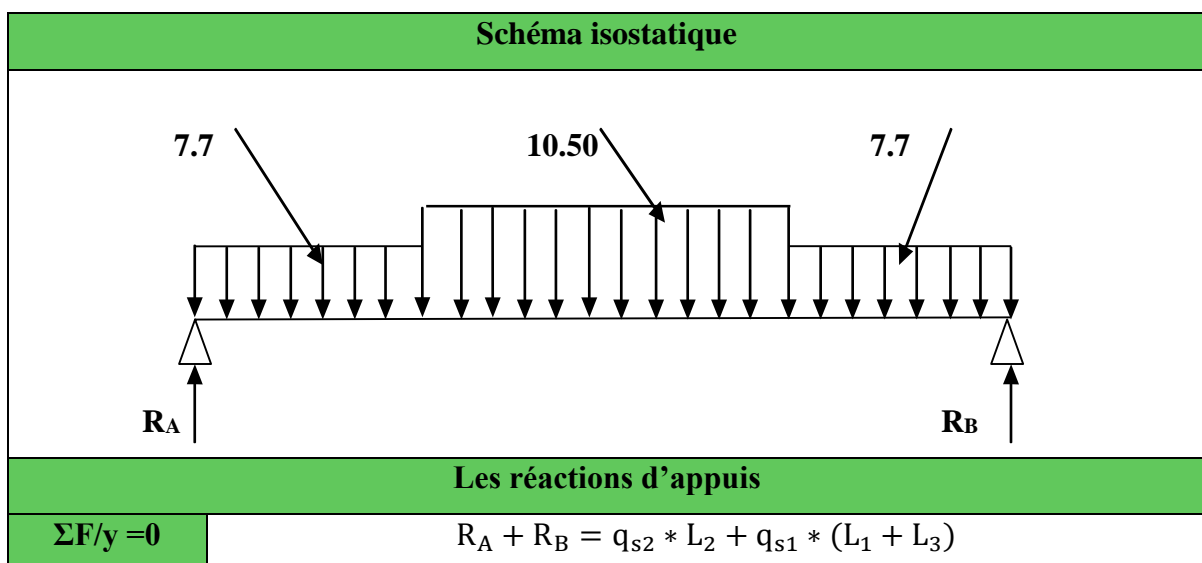
$\phi = 10 \text{ mm}$:

$0,4l_s = 0,4 \times 35,39 \times 1 = 14,16 = 15 \text{ cm}$



III-4-6- Vérification à L'ELS :

III-4-6-1- Les efforts internes :



	$R_A + R_B = 45,25\text{KN}$	
$\Sigma M/A = 0$	$R_B = (q_{s1} * \frac{l_1^2}{2} + q_{s2} * (\frac{l_2}{2} + l_1) + q_{s1} * (\frac{l_3^2}{2} + l_1 + l_2)) / (l_1 + l_2)$ $R_B = \frac{8,17 + 36,84 + 47,32}{5,05}$ $R_B = 18,28\text{KN}$	
$\Sigma M/B = 0$	$R_A = (-q_{s1} * \frac{l_3^2}{2} + q_{s2} * \frac{l_2^2}{2} + q_{s1} * (\frac{L_1}{2} + l_2)) / (l_1 + l_2)$ $R_A = 26,97\text{KN}$	
Vérification	$R_A = 45,25 - 18,28$ $R_A + R_B = 45,25 \text{ KN}$	
Les efforts internes		
1^{er} trançon $0\text{m} \leq x \leq 1,45\text{m}$		
Efforts interne	Equation	Les valeurs
		x=0m x=1,45m
Efforts tranchant	$T_Y = R_A - q_{s1} * x$	$T_Y = 26,97 \text{ KN}$ $T_Y = 15,70\text{KN}$
Moment fléchissant	$M_z = R_A * x - q_{s2} * x^2 / 2$	$M_z = 0\text{KN.m}$ $M_z = 30,94\text{KN.m}$
2^{er} trançon $1,45\text{m} \leq x \leq 3,65\text{m}$		
Efforts internes	Equations	Les valeurs
		x=1,45m X=3,65m
Efforts tranchant	$T_Y = R_A - q_{s1} * L_1 - q_{s2}(x - L_1)$	$T_Y = 15,70\text{KN}$ $T_Y = -7,385\text{KN}$
Moment fléchissant	$M_Y = R_A * x + q_{s1} * l_1 * (x - L_1/2)^2 - q_{s2}(x - L_1)^2 / 2$	$M_z = 30,94\text{KN.m}$ $M_z = 40,07\text{KN.m}$
3^{er} trançon $0\text{m} \leq x \leq 1,40\text{m}$		
Efforts internes	Equations	Les valeurs
		x=0m x=1,40m
Efforts tranchant	$T_Y = R_B - q_{u1} * x$	$T_Y = 18,28\text{KN}$ $T_Y = 7,5\text{KN}$

Moment fléchissant	$M_z = R_B x - q_{u1} * x^2 / 2$	$M_z = 0 \text{ KN.m}$	$M_z = 33,20 \text{ KN.m}$
---------------------------	----------------------------------	------------------------	----------------------------

Moment max :

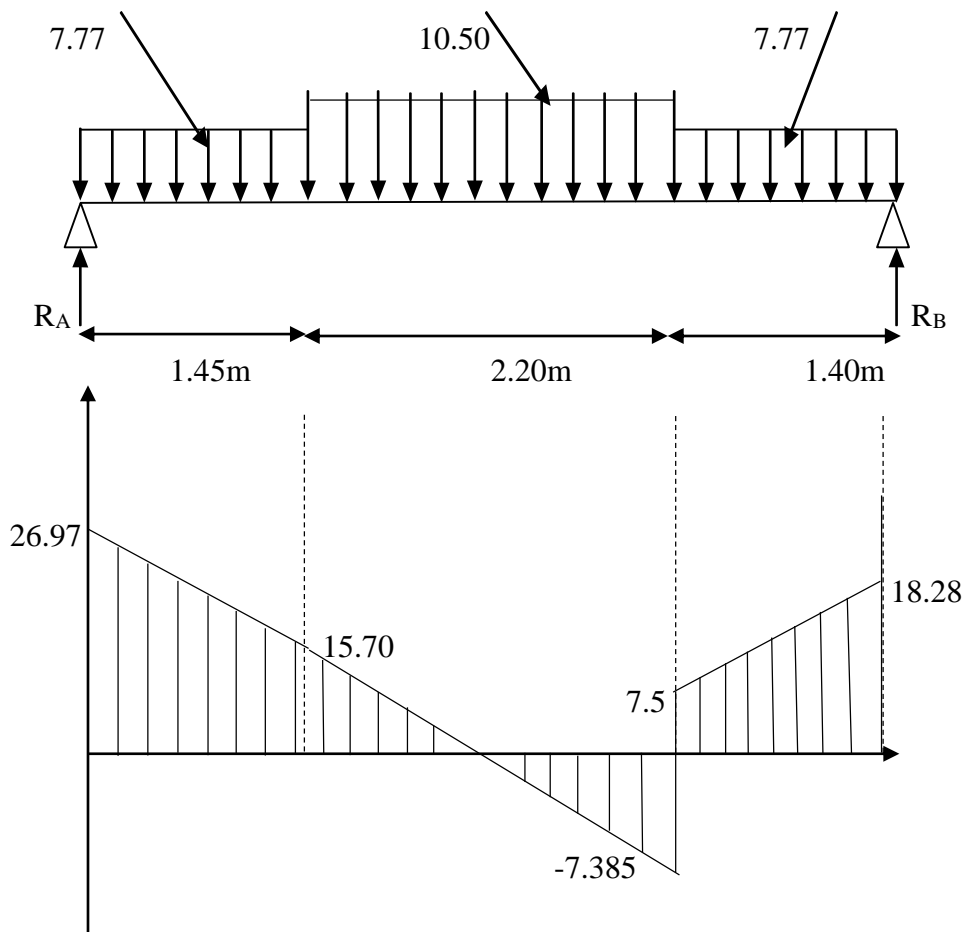
$M_{max} = 42,69 \text{ KN.m}$ à $X=2,94\text{m}$

a. Le moment aux appuis :

$M_a = 0.3 M_{max} = 0.3 \times 42.69 = -12,80 \text{ KN.m}$

b. Le moment en travée :

$M_t = 0.85 M_{max} = 0.85 \times 42.69 = 36,28 \text{ KN.m}$



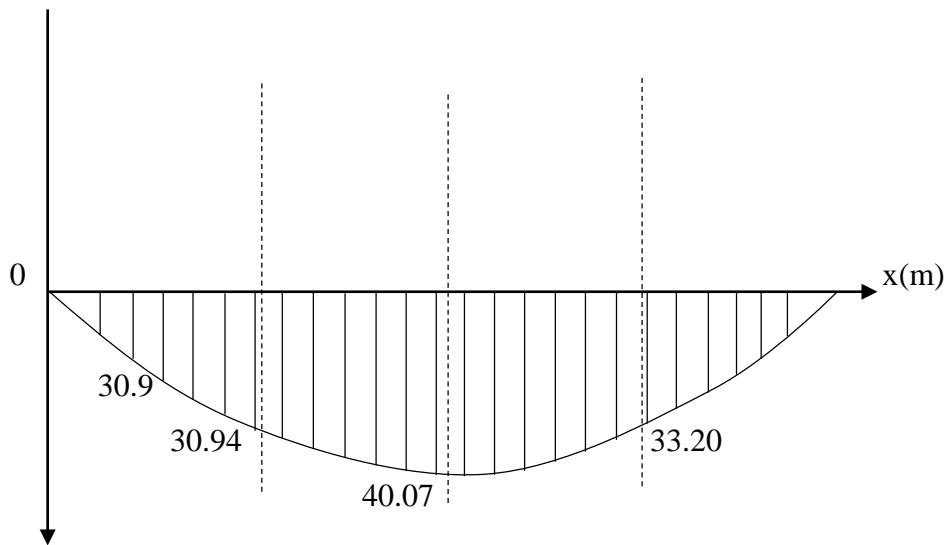


Fig III-4-5 : Diagramme des efforts internes à ELS

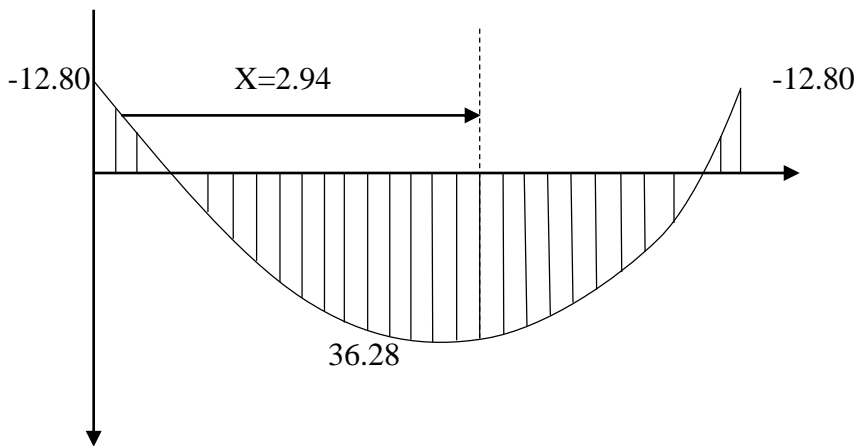


Fig III-4-6 : diagramme des moments réduits à l'ELS

- a. **Vérification a l'état d'ouverture des fissures : (BAEL91 modifiées 99 Art. B.6.3) :**
 La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.
- b. **Etat limite de compression du béton (BAEL91 Art A.4.5.2) :**
 - En travée : $M_s=36,28 \text{ KN.m}$

Contrainte limite de béton	$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$	
Contrainte d'acier calculée	$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d}$ <p>Avec : $\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 8,18}{100.13} = 0,667$</p> $\beta = 0,880 \text{ et } k = 26,67$	$\sigma_s = 325,36 \text{ MPA}$
Contrainte de béton calculée	$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = 325,36 / 26,67$	12,19MPA
Vérification de la contrainte de béton	$\sigma_{bc} = 12,19 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$	Condition vérifiée

➤ Aux appuis $M_s = 6,07 \text{ KN.m}$

Contrainte limite de béton	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$	
Contrainte d'acier calculée	$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d}$ <p>Avec : $\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100.13} = 0,222$</p> $\beta = 0,924 \text{ et } k = 50,79$	$\sigma_s = 338,72 \text{ MPA}$
Contrainte de béton calculée	$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = 338,72 / 50,79$	6,66MPA
Vérification de la contrainte de béton	$\sigma_{bc} = 6,66 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$	Condition vérifiée

c. Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

➤ Vérification de la flèche (BAEL 91 modifier 99 Art 6.5.2)

On doit vérifier que : $f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_v I} \leq \bar{f}$

La flèche admissible de la poutrelle est : $\bar{f} = \frac{l}{500}$

Avec :

$$q_s = 10,55 \text{ KN/ml}$$

\bar{f} : La flèche admissible

$l = 5,05 \text{ m}$: portée entre nus d'appuis,

E_V : Module de déformation différé égal à 10818,86 MPa (voir chapitre 1)

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t(V_2 - C)^2$$

B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 15) + 15 \times 8,68 = 1630,2 \text{ cm}^2$$

S_x : Moment statique

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 8,68 \times 13 = 12942,6 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12942,6}{1630,2} = 7,93 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,93 = 7,07 \text{ cm}$$

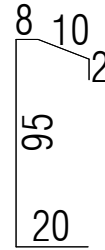
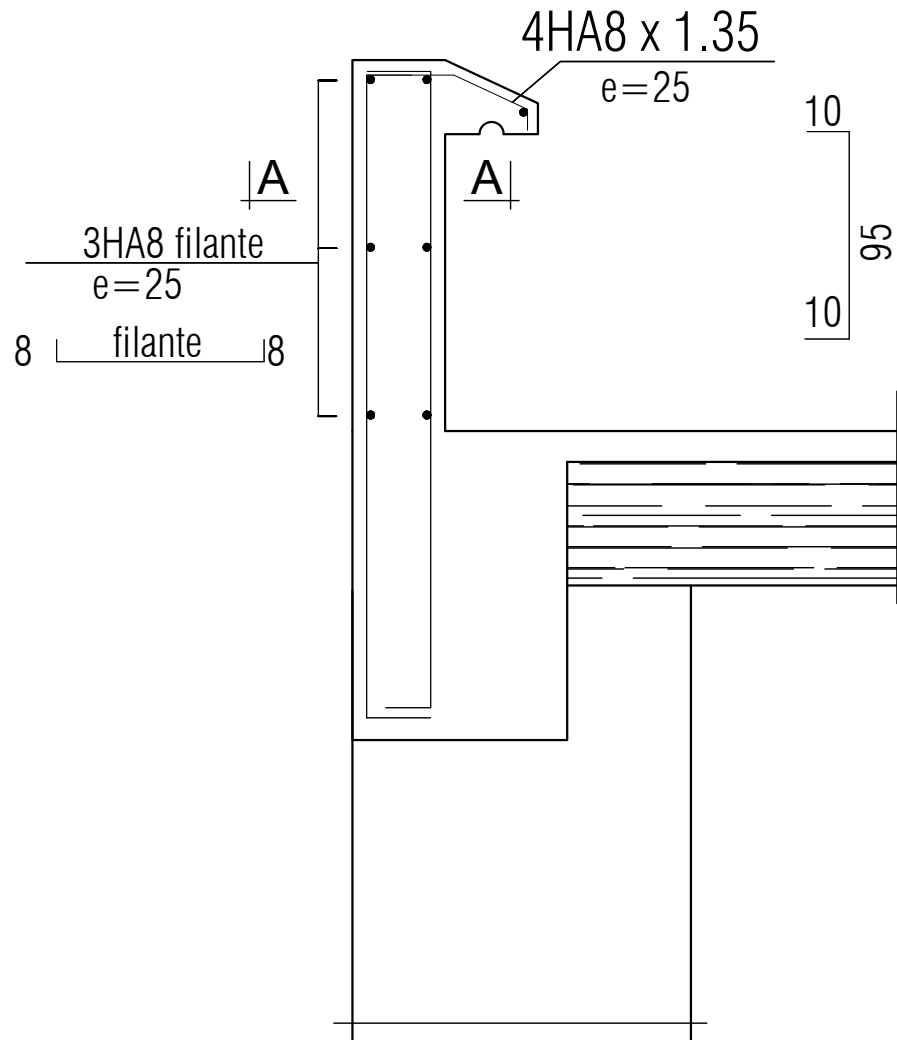
$$I = \frac{100}{3}(7,93^3 + 7,07^3) + 15 \times 8,68 \times (7,07 - 2)^2 = 31749,127 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{10,50 \times 5,05^2 \times 10^3}{1081,886 \times 10^6 \times 31749,127 \times 10^{-8}} = 0,009 \text{ m} = 0,9 \text{ cm}$$

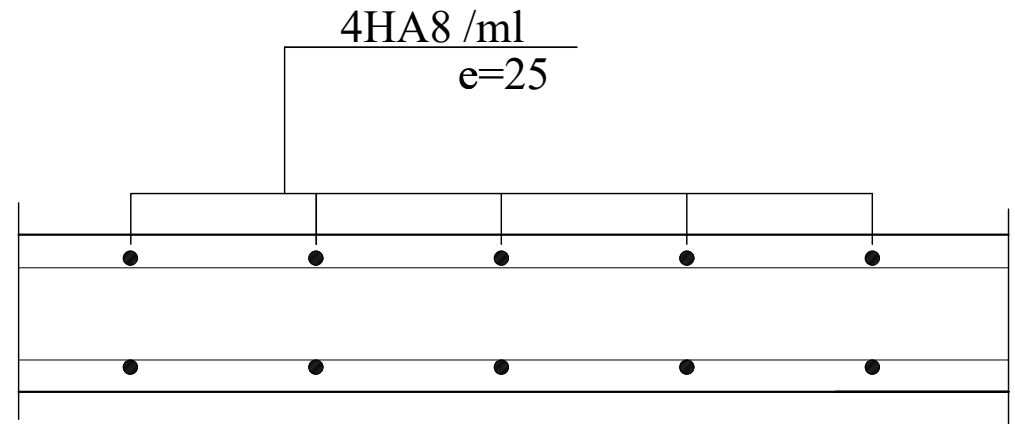
$$\bar{f} = \frac{505}{500} = 1,01$$

$f = 0,9 < \bar{f} = 1,01$Condition vérifiée.

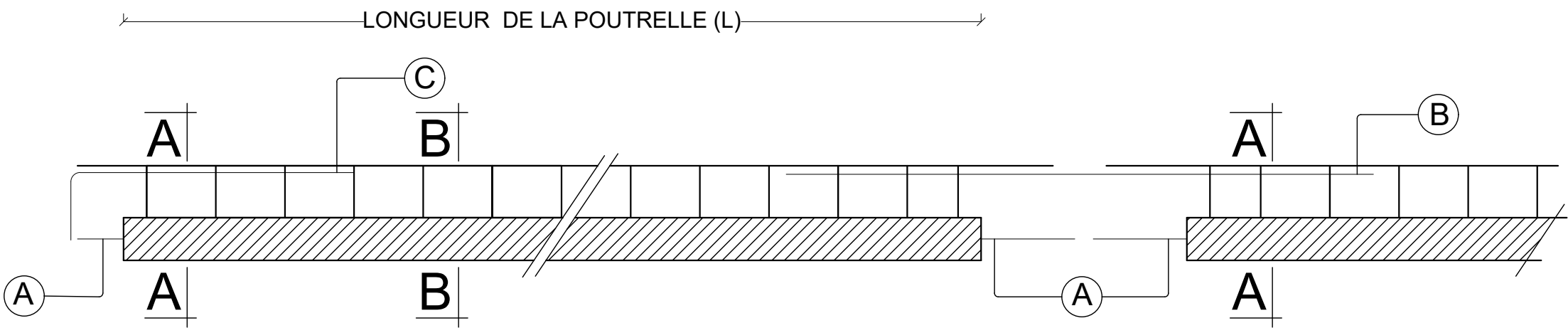
Ferrailage de l'acrotère



Coupe: A-A

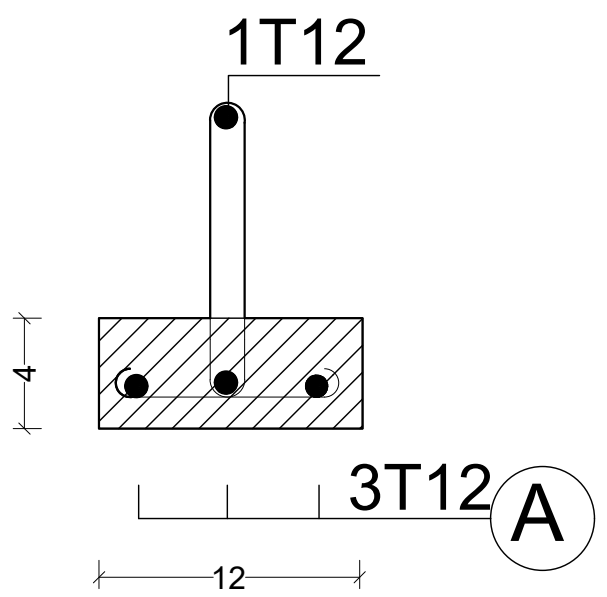
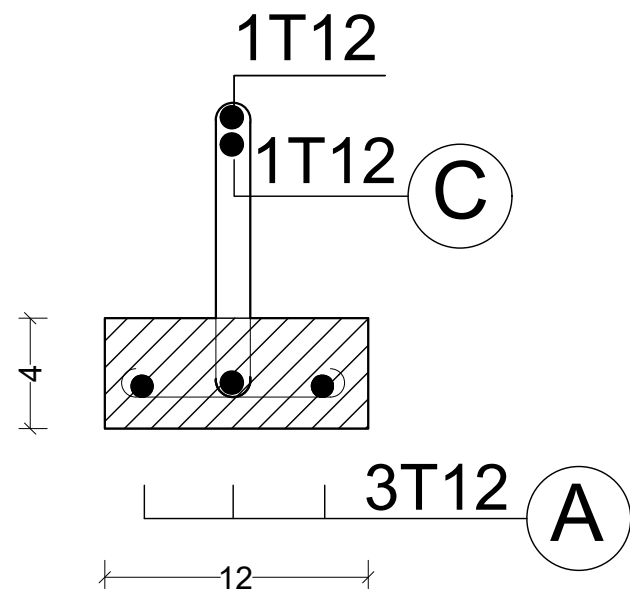


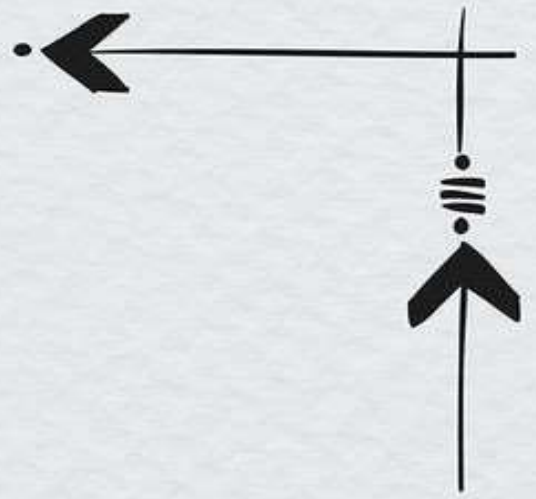
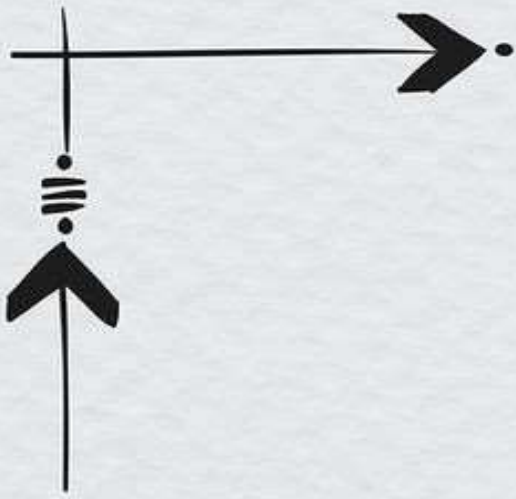
Ferrailage des poutrelles



Coupe:A-A

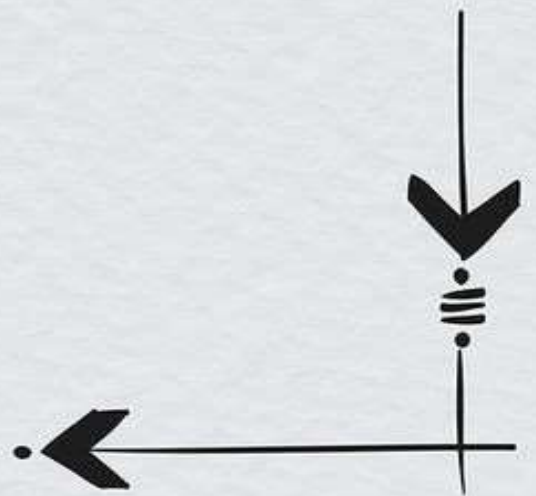
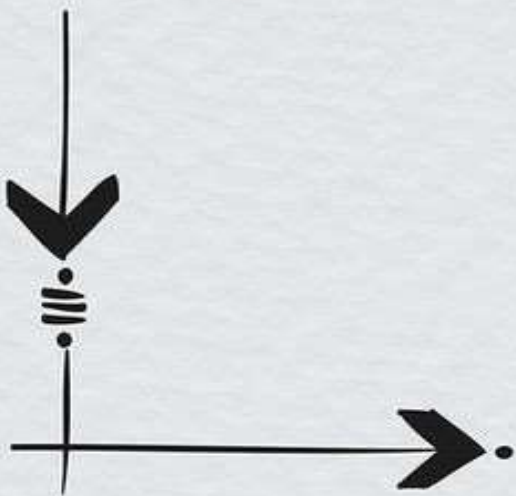
Coupe:B-B





Chapitre IV

Chapitre IV



Introduction :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude d'un ouvrage en génie civil. Parmi les charges dynamiques les plus importantes et les plus dangereuses par l'étendue des dégâts causés se trouvent les séismes. Actuellement, toutes les constructions doivent respecter le règlement parasismique algérien (*RPA99 version 2003*).

IV-1- Description du logiciel ETABS :

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes Propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique. **ETABS** (Tridimensionnel Analysis of Building Structures) 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. Dans Notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.7.4.

IV-2- Etapes de modélisation :

Le calcul dynamique est réalisé sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 10 niveaux (RDC+5 étages + 1 sous-sols) encastrée à sa base. Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques, dalle pleine), les éléments secondaires sont introduits comme charges (escaliers...). Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle.
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Définition de la charge sismique E.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

IV-3- La méthode de calcul :

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 Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

- **Zone I** : tous groupes
- **Zone II-a** : groupe d'usage 3
- ✓ Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- ✓ Groupe d'usage 1 B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- ✓ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- **Zone II-b et III** : groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 Niveaux ou 17 m.
- ✓ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- ✓ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les Conditions complémentaires exigées par le RPA 99 (Art 4.1.2).

➤ **Classification de l'ouvrage :**

selon RPA 99/modifié 2003 d'après l'article 3.2 .Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation et commercial, dont la hauteur $H = 22,27 \text{ m} < 23\text{m}$, qui sera classé au **groupe d'usage 2** (Ouvrages courants ou d'importance moyenne). Il est situé à Tizi-Ouzou (**Zone IIa**).

A l'aide de logiciel ETABS on obtient se model :

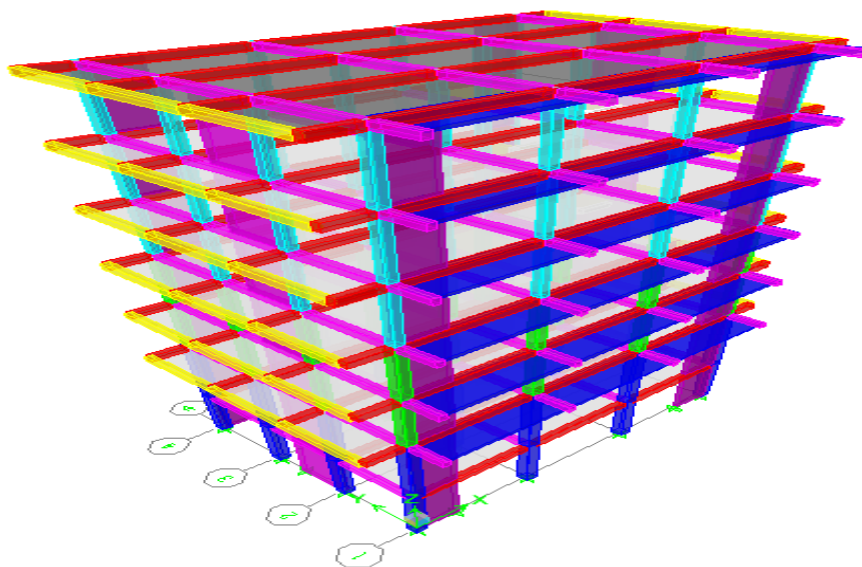


Figure IV-3-1 : Model étudiée avec logiciel ETABS

IV-4- Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens :**IV-4-1- Nombre de modes à retenir :**

Le *RPA 99/ version 2003 (Art 4.3.4)* préconise de prendre en considération ce qui suit :
 Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le
 Nombre de mode de vibration à retenir dans les deux directions d'excitation doit être :

- ✓ Les sommes des masses effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure, avec un minimum de mode à retenir égale à 03 pour chaque direction.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,840109	73,2206	0,0002	73,2206	0,0002	0,6568
2	0,791835	0,0016	73,0646	73,2223	73,0648	0,5739
3	0,624457	0,4603	0,4807	73,6826	73,5455	72,8485
4	0,223935	13,72	0,016	87,4025	73,5615	0,0898
5	0,210695	0,0127	14,3258	87,4152	87,8874	0,0253
6	0,164361	0,1278	0,0392	87,543	87,9266	14,2536
7	0,092363	4,8472	0,0039	92,3902	87,9305	0,0262
8	0,089155	0,0017	4,8626	92,3919	92,7931	0,0047
9	0,068274	0,0849	0,0161	92,4767	92,8092	4,7019

Tableau IV-4-1 : Résultats d'analyse dynamique

- ❖ Les 1^{ère} et 2^{ème} mode sont des modes de translation.
- ❖ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- ❖ On doit retenir les 8 premiers modes que la masse atteigne les 90% (selon RPA.99).

IV-4-2- Vérification vis-à-vis de contreventement

L'objet de cette classification se traduit par l'attribution d'une valeur numérique du coefficient de comportement R pour chacune des catégories (*Tableau 4.3 du RPA 99*).

1. Forces horizontales :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement (voiles et portiques ou voiles uniquement) sont donnés par le logiciel ETABS comme suit :

- *Voiles et portiques :*

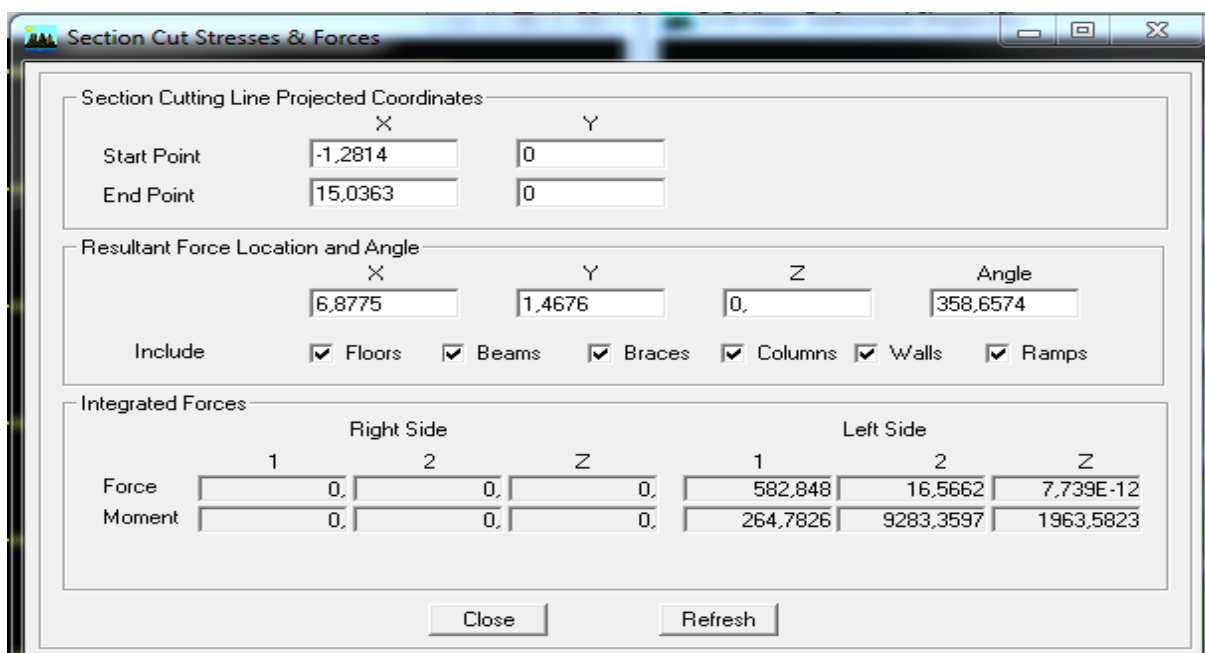


Figure IV-4-1 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY

- Voile uniquement :

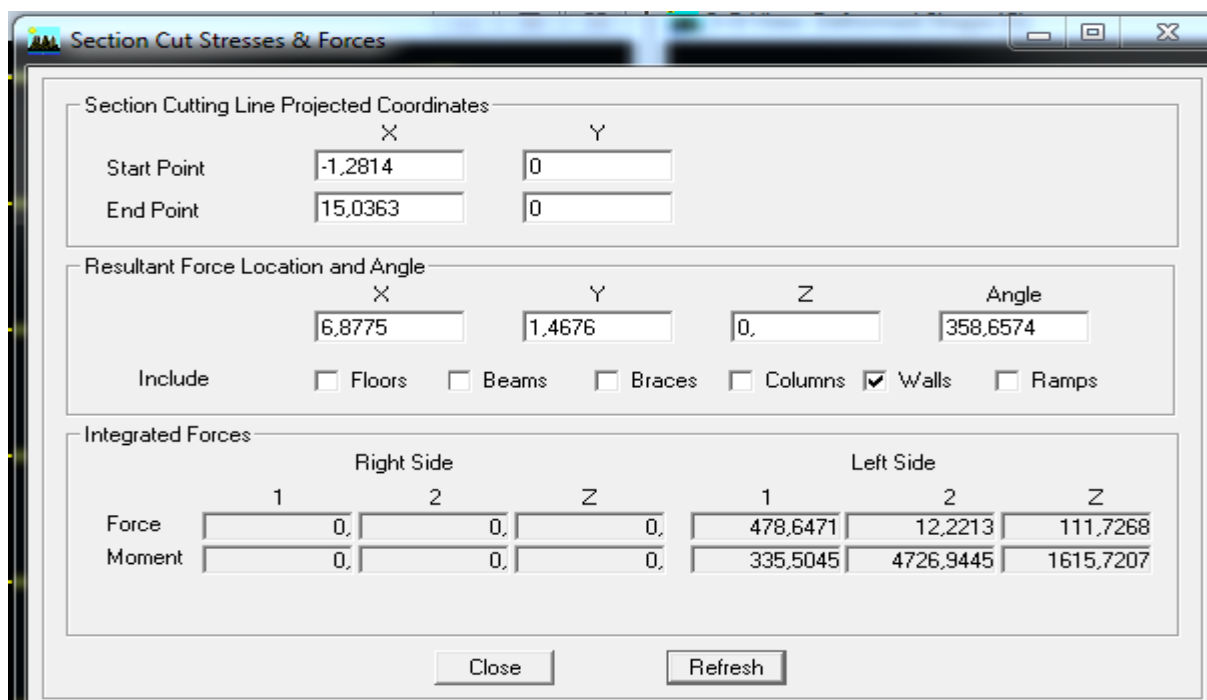


Figure IV-4-2 : Charges horizontales reprises par les voiles

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % Portiques
EX	582,82	478,50	82,10	17,90

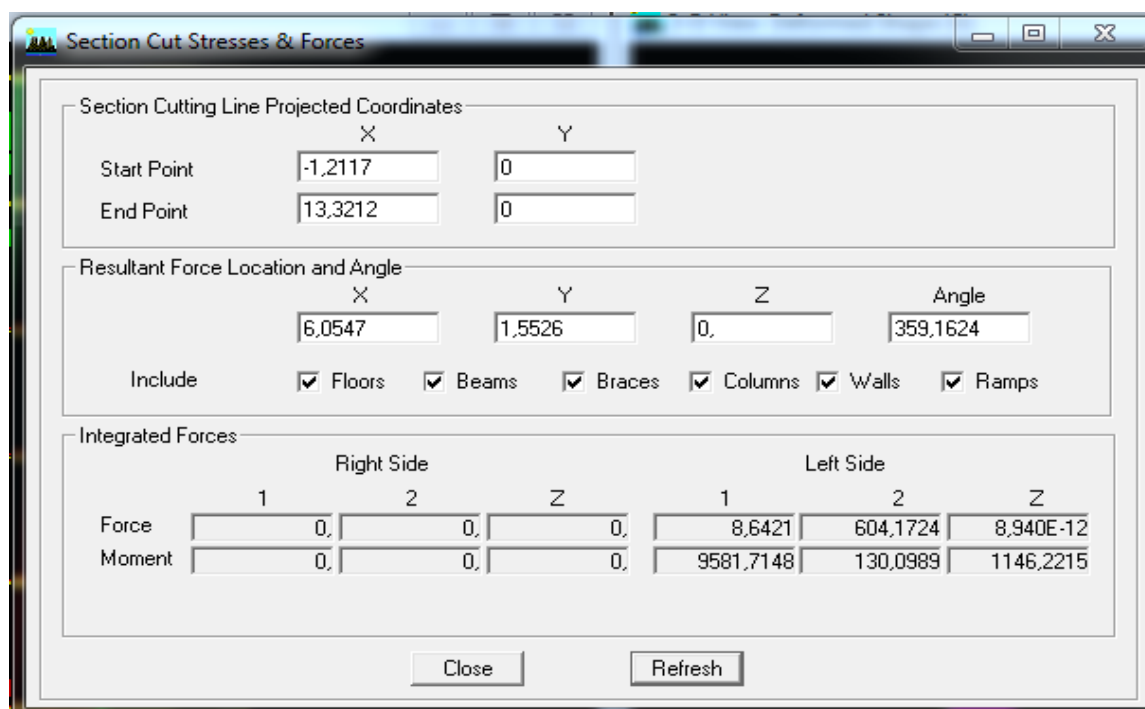


Figure IV-4-3 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY

- Voile uniquement :

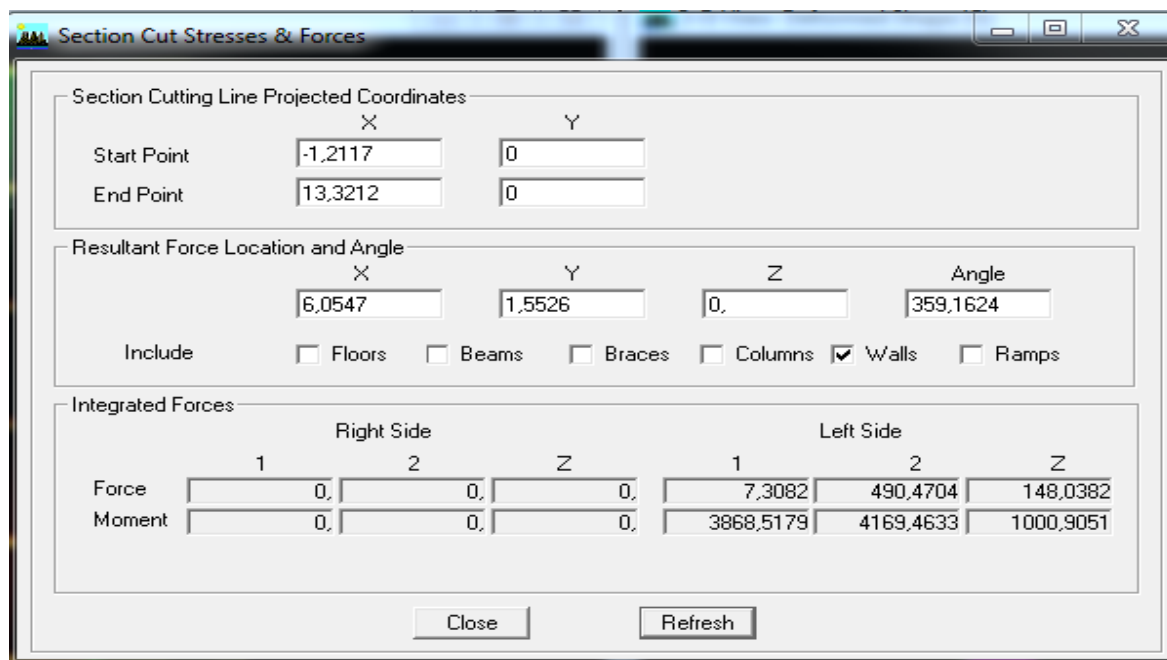


Figure IV-4-4 : Charges horizontales reprises par les voiles

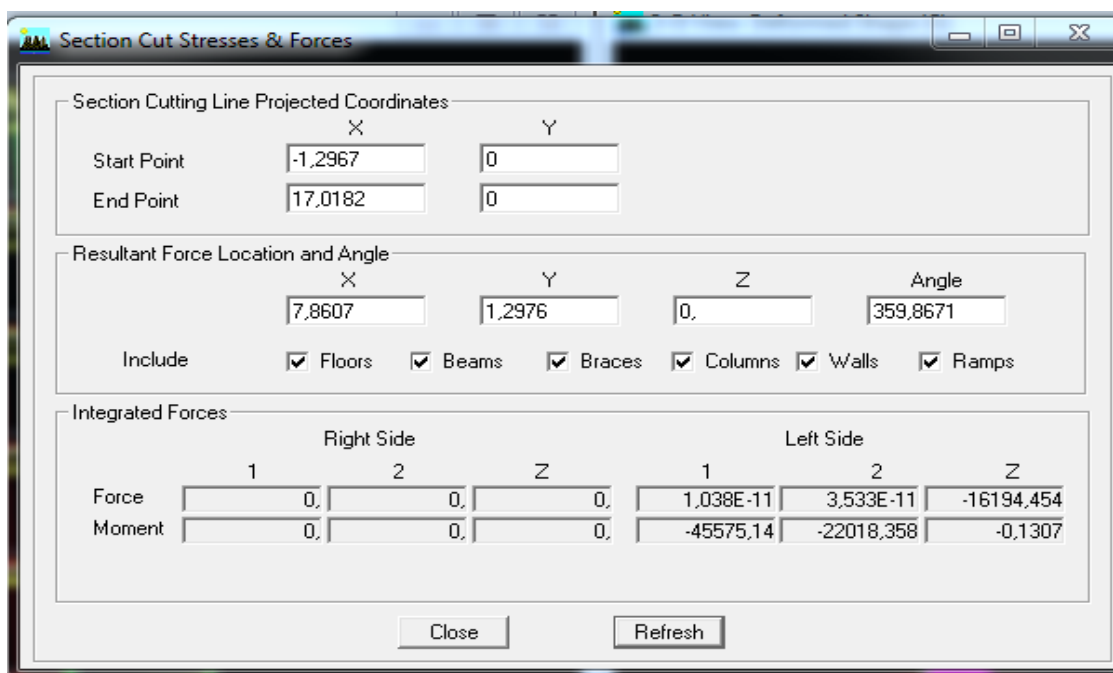


Figure IV-4-5 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
EY	604,17	490,47	81,16	18,84

2. Forces verticales :

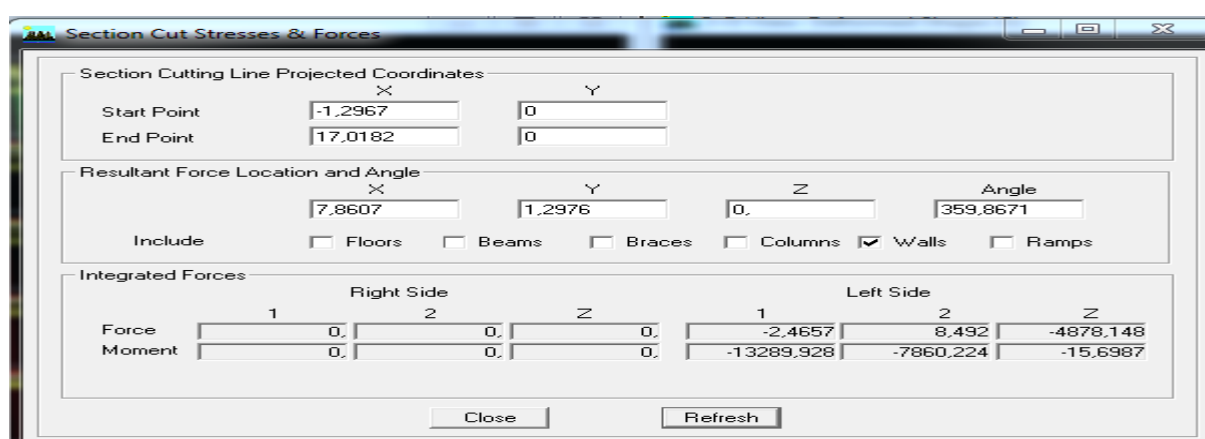


Figure IV-4-6 : Charges horizontales reprises par les voiles

3. Voile uniquement :

<i>Coupes</i>	<i>Forces reprises par les voiles et les portiques</i>	<i>Forces reprises par les voiles uniquement</i>	<i>Pourcentage % des voiles</i>	<i>Pourcentage % portiques</i>
<i>ELU</i>	16194,45	3878,14	23,95	76,05

D'après les résultats représentés dans le tableau des efforts verticaux on remarque que pour tous les étages les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Selon les résultats représentés dans les deux tableaux des efforts horizontaux on remarque que les voiles reprennent presque la totalité des sollicitations dues aux charges verticales

- Donc suivant l'article 3.4 de RPA 99/2003 qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système de contreventement par voiles porteurs, son coefficient de comportement est pris R=3.5 d'après le tableau 4.3 de RPA 99/2003.

Après la classification de notre système de contreventement il est impératif dans changer la valeur de coefficient de comportement R=3.5 et réintroduire le spectre comme montré dans la figure ci-dessous :

IV-4-3- Vérification de l'effort tranchant à la base :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A D Q}{R} W \quad \text{RPA2003 Page 28 formule (4.1)}$$

1) Coefficient d'accélération de zone A : Tableau 4.1. Page 26 RPA2003

<i>Zone sismique</i>	<i>Groupe d'usage</i>	<i>La valeur</i>
<i>II_a</i>	2	<i>A = 0,15</i>

2) Calcul de la période T : RPA version 2003 ; page 31 formule 4.6.

formule	C_T	Hauteur de bâtiment	période T
$T = C_T \cdot (h_n)^{3/4}$	$C_T = 0,05$ Tableau (4-6)	$h_n = 22,27$ m.	$T = 0,840$ s.

3) Facteur d'amplification dynamique D : RPA 2003 page 26 Formule (4.2)

Formule	<p>RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2)</p> $D = 2.5 \cdot \eta \quad 0 \leq T \leq T_2$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3} \cdot (3 / T)^{5/3} \quad T > 3s$
Paramètres	Valeur T_2 : RPA2003 page 34 : Site meuble d'où $T_2 = 0,5$.
	Valeur de ξ : RPA99 version 2003 Page 26 Tableau (4.2) remplissage dense et contreventement par voiles porteurs : $\xi = 10$
	Facteur de correction d'amortissement : RPA99 Page 26 Formule (4.2). $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 = 0,76$
D	$D = 1,34$

4) Coefficient de comportement de la structure R : RPA 2003 Tableau (4.3) Page 28

Contreventement	Valeur de R
par voiles porteurs	$R = 5$

5) Facteur de qualité Q : RPA version 2003 Page 29 Formule (4-4)

Observation de critère	Q_x		Q_y	
	Oui	non	oui	non
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05	0	0,05
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	0,05	0	0,05
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0	0,1	0	0,1
$Q = 1 + \sum P_q$	1,10		1,10	

Poids total W_t :

W : poids du bâtiment. (Le poids est calculé selon la formule 4-5 donnée par le RPA 99

Version 2003.) $M_i = M_{Gi} + \beta \times M_{Qi}$

Avec :

M_i : La masse totale du niveau i.

M_{Gi} : La masse due aux charges permanentes.

M_{Qi} : La masse due aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 le RPA99version 2003 $\rightarrow \beta = 0.2$

Poids total de la structure, donné par ETABS est :

<i>Poids total W_t</i>	10503,33 KN
-------------------------------------	-------------

D'après l'Art4.3.6 du R.P.A 99/2003, la résultante des forces sismique à la base $V_{logiciel}$ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode spectrale pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée soit :

$V_{Etabs} > 0,8 V_{MSE}$

	<i>L'effort tranchant (MSE)</i>	$0,8 * V_{MSE}$	$V_{logiciel}$	$V_{logiciel} > 0,8 * V_{MSE}$	
<i>Sens X-X</i>	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} \cdot W$	663,51 KN	530,80 KN	583,06	<i>Condition vérifiée</i>
<i>Sens Y-Y</i>	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} \cdot W$	663,51 KN	530,80 KN	604,21	<i>Condition vérifiée</i>

Tableau IV-4-2 : Vérification de la force sismique à la base

IV-4-4- Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

RPA99/Version2003 Art7.1.3.3

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Les valeurs obtenues après calcul (pour les poteaux 45x45) sont donnés dans le tableau
 Suivant ci – dessous :

N_d (KN)	B (cm ²)	f_{c28} (KN/cm ²)	V	Observation
1201,73	1 600	2,5	0,300	$0,243 \leq 0,3$ Condition vérifiée.
806,14	1 225	2,5	0,263	$0,243 \leq 0,3$ Condition vérifiée.
475,3	900	2,5	0,243	$0,243 \leq 0,3$ Condition vérifiée.

IV-4-5- Vérification de l'excentricité :

D'après le **RPA 99 /version 2003 (Article 4.3)**, dans le cas où il est procédé à une analyse Tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle Égale à $\pm 0,05 L_{max}$.

$$CM - CR \leq 5\% L_{max}$$

$$L_{max} = L_x = 13,5 \text{ m.}$$

Plancher	$0,05L_x$	XCM	XCR	Δk_x	Observation	YCM	YCR	Δk_y	Observation
RDC	0,675	6,723	6,812	- 0,089	condition vérifiée	4,72	4,793	- 0,073	condition vérifiée
ET1	0,675	6,492	6,887	- 0,395	condition vérifiée	4,186	4,745	- 0,559	condition vérifiée
ET2	0,675	6,457	6,903	- 0,446	condition vérifiée	4,14	4,696	- 0,556	condition vérifiée
ET3	0,675	6,453	6,905	- 0,452	condition vérifiée	4,131	4,655	- 0,524	condition vérifiée
ET4	0,675	6,449	6,898	- 0,449	condition vérifiée	4,122	4,62	- 0,498	condition vérifiée
ET5	0,675	6,391	6,876	- 0,485	condition vérifiée	4,095	4,588	- 0,493	condition vérifiée
TERRASSE	0,675	6,75	6,833	- 0,083	condition vérifiée	4,299	4,56	- 0,261	condition vérifiée

Tableau IV-4-3 : Vérification de l'excentricité

IV-4-6- Déplacements relatifs :

D’après le **RPA 99 (Art 5-10)**, les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d’étage.

D’après le **RPA 99 (Art 4-43)** : $\Delta K = R \delta_{ek}$

Le déplacement relatif du niveau k” par rapport au niveau k-1”est égal à : $\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$

Plancher	Diaphragme	h _e	U _x	δ _k - δ _{k-1}	U _y	δ _k - δ _{k-1}	1%h _e	Observation
TERRASSE	D10	3,06	0,0177	0,0024	0,0163	0,0022	0,0306	condition vérifiée
ET5	D6	3,06	0,0153	0,0027	0,0141	0,0025	0,0306	condition vérifiée
ET4	D5	3,06	0,0126	0,003	0,0116	0,0028	0,0306	condition vérifiée
ET3	D4	3,06	0,0096	0,003	0,0088	0,0028	0,0306	condition vérifiée
ET2	D3	3,06	0,0066	0,0029	0,006	0,0026	0,0306	condition vérifiée
ET1	D2	4,08	0,0037	0,0029	0,0034	0,0026	0,0408	condition vérifiée
RDC	D1	2,89	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0289	condition vérifiée

Tableau IV-4-4 : Vérification de déplacements inter-étages

IV-4-7- Justification vis-à-vis de l’effet P-Delta :

D’après le **RPA 99 /version 2003 (article 4.9)**, L’effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

L’effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitation associés au-dessus du niveau «k».

V_k : Effort tranchant d’étage au niveau « k ».

hk : Hauteur de l'étage « k ».

Δk : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

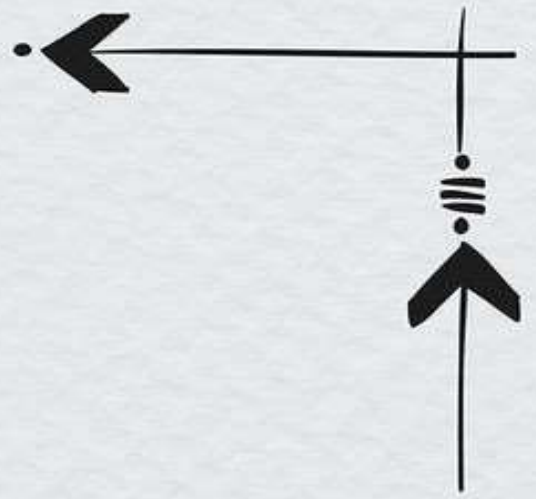
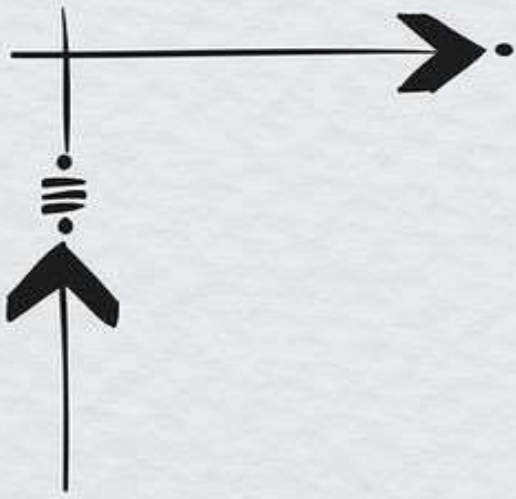
niveau	Pk (KN)	Hk	Δk_x (m)	$V k_x$ (m)	θk_x	Δk_x (m)	$V k_x$ (m)	θk_x
TERRASSE	1589,76	3,06	0,0024	176,88	0,0070	0,0022	181,69	0,0063
ET5	3061,57	3,06	0,0027	291,15	0,0093	0,0025	300,61	0,0083
ET4	4533,37	3,06	0,003	384,72	0,0116	0,0028	397,74	0,0104
ET3	6044,95	3,06	0,003	461,18	0,0129	0,0028	476,08	0,0116
ET2	7556,53	3,06	0,0029	520	0,0138	0,0026	536,46	0,0120
ET1	9236,29	4,08	0,0029	564,1	0,0116	0,0026	582,61	0,0101
RDC	10503,33	2,89	0,0008	583,06	0,0050	0,0008	604,21	0,0048

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

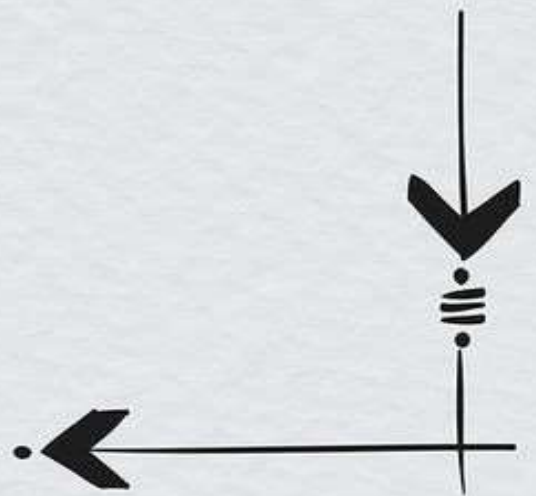
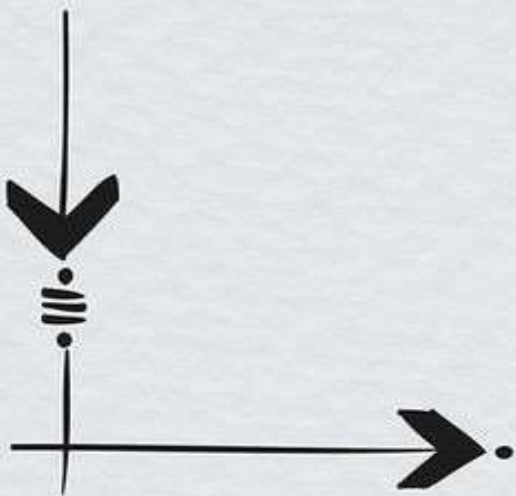
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.



Chapitre V

Qualidade



Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts vers la fondation. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et un moment de flexion « M » dans les deux sens (sens longitudinal et transversal) donc le calcul de ferrailage des poteaux se fera en flexion composé dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis vérifiées à l’ELS

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$G + Q \pm E$RPA 99/2003

$0.8 G \pm E$RPA 99/2003

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{max} \Rightarrow M_{cor}$,
- Effort normal minimal et le moment correspondant $N_{min} \Rightarrow M_{cor}$,
- Moment fléchissant maximal et l’effort normal correspondant $M_{max} \Rightarrow N_{cor}$.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	$f_{c28}[MPa]$	$f_{bu} [MPa]$	γ_s	$F_e [MPa]$	$\sigma_s [MPa]$
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
accidentelle	1.15	25	21.74	1	400	400

Tableau V -1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

V-1- Recommandations et exigences du RPA

a) Les armatures longitudinales RPA 99/ version 2003 Art 7.4.2.1:

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d’armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- ✓ Le pourcentage minimal d’armatures est de $0,8 \% \times b \times h$ en zone IIa.
- ✓ Le pourcentage maximal dans la zone courante est de $4\% \times b \times h$ en zone IIa.
- ✓ Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de $6\% \times b \times h$ en zone IIa.

Sections des poteaux cm^2	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	0,8 % [bh]	4% [bh] en zone courante	6% [bh] en zone de recouvrement
40X40	12,8	64	96
35X35	9,8	49	73,5
30X30	7,2	36	54

Tableau V-1-1 : Armatures longitudinales des poteaux exigés par le RPA

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \varnothing$ en zone lia
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25 cm en zone II
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V-2- Calcul des Armatures :

V-2-1- Armatures longitudinales :

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier les deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

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 $e = M/N$.

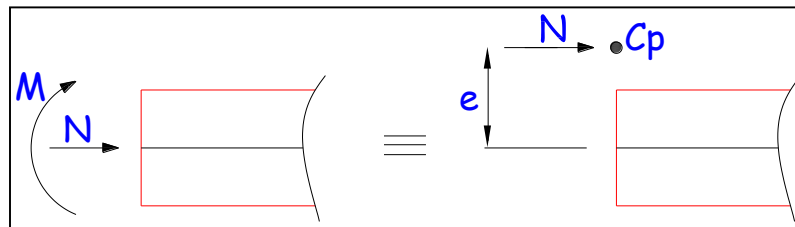


Figure V-2-1 : Section en flexion composée

➤ **Sollicitations dans les poteaux :**

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent.

1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

Une section est partiellement comprimée si :

1^{er} cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression ou de traction.

2^{ème} cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}.$$

Avec :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e\right).$$

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de compression. } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}.$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de traction.}$$

$$A_{sc} = A_{sc1}$$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

1^{er}cas : Section simplement armée : ($A_{sc} = 0$)

Si $\mu < \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

2^{ème}cas : Section doublement armée :

Si $\mu > \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera données par les formules suivant :

$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

2) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

C : Le centre de pression ce trouve entre les armatures $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

$$N(d - c) - M_f \geq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

$$N(d - c) - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{M - (d - 0,5 h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_{sc}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - bh f_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$$

2^{ème} cas :

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu} < N(d - c) - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} \quad ; \quad A_{sc2} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 + \frac{c'}{h}} \quad ; \quad \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

3) Section entièrement tendue (S.E.T) :

C : Le centre de pression ce trouve entre les armatures

N : Effort de compression.

$$A_{st1} = \frac{N \times a}{(d - c') \times \sigma_{sc}} \quad ; \quad A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{sc}} - A_{st1}$$

➤ Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

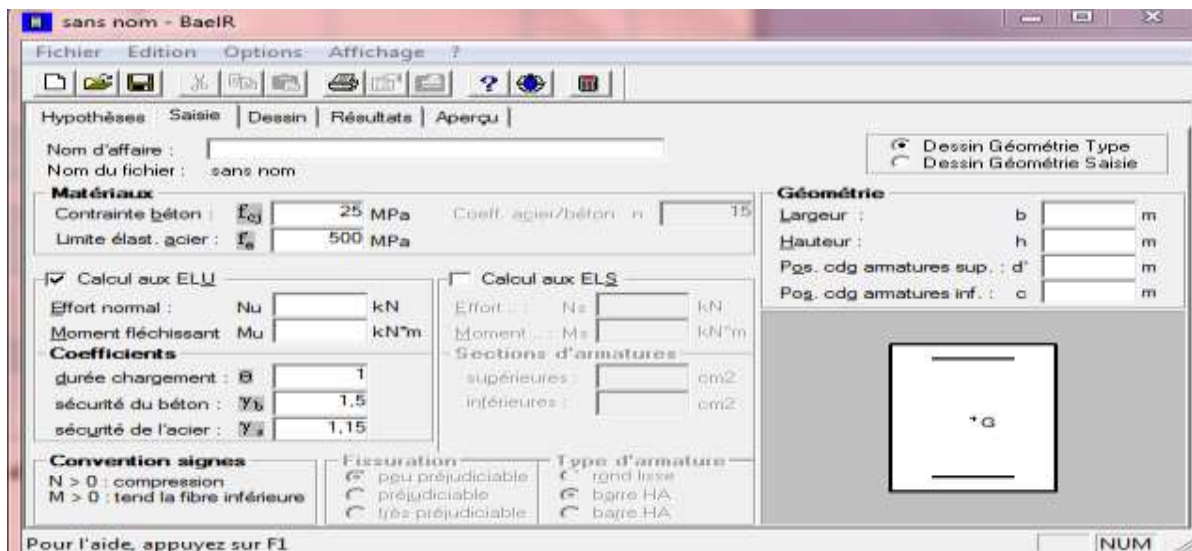


Figure V-2-2 : Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide d'une application de calcul des sections d'armatures « Socotec ».

➤ Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Poteau x	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		Situation	Nature	A _{Inf} cm ²	A _{Sup} cm ²	A _{min} cm ²	Ferraille	A _{ad} cm ²
	N _{max}	N _{min}	M _{corr}	M _{max}							
40 x 40	N _{max}	1201,73	M _{corr}	-1,062	ELU	SEC	0	0	12,8	4HA16+4HA14	14,19
	N _{min}	560,52	M _{corr}	10,322	0.8G+EX	SEC	0	0			
	N _{corr}	770,47	M _{max}	-52,252	ELU	SEC	0	0			
35 x 35	N _{max}	806,14	M _{corr}	-5,054	ELU	SEC	0	0	9,8	8HA14	12,31
	N _{min}	79,92	M _{corr}	39,644	0.8+G+EX	SPC	0	2,57			
	N _{corr}	545,44	M _{max}	-62,966	ELU	SEC	0	0			
30 x 30	N _{max}	475,3	M _{corr}	-4,688	ELU	SPC	3,95	0	7,2	4HA14+4HA12	10,67
	N _{min}	31,77	M _{corr}	0,82	0.8+G+EX	SEC	0	0			
	N _{corr}	129,88	M _{max}	-46,819	ELU	SPC	3,79	0			

Tableau V-2-1 : Résultats de ferrailage à l'ELU suivant les deux sens

V-2-2- Vérifications à l'ELU :

a) Les Armatures transversales (RPA 99 Art 7.4.2.2 version 2003) :

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

b) Diamètre des armatures transversales : (BAEL 91 Art A.8.1.3 modifiées 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.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec :

ϕ_L^{max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi = 8mm$

Soit $A_t = 2.01cm^2$

c) Espacement des armatures transversales :

➤ **Selon BAEL 91 modifié 99 (Art A8.1.3)**

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{min}; 40cm; (a + 10)cm\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40cm; (25 + 10)cm\}$$

Avec :

a : c'est la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq 18cm \rightarrow \text{Soit } S_t = 15cm$$

➤ **Selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.2.2)**

En zone courante (pour zone II_a) :

$$S_t \leq \{15\phi_l^{min}\} = 15 \times 1.2 = 18cm$$

$$S_t \leq 18cm \rightarrow \text{soit } S_t = 15cm$$

En zone nodale (pour zone II_a) :

$$S_t \leq \min\{15cm; 10\phi_l^{min}\} = \min\{15cm; 10 \times 1.2\} = 12cm$$

$$S_t \leq 12cm \rightarrow \text{Soit } S_t = 10cm$$

d) Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad \rightarrow \quad A_t^{min} = 0.3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \quad \rightarrow \quad A_t^{min} = 0.8\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \quad \rightarrow \quad \text{Interpoler entre les deux valeurs présidentes.}$$

Avec :

b_1 : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée

λ_g : Elancement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

I_f : Longueur de flambement du poteau $L_f = 0.7L_0$

Poteaux	Hauteur	L_f	λ_g	$A_t^{min}[cm^2]$		$A_{adoptée}$ [cm^2]	Observation
				Zone courante $St=15\text{ cm}$	Zone nodale $St=10\text{ cm}$		
40x40	408	285,6	7,14	1,8	1,2	2.01	Condition vérifiée
35x35	306	214,2	6,12	1,575	1,05	2.01	Condition vérifiée
30x30	306	214,2	7,14	1,35	0,9	2.01	Condition vérifiée

Tableau V-2-2 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

V-2-3- Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

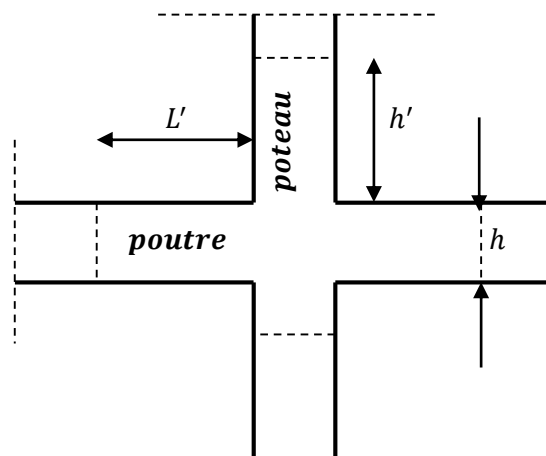


Figure V-2-3 : Représentation de la zone nodale

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm \right\} \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

	H	h'
Poteau (40*40)	408	$h' = \text{Max} \left(\frac{408-35}{6}; 40; 40; 60 \right) = 70\text{cm}$
Poteau (35*35)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 35; 35; 60 \right) = 60\text{cm}$
Poteau (30*30)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 30; 30; 60 \right) = 60\text{cm}$

Tableau V-2-3 : Détermination de la zone nodale

1. Longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrement est de : 40ϕ en zone II_a .

- ✓ Poteaux (40 x 40) : $l_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$.
- ✓ Poteaux (35 x 35) : $l_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$.
- ✓ Poteaux (30 x 30) : $l_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$.

2. Encrage des armatures (longueur de scellement) (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.22).

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \Rightarrow \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

- Pour les ϕ_{16} : $L_s = 56,43 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{14} : $L_s = 49,38 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{12} : $L_s = 42,32 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : $0,4 L_s$, pour les aciers HA.

- Pour les ϕ_{16} : $L_a = 22,57 \text{ cm}$.
- Pour les ϕ_{14} : $L_a = 19,75 \text{ cm}$.
- Pour les ϕ_{12} : $L_a = 16,92 \text{ cm}$.

3. Vérification au cisaillement (RPA 99 version 2003 Art 7.4.3.2) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{b d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Poteau (cm ²)	h_e (m)	$b=h$ (mm)	$\lambda_g \geq 5$	d (mm)	T_u $\times 10^3 N$	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
40x40	4.08	400	7,14	375	54,86	0,37	1,88	Condition vérifiée
35x35	3.06	350	6,12	325	42,19	0,37	1,88	Condition vérifiée
30x30	3.06	300	7,14	275	32,51	0,39	1,88	Condition vérifiée

Tableau V-2-4 : Vérification au cisaillement dans les poteaux

V-2-4- Vérifications à l'ELS :

a. Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_b$ et $\bar{\sigma}_s$.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Poteaux	N_s		M_s		Etat des contraintes	$\sigma_{\text{béton}}^s$	$\sigma_{\text{béton}}^i$	$\sigma_{\text{béton}}^{\text{ad}}$	σ_{acier}^s	σ_{acier}^i	$\sigma_{\text{acier}}^{\text{ad}}$	Observation
	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)										
40 x 40	N_{max}	871,6	M_{corr}	-0,763	SEC	4,75	4,86	15	71,4	72,8	348	Condition vérifiée
	N_{min}	117,66	M_{corr}	-0,957	SEC	0,58	0,72	15	8,85	10,6	348	Condition vérifiée
	N_{corr}	444,3	M_{max}	20,66 3	SEC	3,95	0,95	15	55,9	17,6	348	Condition vérifiée
35 x 35	N_{max}	586,53	M_{corr}	-3,641	SEC	3,77	4,55	15	57,6	67,2	348	Condition vérifiée
	N_{min}	63,91	M_{corr}	-0,516	SEC	0,4	0,51	15	6,12	7,48	348	Condition vérifiée
	N_{corr}	562,81	M_{max}	15,69 1	SEC	5,67	2,32	15	80,7	39,1	348	Condition vérifiée
30 x 30	N_{max}	346,09	M_{corr}	-3,392	SEC	2,7	3,83	15	42,2	55,7	348	Condition vérifiée
	N_{min}	13,62	M_{corr}	0,719	SEC	0,25	0,01	15	3,36	0,5	348	Condition vérifiée
	N_{corr}	112,43	M_{max}	-15,94	SPC	0	-40	15	52,3	4,25	348	Condition vérifiée

Tableau V-2-5 : Vérifications des contraintes à l'ELS

Conclusions :

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures $A_{s\ min}$ correspondante recommandée par le règlement « RPA 99/Version 2003 BAEL 91 » en zone IIa.

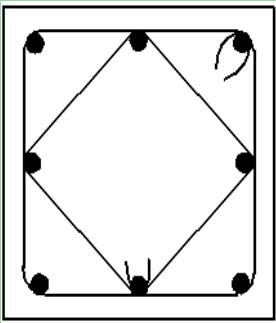
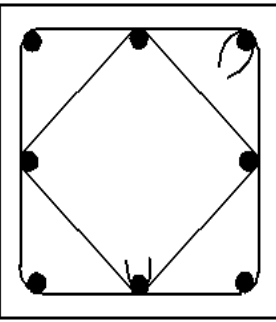
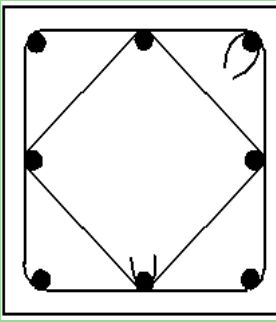
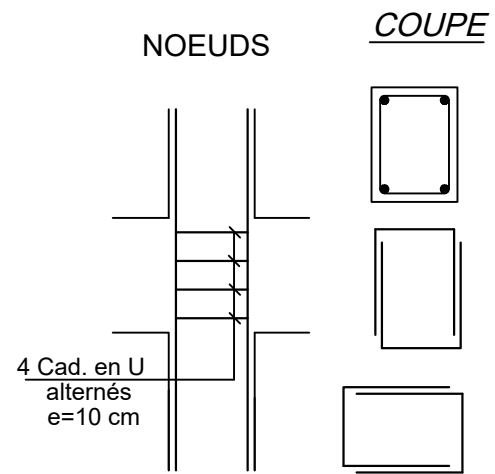
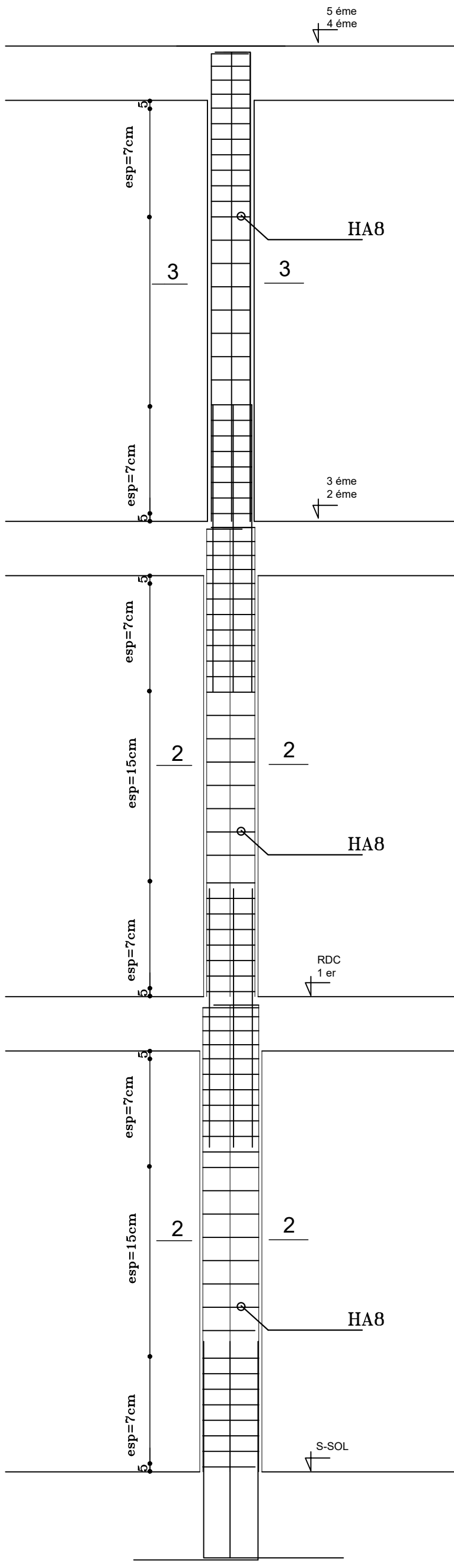
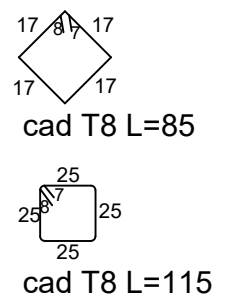
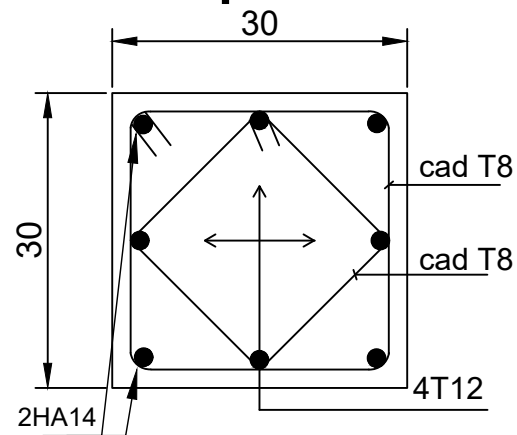
Niveau	Section des poteaux (cm)	Armatures longitudinaux	Armatures transversales	Coupes schématique
S-SOL + RDC	40x40	4HA16+4HA14	1 cadre et 1 losange (HA10)	
1+2+3	35x35	8HA14	1 cadre et 1 losange (HA10)	
4+5	30x30	4HA14+4HA12	1 cadre et 1 losange (HA8)	

Tableau V-2-6 : Ferrailage des poteaux

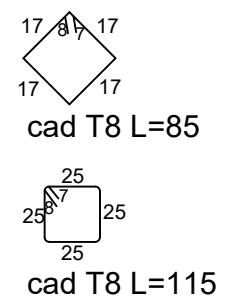
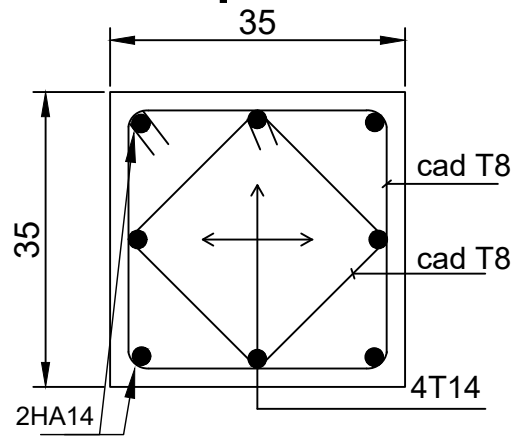
Ferrailages des poteaux



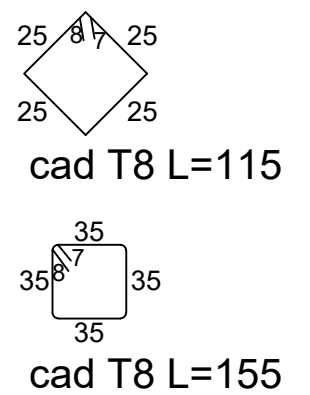
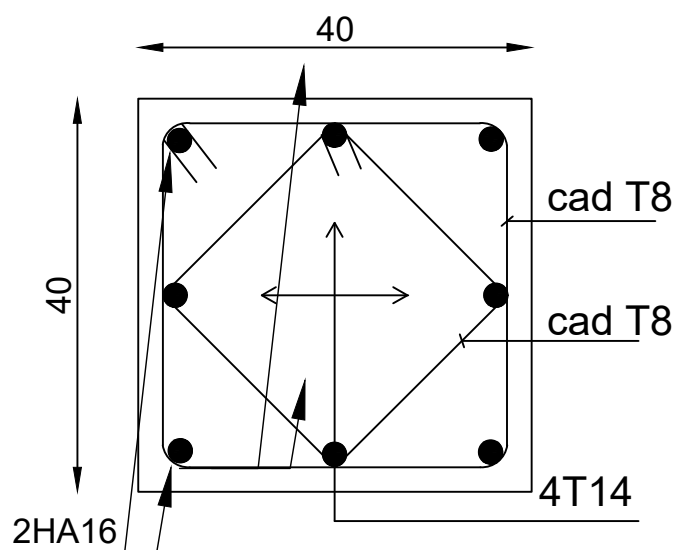
coupe 3-3

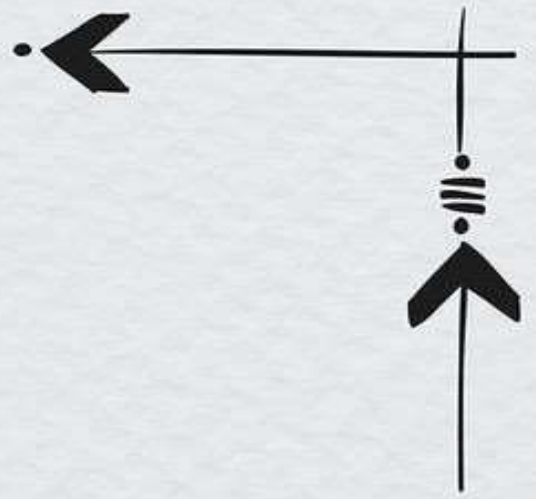
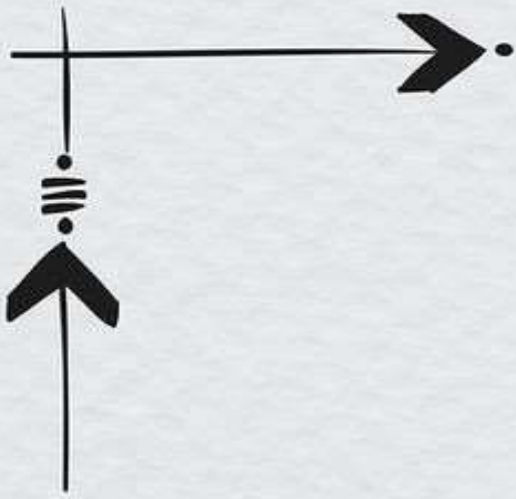


coupe 2-2



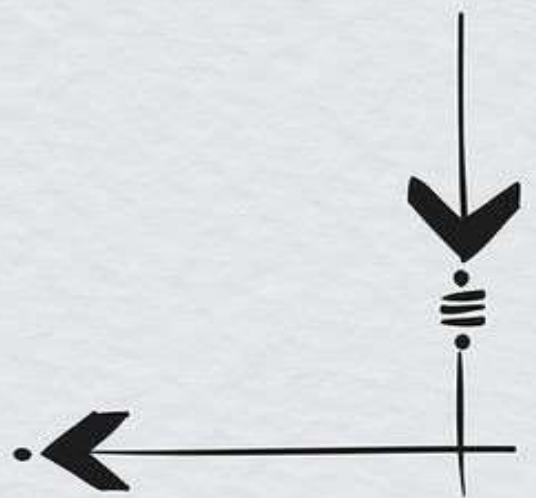
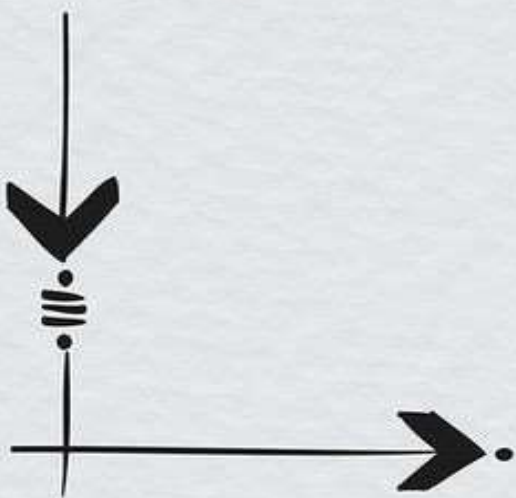
coupe 1-1





Chapitre VI

Chapitre VI



Introduction :

Les Poutres en béton armée, sont des éléments structuraux non exposées aux intempéries, sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple en considérons la fissuration comme étant peu nuisible, et leur ferrailage se fera en fonction des efforts calculés par ETABS qui résultent des combinaisons de charge les plus défavorables, les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

- À l'état limite ultime : $1,35G + 1,5Q$
- Situation accidentelles : $G + Q \pm E$ et $0,8G \pm E$
- Puis on procède aux vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA.

VI-1- Etapes de calcul des armatures :

1) Armatures longitudinales :

Calcul des moments réduit ultime :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad ; \quad f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$: Dans le cas d'une situation durable.

$\gamma_b = 1,15$: Dans le cas de la situation accidentelle.

Selon la valeur du moment réduit par rapport à celle du moment réduit limite, on distingue les deux cas suivants :

• 1^{er} cas :

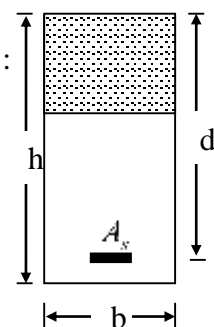
$\mu \leq \mu_l = 0,392$ La section est simplement armée (S.S.A), et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section d'armatures tendues est donnée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s = 1,15$$



• 2^{em} cas :

$\mu > \mu_l = 0,392$ La section est doublement armée (S.D.A).

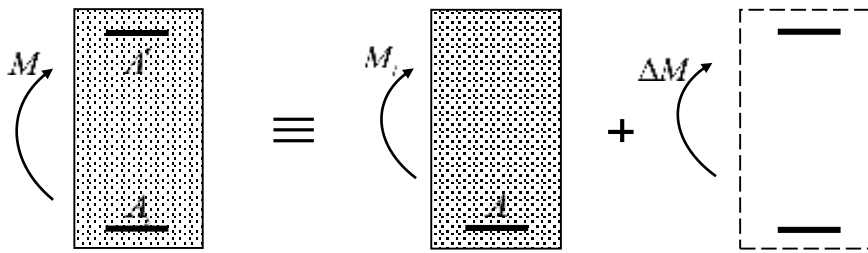


Fig VI-1 : Section simplement armée

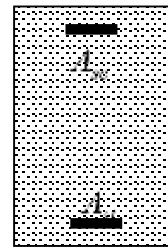
La section réelle est équivalente à la somme de deux sections fictives.

$$\Delta M = M_u - M_l$$

$$M_{f1} = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{c28}$$

$$A_{st1} = \frac{M_{f1}}{\beta_l \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{st2} = \frac{\Delta M}{\sigma_s \cdot (d - c')}$$



Finalement, les sections théoriques sont :

Armatures tendues : $A_{st} = A_{st1} + A_{st2}$

Armatures comprimées : $A_{sc} = A_{st2}$

VI-2- Recommandation du RPA99-modifié2003 :

1) Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux le long de la poutre est :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur de recouvrement pour la zone sismique IIa est de 40ϕ .

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et d'angles doit être effectué avec des crochets de 90°.

Section [cm ²]	0.5%bh [cm ²]	4% bh [cm ²]	6% bh [cm ²]
Poutre principale (25x35)	4,375	35	52,5
Poutre secondaire (25x30)			
Poutre palier25*30	3,75	30	45
Poutre chaînage25*30			

Tableau VI-2-1 : le pourcentage total des aciers longitudinaux

2) Armatures transversales :

➤ La quantité d'armatures transversale minimale est donnée par la condition :

$$A_t = 0,003.S_t.b$$

➤ L'espacement entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12.\phi\right) : \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} : \text{En dehors de la zone nodale.}$$

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée doublement armée, c'est le diamètre le plus faible des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales sont disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI-3- Les efforts internes et Ferraillage des poutres :

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans le tableau ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

	Localisation	Moments (KN.m)	μ	Obs	β	A_{cat} [cm2]	A_{min} [cm2]	Ferraillage	A_{ad} [cm2]
Poutre Principale	Appuis	81,162	0,2165	SSA	0,877	7,119	2,19	3HA14+3 HA12	8,01
	Travée	53,491	0,1427	SSA	0,923	4,458	2,19	3HA14	4,62
Poutre Secondaire	Appuis	41,259	0,1431	SSA	0,923	4,507	1,88	3HA14	4,62
	Travée	27,334	0,0948	SSA	0,951	2,898	1,88	3HA14	4,62
Poutre palier	Appuis	34.759	0,1041	SSA	0,945	3.28	1,88	3HA12	3,39
	Travée	30.59	0,0916	SSA	0,952	2.87	1,88	3HA12	3,39
Poutre chaîne	Appuis	11.167	0,0334	SSA	0,983	1.01	1,88	3HA12	3,39
	Travée	10.263	0,0307	SSA	0,984	0.93	1,88	3HA12	3,39

Tableau VI-3-1 : les valeurs extrêmes globales des efforts internes

1) Armatures transversales (BAEL 91. Art.7.2.2)

a) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\{h/35; \phi_l; b/10\}$$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

b) Pourcentage minimal d'armatures transversales (A.5.1,22)

Il faut vérifier : $S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ Cm}\}$ $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$.

Section [cm ²]	Zone	BAEL			RPA		Section Adepté			
		ϕ Cm	St Cm	At _{Min} Cm ²	St Cm	At Cm ²	ϕ mm	St _{Min} Cm ²	Ferraillage	Aadp Cm ²
Poutre principale (30x35)	Nodale	0,8	25	0,75	7	0,63	8	7	4 HA8	2,01
	Courante				15	1,35		15	4 HA8	2,01
Poutre secondaire (25x30)	Nodale	0,8	25	0,75	7	0,63	8	7	4 HA8	2,01
	Courante				15	1,35		15	4 HA8	2,01
Poutre palier (25x30) Poutre chaînage (25x30)	Nodale	0,8	25	0,75	7	0,63	8	7	4 HA8	2,01
	Courante				15	1,125		15	4 HA8	2,01

Tableau VI-3-2 : ferraillage des armatures transversales

c) Délimitation de la zone nodale

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principales : $L' = 2 \times 35 = 70$ cm.

Poutres secondaires : $L' = 2 \times 30 = 60$ cm

Poutres de chainages : $L' = 2 \times 30 = 60$ cm

Poutres de palier : $L' = 2 \times 30 = 60$ cm

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

2) Ancrage des armatures (longueur de scellement) (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.22).

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = 42,32 \text{ cm}$$

Le règlement **BAEL 91 modifié 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 $0.4L_s$

$$L_c = 18 \text{ cm}$$

VI-4- Vérification à l'ELU :**1) Vérification condition de non fragilité (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1)**

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{\min}$

➤ Calcul de la section minimale

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

	Localisation	A_{st}^{min}	A_{Adopte}	Observation
Poutre Principale	Travée	1,1773125	4,62	Condition vérifiée
	Appuis	1,1773125	8,01	Condition vérifiée
Poutre Secondaire	Travée	0,905625	4,62	Condition vérifiée
	Appuis	0,905625	4,62	Condition vérifiée
Poutre palier	Travée	0.860347	3,39	Condition vérifiée
	Appuis	0.860347	3,39	Condition vérifiée
Poutre chaînage	Travée	0.860347	3,39	Condition vérifiée
	Appuis	0.860347	3,39	Condition vérifiée

Tableau VI-4-1 : Vérification de condition de non fragilité

2) Vérification aux cisaillements (BAEL 91 Art 5.1.1 modifiée 99)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u^{max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Poutres	Effort tranchant (KN)	b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Poutre principale)	90,83	30	32,5	0,093	2,5	Condition vérifiée
Poutre secondaire	64,66	25	28,5	0,091	2,5	Condition vérifiée
Poutre palier	23,11	25	28,5	0,032	2,5	Condition vérifiée
Poutre chainage	9,12	25	28,5	0,013	2,5	Condition vérifiée

Tableau VI-4-2 : Vérification aux cisaillements

VI-5- Influence de l'effort tranchant

1) Influence sur le béton (BAEL 91 modifiée 99 Art A.5.1.313)

On se doit de vérifier la relation :

$$\frac{2 \times T_u}{0,9 b d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad T_u \leq \frac{0,8 \times 0,9}{2} \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b} \leq 0,36 \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$$

Poutres	b (cm)	d (cm)	F_{c28} (MPa)	γ_b	Effort tranchant (KN)	T (KN)	Observation
Poutre principale	30	32,5	25	1,5	90,83	585	Condition vérifiée
Poutre secondaire	25	28,5	25	1,5	64,66	427,5	Condition vérifiée
Poutre palier	25	28,5	25	1,5	23,11	427,5	Condition vérifiée
Poutre chainage	25	28,5	25	1,5	9,12	427,5	Condition vérifiée

Tableau VI-5-1 : Influence de l'effort tranchant sur le béton

2) Influence sur les aciers (BAEL 91 modifiée 99Art A.5.1.312)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d}\right)$ Si $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0$ la vérification n'est pas nécessaire

<i>Poutres</i>	T_u^{max} (KN)	M_u^{max} (KN.m)	<i>d</i> (cm)	$0,9 \times d$	A_u (cm ²)	T_u^{max} (KN)	<i>Observation</i>
<i>Poutre principale</i>)	90,83	81,162	32,5	29,25	88,055	0,253	<i>Condition vérifiée</i>
<i>Poutre secondaire</i>)	64,66	41,259	28,5	25,65	63,051	0,181	<i>Condition vérifiée</i>
<i>Poutre palier</i>	23,11	34.759	28,5	25,65	28,934	0,070	<i>Condition vérifiée</i>
<i>Poutre chainage</i>	9,12	11.167	28,5	25,65	10,143	0,027	<i>Condition vérifiée</i>

Tableau VI-5-2 : Influence de l'effort tranchant sur l'acier

3) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3)

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$

Avec : $\overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

Poutres	Ferrailage	Tu	d	$\Sigma u(mm)$	$\tau_{se}(MPa)$	$\bar{\tau}_{se}(MPa)$	Observation
Poutre principale)	3HA14+3 HA12	90,83	32,5	244,92	1,267	3,15	Condition vérifiée
Poutre secondaire	3 HA14	64,66	28,5	131,88	1,911	3,15	Condition vérifiée
Poutre palier	3 HA12	23,11	28,5	113,04	0,797	3,15	Condition vérifiée
Poutre chainage	3 HA12	9,12	28,5	113,04	0,314	3,15	Condition vérifiée

Tableau VI-5-3 : Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres

VI-6- Vérification à l'ELS :

- a) Etat limite d'ouverture des fissurations (BAEL 91 modifié 99 Art. B.6.3) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- b) Etat limite de compression du béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.60 \times 25 = 15MPa \quad \text{avec} \quad \sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st}$$

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

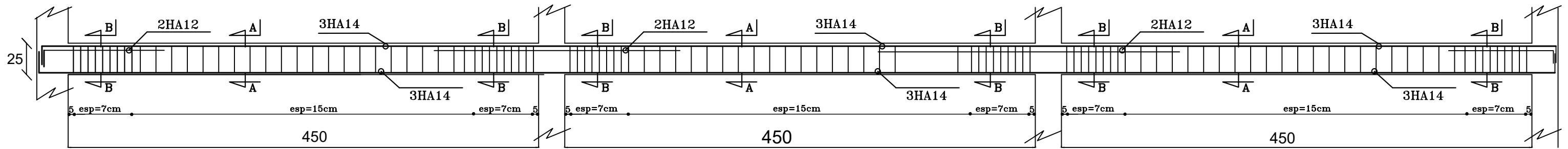
$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$$

	Localisation	M_s^{max} [KN.m]	A_{adop} [cm ²]	ρ_1	β_1	σ_{st}	k_1	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Poutre Principale	Appuis	33,714	8,01	0,822	0,87	148,859	23,46	6,35	15	Condition vérifiée
	Travée	34,288	4,62	0,474	0,896	254,864	33,08	7,70	15	Condition vérifiée
Poutre Secondaire	Appuis	16,627	4,62	0,474	0,896	123,589	33,08	3,74	15	Condition vérifiée
	Travée	12,231	4,62	0,474	0,896	90,914	33,08	2,75	15	Condition vérifiée
Poutre palier	Appuis	5,337	3,39	0,475	0,895	61,72	32,62	1,90	15	Condition vérifiée
	Travée	2,09	3,39	0,475	0,895	24,170	32,62	0,74	15	Condition vérifiée
Poutre chainage	Appuis	3,75	3,39	0,475	0,895	43,36	32,62	1,33	15	Condition vérifiée
	Travée	3,61	3,39	0,475	0,895	41,74	32,62	1,28	15	Condition vérifiée

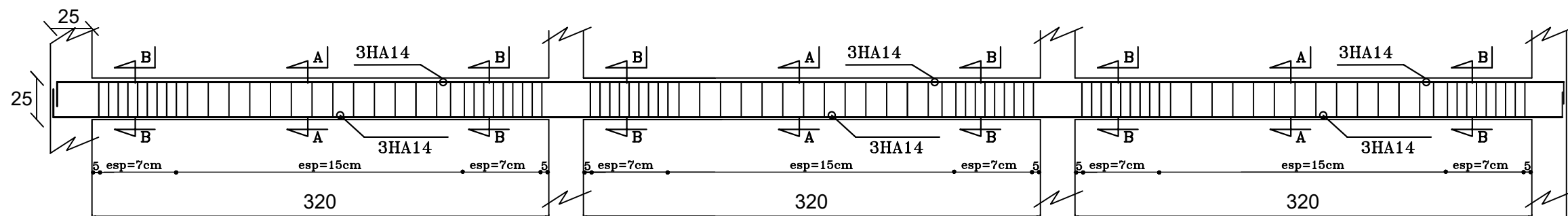
Tableau VI-6-1 : vérification des contraintes

ferrailage des Poutres

Exemple de ferrailage des Poutres Principales 25 x 35

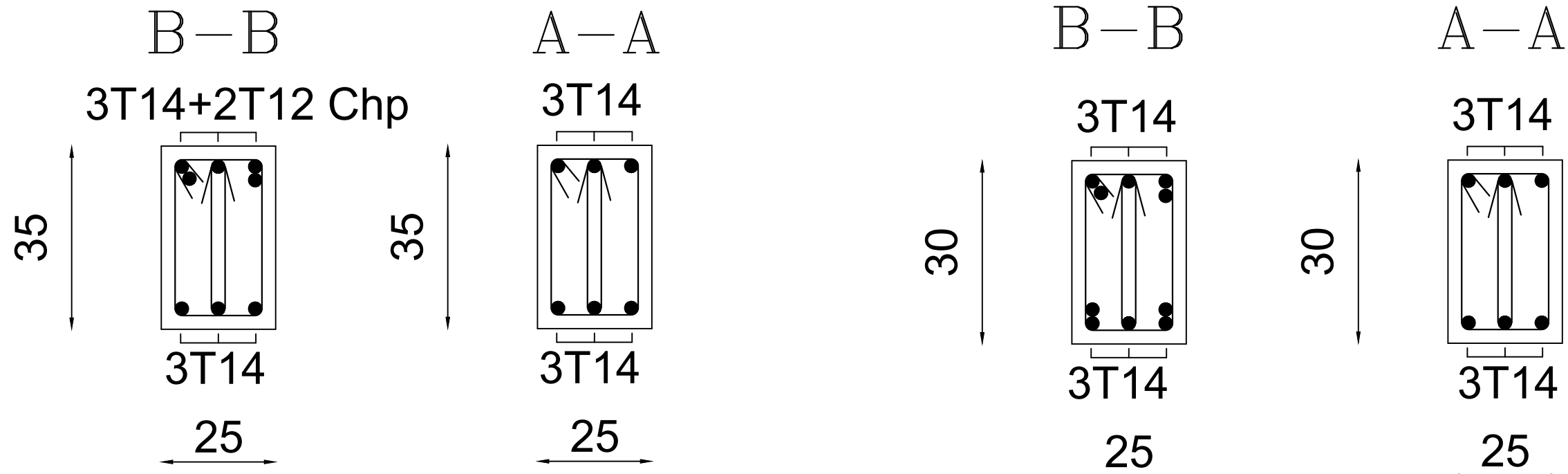


Exemple de ferrailage des Poutre Secondaire 25 x 30

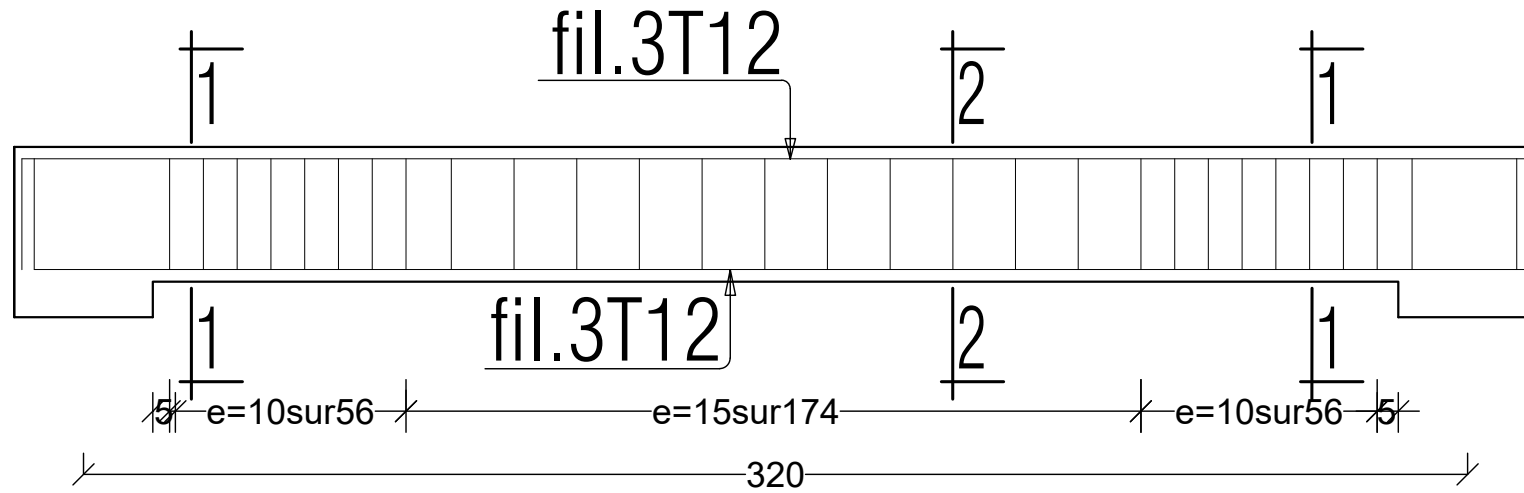


Poutre Principale

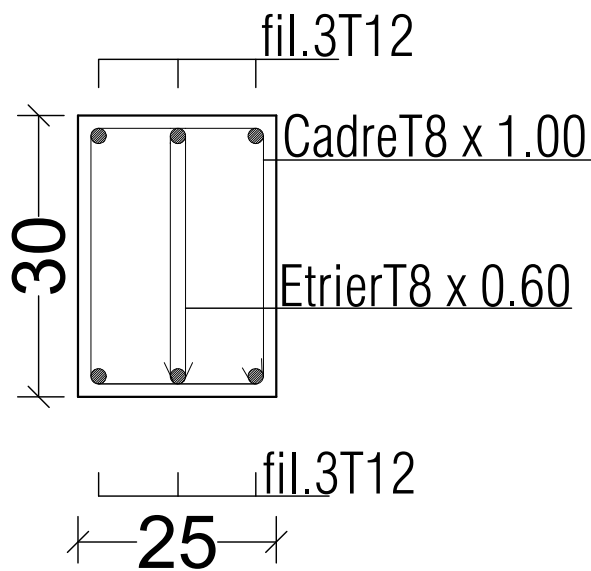
Poutre Secondaire



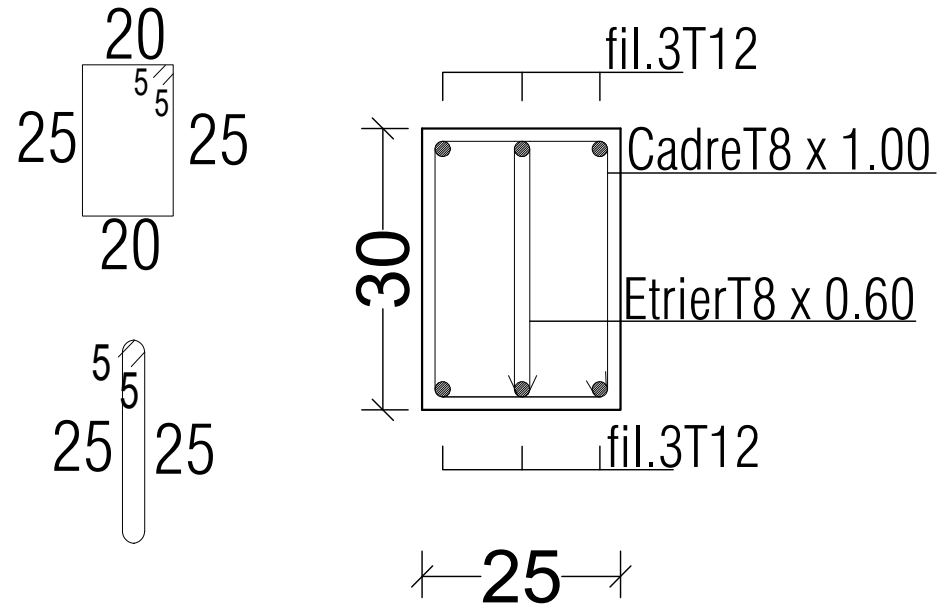
FERRAILLAGE : POUTRE CHAINAGE (25X30)



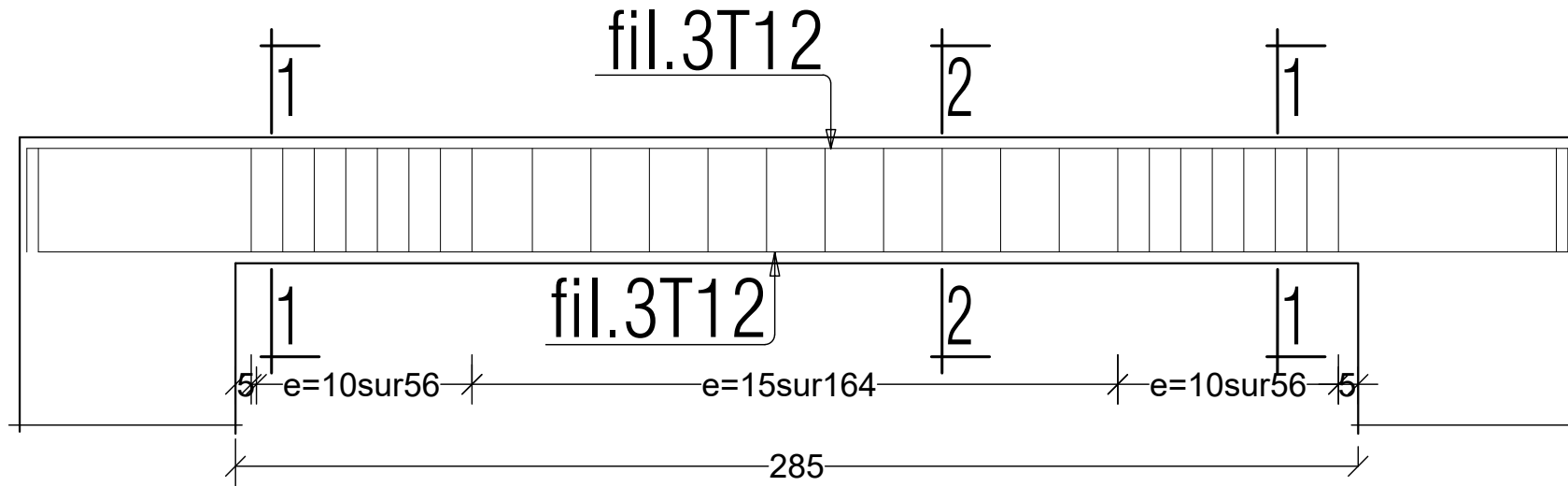
COUPE 1-1



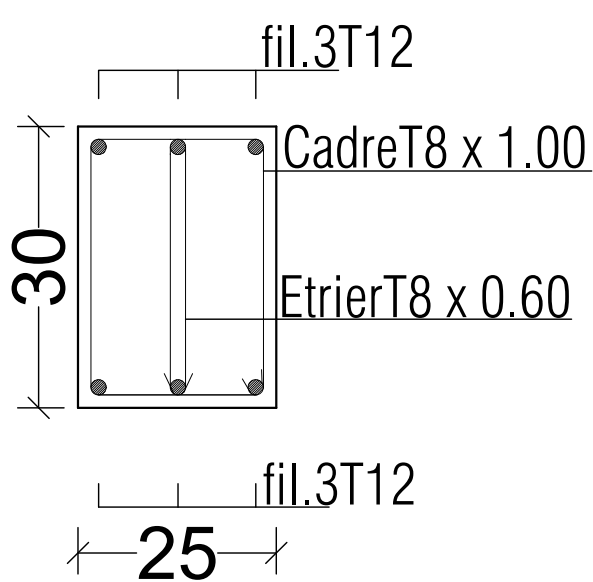
COUPE 2-2



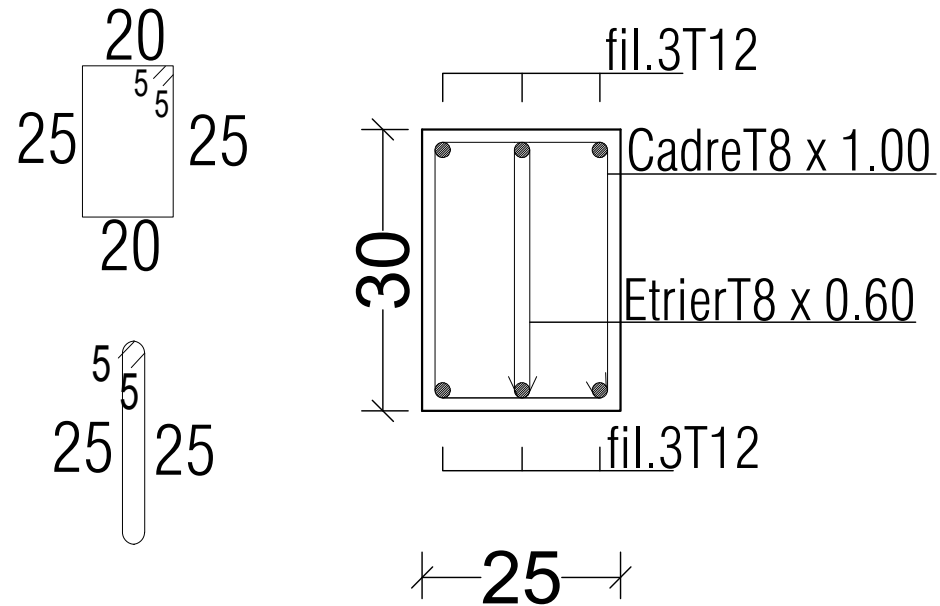
FERRAILLAGE : POUTRE PALIERE (25X30)

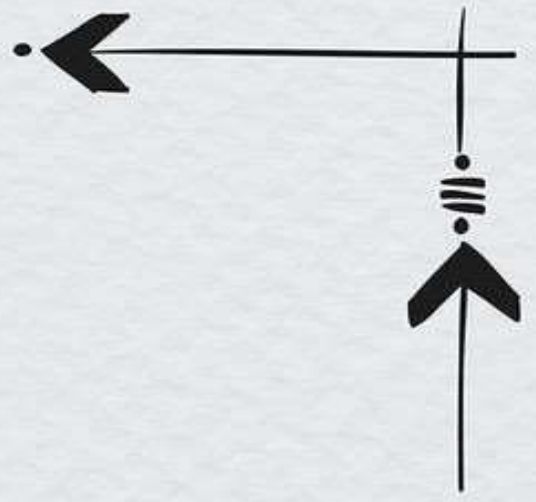
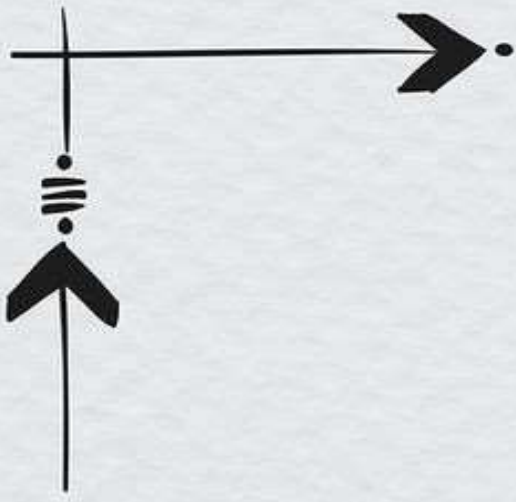


COUPE 1-1



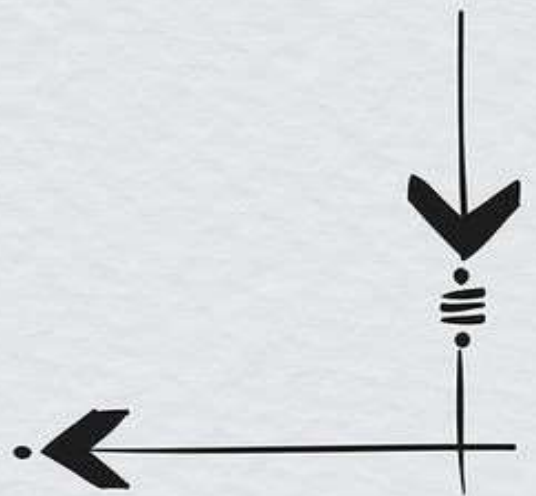
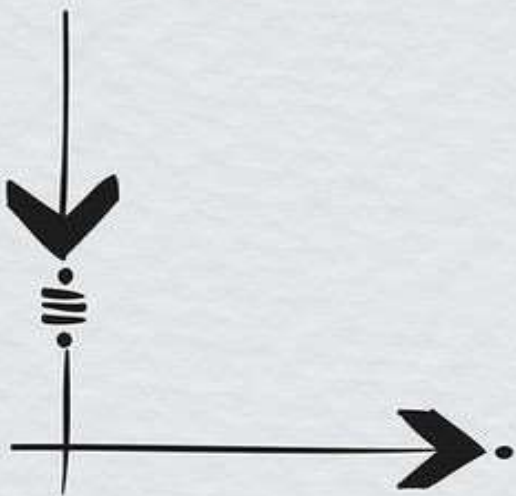
COUPE 2-2





Chapitre VII

Chapitre VII



Introduction :

Le (RPA/99/version 2003 Art.3.4. A.1) a exigé de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Le voile est un élément structural de contreventement, 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 ferrillés en trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à L'ELU} \\ G + Q \text{ à L'ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

VII-1- Comportement d'un voile

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$

VII-2- Recommandation du RPA 99 version 2003 :**VII-2-1- Armatures verticales : (RPA99 version 2003 Art 7.7.4.1)**

- ❖ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%
- ❖ La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \text{ (RPA version 2003 Art 7.7.4.1)}$$

$$A_{\min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 Art A4.2.1})$$

Avec : B : section du béton tendue

- ❖ 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 (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

VII-2-2- Armatures horizontaux : (RPA99 version 2003 Art 7.7.4.2)

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 Ø et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

VII-3- Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (RPA 99/2003 Art 7.7.4.3)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
- La section de ces armatures est :

$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0,10\% B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{Art 7.7.4.3 RPA9} \\ \text{/Version2003.}$$

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

VII-4- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

VII-5- 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.

VII-6- Espacement (RPA 99 version 2003 Art 7.7.4.3)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Avec :

e = épaisseur du voile ($e = 25 \text{ cm}$)

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié de $1/(10)$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

VII-7- Longueur de recouvrement : (RPA 99 Ver 2003 Art 7.7.4. 3)

Elles doivent être égales à :

- $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VII-8- 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{F_e} \text{ avec } T = 1.4 \times Vu$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

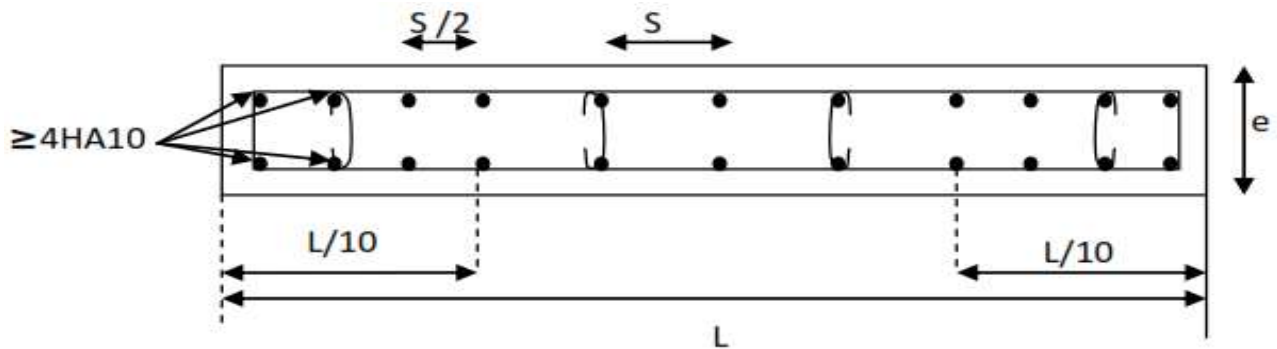


Fig VII-8-1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VII-9- Exposé de la méthode de calcul :

1) calcul de l'excentricité : $e = \frac{M}{N}$

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 :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

Avec : B : Section de béton

I : Moment d'inertie du voile

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

V, V' : Bras de levier $V = V' = \frac{L_{\text{voiles}}}{2}$

M et N sont déterminés à partir du logiciel.

3) Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

4) Calcul le moment fictif :

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = N_u \times g$$

Avec : $g = e_u + \frac{h}{2} - c$ Si N_u est un effort de compression

$g = e_u - \frac{h}{2} + c$ Si N_u est un effort de traction

5) Ferraillage du voile :

a) Armatures verticales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

γ_b : 1,15 situation accidentelle ; $\theta = 0,85$: si la durée d'application est < 1 heure.

$$A_V = \frac{M_b}{\beta \times d \times \sigma_s} + \frac{N}{100\sigma_s}$$

Avec : A_V : section des armatures tendue du voile.

VII-10- Vérification a ELU :

- **Section minimal d'armature :**

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 Art 4.2.1}) \\ A_{\min} \geq 0,002B \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art 7.7.4.1}) \end{array} \right.$$

VII-11- Exigences du (RPA 99 version 2003)

- Zone tendue :

On doit vérifier $A_{\text{total tendu}} \geq 0.2\% B \times l_t$ (RPA 99 version 2003 Art 7.7.4.1)

Avec :

B : la section de voile

l_t : la longueur de la zone tendue.

- Globalement dans le voile :

On doit vérifier :

$$A_{\text{total de voile}} \geq 0,15\% B \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art 7.7.4.2})$$

- Zone courante :

On doit vérifier : $A_{\text{total courante}} \geq 0,10\% L_c \times b$ (RPA 99 version 2003 Art 7.7.4.2)

Avec :

$L_c = L - 2L/10$: La longueur de la zone courante

B : la largeur de voile.

❖ Les vérifications :

- **Vérification à l'ELS :**

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

◆ **D'après l'RPA (RPA99 version 2003 Art 7.7. 2)**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

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 (BAEL91 modifiées 99 Art 5.1.1)**

$$\tau_u = \frac{V_{max.ELU}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa.}$$

Avec : $\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement admissible

VOILES 1,5 m

S	I	Y
0,3	0,05625	0,75

		Sollicitation de calcul						Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions							
		N	M	Vu	COM B	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Ami n	Av	As / ml	Aad p	Avad p	Ah cm ²	At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$ = 5 MPa	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ = 3,26 MPa	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ = 15 MPa			
																						τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation	
Zone I	-1014,53	546,967	138,77	GQEX	3911,13	-10674,6	1,10	429,36	12,34	6,14	18,48	9,24	9,05	8,42	12,14	7HA16	12,31	5HA12	5,65	4 ep HA8	10	15	0,767	Condition vérifiée	0,548	Condition vérifiée	5,485	Condition vérifiée
	93,17	489,124	116,22	08GEX	6832,22	-6211,09	0,71	488,01	12,20	5,14	17,34	8,67	9,05	12,14														
	-296,24	566,6	147,85	GQEX	6567,20	-8542,13	0,85	556,92	13,92	6,54	20,47	10,23	9,05	12,07														
Zone II	-743,51	2,905	3,75	ELU	2439,63	-2517,10	0	0,00	0,00	0,17	0,17	0,08	9,05	6,03	6,03	7HA14	9,05	5HA12	5,65	4 ep HA8	10	15	0,517	Condition vérifiée	0,369	Condition vérifiée	5,465	Condition vérifiée
	-65,71	25,391	11,94	08GEY	119,51	-557,58	1,24	14,76	0,42	0,53	0,95	0,48	9,05	6,03														
	-576,09	221,707	99,62	GQEX	1035,79	-4876,39	1,24	128,15	3,68	4,41	8,09	4,05	9,05	6,03														

Zone II	-484,46	17,363	11,13	ELU	-1383,36	-1846,37	0	0,00	0,00	0,49	0,25	9,05	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,418	Condition vérifiée	0,299	Condition vérifiée	4,068	Condition vérifiée	
	-9,519	62,529	37,92	08GE X	802,02	-865,42	0,78	62,44	1,79	1,68	3,47	1,74	9,05															6,03
	-432,27	119,12	80,6	GQE X	147,37	-3029,17	1,43	21,08	0,61	3,57	4,17	2,09	9,05															6,03

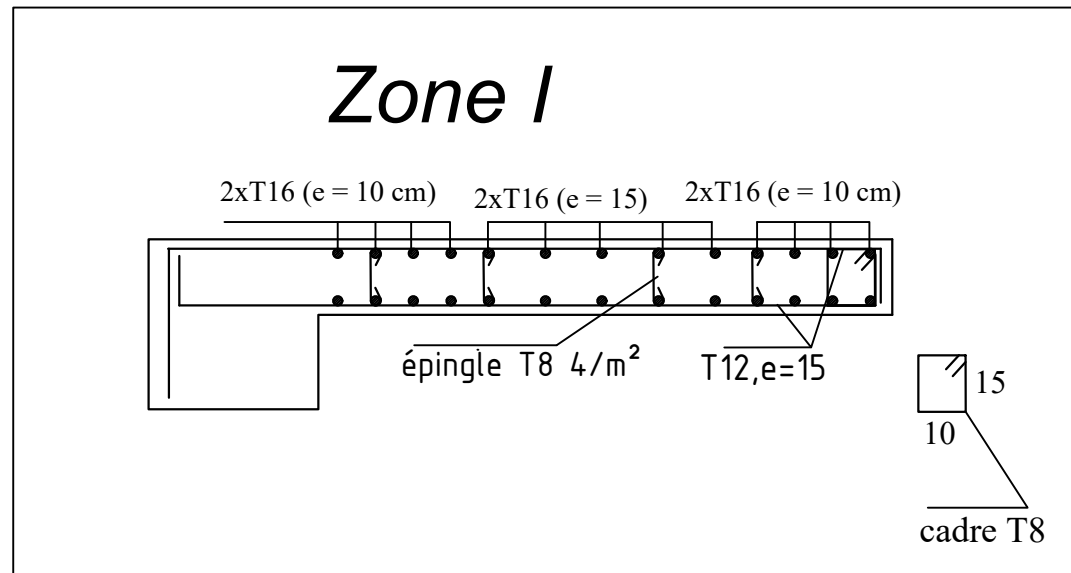
VOILES 2 m

S	I	Y
0,4	0,13333333	1

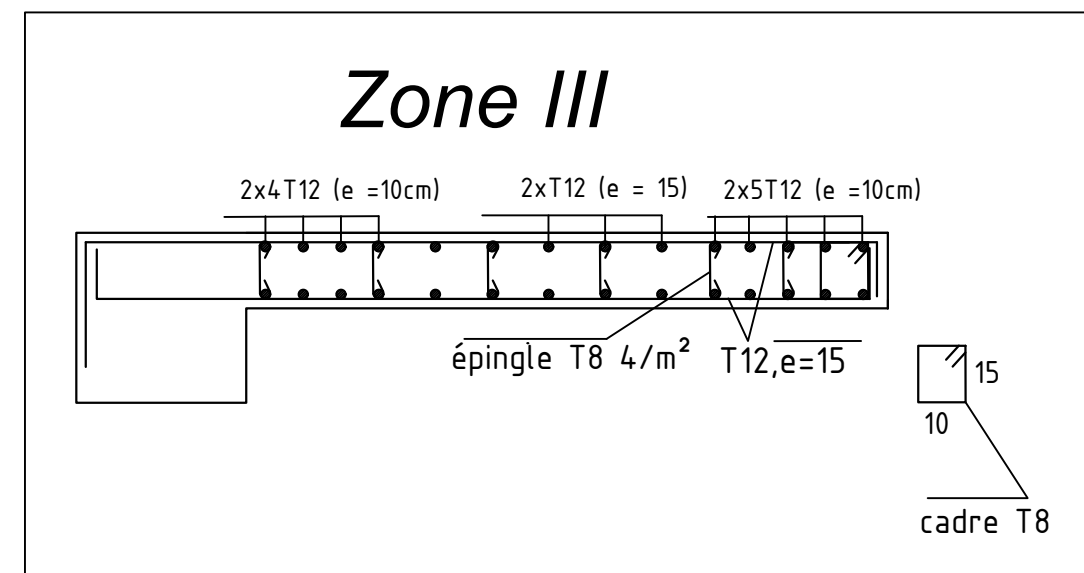
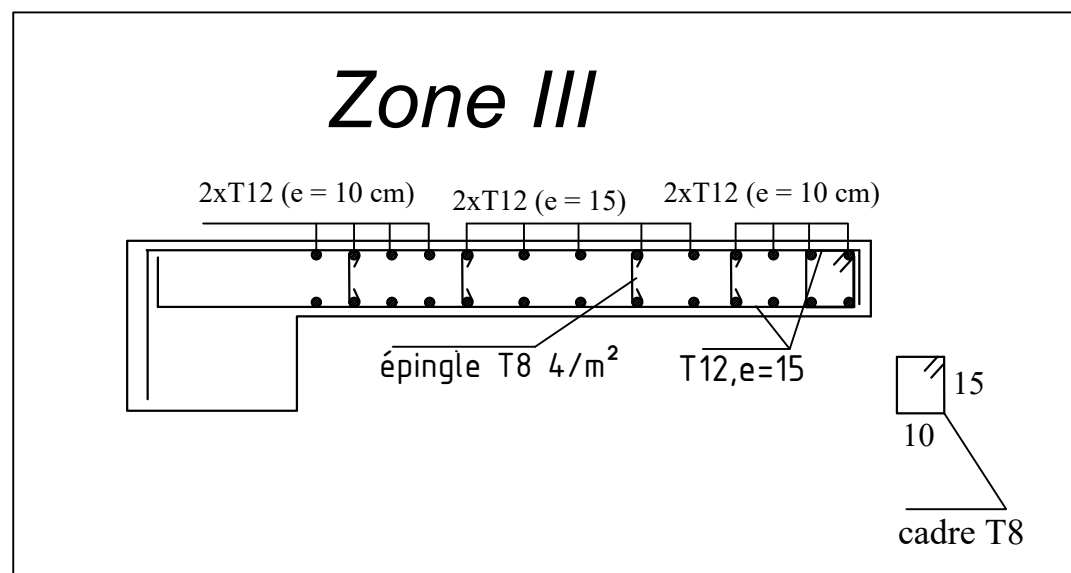
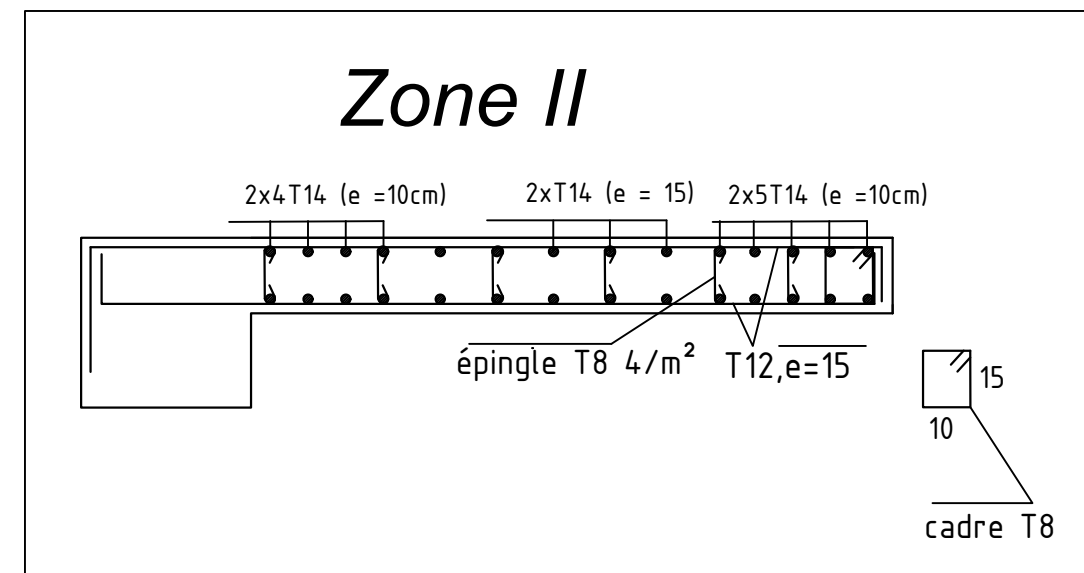
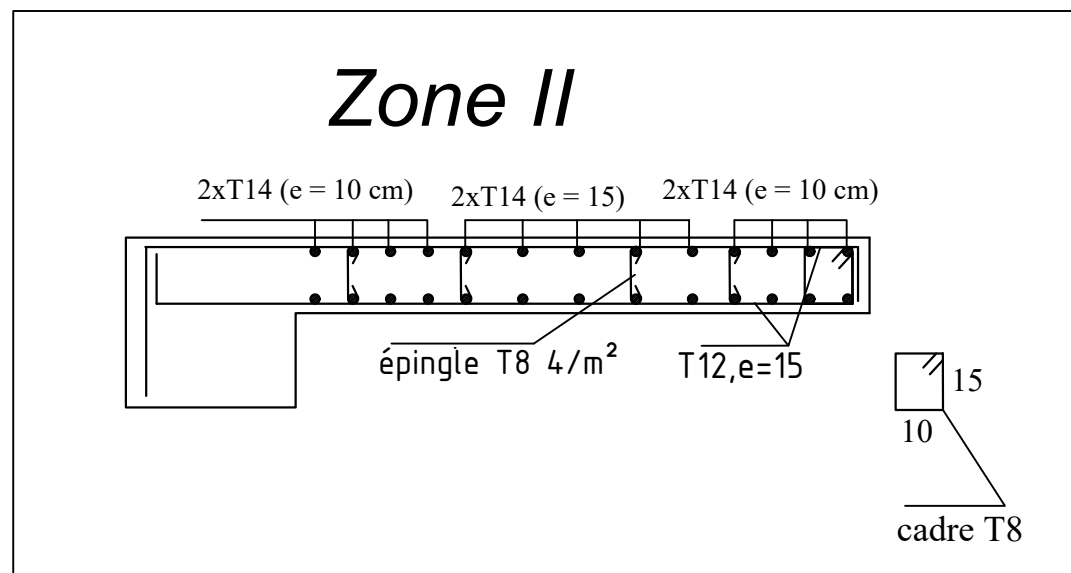
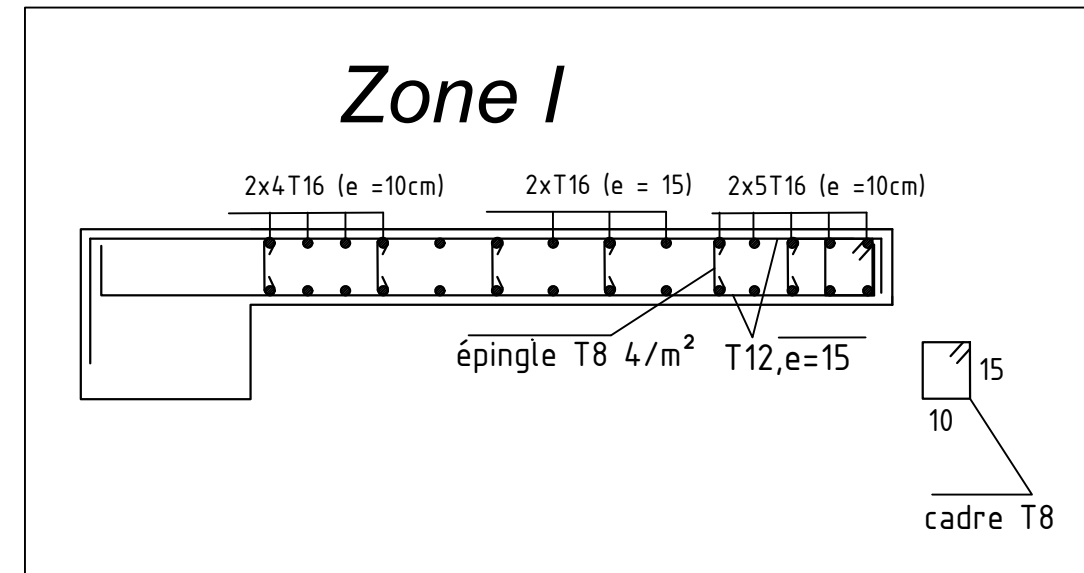
Sollicitation de calcul				Armatures verticales										Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions							
N	M	Vu	COM B	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Ami n	Av	As / ml	Aad p	Avad p	Ah cm ²	At / ml	e	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	$\tau u < \bar{\tau} u = 3,26 \text{ MPa}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	Observation	Observation	Observation	Observation
-1258,07	1245,05	277,2	GQE Y	6192,75	-12483,10	1,34	620,89	15,52	8,20	23,72	11,86	7,875	8,87	9,81	7 HA 16	12,31	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,437	Condition vérifiée	1,027	Condition vérifiée	6,802	Condition vérifiée
-183,94	1046,53	260,3	08GE Y	7389,19	-8308,89	1,06	586,66	14,67	6,10	20,76	10,38	7,875	9,81														
-1258,07	1245,05	277,2	GQE Y	6192,75	-12483,10	1,34	620,89	15,52	8,20	23,72	11,86	7,875	8,87														

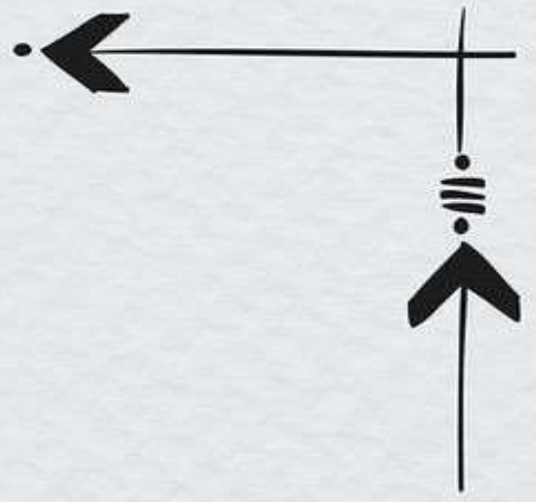
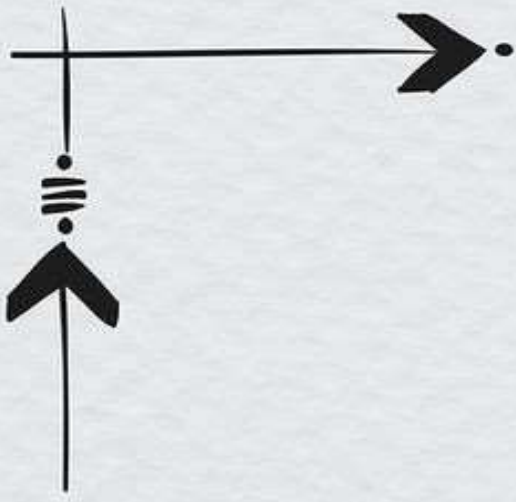
Zone II	-943,53	92,399	20,31	ELU	-1665,83	-3051,82	0	0,00	0	0,90	0,45	7,875	3,94	4,40	7H A 14	9,05	5 H A 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,142	Condition vérifiée	0,816	Condition vérifiée	6,935	Condition vérifiée	
	-210,38	162,58	140,26	08GE Y	693,46	-1745,36	1,43	74,44	1,864	4,4	6,30	3,15	7,875															3,94
	-780,25	539,63	220,2	GQE Y	2096,63	-5997,88	1,48	233,03	5,832	7,2	13,05	6,52	7,875															4,40
Zone II	-532,64	301,14	157,79	GQE Y	927,09	-3590,09	1,59	110,52	2,765	5,5	8,31	4,16	7,875	3,94	3,94	7 HA 12	7,92	5 H A 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,154	Condition vérifiée	0,110	Condition vérifiée	4,472	Condition vérifiée
	-620,95	60,53	17,14	ELU	-1098,38	-2006,37	0	0,00	0	0,76	0,38	7,875	3,94															
	-26,58	111,907	29,61	08GE Y	772,85	-905,75	1,08	62,55	1,561	0,7	2,27	1,14	7,875	3,94														

Ferrailage voile de 1,5 m



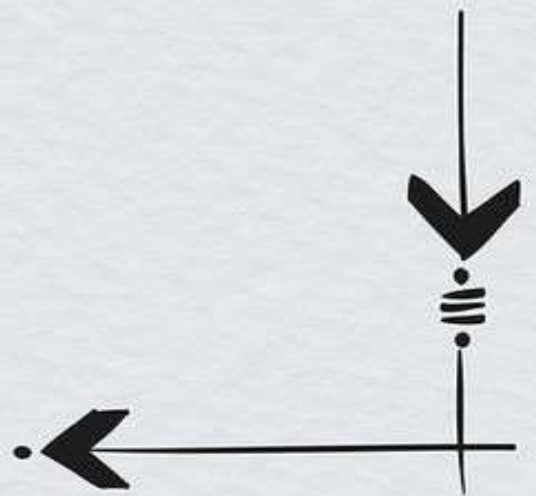
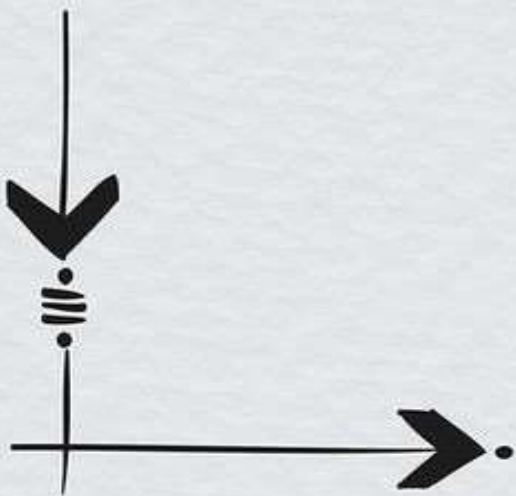
Ferrailage voile de 2,00 m





Chapitre VIII

Chapitre VIII



Introduction :

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un bloc rigide et indéformable. Il permet de remplir les fonctions suivantes :

- ✓ Assure une bonne stabilité de l'ouvrage et limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations.
- ✓ Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

VIII -1- Pré dimensionnement du voile périphérique : (RPA 2003 Art : 10.1.2 vs)

L'article prévoit pour les voiles périphériques une épaisseur minimale de 15 cm, On opte pour une épaisseur de 20 cm.

VIII -2- Contrainte des sollicitations :

σ_h : Contrainte horizontale

σ_v : Contrainte verticale

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma$$

$$k_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Avec: k_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

VIII -3- Caractéristiques du sol :

- ✓ Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- ✓ Poids volumique des terres : $\gamma = 19 \text{ KN} / \text{m}^3$
- ✓ Angle de frottement : $\varphi = 31^\circ$
- ✓ Cohésion : $C = 0$

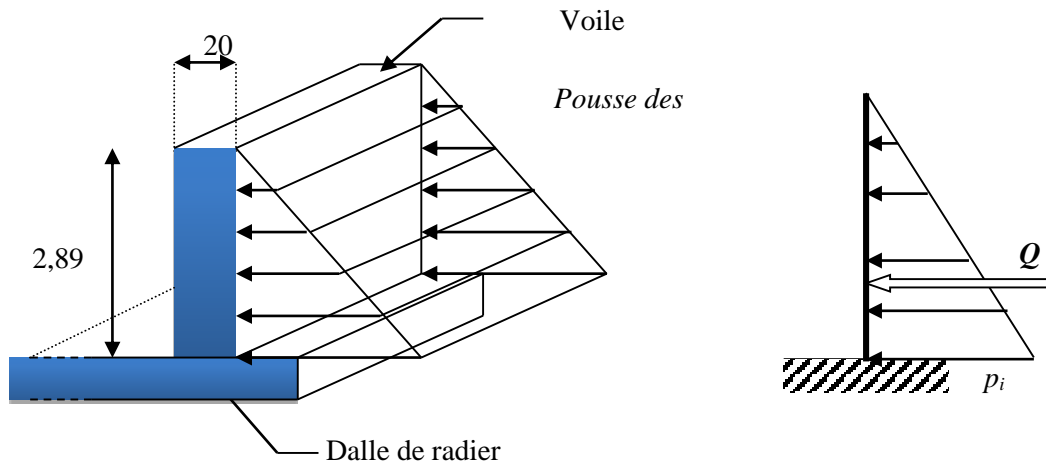


Fig VIII-3-1 : Schéma statique d'un voile périphérique

VIII - 4 - Calcul des sollicitations :

$$k_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 31}{\cos 31} = 0.565$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \quad \rightarrow 0 < h < 2,89 \text{ m}$$

✓ **ELU :**

$$\sigma_h = k_0 + \sigma_v = k_0(1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

Pour h = 0

$$\sigma_1 = 0.565(1.35 \times 19 \times 0 + 1.5 \times 10) = 8.48 \text{ KN/m}^2$$

Pour h = 2,89 m

$$\sigma_2 = 0,565(1,35 \times 19 \times 2,89 + 1,5 \times 10) = 50,36 \text{ KN/m}^2$$

✓ **ELS :**

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v = k_0(q + \gamma \times h)$$

Pour h=0

$$\sigma_1 = 0.565(10 + 19 \times 0) = 5.65 \text{ KN/m}^2$$

Pour h=2,89 m

$$\sigma_2 = 0,565(10 + 19 \times 2,89) = 36,67 \text{ KN/m}^2$$

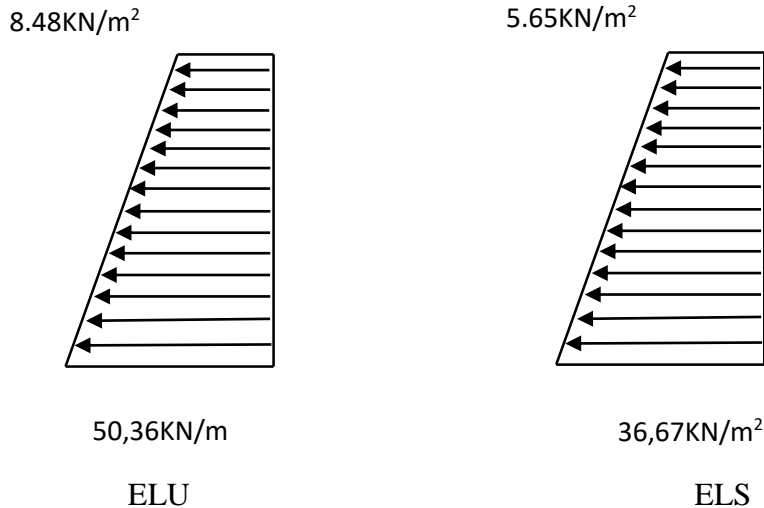


Fig VIII-4-1 : diagrammes des contraintes

VIII -4-1- Charges moyennes :

$$ELU : p_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 50,36 + 8,48}{4} \times 1 = 39,89 \text{ KN/ml}$$

$$ELS : p_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 36,67 + 5,65}{4} \times 1 = 28,92 \text{ KN/ml}$$

VIII -4-2- Ferrailage du voile périphérique :

VIII -4-2-1- Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

Le calcul se fait pour une bande de 1mètre (b=1m = 100cm)

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide du logiciel ETABS

a) Diagrammes des efforts

ELU :

Sens X-X

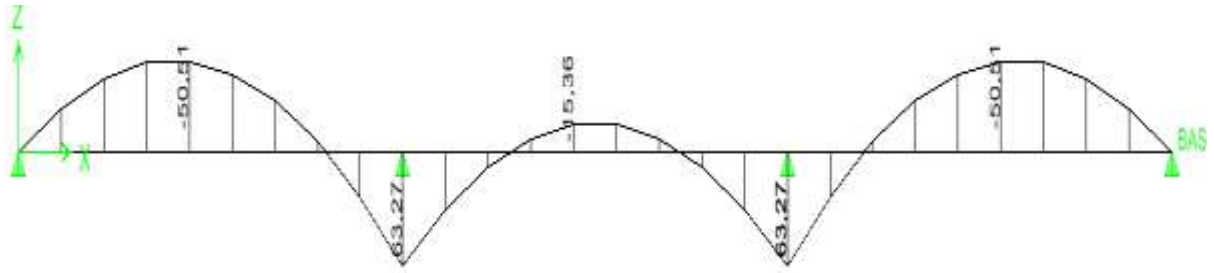


Figure VIII-4-2 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELU

Sens-Y-Y

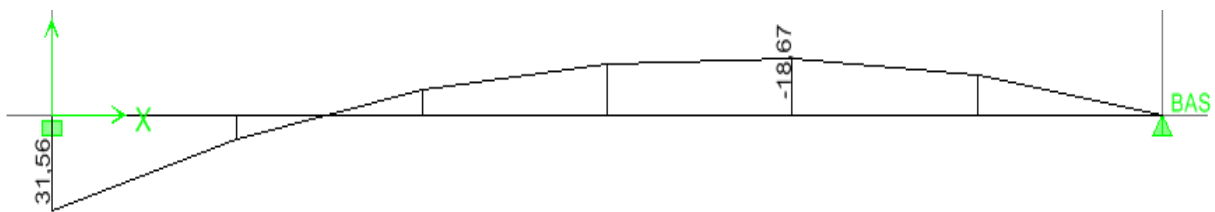


Fig VIII-4-3 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELU

ELS :

Sens X-X

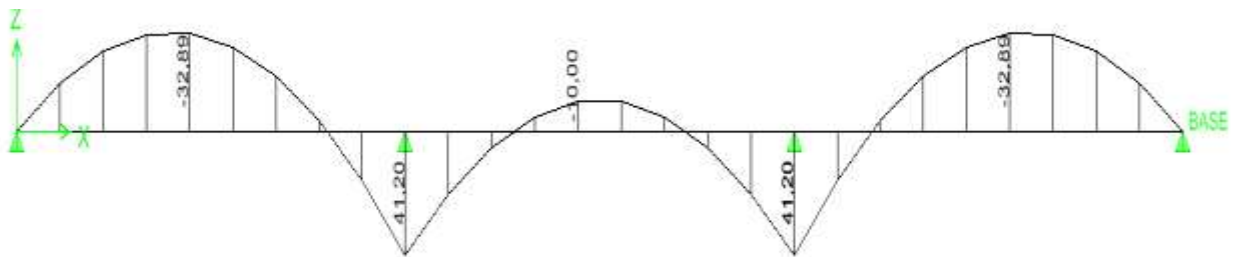


Fig VIII-4-4 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELS

Sens-Y-Y

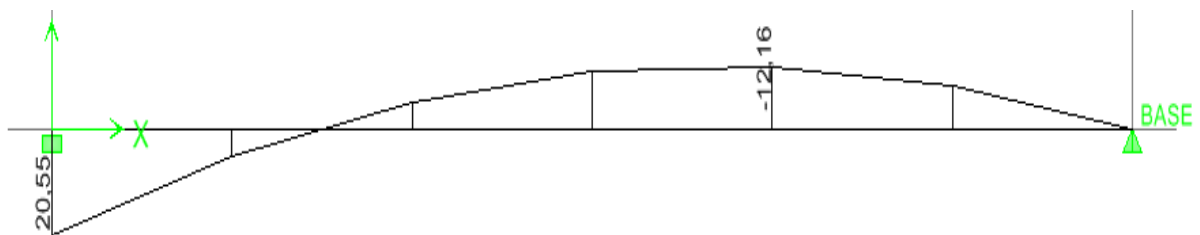


Fig VIII-4-5 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELS

VIII -4-2-2- Calcul des armatures :

✓ **Armatures longitudinales :**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, en considérant le moment maximal au niveau d'appuis et à la travée.

sens	zone	M_u KN.m	μ_u	Sectio n	β	A_{min} (cm ²)	A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	S_t (cm)
X-X	Appuis	63,27	0,167	SSA	0,909	2,25	10,00	7HA14= 10,77	17
	Travée	50,51	0,133	SSA	0,929	2,25	7,81	7HA14= 10,77	17
Y-Y	Appuis	31,56	0,083	SSA	0,957	2,25	4,74	6HA12=6,78	20
	Travée	18,67	0,049	SSA	0,975	2,25	2,75	6HA12=6,78	20

Tableau VIII-4-1 : résultats de calcul des armatures longitudinales

VIII-5- Recommandations du RPA 99 :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical). $A \geq 0.001 b h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- ✓ Les deux nappes sont reliées par 4 épingles de HA 8 par m²

VIII -6- Vérification à l'ELS

VIII -6-1- Vérification des contraintes du béton et de l'acier

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

✓ Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

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

Avec :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times A_s}{100 \times 18}$$

✓ Dans le béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

	Zone	A_s	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Observation
X-X	Appui	10,77	41,2	0,567	0,888	29,64	45,35	201,63	Condition vérifiée	1,53	15	Condition vérifiée
	Travée	10,77	32,89	0,567	0,888	29,64	36,20	201,63	Condition vérifiée	1,22	15	Condition vérifiée
Y-Y	Appui	6,78	20,55	0,357	0,907	38,76	35,18	201,63	Condition vérifiée	0,91	15	Condition vérifiée
	Travée	6,78	12,16	0,357	0,907	38,76	20,81	201,63	Condition vérifiée	0,54	15	Condition vérifiée

Tableau VIII-6-1 : Vérification des contraintes à l'ELS

VIII -6-2- Vérification de la flèche :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_0} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$q_s = 23.87KN/ml$$

$$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 28,92 \times \frac{4,5^2}{8} = 73,20 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 73,20 = 54,90KN.m$$

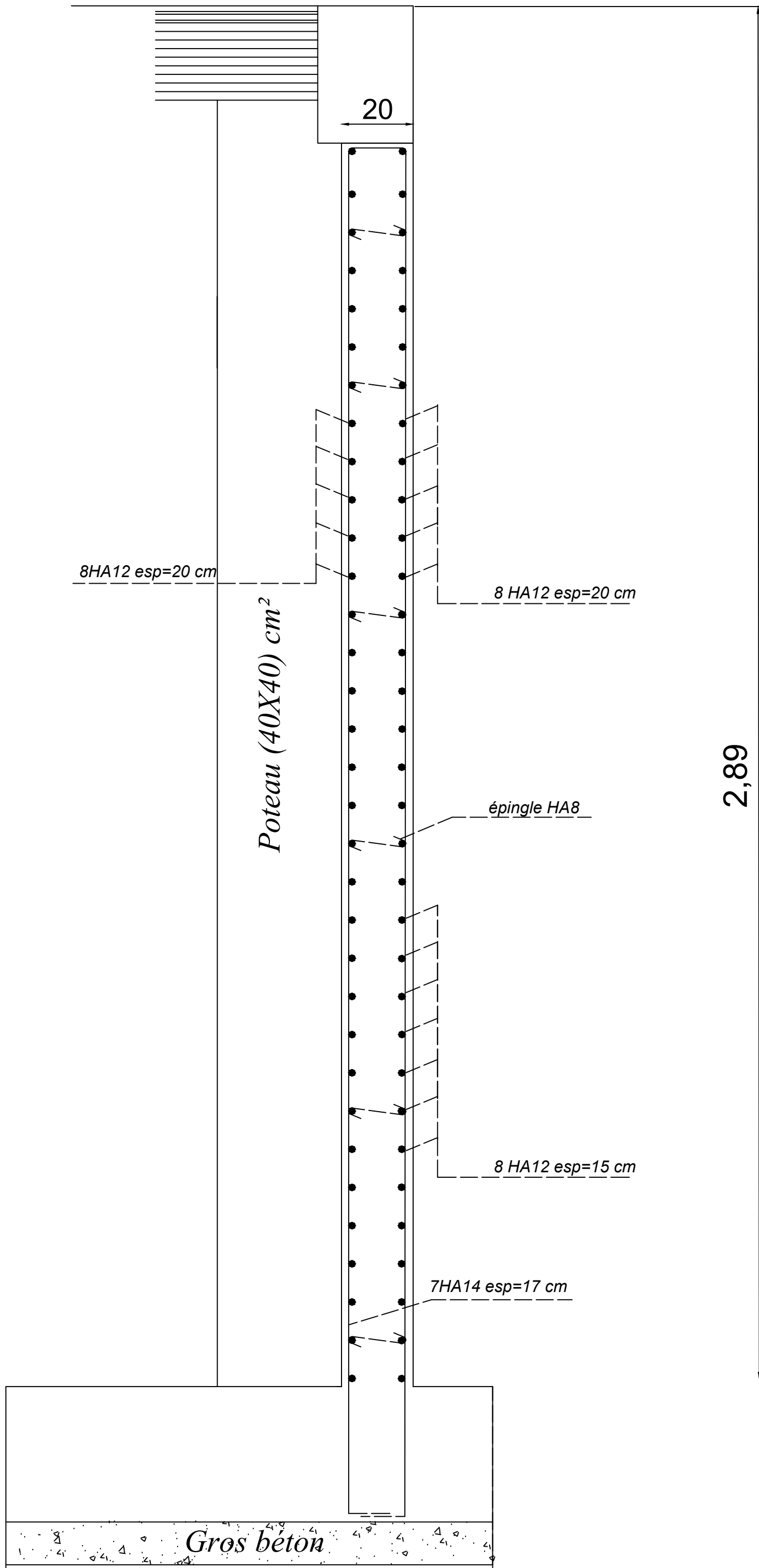
$$\frac{h}{L} = \frac{20}{100} = 0.2 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

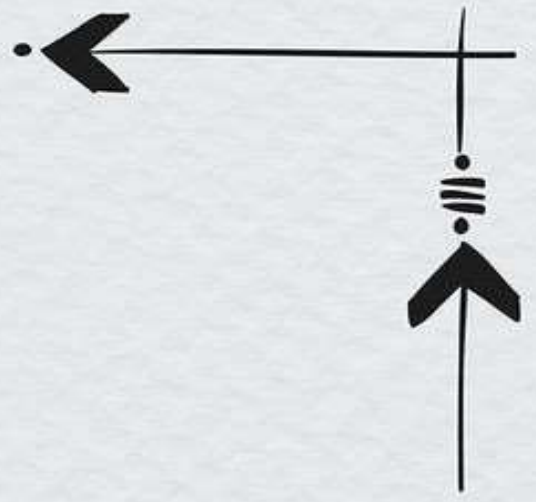
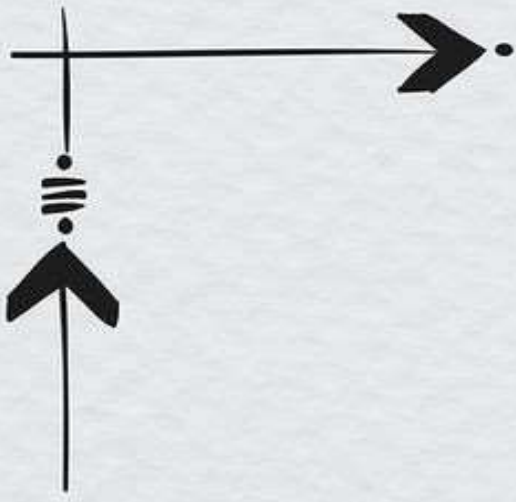
$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{10,77}{100 \times 18} = 0.0059 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{100} = 0.2 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{73,20}{10 \times 54,90} = 0.075 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

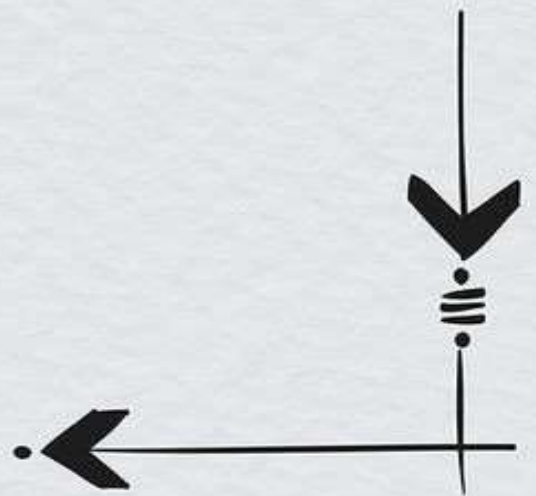
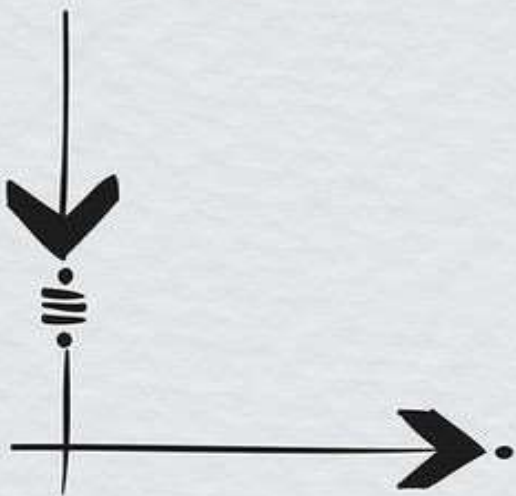
voile périphérique





Chapitre IX

Chapitre IX



Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- ◇ Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée
- ◇ Une force horizontale : résultante de l'action sismique
- ◇ Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- ◇ Fondations superficielles : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- ◇ Fondations profondes : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

IX-1- Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

IX-2- Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- ◇ La stabilité de l'ouvrage
- ◇ La facilité de l'exécution
- ◇ La capacité portante du sol
- ◇ L'importance de la superstructure ; L'économie

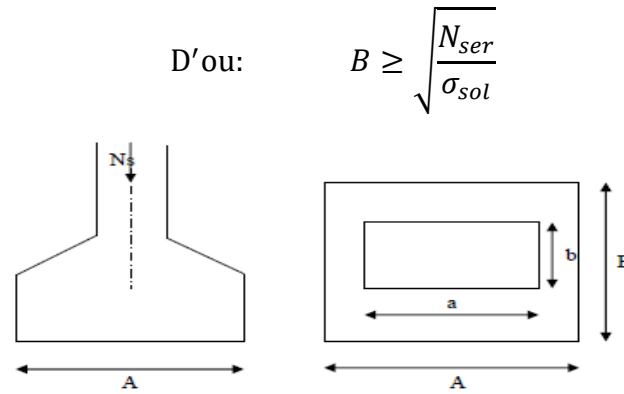
IX-2-1- Semelles isolées sous poteaux :

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.

$$A. B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \rightarrow \frac{40}{40} = 1 .$$



Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 871,6 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{sol} = 0.20 \text{ MPa.}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{871,6}{200}} = 2,1 \text{ m}$$

Don : $B = 2,1 \text{ m.}$ Donc $A = 2,3 \times 1 = 2,1 \text{ m}$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

IX-2-2- Semelles filantes :

1- Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L} \leq B$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Choissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 4 poteaux.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

	Voiles	Longueur	Ns max (KN)	Largeur B(m)	S= LxB (m2)	Nombres	S totale (m ²)
Voiles longitudinal	V1	2,00	415,69	1,04	2,08	2	4,16
Voiles transversal	V2	1,50	325,23	1,08	1,63	4	6,50
							10,66

Tableau IX-2-1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

$S_v = \sum S_i = 10,66 \text{ m}$ Avec S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

2- Semelles filantes sous poteaux :

a- Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b- Etape du calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.
- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire.

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \quad \text{et} \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

c- Exemple de calcul :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	$N_s(KN)$	$M_s(KN.m)$	$e_i (m)$	$N_s \cdot e_i (KN.m)$
2	828,88	12,06	-6,75	-5594,94
6	867,63	-0,77	-2,25	-1952,17
10	871,60	-0,76	2,25	1961,10
14	537,68	-12,36	6,75	3629,34
Total	3105,79	-1,83		-1956,67

Tableau XI-2-2 : Surface de semelles filantes sous poteaux

Les coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{1956,67 - 1,83}{3105,79} = 0,63 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0,63 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{13,5}{6} = 2,25 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3105,79}{13,5} \left(1 - \frac{6 \times 0,63}{13,5}\right) = 163,60 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3105,79}{13,5} \left(1 + \frac{6 \times 0,63}{13,5}\right) = 296,52 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3105,79}{13,5} \left(1 + \frac{3 \times 0,63}{13,5}\right) = 262,27 \text{ KN/m}$$

d- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{262,27}{200} = 1,30 \text{ m}$$

On prend $B = 1,30 \text{ m}$.

On aura donc, $S_p = (1,3 \times 13,5 \times 3) = 52,65 \text{ m}^2$.

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$$S_{TSF} = 10,66 + 52,65 = 63,31 \text{ m}^2$$

Avec : n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_{BAT} = 9,6 \times 13,5 = 129,60 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{TSF}}{S_{bat}} = \frac{63,31}{129,60} \times 100 = 48,85 \%$$

$$48,85 \% < 50\%$$

Conclusion : Nous allons opter pour des semelles filantes.

e- Hauteur des semelles

$$h_s \geq (B-b) / 4+5$$

Avec

B : la largeur de la semelle

h_s : hauteur de semelle

b : le dimension de l'élément sur la semelle dans le sens transversal .

b =0.40 m pour les poteaux et 0.20 m pour les voiles

➤ **Semelles filantes sous voiles**

La hauteur de la semelle

$$h_s \geq (130-20) / 4+5= 32,5 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur de **$h_s=35 \text{ cm}$**

Les dimensions adopter sont les suivantes :

B =130 cm, $h_s=35 \text{ cm}$, L=13,5 m

➤ **Semelles sous poteaux**

La hauteur de la semelle

$$h_s \geq (130-40) / 4+5= 27,5 \text{ cm}$$

On prend une hauteur de $h_s=35 \text{ cm}$

Les dimensions adopter sont les suivantes :

B = 130 cm, $h_s = 35 \text{ cm}$, L = 13,5 m

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où les armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif aux appuis).

IX-3- Etude de la poutre de rigidité

IX-3-1- Dimensionnement :

Il faut que :

$$\text{La hauteur : } L/9 \leq h_p \leq L/6$$

$$\text{La largeur : } 1/3 h_p \leq b_p \leq 2/3 h_p$$

L : la plus grande portée dans le sens étudié L= 4,5 m

$$\text{La hauteur : } \frac{450}{9} \leq h_p \leq \frac{450}{6} \rightarrow 50 \leq h_p \leq 75$$

On adopte une hauteur de $h_p= 75 \text{ cm}$

La largeur : $\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p \rightarrow 25 \leq b_p \leq 50$

On adopte une largeur de $b_p = 45$ cm

Donc les dimensions de cette poutre rigide sont :

$H = 75$ cm, $b = 45$ cm, $d = h - c = 70$ cm.

IX-3-2- Le ferrailage de la poutre (ELU)

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur 6 appuis. Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

<i>Poteaux</i>	<i>Nu(KN)</i>	<i>Mu(KN.m)</i>	<i>e_i (m)</i>	<i>Ns. e_i (KN.m)</i>
2	1137,93	16,94	-6,75	-7681,03
6	1196,38	-0,98	-2,25	-2691,86
10	1201,73	0,01	2,25	2703,89
14	740,21	-17,35	6,75	4996,42
Total	4276,25	-2,55		-2672,57

Tableau IX-3-1 : les efforts et les moments de la poutre à l'ELU

$$e = \frac{-2672,57 - 2,55}{4276,25} = -0,63 \text{ m}$$

a- Calcul de la charge uniforme

$$q_{(L/4)} = \frac{N_u}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L} \right) = \frac{4276,25}{13,5} \left(1 + \frac{3 \times -0,63}{13,5} \right) = 272,74 \text{ KN/m}$$

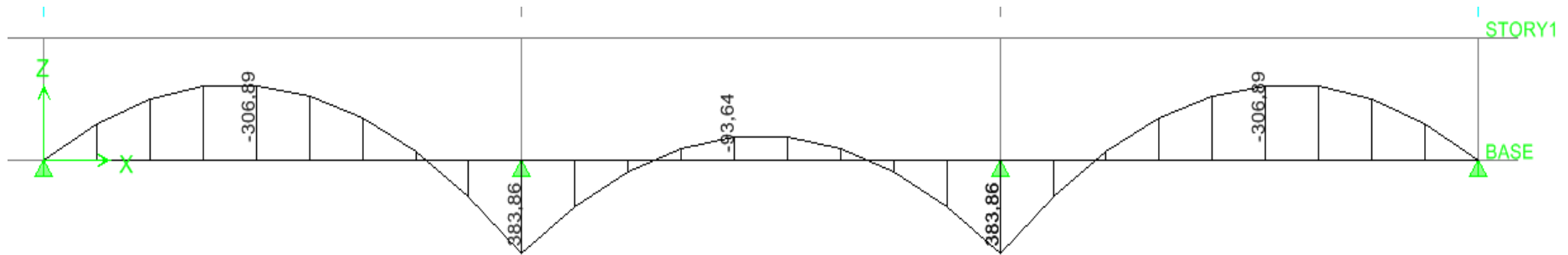


Fig IX-3-1 : Diagrammes des moments à l'ELU de la poutre de rigidité

b- Calcul des armatures :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_{bc}} \rightarrow A_{min} = 0,23 \times 45 \times 75 \times \frac{2,1}{348} = 4,68 \text{ cm}^2$$

	Localisation	Moments (KN.m)	μ	Obs	β	A_{cat} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	Ferraillage	A_{ad} [cm ²]
poutre de rigidité	Travée	306,89	0,0980	SSA	0,948	9,592	4,68	5HA16	10,05
	Appuis	383,86	0,1226	SSA	0,935	13,685	4,68	5HA16+5HA14	17,74

Tableau IX-3-2 : Ferraillage de la poutre de rigidité

c- Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{65}{35}; \phi_l; \frac{45}{10} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \{1,85; 1,4; 4,5\}$$

$\phi_t = 10$ cm On adopte un cadre et un étrier de HA8, soit **4 HA10 = 3,14 cm²**

• **Pourcentage minimal d'armatures transversales (A.5.1,22)**

Il faut vérifier : $St \leq \min\{0,9d; 40 \text{ Cm}\}$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa.}$$

Section [cm ²]	zone	BEAL			RPA		Section Adepté			
		ϕ Cm	St Cm	AtMin Cm ²	St Cm	At Cm ²	ϕ mm	StMin Cm ²	Ferraillage	Aadp Cm ²
Poutre principale (25x35)	nodale	1	25	1,125	7	0,525	8	7	4 HA 10	3,14
	Courante				15	1,125		15	4 HA 10	3,14

Tableau IX-3-3 : Ferraillage d'armatures transversales

IX-3-3- Ferraillage de la semelle

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_s = \frac{N_{uf} \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec } N_{uf} = B \times q(3/4) \times 100$$

A_B : est la section d'armatures longitudinale donnée par mètre linéaire(cm²/ml)

$$B = 1.30\text{m} \rightarrow N_{uf} = 1,30 \times 272,74 \times 100 = 35456,2 \text{ Kn}$$

$$A_s = \frac{35456,2 \times (130-45)}{8 \times 70 \times 348} = 13,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend une section de 9HA14 = 13.85 cm²/ml avec St=12.5 cm

❖ Armatures de répartition

$$A_r = A_s/4 = 3,46 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend une section de 9 HA 12} = 10,18 \text{ cm}^2 \text{ avec St} = 12,5 \text{ cm}$$

IX-3-4- Ferraillage de la longrine

• **Le rôle des longrines :**

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher sont

Déplacement. Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = N/\alpha \geq 20\text{KN}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points D'appuis solidarisés.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. (Site : S2 ; zone IIa)

- **Dimensionnement des longrines :**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

- ◊ (25cm x30cm) : site de catégorie S₂ et S₃
- ◊ (30cmx30cm) : site de catégorie S₄

On adopte pour notre cas une section de (25cm x30cm)

- **Armatures longitudinales :**

$N_u = 35456,2 \text{ KN}$, $\alpha = 12$ (zone IIa ; site 3)

$$F = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{35456,2}{12} = 2954,68 \text{ KN}$$

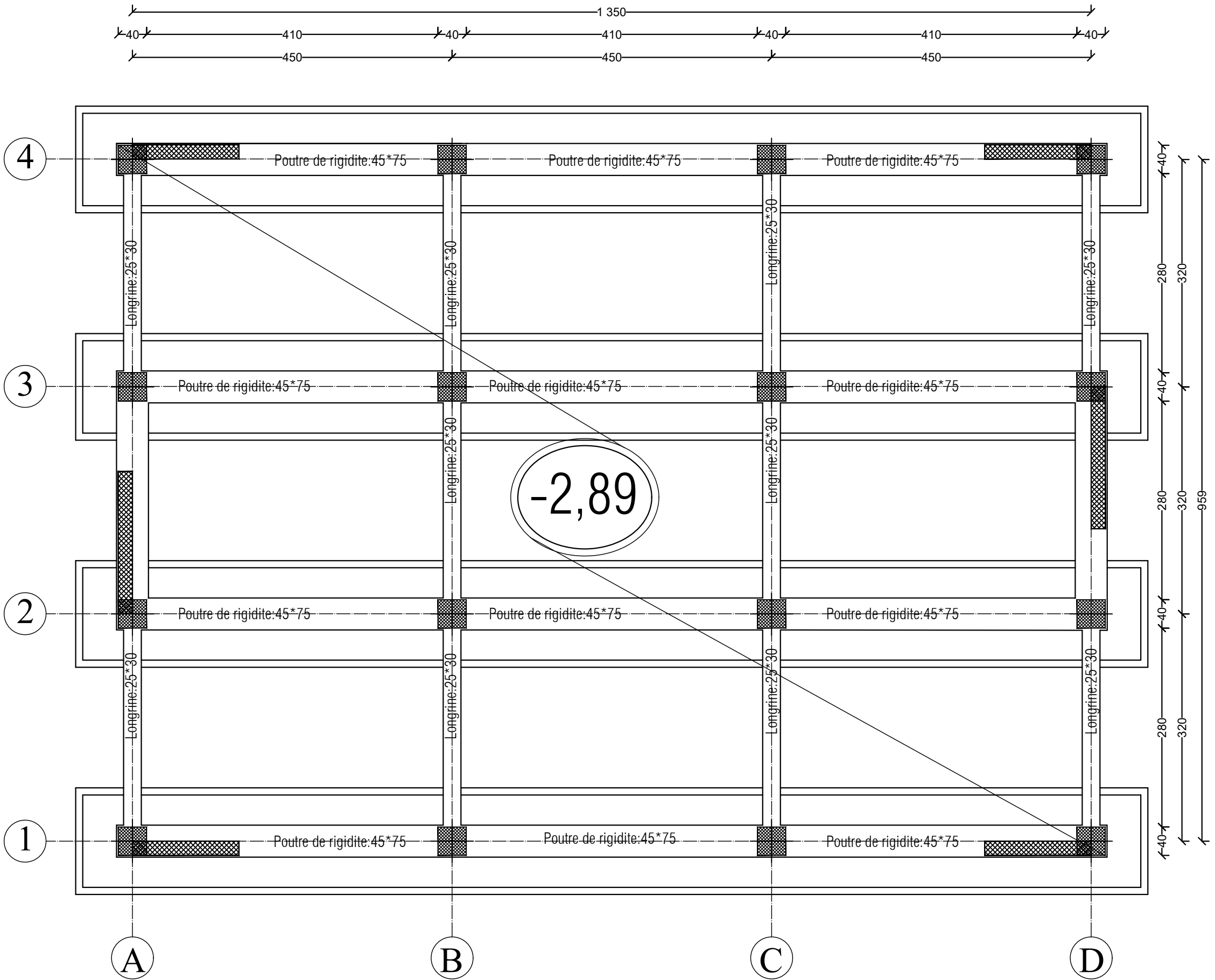
$$A = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{2954,68}{348} = 8,49 \text{ cm}^2$$

On prend 6HA14 = 9,23 cm²/ml

Le ferrailage minimum exigé par RPA est de 0.6% de la section totale

- $A_{\min} = 0,6\% \text{ bh}$
- $A_{\min} = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$
- $A_t < A_{\min}$ la condition est vérifiée

PLAN DE COFFRAGE FONDATION NIV :-2,89 m



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) σ = 400MPa
- d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPa
- e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+6+sous-sol à usage d'habitation et commercial

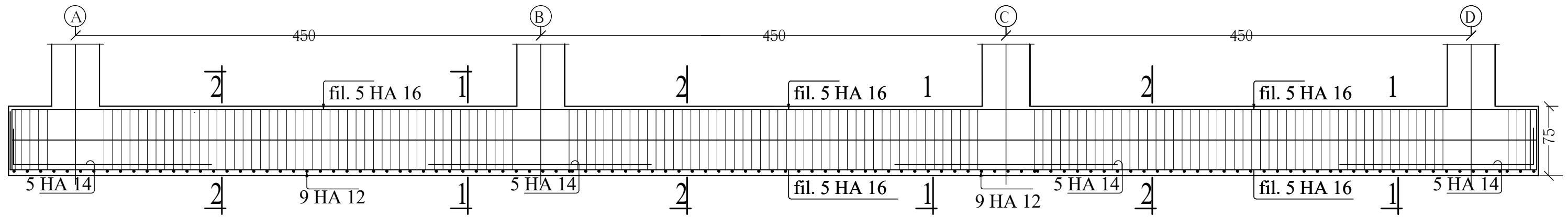
PLAN DE COFFRAGE FONDATIONS

Réalise par : BENDJABLLAH Zaina
 SLIMANI Lydia
 Encadrée par : Monsieur Mani.O

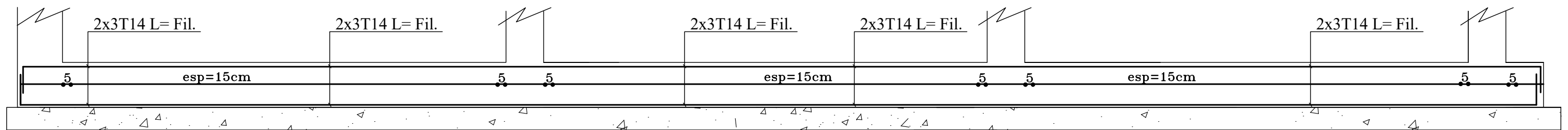
promotion :2021/ 2022

PLAN DE FERRAILLAGE DES SEMELLE FILANTES

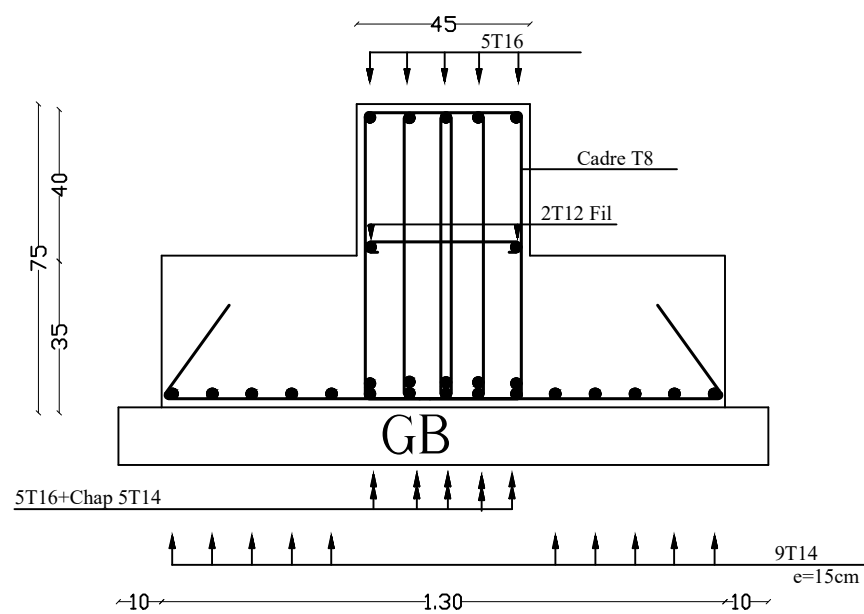
PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES NERVURE 45*75



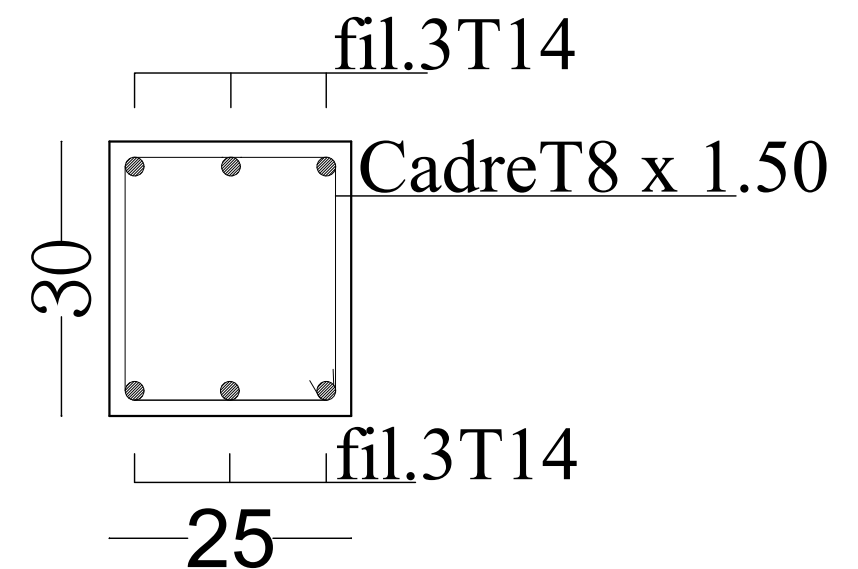
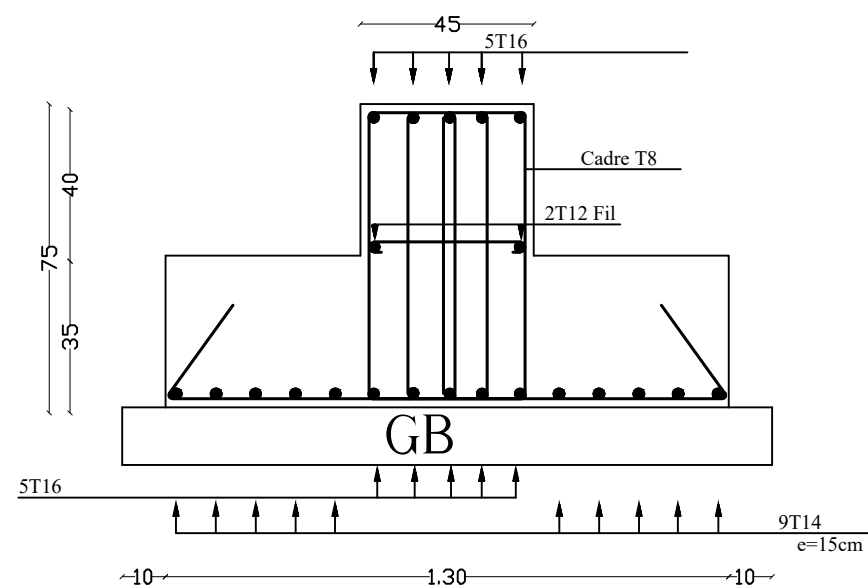
PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES LONGRINE 25*30



Coupe 1-1



Coupe 2-2



Conclusion Générale

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.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en Génie Civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique, comme exemple, nous citerons **ETABS** et **AUTOCAD** que nous avons appris à maîtriser durant la réalisation de ce projet.

À terme, nous souhaitons que ce modeste travail soit pris comme support utile et comme une petite contribution pour les promotions à venir.

Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de notre projet de fin d'étude, les documents suivants nous ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que nous avons rencontrées au cours de notre projet.

Règlements

- ✓ Règlements Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 (DTR-BC2.48)
- ✓ Règles de conception et de calcul des structure en béton armé CBA 93 (DTR-BC 2.41).
- ✓ Charges permanente et charges d'exploitation DTR-BC2.2
- ✓ Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 modifiée 99.

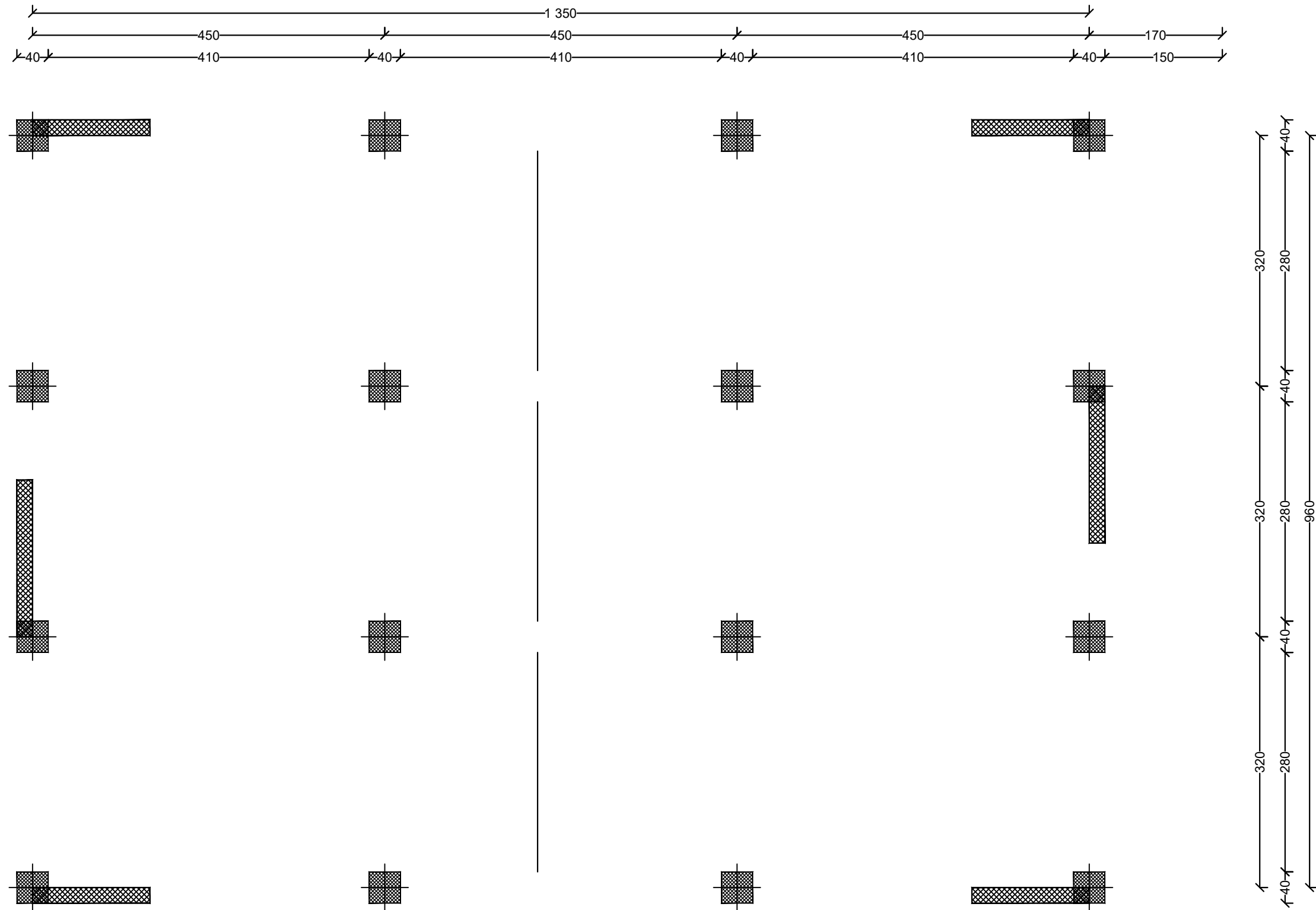
Cours

- ✓ Résistance des matériaux.
- ✓ Béton armé.
- ✓ Dynamique des structures.
- ✓ Cours de bâtiment

Logiciels et programmes

- ✓ Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.0
- ✓ Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- ✓ EXCEL
- ✓ WORD
- ✓ POWERPOINT
- ✓ Logiciel de dessin AUTO CAD 2010

PLAN DISPOSITION DES VOILES



NOTA:
Caractéristique 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

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMARI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude

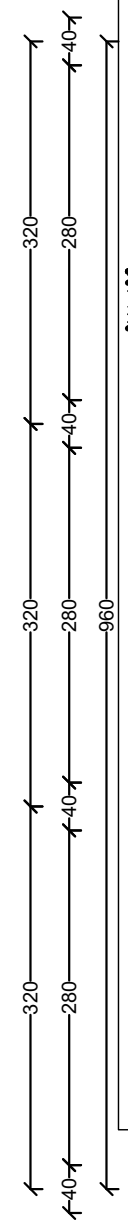
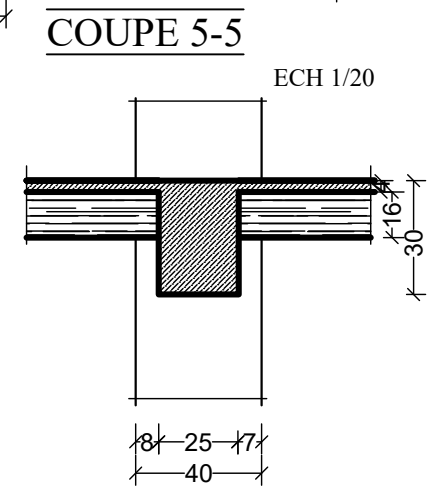
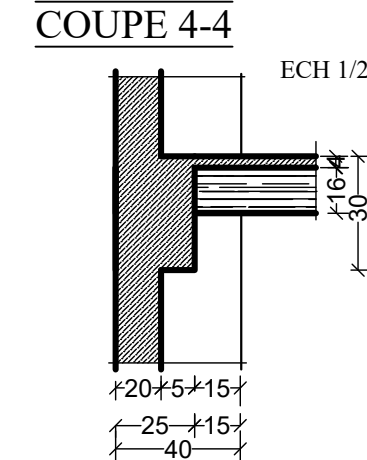
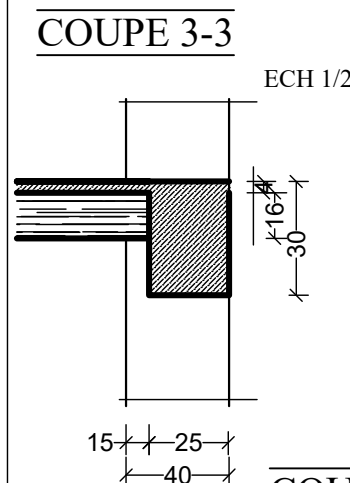
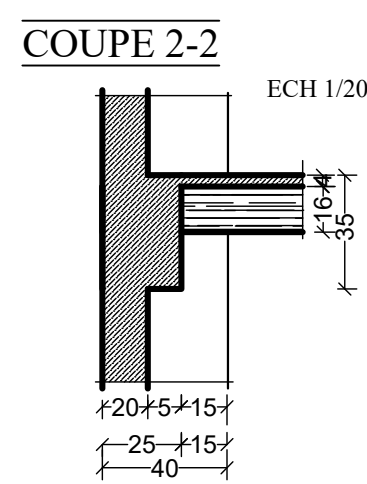
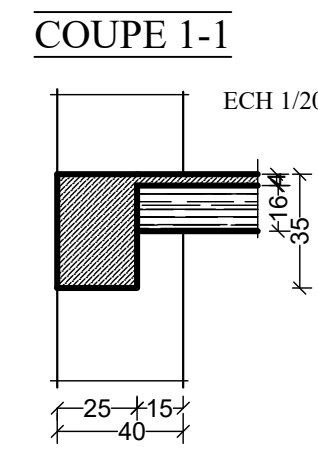
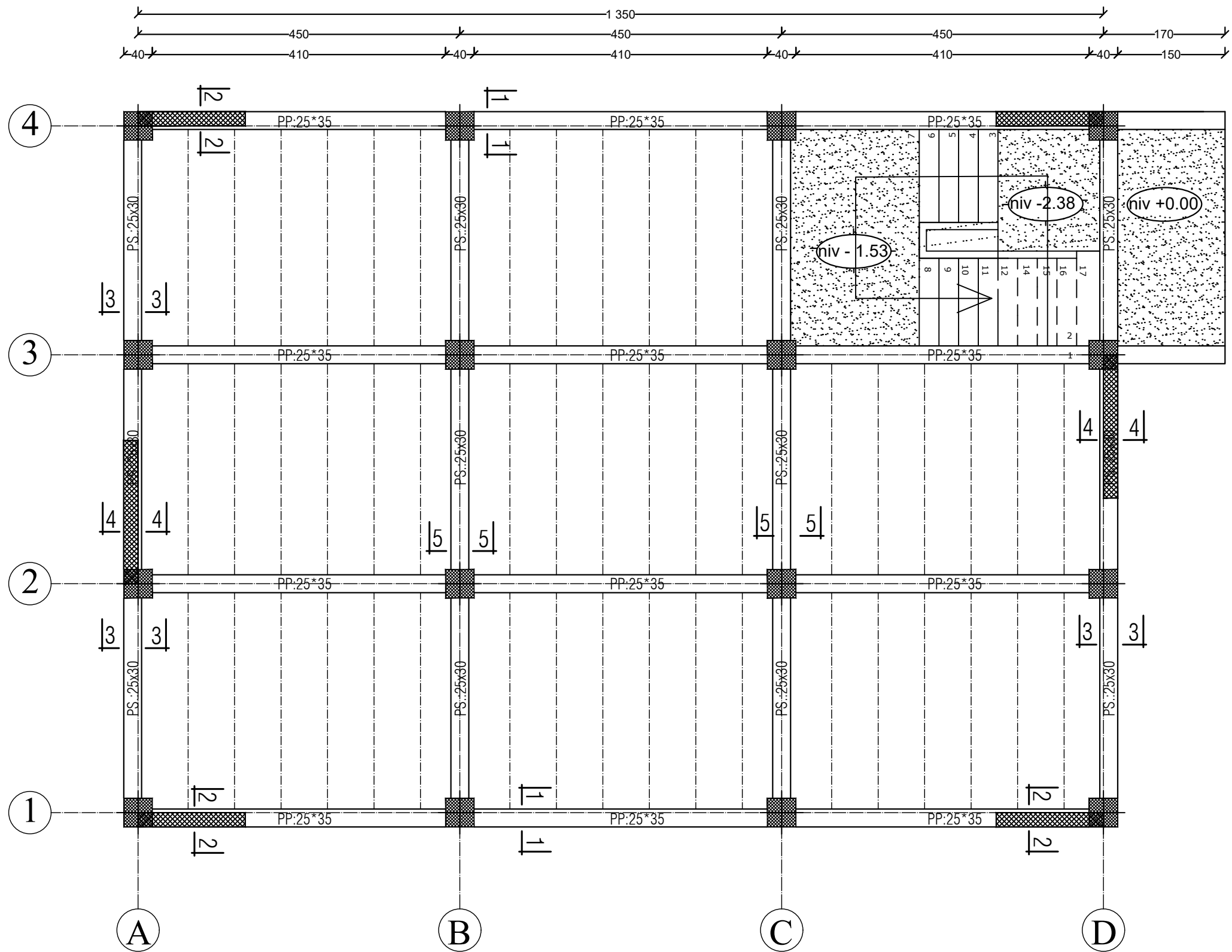
Etude d'un bâtiment **R+5+sous-sol** à
usage d'habitation et commercial

PLAN DE DISPOSITION DES VOILES

Réalise par : BENDJABLLAH Zaina
SLIMANI Lydia
Encadrée par : Monsieur Mani.O

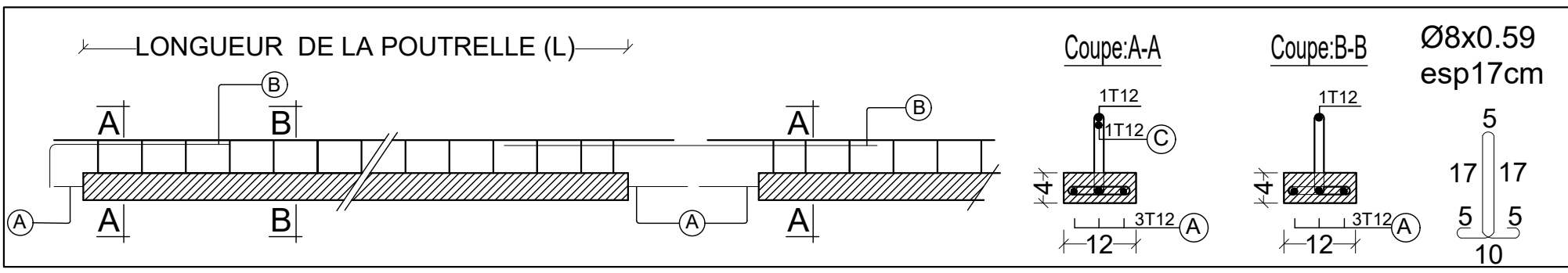
promotion :2021/ 2022

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 0.00 m



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) σ = 400MPA
- d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPA
- e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMARI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude

Etude d'un bâtiment **R+5+sous-sol** à usage d'habitation et commercial

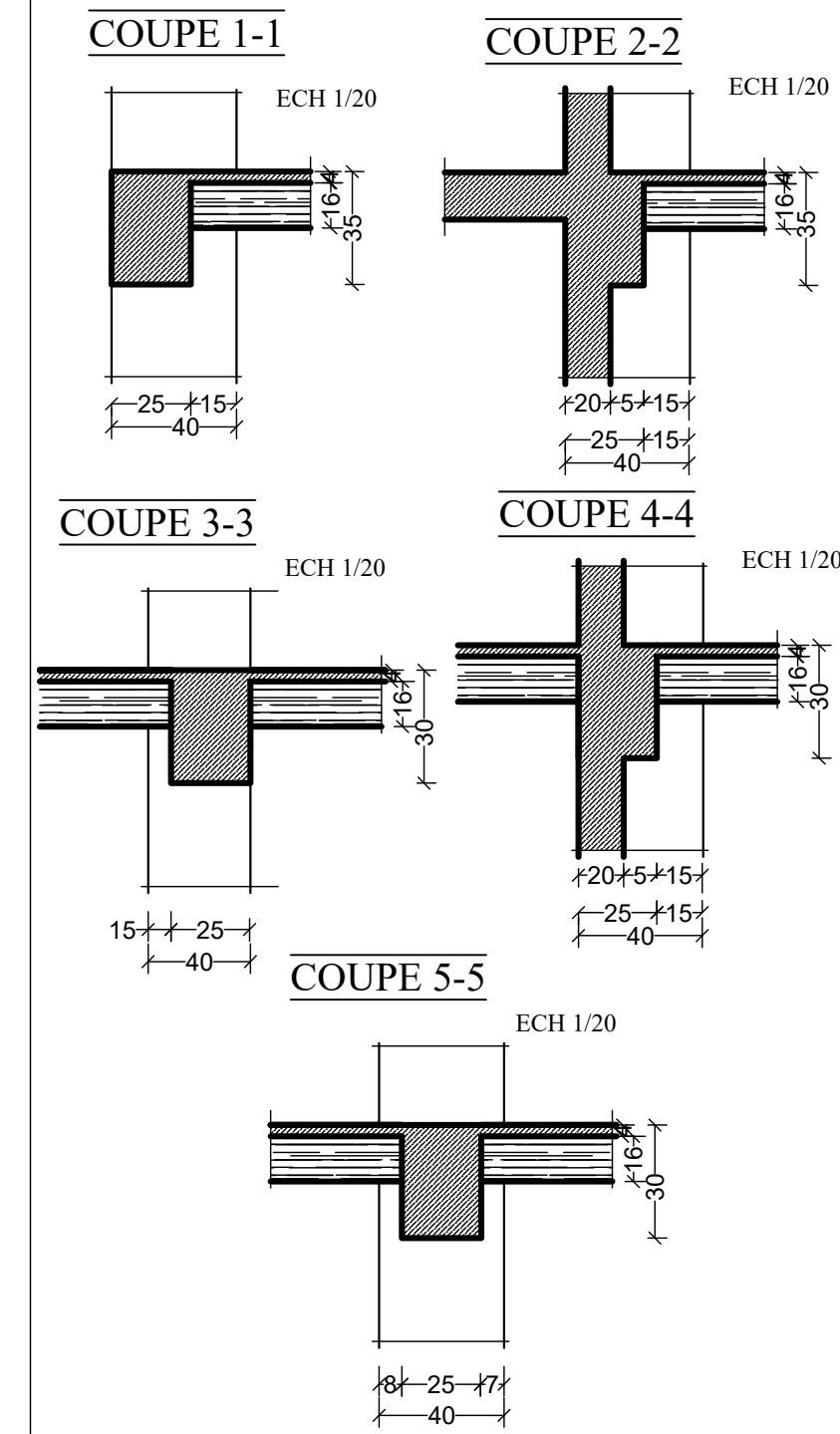
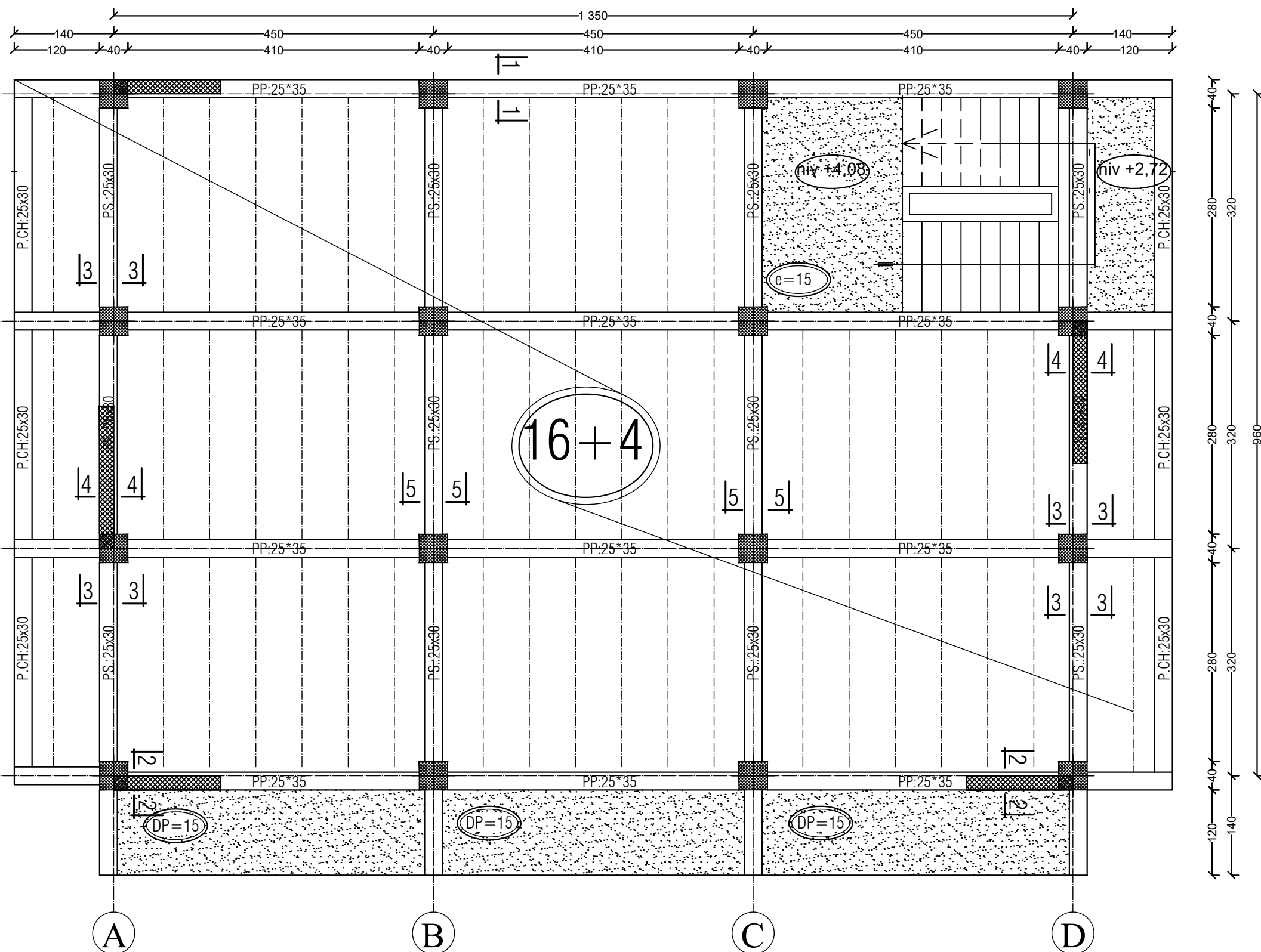
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalisée par : BENDJABLLAH Zaina
SLIMANI Lydia

Encadrée par : Monsieur Mani.O

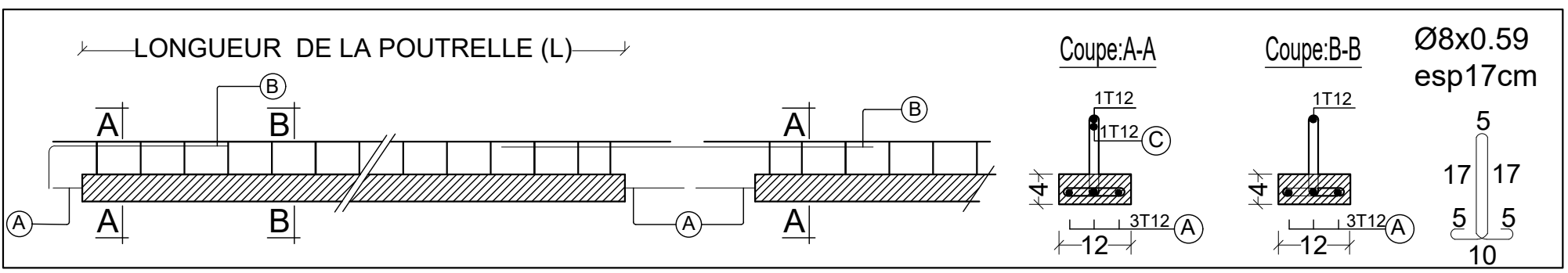
promotion :2021/ 2022

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 4,08 m



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



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude

Etude d'un bâtiment **R+5+sous-sol** à usage d'habitation et commercial

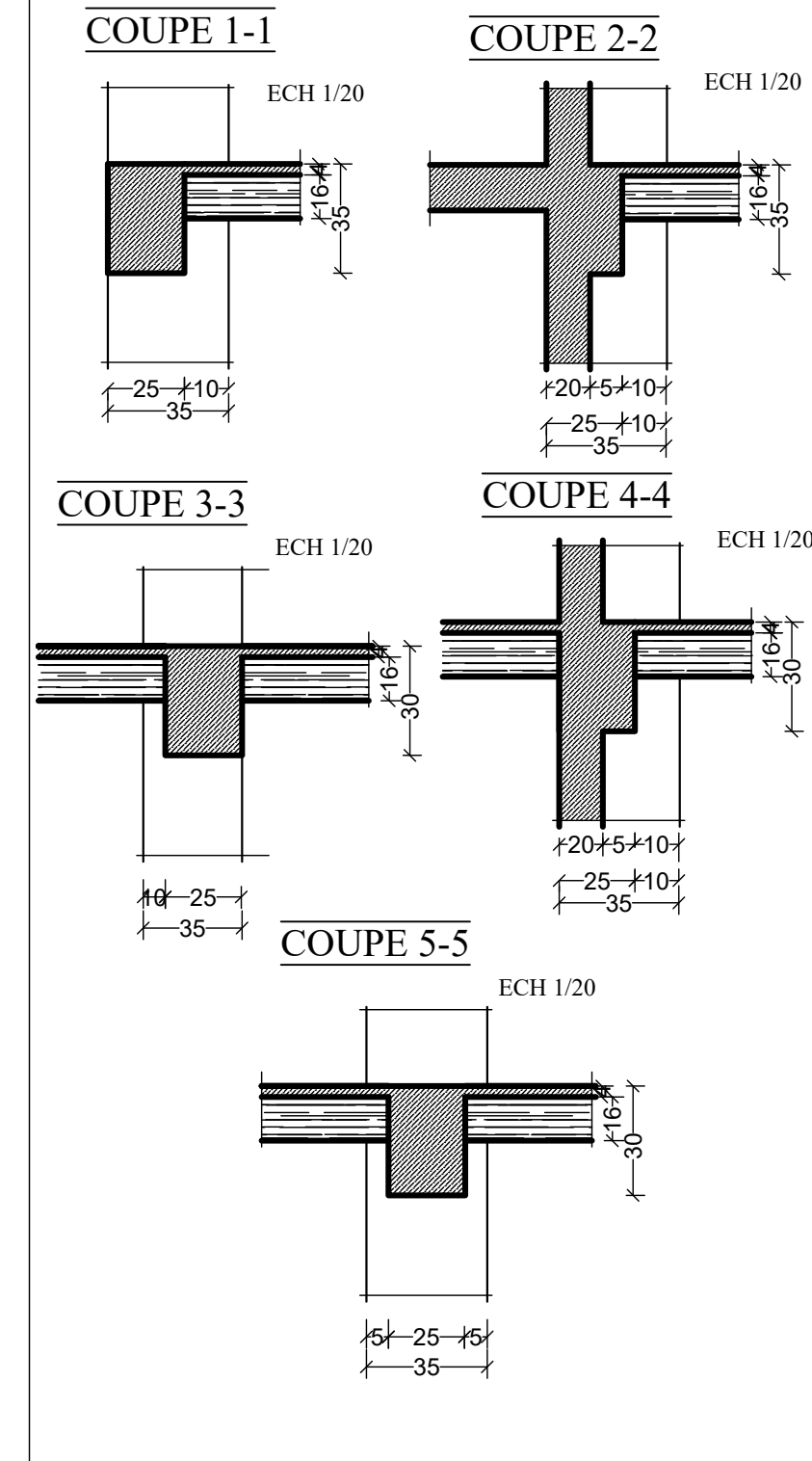
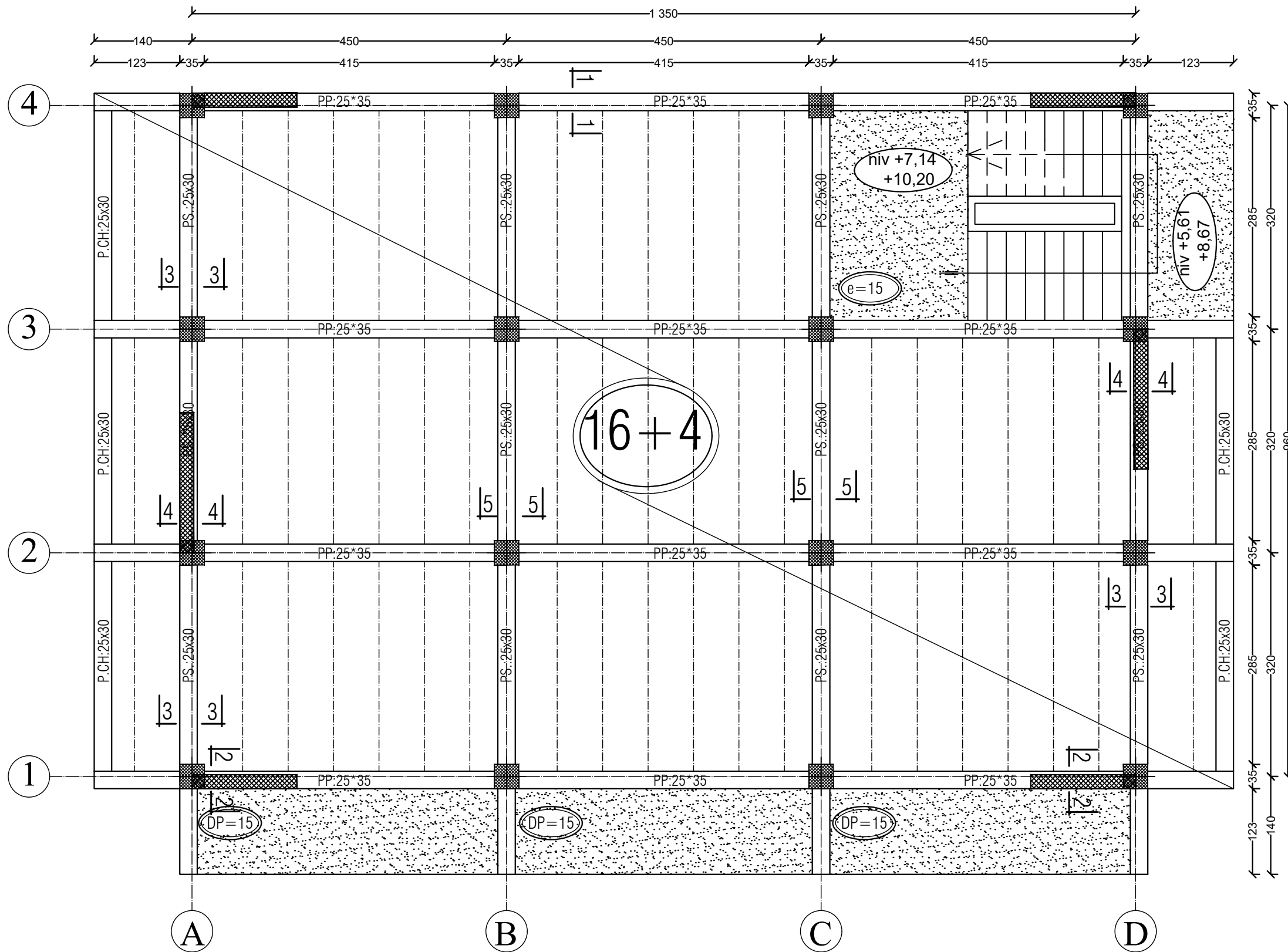
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalisée par : BENDJABLLAH Zaina
SLIMANI Lydia

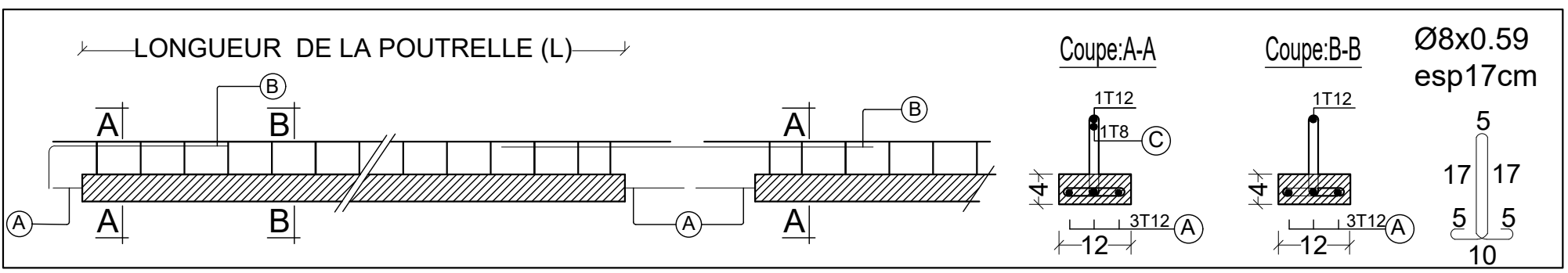
Encadrée par : Monsieur Mani.O

promotion :2021/ 2022

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 7,14;+10,2 m



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



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

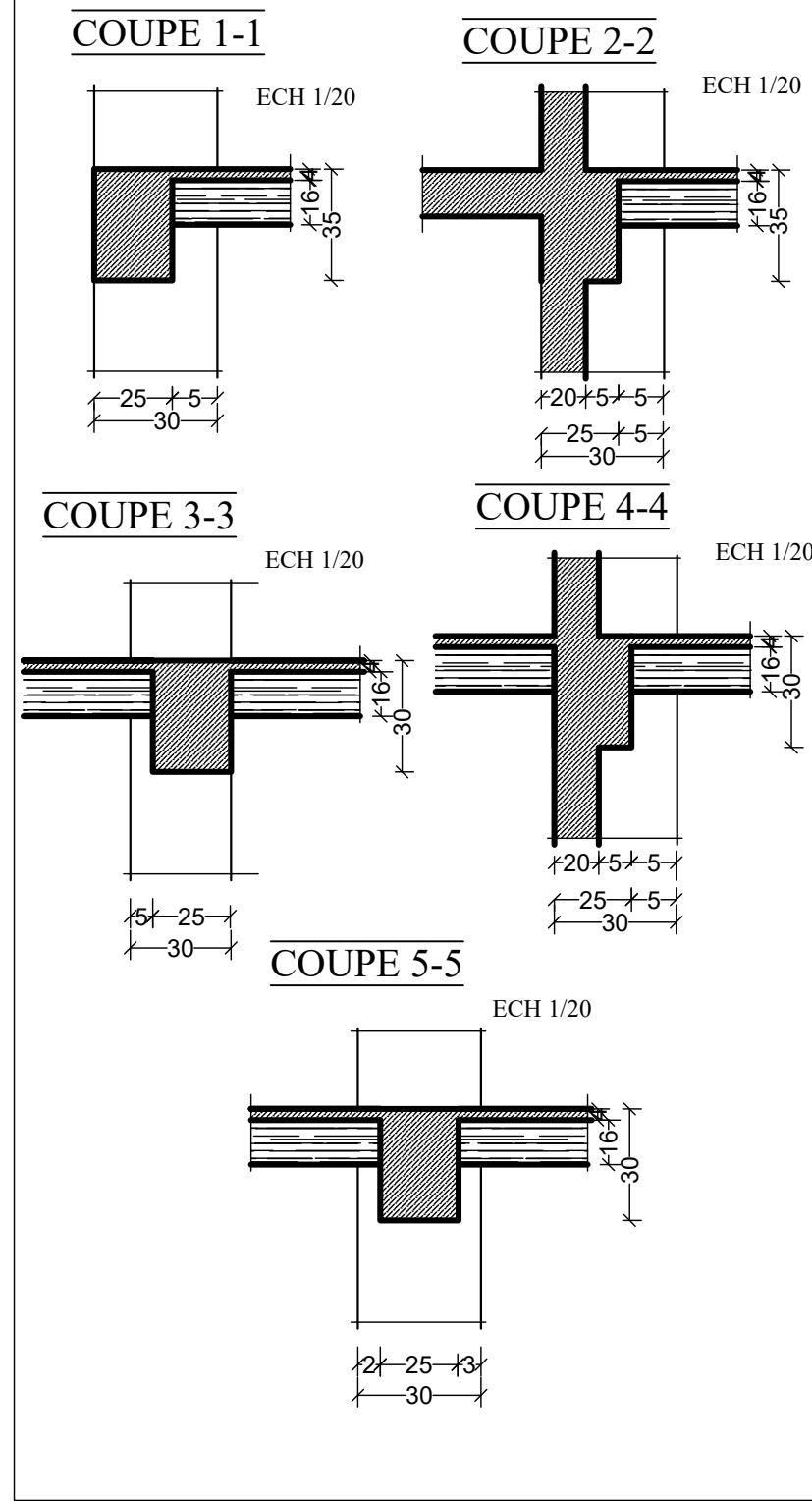
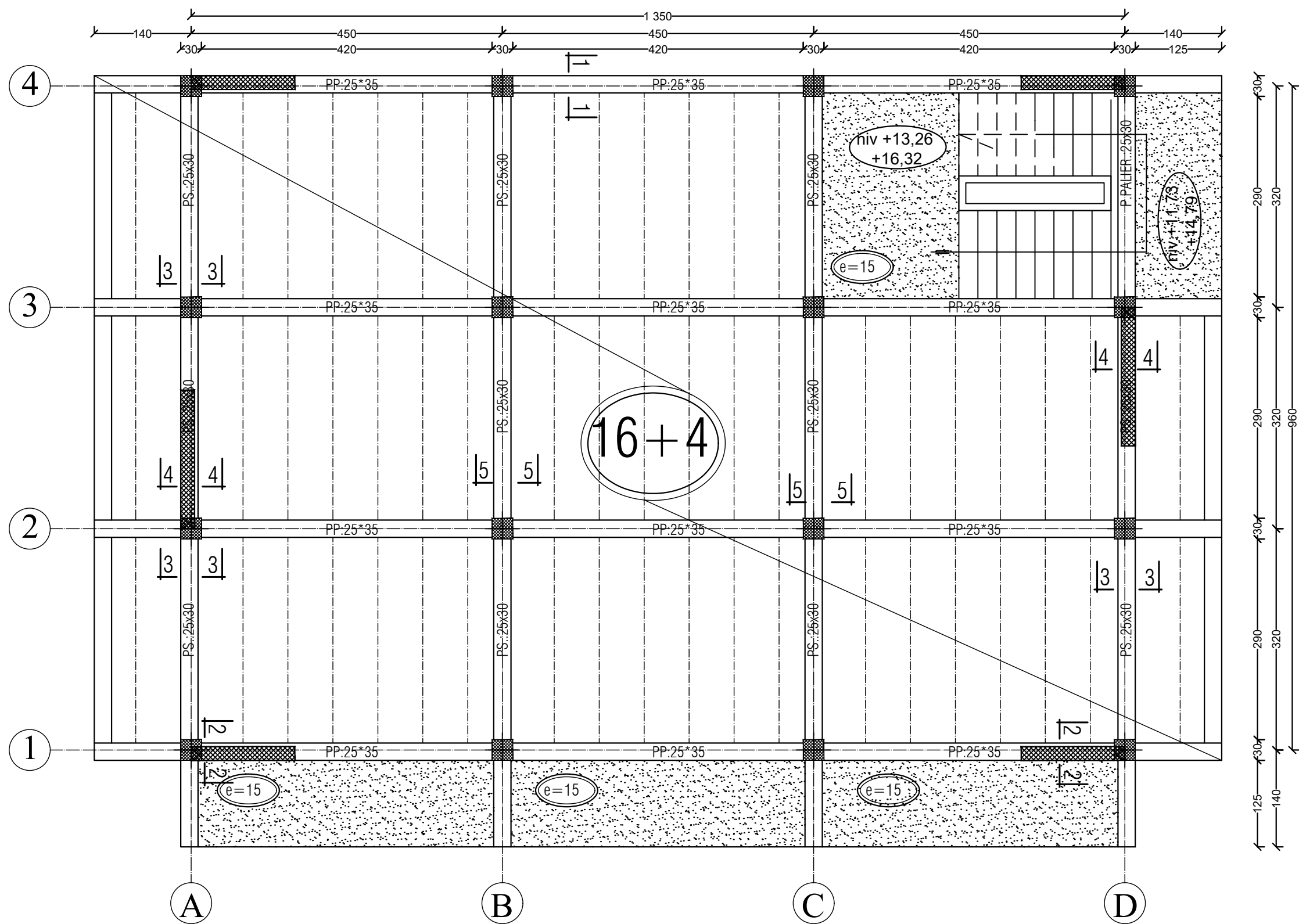
OPTION: CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+5+sous-sol à usage d'habitation et commercial

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS
 Réalisée par : BENDJABLLAH Zaina
 SLIMANI Lydia
 Encadrée par : Monsieur Mani.O

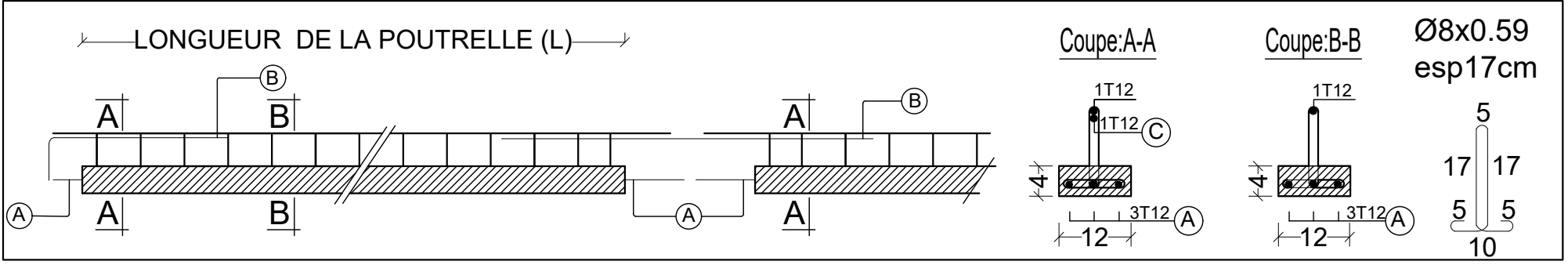
promotion :2021/ 2022

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 13,26 ;+16,32 m



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



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+5+sous-sol à usage d'habitation et commercial

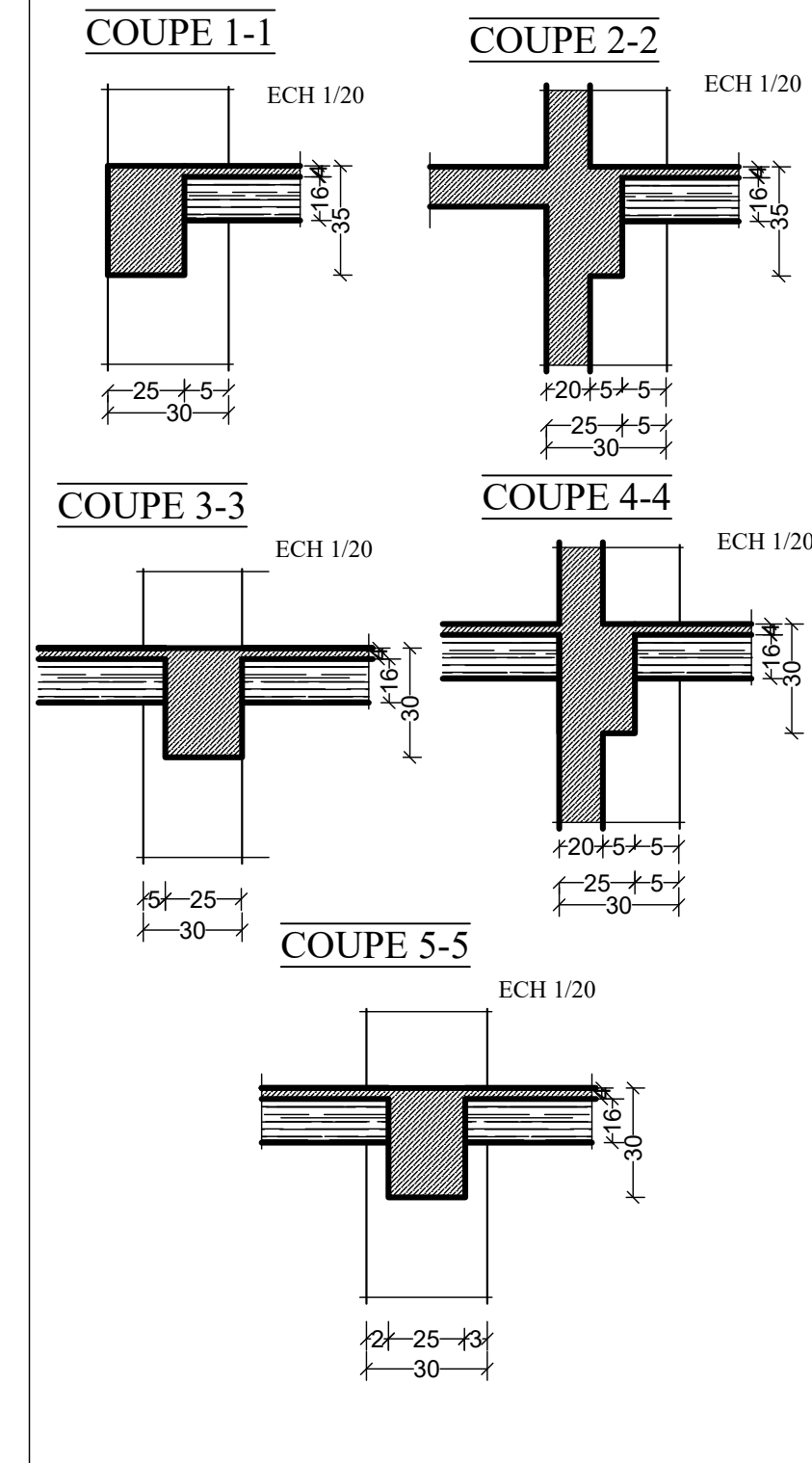
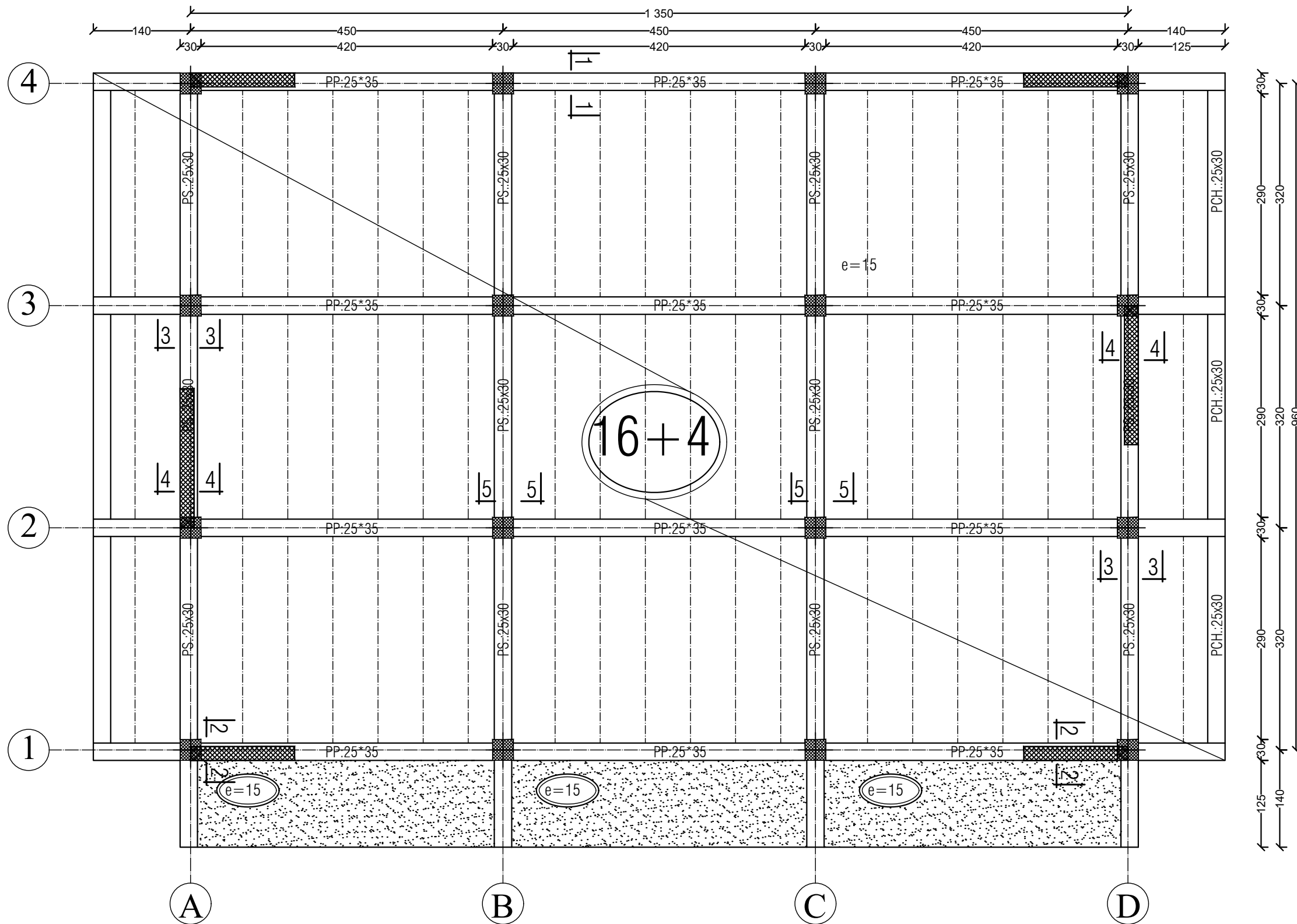
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par : BENDJABLLAH Zaina
SLIMANI Lydia

Encadrée par : Monsieur Mani.O

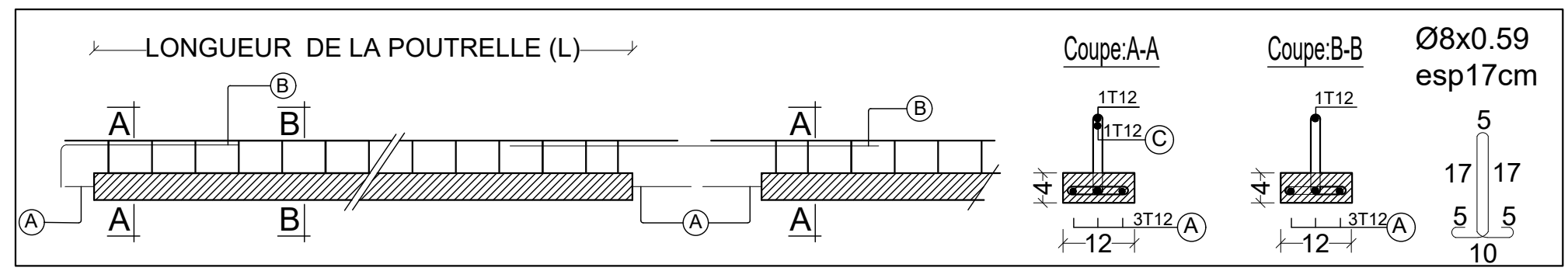
promotion :2021/ 2022

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+19,38 m



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



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMARI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude

Etude d'un bâtiment **R+5+sous-sol** à usage d'habitation et commercial

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par : BENDJABLLAH Zaina
SLIMANI Lydia

Encadrée par : Monsieur Mani.O

promotion :2021/ 2022