

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.

THEME

Etude d'un bâtiment (R+6 + un sous-sol) à usage d'habitation, service et commercial



Dirigé par :
M^e: LARABI .S

Etudié par :
M^r : Gherrar Karim.
M^r : Sadoun Amer.

Année 2019/2020

Remerciement

Au terme de ce travail, nous remercions DIEU le tout puissant de nous avoir permis d'accomplir ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice .

En seconde, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est la récolte de long cursus.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice M^{me} LARABI qui est le guide et le bon exemple dans le travail et surtout pour la sollicitude avec laquelle elle a suivi notre travail.

Nous remercions les membres de jurys qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce travail.

Les seraient incomplets sans ceux, les plus sincères adressés a tous les enseignants qui ont contribué a notre formation.

Toute personne ayant contribué de près ou de loin a la réalisation de ce mémoire qu'elle trouve ici l'expression de nos plus profonds sentiments.



Dédicace

Tout d'abord je tiens à remercier DIEU, le tout puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à cet stade afin de réaliser ce modeste travail que je le dédie à :

Ma très chère mère, qui m'a tant aidé avec son soutien, elle est ma source de courage et de patience à qui j'exprime toute ma reconnaissance et mon très cher père pour sa patience et tous ses efforts.

A mes très chères frères : Khelifa, M. Said , Ahmed , Boussad et Lounis et leurs maries.

A ma très chère grand-mère

A mes très chères cousins et cousine

A mon binôme adorée Karim, et toute sa famille.

Toute la famille Sadoun.

Toute la famille GHerrar.

A mes très chères amis : Meriem ,

Karim ,Kamel et sa femme Lilia ,Oualid , Souad , A tous mes ami (es)

Et mes collègues.

A toute la promotion 2019/2020

A ceux que j'aime.

Amer





Dédicace

Tout d'abord je tiens à remercier DIEU, le tout puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à cet stade afin de réaliser ce modeste travail que je le dédie à :

Ma très chère mère, qui m'a tant aidé avec son soutien, elle est ma source de courage et de patience à qui j'exprime toute ma reconnaissance et mon très cher père pour sa patience et tous ses efforts.

A mes très chères frère et sœurs : Kamel, Camélia, et Manel.

A mes très chères cousines : Dalila et Fatima,

A mon binôme adorée AMER, et toute sa famille.

Toute la famille Gherrar.

Toute la famille Sadoun.

A mes très chères amis : Maissa, Meriem,

Amer, Kamel et sa femme Lilia, Oualid, Syfax et Mohande A tous mes ami (es)

Et mes collègues.

A toute la promotion 2019/2020

A ceux que j'aime.

Karim



Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage 1

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charges 9

Chapitre III : Calcul des éléments.

III.1. Calcul des planchers 22

III.2. Calcul des escaliers 45

III.3. Calcul de la poutre palière 63

III.4. Calcul des balcons 73

III.5. Calcul de l'acrotère 80

III.6. Etude de la poutre de chainage 86

III.7. Etude de la poutre de chainage 95

Chapitre IV : Etapes de Modélisation avec logiciel ETABS.....107

Chapitre V : Vérification des exigences RPA.....123

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.

VI.1. Poteaux.....135

VI.2. Poutres 151

VI.3. Voiles 162

Chapitre VII : Etude du voile périphérique. 175

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure 184

Plans d'exécution

Conclusion

Bibliographie

Liste des Figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

Figure I.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)	4
Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à ELS.....	4
Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier	7

Chapitre II : Prédimensionnement et descente de charges.

Figure II.1 : Coupe verticale du plancher.....	9
Figure II.2 : Schéma de la poutre	10
Figure II.3 : Surface d'influence	12
Figure II.4 : Dégression vertical des surcharges d'exploitation	16
Figure II.5: schéma des voiles	20

Chapitre III : Calcul des éléments.

Figure III.1.1 : Treillis soudés (200×200)	22
Figure III.1.2 : surface revenant aux poutrelles.	23
Figure III. 1.3 : Schéma statique de la poutrelle	23
Figure III. 1.4 schéma de la table de compression	24
Figure III. 1.5 : Schéma de chargement de la poutrelle continue	26
Figure III. 1.6 : Valeurs des moments aux appuis	28
Figure III. 1.7 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU	32
Figure III. 1.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	32
Figure III. 1.9 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS	39
Figure III. 1.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS	39
Figure III.2.1 : Coupe verticale de l'escalier.....	45
Figure III.2.2 : Schéma statique à l'ELU.....	49
Figure III.2.3 : Schéma statique à l'ELS	56
Figure III.2.4 Diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELS	59
Figure III.3.1 Schéma de la poutre palière	64
Figure III.3.2 Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant	66
Figure III.3.3 Schéma de ferrailage de la poutre palière	72
Figure III.4.1 Schéma statique du balcon	73
Figure III.5.1 Coupe transversale d'un acrotère	80
Figure III.5.2 Diagramme des efforts internes de l'acrotère	81
Figure III.5.3 Section rectangulaire soumise à la flexion composée	81
Figure III.6.1 Coupe transversal de la poutre	86
Figure III.6.2 Schéma statique de calcul à L'ELU	87
Figure III.6.3 Schéma statique de calcul à L'ELU	88
Figure III.6.4 Schéma statique de calcul à L'ELS.....	91
Figure III.6.5 Diagramme des efforts internes à L'ELU.....	93
Figure III.7.1 Cage de l'ascenseur	96
Figure III.7.2 Diffusion des charges dans le feuillet moyen.....	96
Figure III.7.3 Les moments dans les deux sens à l'ELU	100

Figure III.7.4 Les moments dans les deux sens à l'ELS.....	101
---	-----

Chapitre IV : Etapes de Modélisation avec logiciel ETABS

Figure IV.1 : vue en trois dimensions de la structure.....	121
---	-----

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.

Figure VI.1.1 : Section en flexion composée.....	137
Figure VI.1.2 : Délimitation de la zone nodale.....	144
Figure VI.2.1 : Disposition des armatures tendus S.S.A.....	153
Figure VI.2.2 : Disposition des armatures S.D.A.....	154
Figure VI.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	166

Chapitre VII : Etude du mur plaque.

Figure VII.1 : Schéma statique d'un voile périphérique	176
Figure VII.2 : diagrammes des contraintes	177

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.

Figure VIII.1 : Les dimensions du radier.....	189
Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes.....	192
Figure VIII.3 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU dans le sens X-X.....	205
Figure VIII.4 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.....	206
Figure VIII.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	206
Figure VIII.6 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU dans le sens Y-Y.....	206
Figure VIII.7 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU dans le sens Y-Y.....	206
Figure VIII.8 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS dans le sens Y-Y.....	207

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

Tableau I.1 : caractéristiques des aciers	6
--	----------

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charges.

Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA	11
Tableau II.2 : Détermination des charges et surcharges	20
Tableau II.3 : Détermination des charges et surcharges	13
Tableau II.4 : Détermination des charges et surcharges	14
Tableau II.5 : Détermination des charges et surcharges	14
Tableau II.6 : Détermination des charges et surcharges	15
Tableau II.7 : Tableau récapitulatif de la descente de charge.....	18
Tableau II.8 : Charges permanentes des poutres.....	24
Tableau II.9 : Charges exploitation des planchers.....	24
Tableau II.10 : Coefficients de dégression de surcharges.....	25
Tableau II.11 : Dégression des charges d'exploitation.....	26
Tableau II.12 : Récapitulatif de la descente de charge.....	27
Tableau II.13 : Sections des poteaux adoptées.....	27
Tableau II.14 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA 99(Art 7.4.1).....	28

Chapitre III : Calcule des éléments.

Tableau III.1.1 : Rapport de charges	28
Tableau III.1.2 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU	31
Tableau III.1.3 : Valeurs des moments fléchissants et efforts tranchants à l'EL	38
Tableau III.4.1 : Charges permanentes du balcon.....	74
Tableau III.4.2 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corp.....	74
Tableau III.5.1: ferrailage de l'acrotère	85
Tableau III.7.1 : Résultats de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	101
Tableau III.7.2 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures	105

Chapitre V : Vérification des exigences RPA.

Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de la zone.....	128
Tableau V.2 : Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et Wt.....	129
Tableau V.3 : Excentricité de chaque étage.....	132

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.

Tableau VI.1.1 : les sections des armatures longitudinales	136
Tableau VI.1.2 : Les efforts internes dans les poteaux	137
Tableau VI.1.3 : Calcul des armatures pour les poteaux.....	141
Tableau VI.1.4 : Vérification de la section des armatures transversales.....	143
Tableau VI.1.5 : Vérification des contraintes tangentiels.....	149

Tableau VI.1.6 : vérification de la condition de non fragilité.....	150
Tableau VI.2.1 : ferrailage des poutres principales	155
Tableau VI.2.2 : ferrailage des poutres secondaires	155
Tableau VI.2.3 : Vérification aux cisaillements	156
Tableau VI.2.4 : Influence de l'effort tranchant sur le béton	156
Tableau VI.2.5 : Influence de l'effort tranchant sur l'acier	157
Tableau VI.2.6 : Condition de non fragilité du béton de la section minimale	159
Tableau VI.2.7 : vérification des contraintes à ELS	160
Tableau VI.3.1 : Caractéristiques géométriques	169
Tableau VI.3.2 : Ferrailage adopté	169

Chapitre VII : Etude du mur plaque.

Tableau VII.1 : ferrailage de voile périphérique (X-X)	180
Tableau VII.2 : ferrailage de voile périphérique (Y-Y)	181
Tableau VII.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.	182

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.

Tableau VIII.1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal).....	185
Tableau VIII.2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal).....	186
Tableau VIII.3 : Résultante des charges sous poteaux.....	192
Tableau VIII.4 : calcul des moments.....	192
Tableau VIII.5 : Les résultats des contraintes.....	194
Tableau VIII.6 : vérification des contraintes.....	194
Tableau VIII.7 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.....	197
Tableau VIII.8 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.....	199
Tableau VIII.9 : Détermination des charges uniformes Sens longitudinal	202
Tableau VIII.10 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans Sens transversales	203
Tableau VIII.11 : Résumés des efforts internes dans la nervure	207
Tableau VIII.12 : Résultats du calcul des armatures des nervures.....	207
Tableau VIII.13 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.....	209

➤ Introduction générale

Dans le cadre de ce travail, faisant l'objet d'un mémoire de master professionnel, nous nous intéressons à l'étude d'un immeuble à usage d'habitation, services et commercial.

Le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des gens pendant et après la réalisation avec un cout optimal et confort.

Pour cela, nos calculs seront vérifiés aux règlements parasismiques Algériens (version 2003) et les règlements du béton aux états limites **BAEL91 modifié 99**.

Introduction

L'étude des ouvrages en Génie Civil nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des personnes pendant et après la réalisation tout en minimisant le coût.

Pour cela, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003) et le règlement du béton aux états limites BAEL 91 modifié 99.

I.1. Description de l'ouvrage

Le projet que nous avons l'honneur d'étudier nous a été confié par un bureau d'étude. Il consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+6+2S/S) à ossature mixte, contreventée par voiles et portiques.

Cet ouvrage sera implanté à la wilaya de Tizi-Ouzou, zone de moyenne sismicité (IIa).

Groupe d'usage : 2

La contrainte admissible du sol évaluée par le laboratoire géotechnique spécialisé est :

$$\sigma_{sol} = 1.9 \text{ Mpa}$$

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

L'ouvrage a pour dimensions :

- Hauteur totale du bâtiment.....	29.92 m.
- Longueur totale du bâtiment.....	16.10m.
- Largeur totale du bâtiment.....	14.90 m.
- Hauteur de niveau.....	3.06 m.
- Hauteur du RDC.....	4.08 m.
-Hauteur du sous-sol.....	3.74m.

I.3. Différents éléments de l'ouvrage

I.3.1. Ossature

Ce bâtiment est en ossature mixte composée de portiques transversaux et longitudinaux et d'un ensemble de voiles porteurs.

a. Voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

b. Portiques

Ils sont en béton armé, sont constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

I.3.2. Planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges.

Il y a deux types de planchers :

a. Planchers en corps creux

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ils ont pour fonctions :

- ✓ Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure (participent à la stabilité de la structure).
- ✓ Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

Le plancher terrasse comporte en plus, un système complexe d'étanchéité composé de :

- Forme de pente de 1% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.
- Un isolant thermique (liège).
- Un revêtement d'étanchéité constitué de feuilles à base de bitume.
- Pare vapeur permettant à l'isolant thermique de conserver ses caractéristiques initiales.

b. Dalle pleine en béton armé

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur et les balcons.

I.3.3. Maçonnerie

Il y a deux types de murs dans la structure :

- *Les murs extérieurs* : Ils sont réalisés en doubles cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.
- *Les murs intérieurs* : Ils sont en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.3.4. Escaliers

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, il est composé d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

Notre escalier comporte deux volets avec un palier intermédiaires à l'intérieur de l'ouvrage.

I.3.5. Cage d'ascenseur

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseurs qui sera réalisée en voiles, coulées sur place.

I.3.6. Revêtements

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.3.7. Les fondations

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.3.8 Système de coffrage

Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage en bois pour les portiques.

I.4. Règlements utilisés

Le calcul du présent ouvrage sera conforme aux règles BAEL 91, aux prescriptions algériennes de construction dans le RPA 99 modifié 2003 et dans le DTR-BC2.2.

I.4.1. Principes des justifications : (ArtA1.2BAEL91/ modifié 99)

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des états limites. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un des éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

❖ Les différents états limites

a. États limites ultimes (ELU)

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

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

b. Etats limite de service (ELS)

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

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

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.5.1. Béton

Le béton est un mélange bien équilibré de ciment, granulats et d'eau, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et en eau et l'âge du béton.

Le ciment utilisé est de classe CPJ 32,5 dosé à 350 kg/m³ de béton.

La composition du béton sera fixée par le laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance.

Le dosage courant par 1m³ sera comme suit

- **Granulats :**

Sable..... 380 à 450 dm³ ($D_g \leq 5$ mm).

Gravillons..... 750 à 850 dm³ ($D_g \leq 25$ mm).

- **Ciment :** 300 à 400 kg/m³.

- **Eau de gâchage :**..... 150 à 200 L.

I.5.1.1. Résistance caractéristique du béton à la compression

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours de temps de durcissement, obtenu par des essais sur éprouvette normalisée de diamètre égal à la moitié de la hauteur (16/32), notée f_{c28} .

La résistance caractéristique à la compression à $j \leq 28$ jours est définie par :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa. (Art.A2.1,11/BAEL 91 modifié99).}$$

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

Pour l'étude de ce projet on prendra : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

I.5.1.2. Résistance caractéristique du béton à la traction

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{avec : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa. (Art A.2.1,12/BAEL 91 modifié 99).}$$

D'où : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

I.5.1.3. Contrainte limite à la compression

a. Etat limite ultime (ELU)

Elle est définie par l'expression suivante :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{en MPa} \quad (\text{Art A.4.3, 41/BAEL 91 modifié 91}).$$

Avec :

θ : 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.

À : $j=28$ jours, en situation courante ; $f_{bc} = \frac{0,85 \times (25)}{1 \times (1,5)} = 14,2 \text{ MPa}$.

γ_b : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

- $\gamma_b = 1,5$ dans le cas d'une situation courante.
- $\gamma_b = 1,15$ dans le cas d'une situation accidentelle.

Diagrammes contraintes- déformations du béton : (Art A.4.3, 41/BAEL 91 modifié 99)

Le diagramme contraintes (σ_{bc}) -déformation (ε_{bc}) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole - rectangle ».

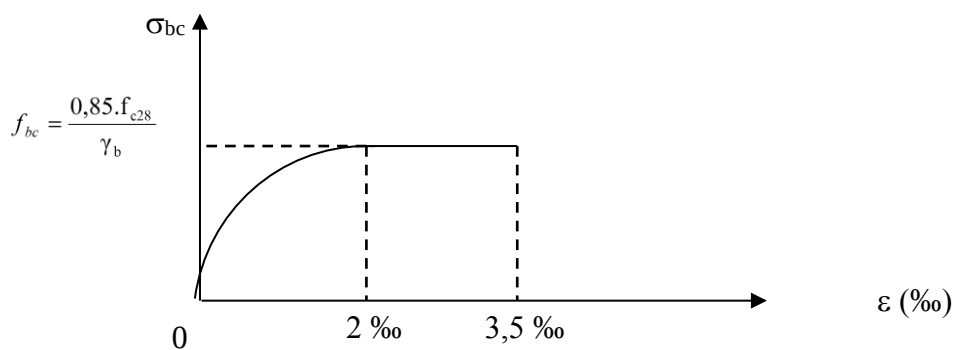


Figure I.1: Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

- $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰}$ $\Rightarrow$ Compression pure (ε_{bc} raccourcissement du béton).
- $2 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰}$ $\Rightarrow$ Compression avec flexion.

En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2%.

En compression avec flexion, les déformations relatives du béton sont limitées à 3,5‰.

b. Etat limite de service (ELS)

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

À j = 28 jours ; $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$. Avec : $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à l'ELS.

Diagramme contrainte-déformation

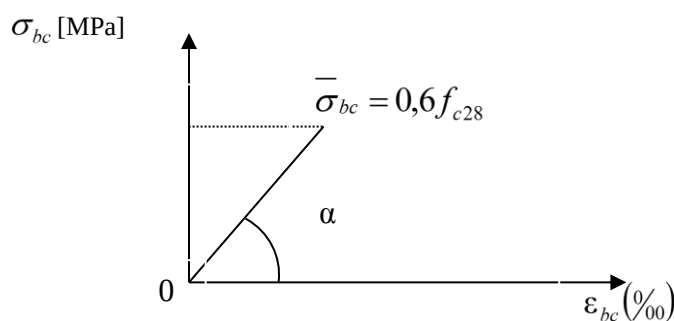


Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

I.5.1.4. Contrainte tangente conventionnelle

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad (\text{Art A. 5.1,2 1 /BAEL 91 modifié 99}).$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant.

b_0 : largeur de la section considérée.

d : la hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs ci-après :

- Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right).$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right).$$

I.5.1.5. Module de déformation longitudinale

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

a. Module de déformation instantanée

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané à l'âge de "j" jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art A.2.1, 21/ BAEL91 modifié 99}).$$

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

b. Module de déformation différée

Les déformations finales du béton (instantanées est augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 f_{c28}^{1/3} = \frac{1}{3} E_{ij} \quad (\text{Art A.2.1, 22/ BAEL91 modifié 99}).$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa}.$

I.5.1.6. Module de déformation transversale

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

Avec : E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

I.5.1.7. Coefficient de poisson ν : (Art A.2. 1, 3/ BAEL91 modifié 99).

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

- ♦ $\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des déformations en considérant le béton fissuré.
- ♦ $\nu = 0,2$ (à l'ELS) pour le calcul en considérant le béton non fissuré.

I.5.2. Aciers

I.5.2.1. Généralités

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 :

I.5.2.2. Caractéristiques des aciers utilisés

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Allongement relatif à la rupture ($\%$)	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence FeE 400	H A	400	14	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	550	8	1.3	1

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers utilisés.

I.5.2.3. Module d'élasticité longitudinale

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

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

(Art : A.2.2,1/BAEL 91modifié 99).

I.5.2.4. Contraintes limites

- **Contrainte limite de calcul (ELU) :** (Art A.4. 3, 2/ BAEL91 modifié 99).

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

Avec :

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{situation durable.} \\ \gamma_s = 1 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

- **Contrainte maximale des armatures tendues(ELS)**

Afin de réduire le risque d'application des fissures pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues. D'après les règles BAEL 91 modifié 99, on distingue trois cas de fissurations :

➤ **Fissuration peu nuisible**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, fermés (pas de gaz, ni de produits chimiques), dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

- Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible de n'utiliser de gros diamètres que dans les pièces suffisamment épaisses.
- D'éviter de très petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries.
- De prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton.

➤ **Fissuration préjudiciable**

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\}. \text{ (Art A.4. 5, 33/ BAEL91 modifié 99).}$$

➤ **Fissuration très préjudiciable**

$$\sigma_{st} \leq 0,8 \cdot \bar{\sigma}_{st} \quad (\text{Art A.4. 5, 33/ BAEL91 modifié 99}).$$

Avec :

η : coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \eta=1.6 & \text{pour les adhérence (HA) de diamètre } \geq 6\text{mm.} \\ \eta=1.3 & \text{pour les HA } < 6\text{mm} \\ \eta=1.0 & \text{pour les ronds lisses.} \end{array} \right.$$

I.5.2.5. Diagrammes des contraintes – déformations de calcul

(Art A.2.2, 1/ BAEL91 modifié 99).

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme simplifié suivant :

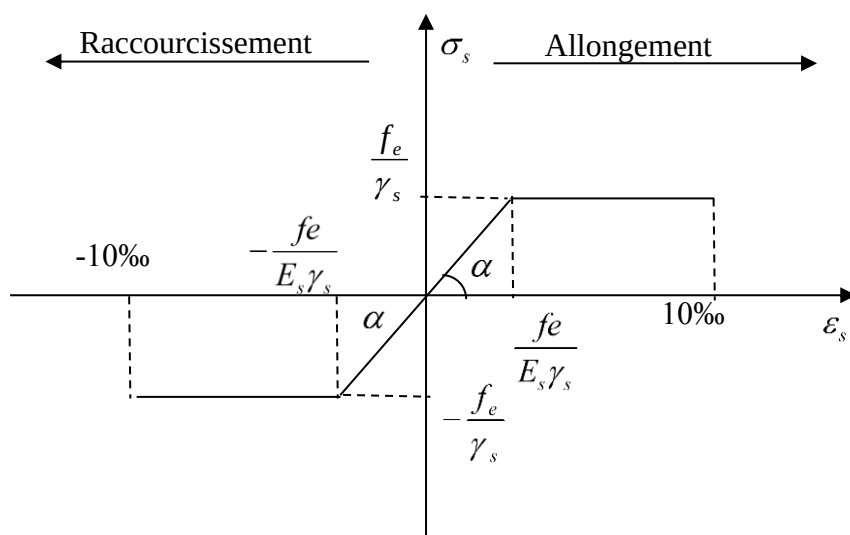


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

Le diagramme contrainte déformation à considérer dans le calcul à l'ELS est conventionnellement défini par la figure I.3 (**Art A.2.2,2/BAEL91 modifié 99**).

Pour la vérification à l'ELS, l'acier est supposé élastique et linéaire.

I.5.2.6. Protection des armatures : (Art 7.1 /BAEL 91 modifié 99).

Afin d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

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

Introduction

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré dimensionnement de notre projet.

Le pré dimensionnement des éléments de construction permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers. Dans ce chapitre, nous allons pré-dimensionner les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux.

II.1. Les Planchers

Un plancher est une aire généralement plane limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges. Il assure deux fonctions principales :

- a. **Une fonction de résistance mécanique** : qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leur tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.
- b. **Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique** : qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes, des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits.

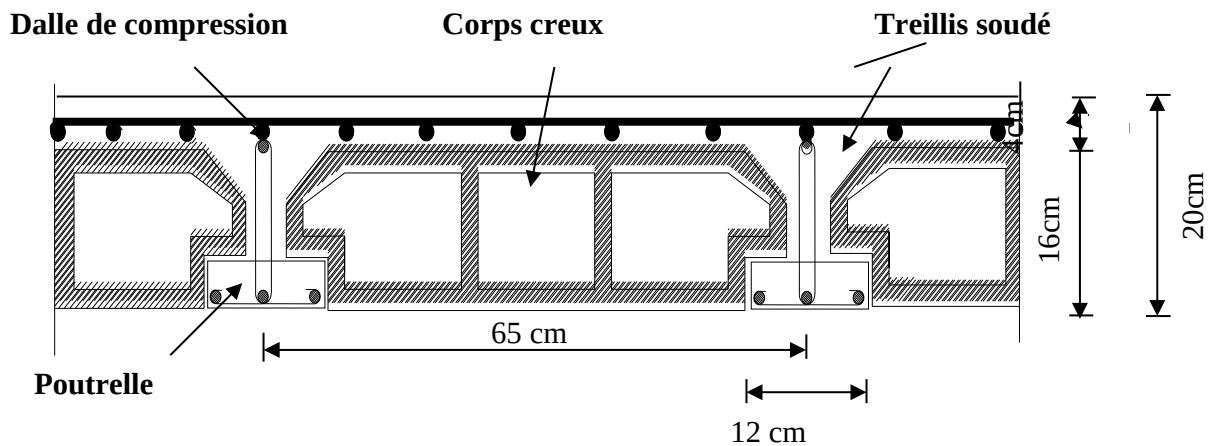


Figure II.1: Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la plus petite portée.

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres qu'elles occasionneront aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

La hauteur totale du plancher, notée " h_t " est donnée par : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$

Avec : $\begin{cases} h_t : \text{hauteur du plancher.} \\ L_{\max} : \text{Portée libre de la plus grande portée} \end{cases}$

Dans notre cas : $L_{\max} = 4.70 - 30 = 4.40 \text{ cm}$.

On aura donc :

$$h_t \geq \frac{4.40}{22,5} = 19.55 \text{ cm}$$

Ainsi, on adoptera : $h_t = 20 \text{ cm}$; soit un plancher de **(16+4)** qui sera valable pour tous les étages courants :

$\begin{cases} 16 \text{ cm pour la hauteur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm pour la hauteur de la dalle de compression.} \end{cases}$

II.2. Les Poutres :

D'après les règles de déformabilité des éléments, les dimensions des poutres sont données comme suit :

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

Avec :

h : hauteur de la poutre,

b : largeur de la poutre,

L : la portée maximum entre nus d'appuis.

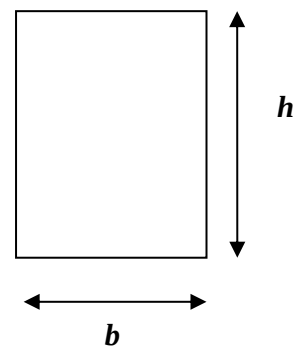


Figure II.2 : Schéma de la poutre.

Par ailleurs, le RPA99 préconise les prescriptions, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm}, \\ h \geq 30 \text{ cm}, \\ \frac{h}{b} \leq 4, \\ b_{\max} \leq 1,5 + b_1. \end{array} \right\} \quad (\text{Art 7.5.1 RPA 99/Version 2003})$$

II.2.1. Poutres principales

Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles.

$$L = 470 - 30 = 440 \text{ cm}.$$

▪ **Hauteur (h):**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \quad \Rightarrow \quad 29.33 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } h = 35 \text{ cm}.$$

▪ **Largeur (b) :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \Rightarrow \quad 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } b = 30 \text{ cm}.$$

II.2.2. Poutres secondaires

$$L = 330 - 30 = 300 \text{ cm}.$$

▪ **Hauteur (h) :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \quad \Rightarrow \quad 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } h = 30 \text{ cm}.$$

▪ **Largeur (b) :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \quad \Rightarrow \quad 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } b = 30 \text{ cm}.$$

II.2.3. Vérification des conditions exigées par le RPA99 (modifié en 2003)

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérification
$h \geq 30\text{cm}$	35cm	30 cm	Vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	30 cm	30 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.16	1	Vérifiée

Tableau II.1 : Vérification des dimensions des poutres conformément à l'article 7.5.1 du RPA99 (modifié 2003).

Finalement, on adoptera les dimensions suivantes :

$$\begin{cases} \text{Poutres principales } (30 \times 35)\text{cm}^2. \\ \text{Poutres secondaires } (30 \times 30)\text{cm}^2. \end{cases}$$

II.3. Les Voiles

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

Selon le **RPA99 ADDANDA 2003, Art 7.7.1** ; sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante : $\ell \geq 4a$

Avec :

$$\begin{cases} \ell : \text{portée min des voiles.} \\ a : \text{épaisseur des voiles} \end{cases}$$

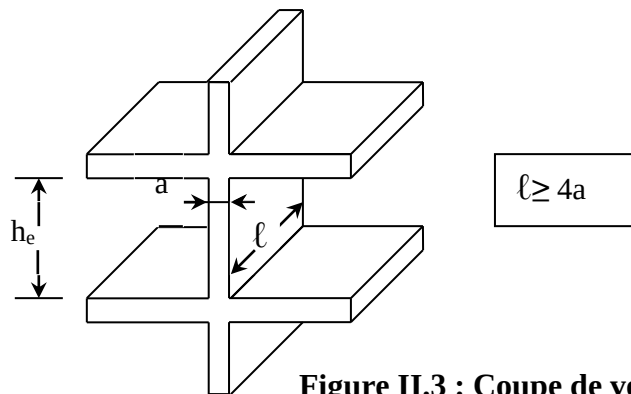


Figure II.3 : Coupe de voile en élévation

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15 cm.

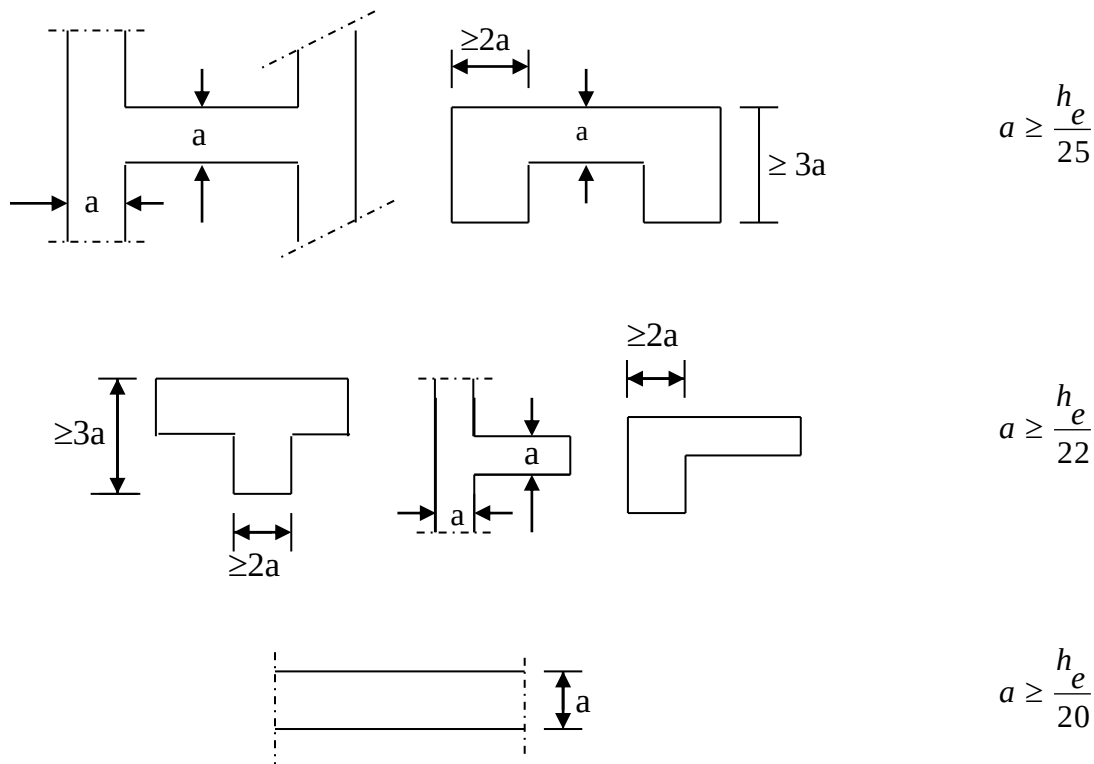


Figure II.4 : Coupes de voiles en plan

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right) = \frac{h_e}{20}.$$

Dans notre cas, $h_e = \text{hauteur du RDC} = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$.

Nous aurons donc : $a \geq \frac{388}{20} = 19.40 \text{ cm}$.

On opte pour des voiles d'épaisseur : **$a = 20 \text{ cm}$** .

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur (ℓ) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

Dans notre cas $\ell_{\min} = 110 \text{ cm} > 4a = 80 \text{ cm}$ $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

II.4. Les Poteaux

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le Prédimensionnement des poteaux se fera à L'ELS en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N , on calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} \text{ Avec : } (N_s = G + Q).$$

N_s : Effort normal de compression à la base du poteau,

S : section transversale du poteau,

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton, donnée par :

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

Selon le (**RPA 99, A7.4.1**), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ en zone **I** et **IIa**.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$ en zone **III** et **IIb**.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$.

Remarque :

L'effort normal « N_s » sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II.4.1. Descente de charges

II.4.1.1. Surface d'influence

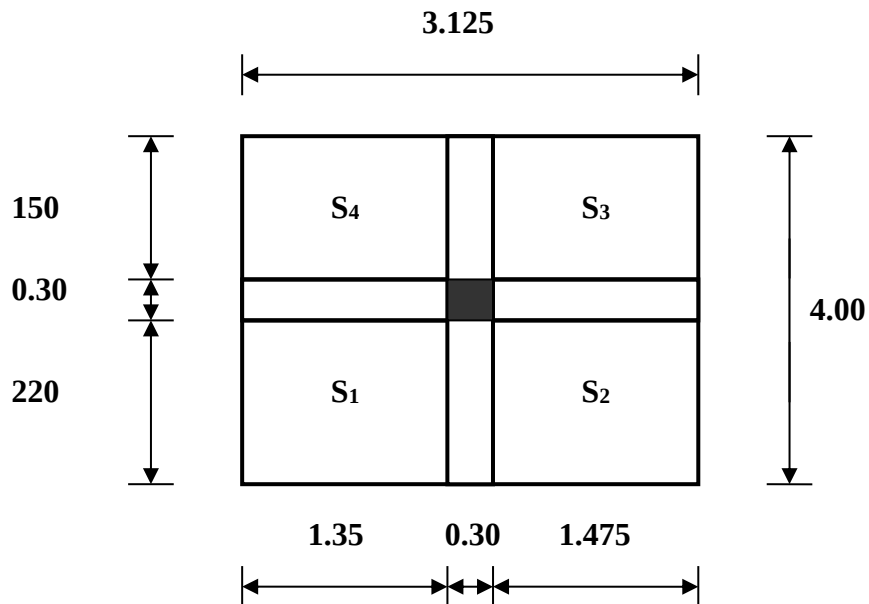


Figure II.5 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité

Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité

$$S_p = (3.125 - 0.30) \times (4.0 - 0.30)$$

$$S_p = 2.825 \times 3.70$$

$$S_p = 10.45 m^2.$$

II.4.1.2. Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation

A. Les charges permanentes

1) Les planchers

Nous possédons deux types de planchers :

a. Plancher terrasse :

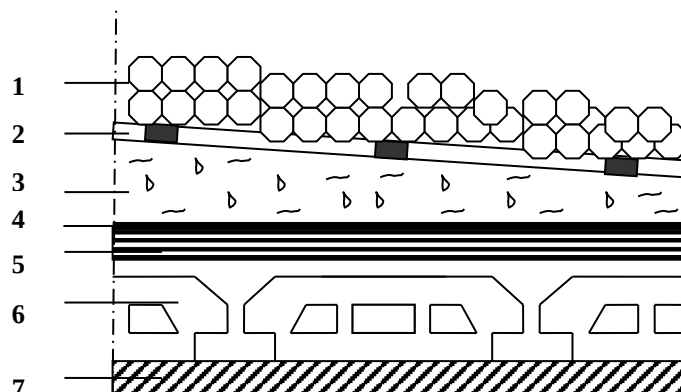


Figure II.6 : Coupe verticale du plancher terrasse.

Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma(KN/m^3)$	Charges $G (KN/m^2)$
1	Couche de gravillons	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane (par vapeur)	--	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 totale G_t				5.83

Tableau II.2 : Poids des différents éléments constituant le plancher terrasse.

b. Plancher étage courant :

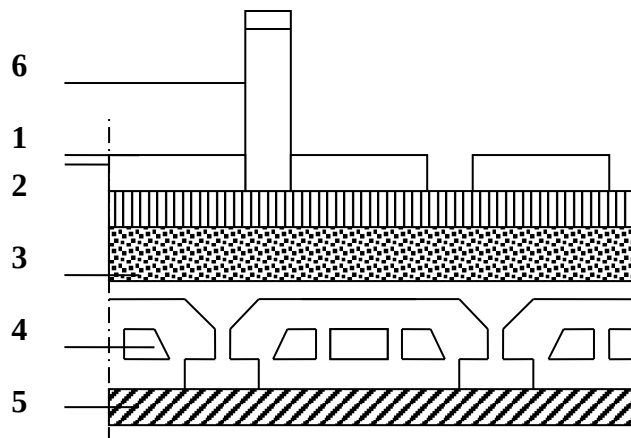


Figure II.7 : Coupe verticale du plancher d'étage courant.

Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Couche de sable	0.03	22	0.66
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	0.10	09	0.90
Charge permanente totale G_c				5.56

Tableau II.3 : Poids des différents éléments constituant le plancher d'étage courant.

2) Maçonnerie :

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

a. Murs extérieurs :

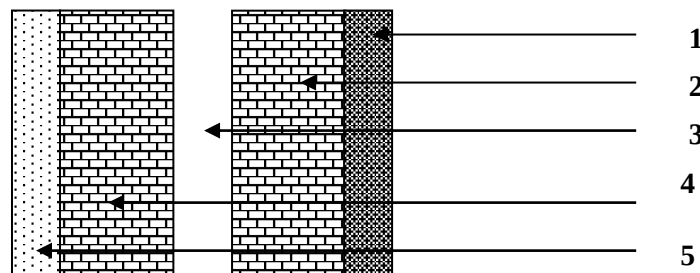


Figure II.8 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Lame d'air	0.05	00	0.00
4	Briques creuses	0.10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_{mex}				2.36

Tableau II.4 : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur.

b. Murs intérieurs :

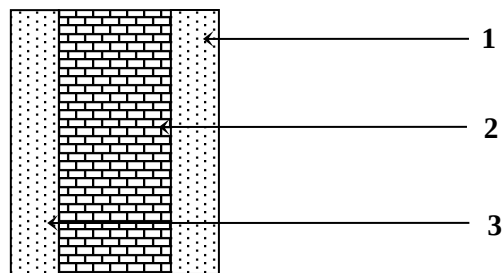


Figure II.9 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_{mint}				1.30

Tableau II.5 : Poids des différents éléments constituant le mur intérieur.

3) Acrotère :

$h_t = 60 \text{ cm}$.

La charge permanente G est :

$$G = \rho \times S \times 1m = 25[0.5 \times 0.1 + 0.2 \times 0.07 + 0.03 \times 0.2/2] = 1.675 \text{ KN}.$$

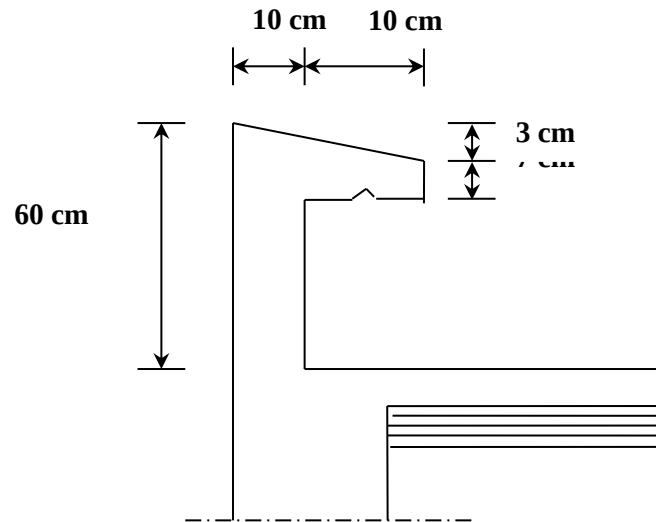


Figure II.10 : Coupe transversale de l'acrotère.

B. Surcharges d'exploitation :

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux différents éléments déjà donnés.

Elles sont résumées dans le tableau suivant :

Eléments	Surcharges $Q \text{ (KN/m}^2\text{)}$
Plancher terrasse inaccessible	1.0
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher RDC (commercial)	2.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5
Sous-sol	2.5

Tableau II.6 : Surcharges d'exploitation des différents éléments.

II.4.1.3. Détermination du poids propre des éléments

Avec : $\rho = 25 \text{ KN/m}^2$

a. Poids propre des planchers :

Plancher	Surface d'influence $S(m^2)$	Charges $G \text{ (KN/m}^2\text{)}$	Charges permanente du plancher $P \text{ (KN)}$
Terrasse	10.45	5.83	$P_{terrasse} = G \times S = 60.92$
Etage courant	10.45	5.56	$P_{e.courant} = G \times S = 58.102$

Tableau II.7 : Charges permanentes des planchers.

b. Poids propre des poutres :

Plancher	Charge permanente des poutres $G \text{ (KN/m}^2\text{)}$	Charge permanente totale des poutres $P_{totale} = G_{PP} + G_{PS} \text{ (KN)}$
Poutres principales	$G_{pp} = [0.30 \times 0.35 \times (4.0 - 0.30)] \times 25 = 8.325$	$P_{totale} = 8.325 + 6.36 = 14.685$
Poutres secondaires	$G_{ps} = [0.30 \times 0.30 \times (3.125 - 0.30)] \times 25 = 6.36$	

Tableau II.8 : Charges permanentes des poutres.

II.4.1.4. Calcul des surcharges d'exploitation

Charges exploitation des planchers

Plancher	Surface d'influence $S(m^2)$	Charges $G \text{ (KN/m}^2\text{)}$	Charges permanente du plancher $P \text{ (KN)}$
Terrasse	10.45	1	$Q_{terrasse} = Q \times S = 10.45$
Etage courant	10.45	1.5	$Q_{e.courant} = Q \times S = 15.675$
RDC, S/S	10.45	2.5	$Q_{rdc} = Q \times S = 26.125$

Tableau II.9 : Charges exploitation des planchers.

- Loi de dégression des charges :

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, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Dans notre cas, la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, donc on peut utiliser la formule préconisée par le **D.T.R.B.C2, 2, p17**.

La loi de dégression est donc définie comme suit :

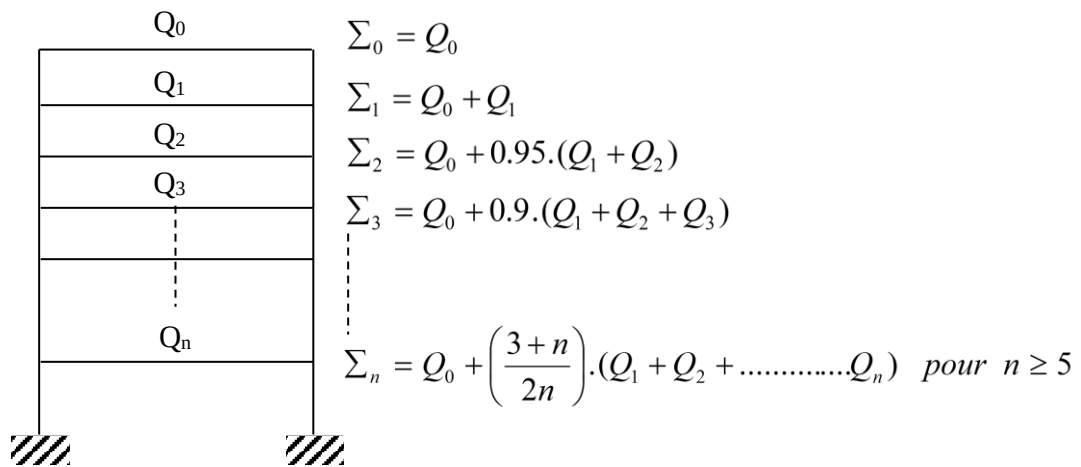


Figure II.11 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.

Avec :

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse,

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage (i),

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

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

- Coefficients de dégression de surcharges :**

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coef	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68

Tableau II.10 : Coefficients de dégression de surcharges.

▪ Les surcharges cumulées Q_n :

Niveaux	Opérations	Résultats
Terrasse	$Q_0=1 \times 10.45$	10.45KN
Niveau6	$Q_0 + Q_1=10.45+ 15.675$	26.125KN
Niveau 5	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)= 10.45 + 29.782$	40.232KN
Niveau4	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3) = 10.45 + 42.322$	52.772KN
Niveau 3	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)= 10.45 + 53.295$	63.745KN
Niveau 2	$Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)= 10.45 + 62.7$	73.15KN
Niveau 1	$Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)= 10.45 + 70.537$	80.987 KN
RDC	$Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)= 10.45 + 85.324$	95.794 KN
SOUS-SOL1	$Q_0+0.68 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)= 10.45 + 99.484$	109.934 KN
SOUS-SOL2	$Q_0+0.66 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)=10.45 + 113 .8$	124.25KN

Tableau II.11 : Dégression des charges d'exploitation.

Remarque :

D'après les dégâts constatés lors du séisme du 21 Mai 2003 à Boumerdès, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux afin de respecter les recommandations des experts lors du séisme dernier.

Nous préconisons les mêmes sections pour l'ensemble des poteaux de chaque niveau, nous préconisons ainsi la nécessité d'augmenter la section du béton pour éviter les risques d'éclatement de ce dernier sous l'effet du sur ferrailage.

NIVEAU	Charges permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation (KN)		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ KN	Section du poteau (cm ²)	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_i	Q_c		Section trouvée	Section adoptée
6	60.92	14.685	/	75.605	75.605	10.45	10.45	86.055	57.37	35 x 35
5	58.102	14.685	6.885	79.672	155.277	15.675	26.125	181.402	120.93	35 x 35
4	58.102	14.685	6.885	79.672	234.949	15.675	41.8	276.749	184.50	35 x 35
3	58.102	14.685	9.37	82.157	317.106	15.675	57.475	374.581	249.72	40 x 40
2	58.102	14.685	9.37	82.157	399.263	15.675	73.15	472.413	314.94	40 x 40
1	58.102	14.685	9.37	82.157	481.42	15.675	88.825	569.545	379.30	40 x 40
RDC	58.102	14.685	16.32	89.107	570.527	26.125	114.95	685.477	456.98	45 x 45
S/S1	58.102	14.685	14.96	87.747	658.294	26.125	141.075	799.369	532.91	45 x 45
S/S2	58.102	14.685	14.96	87.747	746.021	26.125	167.2	913.221	608.81	45 x 45

Tableau II.12 : Récapitulatif de la descente de charge.

Les sections des poteaux adoptées sont donc :

Niveaux	Sections (cm ²)
6, 5,4	(35 x 35)
3, 2,1	(40 x 40)
RDC,S/S1,S/S	(45 x 45)

Tableau II.13 : Sections des poteaux adoptées.

II.4.2. Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
35x35	$Min(b, h) \geq 25cm$	$Min(b, h) = 35cm > 25cm.$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3cm < 30cm.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4.$	Condition vérifiée
40x40	$Min(b, h) \geq 25cm$	$Min(b, h) = 40cm > 25cm.$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3cm < 30cm.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4.$	Condition vérifiée
45x45	$Min(b, h) \geq 25cm$	$Min(b, h) = 45cm > 25cm.$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4cm < 30cm.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 < 4.$	Condition vérifiée

Tableau II.14 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA 99(Art 7.4.1)

II.4.3. Vérification des poteaux au flambement

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

Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$.

Avec :

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$) ;

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$) ;

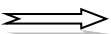
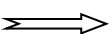
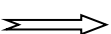
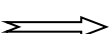
L_0 : hauteur libre du poteau ;

S : section transversale du poteau ($b \times h$) ;

I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$; $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$).

D'où :

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

- ◆ Poteaux (35x 35) : $L_0 = 3.06 \text{ m}$.  $\lambda = 21.2 < 35$.
- ◆ Poteaux (40x40) : $L_0 = 3.06 \text{ m}$.  $\lambda = 18.55 < 35$.
- ◆ Poteaux (45x 45) : $L_0 = 4.08 \text{ m}$.  $\lambda = 21.98 < 35$.
- ◆ Poteaux (45x 45) : $L_0 = 3.74 \text{ m}$.  $\lambda = 20.15 < 35$.

Conclusion

Tous les poteaux vérifient la condition de non-flambement.

Introduction

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement BAEL 91 modifié 99.

III.1 Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, elle sera calculée comme console encastrée au niveau de la poutre du plancher.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « N » et d'une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « M_r ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

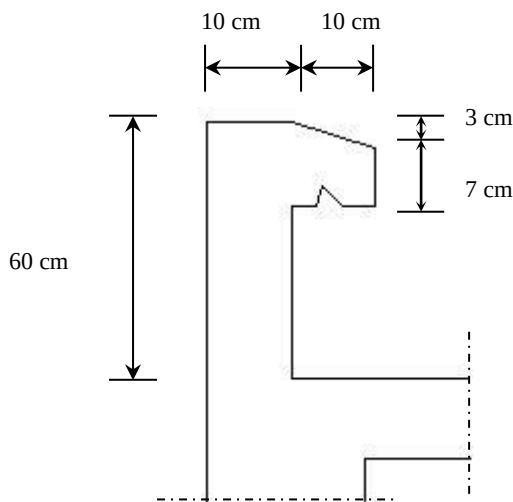


Figure III.1: Coupe transversale de l'acrotère.

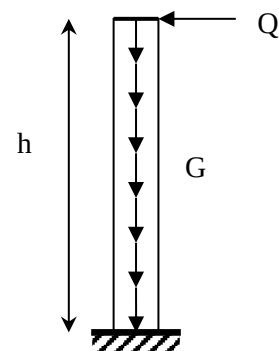


Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère.

III.1.1. Calcul des sollicitations

- Effort normal dû au poids propre : $G = \rho \times S \times 1ml$.

Avec : ρ : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.1}{2} \right] = 1.71 \text{ KN / m.}$$

- Surcharge due à la poussée latérale Q : $Q = 1 \text{ KN / ml.}$
- Effort tranchant dû à la poussée latérale : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN.}$
- Effort normal dû au poids propre G : $N_G = G \times 1 = 1.71 \text{ KN.}$
- Effort normal dû à la surcharge Q : $N_Q = 0.$
- Moment de renversement dû à G : $M_G = 0.$
- Moment de renversement dû à Q : $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.ml.}$

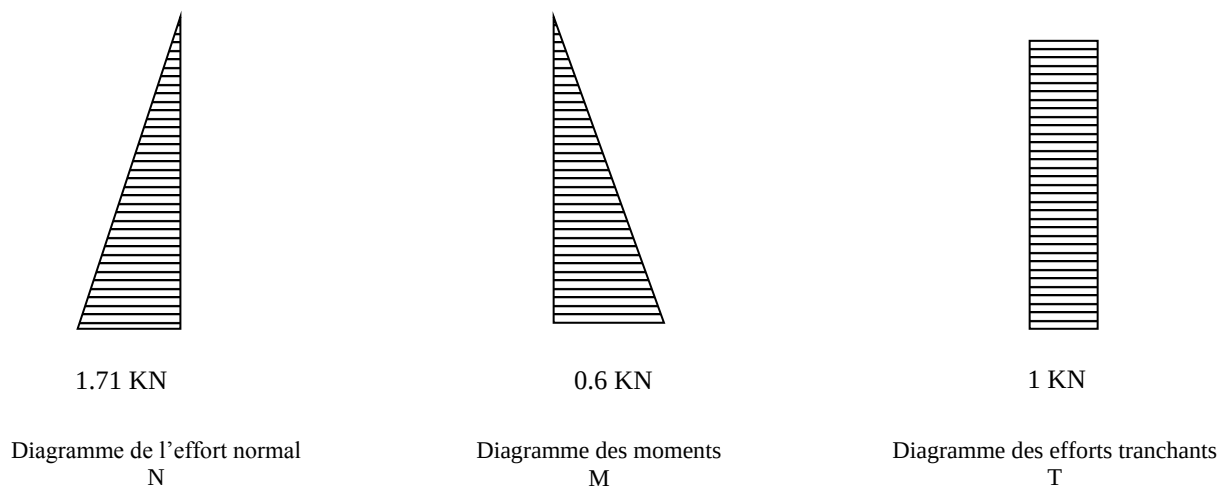


Figure III.3 : Diagrammes des efforts.

III.1.2. Combinaisons de charges

• A l'ELU :

La combinaison de charge est : **1.35 G + 1.5 Q**

- Effort normal de compression :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 \times 1.71 = 2.31 \text{ KN}.$$

- Moment de renversement :

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}.$$

• **A l'ELS :**

La combinaison de charges est : **G + Q**

- Effort normal de compression :

$$N_s = N_G + N_Q = 1.71 \text{ KN}.$$

- Moment de renversement :

$$M_s = M_G + M_Q = 0.6 \text{ KN.m}.$$

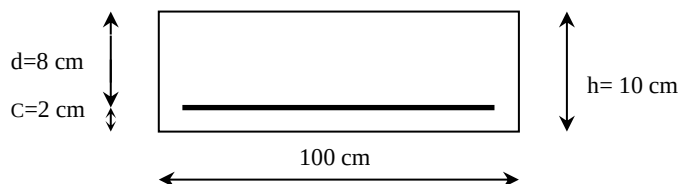
III.1.3. Ferrailage

Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M ».

Donc, ça consiste en l'étude d'une section de béton rectangulaire soumise à la flexion composée.

Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour ce faire, on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A ».



• **Calcul à l'ELU**

a) Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \quad e_u = \frac{0.9 \times (10)^2}{2.31} = 38.96 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}.$$

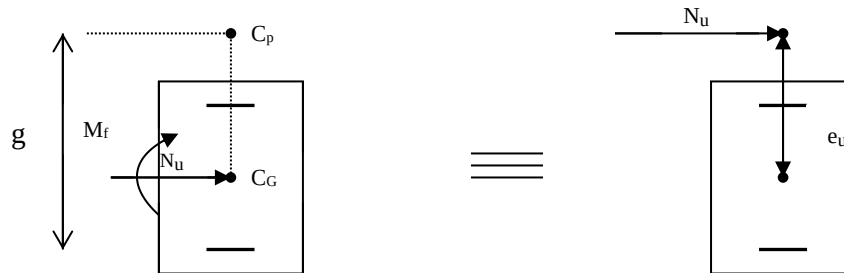


Figure III.4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Le centre de pression « c_p » se trouve à l'extérieur de la section limitée et l'effort normal (N) est un effort de compression $\Rightarrow$ Section partiellement comprimée (SPC).

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f » puis on se ramène à la flexion composée.

b) Calcul de la section d'armatures en flexion simple :

❖ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \cdot g$$

Avec : g : distance entre « c_p » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 38.96 + \frac{10}{2} - 2 = 41.96 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où : } M_f = 2.31 \times 0.42 = 0.97 \text{ KN.m.}$$

❖ **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.97 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0106$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_b = 0.0106 < \mu_l = 0.392. \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.0106 \Rightarrow \beta = 0.995.$$

❖ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.97 \times 10^3}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2.$$

c) Calcul de la section des armatures réelles en flexion composée

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_u = 0.35 - \frac{2.31 \times 10}{348} = 0.28 \text{ cm}^2.$$

d) Vérifications à l'ELU

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

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

▪ **Armatures principales :**

$$A_u \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right].$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.675} = 35.8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{348} \left[\frac{35 - 0.445 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} \right] = 0.90 \text{ cm}^2$$

D'où les armatures principales :

$$A_u = 0.28 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2.$$

La condition étant non justifiée, on adoptera la section minimale d'armatures :

$$A = A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{\text{adoptée}} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

▪ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.2.1/BAEL91)**

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \right\} = \min \{2.5; 4\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} ; \quad V_u : \text{Effort tranchant : } V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 80} = 0.019 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.019 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement ; les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement ; $\psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence)

$$\text{D'où : } \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

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

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 10.05} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Espacement des barres :**

$$\text{Armatures principales : } S_t = 25 \text{ cm.} < \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Armatures de répartition : } S_t = 25 \text{ cm.} < \min\{4h; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Ancrage des barres verticales :**

$$\text{La longueur de scellement droit est : } L_s = \frac{\phi}{4} \frac{f_e}{\bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6(\psi_s)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$.

D'où : $L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{ mm}$.

 Soit : $L_s = 30 \text{ cm}$.

e) Vérification à L'E L S

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \quad \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

❖ Vérification des contraintes dans l'acier

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

Avec : $\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251$

$$\rho_1 = 0.251 \rightarrow \beta_1 = 0.912$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.912 \times 8 \times 2.01} = 40.56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec : $\eta = 1.6$ pour les Barres H.A

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{266.6 ; 201.63\}$$

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

$$\sigma_{st} = 40.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification des contraintes dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

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

$$\text{On a : } \rho_1 = 0.251 \Rightarrow \beta_1 = 0.912 \Rightarrow K = 48.29$$

$$\sigma_{bc} = \frac{40.56}{48.29} = 0.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

f) Vérification de l'acrotère au séisme :(Art 6.2.3 RPA99)

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p.$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas : A= 0.15 (Zone IIa, groupe d'usage2).

C_p : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires, C_p = 0.3.

W_n : poids de l'acrotère, W_p= 1.71 kN/ml.

$$F_p = 4 \times 0.3 \times 0.15 \times 1.71 = 0.308 \text{ kN / ml} < Q = 1 \text{ kN / ml.}$$

Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal Q=1kN/ml supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

III.2. Calcul des balcons

Le balcon est assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisée en dalle pleine. Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

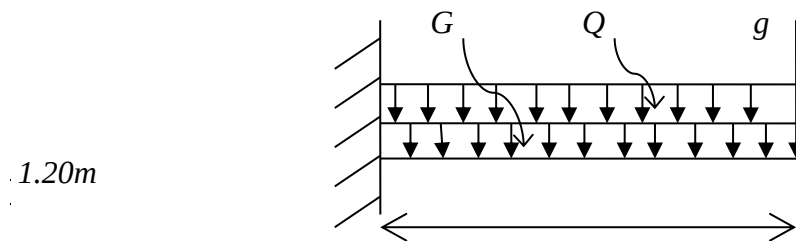


Figure III.5 : Schéma statique du balcon

G : charge permanente uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

III.2.1. Dimensionnement du balcon

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{l}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

On optera pour une épaisseur de 15 cm.

III.2.2. Détermination des charges et surcharges du balcon

- Charges permanentes

Eléments	Charges permanentes (KN/m ²)	Résultats (KN/m ²)
Dalle pleine	25×0.15	3.75

Revêtements	Carrelage	22×0.02	0.44
	Mortier de pose	22×0.02	0.44
	Couche de sable	18×0.02	0.36
	Enduit de ciment	18×0.02	0.36
Somme (G)			5.35

Tableau III.1 : Charges permanentes du balcon.

- Charge concentrée (Poids propre du garde-corps)

Eléments	Charges permanentes (KN/m²)	Résultats (KN/m²)
Brique	9×0.15	1.35
Enduit de ciment	18×0.02×2	0.72
Somme (g)		2.07

Tableau III.2 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps.

- Surcharge d'exploitation

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

III.2.3. Combinaisons de charges

- A l'ELU :

➤ La dalle :

$$q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 5.35) + (1.5 \times 3.5) = 12.47 \text{ KN/ml}$$

➤ Le garde-corps :

$$g_u = (1.35 \times g) \times 1 m = 1.35 \times 2.07 = 2.80 \text{ KN}$$

- A l'ELS :

➤ La dalle :

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m} = 5.35 + 3.5 = 8.85 \text{ KN}$$

➤ **Le garde-corps :**

$$q_s = g = 2.07 \text{ KN/ml}$$

III.2.4. Calcul des moments fléchissant :

- **A l'ELU :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l$$

$$M_u = \frac{12.47 \times (1.20)^2}{2} + 2.80 \times 1.20 = 12.34 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELS :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s \times l$$

$$M_s = \frac{8.85 \times (1.20)^2}{2} + 2.07 \times 1.20 = 8.86 \text{ KN.m}$$

III.2.4. Ferrailage

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

• Armatures principales

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12.34 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.052 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S. A}$$

$$\mu_u = 0.052 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.973$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12.34 \times 10^3}{0.973 \times 13 \times 348} = 2.80 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA12** = 5.65 cm² avec $S_t = 20 \text{ cm}$

• Armatures de répartition

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

Soit une section de **5HA12** = 5.65 cm² avec $S_t = 20 \text{ cm}$

III.2.5. Vérifications à l'ELU

1) Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91modifié 99)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification de la l'entrainement des barres : (A.6.1,3/BAEL91modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$V_u = q_u \times l + g_u$$

$$V_u = (12.47 \times 1.20) + 2.80 = 17.76 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{17.76 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 0.806 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3) Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{17.76 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.137 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4) Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)

- Armatures principales

$$S_{t1} = 20 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition

$$S_{t2} = 20 \text{ cm} < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.6. Vérification à l'ELS

- **Contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}.$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- La section est rectangulaire
- La nuance des aciers est FEe400
- $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{12.34}{8.86} = 1.39$$

$$\mu = 0.036 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.675$$

$$\frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

$$\alpha = 0.675 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.445 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc on doit vérifier la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$$

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

- **Longueur de scellement**

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = - \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm.} \quad \text{Soit : } l_s = 45 \text{ cm}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \quad \text{On adopte : } L_r = 20 \text{ cm.}$$

- **Contraintes dans les armatures**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers est inutile.

III. 3 Calcul de la poutre palière

a) Pré dimensionnement

Hauteur

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Sa portée est de 3m (entre nus d'appuis).

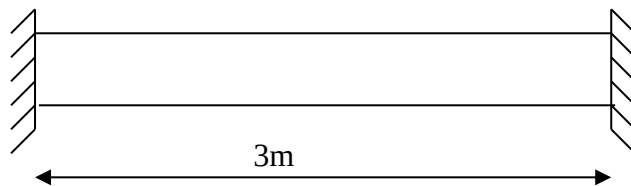


Figure III.6: Schéma de la poutre palière.

III. 3.1 Pré dimensionnement

➤ La hauteur h_t est donnée par la relation suivante

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10} l : \text{longueur libre entre nus d'appuis}$$

$$\frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20\text{cm} \leq h_t \leq 30\text{cm}$$

On prend $h_t = 30\text{cm}$

➤ La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 21\text{cm}$$

On prend $b = 30\text{cm}$

Recommandations de RPA (Art 7.5.1) ;

$$b \geq 30\text{cm}, h \geq 30\text{cm} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{d'où} \quad 12\text{ cm} \leq h_t \leq 21\text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on opte pour : $b = 30\text{ cm}$

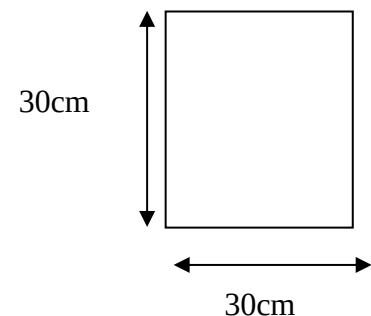


Figure III.7: Section de la poutre palière.

Notre poutre a pour dimension ($b \times h$) = (30× 30) cm²

b) Détermination des charges

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/ml}$
- poids du mur $G_M = 2.36 \times 1 = 2.36 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 33.458 \text{ KN}$
- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 24.152 \text{ KN}$

III. 3.2 Calcul à l'ELU

a) Calcul des efforts internes

$$q_u = 1.35G + R_u$$

$$q_u = 1.35 \times (2.25 + 2.36) + 33.458 = 39.68 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{39.68 \times 3^2}{8} = 44.64 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

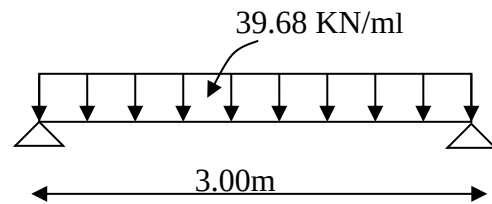
$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{39.68 \times 3}{2} = 59.52 \text{ KN/m}$$

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

$$M_{uap} = -0.3M_u = -13.392 \text{ KN.m}$$

$$M_{utr} = 0.85M_u = 37.944 \text{ KN.m}$$

b) Diagramme du moment et de l'effort



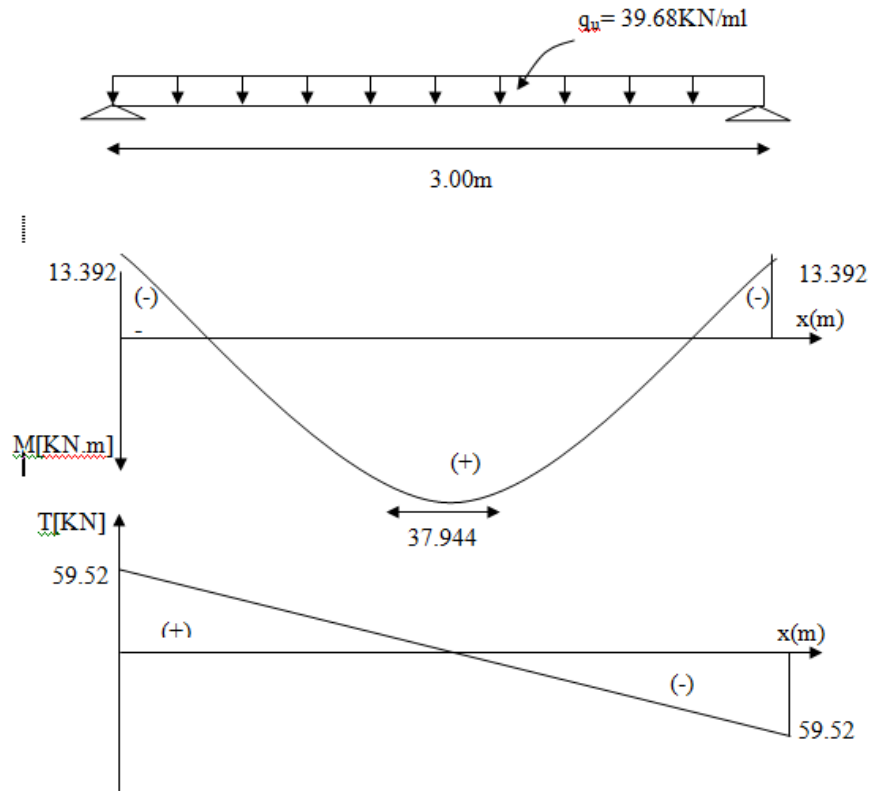


Figure III.8 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant.

c) Ferrailage

En travées : $h = 30 \text{ cm}$; $d = 28 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{37.944 \times 10^3}{30 \times 28^2 \times 14.2} = 0.114$$

$$\mu_t = 0.114 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.114 \Rightarrow \beta = 0.939$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{37.944 \times 10^3}{0.939 \times 28 \times 348} = 4.10 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 3 \text{ HA } 14 = 4.62 \text{ cm}^2$

Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{13.392 \times 10^3}{30 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.046 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.046 \Rightarrow \beta_1 = 0.976$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{13.392 \times 10^3}{0.976 \times 28 \times 348} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$

III. 3.3 Vérification à l'ELU

III. 3.3.1 Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL)

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.0143 \text{ cm}^2$$

a) En travée : $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.0143 \text{ cm}^2$

b) Aux appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.0143 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow$ La condition est vérifiée.

b) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = \{3.3 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\} \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{59.52 \times 10^3}{300 \times 280} = 0.71 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

3.3.3.2. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL)

a) Influence sur les aciers

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(59.52 \times 10^3 + \frac{13.392 \times 10^6}{0.9 \times 280} \right) = 3.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 3.39 \text{ cm}^2 > 3.24 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

b) Influence sur le béton

$$T_{\text{umax}} \leq 0.4 b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4 b \times 0.9 d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 300 \times 0.9 \times 280 \times \frac{25}{1.5} = 504 \text{ kN} > T_u = 59.52 \text{ kN}$$

$\Rightarrow$ La Condition est vérifiée

c) Vérification de l'adhérence aux appuis

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_u = \frac{59.52 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 11.304 \times 10} = 2.09 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 2.09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

III. 3.3.3 Les armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 8.57 ; 30 \} = 8.57 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

III. 3.3.4 Ecartement des barres

D'après le **RPA2003 Art 7 .5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

a) En zone nodale

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 30} = 22.33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{ 7.5 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm} \}$$

On prend : $S_t = 7 \text{ cm}$

b) En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

III. 3.3.5 Ancrage des barres (A-6-1-2)

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 50.30 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$.

III. 3.4 Calcul à l'ELS

a) Combinaison des charges

$$q_s = G + T_s$$

$$q_s = 2.25 + 2.36 + 24.152 = 28.762 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{28.762 \times 3^2}{8} = 32.36 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{28.762 \times 3}{2} = 43.143 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement

$$M_{sa} = -0.3M_s = -9.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_s = 27.51 \text{ KN.m}$$

b) Vérification des contraintes

a) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{1. Aux appuis : } \rho_1 = \frac{100.A_{app}}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 28} = 0.404$$

$$\rho_1 = 0.404 \Rightarrow \beta_1 = 0.903 ; \alpha_1 = 0.291 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.291}{15(1-0.291)} = 0.028$$

$$\alpha = 0.291 \Rightarrow K = 0.028$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{app} \cdot \beta \beta} = \frac{9.71 \times 10^6}{339 \times 0.903 \times 280} = 113.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.028 \times 113.29 = 3.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.17 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

2. En travée

$$\rho_1 = \frac{100.A_{tr}}{b.d} = \frac{100 \times 4.62}{30 \times 28} = 0.55$$

$$\rho_1 = 0.55 \Rightarrow \beta_1 = 0.889 \quad \alpha_1 = 0.333 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.333}{15(1-0.333)} = 0.033$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{27.51 \times 10^6}{339 \times 0.889 \times 280} = 239.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.033 \times 239.22 = 7.90 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

3.3.5) Vérification de la flèche

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.30}{3} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.30}{3} = 0.1 > \frac{27.51}{10 \times 32.36} = 0.085 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{28 \times 30} = 0.0055 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

c) Etat limite de déformation

La fissuration étant peu nuisible $\Rightarrow$ la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

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

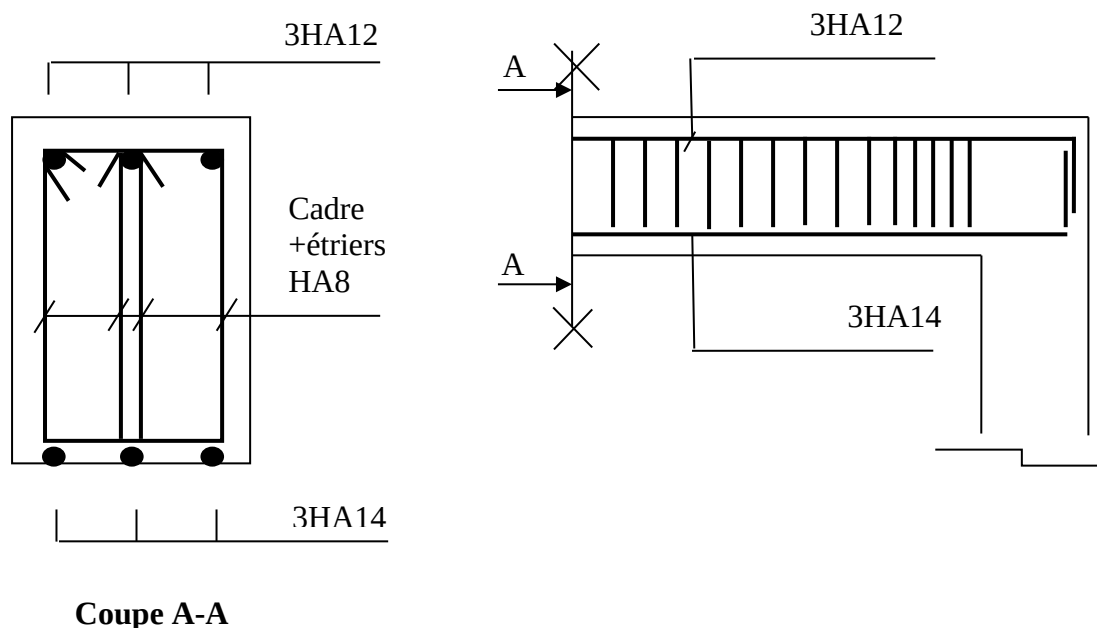


Figure III.9 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.4. Calcul des escaliers

III.4.1. Définition

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.4.2. Terminologie

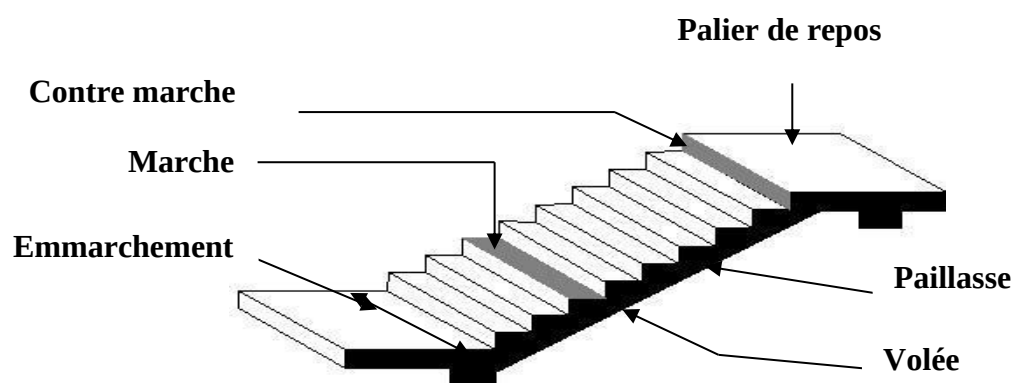


Figure III.10: Principaux termes relatifs à un escalier.

Marche : c'est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

Le nombre de marches est pris comme suit : $m = n-1$.

Contre marche : c'est la partie verticale entre deux marches ; l'intersection de la marche et la contre marche nommés nez de marche est parfois saillie sur le contre marche.

n : nombre de contre marches donné par : $n = H/h$.

Avec : H : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

Hauteur du contre marche « h » : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

h le plus courant varie de 14 à 20 cm (17 cm en moyenne).

Giron « g » : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; $22\text{ cm} \leq g \leq 33\text{ cm}$.

La volée : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.

Le palier : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

L'emmarchement : représente la largeur de la marche.

Dans un immeuble collectif, l'emmarchement doit être : $L \geq 120\text{ cm}$. Ou $L \geq 3g$.

Le rapport ($r = h/g$) est appelé raideur de l'escalier.

III.4.3. Les différents types d'escaliers

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

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

La **figure III.11.a** nous montre quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées, la **figure III.11.b** donne quelques exemples

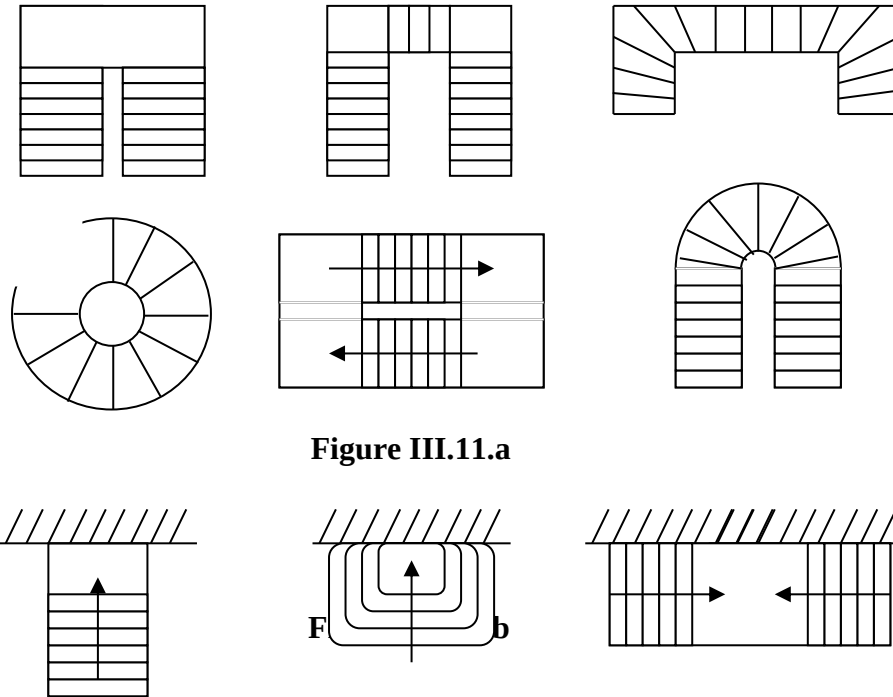


Figure III.11.a

Figure III.11 : Différents types d'escaliers.

Notre ouvrage comporte deux cages d'escaliers identiques : chaque escalier est à trois volées avec deux paliers de repos.

III.4.4. Escalier d'étage courant

III.4.4.1. Prédimensionnement

- **Marches et contre marches**

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont prédimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

$$59cm \leq 2h + g \leq 66cm.$$

La limite inférieure (59cm) correspond à des escaliers courants d'appartements et la limite supérieure (66cm) à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

Pour dimensionner, on prend en compte ce qui suit :

Pour un bâtiment à usage d'habitation collective ou publique, on peut retenir les dimensions suivantes : $15\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$.

$$29\text{cm} \leq g \leq 34\text{cm}.$$

La ligne de foulée (L') représente la trajectoire que suit une personne qui monte l'escalier, elle est tracée à 50 cm du collet.

- **Application :**

Dans notre cas $H=3.06\text{ m}$.

Soient : $h = 17\text{ cm}$.

$$g = 30\text{ cm}.$$

On aura donc : $n = \frac{3.06}{0.17} = 18$ hauteurs.

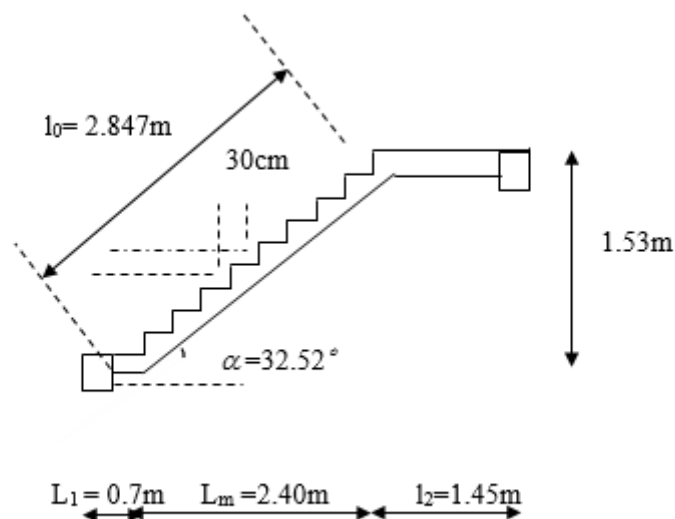
- **Vérification de la relation de BLONDEL**

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm}.$$

On remarque bien que $59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$. $\Rightarrow$ La condition est vérifiée

III.4.4.2. Etude de la première volée

- **Schéma statique**



1) Epaisseur de la paillasse et du palier

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation : $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

Avec :

L : longueur réelle de la paillasse et du palier : $L = L_1 + L_m + L_2$.

Calcul de L_m :

Soient :

H : hauteur de la volée : $H = 1.53\text{m}$

L_m : longueur de la paillasse projetée : $L_m = g \times (n-1) = 2.40\text{m}$

L_2 : longueur (profondeur) du palier de repos : $L_2 = 1.45\text{m}$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_m} = \frac{1.53}{2.40} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52 \Rightarrow \cos \alpha = 0.843$$

$$l_0 = \frac{L_m}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{0.843} = 2.847 \text{ m}$$

$$\Rightarrow L = 0.70 + 2.847 + 1.45 = 4.997\text{m}$$

$$\text{D'où : } \frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{4.997}{30} \leq e_p \leq \frac{4.997}{20} \Rightarrow 0.166 \leq e_p \leq 0.249$$

On opte alors pour une épaisseur : $e_p = 0.20\text{m} = 20 \text{ cm}$

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

2) Détermination des charges et surcharges**a. Charges permanentes**

- **Poids des revêtements**

ELEMENTS	POIDS (KN/M ²)
- Revêtement de carrelage (2 cm)	$22 \times 0.02 = 0.44$
- Mortier de pose (2 cm)	$22 \times 0.02 = 0.44$
- Couche de sable (2 cm)	$18 \times 0.02 = 0.36$
- Enduit de ciment (1.5 cm)	$22 \times 0.015 = 0.33$
- Poids propre du garde-corps	0.2
Charge totale	$G_r = 1.77$

Tableau III.3 : Poids des revêtements.

- **Le palier**

ELEMENTS	POIDS (KN/M ²)
- Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0.20 = 5$
- Poids des revêtements	1.77
Charge totale	$G_1 = 6.77$

Tableau III.4 : Charge totale du palier.

- La volée

ELEMENTS	POIDS (KN/M ²)
- Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0.20}{\cos \alpha} = 5.931$
- Poids des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125$
- Poids des revêtements	1.77
Charge totale	$G_2 = 9.826$

Tableau III.5 : Charge totale de la volée

b. Surcharge d'exploitation

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

c. Combinaison de charges à l'ELU

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

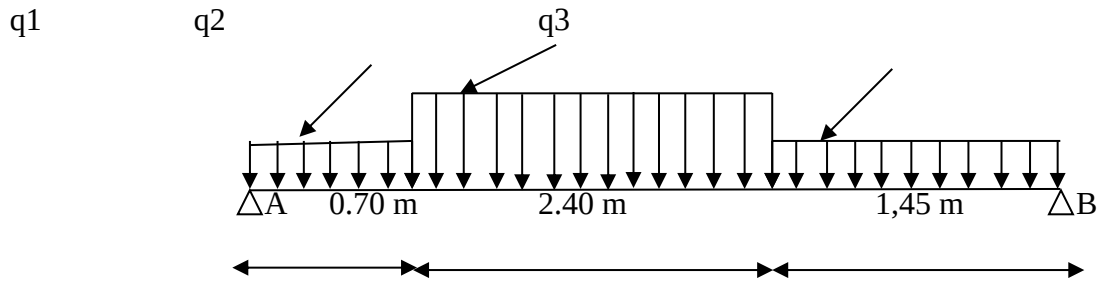
Plier de départ : $q_1 = 1.35 \times 6.77 + 1.5 \times 2.5 = 12.889 \text{ KN/ ml}$

Volée : $q_2 = 1.35 \times 9.826 + 1.5 \times 2.5 = 17.015 \text{ KN/ml}$

Plier : $q_3 = 1.35 \times 6.77 + 1.5 \times 2.5 = 12.889 \text{ KN/ ml}$

3) Calculs à l'ELU

1. Calcul des efforts internes



a. Réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 ; \quad R_A + R_B = 68.547 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 ; \quad R_A = 35.09 \text{ KN.}$$

$$\sum M/B = 0 ; \quad R_B = 33.458 \text{ KN.}$$

b. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

➤ **1^{er} tronçon :**

➤ $0 \leq x \leq 0.7 \text{ m}$ M_Z

$$\sum F = 0 ;$$

$$T_y = q_1 x - R_A \quad T_y = 12.889x - 35.09.$$

$$x = 0 \Rightarrow \quad T_y(0) = -35.09 \text{ KN}$$

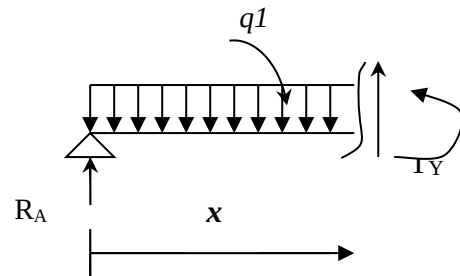
$$x = 0.7 \text{ m} \Rightarrow \quad T_y(0.7) = -26.068 \text{ KN}$$

$$\sum M/G = 0 ;$$

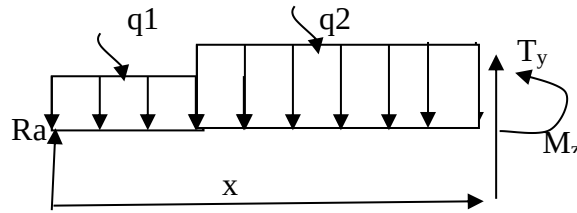
$$M_Z = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2} \quad M_z = 35.09x - 12.889 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \quad M(0) = 0$$

$$x = 0.7 \Rightarrow \quad M(0.7) = 21.405 \text{ KN.m}$$



- **2^{ème} tronçon** : $0.7 \leq x \leq 3.1\text{m}$:



$$\sum F = 0 ;$$

$$T_y = q_1 \times 0.7 + q_2(x - 0.7) - R_A \quad . \quad T_y = 12.889 \times 0.7 + 17.015(x - 0.7) - 35.09$$

$$x = 0.7 \Rightarrow T_y(0.7) = -26.068 \text{KN}$$

$$x = 3.1 \Rightarrow T_y(3.1) = 14.77 \text{KN}$$

$$\sum M/G = 0 ;$$

$$M_z = R_A x - q_1 \times 0.7 \times (x - 0.35) - q_2 \frac{(x - 0.7)^2}{2}$$

$$M_z = 35.09x - 12.889 \times 0.7 \times (x - 0.35) - 17.015 \frac{(x - 0.7)^2}{2}$$

$$x = 0.7 \Rightarrow M(0.7) = 21.405 \text{KN.m}$$

$$x = 3.1 \Rightarrow M(3.1) = 34.964 \text{KN.m}$$

➤ **3^{ème} tronçon** :

$$0 \leq x \leq 1.45\text{m}$$

$$\sum F = 0 ;$$

$$T_y = -q_3 x + R_B \quad T_y = -12.889x + 33.458$$

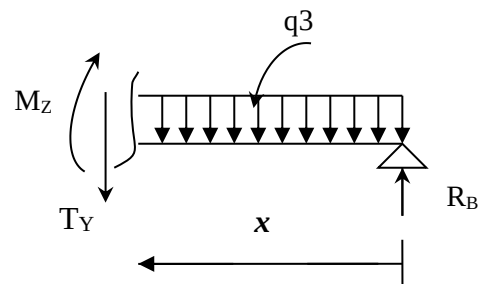
$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = 33.458 \text{KN}$$

$$x = 1.45\text{m} \Rightarrow T_y(1.45) = 14.77 \text{KN}$$

$$\sum M/G = 0 ;$$

$$M_z = R_B x - q_3 \frac{x^2}{2} \quad M_z = 33.458x - 12.889 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$



$$x = 1.45m \Rightarrow M(1.45) = 34.964KN.m$$

✓ **Moment maximum :**

$$T_y = 0 \Rightarrow M_z = \max$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 2.23m$$

$$M_z(2.23) = 35.09(2.23) - 12.889 \times 0.7 \times (2.23 - 0.35) - 17.015 \frac{(2.23 - 0.7)^2}{2}$$

$$M_{\max} = 41.374KN.m$$

Remarque :

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.

$$M_u^{ap} = (0.3)M_{\max} = (-0.3) \times (41.374) = -12.412KN.m$$

$$M_u^t = (0.85)M_{\max} = (0.85) \times (41.374) = 35.168KN.m$$

a. Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à L'ELU :

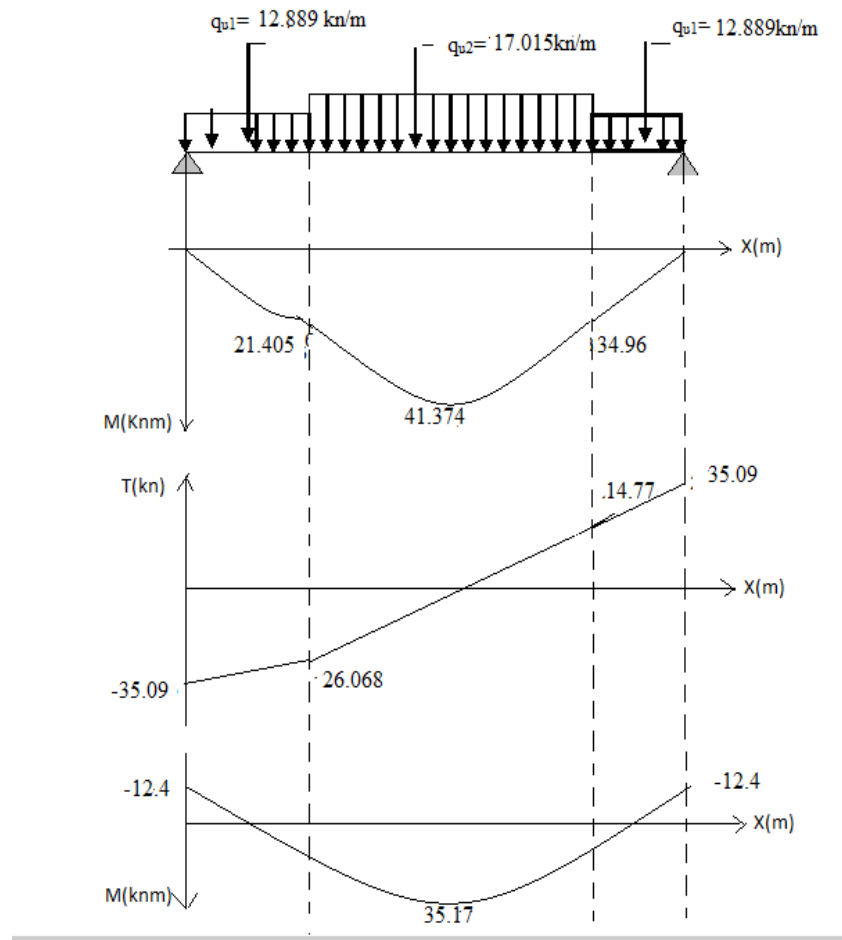
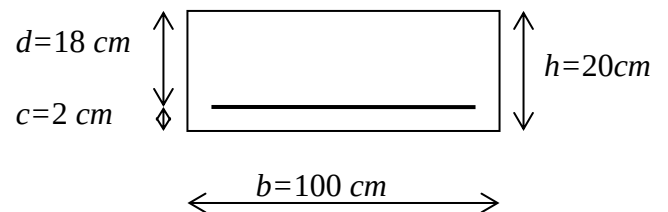


Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à L'ELU.

2. Ferrailage :

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



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

- **Moment réduit μ_b :**

$$\mu_b = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}. \quad \text{Avec :}$$

M : moment supporté par la section.

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

b et d : dimensions de la section.

- **Section d'armatures :**

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} ; \quad \text{Avec :}$$

σ_{st} : Contrainte limite de l'acier.

a) Calcul des armatures principales

❖ Aux appuis :

$$M_u^{ap} = 12.412 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.412 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times (14.2)} = 0.027 < \mu_l = 0.392. \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.027 \Rightarrow \beta = 0.9865$$

$$A_a = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.412 \times 10^3}{0.9865 \times 18 \times 348} = 2 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 5 \text{ HA } 14 = 7.70 \text{ cm}^2$; Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

❖ En travée :

$$M_u^t = 35.168 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{35.168 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times (14.2)} = 0.076 < \mu_l = 0.392. \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.076 \Rightarrow \beta = 0.960$$

$$A_t = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{35.168 \times 10^3}{0.960 \times 18 \times 348} = 5.84 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 5 \text{ HA } 14 = 7.70 \text{ cm}^2$; Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

b) Calcul des armatures de répartition

❖ Aux appuis :

$$A_r^a = \frac{A_a}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.925 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r^a = 4 \text{ HA } 12 = 4.52 \text{ cm}^2$; Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ **En travée :**

$$A_r^t = \frac{A_t}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.925 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r^t = 4 \text{ HA } 12 = 4.52 \text{ cm}^2$; Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

3. Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 modifié 99)

$$A_s \geq A_{\min}$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.174 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 5 \text{ HA } 14 = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.174 \text{ cm}^2 \\ A_a = 5 \text{ HA } 14 = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.174 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Repartition des barres

✓ **Armatures principales:**

$$S_t < \min (4h; 33) = \min (80; 33) = 33 \text{ cm}.$$

$$S_t = \{20\} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$S_t < \min (4h; 45) = \min (80; 45) = 45 \text{ cm}.$$

$$S_t = \{20\} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de l'entraînement des barres : (Art A.6.1,3/BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \psi_s = 1.5 (\text{HA})$$

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

$$V_u^{\max} = 35.09 \text{ KN (Effort tranchant max)}$$

$\sum U_i$: désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 14 = 219.9 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{35.09 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 219.9} = 0.985 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.985 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d. Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1,1/BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ (Art A.5.1,21/BAEL 91 modifié 99)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{35.09 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.195 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.195 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

▪ **Influence sur le béton : (Art A.5.1,313/BAEL 91 modifié 99)**

$$\frac{2\bar{V}_u}{b \cdot a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow \bar{V}_u = \frac{0.4 \cdot f_{c28} \cdot a \cdot b}{\gamma_b} ; \text{ Avec : } a = 0.9 d ;$$

$$\bar{V}_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.18 \times 1}{1.5} = 1080 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 35.09 \text{ KN} < \bar{V}_u = 1080 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

f. Ancrage des barres aux appuis :

La longueur de scellement droit : $L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$

Avec : $\tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.383 \text{ cm}$$

Les armatures comportent des crochets, donc : $L_s = 0.4 \times 49.383 = 19.75 \text{ cm}$

Soit : $L_s = 20 \text{ cm}$

4) Calcul à l'ELS

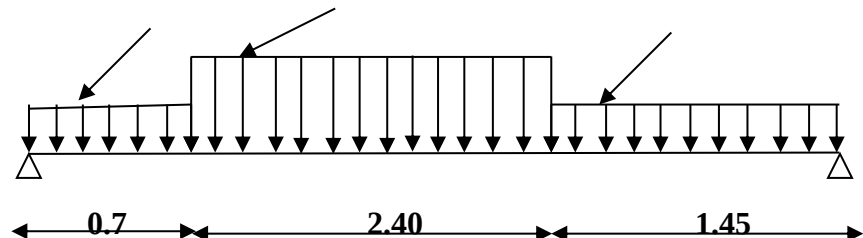
- Combinaison de charges à l'ELS :**

$$q_s = G + Q$$

Plier : $q_s = (6.77 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 9.27 \text{ KN / ml}$.

Volée : $q_s = (9.826 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.326 \text{ KN / ml}$.

$q_{s1} = 9.27 \text{ KN/ml}$ $q_{s2} = 12.326 \text{ KN/ml}$ $q_{s3} = 9.27 \text{ KN/ml}$

**1. Calcul des efforts internes :****a. Réactions d'appuis :**

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 ; \quad R_A + R_B = 49.513 \text{ KN.}$$

$$\sum M / _A = 0 ; \quad R_B = 24.152 \text{ KN.}$$

$$\sum M / _B = 0 ; \quad R_A = 25.361 \text{ KN.}$$

b. Calcul des efforts internes :➤ **1^{er} tronçon** : $0 \leq x \leq 0.7m$

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 9.27x - 25.361.$$

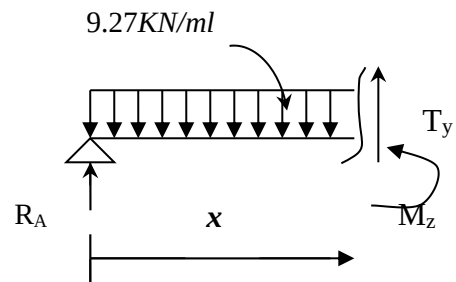
$$x = 0 \Rightarrow \quad T_y(0) = -25.361KN$$

$$x = 0.7m \Rightarrow \quad T_y(0.7) = -18.872KN$$

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 25.361x - 9.27 \frac{x^2}{2}$$

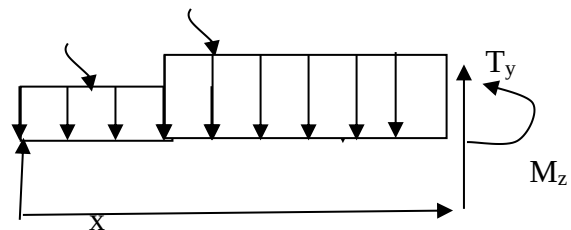
$$x = 0 \Rightarrow \quad M(0) = 0$$

$$x = 0.7m \Rightarrow \quad M(0.7) = 15.482KN.m$$



• **2^{ème} tronçon** : $0.7 \leq x \leq 3.1m$: $q_{s1}=9.27KN/ml$ $q_{s2}=12.326KN/ml$

Ra



$$\sum F = 0 ;$$

$$T_y = q_{s1} \times 0.7 + q_{s2}(x - 0.7) - R_A \quad . \quad T_y = 9.27 \times 0.7 + 12.326(x - 0.7) - 25.361$$

$$x = 0.7 \Rightarrow \quad T_y(0.7) = -18.872KN$$

$$x = 3.1 \Rightarrow \quad T_y(3.1) = 10.710KN$$

$$\sum M/G = 0 ;$$

$$M_z = R_A x - q_{s1} \times 0.7 \times (x - 0.35) - q_{s2} \frac{(x - 0.7)^2}{2}$$

$$M_z = 25.361x - 9.27 \times 0.7 \times (x - 0.35) - 12.326 \frac{(x - 0.7)^2}{2}$$

$$x = 0.7 \Rightarrow \quad M(0.7) = 15.482KN.m$$

$$x = 3.1 \Rightarrow \quad M(3.1) = 27.275KN.m$$

➤ **3^{ème} tronçon** : $0 \leq x \leq 1.45m$

➤ $\sum F = 0$;

➤ $T_y = -q_s x + R_B$; $T_y = -9.27x + 24.152$

➤ $x = 0 \Rightarrow T_y(0) = 24.152KN$

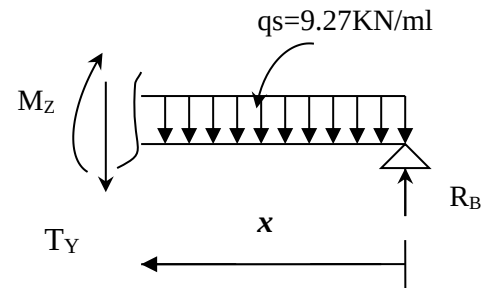
➤ $x = 1.45m \Rightarrow T_y(1.45) = 10.71KN$

➤ $\sum M/G = 0$;

➤ $M_z = RBx - q_s \frac{x^2}{2}$; $M_z = 24.152x - 9.27 \frac{x^2}{2}$

➤ $x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$

➤ $x = 1.45m \Rightarrow M(1.45) = 25.275KN.m$



✓ **Moment maximum :**

$T_y = 0 \Rightarrow M_z = \max$

$T_y = 0 \Rightarrow x = 2.23m$

$M_{\max} = 29.929KN.m$

Remarque :

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.

$M_u^{ap} = (0.3)M_{\max} = (-0.3) \times (29.929) = -8.979KN.m$

$M_u^t = (0.85)M_{\max} = (0.85) \times (29.929) = 25.439KN.m$

a. Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à L'ELS :

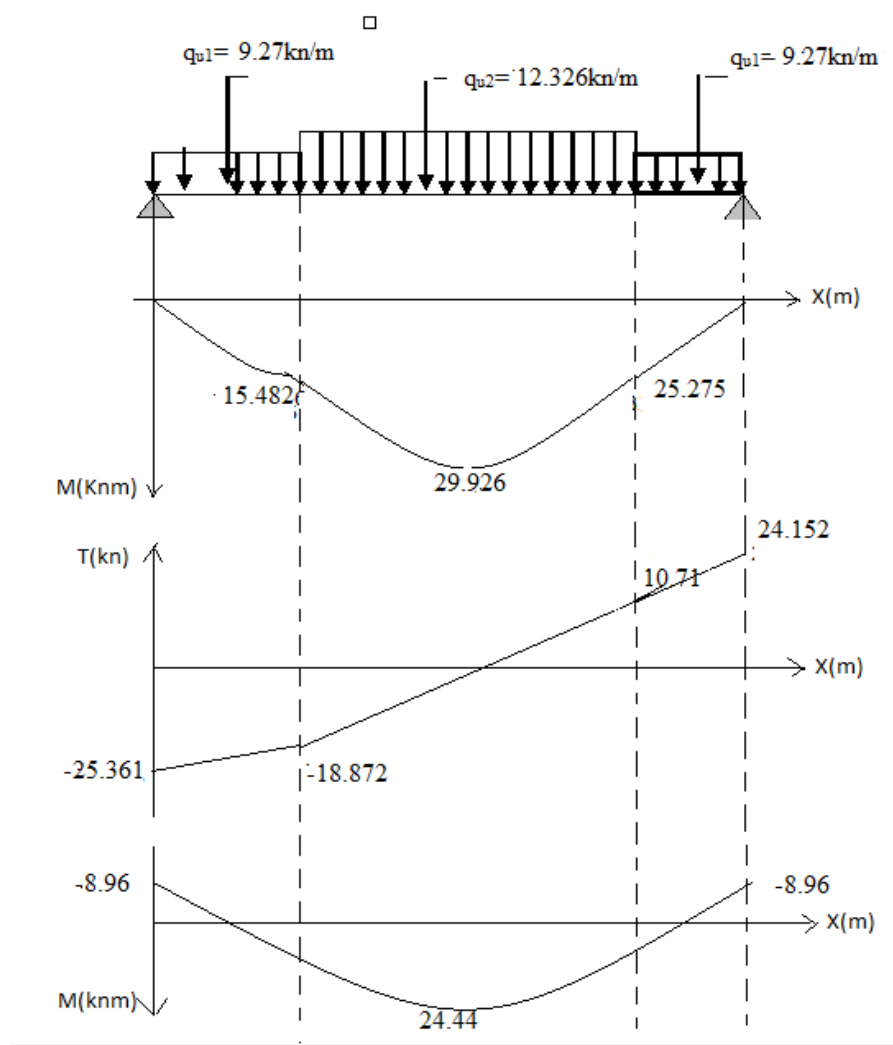


Figure III.13 : Diagramme des moments et des efforts tranchants corrigé à l'ELS.

2. Vérifications à l'ELS

a. Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k}$$

Détermination de k :

$$\rho = \frac{100 \times A_a^{\max}}{b \times d} = \frac{100 \times 7.70}{100 \times 18} = 0.428$$

$$\rho = 0.428 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.900 \\ k_l = 35 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{25.439 \times 10^3}{0.900 \times 18 \times 7.70} = 203.936 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{203.936}{35} = 5.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{455} = 0.044 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} ; \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec : $q_s = 12.326 \text{ KN/ml}$.

E_v : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

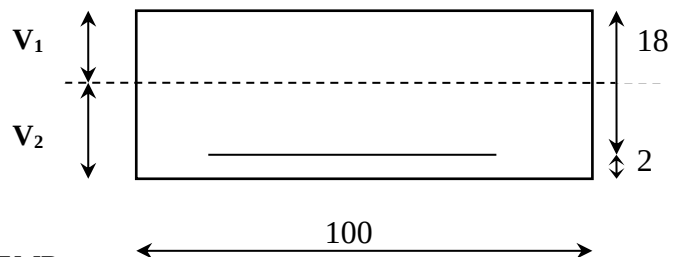
$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 7.7 \times 18) = 22079 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène.



$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 7.70) = 2115.5 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{22079}{2115.5} = 10.44 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.44 = 9.56 \text{ cm.}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{100}{3} \times ((10.44)^3 + (9.56)^3) + 20 \times 7.70 \times (9.56 - 2)^2$$

$$I = 75855.52 \text{ cm}^4.$$

D'où :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.326 \times (4550)^4}{1081886 \times 75855.52 \times 10^4} = 8.36 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{4550}{500} = 9.1 \text{ mm}$$

$$f = 8.36 \text{ mm} \leq \bar{f} = 9.1 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.5. Calcul des planchers

Introduction

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est d'épaisseur (16 + 4) avec une dalle de compression de 4 cm.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance ; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.

- Remplissage en corps creux ; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.

- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :

- ✓ Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
- ✓ Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
- ✓ Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.

III.5.1. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

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

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

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

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

Soit : $A_{\perp} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2$; avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

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

Soit : $A_{//} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2$; avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

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

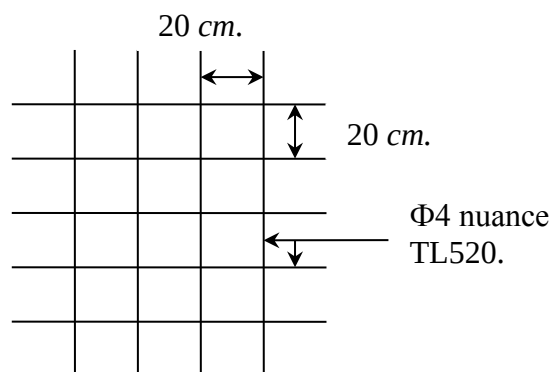


Figure III.14 : Treillis soudés (200×200).

III.5.2. Etude de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives.

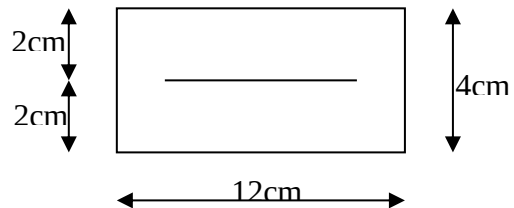
Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

III.5.2.1. Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire) :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 KN/m^2 et celui de la main d'œuvre.

- **Poids propre de la poutrelle :**

$$G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN / ml.}$$



- **Poids du corps creux :**

$$G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN / ml.}$$

- **Poids total :**

$$G_{tot} = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN / ml.}$$

- **Surcharge de l'ouvrier :**

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

1) Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

- **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 1) = 2.5 \text{ KN / ml.}$$

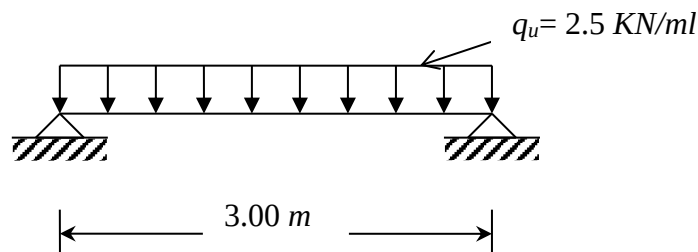


Figure III.15 : Schéma de calcul de la poutrelle.

- **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 2.5 \times \frac{(3.00)^2}{8} = 2.813 \text{KN.m.}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.00}{2} = 3.75 \text{KN}$$

2) Ferrailage :

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

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} ; \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\delta_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{2.813 \times 10^6}{(120) \times (20)^2 \times 14.2} = 4.13$$

$$\mu_u = 4.13 > \mu_r = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{La section est doublement armée.}$$

Conclusion

La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui soient pas utiles. La distance entre fil d'étais est de 190 cm.

III.5.2.2. Après coulage de la dalle de compression

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastree partiellement par ses deux extrémités. Elle aura une section en T et sera soumise aux charges suivantes qui seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles :

- Charge permanente : $G = 5.56 \times 0.65 = 3.614 \text{KN / ml.}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{KN / ml.}$

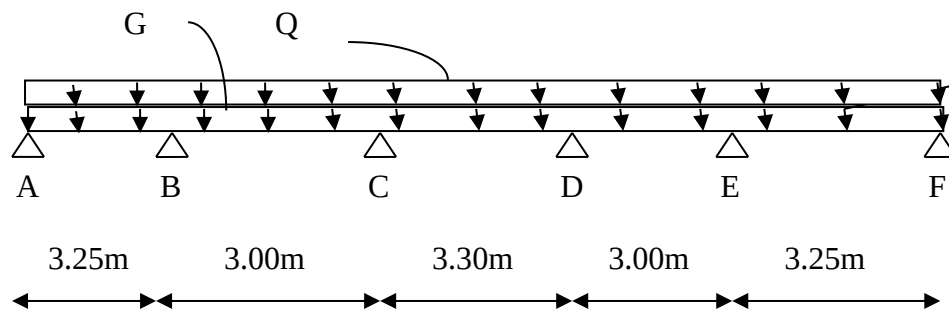


Figure III.16 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 06.

• **Dimensionnement de la poutrelle :**

h : hauteur de la poutrelle (**16+4**)

h_0 : hauteur de la dalle de compression (**$h_0 = 4 \text{ cm}$**)

b_0 : largeur de la nervure (**$b_0 = 12 \text{ cm}$**)

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{l}{10}; \frac{l_0}{2}; 8h_0 \right\}$$

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

L : portée libre entre nus.

$$L = 3.00 \text{ m}$$

D'où :

$$b_1 \leq \min \{30; 26.5; 32\}$$

$$b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

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

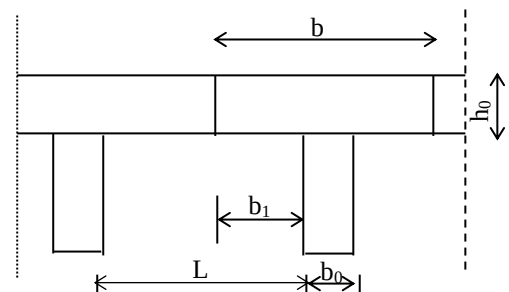


Figure III.17 : Dimensions de la poutrelle.

• **Charges:**

- Charge permanente : $G = 5.56 \times 0.65 = 3.614 \text{ KN / ml}$.

- Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN / ml}$.

- **Combinaison d'actions :**

$$ELU : q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.32 \text{ KN/ml}$$

$$ELS : q_s = G + Q = 5.24 \text{ KN/ml}$$

❖ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire**

H1 : La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 :

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

$$Q = 1.5 \text{ KN} < \max \{2G = 11.12 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2\} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

H2 : Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées $\Rightarrow$ Condition vérifiée

H3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

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

$$\forall i : \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{325}{300} = 1.083 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

H4 : La fissuration est considérée comme non préjudiciable $\Rightarrow$ Condition vérifiée

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

❖ **Principe de la méthode : (BAEL91 modifié 99)**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation est défini comme suit :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

M₀: la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée L que la travée considérée est soumise aux mêmes charges (moment isostatique) M_w , M_s

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

M_W : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_W , M_e , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

- ✓ $M_t \geq \max\{1,05 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_W + M_e}{2}$
- ✓ $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire
- ✓ $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive

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

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées ;
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

● **Effort tranchant :**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est : $T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$

M_{i+1} , M_i : moments aux appuis (i+1) et (i) respectivement de la travée considérée et à prendre avec les signes.

$\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique,

$$T_i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} ; \quad T_{i+1} = \frac{-q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

❖ **Application de la méthode**

- **Calcul des rapports de charge :**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,625}{1,625 + 3,614} = 0,31$$

α	$1+0,3\alpha$	$\frac{1,2+0,3\alpha}{2}$	$\frac{1+0,3\alpha}{2}$
0.31	1.093	0.6465	0.5465

Tableau III.6 : Rapport de charges

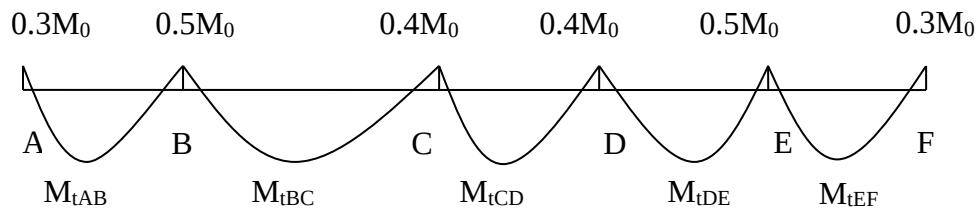


Figure III.18 : Diagramme des moments.

- **Calcul du moment isostatique :**

$$M_0 = M_4 = 7,32 \times \frac{(3,25)^2}{8} = 9,66 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = M_3 = 7,32 \times \frac{(3)^2}{8} = 8,24 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 7,32 \times \frac{(3,3)^2}{8} = 9,96 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_F = 0,3 M_0 = 2,90 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_E = 0,5 M_0 = 4,83 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = 0,4 M_2 = 3,99 \text{ KN.m}$$

- **Moments En travées :**

Pour les travées de rive (A - B) et (E - F) :

$$\bullet \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 \quad . \text{ et } (1 + 0,3\alpha = 1,093 \geq 1,05)$$

$$M_t + \left(\frac{2,90 + 4,83}{2} \right) \geq (1,093 \times 9,66) \quad \Rightarrow \quad M_t \geq 6,69 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \quad M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \Rightarrow \quad M_t \geq 6,25 \text{ KN.m} ;$$

Soit : $M_t = 6.69 \text{ KN.m}$

Pour les travées intermédiaires (B - C) et (D - E) :

$$\bullet \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_1 ; \text{ et } (1 + 0.3\alpha = 1.093 \geq 1.05)$$

$$M_t + \left(\frac{4.83 + 3.99}{2} \right) \geq (1.093 \times 8.24) \quad \Rightarrow \quad M_t \geq 4.60 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \quad M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_1 \quad \Rightarrow \quad M_t \geq 4.50 \text{ KN.m} ;$$

Soit : $M_t = 4.60 \text{ KN.m}$

Pour les travées (C - D) :

$$\bullet \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_2 ; \text{ et } (1 + 0.3\alpha = 1.093 \geq 1.05)$$

$$M_t + \left(\frac{3.99 + 3.99}{2} \right) \geq (1.093 \times 9.96) \quad \Rightarrow \quad M_t \geq 6.90 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \quad M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_2 \quad \Rightarrow \quad M_t \geq 5.44 \text{ KN.m} ;$$

Soit : $M_t = 6.90 \text{ KN.m}$

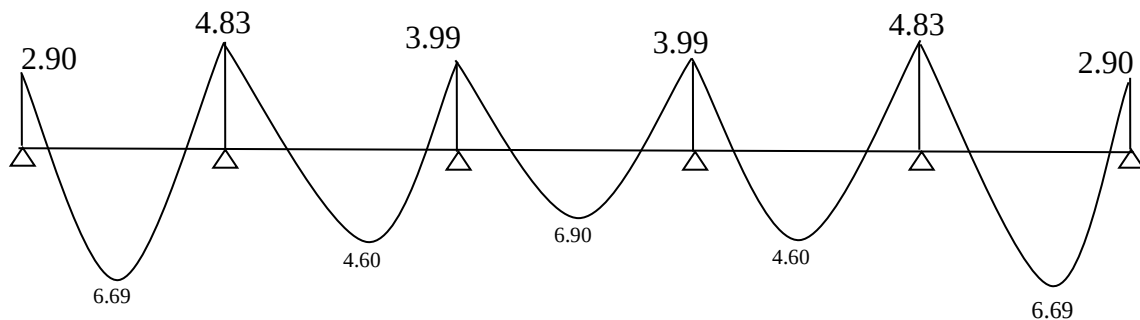


Figure III.19 : Diagramme des moments fléchissant.

➤ Calcul des efforts tranchant :

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

l : longueur de la travée considérée,

$\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique,

M_i et M_{i+1} sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébrique,
on aura :

$$T_w = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \qquad T_e = \frac{-q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

-Travée AB :

$$T_A = \frac{7.32 \times 3.25}{2} + \frac{2.90 - 4.83}{3.25} = 11.30 \text{KN}$$

$$T_B = \frac{-7.32 \times 3.25}{2} + \frac{-2.90 + 4.83}{3.25} = -11.30 \text{KN}$$

-Travée BC :

$$T_B = \frac{7.32 \times 3}{2} + \frac{3.99 - 4.83}{3} = 11.26 \text{KN}$$

$$T_C = \frac{-7.32 \times 3}{2} + \frac{-3.99 + 4.83}{3} = -11.26 \text{KN}$$

-Travée CD :

$$T_C = \frac{7.32 \times 3.3}{2} + \frac{3.99 - 3.99}{3.3} = 12.078 \text{KN}$$

$$T_D = \frac{-7.32 \times 3.3}{2} + \frac{3.99 - 3.99}{3.3} = -12.078 \text{KN}$$

-Travée DE :

$$T_D = \frac{7.32 \times 3}{2} + \frac{3.99 - 4.83}{3} = 11.26 \text{KN}$$

$$T_E = \frac{-7.32 \times 3}{2} + \frac{-3.99 + 4.83}{3} = -11.26 \text{KN}$$

-Travée EF :

$$T_E = \frac{7.32 \times 3.25}{2} + \frac{2.90 - 4.83}{3.25} = 11.30 \text{KN}$$

$$T_B = \frac{-7.32 \times 3.25}{2} + \frac{-2.90 + 4.83}{3.25} = -11.30 \text{KN}$$

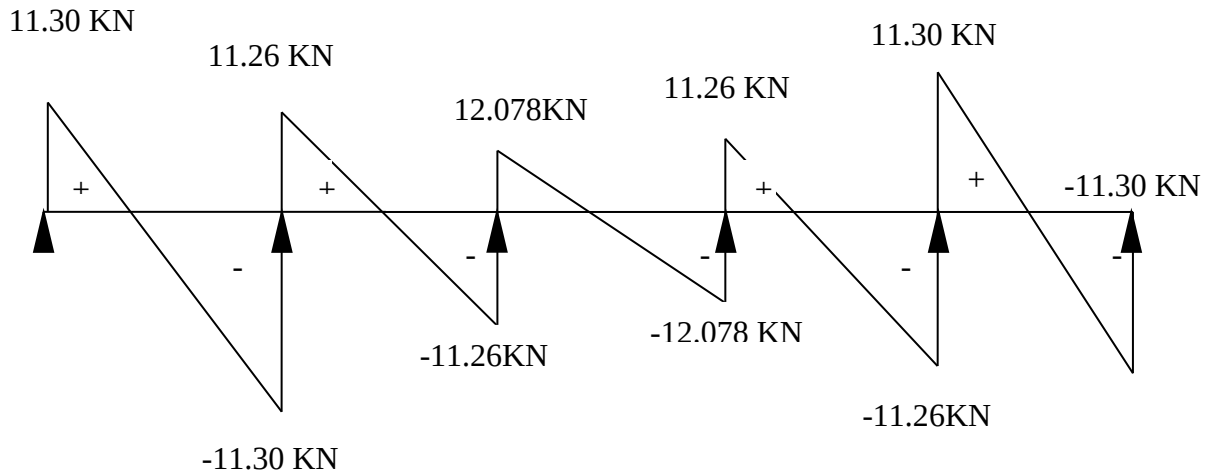


Figure III.20 : Diagramme des efforts tranchants.

III.5.3. Calcul des armatures

III.5.3.1. Calcul à l'état limite ultime (ELU)

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis.

a) Armatures longitudinales :

• En travées :

Le moment maximal en travée : $M_{\max}^t = 6.90 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{ab}^t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_{ab}^t = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}^t \leq M_{AB}^t \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression.}$$

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h) :

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.90 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.023$$

$$\mu_b = 0.023 < \mu_e = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{La section est simplement armée donc } A'_s = 0$$

$$\mu_b = 0.023 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.9885$$

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

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.90 \times 10^3}{0.9885 \times 18 \times 348} = 1.11 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On opte pour : } A_{st} = 3\text{HA10} = 2.35 \text{ cm}^2$$

• Aux appuis

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire.

$$\text{Le moment max aux appuis : } M_a^{\max} = 4.83 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.83 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.016$$

$$\mu_b = 0.016 < \mu_e = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.016 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.992$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4.83 \times 10^3}{0.992 \times 18 \times 348} = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On opte pour : } A^a = 1 \text{ HA12} = 1.13 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales :

• Section minimale d'armatures d'âme : (Art A.5.1,22 /BAEL91 modifié 99)

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e ,

$$\text{on doit avoir : } \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \frac{0.4 b_0 S_t}{f_e}$$

L'espacement (S_t) des cours successifs de ces armatures doit être au plus égal à la plus petite des valeurs : $0.9d$ et 40 cm .

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{16, 2; 40\} = 16.2 \text{ cm} \text{ Soit: } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 12 \times 15}{400} = 0.18 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.18 \text{ cm}^2$$

• **Possibilité de bétonnage correct : (Art A.5.1 ,22 /BAEL91 modifié 99)**

Le diamètre d'armature d'âme d'une poutre est au plus à $h/35$ (h étant la hauteur de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la longueur d'âme.

$$\Phi \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l\right\} \quad \Phi_L \text{ Diamètre maximal des armatures longitudinales.}$$

$$\Phi \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max}\right\} = \min\left\{\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.2\right\} = 0.57 \text{ cm} = 57 \text{ mm}$$

On choisit un étrier **T6**, soit 2brins : $A_t = 0.57 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0.18 \text{ cm}^2$

Conclusion :

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers **T6**, avec un espacement constant **$S_t = 15 \text{ cm}$** sur la totalité des poutrelles.

III) Calcul de l'ancrage :

Ancrages rectilignes : (Art A.5.1, 22 /BAEL91 modifié 99)

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

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

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

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \quad \text{Soit : } L_s = 40 \text{ cm}$$

III.5.3.2. Vérifications à l'ELU

Condition de non fragilité : (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99)

Par définition, une section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne

dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie. Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchit, de largeur « b » armée d'une section « A_s » cette condition s'exprime par :

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

En travée :

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

$$A_s = 1.11 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

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

$$A_s = 0.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Justification sous sollicitation de l'effort tranchant : (Art A.5.1 /BAEL 91 modifié 99)

Les poutres soumises à des efforts sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime. Cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle τ_u , prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} \quad \text{Avec } T_{\max} = 12.078 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{12.078}{0.12 \times 0.18} \times 10^{-3} = 0.559 \text{ MPa}$$

État ultime des armatures d'âme : (Art A 5.1, 23 /BAEL 91 modifié 99)

La justification vis-à-vis de l'état limite ultime des armatures d'âme, dans le cas courant de flexion simple avec des armatures d'âme droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), s'exprime par :

$$A_t \geq A_{\min} = \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28}) b_0 S_t}{0.9 f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{1.15 (0.559 - 0.3 \times 2.1) \times 12 \times 15}{0.9 \times 400} = -0.0253$$

$$A_{\min} < 0 \quad \Rightarrow \quad \text{Aucune vérification à effectuer.}$$

État limite ultime du béton de l'âme : (Art A 5.1, 21/BAEL 91 modifié 99)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites et les fissurations sont peu nuisibles, la contrainte τ_u doit vérifier :

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

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

$$\tau_u = 0.559 \text{ MPa} < \bar{\tau} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

5. Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 3/BAEL 91 modifié 99)

Pour les appuis simples d'about, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$T_{\max} \leq V_{\max} = \frac{0.4 b_0 . a . f_{c28}}{\gamma_b}$$

a : longueur d'appui de la bielle $a \leq 0.9d$

$$V_{\max} = \frac{0.4 \times 0.12 \times (0.9 \times 0.18) \times 25 \times 10}{1.5} = 129.6 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 12.078 \text{ KN} < V_{\max} = 129.6 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.3.3. Calcul à l'état limite de service (ELS)

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculées à l'ELU sont proportionnelles à cette charge (q_u). Il suffit donc de multiplier les résultats du calcul à l'ELU par (q_s) et de diviser par (q_u) pour obtenir les valeurs à l'ELS, c'est-à-dire par le coefficient :

$$I = \frac{q_s}{q_u} = \frac{5.24}{7.32} = 0.7158$$

- **Moments fléchissant :**

✓ **En travée :**

Pour les travées de rives (A-B) et (E-F) : $M_{AB} = M_{EF} = 6.69 \times I = 4.79 \text{ KN.m}$

Pour les travées (B-C) et (D-E) : $M_{BC} = M_{DE} = 4.60 \times I = 3.29 \text{ KN.m}$

Pour les travées (C-D) : $M_{CD} = 6.90 \times I = 4.94 \text{ KN.m}$

✓ **Aux appuis :**

$$M_A = 2.08 \text{ KN.m} ; \quad M_B = 3.46 \text{ KN.m} ; \quad M_C = 2.86 \text{ KN.m} ; \quad M_D = 2.86 \text{ KN.m} ;$$

$$M_E = 3.46 \text{ KN.m} ; \quad M_F = 2.08 \text{ KN.m} ;$$

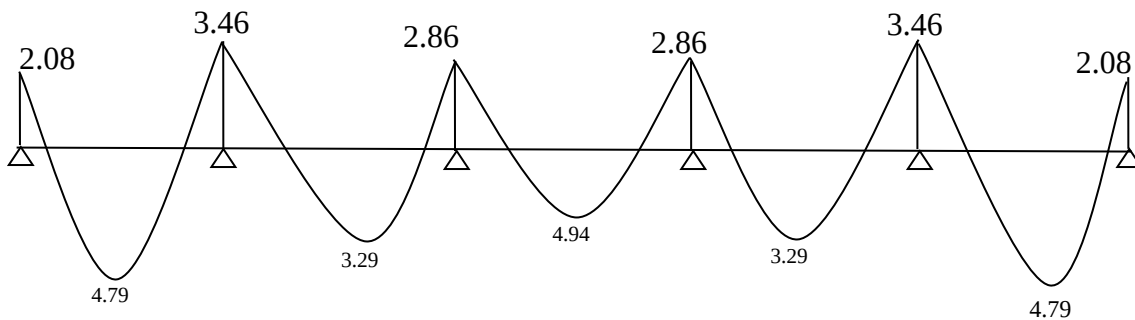


Figure III.21 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

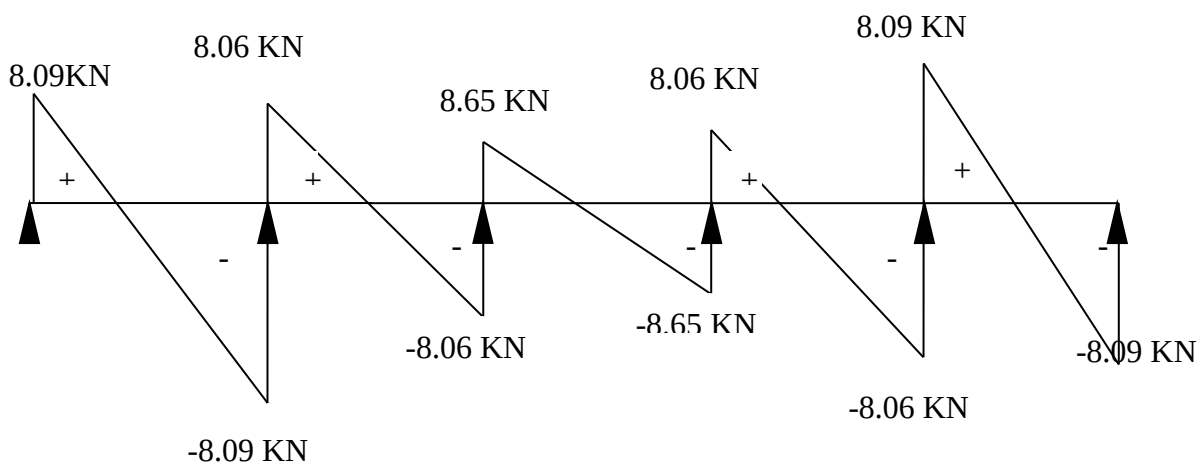


Figure III.22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

III.5.3.4. Vérifications à l'état limite de service (ELS)

- **Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.4.5,3/BAEL 91 modifié 99)**

Les formes et dimensions de chaque élément, ainsi que les dispositions des armatures, sont conçues de manière à limiter la probabilité d'apparition des fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation d'ouvrage.

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable car l'élément est couvert, on admet donc de ne pas effectuer de vérifications de l'état limite d'ouverture de fissures
(A.4.5,3/ BAEL91 modifié 99)

• **Etat limite de résistance du béton en compression :**

On peut se dispenser de vérifier la contrainte maximale de compression de σ_{bc} , si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- La section est rectangulaire soumise à la flexion simple.
- La nuance des aciers est Fe E400.
- Si : $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

✓ **Aux appuis :**

$$M_s = 3.46 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 4.83 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{4.83}{3.46} = 1.40$$

Si la condition $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée, donc pas de vérification pour σ_{bc}

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.45$$

$$\text{On a } \mu = 0.016 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.0201 < 0.45$$

$$\alpha = 0.0201 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.45 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

$$M_s = 4.94 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 6.90 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{6.90}{4.94} = 1.40$$

$$\text{On a } \mu = 0.023 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.02915 < 0.45$$

$$\alpha = 0.0227 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.45 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation-Vérification de la flèche : (Art A.3.6.51/ BAEL91 modifié 99)**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur totale : $h = 20 \text{ cm}$;

L : portée entre nus d'appuis ;

M_t : moment max en travée ;

M_0 : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b_0 : largeur de la nervure ;

d : hauteur utile de la section droite

$$\text{On a : } \frac{h}{L} = \frac{20}{300} = 0.0667$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = 0.0714$$

⇒ La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est indispensable.

• Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_{ts} l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3000}{500} = 6.00 \text{ mm}$$

$\bar{f}$: La flèche admissible

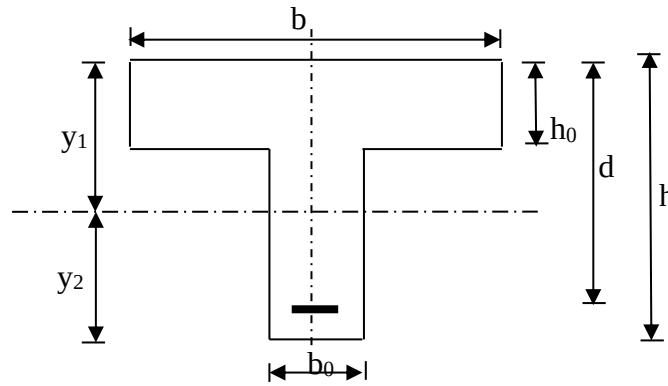
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 1081887 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Moment d'inertie total de la section droite homogénéisée par rapport au CDG de la section.

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

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n = 15$) par rapport au centre de gravité de la section.



$$I_0 = \frac{b_0 \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} ;$$

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe xx passant par le centre de gravité de la section ;

B_0 : la section homogénéisée.

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0)h_0 + 15 \cdot A} \quad y_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18}{12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35} = 7.09 \text{ cm}$$

$$y_1 = 7.09 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 20 - 7.09 = 12.91 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (7.09^3 + 12.91^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.09 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.35 \times (12.91 - 2)^2 = 20003.27 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 20003.27 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.9815$$

ρ : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta \cdot d \cdot A} = \frac{4.94 \times 10^4}{0.9815 \times 180 \times 2.35} = 119 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0.011} = 1.49$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0.5 ; 0 \} = 0.50$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 20003.27}{1 + 1.49 \times 0.50} = 12609.51 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{4.94 \times 10^8 \times 3.0^2}{10 \times 1081887 \times 12609.51} = 3.26$$

$$f = 3.26 \text{ mm} < \quad \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3000}{500} = 6.00 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.6. Calcul de la salle machine

Introduction

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis. Il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettent manifestement l'accès à des personnes, se déplaçant le long de guides verticaux.

L'ascenseur est composé des trois composantes essentielles suivantes :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions : **(3.30× 3.30) m²**, appuyée sur ses 4 cotés. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à **09 tonnes**, répartie sur une surface de **(1, 80× 1, 80) =m²** transmise par le système de levage de l'ascenseur. L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de **PIGEAUD**, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

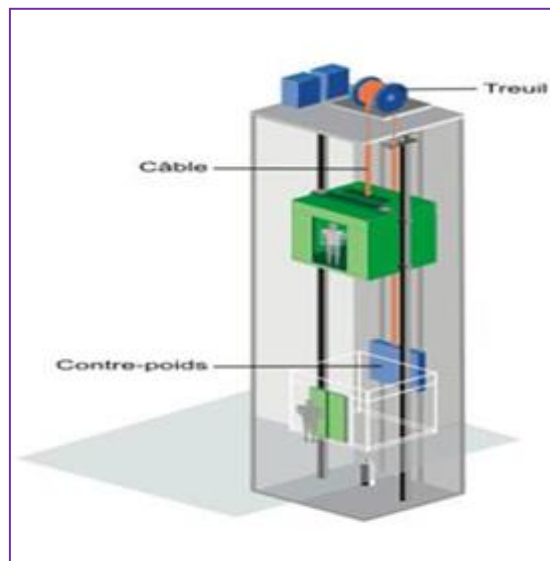


Figure III.23 : Cage de l'ascenseur.

III.6.1. Dimensionnement

- Epaisseur de la dalle pleine

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{330}{30} = 11\text{cm.}$$

h_t : doit être au moins égale à 12 cm (**RPA99** version 2003)

→ Soit **h_t = 20 cm.**

III.6.2 Calcul de sollicitation :

III.6.2.1. Rectangle d'impact : (Pratique du BAEL 91).

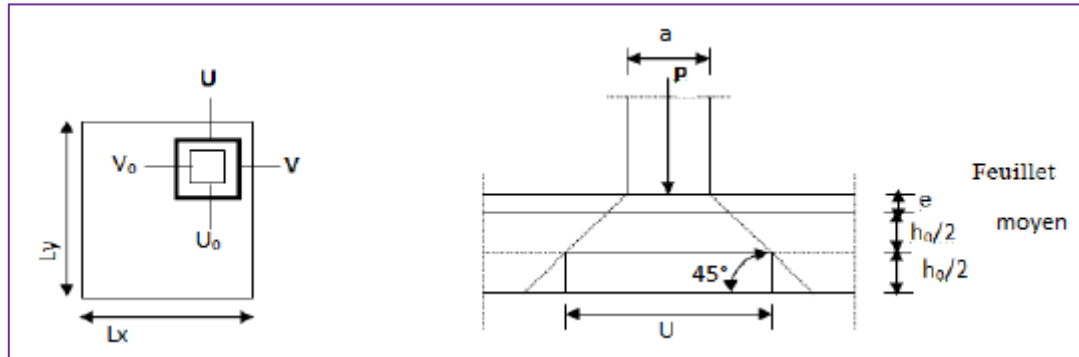


Figure III.24 : Diffusion des charges dans le feuillet moyen.

On a :

$$. L_x = 3.30 \text{ m.}$$

$$. L_y = 3.30 \text{ m.}$$

$$. U_0 = 1,80 \text{ m.}$$

$$. V_0 = 1.80 \text{ m.}$$

$$. h_0 = 20 \text{ cm.}$$

$$. e = 05 \text{ cm.}$$

$$U = u_0 + 2 \left(\frac{h_0}{2} + \xi \times e \right)$$

$$V = v_0 + 2 \left(\frac{h_0}{2} + \xi \times e \right).$$

Avec :

- h_0 : épaisseur de la dalle.
- e : épaisseur de revêtement.
- ξ : coefficient dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton, $\xi = 1.0$.
- $U \times V$: surface d'impact au niveau du feuillet moyen.
- $u_0 \times v_0$: coté du rectangle dans lequel la charge est centrée.

Donc :

$$U = 180 + 20 + 2 \times 5 = 210 \text{ cm.}$$

$$V = 180 + 20 + 2 \times 5 = 210 \text{ cm.}$$

III.6.2.2. Calcul des moments fléchissant M_x et M_y

On a :

$$. M_x = P. (M_1 + \nu M_2)$$

$$. M_y = P. (M_2 + vM_1)$$

Avec :

. $P_s = p_u$: 90 KN.

. v : Coefficient de poisson.

. M_1 et M_2 : Coefficient déterminés à partir des abaques de **PIGIAUD** en fonction de :

$$\frac{u}{l_x}, \frac{u}{l_y} \text{ et } \rho$$

$$. \frac{u}{l_y} = \frac{180}{330} = 0.5$$

$$. \frac{v}{l_y} = \frac{180}{330} = 0,5$$

$$. \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.30}{3.30} = 1.; 0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

. À partir des abaques de **PIGIAUD** après une interpolation on aura :

$$M_1 = 0,081 \text{ et } M_2 = 0,081.$$

Donc :

➤ **À l'ELU ($v = 0$) :**

$$. M_{x1}^u = 1,35 \times P_u (M_1) = 1,35 \times 90 \times 0,081 = 9.84 \text{ KN.m.}$$

$$. M_{y1}^u = 1,35 \times P_u (M_2) = 1,35 \times 90 \times 0,081 = 9.84 \text{ KN.m.}$$

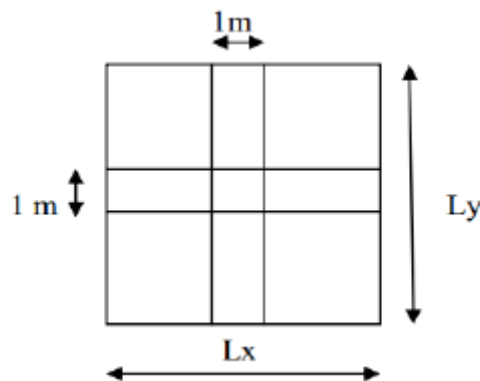
➤ **À l'ELS ($v = 0.2$):**

$$. M_{x1}^s = P_s \times (M_1 + 0.2M_2) = 90 \times (0.081 + 0.2 \times 0.081) = 8.75 \text{ KN.m.}$$

$$. M_{y1}^s = P_s. (M_2 + 0.2M_1) = 90 \times (0.081 + 0.2 \times 0.081) = 8.75 \text{ KN.m.}$$

III.6.2.3. Moment dus au poids propre de la dalle pleine :

Les moments au centre du panneau et pour une bande de 1 m sont donnée par :



$$\text{Sens } l_y = l_x \rightarrow M_y = \mu_y. M_x = M_x = \mu_x. M_y$$

En utilisant **les tables BAEL (Annexe 3)**, on tire les coefficients μ_x et μ_y en fonction du rapport

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y},$$

Donc :

➤ À l'ELU ($v = 0$):

$$\cdot \text{Pour } \rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 1 ; \mu_x = 0.0368 ; \mu_y = 1.$$

$$\cdot \text{Poids propre de la dalle pleine : } G = (25 \times 0.20 + 22 \times 0.05) \times 1 = 6.10 \text{ KN/ml.}$$

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

$$\cdot q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.10 + 1.5 \times 1 = 9.735 \text{ KN/m.}$$

❖ Calcul des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU.

$$\cdot M_{x2}^u = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0368 \times 9.735 \times (3.30)^2 = 3.90 \text{ KN.m}$$

$$\cdot M_{y2}^u = \mu_y \cdot M_{x2}^u = 1 \times 3.90 = 3.90 \text{ KN.m}$$

➤ À l'ELS ($v = 0.2$):

$$\cdot \text{Pour } \rho_y = 1 ; \mu_x = 0.0442 ; \mu_y = 1$$

$$\cdot q_s = G + Q = 6.10 + 1 = 7.10 \text{ KN/m}$$

❖ Calcul des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELS :

$$\cdot M_{x2}^s = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0442 \times 7.10 \times (3.30)^2 = 3.41 \text{ KN.m}$$

$$\cdot M_{y2}^s = \mu_y \cdot M_{x2}^s = 1 \times 3.41 = 3.41 \text{ KN.m}$$

❖ Superposition des moments :

➤ À l'ELU :

$$\cdot M_x = M_{x1}^u + M_{x2}^u = 9.84 + 3.90 = 13.74 \text{ KN.m}$$

$$\cdot M_y = M_{y1}^u + M_{y2}^u = 9.84 + 3.90 = 13.74 \text{ KN.m}$$

➤ À l'ELS :

$$\cdot M_x = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 8.75 + 3.41 = 13.06 \text{ KN.m}$$

$$\cdot M_y = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 8.75 + 3.41 = 13.06 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi-encastrement de la dalle aux niveaux des appuis, les moments calculés seront minorés en leur affectant le coefficient (0.85) en travée et (- 0.3) aux appuis.

➤ À l'ELU :

✚ En travée :

$$\cdot M_x^t = 0.85 \times 13.74 = 11.67 \text{ KN.m.}$$

$$\cdot M_y^t = 0.85 \times 13.74 = 11.67 \text{ KN.m.}$$

✚ Aux appuis :

$$\cdot M_x^a = -0.3 \times 13.74 = -4.12 \text{ KN.m.}$$

$$\cdot M_y^a = -0.3 \times 13.74 = -4.12 \text{ KN.m.}$$

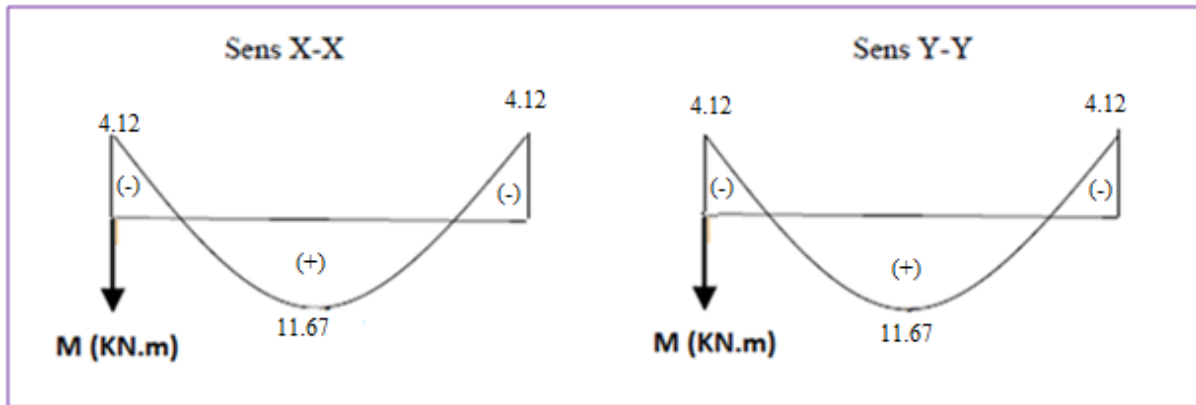


Figure III.25 : Les moments dans les deux sens à l'ELU.

➤ À l'ELS :

✚ En travée :

$$. M_x^t = 0,85 \times 13,06 = 11,10 \text{ kN.m.}$$

$$. M_y^t = 0,85 \times 13,06 = 11,10 \text{ kN.m.}$$

✚ Aux appuis :

$$. M_x^a = -0,3 \times 13,06 = -3,91 \text{ kN.m.}$$

$$. M_y^a = -0,3 \times 13,06 = -3,91 \text{ kN.m.}$$

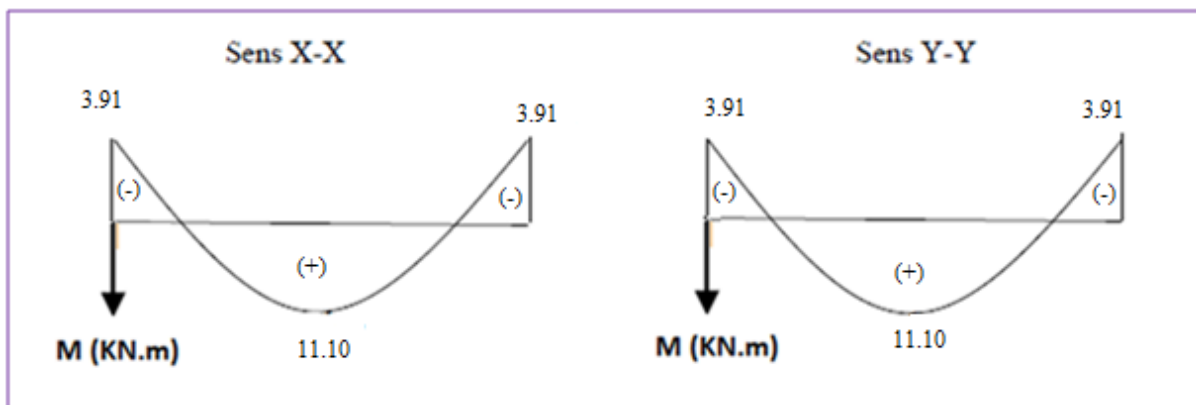


Figure III.26 : Les moments dans les deux sens à l'ELS.

III.6.3. Calcul des armatures à l'ELU

Le calcul se fera à l'ELU en flexion simple et pour une bande de (1 m) de largeur avec :

- $\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{M \cdot 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2}$
- A partir des abaques la valeur de β est déterminée en fonction de μ .

$$\bullet \quad A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M \cdot 10^3}{\beta \cdot 18 \times 348}$$

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	M _u (cm ²)	μ	β	A (cm ²)	Adoptée (cm ²)		S _t (cm)
En travée	x-x	11.67	0, 026	0.987	1.89	5HA12	5.65	20
	y-y	11.67	0, 026	0.987	1.98	5HA12	5.65	20
Aux appuis	x-x	-4.12	0, 008	0.996	0.67	5HA12	5.65	20
	y-y	-4.12	0, 008	0.996	0.67	5HA12	5.65	20

Tableau III.7 : Résultats de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Remarque :

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion sont situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle.

III.6.4. Vérification à l'ELU

III.6.4.1. Condition de non fragilité (BAEL 91/B.7.4)

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

. Armature inférieures (sens x-x) :

$$.W_x \geq W_0 \cdot \frac{3-\rho}{2}$$

$$.W_x = \frac{A_x}{b \cdot h}$$

Avec :

. $A_{\min}$: Section minimal des armatures.

. W_0 : Taux d'acier minimal (acier HA FeE400) = 0.0008.

. S : Section totale du béton.

$$. \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.30}{3.30} = 1$$

$$.W_0 \cdot \frac{3-\rho}{2} = 0, 0008 \times \frac{3-1}{2} = 0, 0008$$

$$A_x \geq W_x \cdot (b \cdot h) = 0, 0008 \times (20 \times 100) = 1, 60 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_x^{\min} = 1,60 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_x^t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1, 60 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

. Armature supérieures (sens y-y) :

$$.W_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq W_0 = 0.0008$$

$$. A_y \geq W_0 \cdot (b \cdot h) = 0, 0008 \times (20 \times 100) = 1, 60 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_y^{\min} = 1,60 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_y^t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1.60 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

III.6.4.2. Diamètre maximal des barre (BAEL 91/ A.7.2.1) :

On doit vérifier que :

$$\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.4.3. Espacements des barres (BAEL 91/A.8.2.4)

Pour une fissuration non préjudiciable et une charge concentrée.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

. Armature inférieures (sens x-x) :

$$. S_t \leq \min (2h ; 25 \text{ cm})$$

$$. S_t = 20 \text{ cm} \leq (40 ; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

. Armature supérieures (sens y-y) :

$$. S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$. S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (60 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• Vérification au poinçonnement (BAEL 91/ A.5.2.4) :

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement Q_u est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage horizontal :

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$Q_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\rightarrow \mu_c = 2(U+V) = 2(2.10+2.10) = 840 \text{ cm} = 8.4 \text{ m.}$$

Q_u : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$\rightarrow Q_u = 1.35G = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 121.5 < 0.045 \times 8.4 \times 0.20 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 1260 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc :

La dalle ne nécessite pas d'armatures transversales.

• **Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91/ A.5.2.2)**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$, alors :

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

• **Au milieu de u sens (X-X):**

$$. V_u = \frac{Q_u}{(2V+U)} \quad \text{avec } Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5.$$

Donc :

$$V_u = \frac{121,5}{2 \times 2,10 + 2,10} = 14,46 \text{ KN.m}$$

• **Au milieu de v sens (Y-Y):**

$$. V_u = \frac{Q_u}{3V} \Rightarrow V_u = \frac{121,5}{3 \times 2,10} = 19,29 \text{ KN.m}$$

• Donc :

$$. \tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{19,29 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,107 \text{ Mpa}$$

$$. \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ Mpa}$$

• D'où :

$$\tau_u = 0,107 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \Rightarrow \quad \underline{\text{La condition est vérifiée.}}$$

III.6.5. Vérification à l'ELS :

III.6.5.1. Ferrailage des armatures à l'ELS

Le calcul se fera à l'ELS en flexion simple et pour une bande de (1 m) de largeur avec :

$$. \mu = \frac{M}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{M.10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2}$$

• A partir des abaques la valeur de β est déterminée en fonction de μ .

$$. A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{M.10^3}{\beta.18 \times 348}$$

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	M_s (KN.m)	μ	β	A (cm ²)
En travée	x-x	11.10	0.024	0.800	2.21
	y-y	11.10	0.024	0.800	2.21
Aux appuis	x-x	-3.91	0.008	0.864	0.72
	y-y	-3.91	0.008	0.864	0.72

Tableau III.8 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures.

⇒ Le ferrailage adopté à l'ELU est suffisant.

III.6.5.2. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire (**BAEL 91/ A.4.5.3**) [02].

III.6.5.3. Etat limite de déformation

Dans le cas d'une dalle appuyée sur quatre coté, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont respectées (**BAEL 91/ B.7.5**) [02] :

$$\cdot \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20 \cdot M_x} ; \quad \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} ; \quad \frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16}$$

Avec :

h: hauteur de dalle est égale à 15 cm.

M_{tx}: Moment entravé de la dalle continue dans la direction.

M_x: Moment isostatique dans la direction de (x-x) pour une bande de largeur égale 1[m].

A_x: Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m].

d: La hauteur utile de la bande est égale à 13 cm.

b : La largeur de bande égale à 1[m].

. Donc :

$$1) \frac{h}{l_x} = \frac{20}{330} = 0,065 > \frac{M_x^t}{20 \cdot M_x} = \frac{0,85 \times M_x}{20 \times M_x} = \frac{0,85}{20} = 0,042 \Rightarrow \underline{\text{La condition est vérifiée.}}$$

$$2) \frac{A_x}{b \cdot d} = \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,0031 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \underline{\text{La condition est vérifiée.}}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{330} = 0,065 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow \underline{\text{La condition est vérifiée.}}$$

D'où :

Les deux conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (la flèche est vérifiée).

Conclusion

Après tous les calculs et toutes les vérifications effectuées, on adopte les sections d'armatures suivantes :

➤ En travées :

- 5HA12 (sens x-x), S_t=20 cm
- 5HA12 (sens y-y), S_t=20 cm

➤ Aux appuis

- 5HA12 (sens x-x), S_t=20 cm
- 5HA12 (sens y-y), S_t=20 cm

Introduction

Le risque de tremblement de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquences de mouvements du sol. Par conséquent l'étude du comportement dynamique des ouvrages est importante pour mieux comprendre et prédire la réponse sismique des structures de génie civil. L'objectif de ce chapitre est de modéliser notre structure et de vérifier les exigences du RPA afin de réduire efficacement la vulnérabilité de notre ouvrage aux séismes.

IV.1 Choix de la méthode de calcul RPA99 (Art 4.1)

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- 1) La méthode statique équivalente (dans notre cas n'est pas applicable) ;
- 2) La méthode d'analyse modale spectrale ;
- 3) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes (nécessite l'intervention de spécialistes).

La méthode qui convient dans notre cas et dans tous les cas, est la méthode modale spectrale.

Principe Méthode Dynamique Modale Spectrale

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse. Dans cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.2 Modélisations de la structure

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est introduit dans un programme de calcul dynamique dont son calcul est basé sur la méthode des éléments finis.

IV.2.1 Définition d'un logiciel du calcul

Logiciel du calcul est un logiciel destiné à modéliser, analyser, dimensionner les différents types de structures et les calculer, vérifier les résultats obtenus et dimensionner les éléments spécifiques de la structure à partir des plans d'architecture.

Plusieurs programmes de calcul sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, dont ETABS, ROBOT, SAP...etc. Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS**.

IV.2.2 Les étapes de la modélisation

En général La modélisation sur ETABS consiste en les étapes suivantes :

- Choisir les unités par défaut avant de commencer (il y a lieu de choisir une unité avant d'entamer une session ETABS) ;
- 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...) ;

- Dessin du modèle ;
- Définition des charges statiques (G, Q) ;
- Définition de la charge dynamique E ;
- Introduction des combinaisons d'actions ;
- Définir l'action sismique Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragme) ;
- L'analyse dynamique et Visualisation des résultats.

Première étape : spécifier la géométrie

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a. Démarrer le programme.

b. Choix de l'unité : On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements.



Figure IV.1: systèmes d'unités.

c. Commencer un nouveau modèle : Après avoir choisi le système d'unité, la prochaine étape est de créer un nouveau modèle en cliquant sur l'icône **New Model** ou en utilisant le raccourci **Ctrl+N**. Une boîte de dialogue intitulée **New Model Initialization** apparaît :

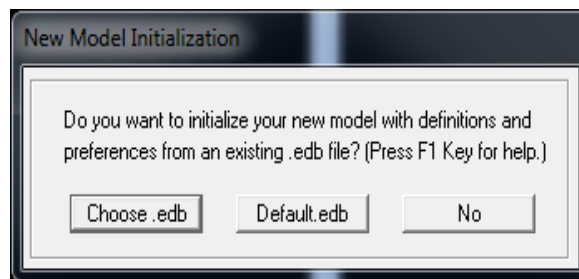


Figure IV.2: Création d'un nouveau model.

d. Définir la **Géométrie de base** Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model** puis **Default.edb**, la fenêtre de dialogue s'apparaîtra :

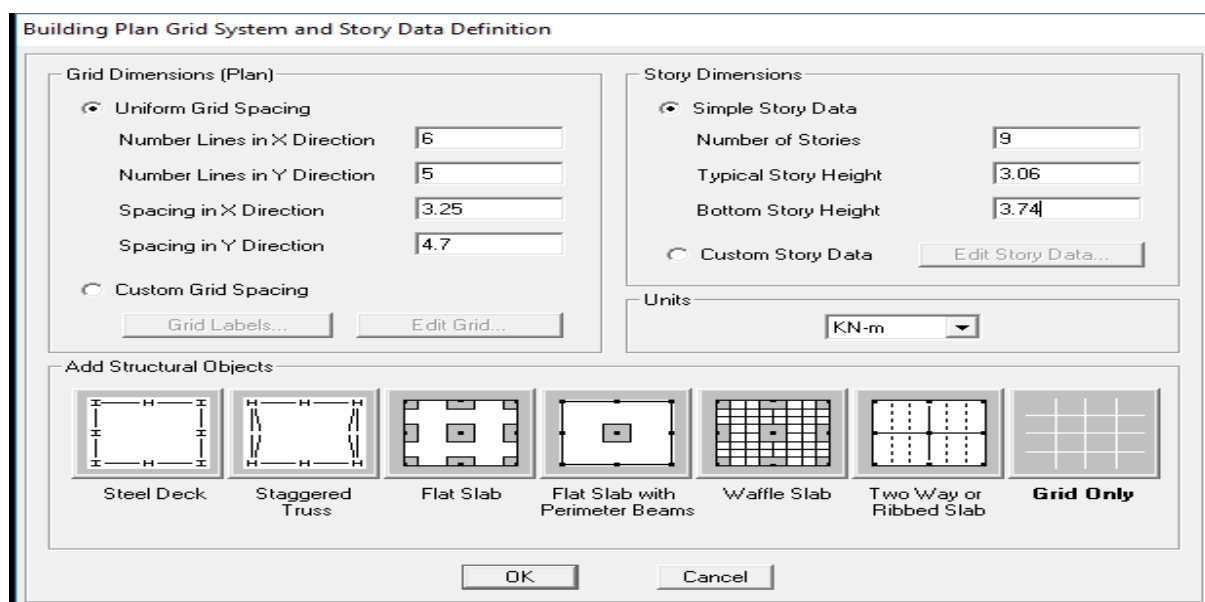


Figure IV.3 : Définition de dimensions pour la grille horizontale et nombre et la hauteur des étages.

- e. Modification des grilles prédéfinis : On procèdera à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage, On clique sur **(Custom grid spacing puis Edit Grid)** On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.

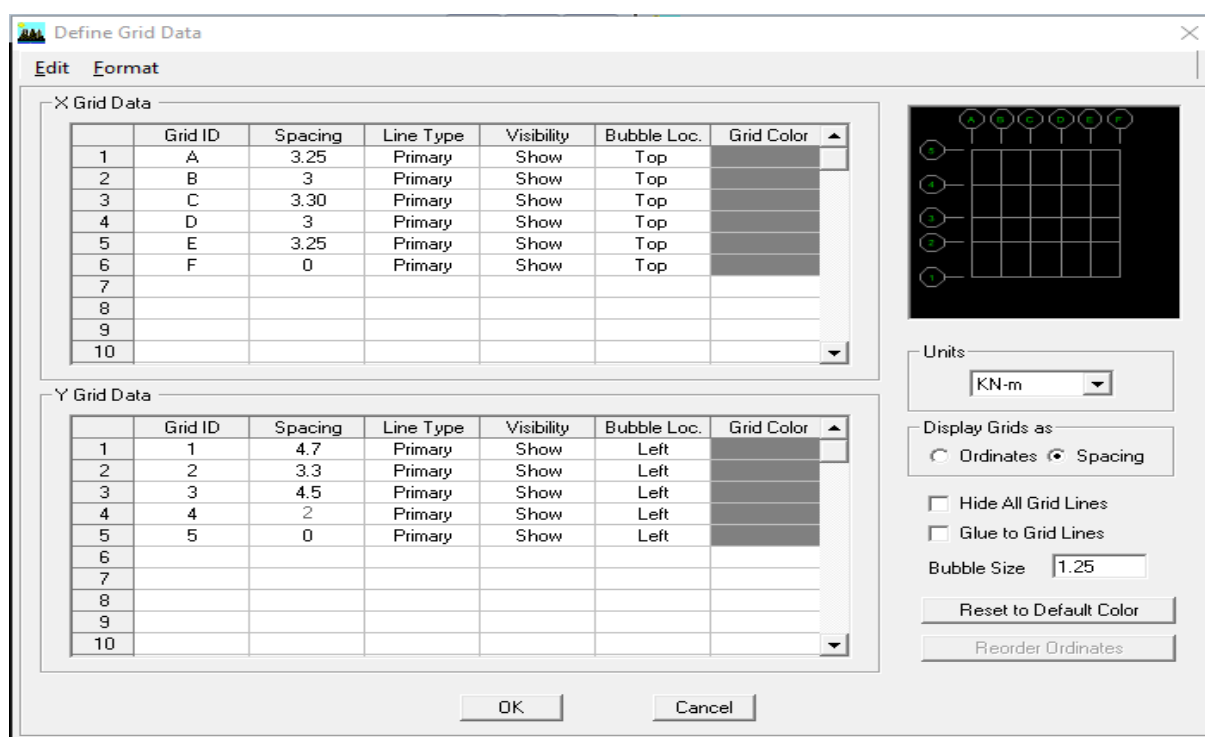


Figure IV.4 : Introduction des distances selon x-x et y-y.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en **3D** l'autre en **2D** suivant l'un des plans : **X-Y**, **X-Z**, **Y-Z**.

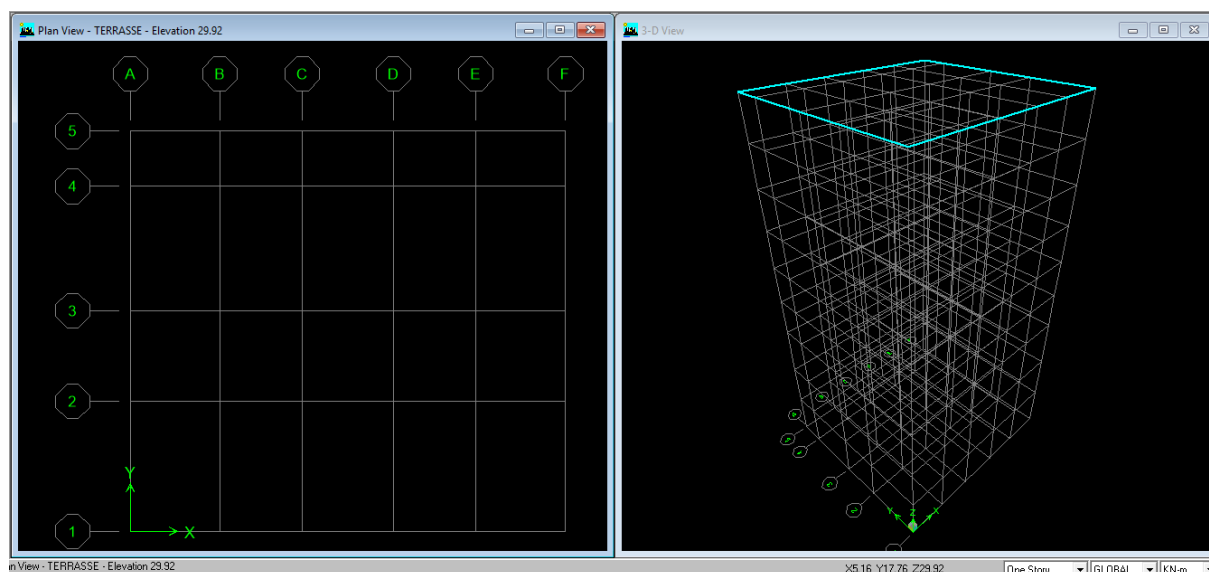


Figure IV.5 : Les lignes de grille de la structure.

Deuxième étape

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en L'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define**→**Material proprietes** nous sélectionsons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure Suivante :

Figure IV.6 : Définition des propriétés du matériau CONC (Béton).

Troisième étape

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutre, poteaux, corps creux, dalle pleine, voile...).

Définition des différents éléments

- Les éléments barres (poutres et poteaux)

Nous choisissons le menu **Define Frame sections**, Ou bien on clique sur l'icône  → Icône **properties** on sélection tout **delete property** → Icône **click to** On clique sur **Add Rectangular** → l'icône **Reinforcement** ouvre une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Exemples

A. Poutres

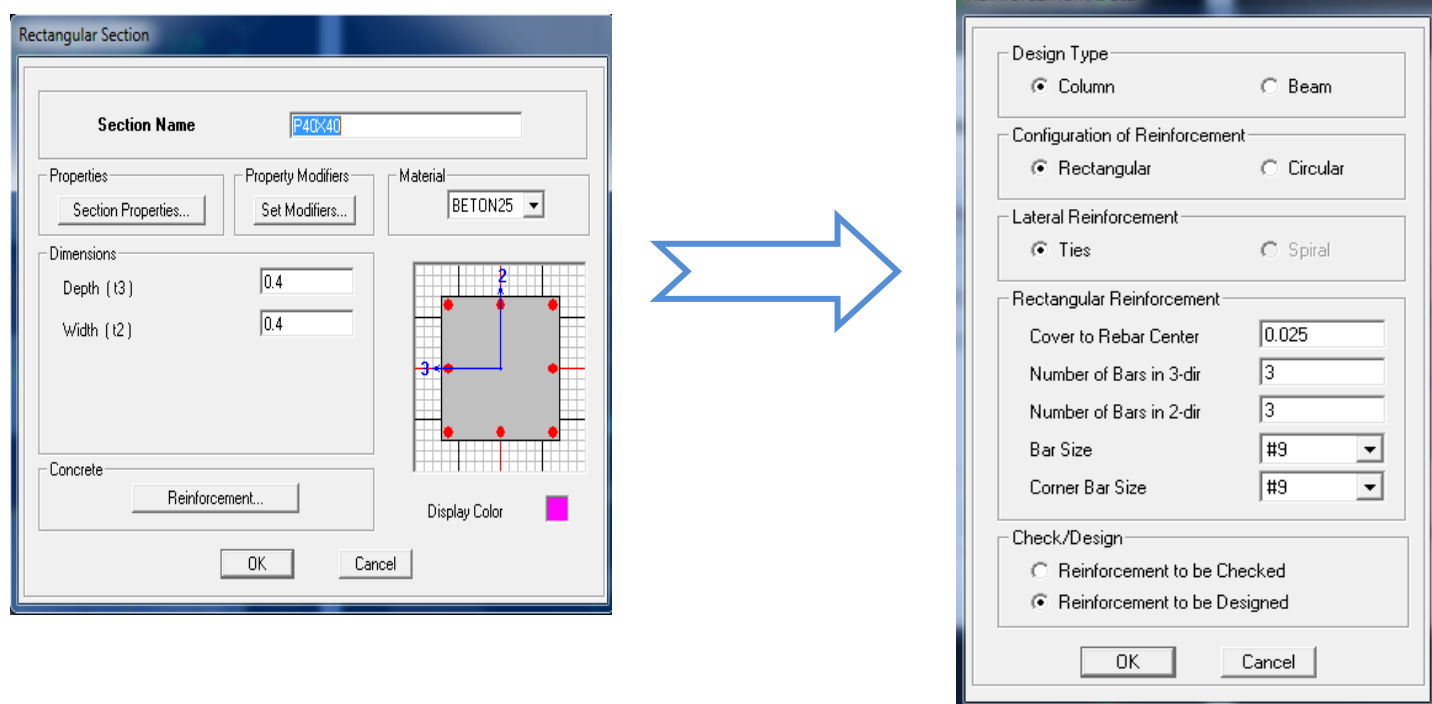


Figure IV.7 : Définition des poutres.

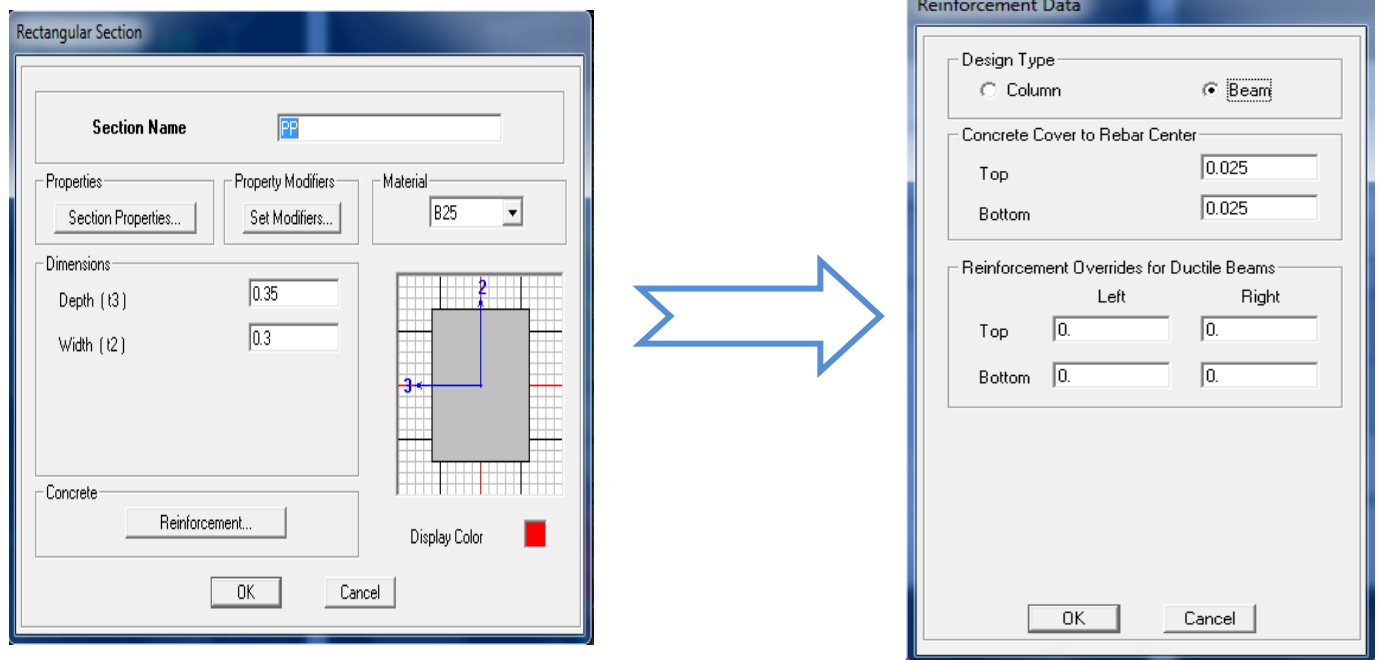
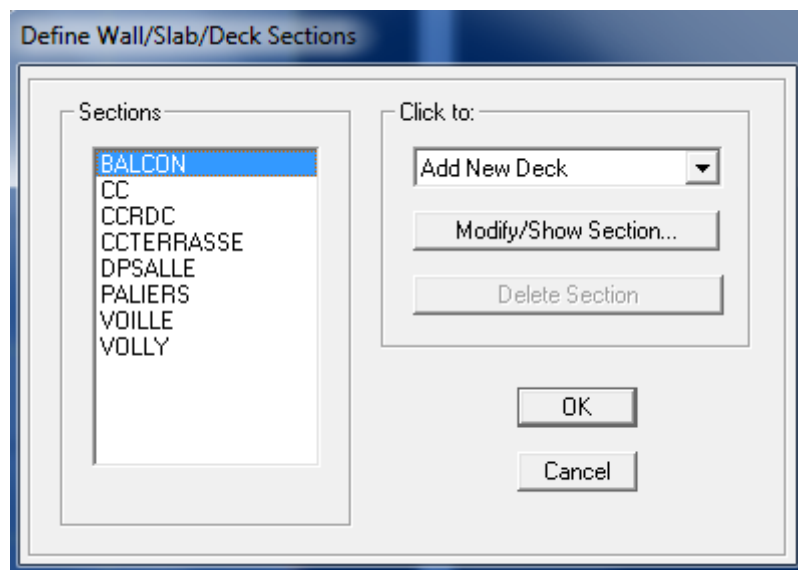


Figure IV.8 : Définition des poteaux.

- les éléments plaques (corps creux, voile et dalle pleine)

Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux) nous allons passer aux éléments plaques (corps creux, voile et dalle pleine).

Les caractéristiques géométriques des planchers en corps creux, des dalles pleines et des voiles sont définies dans la boîte de dialogue intitulée **Define wall/slab**, ou bien on clique sur l'icône



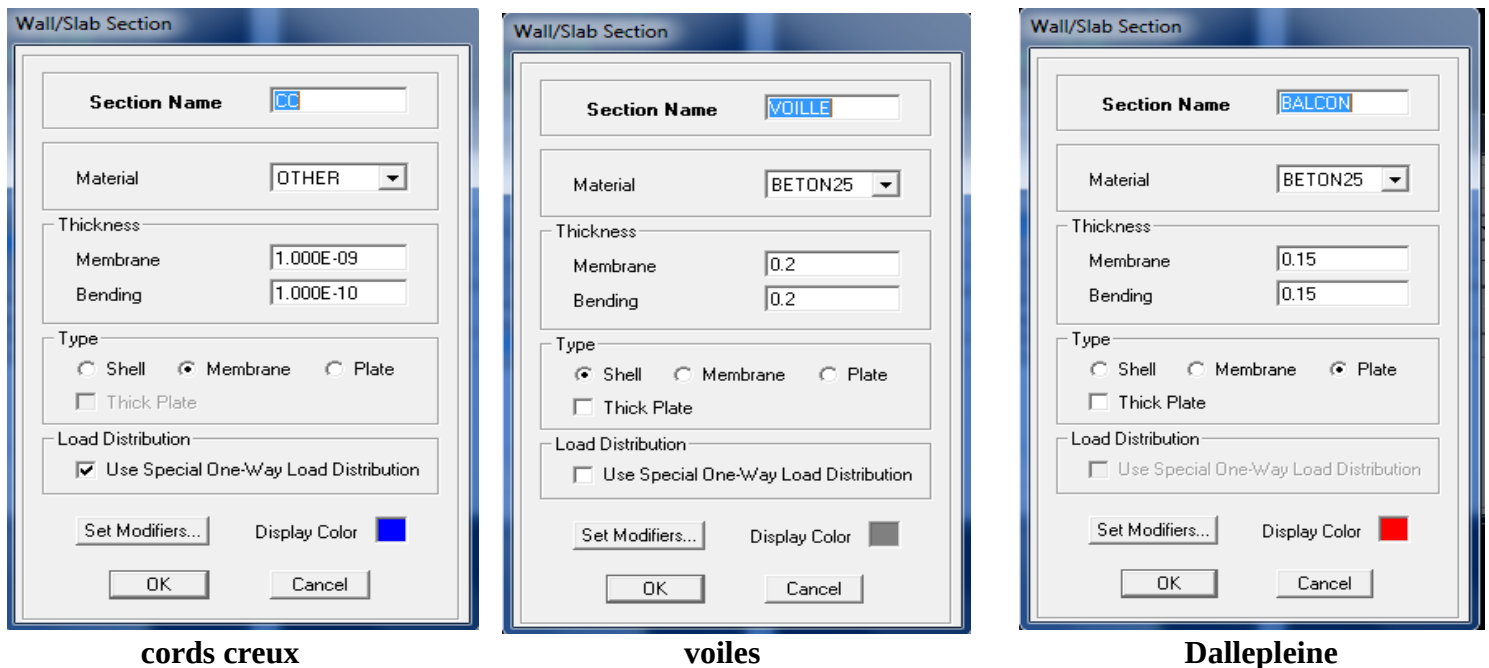
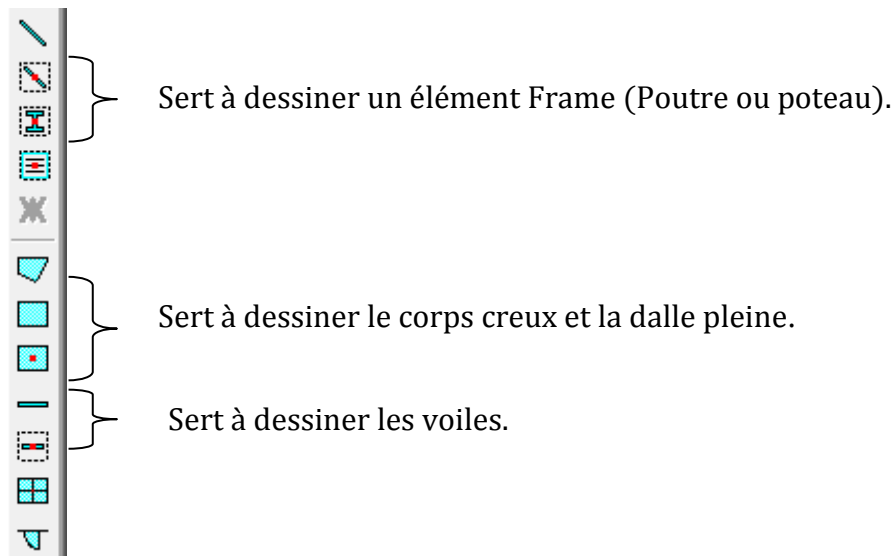


Figure IV.9 : Définition corps creux, voile et dalle pleine.

Quatrièmes étapes : Dessin du modèle

Après avoir défini tous les paramètres du bâtiment on dessine en utilisant soit le Menu **draw**, soit les icônes de l'interface du logiciel à la barre flottante situé à droite. Pointeur utilisé pour une sélection d'élément en cliquant dessus ou par la fenêtre de sélections suivantes :



a/Poutres

On clique sur  puis on choisit la section de la poutre par exemple les poutres principales **PP (25x45)** et on sélectionne les Grid lignes que portent nos éléments.

Properties of Object	
Type of Line	Frame
Property	PP35X30
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0.

Properties of Object	
Property	CC
Local Axis	0.

Figure IV.10 : Affectation des poutres.

b/poteaux

On clique sur  puis on choisit la section de poteau par exemple les poteaux PP (25x45) et on sélectionne les Grid lignes que portent nos éléments.

Properties of Object	
Property	P40X40
Moment Releases	Continuous
Angle	0.
Plan Offset X	0.
Plan Offset Y	0.

Figure IV.11 : Affectation des poteaux.

c/corps creux et dalle pleine

On clique sur  puis on choisit **CC** ou **DP** et on sélectionne les Grid lignes que portent nos éléments.

Properties of Object	
Property	BALCON
Local Axis	0.

Figure IV.12 : Affectation de corps creux et dalles pleines.

d/les voiles

On clique sur  puis on choisit **VT** et on sélectionne les Grid lignes qui portent le voile

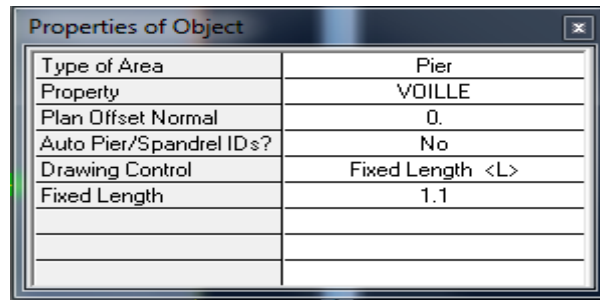


Figure IV.13 : Affection des voiles.

Cinquième étape : Définition des charges

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

a/charges statiques (G et Q)

La structure est soumise à des charges permanentes **G**, et à des surcharges d'exploitation **Q**.

pour les définir on clique sur **Define** → **Static Load Cases**, ou bien on clique sur 

On multiplie fois le coefficient interne poids propre.

- Charges permanentes

Load Name (nom de la charge) : **G**

Type : **DEAD** (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

- Surcharges d'exploitation

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation).

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**

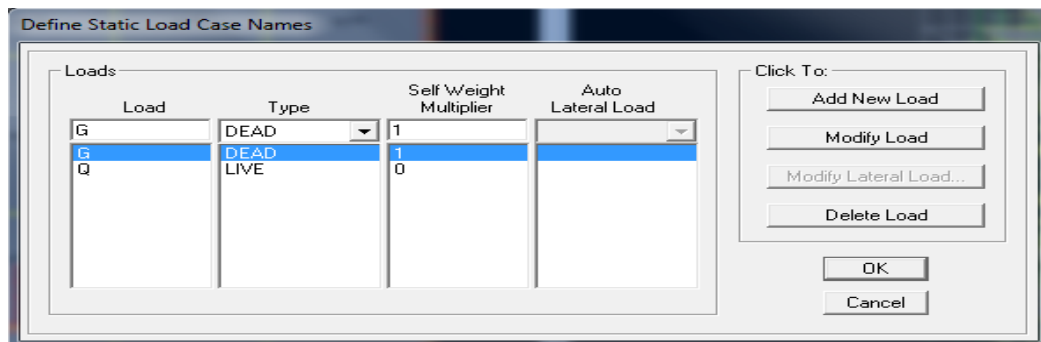


Figure IV.14 : Définition des charges statique.

- Charges statiques pour les éléments surfaciques

Pour introduire ces charges il faut :

- Sélectionner le ou les éléments surfaciques en question (Dalles pleines, plancher en corps creux ...).
- Choisir le cas de charge.
- Introduire l'intensité des charges (G et/ou Q).

Pour l'introduction d'une charge répartie la procédure à suivre est :

On clique sur **Assign** puis **Shell/Area Loads** puis **Uniform** introduire le type de charges (Permanente G ou d'exploitation son intensité et sa direction.



Par la suite, il faut Q, force ou moment),

b/Charges dynamiques (Sismiques)

L'introduction du chargement dynamique (Sismique) passe par trois principales étapes

1. Définition du spectre de réponse

Le spectre de réponse est définie grâce à l'application **RPAEXE** externe qui permet d'établir ce spectre sous forme de graphique ou de fichier Text en fonction des différents paramètres de la structure (Zone, groupe d'usage, coefficient de comportement, Facteur de qualité Q, Remplissage et Site l'implantation).

Après avoir été établie, le spectre de réponse est enregistré sous forme de fichier Text pour être importé dans ETABS par la suite.

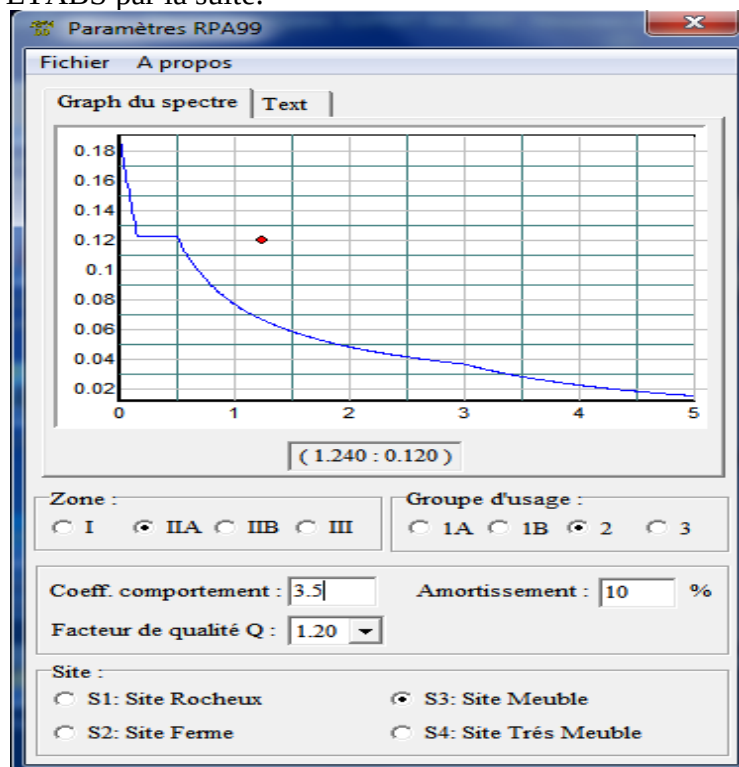


Figure IV.15 : Le spectre de réponse.

2. Introduction du spectre

L'introduction du spectre de réponse dans ETABS se fait  suivant le cheminement suivant : **Define**→**Response Spectrum Functions** ou grâce à l'icône  tel que les étapes à suivre sont les suivantes :

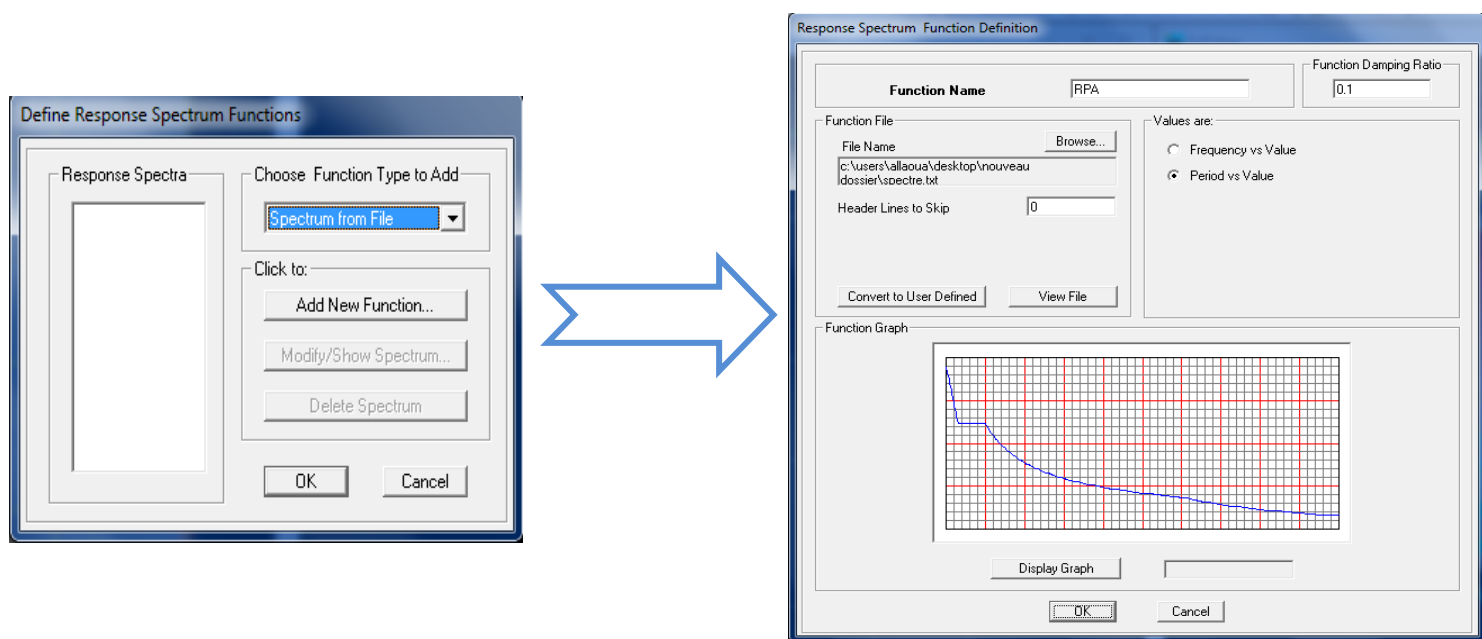


Figure IV.16 : Définition du spectre.

3. Définir la charge sismique

Le séisme est défini par deux composantes horizontales suivant les axes X et Y, l'introduction de ces composantes se fait comme suit Define→**Response Spectrum Cases**. Ou avec l'icône tel que les  étapes à suivre sont les suivantes :

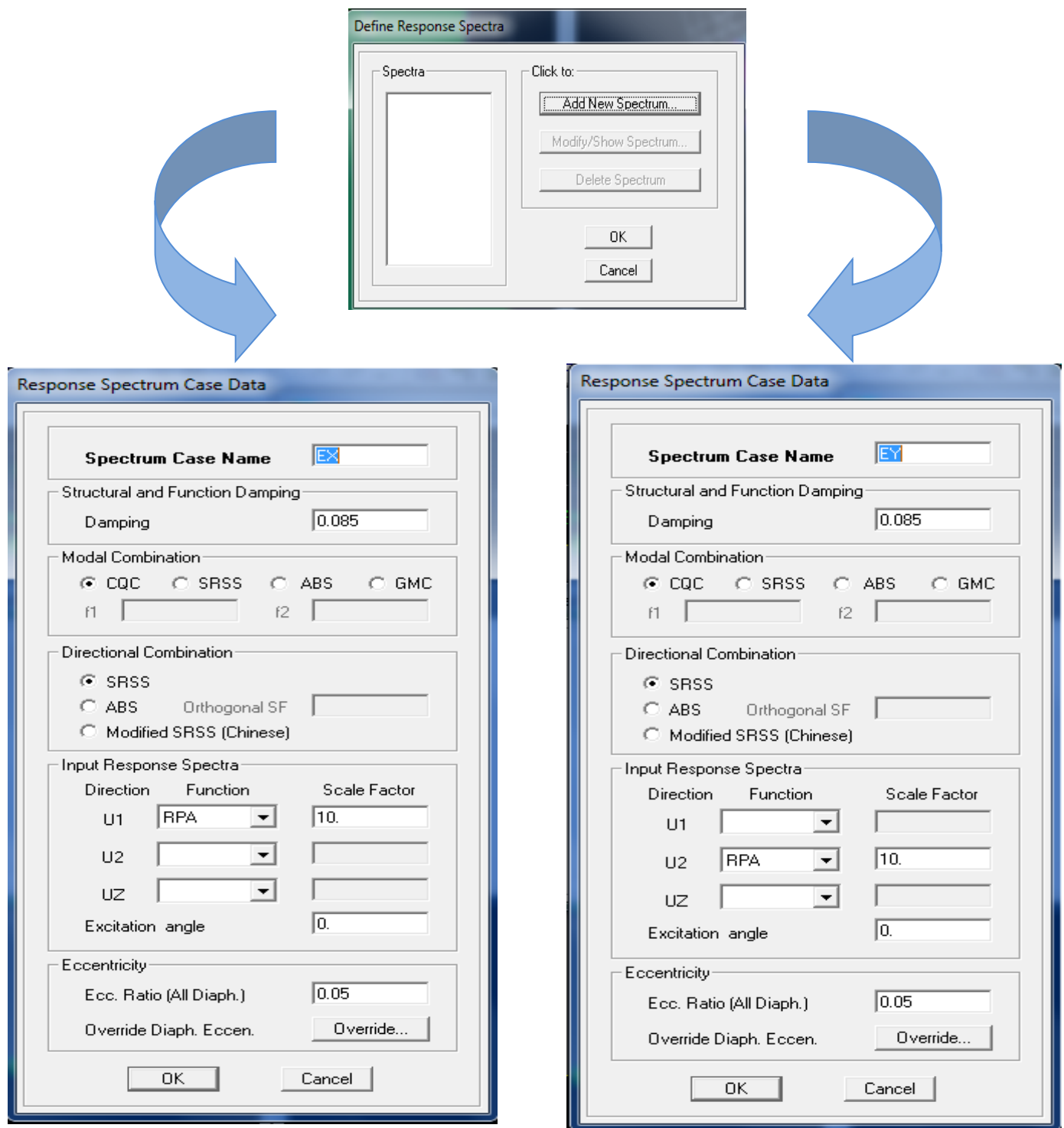


Figure IV.17 : Définir la charge sismique.

Sixième étape : Combinaisons de charges

Il faut introduire les combinaisons de charges à l'ELU et l'ELS, les combinaisons **de RPA99 version 2003 (Art 5.2)** et la combinaison poids de l'article **de RPA99 version 2003 (Art 4.2.3)**.

Combinaisons aux états limites

ELU : $1.35G + 1.5Q$.

ELS : $G + Q$.

Et la combinaison poids : $G + 0.2Q$

Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : $G + Q \pm E$.

08GE : $0.8G \pm E$.

Pour ce faire, il faut suivre le cheminement suivant : **Define** → **Load combinations** → **Add New Combo**. Ou bien ou en utilisant l'icône

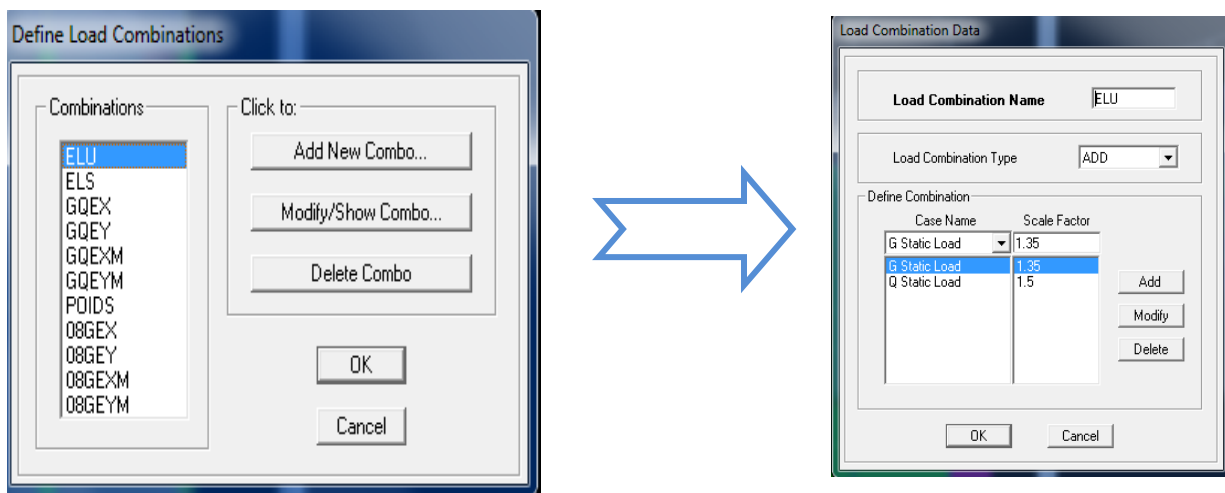


Figure IV.18 : Création des combinaisons.

Septième étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)**1. Appuis**

La méthode pour définir le type d'appuis (Appui libre, simple, double ou encastrement) est la suivante : On clique sur **Assign**→**Joint/Point**→**Restraints (Supports)** ou bien l'icône

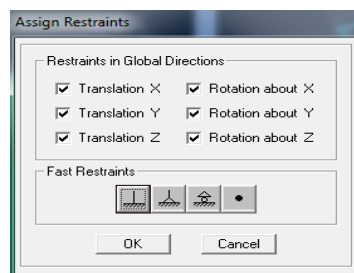


Figure IV.19 : Encastrement des appuis.

Remarque

Tous les nœuds au niveau de la base doivent être encastrés (Liaison entre les fondations et les poteaux, voiles ...).

2. Diaphragme

Avant de définir le diaphragme, l'utilisateur doit d'abord spécifier la source de la masse « **Mass source** » pour se faire, la méthode utiliser est la suivante : on clique sur Define puis **MassSource** ou en utilisant l'icône .

Les plancher sont modélisés comme infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne tout le premier plancher puis on clique sur **Assign → Joint/ point → Diaphragm** ou bien on clique directement sur l'icône .

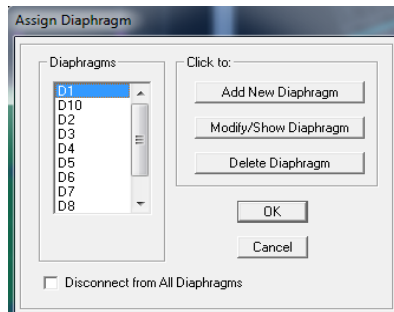


Figure IV.20 : diaphragme de chaque plancher.

Après avoir réalisé toutes ces étapes, on obtient la vue en 3D ci-dessous :

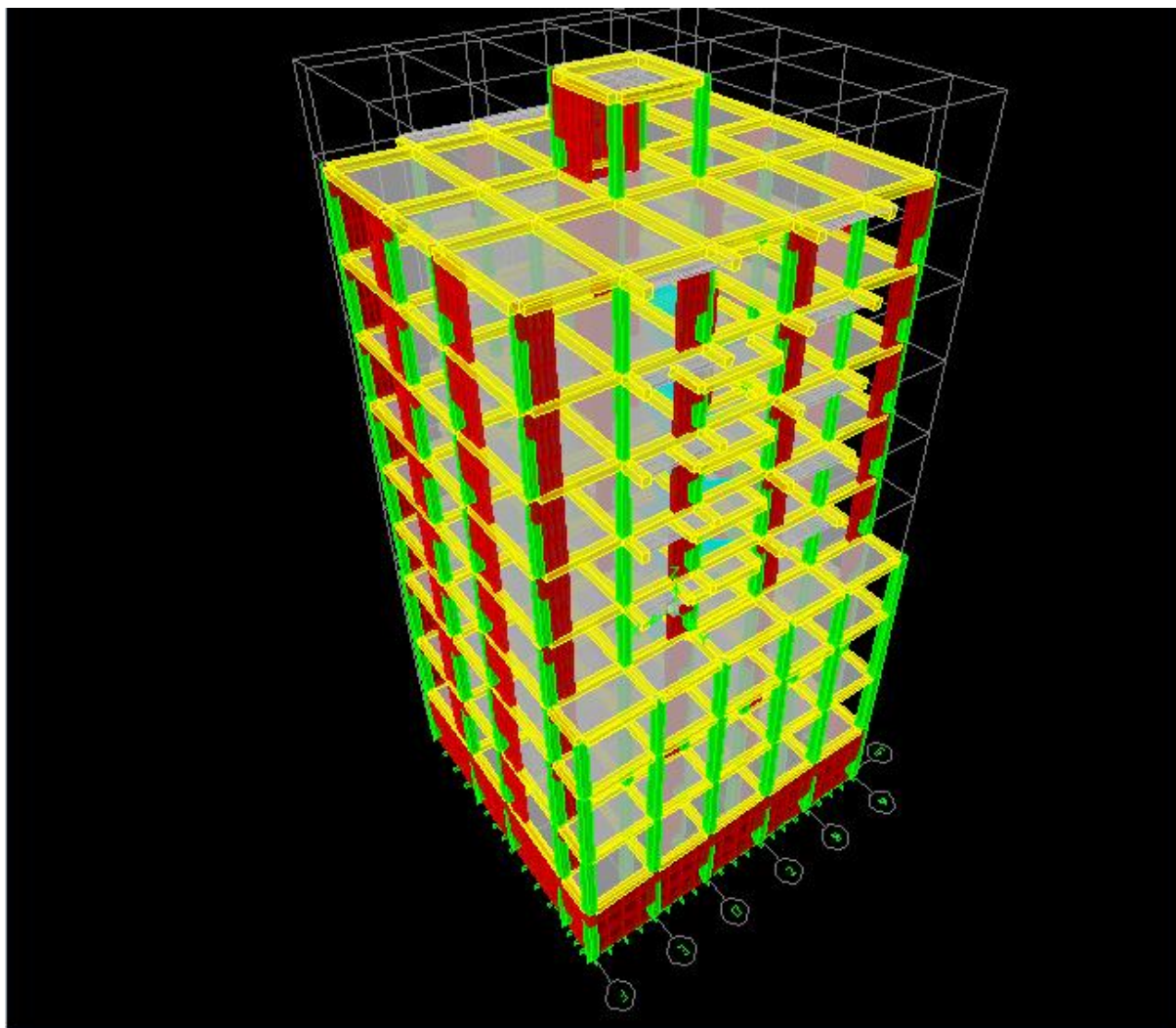


Figure IV.21 : Schéma de la structure en 3D.

Huitième étape : L'analyse dynamique et Visualisation des résultats

a. l'analyse

Avant de lancer l'analyse, il y'a lieu de spécifier le nombre de modes, pour se faire, l'utilisateur doit suivre le cheminement suivant : **Analyze**→**Set AnalysisOptions**→**Set Dynamic Parameters** ensuite entrer le nombre de modes dans la case « **Number of Modes** ». Aussi, dans la boîte de dialogue « **Analysis Options** » cocher « **Full 3D** » pour une analyse en trois dimensions et « **Include P-Delta** » pour l'analyse du second ordre **P-Delta**. Pour vérifier le model, l'utilisateur doit procéder de la manière suivante **Analyze** puis **Check Model** cocher toutes les cases avant de cliquer sur OK.

Le lancement de l'analyse se fait dans **Analyze**→**Run Analysis**, à l'aide de l'icône

Run Analysis  ou avec la touche **F5** du clavier.

Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

V.1 Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

V.2 Méthodes de calculs

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

➤ Caractéristiques géométriques de la structure :

Rappelons que notre structure est :

- Classée dans le groupe d'usage2.
- Le sol est de catégorie S3 (Site meuble).
- Se trouve dans une zone de moyenne sismicité ZoneIIa.

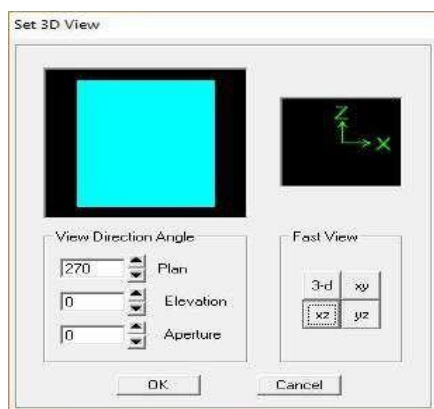
V.3 Vérification de la structure selon les exigences du RPA 99 mod 2003

V.3.1 Justification du système de contreventement

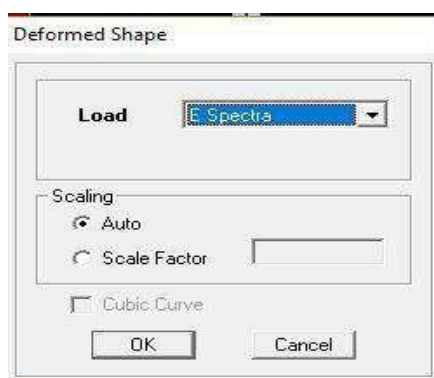
Notre objectif est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer. Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par le logiciel ETABS en suivant les étapes ci-après :

- **Sensx-x**

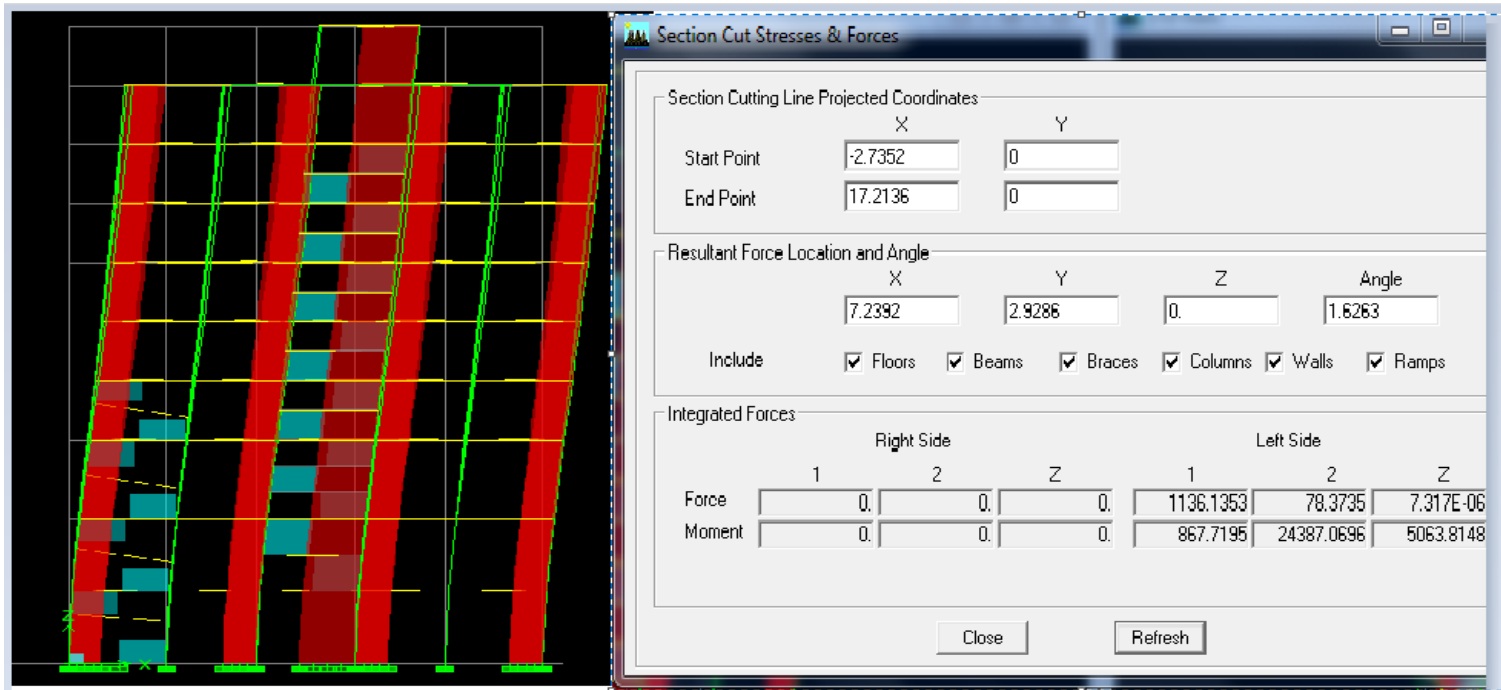
View→set 3D view → une fenêtre apparaît on sélectionne xz on met 0 pour aperture



Ensuite →display →show deformed shape → on sélectionne la combinaison E.



Ensuite draw →draw section cut →on dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure a la base comme suit, et on obtient cette fenêtre accompagnée Just à côté.Pour avoir les efforts repris par les portiques, on décoche wall et on clique sur refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 1 ainsi :

**Sens x-x :**

On a

1136,135 → 100%

900,85 → X

X : Etant le % des efforts repris par les portiques.

$$X = \frac{900,85 \times 100}{1136,135} = 20,7\%$$

Donc :

- Effort repris par les voiles=79,30%.
- Effort repris par les portiques=20,7%.

Sens y-y :

De l'Etabs on obtient les deux tableaux suivants :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1.405	0
End Point	17.9774	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8.2862	1.2609	0.	0.372

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	70.7292	1251.4032	3.697E-06
Moment	0.	0.	0.	27159.5969	425.1166	2028.3412

Close Refresh

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1.405	0
End Point	17.9774	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8.2862	1.2609	0.	0.372

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	61.5997	1068.1181	230.7367
Moment	0.	0.	0.	6895.1897	234.5981	1705.5271

Close Refresh

On aura :

$$\begin{array}{l} 1251,403 \rightarrow 100\% \\ 1068,1181 \rightarrow X \end{array}$$

X : Etant le % des efforts repris par les voiles.

$$X = \frac{1068,1181 \times 100}{1251,403} = 85,35\%$$

Donc :

- Effort repris par les voiles=**85,35%**.
- Effort repris par les portiques=**14,65%**.
-

Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison

‘‘ELU’’ puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

On trouve :

- Les portiques reprennent **43,76 %** des forces verticales.
- Les voiles reprennent **56,24%** des forces verticales.

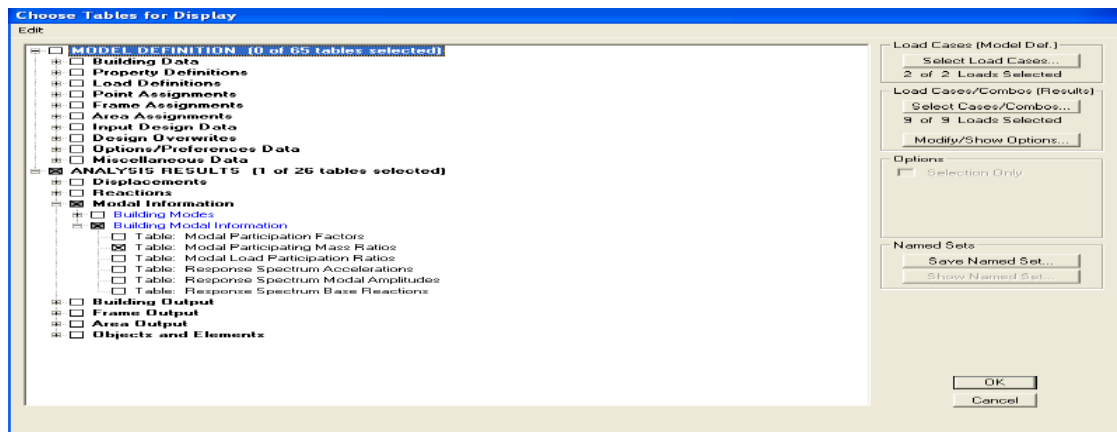
Conclusion :

D'après les résultats obtenus précédemment, on déduit que notre structure est à Voile porteur donc **R=3,5**.

V.3.2 La période de l'ETABS et le Pourcentage de participation de la masse modale :

La période maximale délivré par le logiciel ETABS est obtenue dans le mode 1 qui est 0,77s. Elle est obtenue de cette façon :

Display →show tables : Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :
ANALYSIS RESULTS →modal information→Building
Modal Information →Modal Participating Mass Ratios
→ok



Les résultats s'afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,929555	73,6389	0,0050	0,0000	73,6389	0,0050	0,0000	0,006
	2	0,767563	0,0065	71,0838	0,0000	73,6454	71,0888	0,0000	99,069
	3	0,650531	0,6634	0,0151	0,0000	74,3089	71,1039	0,0000	0,017
	4	0,293432	11,9734	0,0852	0,0000	86,2822	71,1891	0,0000	0,005
	5	0,236329	0,2078	14,4935	0,0000	86,4901	85,6827	0,0000	0,571
	6	0,185051	0,0027	0,0001	0,0000	86,4928	85,6828	0,0000	0,000
	7	0,176030	2,9052	0,6893	0,0000	89,3980	86,3721	0,0000	0,011
	8	0,121399	3,7150	1,0392	0,0000	93,1129	87,4113	0,0000	0,032
	9	0,107118	0,7132	4,4696	0,0000	93,8261	91,8809	0,0000	0,167
	10	0,082075	0,4538	0,0588	0,0000	94,2799	91,9397	0,0000	0,002
	11	0,076189	2,2998	0,4088	0,0000	96,5797	92,3485	0,0000	0,011
	12	0,068899	0,3201	2,7301	0,0000	96,8998	95,0786	0,0000	0,056
	13	0,054729	0,8282	0,2685	0,0000	97,7280	95,3472	0,0000	0,003
	14	0,052563	0,0000	0,0118	0,0000	97,7280	95,3590	0,0000	0,000
	15	0,049491	0,0309	1,9987	0,0000	97,7589	97,3577	0,0000	0,024
	16	0,047190	0,0236	0,0002	0,0000	97,7826	97,3579	0,0000	0,000
	17	0,046902	0,4025	0,0067	0,0000	98,1851	97,3646	0,0000	0,000
	18	0,044829	0,0000	0,0070	0,0000	98,1851	97,3716	0,0000	0,000

OK

-Le premier mode de vibration est une translation suivant X, il mobilise **73,64 %** de la masse.-
 Le deuxième mode de vibration est une translation suivant Y, il mobilise **71,08%** de la masse-
 le troisième mode de vibration est une torsion.

V.3.3 Nombre de mode à considérer

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

-la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

-ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

(Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$K = 3\sqrt{N}$ et $TK \leq 0.20$ sec où :

N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et Tk la période du mode K.

- Dans notre cas comme on peut le voir dans le tableau précédent : La somme des masses modales dépasse **90%** de la masse totale du bâtiment dans les deux directions dans le 9^{ème} mode avec :

-SUMUX= **93,8261**

-SUMUY= **91,8809**

V.5.1 Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure

La résultante des forces sismiques à la base, V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques, déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période, fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $VD \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments.) dans le rapport $0.8V_t / VD$

Soit : $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T$ (Art.4.2.3 RPA 99/V2003).

- **A : coefficient d'accélération** donne par le tableau 4.1 de RPA en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	II _a	II _b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau V.1 Coefficient d'accélération de la zone.

Donc : A=0.15

- **R : facteur de comportement** dépendant de type du système de contreventement de la structure, dans notre cas, on a une structure en béton armé à contreventée par des voiles porteurs, **R = 3,5**.
- **Q : Facteur de qualité**, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux...). Défini par : $Q = 1 + \Sigma P_a$
Q = 1,20 pour le sens longitudinal.
Q = 1,20 pour le sens transversal.
W_T=25053,11KN (poids total de la structure déterminé de l'ETABS)
- **D : Facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} \left[\frac{3,0}{T} \right]^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,$$

$\xi(\%)$: Pourcentage de l'amortissement critique, il est en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importation des remplissages, il est donne par **le tableau (4.2.RPA 99/version 2003)**. Nous avons un contreventement par voiles porteurs, donc on prend, $\xi = 10 \%$. D'où

$$\eta = 0,76 > 0,7$$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T_{\text{empirique}} = C_T h_N^{3/4}$$

Où :

h_N : hauteur du bâtiment mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier étage (N).

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement donné par le tableau (**Art.4.6 RPA 99/V2003**).

$$C_T = 0,05, h_N = 32,98 \text{ m.}$$

$$\text{On aura : } T = 0,05 \times (32,98)^{3/4} = 0,68 \text{ s.}$$

La valeur T doit être majeure de $1.3 T_{\text{empirique}}$

$$1.3 \times T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.47 = 0.89 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,5 \text{ s} < T = 0,89 < 3 \text{ s}$$

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,50}{0,92} \right)^{2/3} \longrightarrow D = 1,26$$

Résumé des résultats de calcul obtenus :

Paramètres	Résultats
A	0.15
D	1,26
Q	1.2
W	25053,11
R	3.5

Tableau. V.2 : Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et Wt.

$$\text{Sens longitudinal : } V_L = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T = \frac{0,15 \times 1,26 \times 1,2}{3,5} \times 25053,11$$

$$\text{Donc : } V_L = 1623,44 \text{ kN}$$

$$\text{Sens transversal : } V_T = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T = \frac{0,15 \times 1,26 \times 1,2}{3,5} \times 25053,11$$

$$\text{Donc : } V_T = 1623,44 \text{ kN}$$

✚ Vérification :

-Sens x-x :

$$V_{\text{etabs}} = 1732,37 \text{ kN} > 0,8 \times 1623,44 \text{ kN} = 1298,75 \text{ kN}$$

-Sens y-y :

$$V_{\text{etabs}} = 1667,57 \text{ kN} > 0,8 \times 1623,44 \text{ kN} = 1298,75 \text{ kN}$$

Conclusion :

L'effort tranchant à la base est vérifié.

IV.5. Déplacements relatifs :

D'après le **RPA 99 (art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal : à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

D'après le RPA 99 (Art 4.4.3) : $\delta K = R \times \delta_{ek}$

Avec : δk : déplacement du aux forces sismique. Fi (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif : au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Par apport à **XX** art 5-10 RPA99-2003

Story	δ_{ekx}	R	δ_k	Δ_k	$\Delta_k = 1\% h_e$	Observation
SALLE MACHINE	0,0263	3,5	0,09205	0,0091	0,0306	cv
TERRASSE	0,0237	3,5	0,08295	0,00735	0,0306	cv
ET5	0,0216	3,5	0,0756	0,00805	0,0306	cv
ET4	0,0193	3,5	0,06755	0,0091	0,0306	cv
ET3	0,0167	3,5	0,05845	0,00945	0,0306	cv
ET2	0,014	3,5	0,049	0,01085	0,0306	cv
ET1	0,0109	3,5	0,03815	0,01015	0,0306	cv
RDC	0,008	3,5	0,028	0,0133	0,0408	cv
S/S1	0,0042	3,5	0,0147	0,0098	0,0374	cv
S/S2	0,0014	3,5	0,0049	0	0,0374	cv

Tableau V.3 : Vérification des déplacements dans le sens longitudinal.

Par apport à YY

Story	δ_{eky}	R	δ_k	Δ_K	$\Delta k=1\%h_e$	Observation
SALLE MACHINE	0,0211	3,5	0,07385	0,0084	0,0306	cv
TERRASSE	0,0187	3,5	0,06545	0,00735	0,0306	cv
ET5	0,0166	3,5	0,0581	0,00735	0,0306	cv
ET4	0,0145	3,5	0,05075	0,00805	0,0306	cv
ET3	0,0122	3,5	0,0427	0,0077	0,0306	cv
ET2	0,01	3,5	0,035	0,00805	0,0306	cv
ET1	0,0077	3,5	0,02695	0,0077	0,0306	cv
RDC	0,0055	3,5	0,01925	0,00945	0,0408	cv
S/S1	0,0028	3,5	0,0098	0,00665	0,0374	cv
S/S2	0,0009	3,5	0,00315	0	0,0374	cv

Tableau V.4 : Vérification des déplacements dans le sens transversal.**Conclusion**

Tous les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépassent pas le 1% de la hauteur de ces derniers pour les deux modèles.

V.5.3 Déplacements maximum

Le déplacement maximal que subit la structure doit vérifier la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H}{500} = \frac{32,98}{500} = 0,065m$$

f : la flèche admissible

H : la hauteur totale du bâtiment

Sens longitudinal :

$$\delta_{\max} = 0,04 \leq f = 0,065 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal :

$$\delta_{\max} = 0,02 \leq f = 0,065 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.5.5 Vérification de l'excentricité

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 4.3.7**), dans le cas où il est procédé à une analyse bidimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle - additionnelle - égale $\pm 0,05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit : **CM** : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

On doit que : $CM-CR \leq 5\% L_X$

$$CM-CR \leq 5\% LY$$

Soit :

$\left\{ \begin{array}{l} CM : \text{centre de masse.} \\ CR : \text{centre de rigidité.} \end{array} \right.$

Story	Centre de masse		centre de rigidité		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Observation
	XCM	YCM	XCR	YCR	XCM-XCR	YCM-YCR	ex	ey	
S/S2	7,966	7,292	7,89	6,08	0,076	0,726	0,805	0,745	cv
S/S1	7,969	7,37	7,893	6,192	0,076	0,689	0,805	0,745	cv
RDC	7,968	7,297	7,899	6,422	0,069	0,635	0,805	0,745	cv
ET1	8,011	7,192	7,909	6,573	0,102	0,619	0,805	0,745	cv
ET2	7,9	6,127	7,919	6,66	-0,019	-0,533	0,805	0,745	cv
ET3	7,9	6,125	7,928	6,709	-0,028	-0,584	0,805	0,745	cv
ET4	7,9	6,123	7,937	6,737	-0,037	-0,614	0,805	0,745	cv
ET5	7,904	6,064	7,947	6,737	-0,043	-0,673	0,805	0,745	cv
TERRASSE	7,91	6,14	7,959	6,678	-0,049	-0,538	0,805	0,745	cv
SALLE MACHINE	7,926	6,313	8,546	5,038	-0,62	0,693	0,805	0,745	cv

Tableau V.5 : Excentricité de chaque étage.

V.5.6 Vérification des efforts normaux aux niveaux des 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 :

$$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3 \text{ Art 7.4.3.1 (La formule : 7.2) de RPA}$$

Nd : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Nd = 1513,040 KN (Tirer des résultats de l'logiciel de l'ETABS).

Bc : l'aire de la section de béton (section brute).

fc28 = 25 MPa : la résistance caractéristique du béton.

Application :

$$\frac{1513,040 \times 10^3}{(450 \times 450) \times 25} = 0,29 \leq 0,30 \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

V.5.7 Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,1$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K ;

V_K : Effort tranchant de l'étage k ;

h_K : Hauteur de l'étage K ;

Δ_K : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

Les résultats de vérification de l'effet P- Δ dans les deux sens xx, yy sont donner dans le tableau.

Story	Sens X-X			Sens Y-Y			Observation
	$P_K \times \Delta_X$	$h_K \times v_x$	Θ_x	$P_K \times \Delta_Y$	$h_K \times v_y$	Θ_y	
SALLE MACHINE	11.15815	604.9314	0.018445	10.29983	708.0534	0.014547	cv
TERRASSE	27.74515	1432.447	0.019369	27.74515	1637.314	0.016946	cv
ET5	49.67784	2125.904	0.023368	45.35803	2422.51	0.018724	cv
ET4	77.96407	2721.748	0.028645	68.96821	3084.082	0.022363	cv
ET3	104.1717	3242.529	0.032127	84.88064	3655.996	0.023217	cv
ET2	146.252	3699.938	0.039528	108.5096	4149.238	0.026152	cv
ET1	164.1648	4122.646	0.03982	124.5388	4596.487	0.027094	cv
RDC	256.2095	6002.659	0.042683	182.0436	6660.722	0.027331	cv
S/S1	217.9951	5820.412	0.037454	147.9253	6434.633	0.022989	cv
S/S2	0	5981.158	0	0	6597.996	0	cv

Tableau V.6: Vérification de l'effet $P - \Delta$.

Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement les portiques (poteaux poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, ce pendant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter être prendre tous genres de sollicitations.

VI.1. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments linéaires verticaux non-exposés aux intempéries et sollicités par des efforts normaux, tranchants ainsi que des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc, en flexion composée et en considérant un état de fissuration non préjudiciable. Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$ (ELU).
 - $G + Q \pm E$
 - $0.8G \pm E$
- } [Combinaisons d'actions sismiques (RPA 99)]. [13]

Les 6 combinaisons à prendre en considération sont les suivantes :

- . Effort normal maximal « N » ainsi que les moment « M2 » et « M3 » correspondants.
- . Effort normal minimal « N » ainsi que les moment « M2 » et « M3 » correspondants.
- . Moments « M2 » et « M3 » ainsi que leurs efforts normaux « N » correspondants.

VI.1.1. Recommandations et exigences du RPA

➤ Combinaisons de calcul

▪ Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91/modifiée 99

D'après le règlement **BAEL91**, le ferraillage et calcul suivant des situations, à qui on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons :

- **A l'ELU** : $1.35G + 1.5Q$
- **A l'ELS** : $G + Q$

➤ Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99/modifié 2003

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limites.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont:

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003

-les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de crochets

-le pourcentage minimal est de: **0.8 % (Zone IIa)**.

-le pourcentage maximal est: **4 % en zones courantes**.

6% en zones de recouvrement.

-le diamètre minimal est de **12mm**.

-la longueur minimale des recouvrements est de : **40 (zone IIa)**.

- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm (zone IIa)**.

- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version 2003** sont rapportées dans le tableau suivant :

Etage	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
4,5 ^{ème} terrasse	35x35	9,8	49	73,5
1,2; 3 ^{ème} étage	40x40	12,8	64	96
S/S1,S/S2 ; RDC	45x45	16,2	81	121,5

Tableau.VI.1 : les sections des armatures longitudinales.

➤ **Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	Sollicitation	N [KN]	M [KN.m]
S /S1,S/S2RDC,	45x45	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$	1533,68	4,813
		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$	-546.61	6.943
		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$	299.68	120.144
1,2,3 ^{ème} étage		$N^{max} \rightarrow M^{corr}$	934.71	10.441
		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$	-35.65	34.671

	40x40	$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	200.32	103.966
4,5 ^{ème} étage terrasse	35x35	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$	459.76	17.55
		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$	-182.23	2.383
		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	163.13	83.601

Tableau VI.2: Les efforts internes dans les poteaux.

VI.1.2: Calcul des armatures

➤ Calcul des Armatures longitudinales

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

- Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression «C» qui est distant du centre de gravité de la section de $e=M/N$.

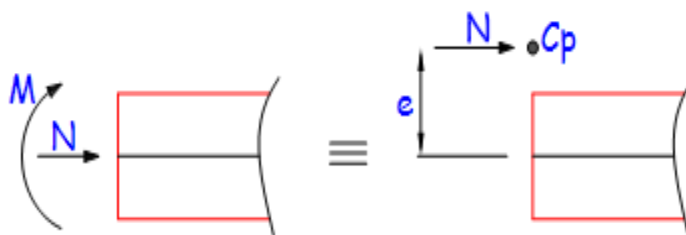


Figure.VI.1 : Section en flexion composée.

Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

VI.1.3. Exposé de la méthode de calcul

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être considérés :

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

Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

a- Section partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}] b h^2 f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \text{ Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ 1er cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A' = 0$)

- Armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

➤ 2ème cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

On calcul : $M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc} \sigma_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_{st}} \end{cases}$$

La section réelle d'armature :

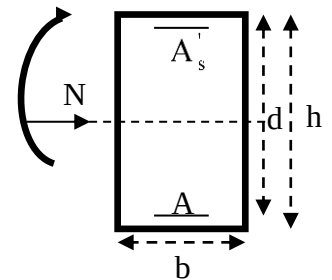
$$\begin{cases} A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \\ A_s' = A' \end{cases}$$

b- Section entièrement comprimée (SEC)

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u(d-c') - M_f > (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bc}$$



Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter

➤ **1er cas :**

Si : $N_u(d-c')-M_f \geq (0.5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$ la section est doublement armée

$$A_s > 0 \quad \text{et} \quad A'_s > 0$$

La section d'armature :

$$A'_s = \frac{M_f(d-0.5h)bh.f_{bc}}{(d-c')\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - bh.f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

➤ **2^{ème} cas :**

Si : $N_u(d-c')-M_f < (0.5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$ la section est simplement armée

$$A_s > 0 \quad \text{et} \quad A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{N - \psi bh f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Avec :} \quad \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c')-M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

c- Section entièrement tendue :

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Avec :

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité

de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

❖ **Calcul du ferrailage des poteaux**

Le ferrailage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « **Socotec**

». Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sollicitations	N(KN)	M (KN.m)	NATURE	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ado} P (cm ²)	Ferrailage
ZoneI (45x45)	N _{max} -M _{corr}	1533.68	4.813	SEC	0	0	16,20	20,6	4HA20 + 4HA16
	N _{min} -M _{corr}	-546.61	6.943	SET	6.4	7.27	16,20		
	N _{corr} -M _{max}	299.71	120.144	SPC	0	3.77	16,20		
ZoneII (40x40)	N _{max} -M _{corr}	934.71	10.441	SEC	0	0	12,80	14,19	4HA16 + 4HA14
	N _{min} -M _{corr}	-35.65	34.671	SPC	0	2,81	12,80		

	N_{corr}-M_{max}	200.32	103.9 46	SPC	0	4.95	12,80		
ZoneIII (35x35)	N_{max}-M_{corr}	459.76	17.55	SEC	0	0	9,80	10,67	4HA14 + 4HA12
	N_{min}-M_{corr}	-182.23	2.383	SET	2,08	2.48	9,80		
	N_{corr}-M_{max}	163.13	83.60 1	SPC	0	5.67	9,80		

Tableau VI.3 : Calcul des armatures pour les poteaux.

VI.1.4. Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des Armatures longitudinales ;
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement ;
- Positionner les armatures longitudinales.

- **Selon BAEL 91 (Art A8.1.3)**

➤ **Le diamètre**

Le diamètre des armatures transversales est ou moins égal à la valeur normalisée la plus Proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$Q_t = QL/3 \text{ (Selon BAEL 91 Art A8.1.3)}$$

$$Q_t = 20/3 = 6,55 \text{ soit } \phi 8 \text{ mm}$$

ϕ Est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- **Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

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

A_t : armatures transversales

T_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : élancement géométrique du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales :

➤ **Espacement des armatures transversales**

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale**

$$St \leq \min(10\varnothing ; 15cm)$$

$$St \leq \min(10 \times 1,2 ; 15cm) = \min(12 ; 15cm) \rightarrow St = 10 cm$$

- **Dans la zone courante**

$$St \leq 15 \varnothing$$

$$St \leq 15 \varnothing = 15 \times 1,2 = 18 cm \rightarrow St = 15cm$$

Avec : $\varnothing L = 14 mm$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Conclusion

On adopte : $St = 10 cm$ en zone nodale

$St = 15cm$ en zone courante

- ρ_a coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

$$\rho = 2.5 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3.75 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5$$

- **Calcul d'élancement géométrique**
(Déjà calculer voir chapitre 2)

Niveau	Section (cm ²)	Effort tranchant max à l'ELU (KN)
S/S2 _S/S1 _ RDC	Zone I (45x45)	29.37
1ere 2ème ,3ème étage	Zone II (40x40)	38.99
4,5,6ème étage	Zone III (35x35)	36.86

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \text{ (BAEL 91 Art: B8.4.1)}$$

- **Poteau (45x45) pour H=4,08**

$$\lambda_g = 21,98 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

Vu : L'effort tranchant max $V_u = 29.37KN$

- **En zone nodale : $St = 10 cm$**

$$A_t = \frac{2,5 \times 29.37 \times 10^3}{45 \times 40000} 10 = 0.41 cm^2$$

- **En zone courante $St = 15 cm$**

$$A_t = \frac{2,5 \times 29.37 \times 10^3}{45 \times 40000} 15 = 0.62 cm^2$$

- **Poteau (45x45) pour H=3,74**

$$\lambda_g = 20.15 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

Vu : L'effort tranchant max $V_u = 29.37KN$

- **En zone nodale : $St = 10 cm$**

$$A_t = \frac{2,5 \times 29.37 \times 10^3}{45 \times 40000} 10 = 0.41 \text{ cm}^2$$

- En zone courante $St=15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{2,5 \times 29.37 \times 10^3}{45 \times 40000} 15 = 0.62 \text{ cm}^2$$

➤ **Poteau (40×40)**

$$\lambda g = 18,55 \rightarrow \lambda g \geq 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

Vu : L'effort tranchant max $V_u = 38.99 \text{ KN}$

- En zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{2,5 \times 38.99 \times 10^3}{40 \times 40000} 10 = 0.54 \text{ cm}^2$$

- En zone courante $St = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{2,5 \times 38.99 \times 10^3}{40 \times 40000} 15 = 0.81 \text{ cm}^2$$

➤ **Poteau (35×35)**

$$\lambda = 21,20 \rightarrow \lambda g \geq 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

Vu : L'effort tranchant max $V_u = 36.86 \text{ KN}$

- En zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{2,5 \times 36.86 \times 10^3}{35 \times 40000} 10 = 0.51 \text{ cm}^2$$

- En zone courante $St = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{2,5 \times 36.86 \times 10^3}{35 \times 40000} 15 = 0.77 \text{ cm}^2$$

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre principale.

❖ **Poteaux (45 x 45)**

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} \left(\frac{408-35}{6}; 45; 45; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{Max} (62.2; 45; 45; 60 \text{ cm}) = 65 \text{ cm}$$

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} \left(\frac{374-35}{6}; 45; 45; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{Max} (56.5; 45; 45; 60 \text{ cm}) = 65 \text{ cm}$$

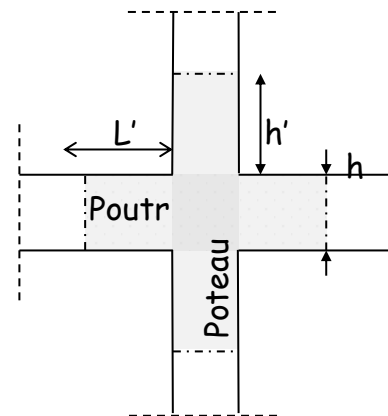


Figure VI.2 : Délimitation de la zone nodale.

❖ **Poteaux (40x 40)**

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 40; 40; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{Max} (45.16; 40; 40; 60 \text{ cm}) = 65 \text{ cm}$$

❖ **Poteaux (35 x 35) :**

$$h' = \text{max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 35; 35; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{max} (45.16; 50; 50; 60 \text{ cm}) = 65 \text{ cm}$$

VI.1.5. Vérifications à l'ELU :**a). Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales du RPA (article 7.4.2.2)****Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

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

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

$$\text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 \dots\dots\dots \text{interpoler entre les deux valeurs précédentes}$$

Poteaux	λ_g	$\frac{A_t}{S_t \times b} = \%$	Zones	$A_t^{\min} = \%$ $S_t \times b_1$	Acalculé (cm ²)	Achoi (cm ²)	Vérification $A_{\min} < A_{\text{choi}}$
45x45	21.98	0,3	Nodale	1,35	0.41	4Ø8 = 2.01	Cv
	20.15		Courante	2,025	0.62	4Ø10 = 3,14	
40x40	18.55	0,3	Nodale	1,2	0.54	4Ø8 = 2.01	Cv
			Courante	1,8	0,81	4Ø8 = 2.01	
35X35	21.2	0,3	Nodale	1,05	0,51	4Ø8 = 2.01	Cv
			Courante	1,575	0,77	4Ø8 = 2.01	

Tableau VI.4 : Vérification de la section des armatures transversales.**Remarque :**

D'après le tableau ci-dessus, $A_{\min} < A_{\text{choi}}$

- Les armatures longitudinales des poteaux (du 2^{ème} au 8^{ème} étage) seront encadrées avec un cadre et un losange de T8 de sections transversales (4Ø8 = 2.01cm²) dans la zone courante et la zone nodale.
- Les poteaux (RDC, 1^{er}, 2^{ème} étage) seront encadrés avec un cadre et un losange de T10 de sections transversales : (4Ø10 = 3.14cm²) dans la zone courante, et de T8 dans la zone nodale.

b) Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003 :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 0.875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \bar{\tau}_{bu} \rightarrow 1 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

Niveau	poteau	b (m)	d (m)	T (KN)	λ_g	ρ_b	τ_b	τ_{bu}	Vérification
S/S2, S/S1	45×45	0.45	0.425	21.44	20.15	0.075	0.112	0.875	cv
RDC					21.98	0.075	0.112	0.875	cv
1, 2,3 ET	40×40	0.4	0.375	28.48	18.55	0.075	0.19	0.875	cv
4, 5, terrasse	35×35	0.35	0.325	27.05	21.2	0.075	0.24	0.875	cv

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes tangentielles.

c). Longueur de scellement droit (BAEL 91/Art A.6.1, 221)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec} \quad \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ Mpa}$$

$\psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence. $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

-Pour les HA 20 : $L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70,546 \text{ cm}$ soit $L_s = 75 \text{ cm}$

-Pour les HA 16 : $L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,437 \text{ cm}$ soit $L_s = 60 \text{ cm}$

-Pour les HA 14 : $L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,382 \text{ cm}$ soit $L_s = 50 \text{ cm}$

-Pour les HA 12 : $L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 \text{ cm}$ soit $L_s = 45 \text{ cm}$

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** pour les aciers **HA**.

-Pour les Ø 20 : $L_a = 30 \text{ cm}$

-Pour les Ø 16 : $L_a = 24 \text{ cm}$

-Pour les Ø 14 : $L_a = 20 \text{ cm}$

-Pour les Ø 12 : $L_a = 18 \text{ cm}$

d) Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1)

La longueur minimale de recouvrement est : $l_r > 40 \times$ en zone IIa

. Pour les HA 14 : $l_s = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm}$. → on adopte $L_r = 80 \text{ cm}$

. Pour les HA 16 : $l_s = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$. → on adopte $L_r = 65 \text{ cm}$

. Pour les HA 14 : $l_s = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$. → on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

. Pour les HA 16 : $l_s = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$. → on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

VI.1.6. Vérifications à l'ELS**a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

SECTION	Sollicitation	Ns (KN)	Ms(KN.m)	e _s (m)	OBS	A _{min} (cm ²)	A adopter (cm ²)	A _{min} ≤ A _{adp}
45×45	N _{max} -M _{cor}	1112.25	3.458	0,0031	SEC	5,68	20,6	CV
	N _{min} -M _{cor}	82.33	5.214	0,0063	SEC	5,83		CV
	M _{max} -N _{cor}	523.47	24.959	0,0480	SEC	10.64		CV
40×40	N _{max} -M _{cor}	679.56	7.484	0,011	SPC	4.83	14,2	CV
	N _{min} -M _{cor}	35.16	10.871	0,310	SPC	10.7		CV
	M _{max} -N _{cor}	320.25	15.447	0,048	SPC	10.07		CV
35×35	N _{max} -M _{cor}	336.14	12.755	0,038	SEC	6.61	10,68	CV
	N _{min} -M _{cor}	-53.59	0.253	0,0047	SPC	3.46		CV
	M _{max} -N _{cor}	199.43	30.976	0,155	SPC	0.15		CV

Tableau VI.6: Vérification de la condition de non fragilité.

b) État limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

c) Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Nous vérifions que :

$$\begin{aligned}\sigma_{bsup} &\leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{inf} &\leq \bar{\sigma}_{st}\end{aligned}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de béton $\bar{\sigma}_{st} = 15 Pa$.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible de l'acier $\bar{\sigma}_{st} = 348 MPa$.

Remarque :

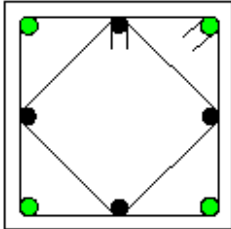
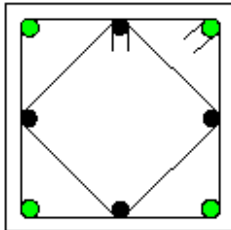
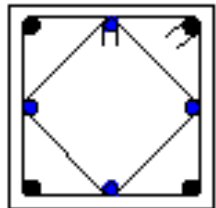
Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC]

Niveau	section	sollicitations	Ns(KN)	M_s KN.m	σ_{bsup} MPa	σ_{binf} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS	σ_{bsup} MPa	σ_{bsup} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
S/S1 S/S2 RDC	45×45	$N_{max} - M_{corr}$	1112.25	3.458	4.93	4.6	15	CV	73.7	69.3	348	CV
		$N_{min} - M_{corr}$	82.33	5.214	0.60	0.1	15	CV	8.65	1.93	348	CV
		$M_{max} - N_{corr}$	523.47	24.959	3.45	1.04	15	CV	49.7	17.06	348	CV
1 ^{er} , 2 et 3 ^{eme} étage	40×40	$N_{max} - M_{corr}$	679.56	7.484	4.29	3.21	15	CV	63.3	49.2	348	CV
		$N_{min} - M_{corr}$	35.16	10.871	1.24	0	15	CV	15.8	23.9	348	CV
		$M_{max} - N_{corr}$	430.71	27.289	4.33	0.42	15	CV	61.4	9.42	348	CV
4,5 ^{eme} Terrasse	35×35	$N_{max} - M_{corr}$	336.14	12.755	3.81	1.04	15	CV	54.2	18.6	348	CV
		$N_{min} - M_{corr}$	-53.59	0.253	0.04	0	15	CV	48.6	51.8	348	CV
		$M_{max} - N_{corr}$	199.43	30.976	5.53	0	15	CV	72.4	54.5	348	CV

Conclusion

Le ferrailage des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Niveau	Section des poteaux (cm)	Armatures longitudinales	Armatures transversales	Coupes schématique
RDC au 2 ^{ème}	45 × 45	4HA20+4HA16	RDC : 1cadre et 1 losange (HA10)	
			1 ^{ER} et 2 ^{ème} ETAGE : 1cadre et 1 losange (HA8)	
3,4,5 ^{ème}	40 × 40	4HA16+4HA14	1cadre et 1 losange (HA8)	
6,7,8 ^{ème}	35 × 35	4HA14+4HA12	1cadre et 1 losange (HA8)	

VI.2 Ferrailage des poutres

Les Poutres en béton armé, 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 de combinaison de charge la plus défavorable, décrites par le *RPA 99 version 2003* et le *B.A.E.L 91/99* :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à l'ELU} \\ G + Q \text{ à l'ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

Recommandations du RPA 99 vs 2003

Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA99 vs 2003)

- ❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
- ❖ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4%** en zone courante.
 - 6%** en zone de recouvrement.

Section [cm ²]	0.5%bh [cm ²]	4% bh [cm ²]	6% bh [cm ²]
Poutre principale (35x30)	5.25	42	63
Poutre secondaire (30x30)	4.50	36	54

- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone II_a.
- ❖ L'ancrage des armatures longitudinales supérieure et inférieure dans les poteaux de rives et l'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- ❖ Le diamètre minimal est de **12mm**.
- ❖ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ❖ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances le permettent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- ❖ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ❖ On doit avoir un espacement maximum de **10cm** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

➤ $S_{tmax} = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \varnothing\right)$ en zone nodale et en travée

➤ $S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement

La valeur du diamètre $\varnothing_1$ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.1 Calcul des armatures longitudinales

Les poutres sont ferrailées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Calcul du moment réduit

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

On distingue deux cas:

Si $\mu < \mu_l = 0.392$: Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b}$$

Si $\mu > \mu_i = 0,392$ les sections d'acier nécessaires seront données par les formules suivantes :

$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}} ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

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

$$\Delta M = M_u - M_e$$

M_u : Moment sollicitant.

M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

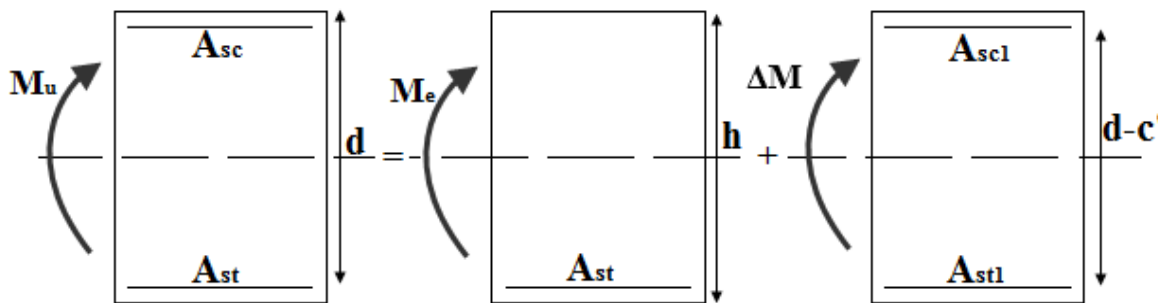


Figure VI-3 : section doublement armée.

Les efforts internes et Ferraillage des poutres

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

	Localisation	Moments (KN.m)	μ	Obs	β	$A_{cal}[\text{cm}^2]$	$A_{min}[\text{cm}^2]$	Ferraillage	$A_{ad}[\text{cm}^2]$
Poutre Principale	Travée	90.205	0.130	SSA	0,930	7.46	2.625	3HA16+2HA14	9.11
	Appuis	129.240	0.188	SSA	0,826	11.1	2.625	3HA16+3HA16	12.06
Poutre Secondaire	Travée	86.414	0.164	SSA	0,910	8.32	2.25	3 HA16+2HA14	9.11
	Appuis	103.744	0,200	SSA	0,887	10.25	2.25	3 HA16+3HA14	10.65

Armatures transversales (BAEL 91. Art.7.2.2)

Calcul des armatures transversales

➤ L'espacement des armature transversales

$$\begin{cases} S_t \leq \min(12\phi_l^{\min}, \frac{h}{4}, 30\text{cm}) & \text{en zone nodale et en travée} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

➤ **le diamètre minimale:** $\phi t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi l_{\max}; \frac{b}{10} \right\}$

Poutres	Zone	S_t (cm)	S_t adopter (cm)
Principale	Nodale	$S_t = \min(12 \times 1,2; \frac{35}{4}; 30) = 8,75$	10
	Courante	$S_t = \frac{35}{2} = 17,5$	15
Secondaire	Nodale	$S_t = \min(12 \times 1,2; \frac{30}{4}) = 7,5$	10
	Courante	$S_t = \frac{30}{2} = 15$	15

▪ **Poutre principale :**

$$\phi t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}; 1,4; \frac{30}{10} \right\} = \min \{ 1; 1,4; 3 \} = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

On prend : $\phi t = 8 \text{ mm}$

✓ Soit $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

✓

▪ **Poutre secondaire :**

$$\phi t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; 1,4; \frac{25}{10} \right\} = \min \{ 0,86; 1,4; 2,5 \} = 0,86 \text{ cm} = 8,6 \text{ mm}$$

On prend : $\phi t = 8 \text{ mm}$

✓ Soit $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

➤ **Armatures transversales minimales**

La quantité d'armatures minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

✓ $A_t^{\text{adop}} = 2,01 > A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$

1- **Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003**

$$\begin{cases} l' = 2 \times h \\ h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right) \end{cases}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

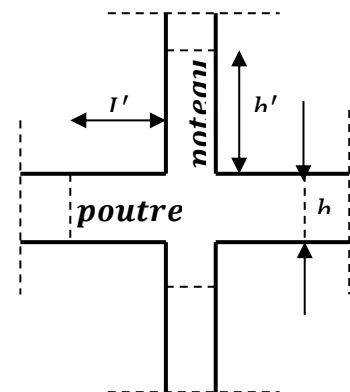


Figure VI-4 : Délimitation de la zone nodale.

On aura :

- $h' = \max(62; 45; 45; 60 \text{ cm}) = 65 \text{ cm}$.
- Poutre Principale $l' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.
- Poutre Secondaire $l' = 2 \times h = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$.

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = 56.44 \text{ cm}$$

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 $0.4L_s$

$$L_c = 22.58 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELU

1) Vérification condition de non fragilité (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{\min}$

❖ Calcul de la section minimale.

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

	Localisation	$A_{st}^{\min}$	A_{Adopte}	Observation
Poutre Principale	Travée	1.17731	9.11	Condition vérifiée
	Appuis	1.17731	12.06	Condition vérifiée
Poutre Secondaire	Travée	1.03241	9.11	Condition vérifiée
	Appuis	1.03241	10.65	Condition vérifiée

Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u \text{ Avec : } T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Poutres	Effort tranchant (KN)	b (cm)	d (cm)	(MPa)	(MPa)	Observation
Poutre principale (30x35)	86.18	30	32,5	0,883	2,5	Condition vérifiée
Poutre secondaire (30x30)	69.19	30	28.5	0,809	2,5	Condition vérifiée

Tableau VI.7: Vérification aux cisaillements.

2) Influence de l'effort tranchant.

➤ Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99).

On se doit de vérifier la relation :

$$\frac{2 \times T_u}{0,9 b d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} T_u \leq \frac{0,8 \times 0,9}{2} \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b} \leq 0,36 \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$$

Poutres	b (cm)	d (cm)	F _{c28} (MPa)	γ _b	Effort tranchant (KN)	T (KN)	Observation
Poutre principale (30x35)	30	32,5	25	1,5	86,18	585,00	Condition vérifiée
Poutre secondaire (30x30)	30	28,5	25	1,5	69,19	513,00	Condition vérifiée

Tableau VI.8: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

➤ Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99).

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$ 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 : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right)$ Si $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0$ la vérification n'est pas nécessaire

Poutres	T _u ^{max} (KN)	M _u ^{max} (KN.m)	d (cm)	0,9 × d	T _u + $\frac{M_u}{0,9d}$	
Poutre principale (30x35)	86.18	-129.24	32,5	29.25	-355.56	vérification n'est pas nécessaire
Poutre secondaire (30x30)	69.19	-103.74	28,5	25.65	-335.27	

Tableau VI.9: 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 : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc}$

Avec : $\bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15$ MPa

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i}$$

Ψ_s = 1,5 : Coefficient scellement HA.

Σ U_i : Somme des périmètres utiles des barres.

Poutres	Ferrailage	T _u	d	Σu(mm)	τ _{se} (MPa)	τ̄ _{se} (MPa)	Observation
Poutre principale (30x35)	3HA16+2HA14	86.18	32,5	238.76	1.234	3,15	Condition vérifiée
Poutre secondaire (30x30)	3HA16+2HA14	69.19	28,5	238.76	1.130	3,15	Condition vérifiée

Vérification à l'ELS❖ **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 BAEL 91 modifié 99) :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

❖ **Etat limite de compression du béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st}$$

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

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

	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	Travée	29.445	9.11	0,937	0.864	115.105	21.76	5,2897	15	Condition vérifiée
	Appuis	42.932	12.06	1.227	0,850	128.863	18.33	7.0322	15	Condition vérifiée
Poutre Secondaire	Travée	34.727	9.11	1.074	0,857	156.071	19,96	7.8192	15	Condition vérifiée
	Appuis	26.878	10.65	1.251	0.849	104.302	18.11	5.7593	15	Condition vérifiée

1) Etat limite de déformation (B.6.5.3/ BAEL91 modifié 99)

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \text{ (Si la portée est au plus égale à 5m)}$$

$$f \leq \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \text{ (si la portée est supérieure à 5 m)}$$

f : Flèche maximale des poutres (Déduite du logiciel ETABS).

On prendra "L" la plus grande portée des poutres dans chacune des deux directions.

Poutres principales

$$L=4.70\text{m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{470}{500} = 0.94\text{cm}$$

$$f_{ETABS}=0.42\text{cm} < \bar{f} = 0.94\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Poutres secondaires

$$L=3.30\text{m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{330}{500} = 0.66\text{cm}$$

$$f_{ETABS}=0.42\text{cm} < \bar{f} = 0.66\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VI.3: Ferrailage des Voiles

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales.

Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

Conception

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

Le RPA/99/version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa

VI.3.1: Exposé de la méthode de calcul

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) qui se fait pour une bande de largeur (d).

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

❖ Remarque :

- Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du logiciel.
- Le calcul se fera pour par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L$

Longueur de la zone tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

➤ En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (SEC)
- Section entièrement tendue (SET)

- Section partiellement comprimé (SPC)

VI.3.2: Détermination des armatures

❖ Armatures verticales :

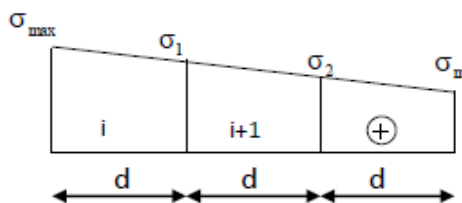
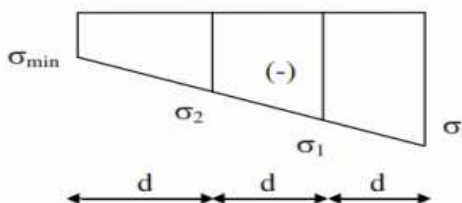
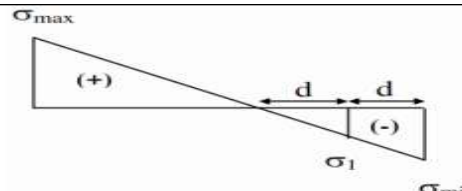
Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau VI.10 : Tableau des efforts normaux.

a) Ferraillage section entièrement comprimé :

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$

➤ Armatures verticales minimales

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (Art A.8.1, 21BAEL91).
- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ (Art A.8.1, 21BAEL91).

b) Ferraillage d'une section entièrement tendue

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

➤ Armatures verticales minimales

- $A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1).

- $A_{min} \geq 0.002B$ (Section min du RPA art 7.7.4.1).

B : section du tronçon considéré

c)-Ferrailage section partiellement comprimé

La section d'armature est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

σ_s : contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de 10 ‰
= 348 MPa.

➤ Armatures verticales minimales

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

➤ **Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ . D'après le

BEAL 91: $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

➤ **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'Art 7.7.4.3 du RPA 2003..... [2]

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

➤ **Armatures de coutures**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 V_u$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité des bouts voiles un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

Exigences de RPA 99 révisé 2003

1. Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 % .
- En zone courantes 0.10 % .

2. Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

3. Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

4. Espacement :

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

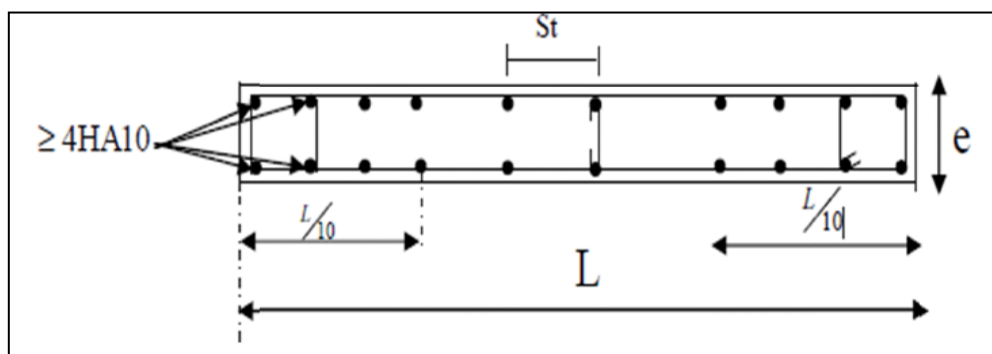


Figure VI.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI.3.3: Vérifications**❖ Vérification à L'ELS**

Pour cet état, il considéré :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué $N_s = G + Q$

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement**1- Selon le RPA99 (version 2003)**

On vérifie que : $\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

2- Selon le BAEL 91

On vérifie que: $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}.$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

VI.3.4: Calcul de ferrailage :**Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferrailage d'un voile qui se trouve RDC (V2) :

a. Caractéristiques géométriques :

L(m)	e(m)	B (m ²)	I (m ⁴)
1.98	0,20	0.395	0,128

Tableau VI.11 : Caractéristiques géométriques.

b. Sollicitations de calcul :

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\sigma_{\max} = 4655 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\min} = -5713 \text{ KN}$$

c. Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{4655}{4655 + 5713} \times 1.98 = \mathbf{0.89m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.98 - 0.89 = \mathbf{1.09m}$$

d. Calcul « d » :

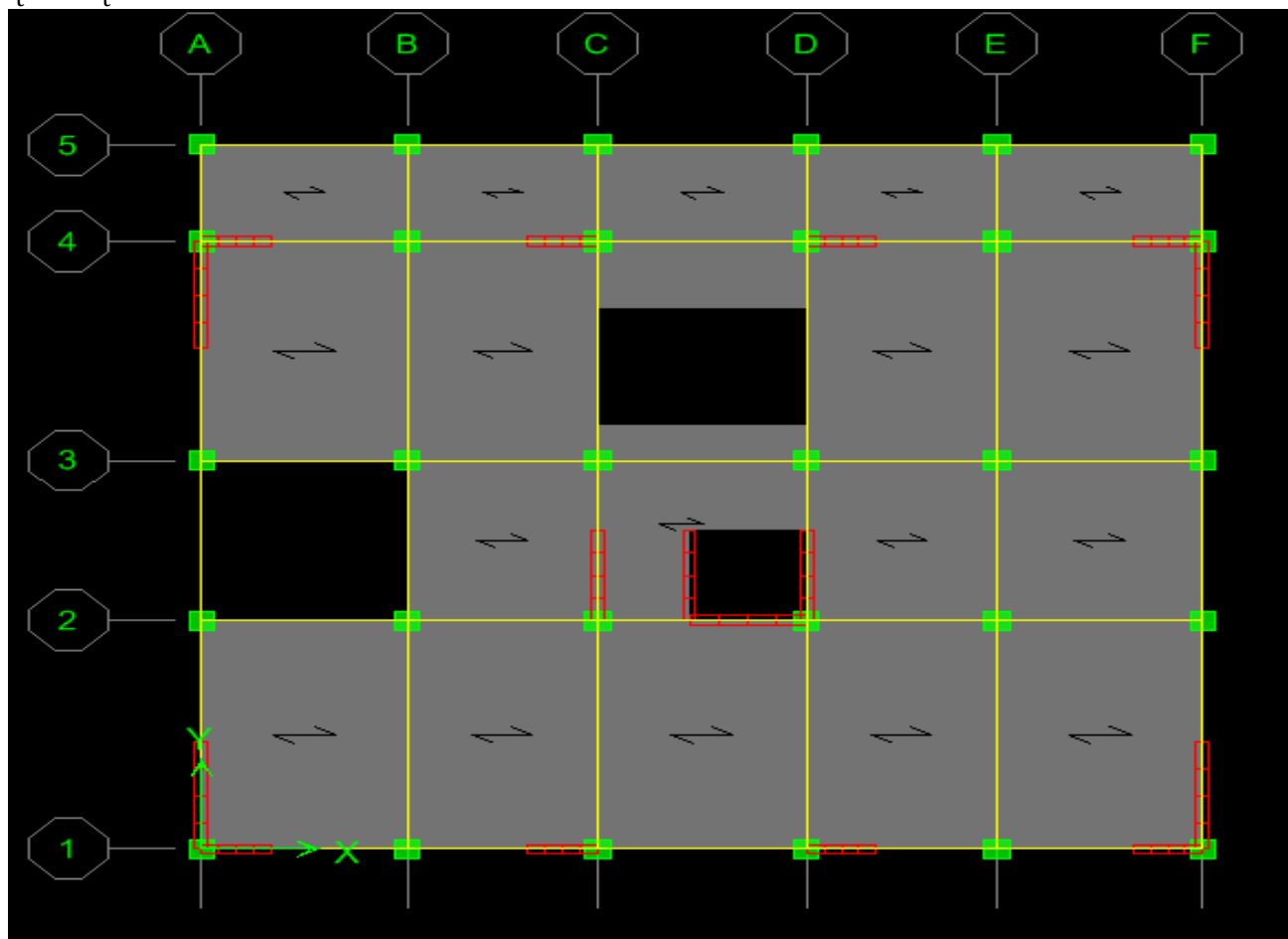
Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d = \frac{L_t}{2} = 0.54m$$

Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$



$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{5713(1.09 - 0.54)}{1.09} = 2856.29 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{5713 + 2856.29}{2} \times 0.54 \times 0.20 = 466.30 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{2856.29}{2} \times 0,54 \times 0,20 = \mathbf{154.36KN}$$

e. Calcul des armatures verticales :

$$1^{ere} bande : A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{466.30}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{11.65cm^2}$$

$$2^{eme} bande : A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{154.36}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{3.85cm^2}$$

f. Les armatures de coutures :

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{686 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{26.41cm^2}$$

g. Armatures minimales :

$$A_{min} \geq \max \left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right)$$

$$= \max \left(\frac{54 \times 20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 53 \times 20 \right)$$

$$A_{min} = \max (5.67 ; 2.12) = \mathbf{5.67cm^2}$$

Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = (11.65) + \left(\frac{26.41}{4} \right) = \mathbf{18.28cm^2 / bande}$
- $A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = (3.85) + \left(\frac{26.41}{4} \right) = \mathbf{10.41cm^2 / bande}$

Ferraillage adopté

	Section total	Ferraillage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	$A_1=18.28cm^2$	$2 \times 6HA14=18.46cm^2$	$S_t=10cm$
2 ^{ème} bande	$A_2=10.41cm^2$	$2 \times 6HA12=13.56cm^2$	$S_t=15cm$

Tableau VI.12 : Ferraillage adopté.

h. Armatures horizontales

- D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{28.69}{4} = \mathbf{7.17cm^2}$
- D'après le RPA: $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 220 = \mathbf{6.60 cm^2}$

On prend : $A_H = \mathbf{7.17cm^2}$.

Soit : $2 \times 5HA12 = 11.31 cm^2 / 1m$ de hauteur ; avec $S_H = \mathbf{20cm}$.

i. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

j. Les vérifications :

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, 30 cm\} = \mathbf{30cm}$$

$S_t = 10cm$ et $15cm$ **Condition vérifiée.**

$S_h = 15cm$ **Condition vérifiée.**

▪ **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{4270.16 \times 10^3}{0.40 \times 10^6 + 15 \times 18.46 \times 10^2} = 10.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 686 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2200} = 2.42 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{686 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2200} = 1.73 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Ferrailage des Voiles V3 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre [m]		0.35	0.35	0.35
	hauteur etage [m]		4.08	3.06	3.06
	L' [m]		1.98	2.00	2.03
	e [m]		0.20	0.20	0.20
	B [m ²]		0.395	0.400	0.405
	H [m]		4.08	3.06	3.06
	he [m]		3.73	2.71	2.71
Solicitation de calcul	T [KN]		686.000	369.060	357.270
	N _{ser} [KN]		4270.16	2886.21	1536.86
	Vu [KN]		960.400	516.684	500.178
	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		4655	1266	1570
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-5713	-3138	-3383
	σ_s (kN/m ²)		400	400	400
	Lc [m]		0.89	0.57	0.64
	Lt [m]		1.09	1.43	1.38
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0.59	0.38	0.43
	d1 = d adopté [m]		0.54	0.38	0.43
	d2 = Lt - d adopté [m]		0.54	1.04	0.96
	σ_1 [KN/m ²]		2856.500	844.000	1046.667
	N1 [KN]		466.30	152.62	189.56
	N2 [KN]		155.43	87.92	99.98
Armatures verticales	AV calculer (cm ²)	Bande 1	11.66	3.82	4.74
		Bande 2	3.89	2.20	2.50
	Avj (cm ²)		26.41	14.21	13.75
	AV+(Avj/4) (cm ²)	Bande 1	18.26	7.37	8.18
		Bande 2	10.41	5.75	5.94
Armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		5.9	3.8	4.3
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm ²)	Bande 1	12 HA 14 18.46	12 HA 12 13.56	12 HA 12 13.56
		Bande 2	12 HA 12 13.56	12 HA 12 13.56	12 HA 12 13.56
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	15	15	15
Armatures horizontales	AH (cm ²)		6.00	6.00	6.08
	choix de la section/ml		2x5 HA 12 11.31	2x5 HA 12 11.31	2x5 HA 12 11.31
	Espacement st(cm)		20	20	20
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	2.425	1.305	1.263
	$\bar{\tau}_u = 2, 5$ MPa	τ_u	1.732	0.932	0.902
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	10.10	6.87	3.61

➤ Ferrailage des Voiles V2 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre [m]		0.35	0.35	0.35
	hauteur etage [m]		4.08	3.06	3.06
	L' [m]		1.63	2.00	2.03
	e [m]		0.20	0.20	0.20
	B [m²]		0.325	0.400	0.405
	H [m]		4.08	3.06	3.06
	he [m]		3.73	2.71	2.71
Solicitation de calcul	T [KN]		351.650	205.640	176.380
	N _{ser} [KN]		4539.50	3990.62	3088.65
	Vu [KN]		492.310	287.896	246.932
	σ _{max} [KN/m²]		3268	2536	2984
	σ _{min} [KN/m²]		-8625	-6756	-8523
	σ _s (kN/m²)		400	400	400
	L _c [m]		0.45	0.55	0.53
	L _t [m]		1.18	1.45	1.50
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0.30	0.36	0.35
	d1 = d adopté [m]		0.30	0.36	0.35
	d2 = L _t -d adopté [m]		0.88	1.09	1.15
	σ1 [KN/m²]		2178.667	1690.667	1989.333
	N1 [KN]		321.61	307.37	368.02
	N2 [KN]		191.90	184.33	228.73
armatures verticales	AV calculer (cm2)	Bande 1	8.04	7.68	9.20
		Bande 2	4.80	4.61	5.72
	A _{vj} (cm²)		13.54	7.92	6.79
	AV+(A _{vj} /4) (cm2)	Bande 1	11.42	9.66	10.90
		Bande 2	8.18	6.59	7.42
	armatures minimales	A _{min} /bande (cm²)		3.0	3.6
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de A _v (cm²)	Bande 1	8 HA 14 12.31	8 HA 14 12.31	8 HA 14 12.31
		Bande 2	2x5 HA 14 7.69	2x5 HA 14 7.69	2x5 HA 14 7.69
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	20	20	20
Armatures horizontales	AH (cm2)		4.88	6.00	6.08
	choix de la section/ml		2x5 HA 12 11.31	2x5 HA 12 11.31	2x5 HA 10 11.31
	Espacement st(cm)		20	20	20
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Véfication	τ _b = 5 MPa	τ _b	1.478	0.727	0.624
	τ _u = 2,5 MPa	τ _u	1.056	0.519	0.445
	σ _{bc} = 15 MPa	σ _{bc}	13.22	9.54	7.29

➤ Ferrailage des Voiles V1

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre [m]		0.30	0.30	0.30
	hauteur étage [m]		4.08	3.06	3.06
	L' [m]		0.88	0.90	0.93
	e [m]		0.20	0.20	0.20
	B [m²]		0.175	0.180	0.185
	H [m]		4.08	3.06	3.06
	he [m]		3.78	2.76	2.76
Solicitation de calcul	T [KN]		412.690	301.250	286.360
	N _{ser} [KN]		5468.23	4109.19	2650.20
	Vu [KN]		577.766	421.750	400.904
	σ _{max} [KN/m²]		5260	4569	4385
	σ _{min} [KN/m²]		-9989	-9654	-8369
	σ _s (kN/m²)		400	400	400
	L _c [m]		0.30	0.29	0.32
	L _t [m]		0.57	0.61	0.61
	d<=min(he/2;2L _c /3) [m]		0.20	0.19	0.21
	d1 = d adopté [m]		0.20	0.19	0.21
	d2 = L _t - d adopté [m]		0.37	0.42	0.39
	σ1 [KN/m²]		3506.667	3046.000	2923.333
	N1 [KN]		271.55	244.79	239.42
	N2 [KN]		130.43	127.37	115.46
armatures verticales	AV calculer (cm²)	Bande 1	6.79	6.12	5.99
		Bande 2	3.26	3.18	2.89
	A _{vj} (cm²)		15.89	11.60	11.02
	AV+(A _{vj} /4) (cm²)	Bande 1	10.76	9.02	8.74
		Bande 2	7.23	6.08	5.64
armatures minimales	A _{min} /bande (cm²)		2.0	1.9	2.1
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de A _v (cm²)	Bande 1	6 HA 16 12.06	6 HA 14 9.23	6 HA 14 9.23
		Bande 2	6 HA 14 9.23	6 HA 12 6.78	6 HA 12 6.78
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	15	15	15
Armatures horizontales	AH (cm²)		3.01	2.70	2.78
	choix de la section/ml		2x5 HA 12 11.31	2x5 HA 12 11.31	2x5 HA 12 11.31
	Espacement st(cm)		20	20	20
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Vérification	τ _b = 5 MPa	τ _b	2.918	2.130	2.025
	τ _u = 2, 5 MPa	τ _u	2.084	1.521	1.446
	σ _{bc} = 15 MPa	σ _{bc}	11.75	9.57	6.08

Introduction

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement qui permet de soutenir le sol et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

VII.1 Prédimensionnement du mur plaque

L'épaisseur minimale imposée par le (**Art 10.1.2 RPA99/2003**) doit être supérieure ou égale à 15 cm.

On opte pour une épaisseur de 20 cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A_{\min} = 0,10\% \cdot b \cdot h$$

1- Méthode de calcul

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

2- Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont ; σ_h et σ_v tel que :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = q + \gamma \cdot H$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

σ_h : Contraintes horizontales.

σ_v : Contrainte verticales.

ϕ : Angle de frottement interne.

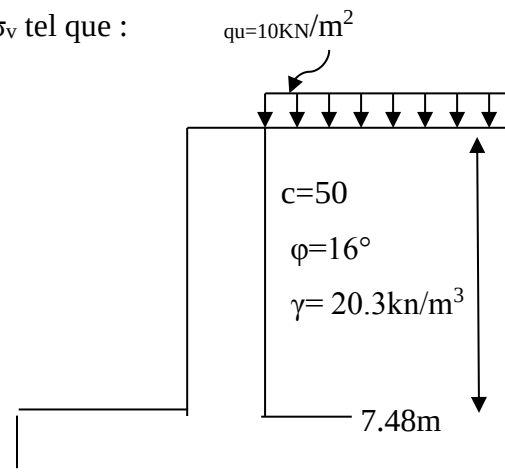


Figure VII.1 : Schéma du mur plaque (Vue en élévation).

3 - Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ kN/m}^2$.

Poids volumique des terres : $\gamma = 20.3 \text{ kN/m}^3$.

Angle de frottement interne : $\phi = 16^\circ$.

Cohésion : $C = 50 \text{ kN/m}^2$

La contrainte admissible de sol : $\sigma_{\text{sol}} = 1.9 \text{ bars}$.

$\beta = 0$: angle de la surface du remblai horizontal.

$\lambda = 0$: la paroi de mur est verticale.

$\delta = 0$: obliquité nulle de la force de poussée (Rankine est applicable)

Contrainte de la poussée des terres :

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 16}{\cos 16} = 0.753$$

4 - Calcul des sollicitations :**➤ Calcul à l'ELU :**

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

- **Pour la couche 1: $0 \leq h \leq 3.74 \text{ m}$**

$$\sigma_{h1} = 0.753 (1.35 \times 20.3 \times h_1 + 1.5 \times 10)$$

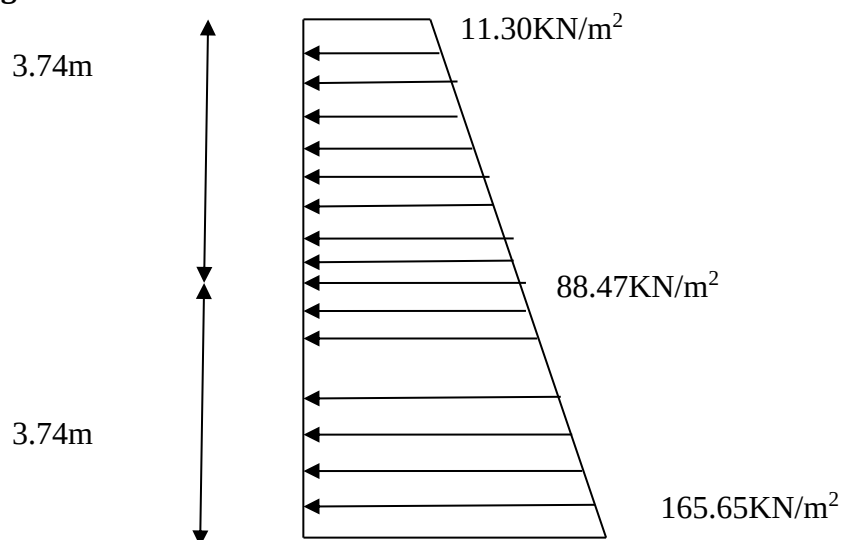
$$\left\{ \begin{array}{l} h = 0 \rightarrow \sigma_{h1} = 0.753 \times (1.5 \times 10) = 11.30 \text{ KN/m}^2 \\ h = 3.74 \rightarrow \sigma_{h1} = 0.753 (1.35 \times 20.3 \times 3.74 + 1.5 \times 10) = 88.47 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

- **Pour la couche 2: $3.74 \leq h \leq 7.48 \text{ m}$**

$$\sigma_{h2} = K_0 (1.35 \times \gamma \times h_2 + 1.35 \times \gamma \times h_1 + 1.5 \times q)$$

$$\sigma_{h2} = 0.753 (1.35 \times 20.3 \times h_2 + 1.35 \times 20.3 \times 3.74 + 1.5 \times 10)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 3.74 \rightarrow \sigma_{h2} = 88.47 \text{ KN/m}^2 \\ h = 7.48 \rightarrow \sigma_{h2} = 165.65 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Diagramme des contraintes à l'ELU:**Figure VII.2 : Diagramme des contraintes à l'ELU.**

➤ **Calcul à l'ELS :**

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma = K_0 (\gamma \times h + q)$$

- **Pour la couche 1: $0 \leq h \leq 3.74 \text{ m}$**

$$\sigma_{h1} = 0,753 (20.3 \times h_1 + 10)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{h1} = 0.753 \times 10 = 7.53 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.74 \rightarrow \sigma_{h1} = 0.753 \times (20.3 \times 3.74 + 10) = 64.70 \text{ KN/m}^2$$

- **Pour la couche 2: $3.74 \leq h \leq 7.48 \text{ m}$**

$$\sigma_{h2} = K_0 (\gamma \times h_2 + \gamma \times h_1 + q)$$

$$\sigma_{h2} = 0.753 (20.3 \times h_2 + 20.3 \times 3.74 + 10)$$

$$h = 3.74 \rightarrow \sigma_{h2} = 64.70 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 7.48 \rightarrow \sigma_{h2} = 121.87 \text{ KN/m}^2$$

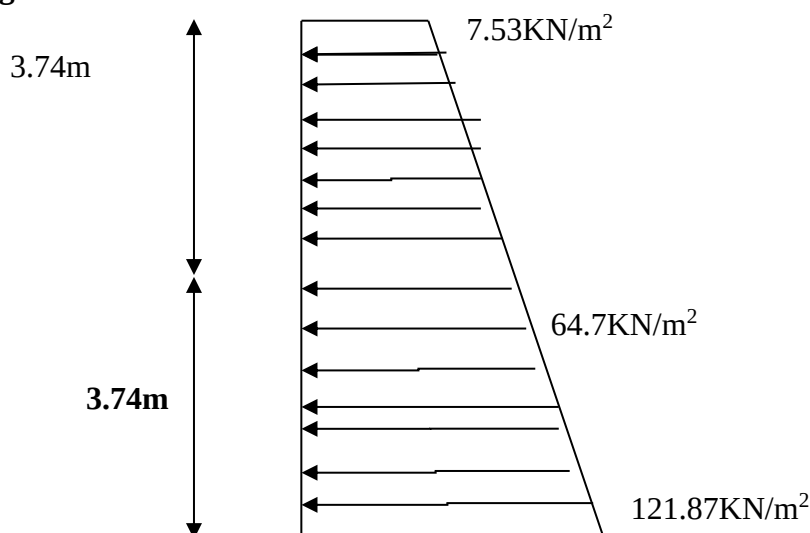
Diagramme des contraintes à l'ELS:

Figure VII.3 : Diagramme des contraintes à l'ELS.

5 - Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 165.65 + 11.3}{4} \times 1\text{m} = 127 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 121.87 + 7.53}{4} \times 1\text{m} = 93.28 \text{ KN/m}^2$$

VII .2 Ferrailage de mur plaque :**1 - Identification des panneaux :**

$$\text{On a : } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.74}{4.7} = 0.80$$

$$\text{Avec : } L_x = 3.74 \text{ m} \\ L_y = 4.7 \text{ m}$$

Donc : $0,4 < \rho = 0.80 < 1$ le panneau travaille dans les deux sens.

2 - Calcul a l'ELU:

$$\text{On a : } \rho = 0.80$$

$$v = 0$$

$$\text{Donc : } \mu_x = 0.0565$$

$$\mu_y = 0.595$$

$$\text{Alors : } M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0565 \times 127 \times (3.74)^2 = 100.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.595 \times 100.42 = 59.75 \text{ KN.m}$$

3- Correction des moments :• **Sens x-x:**

$$\text{Aux appuis: } M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 100.42 = 50.21 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 100.42 = 75.315 \text{ KN.m}$$

• **Sens y-y :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 59.75 = 29.875 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 59.75 = 44.81 \text{ KN.m}$$

4 - Calcul des armatures :

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

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

$$d = 17.5 \text{ cm}$$

Sens	Mu (KN.m)	μ	β	obs	A _{min} (cm ²)	A _{st} (cm ²)	A adp (cm ²)	S _t (cm)
X-X	Ma = 50.21	0.115	0.954	SSA	2	8.64	9HA14 = 13.8cm ²	10
	Mt = 75.31	0.170	0.904	SSA	2	13.7	9HA14 = 13.8cm ²	10
Y-Y	Ma =29.87	0.068	0.965	SSA	2	5.08	6HA14 = 9.23 cm ²	15
	Mt = 44.81	0.103	0.946	SSA	2	7.77	6HA14 = 9.23cm ²	15

Tableau VII.1 : Résultats du calcul des armatures du panneau de mur de plaque.

5 - Recommandation RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

Les armatures sont constituées de deux nappes

Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$A \geq 0,001b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de **HA8**.

$$b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm} ;$$

$$h : \text{épaisseur du voile} = 20 \text{ cm}$$

6 - Vérification a l'ELU :

- Vérification de la condition de non fragilité :**

$$M_x \geq m_0 \times \frac{3 \times \rho}{2}$$

Avec : m_0 : Pourcentage d'acier minimal égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

➤ **Sens x-x:**

$$A_{\min} \geq b \times h \times m_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) = 100 \times 20 \times 0.0008 \times \frac{3-0.80}{2} = 1.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 13.8 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 13.8 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.76 \text{ cm}^2$$

➤ **Sens y-y:**

$$A_{\min} = m_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 9. \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.60 \text{ cm}^2$$

- Vérification des espacements :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de mur.

➤ **Sens x-x:**

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

$$St = 10\text{cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens y-y:**

$$St \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 20 ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$St = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :**

➤ **Sens x-x:**

$$V_u = \frac{p}{3 \times l_y} = \frac{2911.8}{3 \times 4.7} = 206.51 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } p = q_{um} \times l_x \times l_y = 165.65 \times 3.74 \times 4.7 = 2911.8 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Sens y-y:**

$$V_u = \frac{p}{2 \times l_y + l_x} = \frac{2911.8}{(2 \times 4.7) + 3.74} = 221.6 \text{ KN}$$

$$\text{Et: } V_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{221.6 \times 10^3}{1000 \times 175} = 1.27 \text{ MPa} \leq \overline{V_u} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

7 – Vérification a l'ELS:

$$\text{On a: } \rho = 0.80$$

$$v = 0.2$$

$$\text{Donc: } \mu_x = 0.0632$$

$$\mu_y = 0.710$$

$$\text{Alors : } M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0632 \times 93.28 \times (3.74)^2 = 82.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.710 \times 82.46 = 58.55 \text{ KN.m}$$

• **Correction des moments :****Sens x-x:**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 82.46 = 41.23 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 82.46 = 61.85 \text{ KN.m}$$

Sens y-y:

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 58.55 = 29.28 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 58.55 = 43.91 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$$\text{On a : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 \times d \times A}$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

$$\rho = \frac{100A}{bd}$$

Sens	Ms (KN.m)	As	ρ	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	OBS
X-X	Ma = 41.23	13.8	0.782	0.874	24.37	195.33	8.015	15	CV
	Mt = 61.85	13.8	0.782	0.874	24.37	293.03	12.02	15	CV
Y-Y	Ma = 29.28	9.23	0.530	0.891	30.87	203.44	6.59	15	CV
	Mt = 43.91	9.23	0.530	0.891	30.87	305.10	9.88	15	CV

Tableau VII.2 : vérifications des contraintes à l'ELS pour le mur plaque.

Introduction

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure. Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

A) Fondations superficielles

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs ;
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

B) Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol ;
- Le tassement du sol ;
- Le mode constructif de la structure.

Et ce même choix doit satisfaire les critères ci –dessous :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Économie.

On optera pour des semelles filantes et si ces dernières dépassent 50% de la surface totale, on optera pour un radier.

VIII.1 Dimensionnement des semelles continues (sous voiles, sous poteaux)

1. Semelle filante sous voile

Pour calculer la largeur de la semelle, on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du soldonnée par le rapport géotechnique.

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.9 \text{ bars.}$$

Voile	N _{ser} (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VL1	1016.39	1.10	4.86	5.35
VL2	1776.41	1.10	8.50	9.35
VL3	1755.07	1.10	8.40	9.24
VL4	1002.78	1.10	4.80	5.28
VL5	1119.22	1.10	5.35	5.89
VL6	1949.52	1.10	9.32	10.26
VL7	1993.54	1.10	9.54	10.49
VL8	1122.38	1.10	5.37	5.91
VL9	2536.73	1.85	7.22	13.35
Total				75.12

Tableau VIII.1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal).

Voile	N _{ser} (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VT1	2436.59	1.85	6.93	12.82
VT2	1644.35	1.85	4.68	8.65
VT3	2696.10	1.85	7.67	14.19
VT4	1467.25	2.20	3.51	7.72
VT5	1542.61	2.20	3.69	8.12
VT6	1521.46	2.20	3.64	8.01
VT7	1580.95	2.20	3.78	8.32
Total				67.84

Tableau VIII.2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal).

La surface totale des semelles filantes sous les voiles est notée S_v :

$$S_v = S_{vl} + S_{vt} = 75.12 + 67.84 = \mathbf{142.96m^2}.$$

2. Semelle filante sous poteaux

Pour connaître la répartition des contraintes on devra calculer $e = \frac{\sum N_i \times e + \sum M_i}{R}$ et comparer la valeur trouvée à $\frac{L}{6}$

Avec R c'est la résultante des charges : $R = \sum N_i$

Si $e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si $e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

Poteaux	N _{ser} (KN)	M(KN.m)	e _i (m)	N _{ser} × e _i
A1	569.38	-3.931	-7.25	-4128.01
A2	735.49	4.130	-2.55	-1875.50
A3	690.47	1.793	0.75	517.850
A4	627.55	4.190	5.25	3294.64
A5	243.00	1.970	7.25	1761.75
Σ	2865.89	8.152	/	-429.265

Tableau VIII.3 : Résultante des charges sous poteaux.

On a : $e = \frac{-429.265 + 8.152}{2865.89} = 0.147\text{m.}$

Et $\frac{L}{6} = \frac{14.9}{6} = 2.48\text{ m.}$

$\Rightarrow e < \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{2865.89}{14.9} \left(1 + \frac{6 \times 0.147}{14.9}\right) = 203.73 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{2865.89}{14.9} \left(1 - \frac{6 \times 0.147}{14.9}\right) = 180.96 \text{ KN/ ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{2865.89}{14.9} \left(1 + \frac{3 \times 0.147}{14.9}\right) = 198.04 \text{ KN/ ml}$$

La largeur de la semelle est déterminée comme suit :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{R\left(1 + \frac{3e}{L}\right)}{L \times \sigma_{sol}} = \frac{2865.89\left(1 + \frac{3 \times 0.147}{14.9}\right)}{14.9 \times 0.15 \times 10^3} = 1.04\text{m.}$$

On prend **B= 1.1m.**

Calcul de la surface de la semelle filante sous poteaux notée S_p

On aura donc : $S_p = (1.1 \times 14.9) = 16.39 \text{ m}^2.$

Surface totale des semelles (sous poteaux + sous voiles) :

$$S_t = n \times S_p + S_v = 5 \times 16.39 + 142.96 = 224.91 \text{ m}^2.$$

Avec n : nombre de portique dans le sens considéré

Surface totale du bâtiment :

$$S_{\text{total}} = L_x \times L_y = 14.9 \times 16.1 = 239.89 \text{ m}^2.$$

Pourcentage de la surface des semelles :

$$\frac{224.91 \times 100}{239.89} = 93.76\% > 50\%$$

Conclusion

Étant donné que la surface des semelles est supérieure à 50 % de la surface du bâtiment, on opte pour un radier général.

VIII.2 Etude de radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

VIII.2 .1 Dimensionnement

a) La condition d'épaisseur minimale

Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm. ($h_{min} \geq 25$ cm).

b) La condition forfaitaire

- Sous voile

$$L_{max} = 4.70\text{m.}$$

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

L_{max} : Distance entre deux voiles successifs.

$$\frac{470}{8} \leq h \leq \frac{470}{5} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq h \leq 94 \text{ cm} \text{ On prend } \mathbf{h=80 \text{ cm.}}$$

- Sous poteaux

1. La dalle

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de 25cm.}$$

$$h_d \geq \frac{470}{20} = 23.5 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{h_d = 30 \text{ cm.}}$$

2. La nervure

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{470}{10} = 47 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{h_n = 50 \text{ cm.}}$$

c) Condition de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui nous conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déformée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$.

L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 4.7\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.866}} = 0.96 \text{ m.}$$

Soit $h = 1 \text{ m}$.

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 40 \text{ cm} \leq b_n \leq 70 \text{ cm} \Rightarrow b_n = 60 \text{ cm}$$

Dalle flottante

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{470}{50} \leq h \leq \frac{470}{40} \Rightarrow 9.4 \text{ cm} \leq h \leq 11.75 \text{ cm}$$

On prend la hauteur de la dalle flottante égale à **10 cm**.

Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur des nervures suivant les deux sens : **$h_n = 100 \text{ cm}$** .
- Largeur de la nervure : **$b_n = 60 \text{ cm}$** .
- Hauteur de la dalle : **$h_d = 30 \text{ cm}$** .
- Dalle flottante : **$h = 10 \text{ cm}$** .

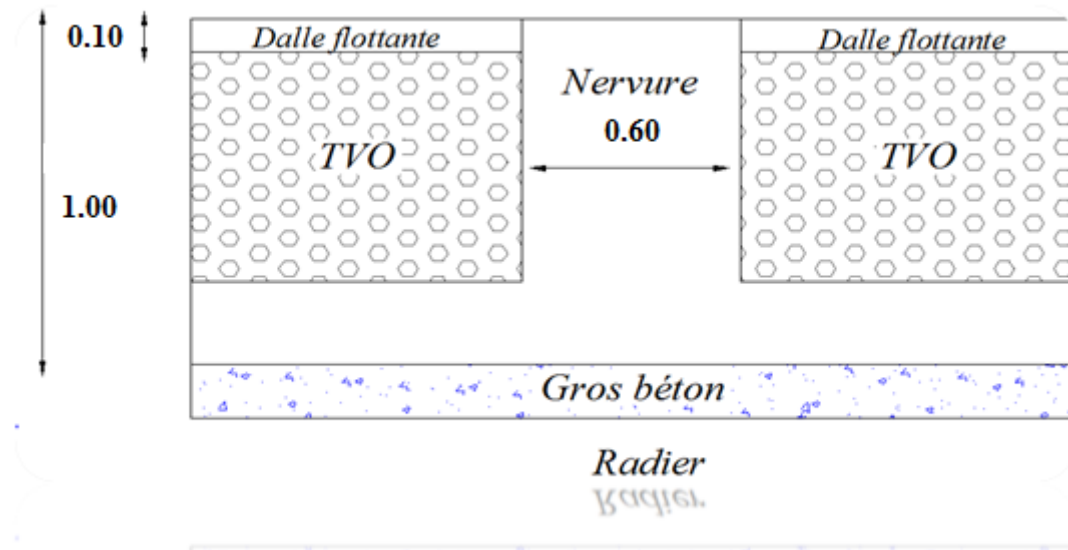


Figure VIII.1 : Les dimensions du radier.

VIII.2 .2Calcul des charges nécessaires au radier

a)Le poids de la structure

- Charge permanente : $G_t = 24194.29 \text{ KN}$.
- Charge d'exploitation : $Q_t = 4600.1 \text{ KN}$.

b) Combinaison d'action

$$\text{ELU : } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 24194.29 + 1.5 \times 4600.1 = 39562.42 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 24194.29 + 4600.1 = 28794.41 \text{ KN}$$

d) Détermination de la surface du radier

$$\text{Etat Limite Ultime : } S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{39562.42}{1.33 \times 190} = 156.56 \text{ m}^2.$$

$$\text{Etat Limite de Service : } S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} = \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{28794.41}{190} = 151.55 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{radier}} = \text{Max} (S_{\text{rad}}^{\text{ELU}}; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 156.56 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 239.89 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 156.56 \text{ m}^2.$$

Remarque

Nous remarquons que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm}.$$

Soit un débord de : $L_{\text{deb}} = 60 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débort}}$

D'où :

$$S_{\text{débort}} = 2(14.9 \times 0.60) + 2(16.1 \times 0.60) = 37.2 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 239.89 + 37.2 = 277.09 \text{ m}^2$$

VIII.2 .3 Calcul des sollicitations à la base du radier

a. Charges permanentes

Poids du bâtiment : $G_{\text{bâtiment}} = 24194.29 \text{ KN}$

□ Poids du radier

P_{radier} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

- Poids de la dalle

Poids de la dalle = $S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$

$$P_d = 277.09 \times 0.3 \times 25 = 2078.175 \text{ KN}.$$

- Poids des nervures

Poids des nervures = $b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times 6 + L_y \times 5) \rho_b$

$$P_n = 0.60 \times (1.00 - 0.30) \times (16.1 \times 5 + 14.9 \times 6) \times 25 = 1783.95 \text{ KN}.$$

- Poids du TVO

$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{radier}} - S_{\text{nervure}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$

$$P_{\text{TVO}} = (277.09 - 101.94) \times (1.00 - 0.3 - 0.1) \times 17 = 1786.53 \text{ KN}$$

Avec : Poids volumique du TVO : $\rho_{\text{TVO}} = 17 \text{ KN/m}^3$

$$S_{\text{nervure}} = b_n \times (L_x \times 6 + L_y \times 4) = 0.6 \times (16.1 \times 5 + 14.9 \times 6) = 101.94 \text{ m}^2$$

- Poids de la dalle flottante

$P_{\text{df}} = S_{\text{radier}} \times e_p \times \rho_b$

$$P_{\text{df}} = 277.09 \times 0.10 \times 25 = 692.73 \text{ KN}$$

D'où :

$$G_{\text{radier}} = P_d + P_n + P_{\text{TVO}} + P_{\text{df}} = 2078.175 + 1783.95 + 1786.53 + 692.73$$

$$G_{\text{radier}} = 6341.38 \text{ KN}.$$

b. Surcharge du bâtiment et du radier

$$Q_{\text{bat}} = 4600.1 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{radier}} = 2.5 \times 156.56 = 391.40 \text{ KN}.$$

- Poids total de la structure

$$G_{\text{total}} = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}} = 24194.29 + 6341.38 = 30535.67 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{bâtiment}} + Q_{\text{radier}} = 4600.1 + 391.40 = 4991.5 \text{ KN}$$

- Combinaison d'actions

$$\text{ELU : } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 30535.67 + 1.5 \times 4991.5 = 41224.70 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 30535.67 + 4991.5 = 35527.17 \text{ KN}$$

VIII.3 Vérifications

VIII.3.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; d = 0.9 h = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u^{\text{tot}} \times b}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{41224.70 \times 1}{277.09} \times \frac{4.7}{2} = 349.63 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{349.63 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.29 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

VIII.3.2 Vérification de la stabilité du radier

- Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{S_i} = 8.05 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{S_i} = 7.25 \text{ m}$$

Avec:

S_i : aire du panneau considéré ;

X_i ; Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 4438.16 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 5181.82 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) du aux charges verticales ;

- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré : $M = M_0 + T_0 \times h$.

Avec :

M : Moment sismique à la base du bâtiment ;

T : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

I_{xx}, I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

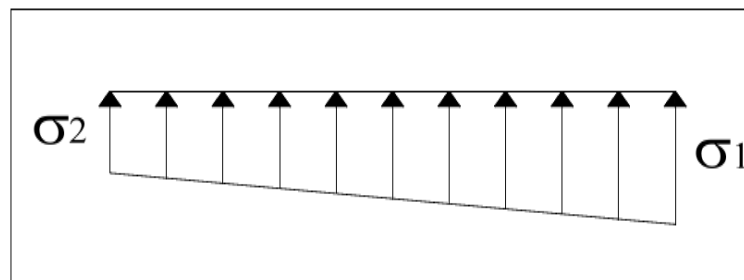


Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes.

Sollicitations		M_0 [KN. m]	T_0 [KN]	h [m]	M [KN. m]
Sens	XX	32668.49	1516.20	1	34184.69
	YY	36230.32	1661.17	1	37891.49

Tableau VIII.4 : calcul des moments.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$L'ELU : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$L'ELS : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \vartheta$$

$$N_u = 41224.70 \text{ KN} ; N_s = 35527.17 \text{ KN}$$

a) Sens longitudinal

A L'ELU

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{41224.70}{277.09} + \frac{34184.69}{4438.16} \times 8.05 = 210.78 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{41224.70}{277.09} - \frac{34184.69}{4438.16} \times 8.05 = 86.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 210.78 + 86.77}{4} = 179.78 \text{ KN/m}^2$$

A L'ELS

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{35527.17}{277.09} + \frac{34184.69}{4438.16} \times 8.05 = 190.22 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{35527.17}{277.09} - \frac{34184.69}{4438.16} \times 8.05 = 68.21 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 190.22 + 68.21}{4} = 159.72 \text{ KN/m}^2$$

b) Sens transversale

A L'ELU

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{41224.70}{277.09} + \frac{37891.49}{5181.82} \times 7.25 = 201.79 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{41224.70}{277.09} - \frac{37891.49}{5181.82} \times 7.25 = 95.76 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 201.79 + 95.76}{4} = 175.28 \text{ KN/m}^2$$

A L'ELS

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{35527.17}{277.09} + \frac{37891.49}{5181.82} \times 7.25 = 181.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{35527.17}{277.09} - \frac{37891.49}{5181.82} \times 7.25 = 75.20 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 181.23 + 75.20}{4} = 154.72 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

		ELU			ELS		
Contraintes		σ_1 [KN / m ²]	σ_2 [KN / m ²]	σ_m [KN / m ²]	σ_1 [KN / m ²]	σ_2 [KN / m ²]	σ_m [KN / m ²]
Sens	XX	210.78	86.77	179.78	190.22	68.21	159.72
	YY	201.79	95.76	175.28	181.23	75.20	154.72

Tableau VIII.5 : Les résultats des contraintes.

A L'ELU: $\sigma_m \leq 1.33\sigma_{sol}=252.7 \text{ KN/m}^2$

A L'ELS : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}=190 \text{ KN/m}^2$

	Contraintes	σ_m (ELU)	σ_m (ELS)	observation
Sens	XX	179.78	159.72	Condition vérifiée.
	YY	175.28	154.72	Condition vérifiée.

Tableau VIII.6 : vérification des contraintes.

VIII.3 .3 Vérification de la stabilité au renversement (Art 10.1.5 RPA99/Version 2003)

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \right)$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{34184.69}{35527.17} = 0.96\text{m} < \frac{16.1}{4} = 4.025\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{37891.49}{35527.17} = 1.06\text{m} < \frac{14.9}{4} = 3.725\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.5 Ferrailage du radier

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus en travées se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **B.E.A.L 91modifié 99**.

VIII.5.1 Ferrailage de la dalle du radier (panneaux encastrés sur 4 appuis)

On distingue deux cas :

1^{er} cas si : $\rho < 0.4 \Rightarrow$ le panneau travaille suivant une seule direction.

$$M_0^x = q_u \times \frac{l_x^2}{8} ; M_0^y = 0$$

2^{eme} cas : si $0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la plus petite portée L_x : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x$

Les coefficients μ_x ; μ_y sont donnés par les tables **PIGEAUD**.

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

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisines, et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

- Identification du panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.3}{4.7} = 0.70 \Rightarrow \mu_x = 0.0683$$

$$\mu_y = 0.436$$

0.4 ≤ ρ ≤ 1 La dalle travaille dans les deux directions.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale $\sigma_m^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A L'ELU

$$q_u^m = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = 179.18 - \frac{6341.38}{277.09} = 156.29 \text{ KN/m.}$$

A L'ELS

$$q_s^m = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = 159.72 - \frac{6341.38}{277.09} = 136.83 \text{ KN/m.}$$

- Calcul des moments isostatiques à l'ELU

$$M_x = 0.0683 \times 156.29 \times 3.3^2 = 116.25 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.436 \times 116.25 = 50.68 \text{ KN.m}$$

Remarque

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- **0,75** : pour les moments en travées ;
- **0,50** : pour les moments sur appuis intermédiaires ;
- **0,30** : pour les moments sur appuis de rive.

$$\text{Moment aux appuis : } M_x^a = M_y^a = 0.5 \times 116.25 = 58.125 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0.75 \times 116.25 = 87.19 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times 50.68 = 38.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

VIII.5.2 Ferrailage à l'ELU**- Sens longitudinal (X-X)****Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{58.125 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.056$$

$$\mu = 0.056 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.971$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{58.125 \times 10^3}{0.971 \times 27 \times 348} = 6.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 7\text{HA}12 = 7.92 \text{ cm}^2$$

En travées

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{87.19 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.084$$

$$\mu = 0.084 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.956$$

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{87.19 \times 10^3}{0.959 \times 27 \times 348} = 9.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 7\text{HA}14 = 10.77 \text{ cm}^2$$

- Sens transversal (Y-Y)**Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{58.125 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.056$$

$$\mu = 0.056 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.971$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{58.125 \times 10^3}{0.971 \times 27 \times 348} = 6.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 7\text{HA}12 = 7.92 \text{ cm}^2$$

En travées

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{38.01 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.036$$

$$\mu = 0.036 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.982$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{38.01 \times 10^3}{0.982 \times 27 \times 348} = 4.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 7\text{HA}12 = 7.92 \text{ cm}^2$$

sens	zone	M_u KN.m	μ_u	Section	β	A_{cal} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)
X-X	Appuis	58.125	0.056	SSA	0.971	6.37	7HA12=7.92	15
	Travée	87.19	0.084	SSA	0.956	9.70	10HA14=10.77	15
Y-Y	Appuis	58.125	0.056	SSA	0.971	6.37	7HA12=7.92	15
	Travée	38.01	0.036	SSA	0.982	4.12	7HA12=7.92	15

Tableau VIII.7 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.

VIII.5.3 Vérifications à L'ELU

a. Condition du non fragilité du béton

ω_0 : Pourcentage d'acier minimal est égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

Sens (X-X)

$$w_x \geq w_0 \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{avec : } w_x = \frac{A_{min}}{b \times h} ; \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{min}^x \geq \frac{b \times h \times w_0 (3 - \rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.80}{2} \right) = 2.64 cm^2$$

Sens (Y-Y)

$$w_y \geq w_0 \quad \text{avec : } w_y = \frac{A_{min}}{bh} ; \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{min}^y \geq bhw_0 = 100 \times 30 \times 0.0008 = 2.4 cm^2$$

Les sections choisies que ce soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

Aux appuis

$$A_{ad}^x = 7.92 cm^2 > A_{min}^x = 2.64 cm^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{ad}^y = 7.92 cm^2 > A_{min}^y = 2.4 cm^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

En travées

$$A_{ad}^x = 10.77 cm^2 > A_{min}^x = 2.64 cm^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{ad}^y = 7.92 cm^2 > A_{min}^y = 2.4 cm^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

b. Espacement des armatures BAEI 91 modifiée 99(Art A.8.2 ,42).

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :
 $S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (90; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$

Avec: h désigne l'épaisseur totale de la dalle

- Sens longitudinal

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- Sens transversal

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VIII.6 Vérifications à l'ELS- Evaluation des moments M_x et M_y à l'ELS

$$\vartheta = 0.2 ; \rho = \frac{I_x}{I_y} = \frac{3.3}{4.7} = 0.70 \Rightarrow \mu_x = 0.0743$$

$$\mu_y = 0.585$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_0^x = 0.0743 \times 136.83 \times 3.3^2 = 110.71 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_0^y = 0.585 \times 110.71 = 64.77 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment aux appuis : } M_x^a = M_y^a = 0.5 \times 110.71 = 55.36 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travées } \begin{cases} M_x^t = 0.75 \times 110.71 = 83.03 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times 64.77 = 48.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a. Vérification des contraintes dans le béton

On vérifie la condition suivante $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ et $\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$

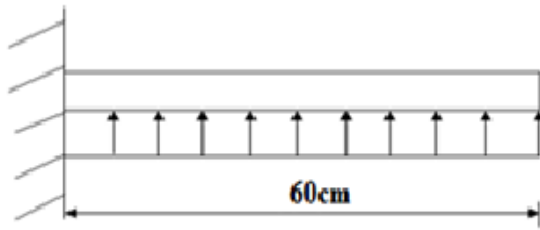
$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} ; \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

sens	zone	A_s	M_s	ρ	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
X-X	Appuis	7.92	55.36	0.316	0.912	41.82	283.86	348	6.79	15	CV
	Travée	10.77	83.03	0.398	0.903	36.55	316.20	348	8.65	15	CV
Y-Y	Appuis	7.92	55.36	0.316	0.912	41.82	283.86	348	6.79	15	CV
	Travée	7.92	48.57	0.291	0.915	43.82	248.23	348	5.66	15	CV

Tableau VIII.8 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.

VIII.7 Ferrailage des débords

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

Sollicitation de calcul

A l'ELU : $q_u = 156.29 \text{ kN/m}$

$$M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-156.29 \times 0.60^2}{2} = -28.13 \text{ kN.m}$$

Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{28.13 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.028$$

$$\mu = 0.027 \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{28.13 \times 10^3}{0.986 \times 27 \times 348} = 3.04 \text{ cm}^2$$

Remarque

Les armatures du radier sont largement supérieures à celles du débord $A_{radier} > A_{débort}$, alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VIII.8 Ferrailage des nervures

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis. Les nervures sont considérées comme étant des poutres continues sur plusieurs appuis. Tous les panneaux de dalle du radier travaillent dans les deux sens $0.4 \leq \rho = 0.7 \leq 1$ donc, les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires tel que :

- Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires ;
- Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes (Moments fléchissant et efforts tranchants) **M^r. BELAZOUGUI.** Propose dans son manuscrit « CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME » [25] en page 174 une méthode simple qui permet de ramener ce type de charges (Trapézoïdales et triangulaires) à des charges simplifiées (Uniformément réparties). Pour ce faire, il y a lieu de déterminer la largeur du panneau de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donne le même moment (Largeur L_m) et le même effort tranchant (Largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal tel que :

$$q_m = q \times L_m$$

$$q_t = q \times L_t$$

Avec :

q_m : Charges permettant le calcul des moments fléchissant ;

q_t : Charges permettant le calcul des efforts tranchants ;

q : Charges agissant sur les panneaux de dalle des radier.

- Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 3.3 \left(0.5 - \frac{0.70^2}{6} \right) = 1.38 \text{ m}$
- Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 3.3 \left(0.5 - \frac{0.7}{4} \right) = 1.07 \text{ m}$

- Moment fléchissant : $L_m = 0.333 \times L_x = 0.333 \times 3.3 = 1.10m$
- Effort tranchant : $L_t = 0.25 \times L_x = 0.25 \times 3.3 = 0.83m$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 156.29 \times 1.07 = 167.23$$

Les charges q_{Mu} , q_{Tu} et q_{Ms} agissant sur les nervures trouvées dans les tableaux ci-dessus sont celles engendrées par un seul panneau. Étant donné que les nervures les plus sollicitées sont les nervures intermédiaires (Du milieu), il faut multiplier ces charges (q_{Mu} , q_{Tu} et q_{Ms}) par 2. Donc, les schémas statiques de calcul sont les suivants :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	L _x (m)	L _y (m)	ρ _x	Chargement	L _m (m)	L _t (m)	q _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)	P _m (KN/m)	Σ P _m (KN/m)	P _{ms} (KN/m)	Σ P _{ms} (KN/m)	P _t (KN/m)	Σ P _t (KN/m)	P _{ts} (KN/m)	Σ P _{ts} (KN/m)
AB	1	3.25	4.7	0.69	Triangulaire	1.08	0.81	159.29	136.83	169.14	338.29	148.08	296.17	126.99	253.97	111.17	222.35
	2	3.25	4.7	0.69	Triangulaire	1.08	0.81	159.29	136.83	169.14		148.08		126.99		111.17	
BC	1	3	4.7	0.64	Triangulaire	1.00	0.75	159.29	136.83	156.13	312.27	136.69	273.39	117.22	234.44	102.62	205.25
	2	3	4.7	0.64	Triangulaire	1.00	0.75	159.29	136.83	156.13		136.69		117.22		102.62	
CD	1	3.3	4.7	0.70	Triangulaire	1.10	0.83	159.29	136.83	171.75	343.49	150.36	300.72	128.94	257.88	112.88	225.77
	2	3.3	4.7	0.70	Triangulaire	1.10	0.83	159.29	136.83	171.75		150.36		128.94		112.88	
DE	1	3	4.7	0.64	Triangulaire	1.00	0.75	159.29	136.83	156.13	312.27	136.69	273.39	117.22	234.44	102.62	205.25
	2	3	4.7	0.64	Triangulaire	1.00	0.75	159.29	136.83	156.13		136.69		117.22		102.62	
EF	1	3.25	4.7	0.69	Triangulaire	1.08	0.81	159.29	136.83	169.14	338.29	148.08	296.17	126.99	253.97	111.17	222.35
	2	3.25	4.7	0.69	Triangulaire	1.08	0.81	159.29	136.83	169.14		148.08		126.99		111.17	

Suivant XX

										Moment fléchissant			Effort tranchant				
Travée	Panneau	L _x (m)	L _y (m)	ρ _x	Chargement	L _m (m)	L _t (m)	q _u (KN/m²)	q _s (KN/m²)	P _m (KN/m)	Σ P _m (KN/m)	P _{ms} (KN/m)	Σ P _{ms} (KN/m)	P _t (KN/m)	Σ P _t (KN/m)	P _{ts} (KN/m)	Σ P _{ts} (KN/m)
1_2	1	3.3	4.7	0.70	Trapézoïdal	1.38	1.24	156.29	136.83	215.50	431.00	188.67	377.34	194.31	388.63	170.12	340.24
	2	3.3	4.7	0.70	Trapézoïdal	1.38	1.24	156.29	136.83	250.50		188.67		194.31		170.12	
2_3	1	3.3	3.3	1.00	Trapézoïdal	1.10	0.83	156.29	136.83	171.92	343.84	150.51	301.03	128.94	257.88	112.88	225.77
	2	3.3	3.3	1.00	Trapézoïdal	1.10	0.83	156.29	136.83	171.92		150.51		128.94		112.88	
3_4	1	3.3	4.5	0.73	Trapézoïdal	1.35	1.21	156.29	136.83	211.65	423.30	185.30	370.60	188.54	377.08	165.06	330.13
	2	3.3	4.5	0.73	Trapézoïdal	1.35	1.21	156.29	136.83	211.65		185.30		188.54		165.06	
4_5	1	2	3.3	0.61	Trapézoïdal	0.88	0.82	156.29	136.83	137.15	274.31	120.08	240.15	127.59	255.17	111.70	223.40
	2	2	3.3	0.61	Trapézoïdal	0.88	0.82	156.29	136.83	137.15		120.08		127.59		111.70	

SuivantYY

➤ **Sens longitudinal :**

The figure consists of two parts. The top part is a structural frame diagram with six columns labeled A, B, C, D, E, and F. The columns are connected by beams at two levels: BASE and STORY1. The columns are numbered 1 through 6. The bottom part is a bending moment diagram for the first floor. The diagram shows the distribution of bending moments along the length of the floor. The values are as follows:

Location	Bending Moment (kNm)
Column A (Left End)	302.45
Column B	-145.56
Column C	40.32
Column D	-117.59
Column E	40.32
Column F (Right End)	302.45

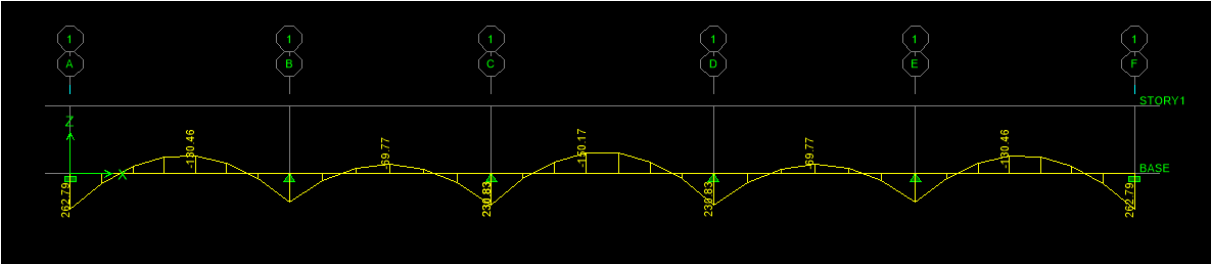


Figure VIII.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

➤ Sens transversal :

ELU :

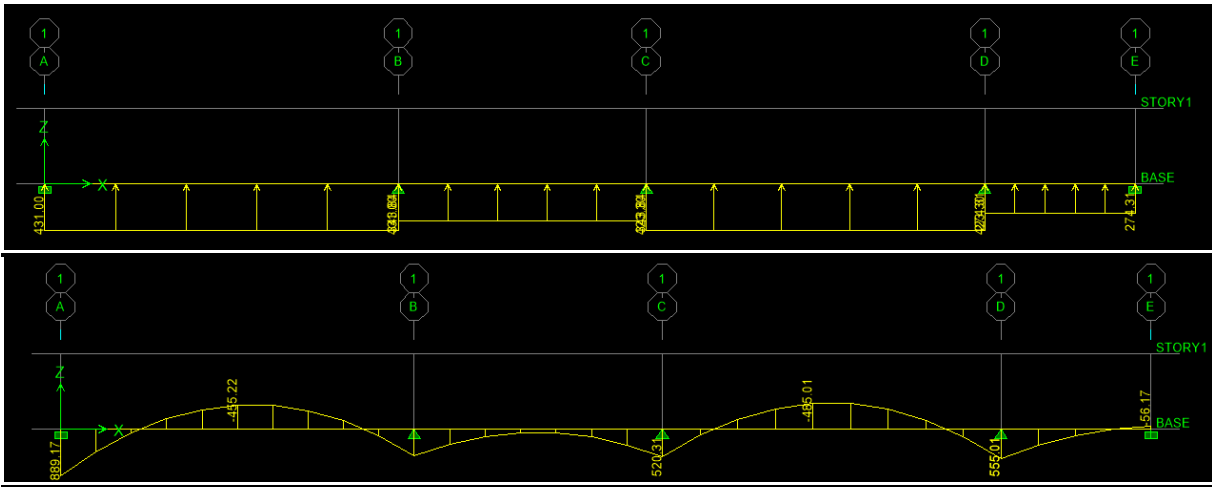


Figure VIII.6 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU dans le sens Y-Y.

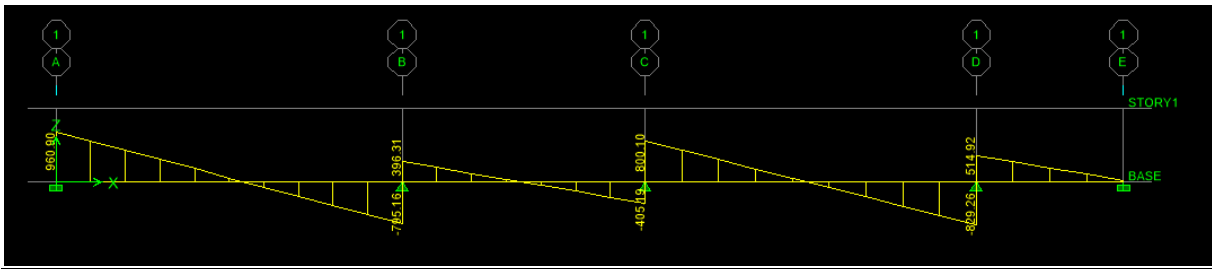


Figure VIII.7 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU dans le sens Y-Y.

ELS :

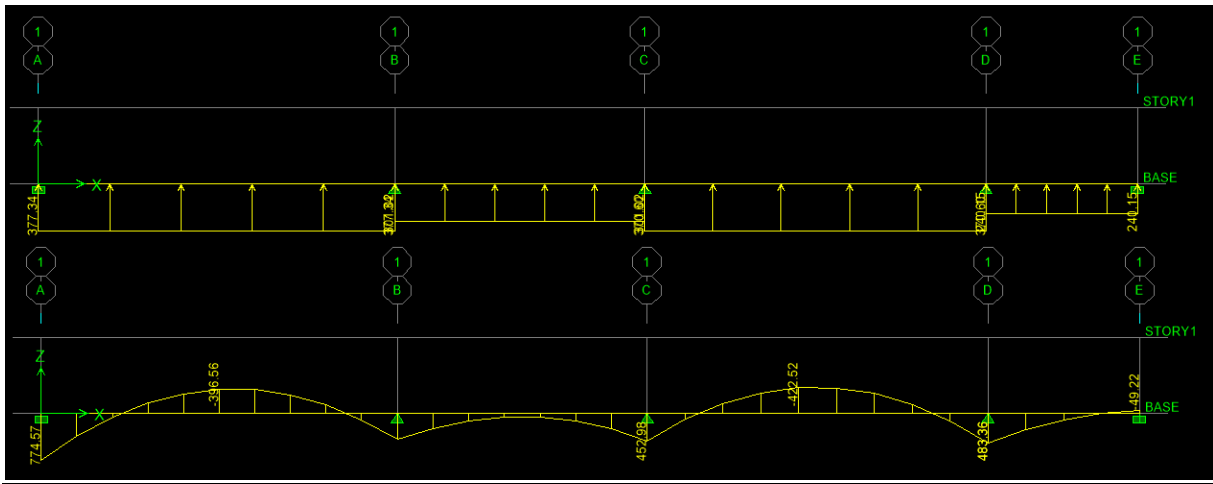


Figure VIII.8 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS dans le sens Y-Y.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

	Sens longitudinal (X-X)		Sens transversal (Y-Y)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	302.11	262.79	889.17	774.57
M_{tmax} (KN.m)	172.59	150.17	485.01	422.52
T_{max} (KN)	401.91	/	960.90	/

Tableau VIII.10 : Résumés des efforts internes dans la nervure.

VIII.8.1Calcul des Armatures

a) Armatures longitudinales

$b=60\text{cm} \quad h=100\text{cm} \quad f_{bu} = 14.2\text{MPa} \sigma_{st} = 348\text{MPa}$

$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} ; A = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

sens	Zone	Mu (KN.m)	μ	β	Section	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$
X-X	Appuis	302.11	0.044	0.978	SSA	9.86	4HA16+4HA14=14.19
	Travée	172.59	0.026	0.987	SSA	7.32	8HA14=12.31
Y-Y	Appuis	889.17	0.128	0.931	SSA	30.49	12HA20=31.41
	Travée	485.01	0.070	0.964	SSA	16.06	4HA20+8HA14=24.87

Tableau VIII.11 : Résultats du calcul des armatures des nervures.

b) Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67mm.$$

On prend 3 cadres de =8mm.

c) Espacement des armatures

En zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{25 ; 24\} = 24cm. \text{ soit } S_t = 10cm.$$

En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ soit } S_t = 20cm.$$

d) Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

En zone nodale

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8cm^2$$

En zone courante

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 60 = 3.6cm^2$$

e) Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99)

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$D'où : A_p = 4HA12 = 4.52cm^2.$$

VIII.8.2 Vérification à l'ELU

A) Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 90 \times \frac{2.1}{400} = 6.53cm^2.$$

Sens X-X

Aux appuis

$$A_a = 14.19cm^2 > A_{min} = 6.53cm^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

En travées

$$A_t = 12.31cm^2 > A_{min} = 6.53cm^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y

Aux appuis

$$A_a = 31.41cm^2 > A_{min} = 6.53cm^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

En travées

$$A_a = 24.87cm^2 > A_{min} = 6.53cm^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

B) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa}$$

Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 401.91 \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{401.91 \times 10^3}{600 \times 900} = 0.74 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens transversal : $T_u^{\max} = 960.90 \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{960.90 \times 10^3}{600 \times 900} = 1.78 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VIII.8.3 Vérification à L'ELS

A) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

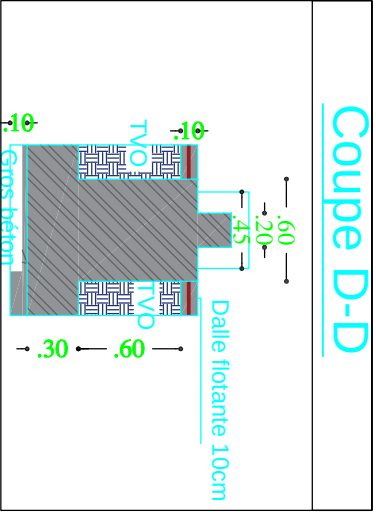
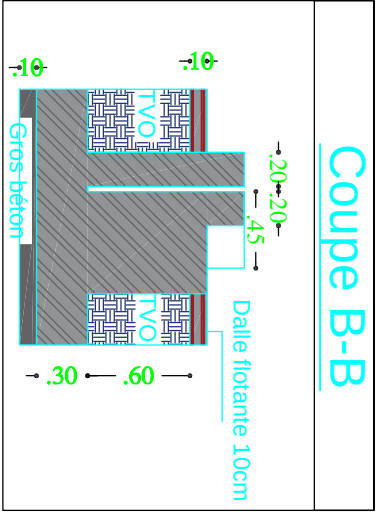
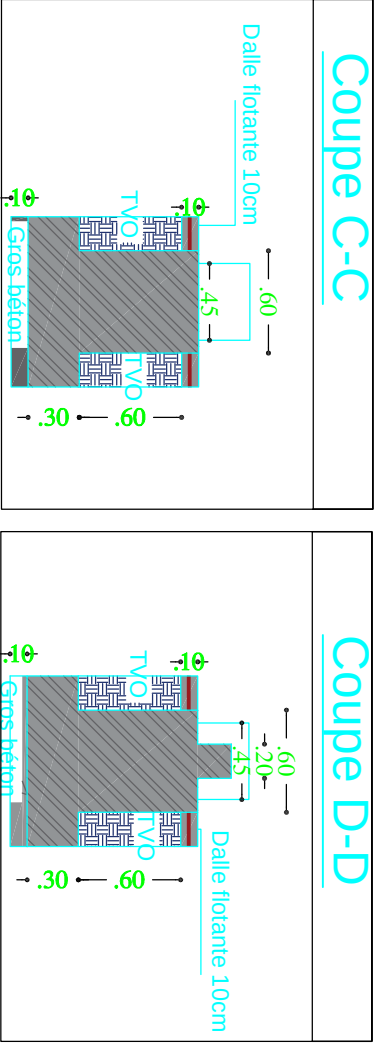
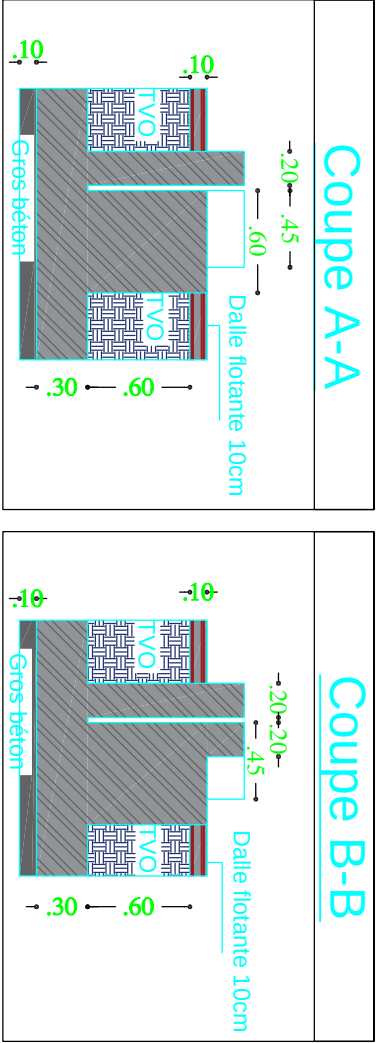
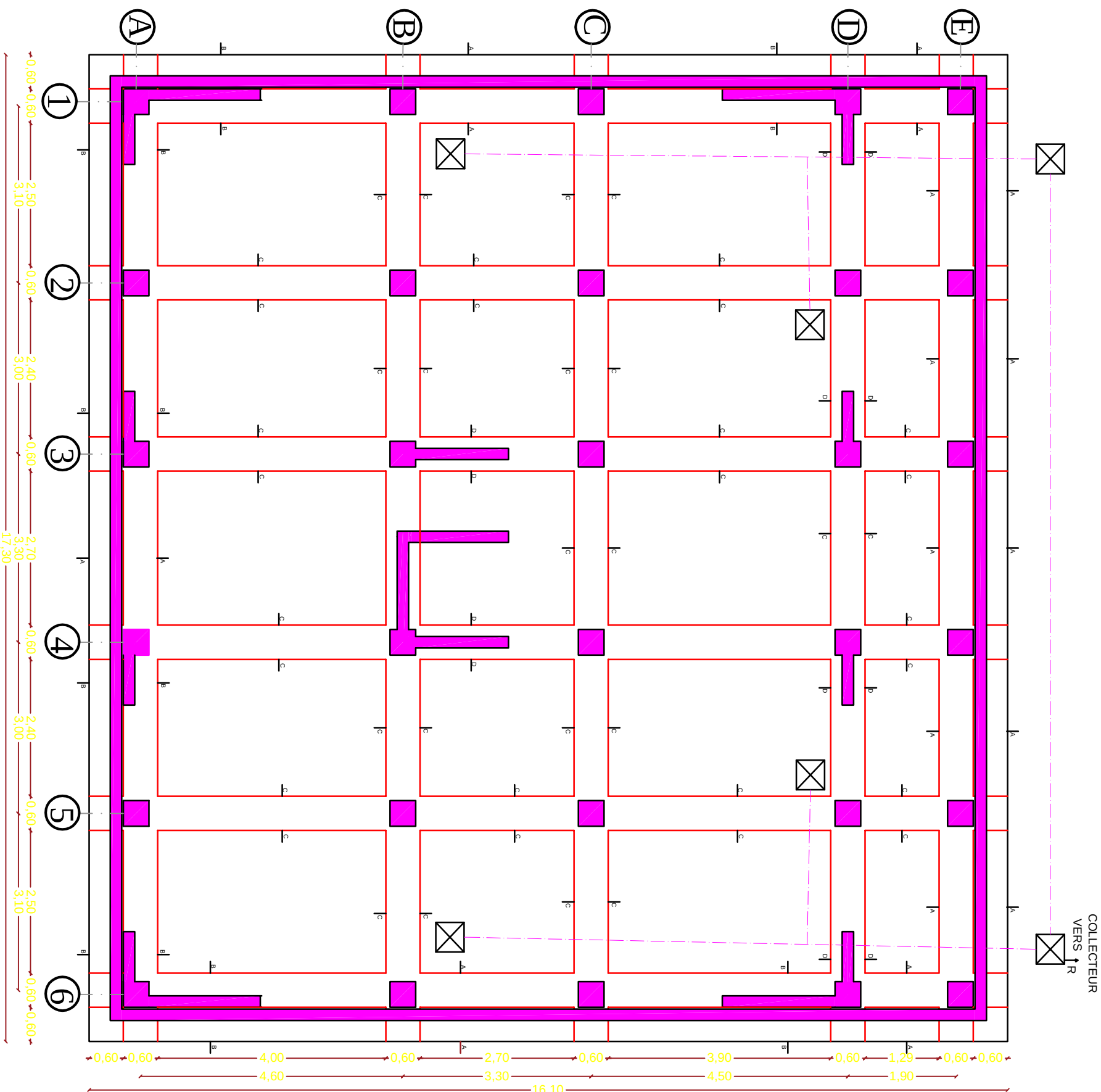
On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} \text{ et } \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa.}$$

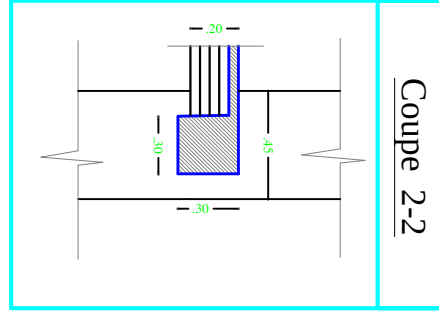
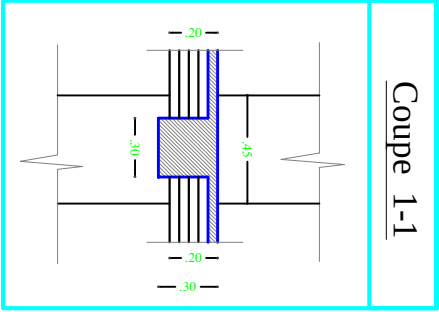
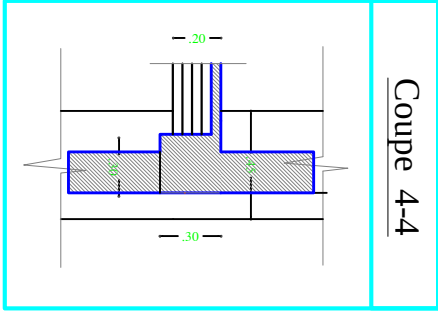
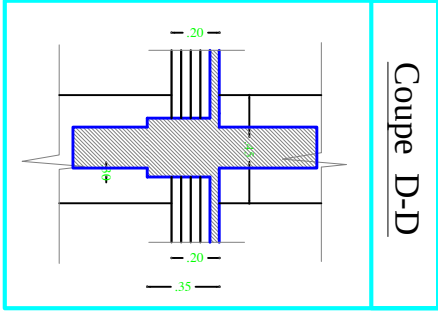
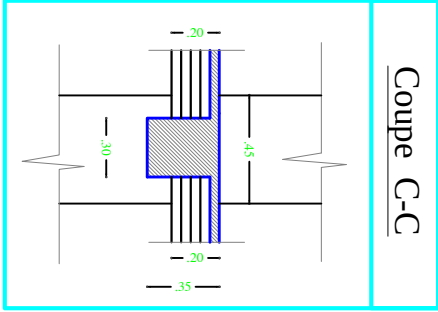
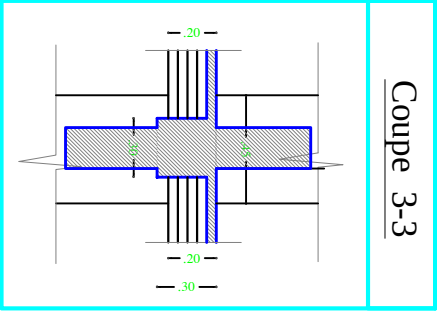
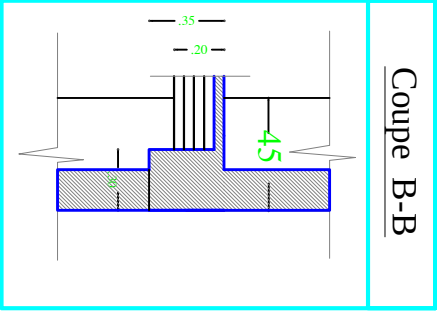
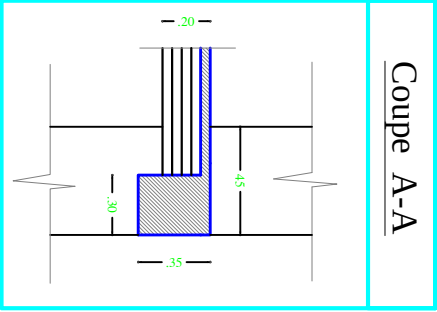
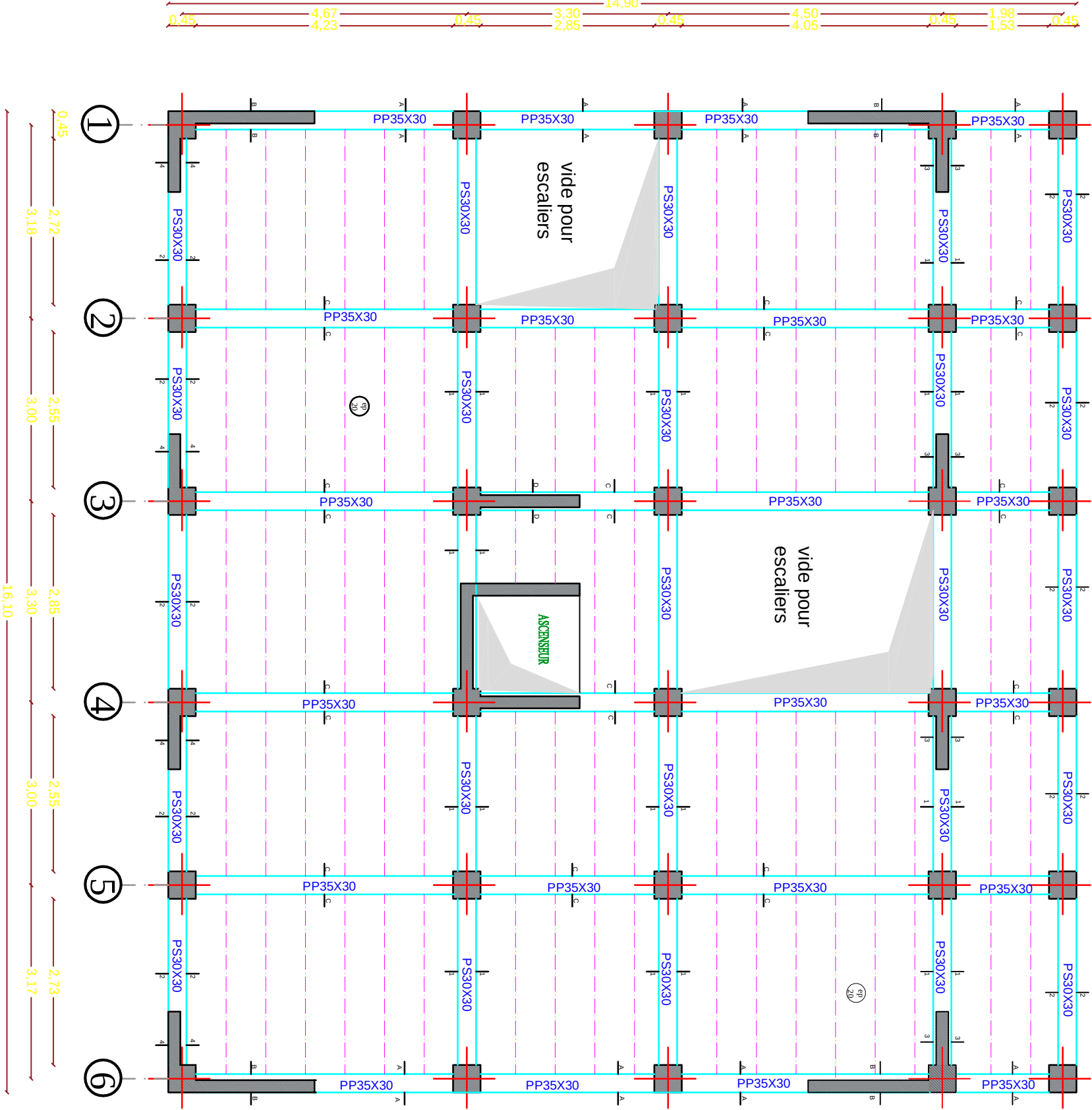
$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	A_s (cm^2)	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Vérification
X-X	Appuis	14.19	262.79	0.260	0.919	46.73	223.91	348	4.79	15	condition vérifiée
	Travée	12.31	150.17	0.231	0.923	49.93	146.85	348	2.94	15	condition vérifiée
X-X	Appuis	31.41	774.57	0.580	0.887	29.27	308.91	348	10.55	15	condition vérifiée
	Travée	24.87	422.52	0.461	0.897	33.54	210.44	348	6.27	15	condition vérifiée

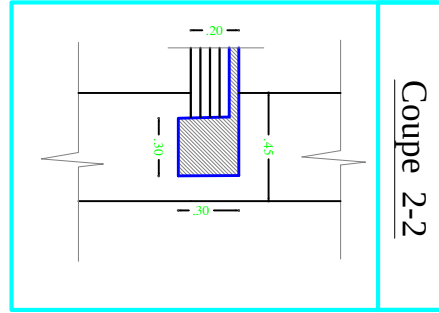
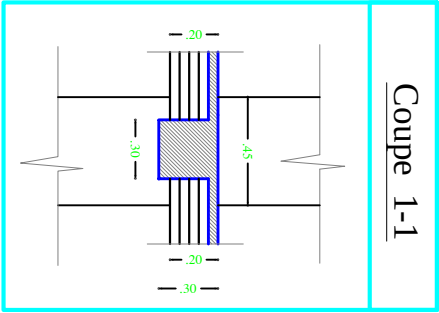
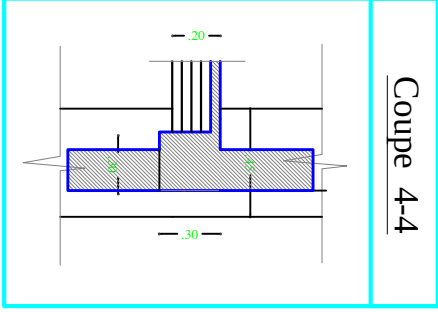
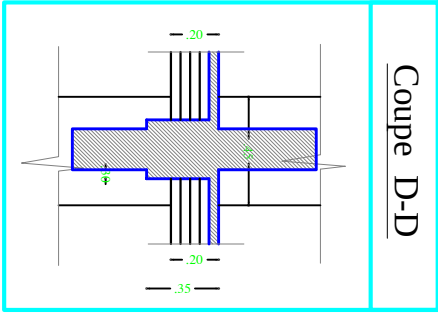
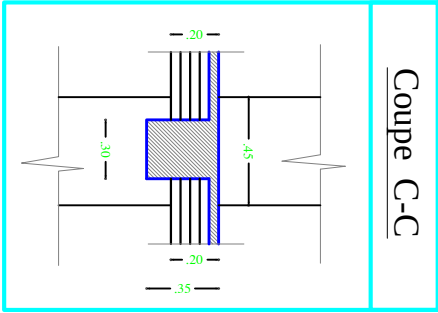
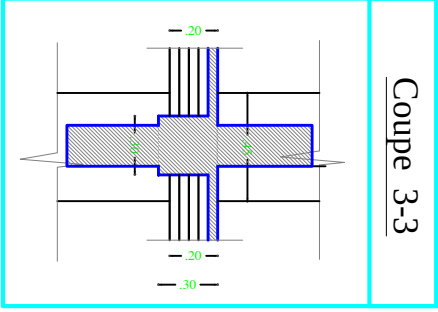
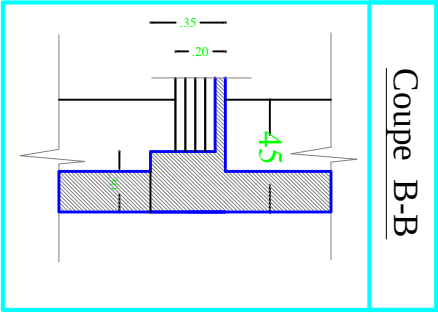
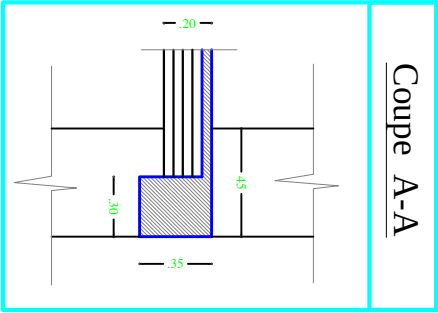
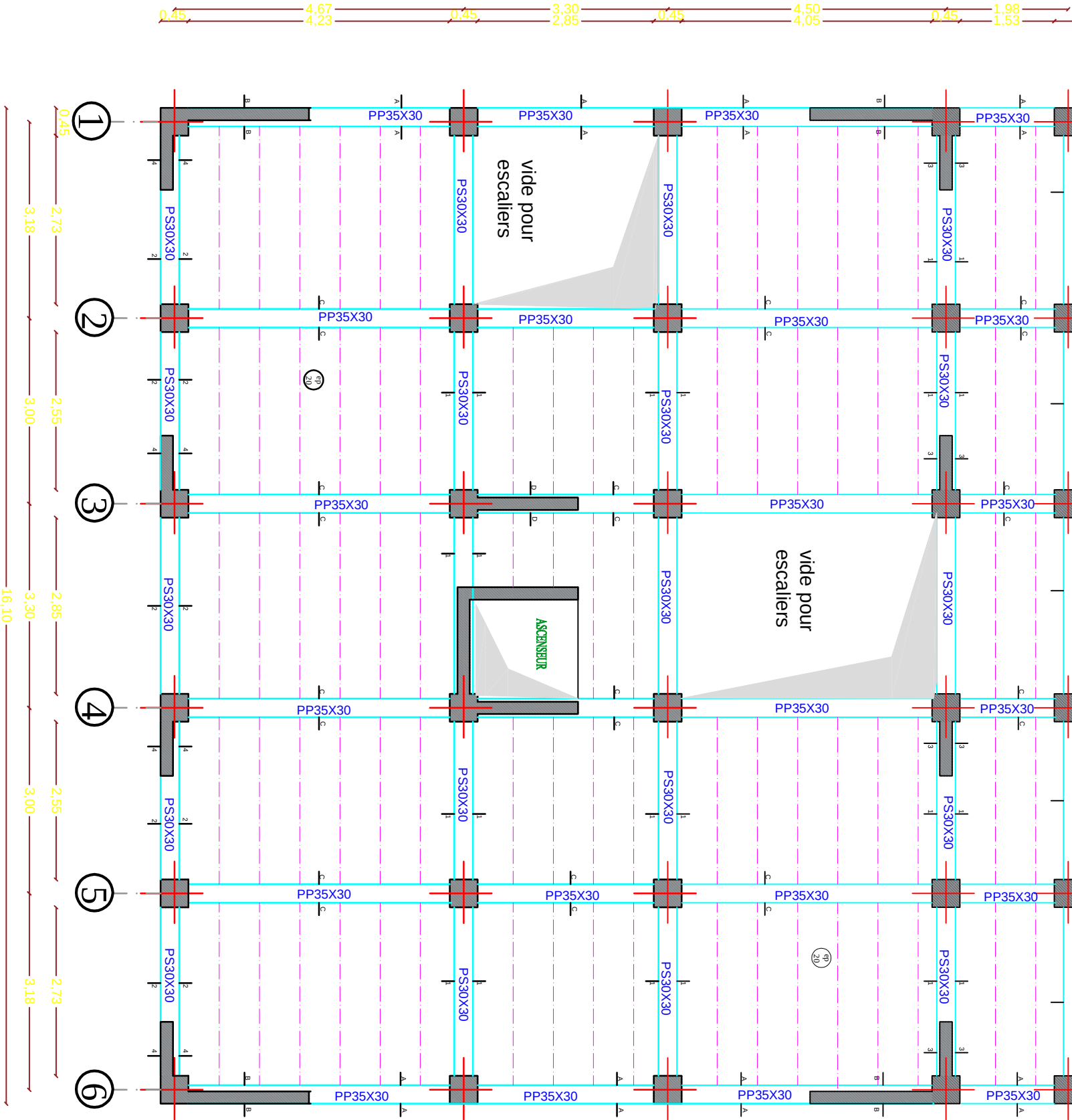
Tableau VIII.12 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.



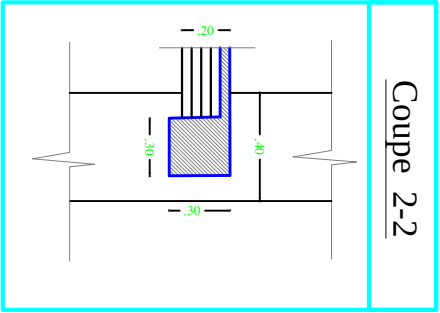
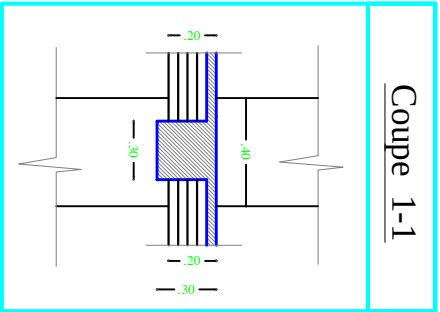
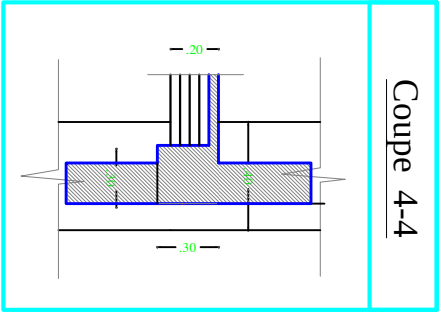
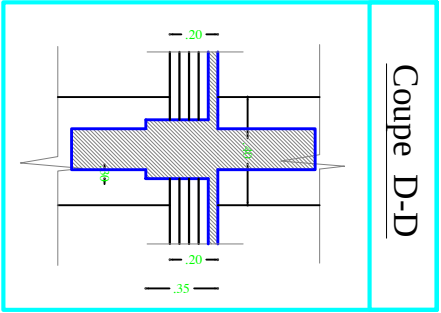
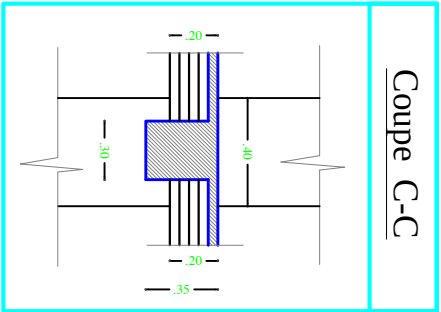
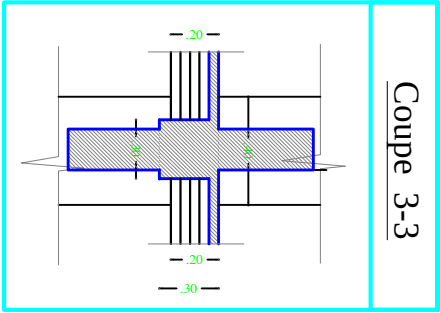
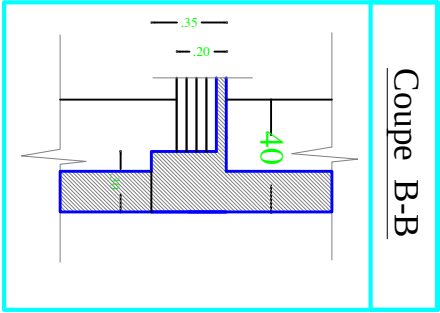
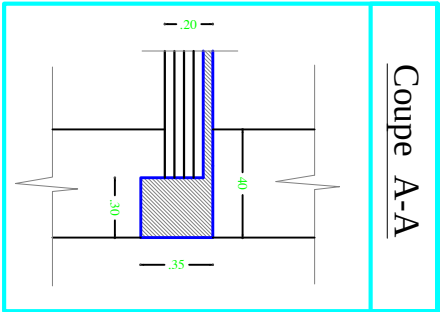
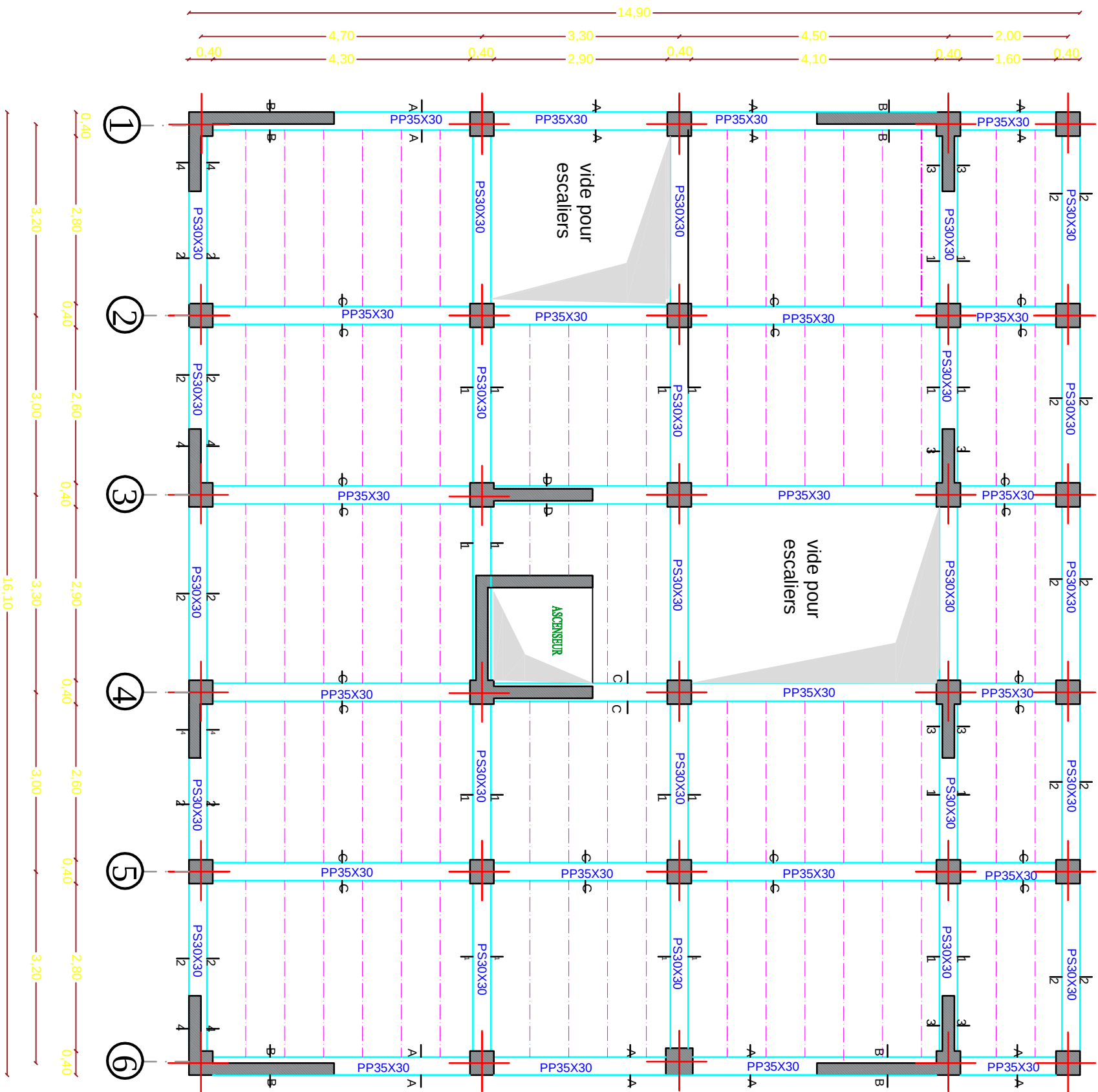
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par :	Titre :	
- Oumani kamel - Allaoua Ouaid	plan de coffrage	
Dirigé par :	Promotion:	
-M ^{de} : Larabi Sonia	2019-2020	
Plan N°:1		



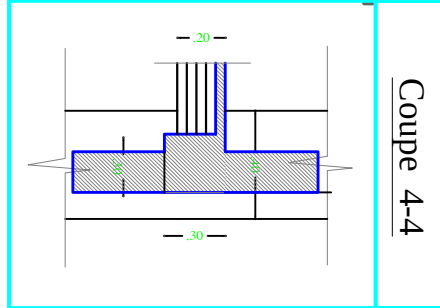
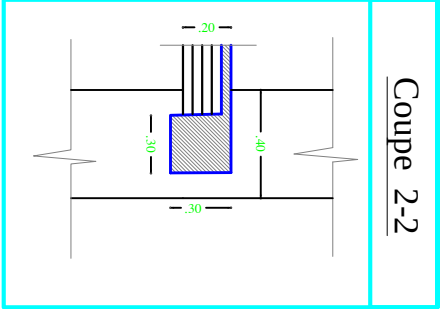
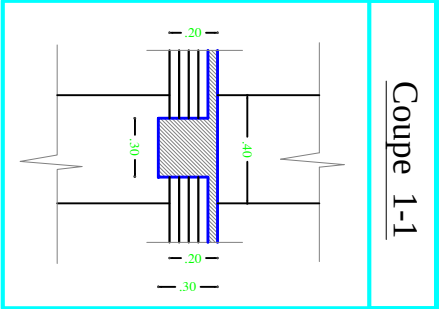
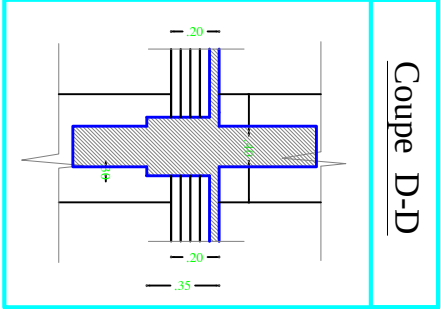
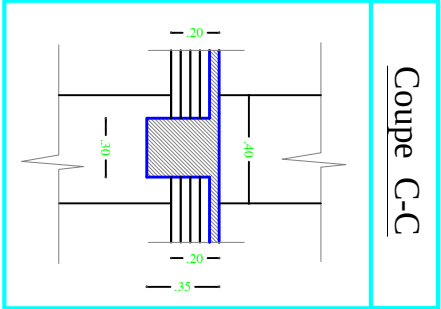
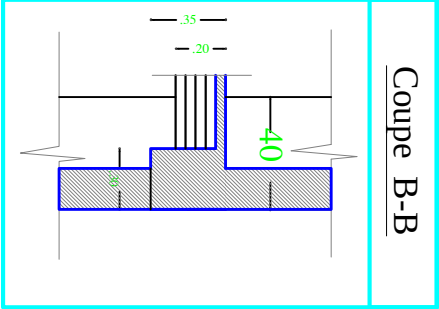
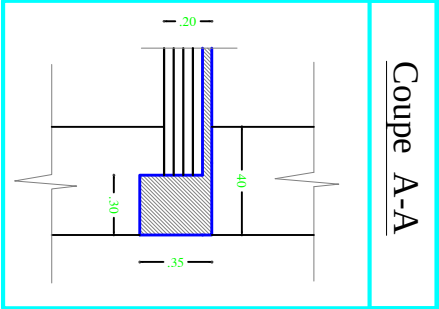
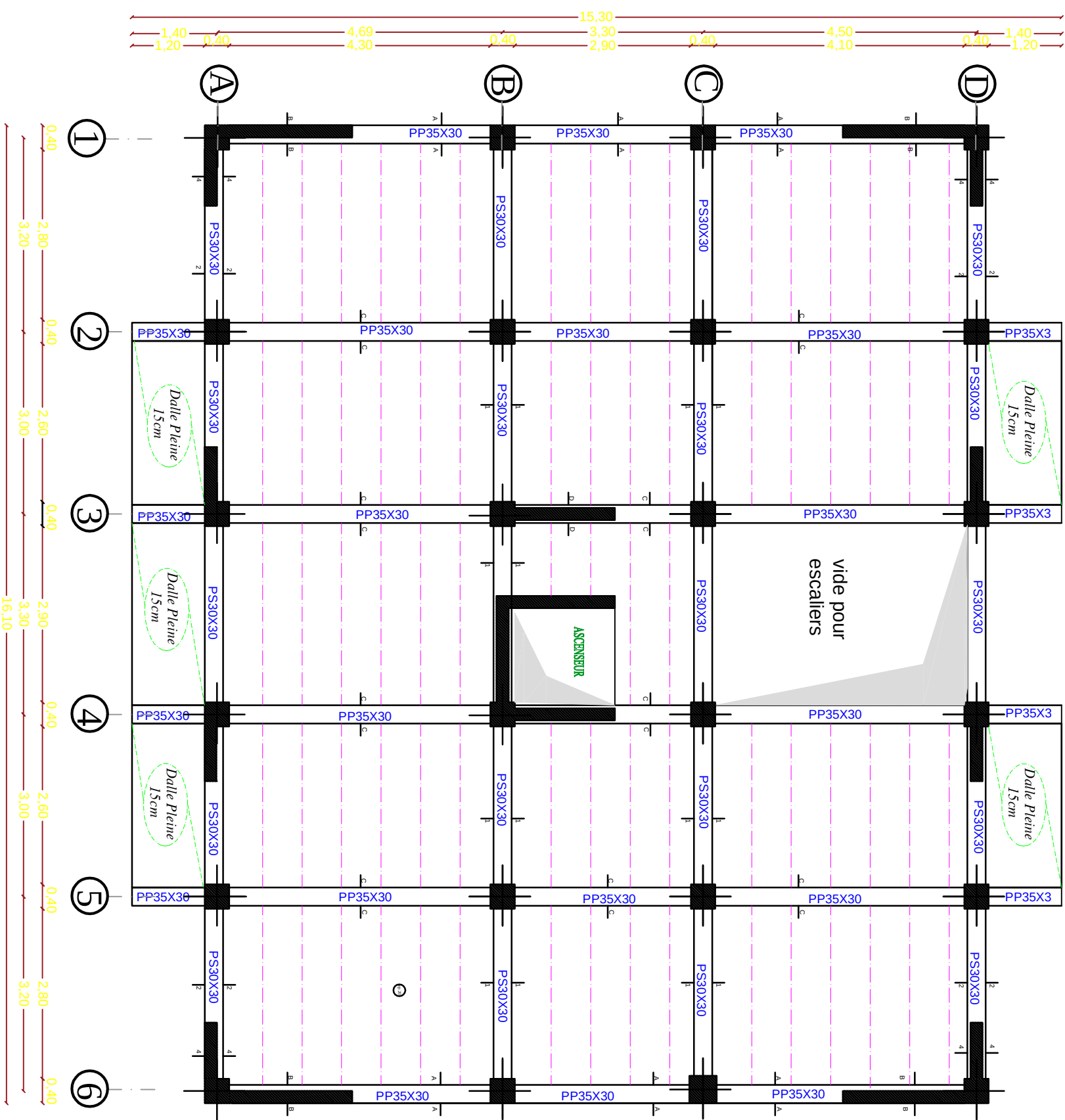
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par :	Titre :	
- Otmami kamel	plan de coffrage	
- Allaoua Ouidid		
Dirigé par :	Plan N°:2	
-M ^{de} : Larabi Sonia	Promotion: 2019-2020	



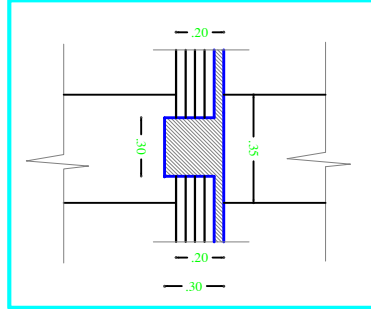
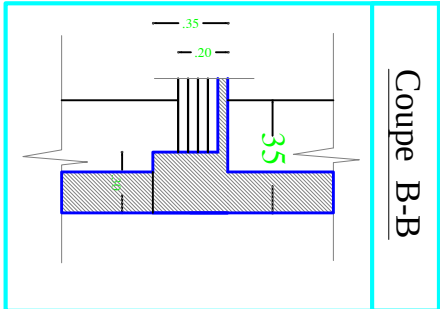
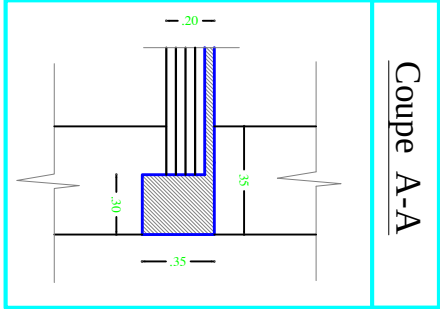
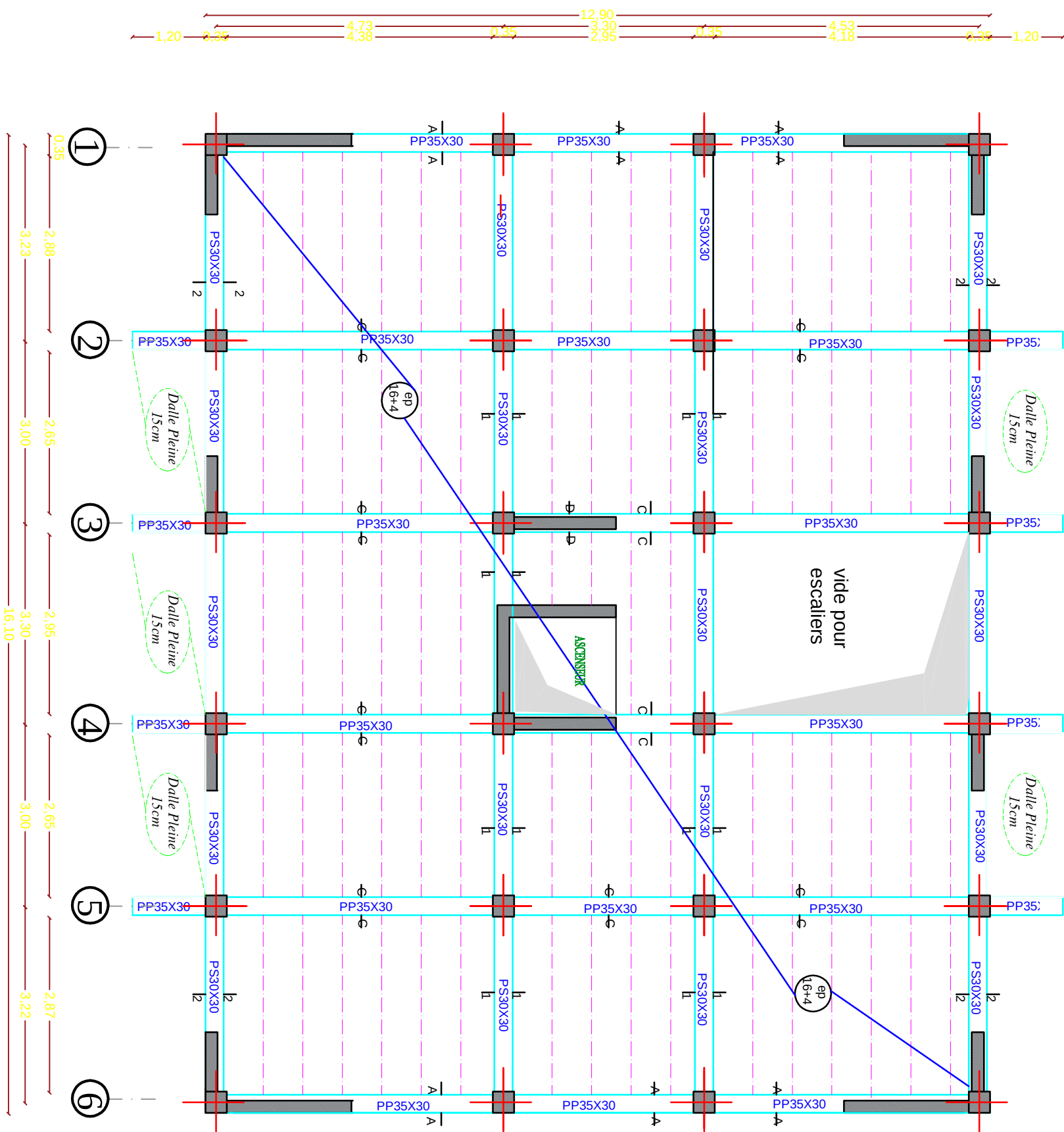
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<u>Etudié par :</u> - Otmani kamel - Allaoua Oualid	<u>Titre :</u> plan de coffrage S/S1 et RDC	<u>Plan N°:3</u>
<u>Dirigé par :</u> -M ^{de} : Larabi Sonia		<u>Promotion:</u> 2019-2020



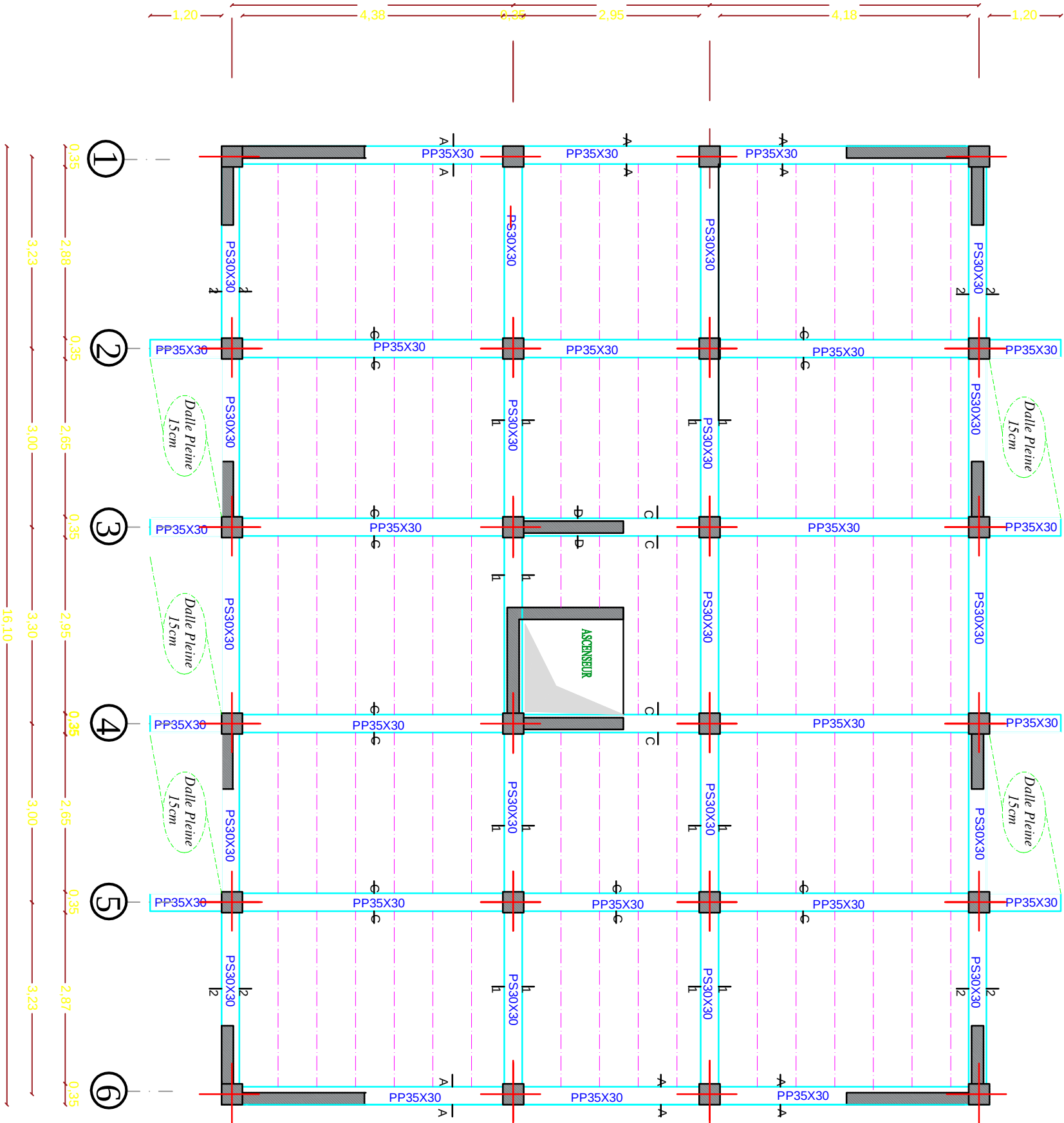
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<u>Etudié par :</u> - Oumani kamel - Allaoua Ouaid	<u>Titre :plan de coffrage</u> 1 ^{ere} etage	
<u>Dirigé par :</u> -M ^{de} : Larabi Sonia	<u>Plan N°:4</u> <u>Promotion:</u> 2019-2020	



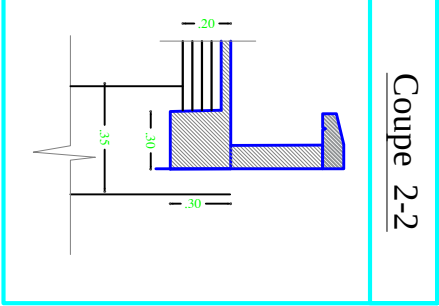
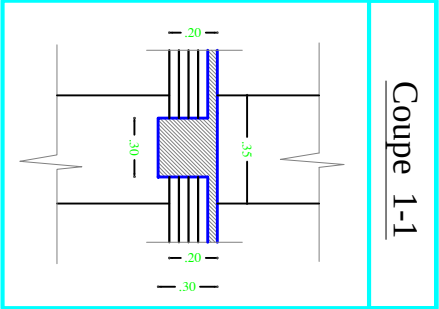
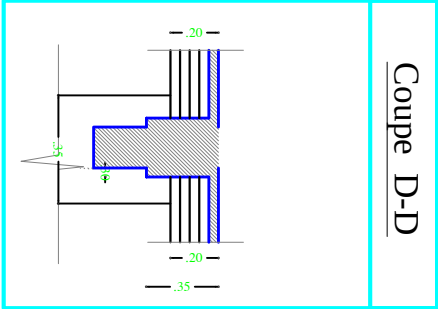
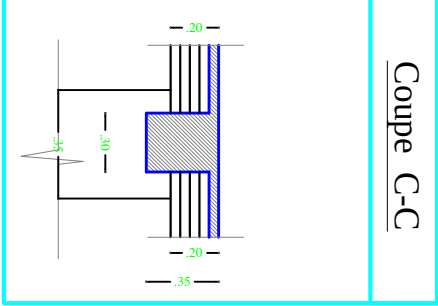
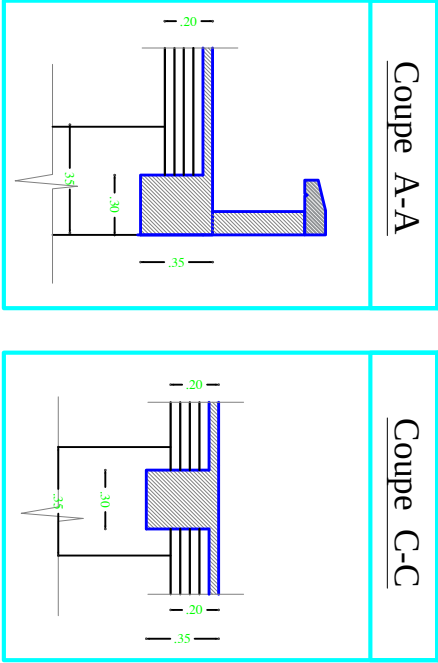
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par :		Titre :
- Omani kamel - Allaoua Ouaid		plan de coffrage
Dirigé par :		2eme et 3eme etage
-M ^{de} : Larabi Sonia		Plan N°.5
		Promotion:
		2019-2020



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil			
Etudié par : - Otmani kamel - Allaoua Oualid		Titre : plan de coffrage 4ème ET 5ème étage	
Dirigé par : -M ^{de} : Larabi Sonia		Plan N°:6 Promotion: 2019-2020	

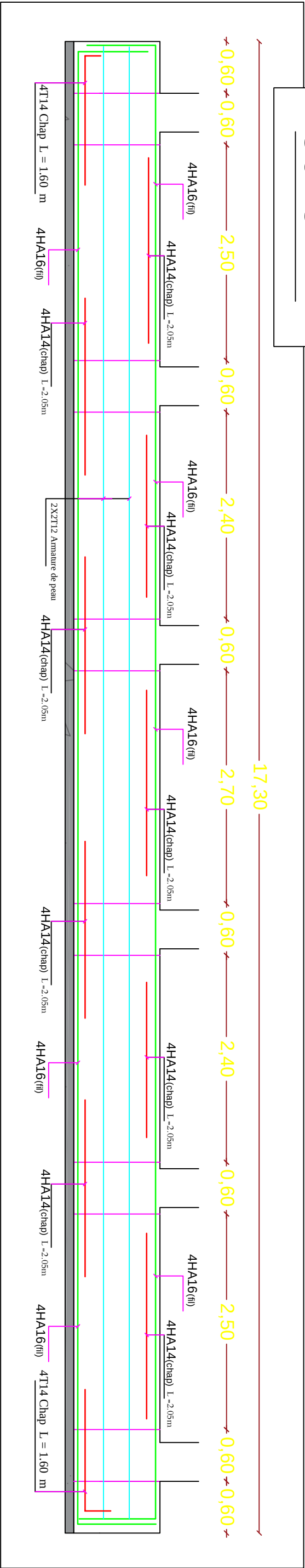


PLAN DE COFFRAGE
NIV +29.92
(TERRASSE)

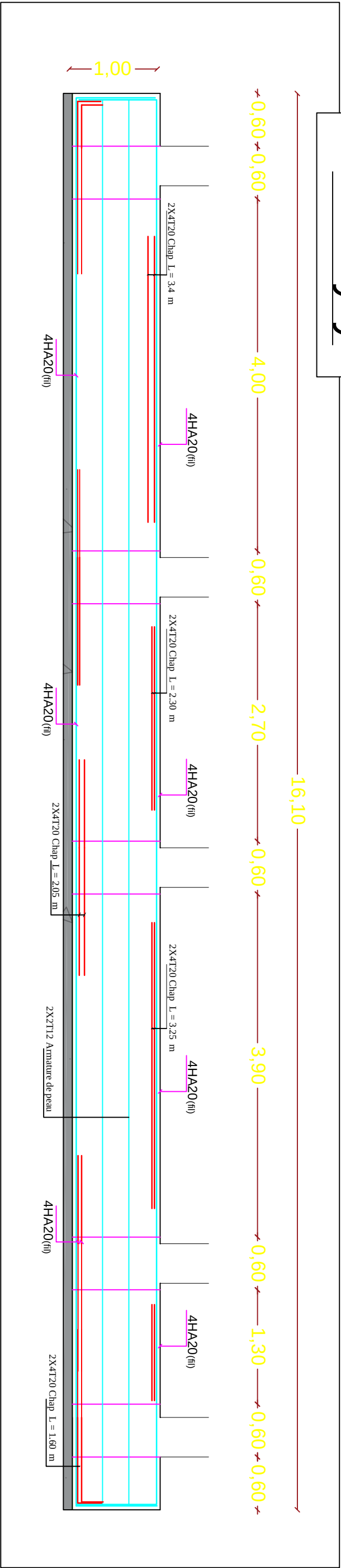


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<u>Etudié par :</u>	<u>Titre :</u>	
- Oumani kamel	plan de coffrage terrasse	
- Alloua Ouaid		
<u>Dirigé par :</u>	<u>Plan N°:7</u>	
-M ^{de} : Larabi Sonia	<u>Promotion:</u> 2019-2020	

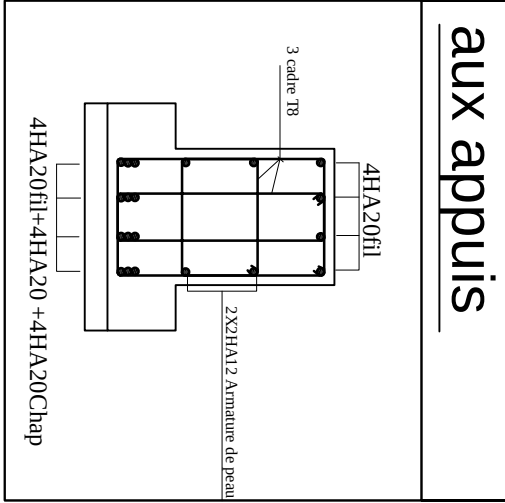
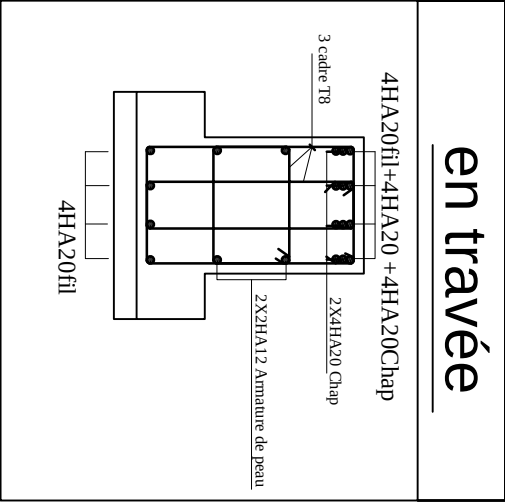
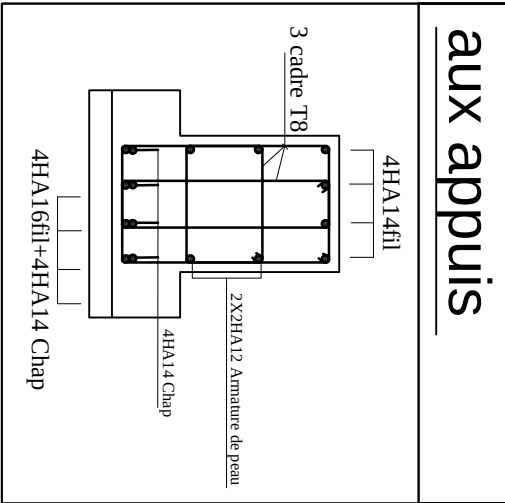
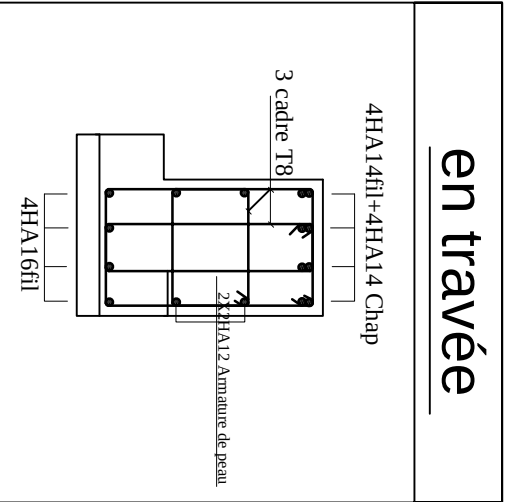
sens X-X



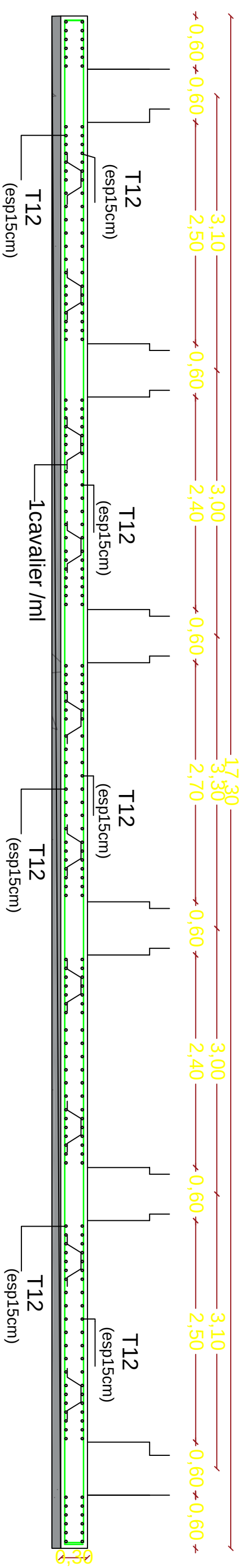
sens y-y



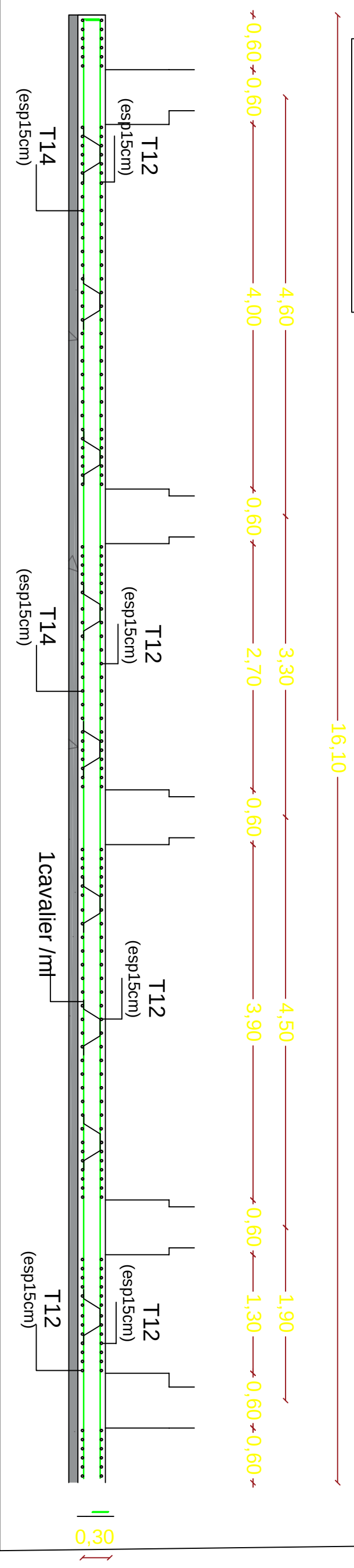
sens X-X



sens x-x



sens y-y



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

- Otmami kanel
- *Allaoua Qualid*

Dirigé par :

-M^{de} : Larabi Sonia

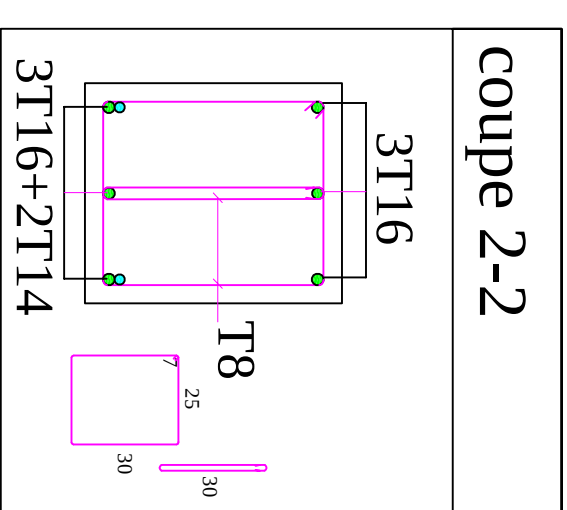
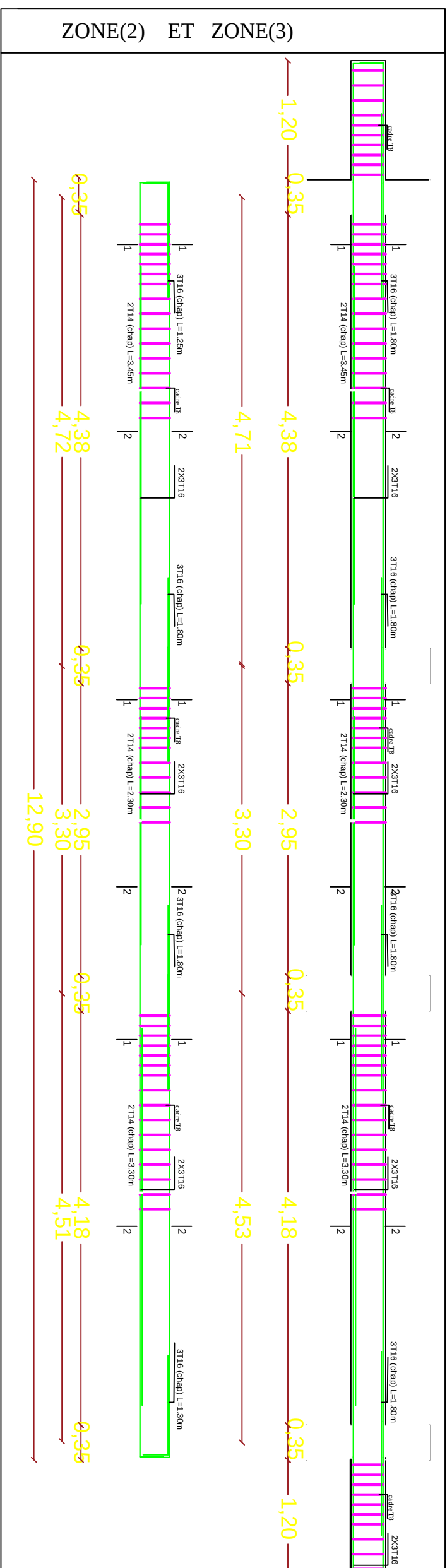
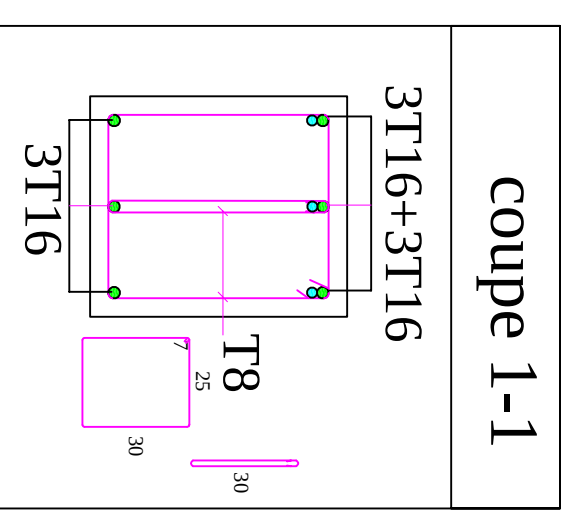
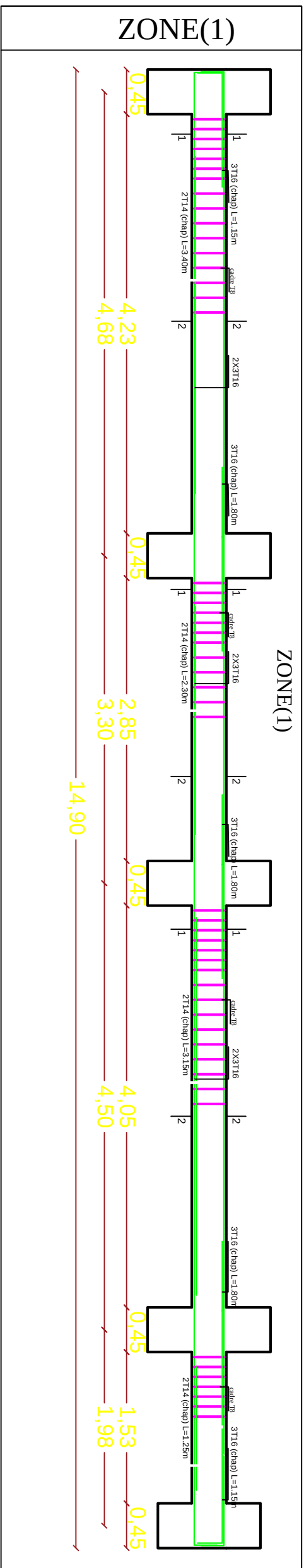
Titre:

*plan de ferrailage
dalle radier*

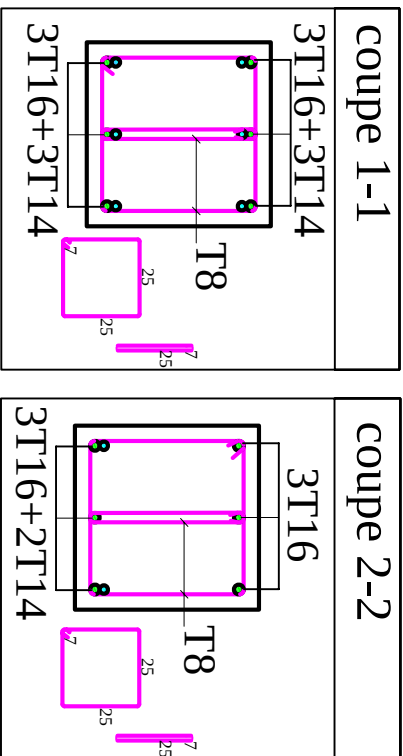
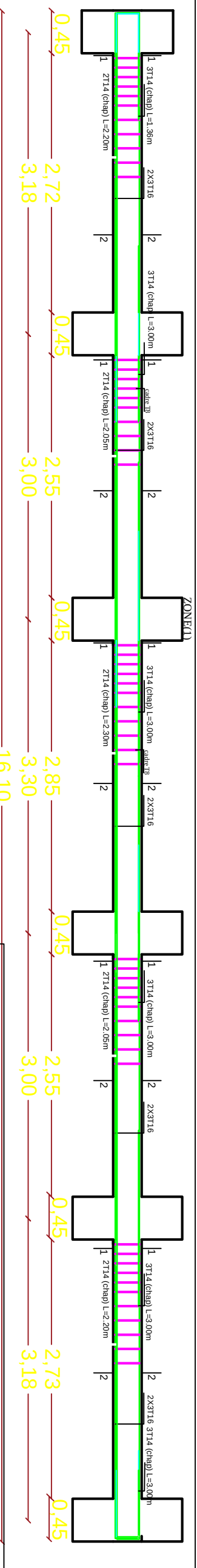
Plan No. 9

Promotion:
2019-2020

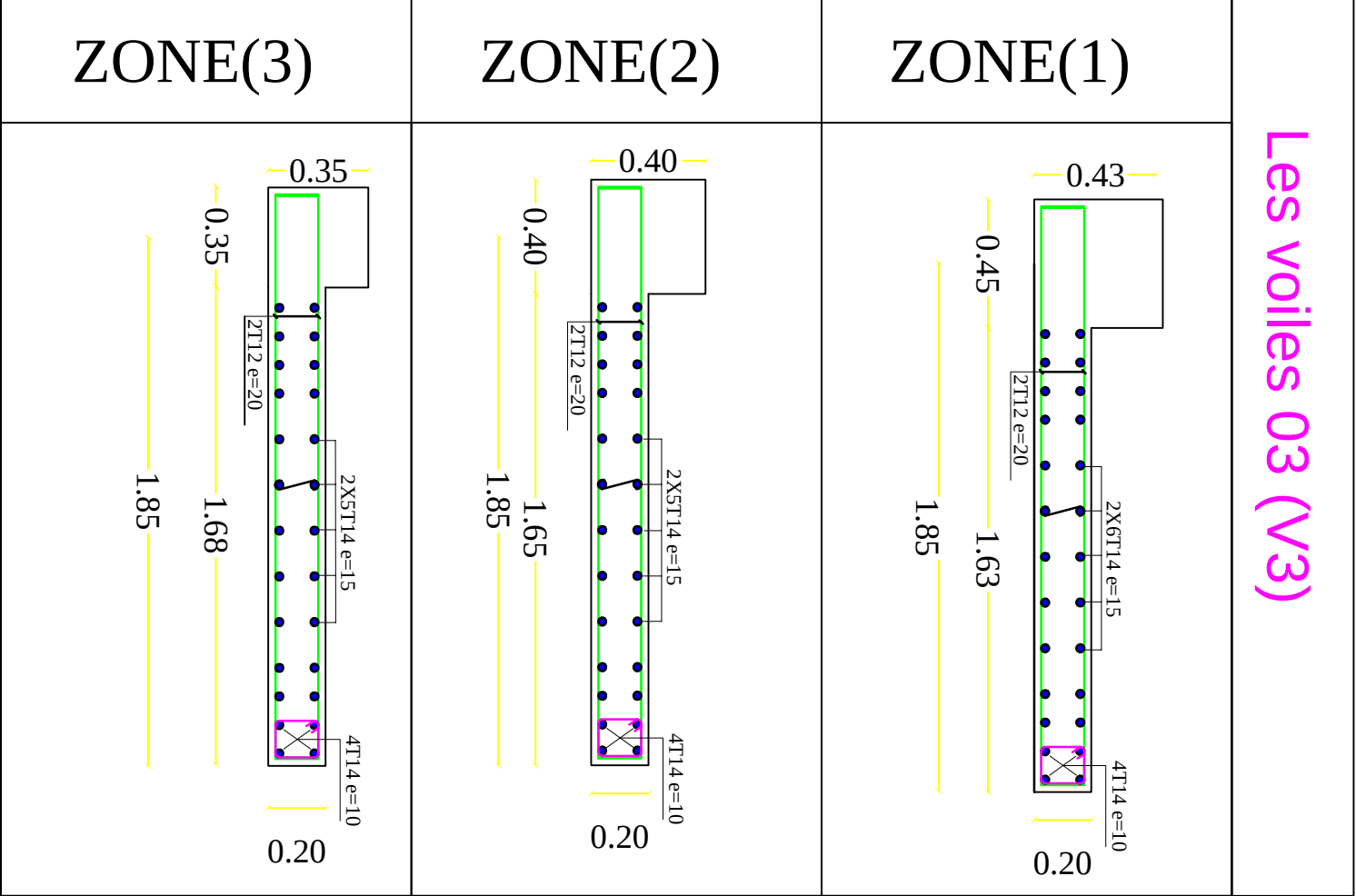
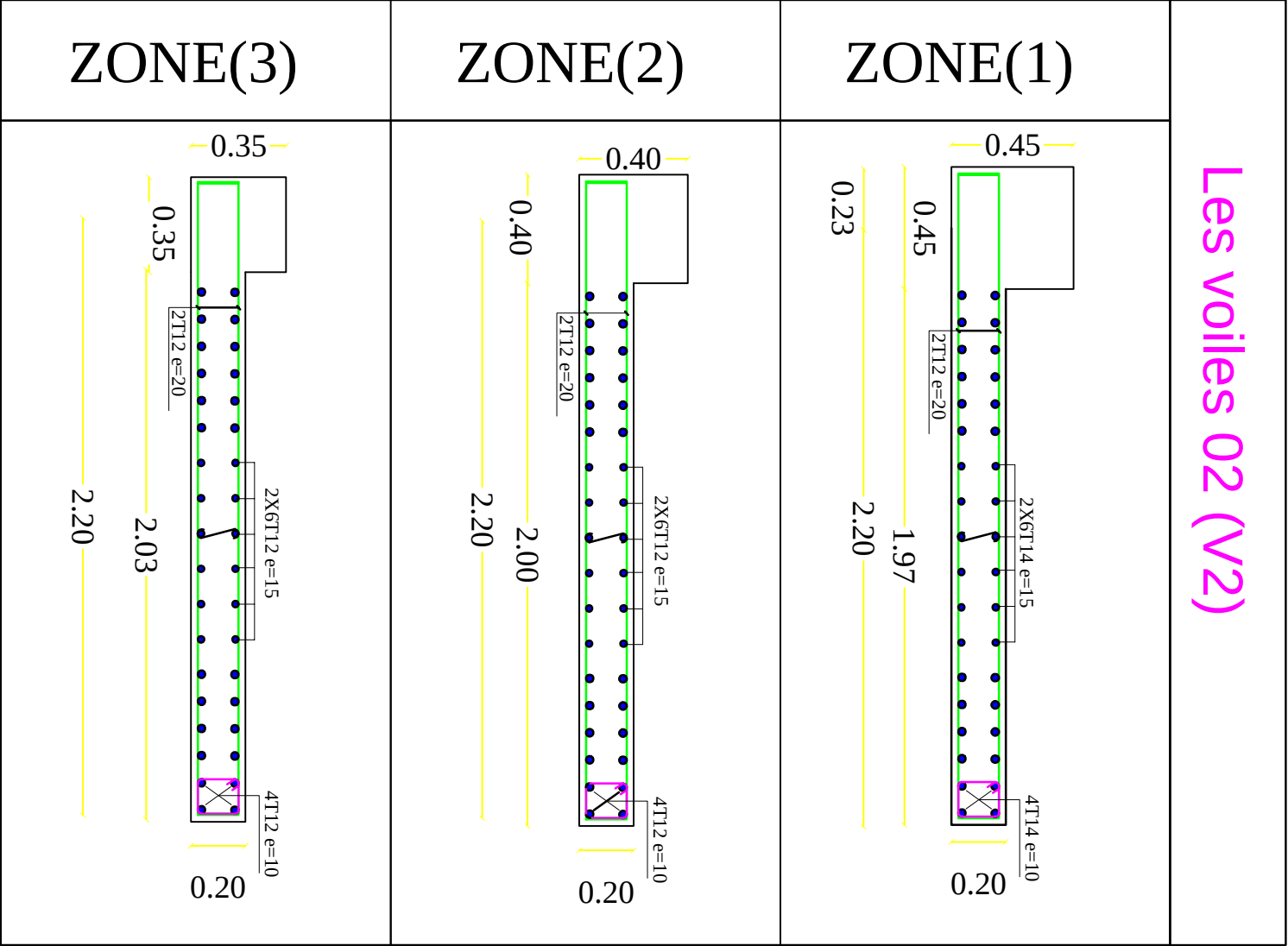
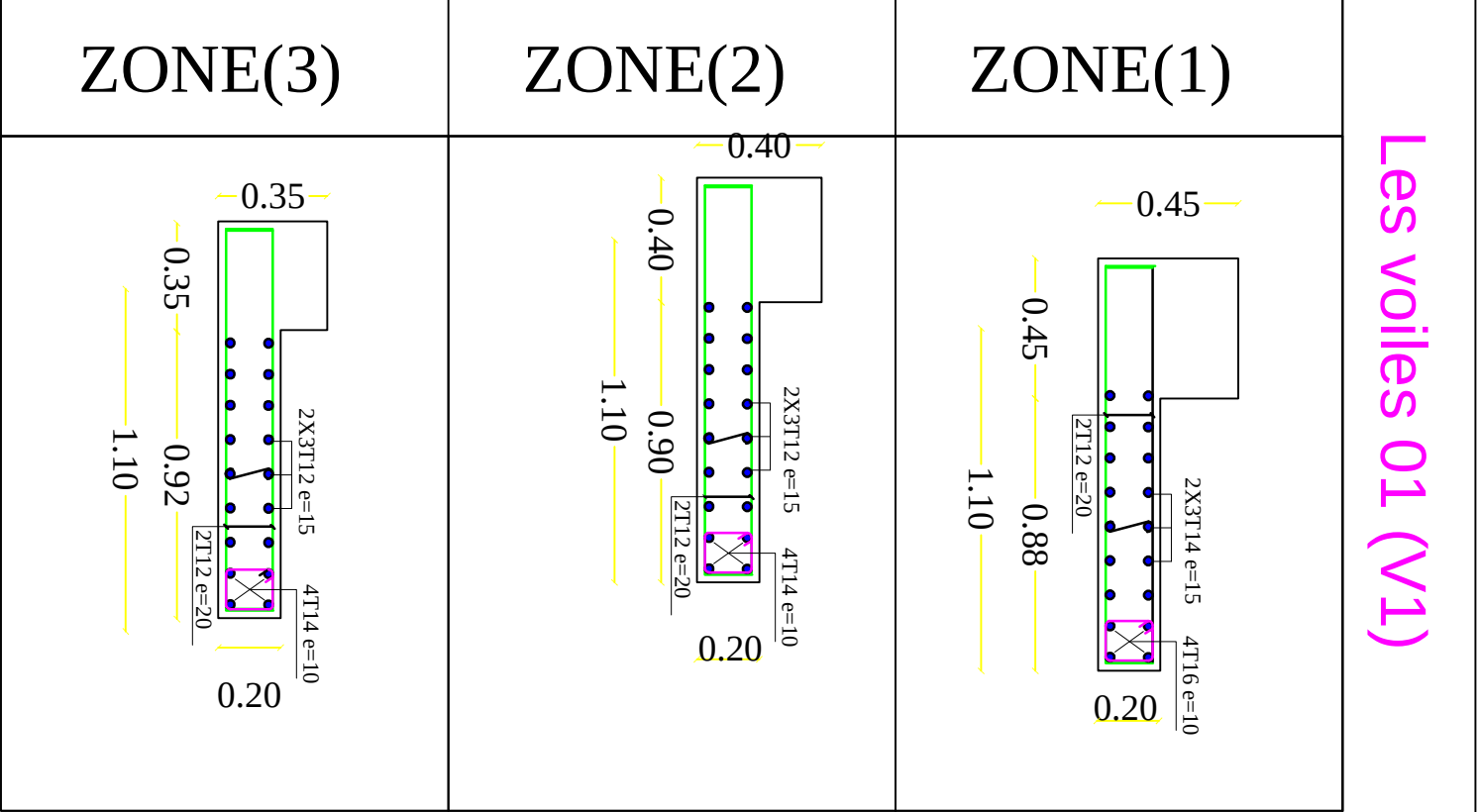
Ferrailage des poutres principales (30X35)



Ferrailage des poutres secondaires (30x30)



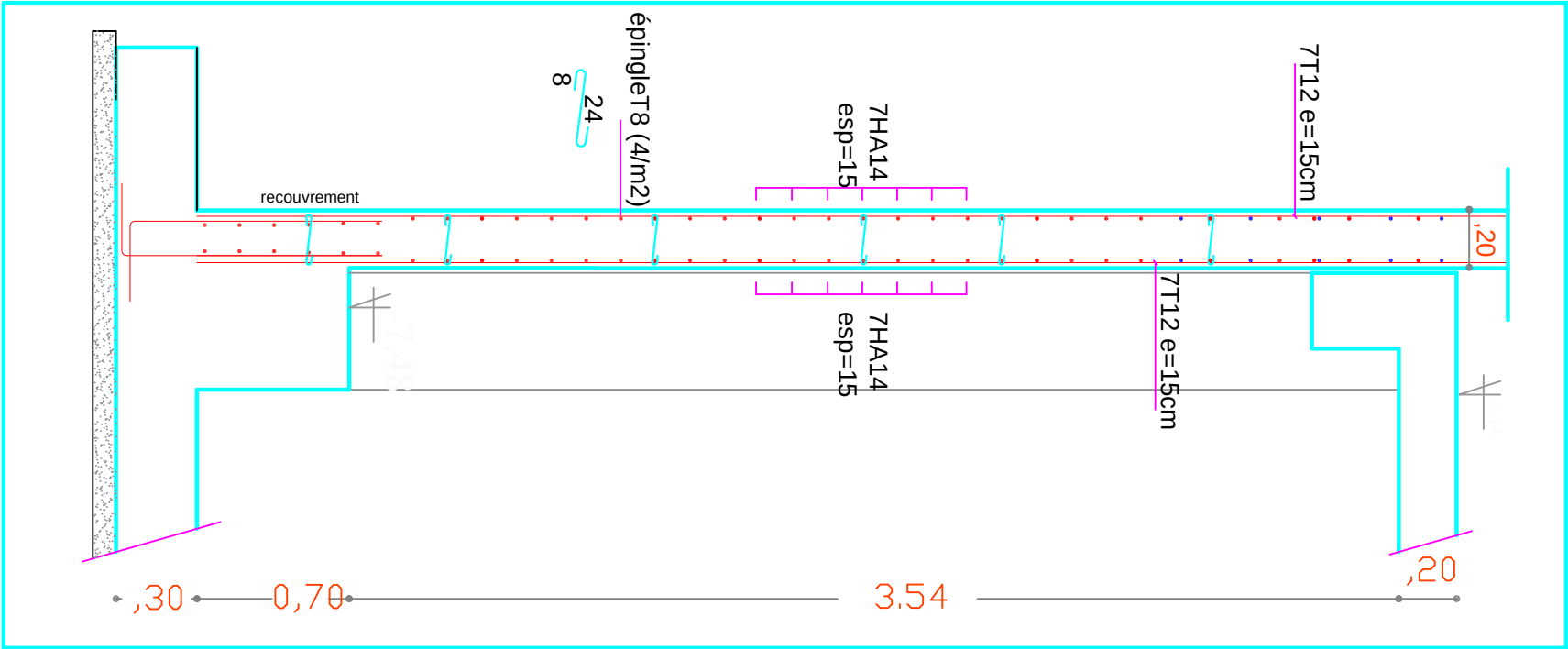
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<u>Etudié par :</u> - Oumani kamel - Allaoua Ouaid	<u>Titre :</u> plan de ferrailage poutres	<u>Plan N°:10</u>
<u>Dirigé par :</u> <i>-M^{de} : Larabi Sonia</i>		<u>Promotion:</u> 2019-2020



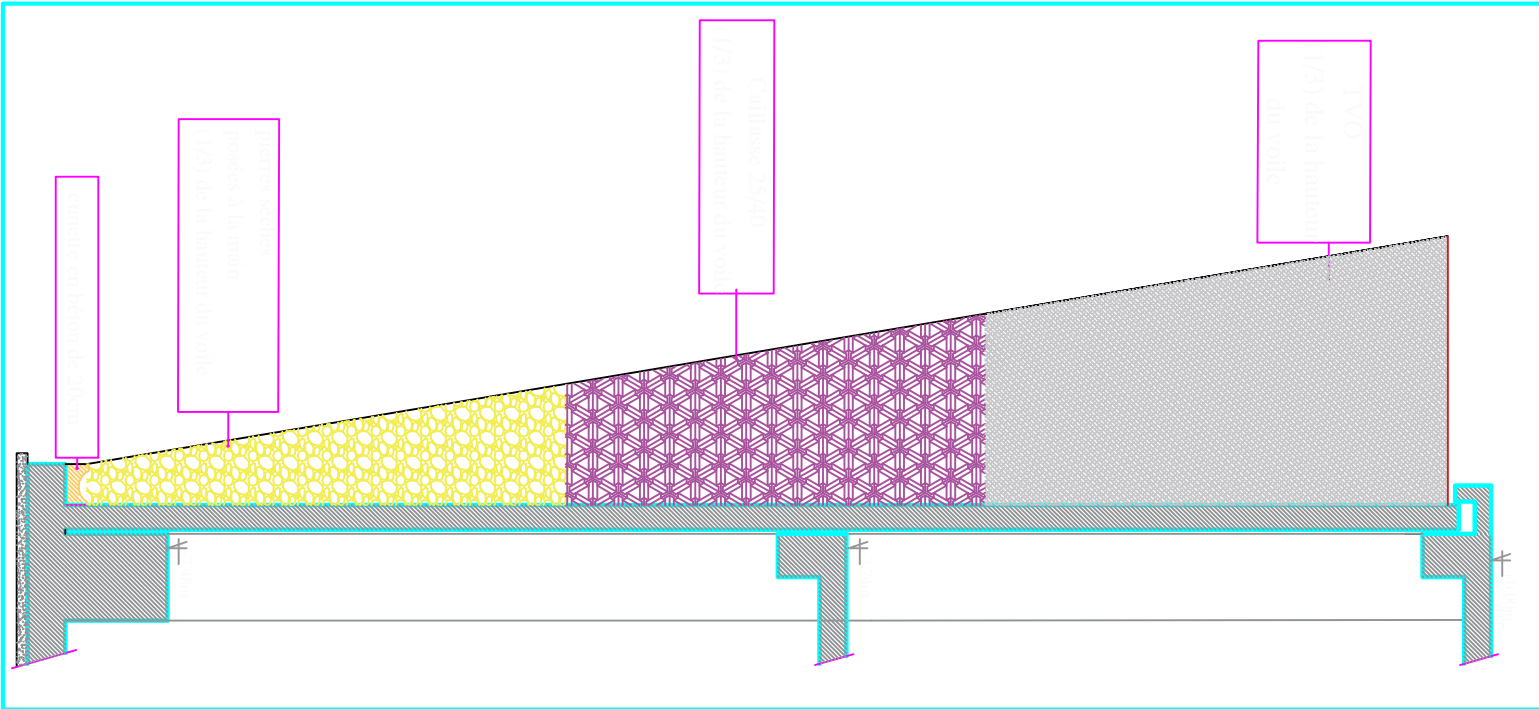
plan de ferrailage des voiles

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par :	Titre : <u>plan de ferrailage</u> des voiles	<u>Plan N°:12</u>
- Otmami kamel - Allaoua Ouallid		
Dirigé par :		<u>Promotion:</u> 2019-2020
-M ^{de} : Larabi Sonia		

Détails de ferrailage le voile plaque



Détails de drainage derrière le voile plaque



FERRAILLAGE DE VOILE PLAQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

- Oumant kamel
- Allouou Ouahid

Dirigé par :

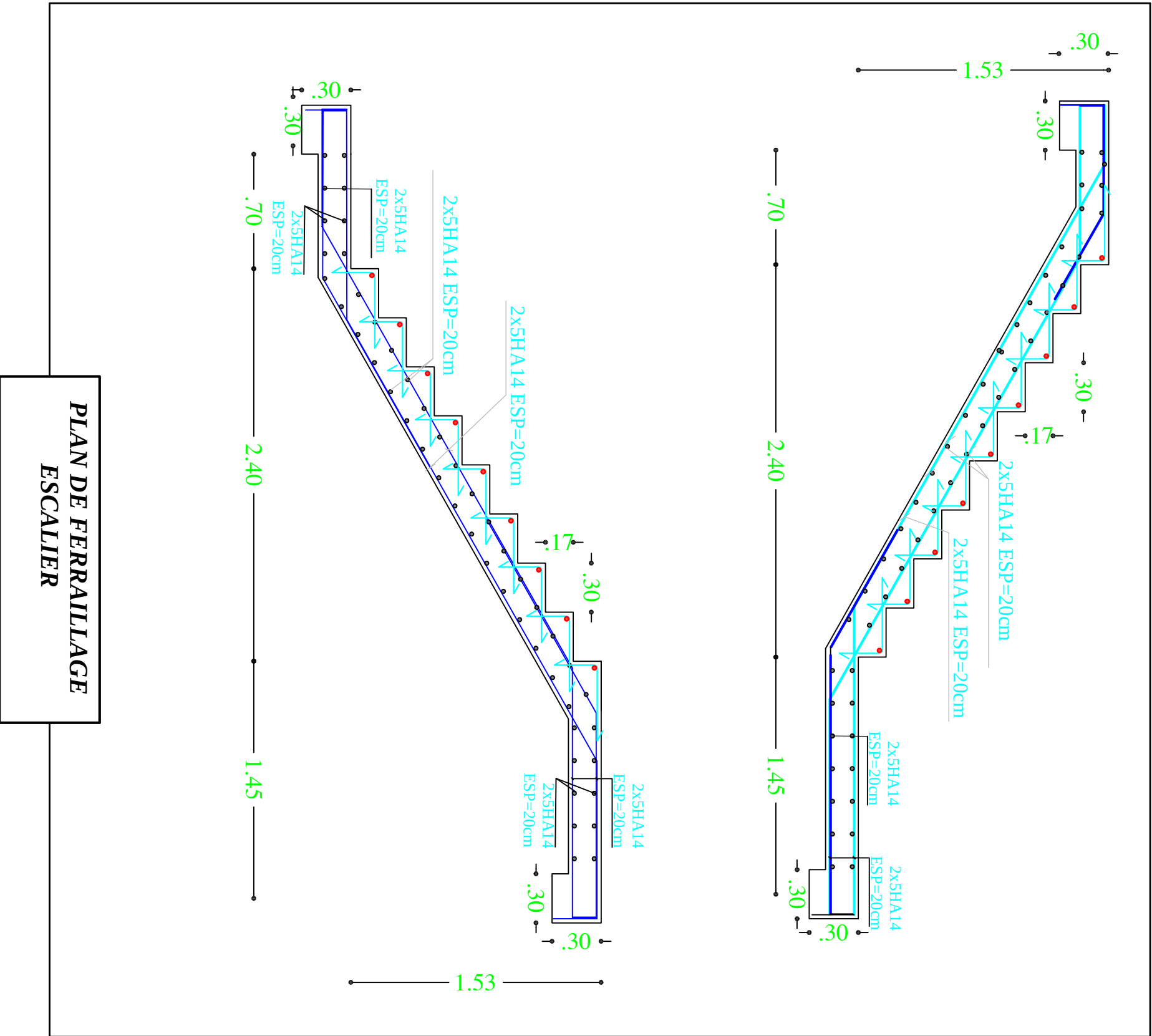
-M^{de} : Larabi Sonia

Titre :

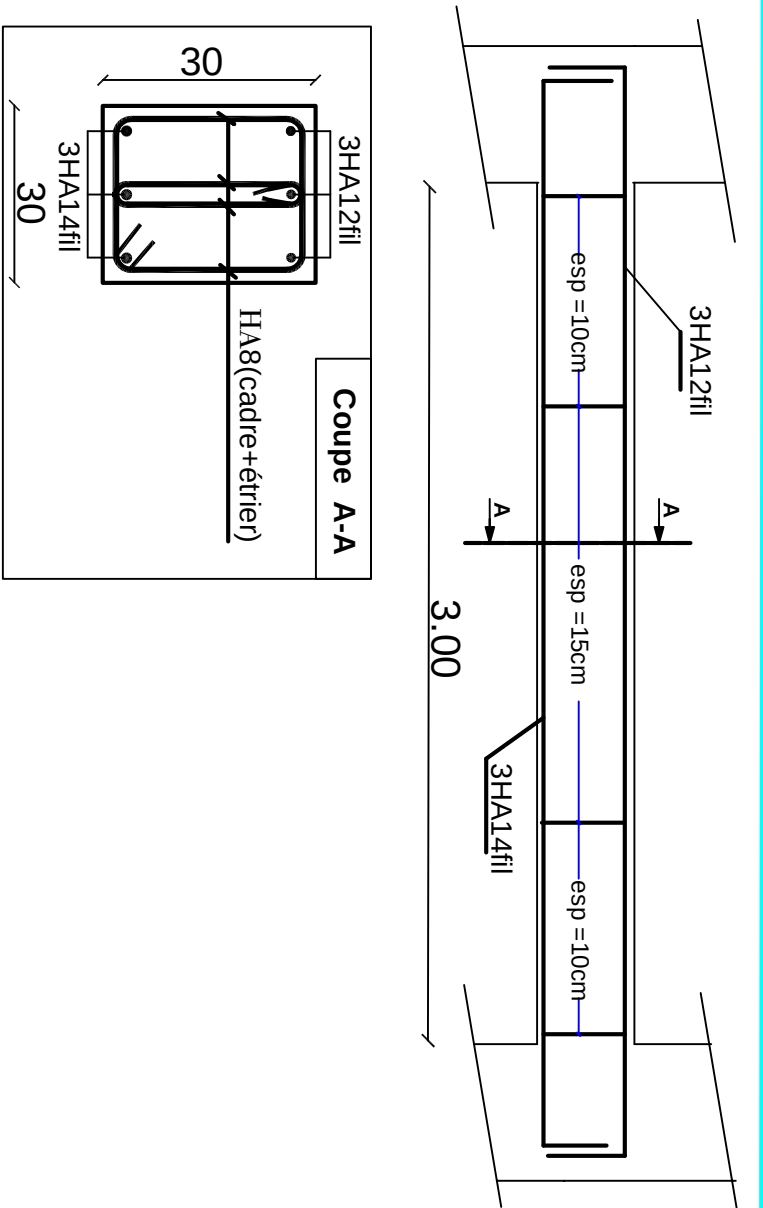
plan de ferrailage
voile plaque

Plan N°:13

Promotion:
2019-2020

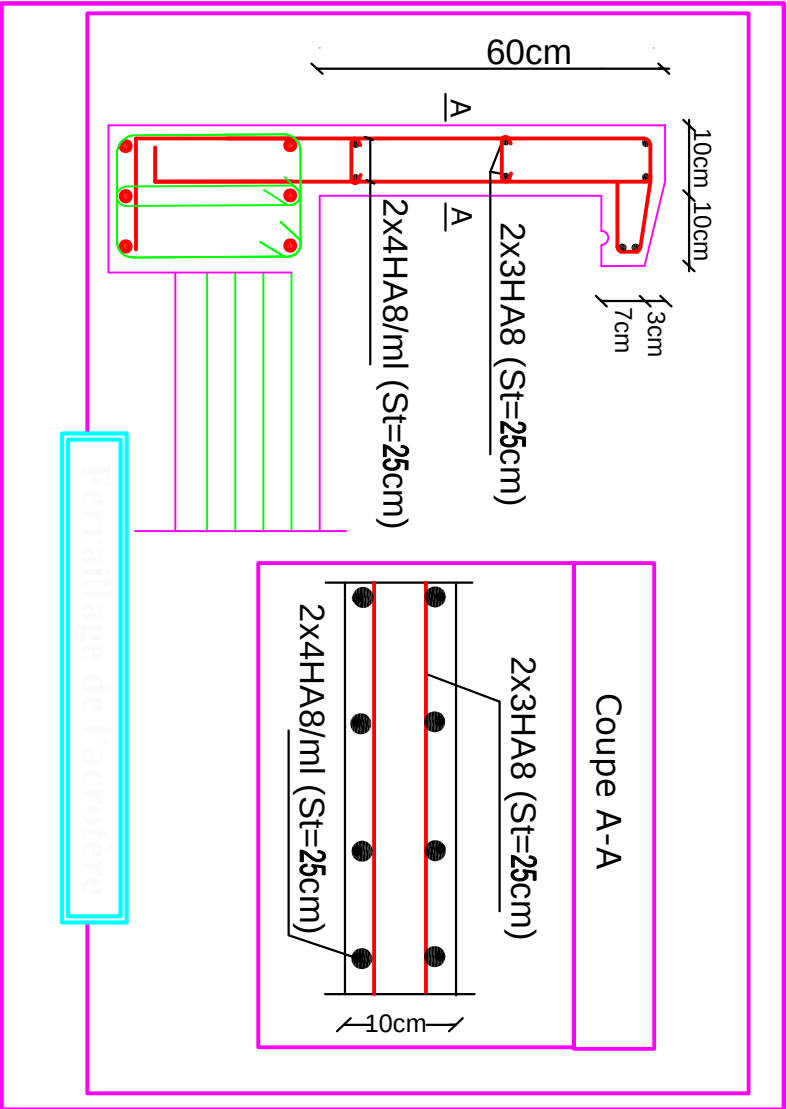
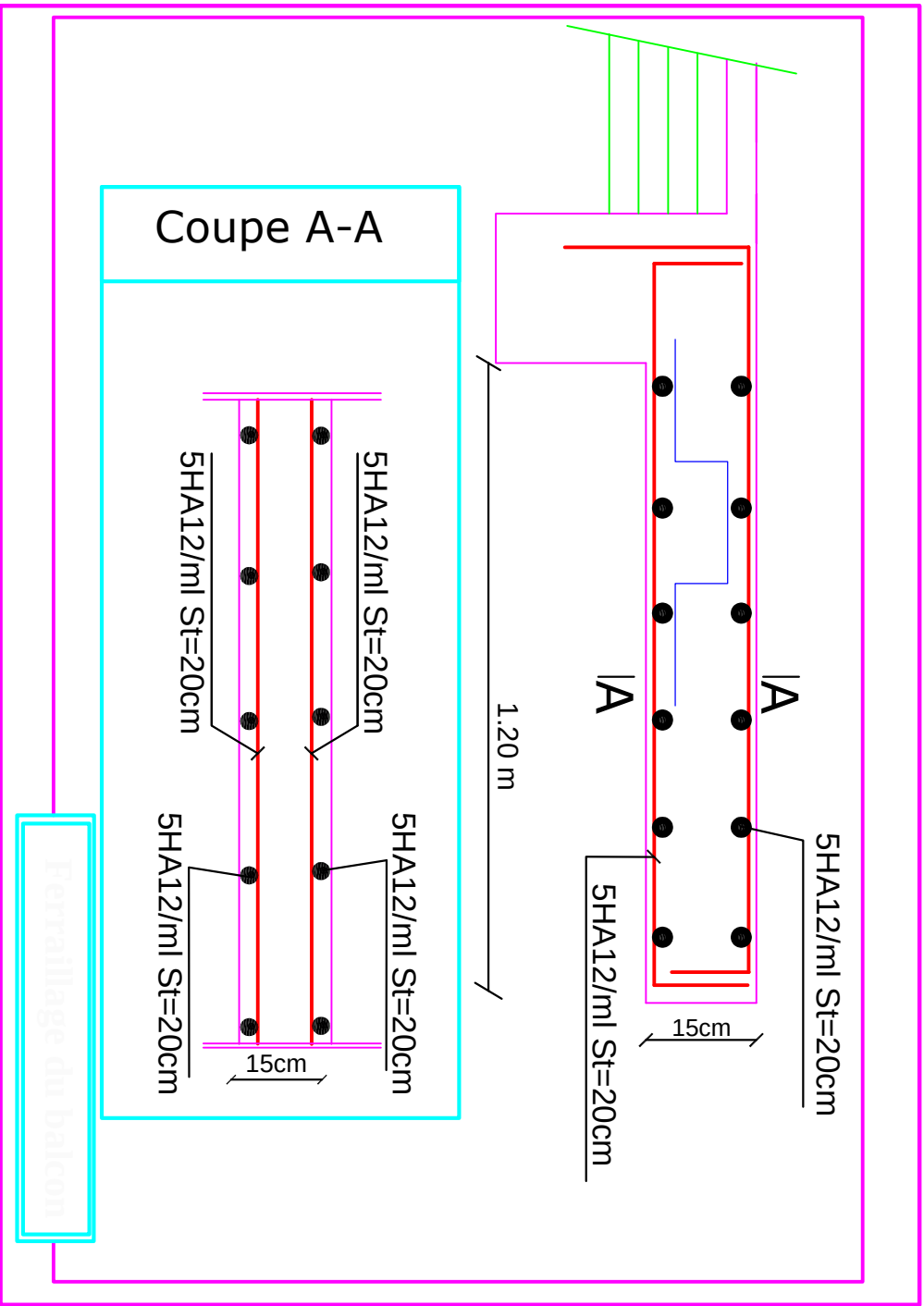
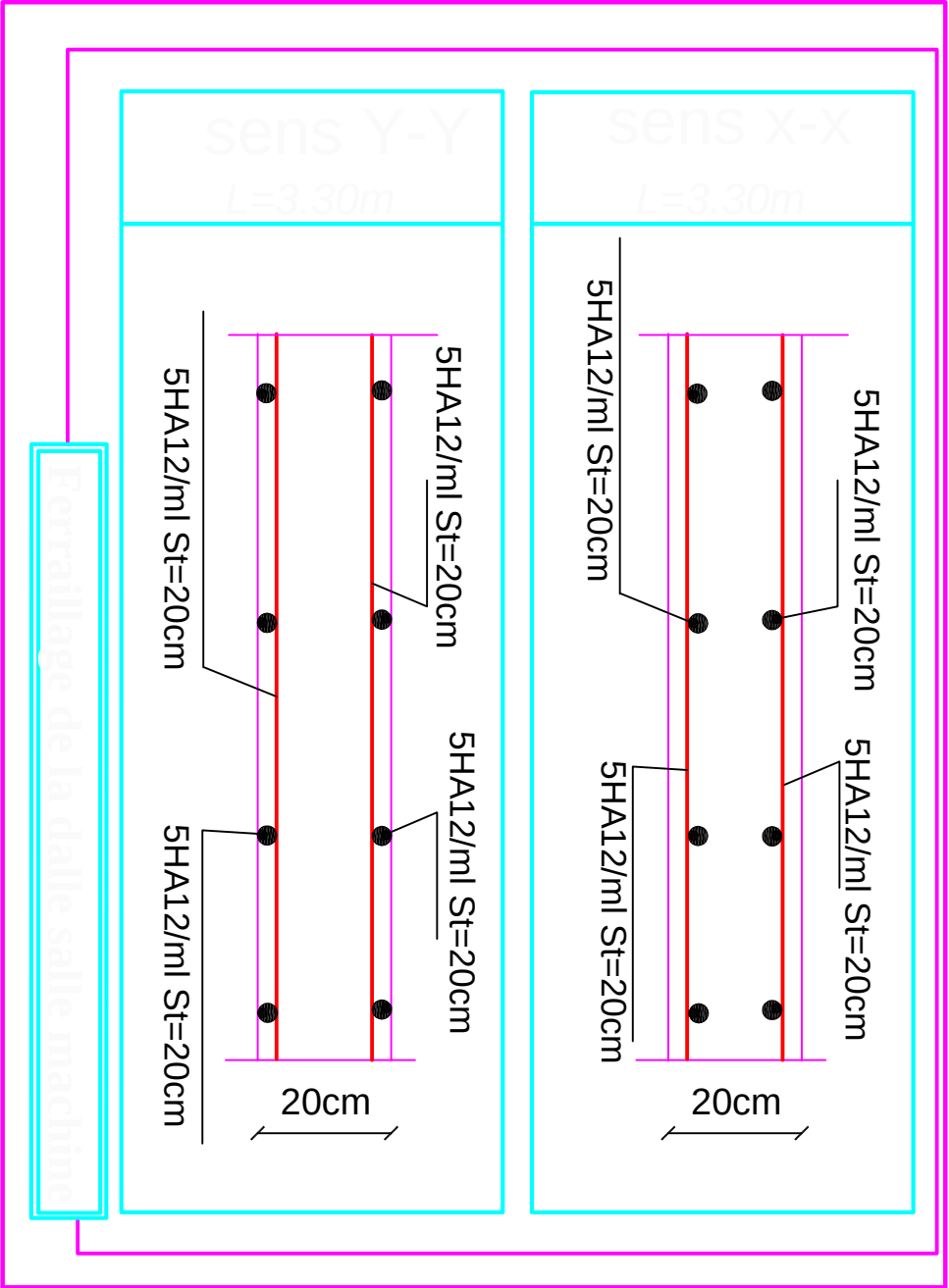
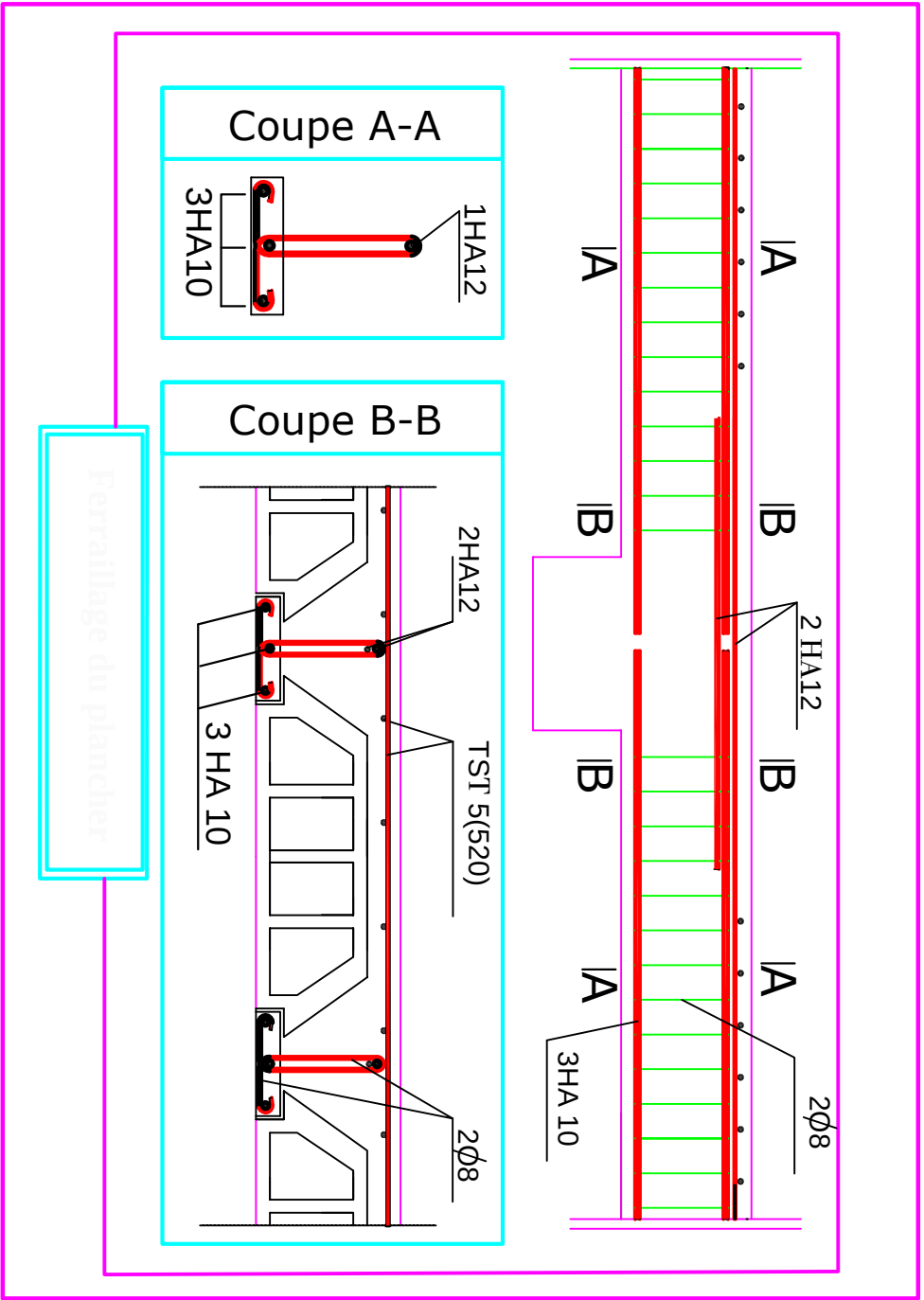


PLAN DE FERRAILLAGE
ESCALIER

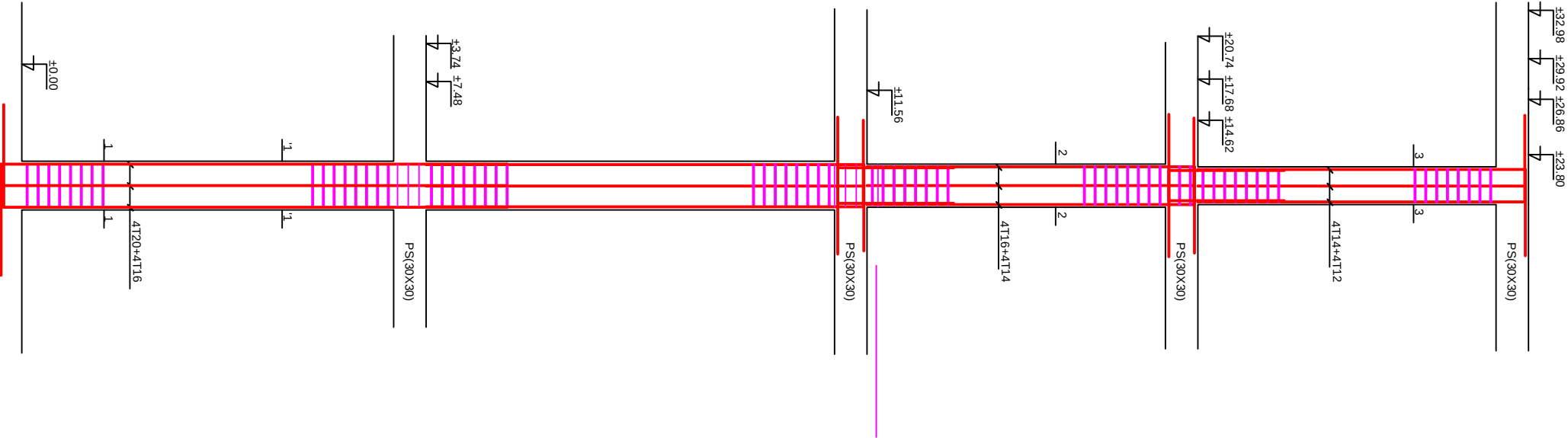


Ferraillage de la poutre palière

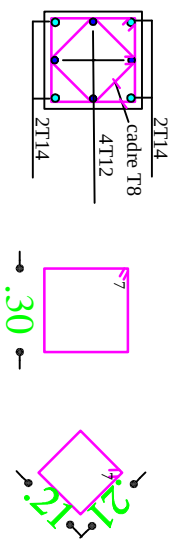
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par :		Ferraillage de la poutre palière
- Otmami kamel		
- Allaoua Ouaid		
Dirigé par :		PLAN DE FERRAILLAGE ESCALIER
-M ^{de} : Larabi Sonia		
		Plan N°:14
		Promotion: 2019-2020



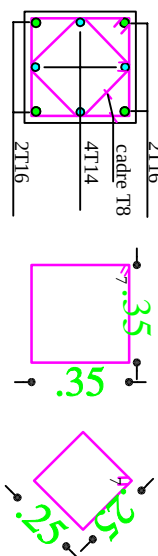
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par :		Titre :
- Otmami kamel		plan de ferraillage
- Allaoua Ouaid		acrotère -poutrelle
Dirigé par :		salle machine- balcon
-M ^{de} : Larabi Sonia		Promotion:
		2019-2020



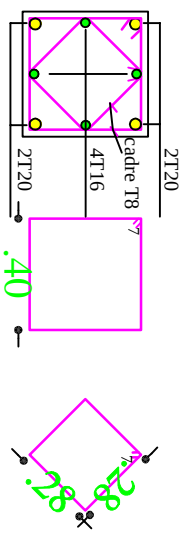
coupe 3-3



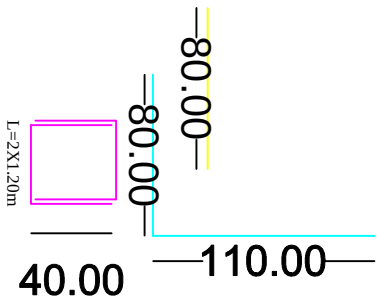
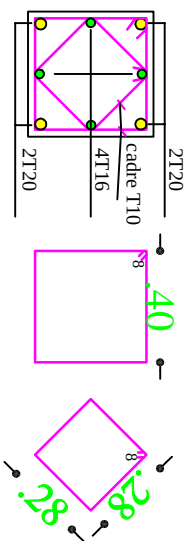
coupe 2-2

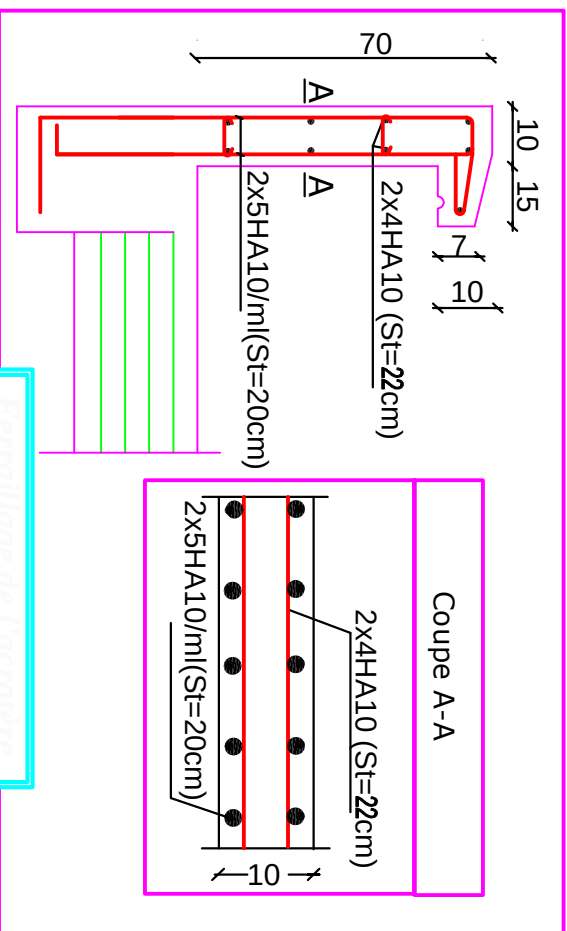


coupe 1-1

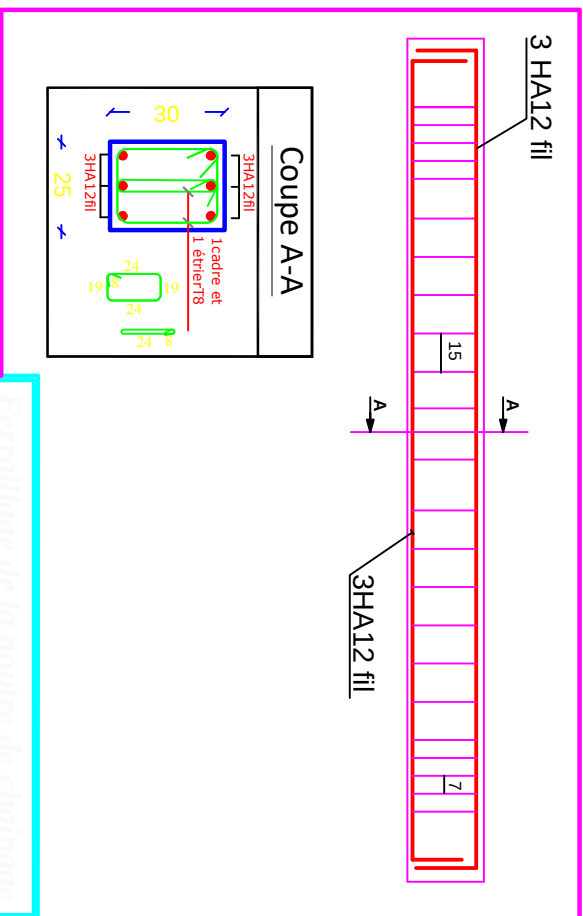


coupe '1-1

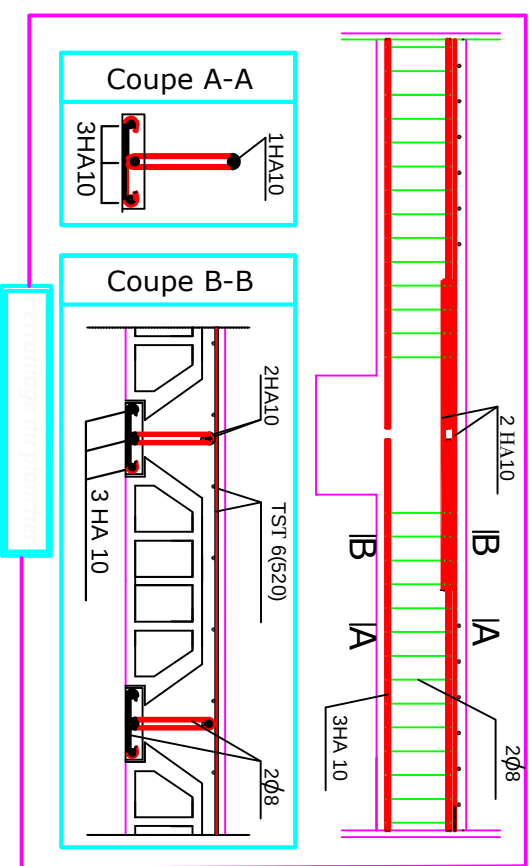




Ferraillage de poutre



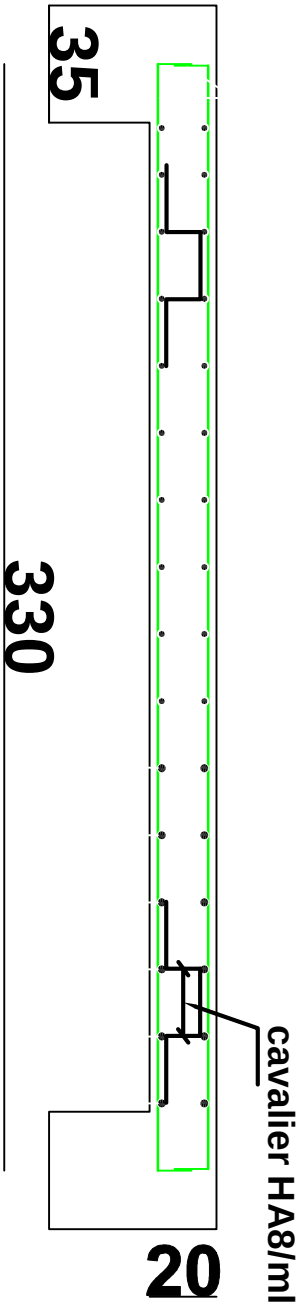
Ferraillage de la poutre de charnière



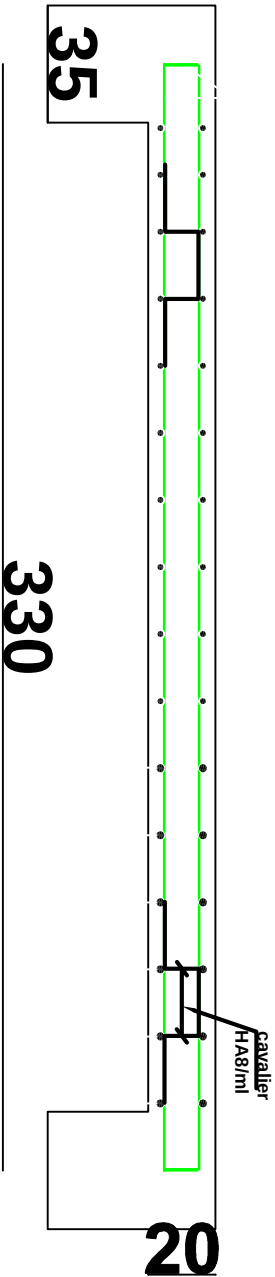
Ferraillage des poteaux

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Étudié par : -M ^r SADOUN Amer -M ^r GHERRAR Korim	Titre : Ferraillage des poteaux Ferraillage des poutres	Plan N°:17 Promotion: 2019-2020
Dirigé par : -M ^{me} LARABI Sonia.		

sens Y-Y



sens X-X



FERRAILLAGE DE LA DALLE
SALLE MACHINE

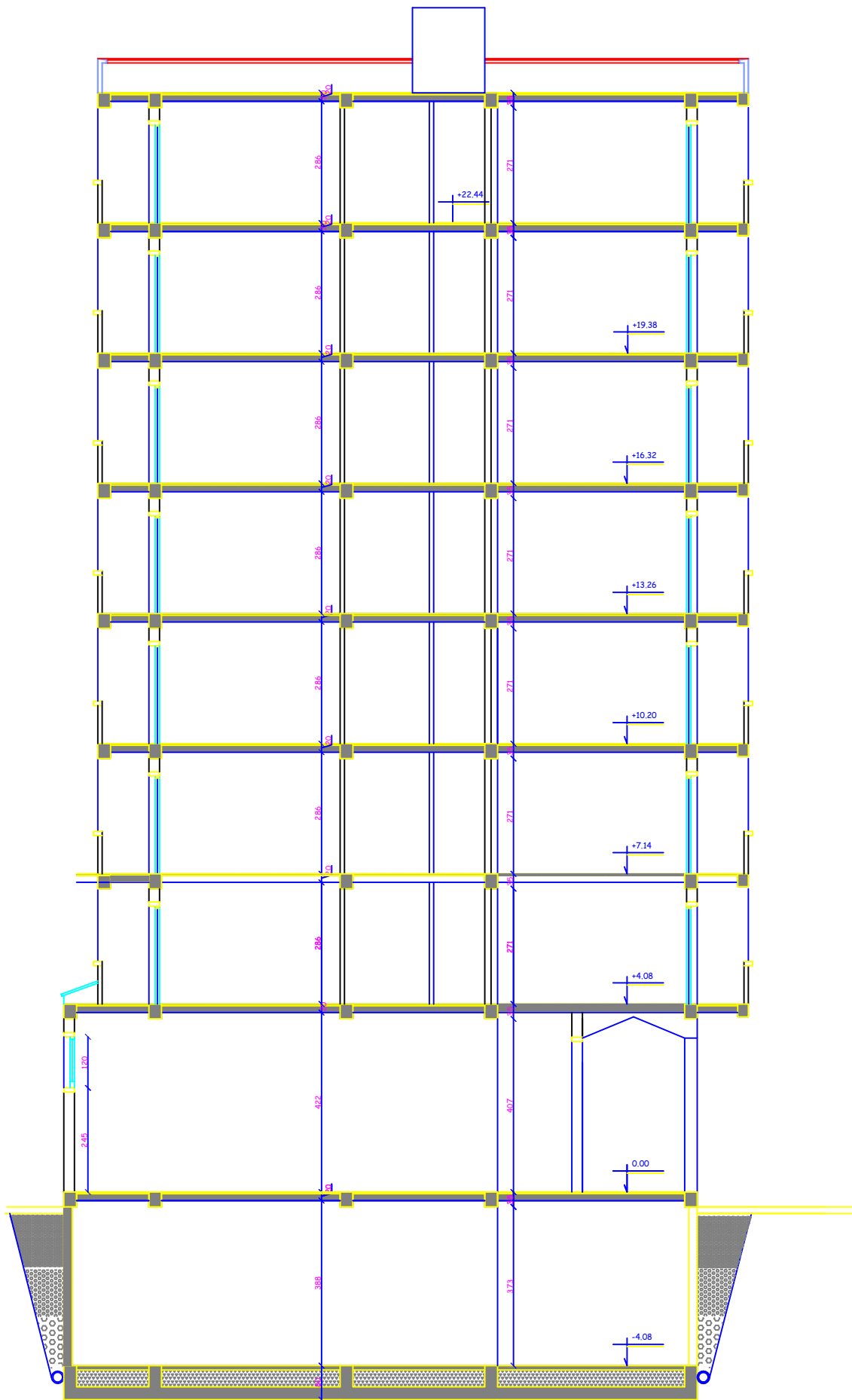
FERRAILLAGE DE BALCON
SALLE MACHINE

20.00
125
15
30

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par :	Titre :	
-M' SADOUN AMER	FERRAILLAGE DE BALCON	
-M' CHERRAR KARIM	FERRAILLAGE DE LA DALLE	
Dirigé par :	Plan N°:09	
-M ^{me} LARABI SONIA.	Promotion: 2019-2020	

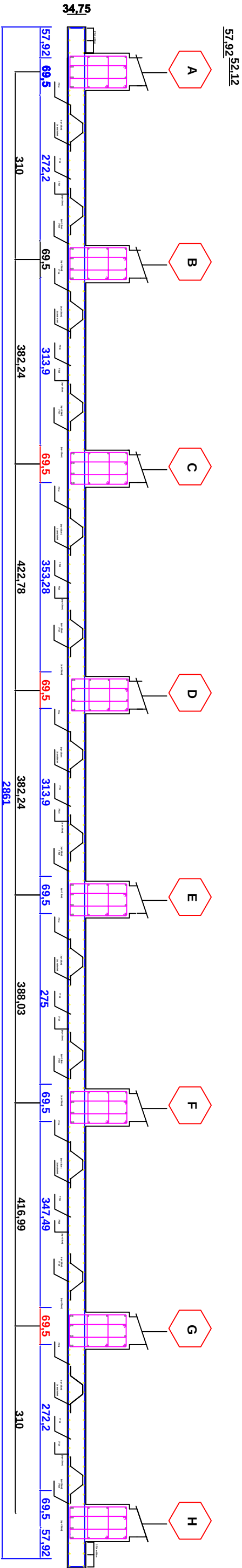
➤ Conclusion générale

Au terme de ce travail, en ayant mené les multiples calculs préconisés, nous avons pu faire le parallèle entre le monde de la théorie et le monde de la pratique , et mieux comprendre le rôle d'un ingénieur lors d'une étude pour un projet de construction qui consiste à rallier entre les deux facteurs : économie et sécurité ; néanmoins ce dernier demeure plus essentiel et primordial , c'est pour cela qu'il faudrait respecter les différentes normes et réglementations parasismiques afin de garantir la sécurité nécessaire.

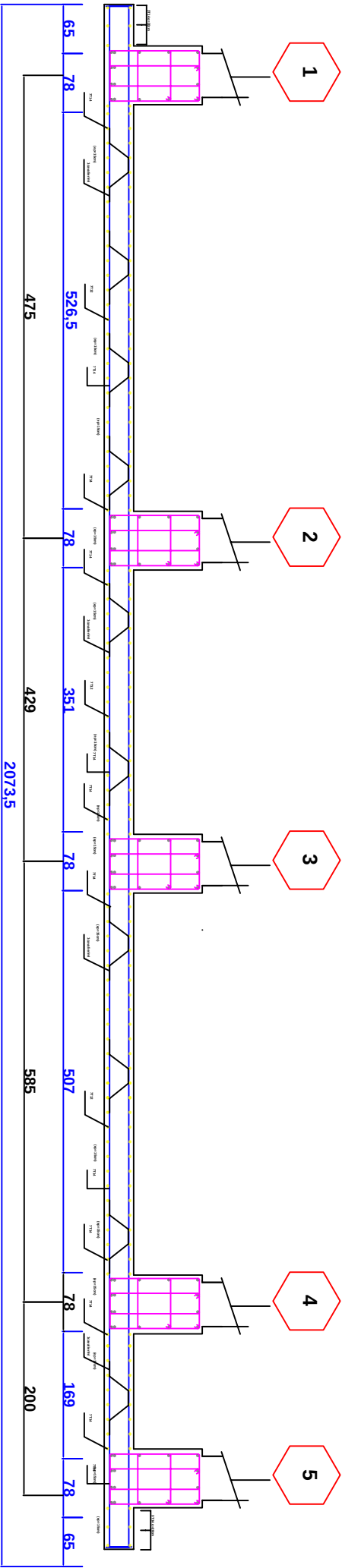


blocs -C3-C4

COUPE -AA-



Sens X-X



Sens Y-Y

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^r SADOUN AMER
-M^r CHERRAR KARIM

Titre :

PERRAILLAGE DE LA DAUILLÉ DU

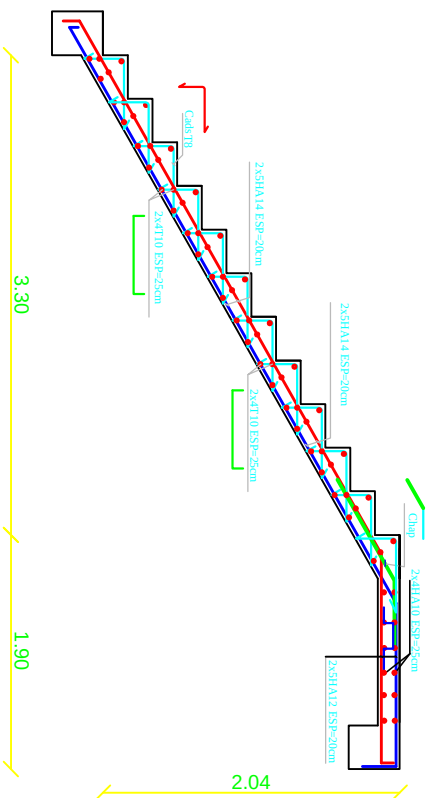
RADIÉ

Dirigé par :

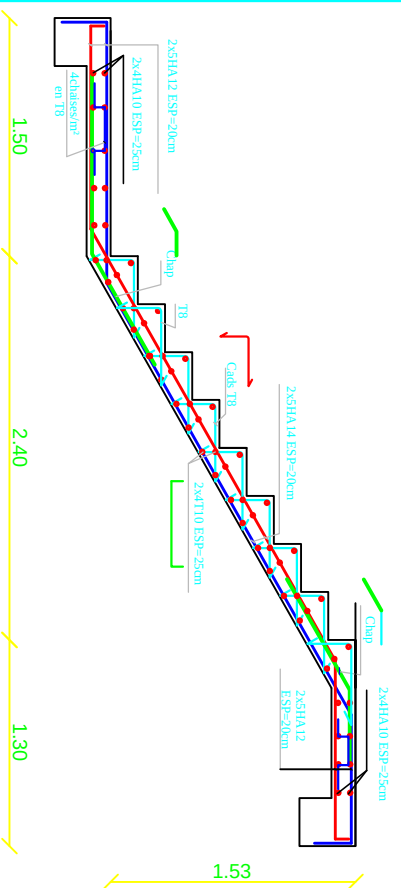
-M^{me} LARABI SONIA.

Plan N°:09

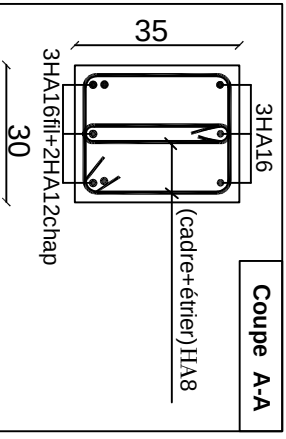
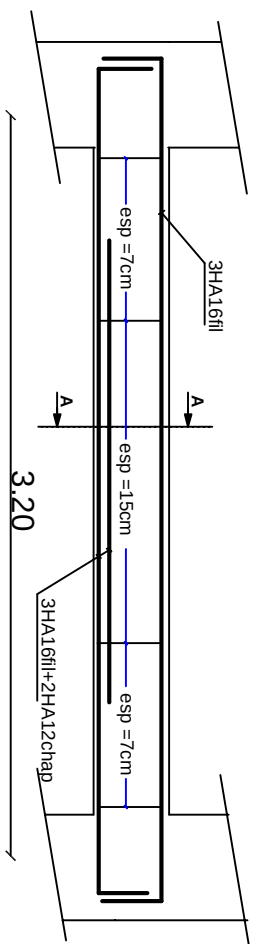
Promotion:
2019-2020



Ferraillage de l'escalier
(RDC) H=4.08

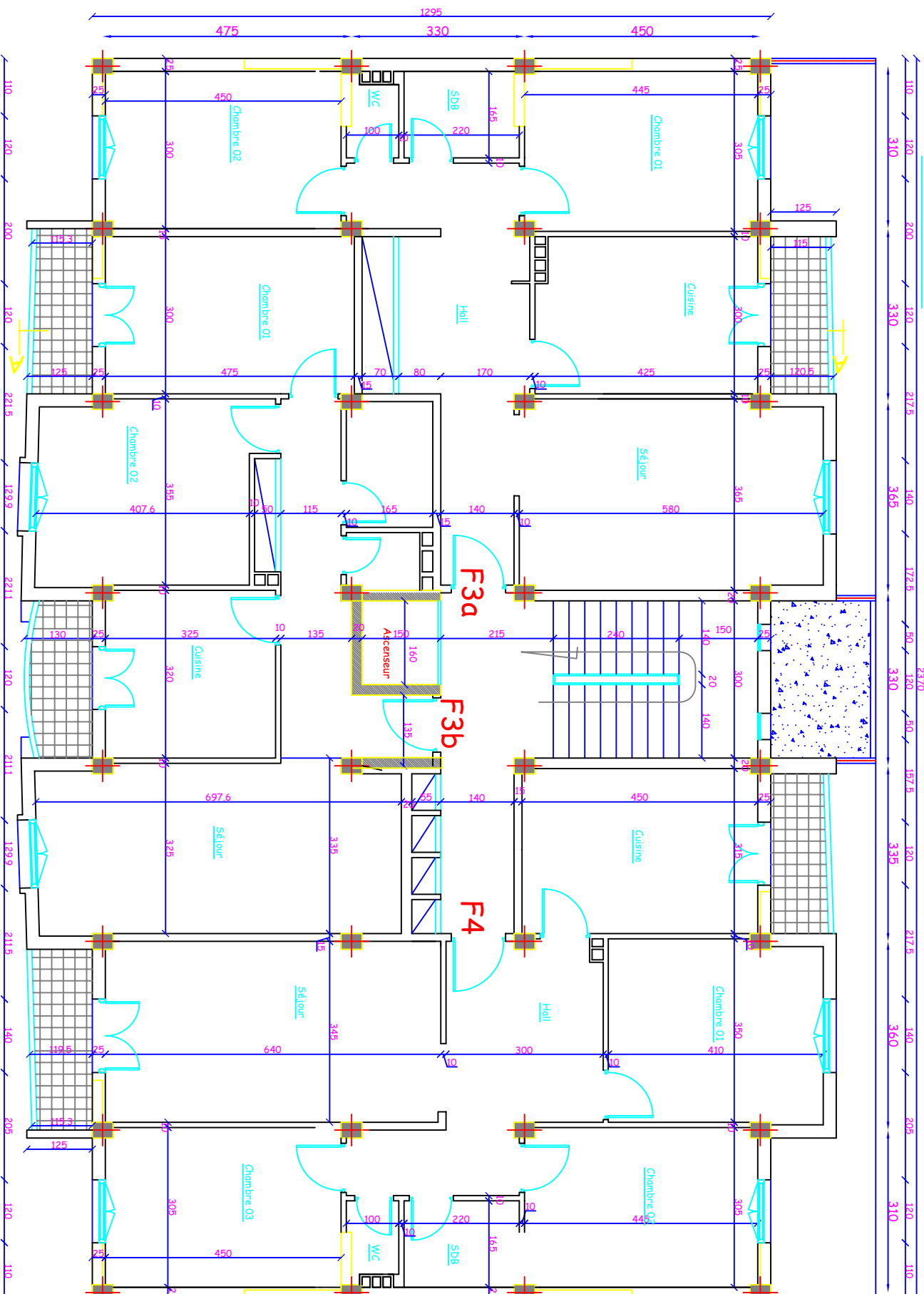


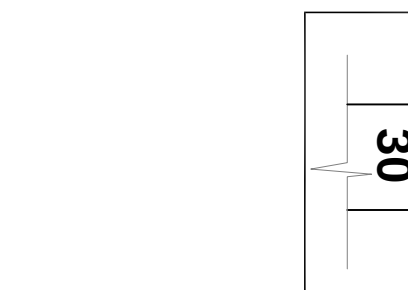
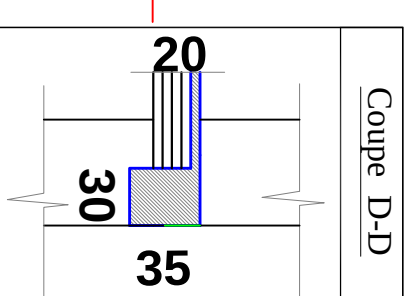
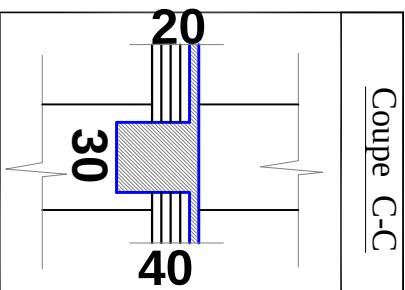
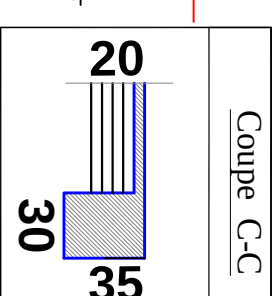
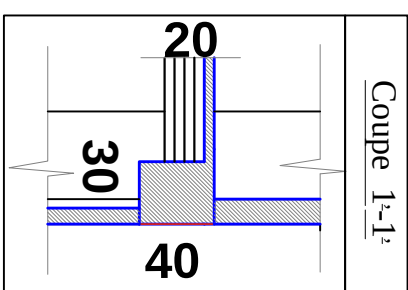
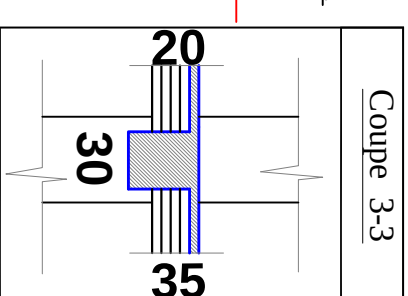
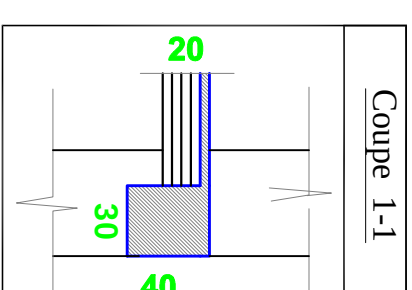
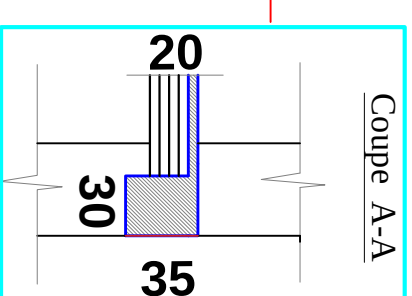
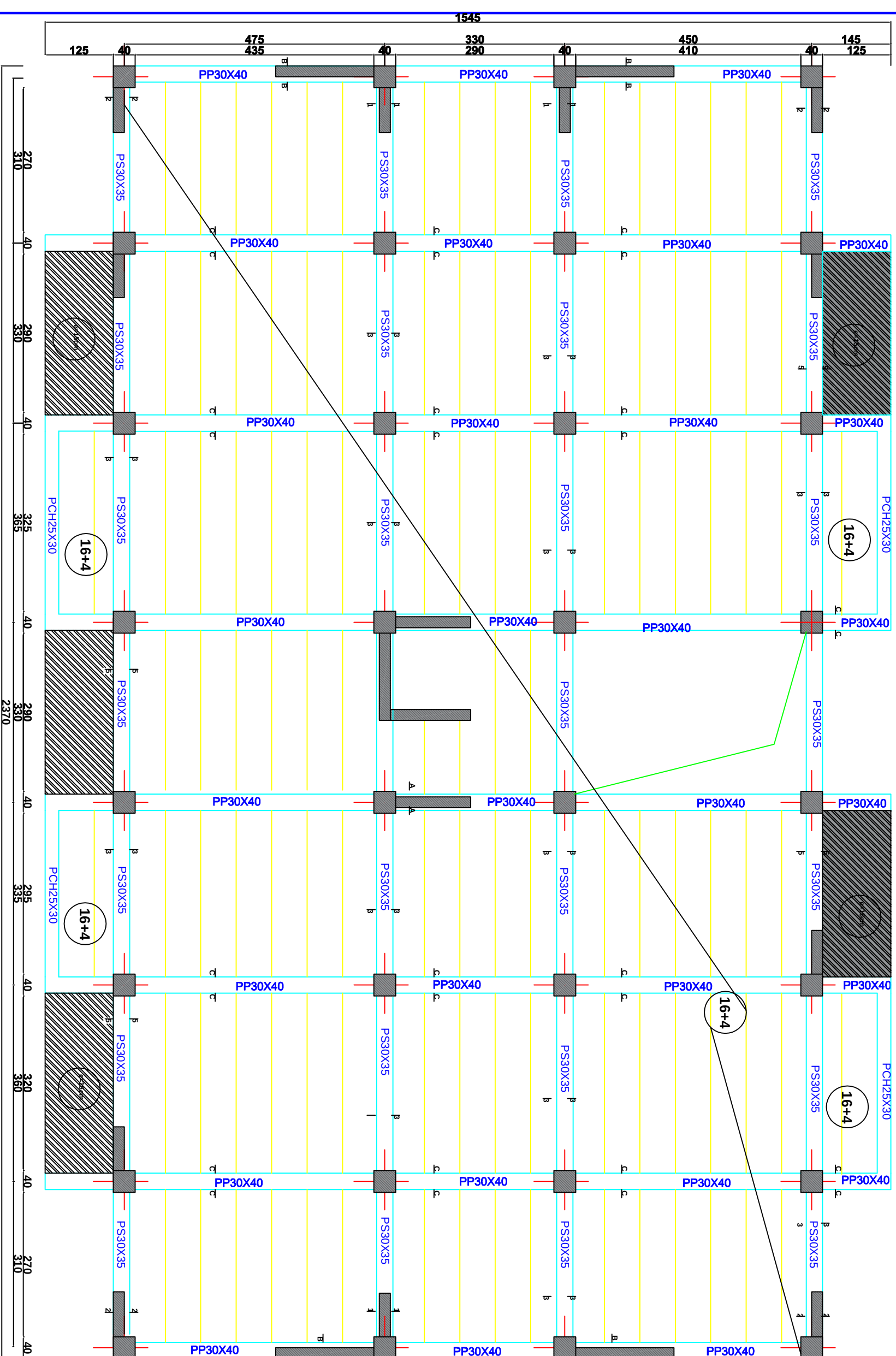
Ferraillage de l'escalier
(étage courant)



Ferraillage de la poutre palier

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : -M SADOUN AMER -M GHERRAR KARIM	Titre : Ferraillage de l'escalier (RDC, H=4.08) Ferraillage de l'escalier courant Ferraillage de la poutre palier	Plan N°:16
Dirigé par : -M ^{me} LARABI SONIA.	Promotion: 2019-2020	





UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^r SADOUN AMER

-M' GHERRAR KARIM

Dirigé par :

-M^{imé} LARABI SONIA.

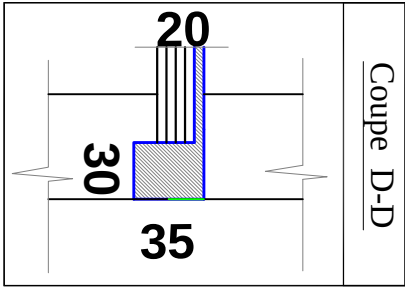
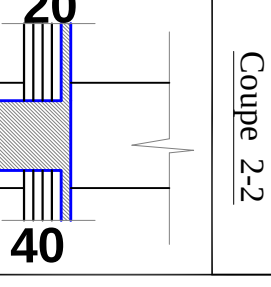
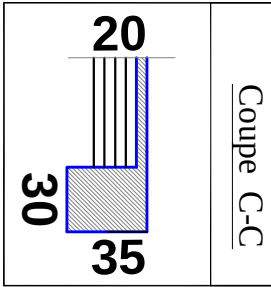
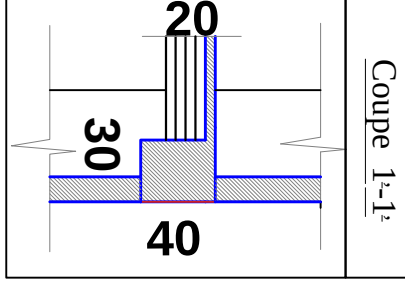
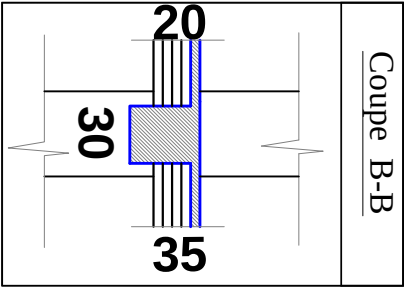
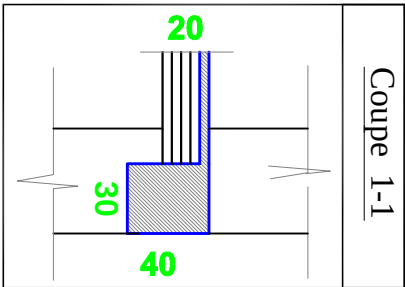
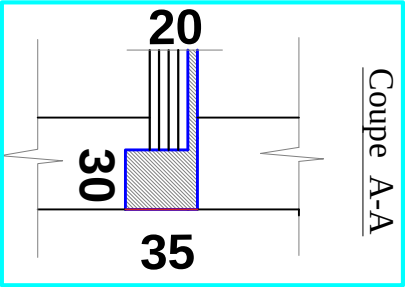
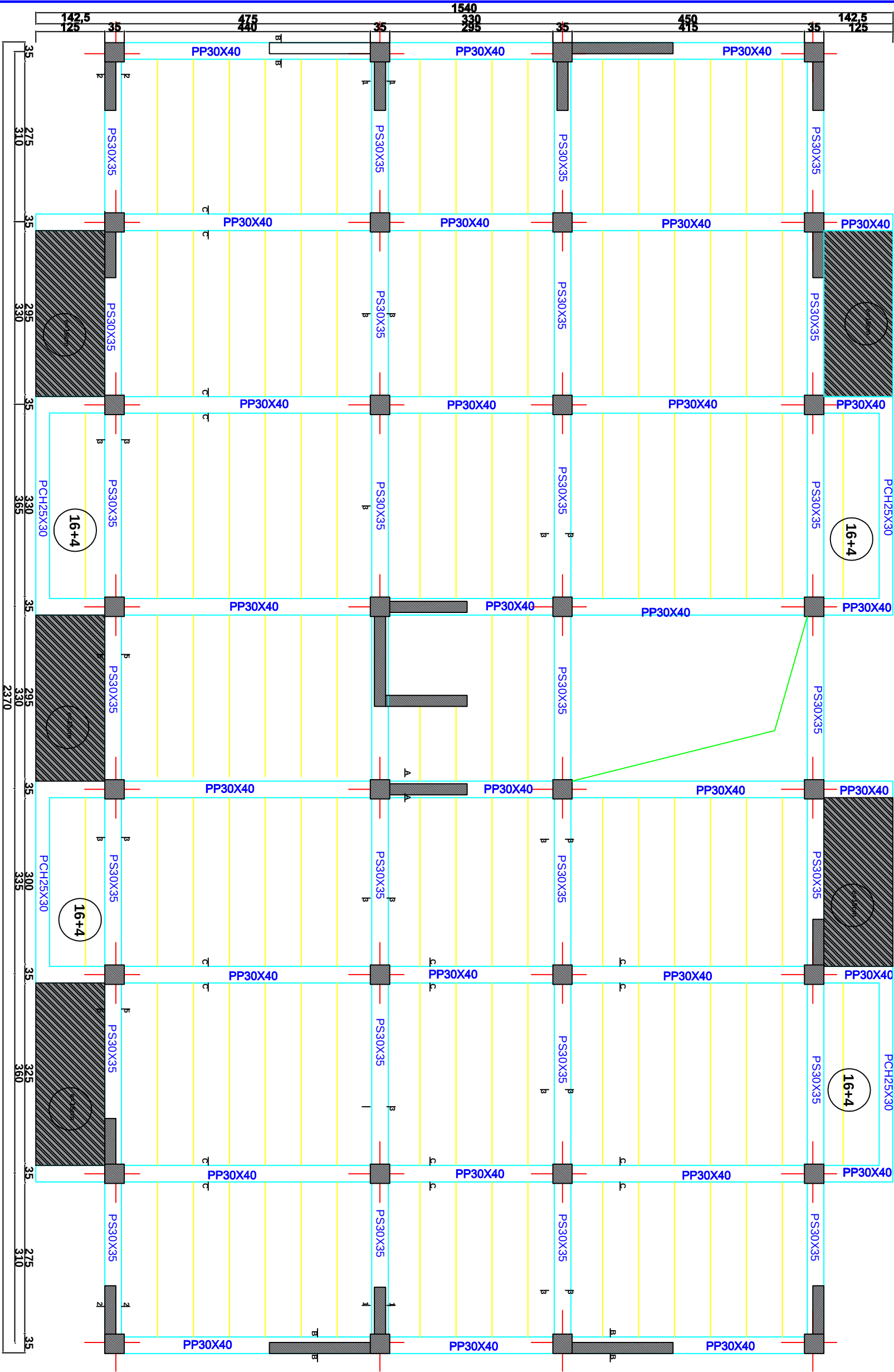
Titre :

PLAN DE COFFRAGE ET2/4

Plan N°:04

Promotion:

2019-2020



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M' SADOUN AMER
-M' CHERRAR KARIM

Dirigé par :

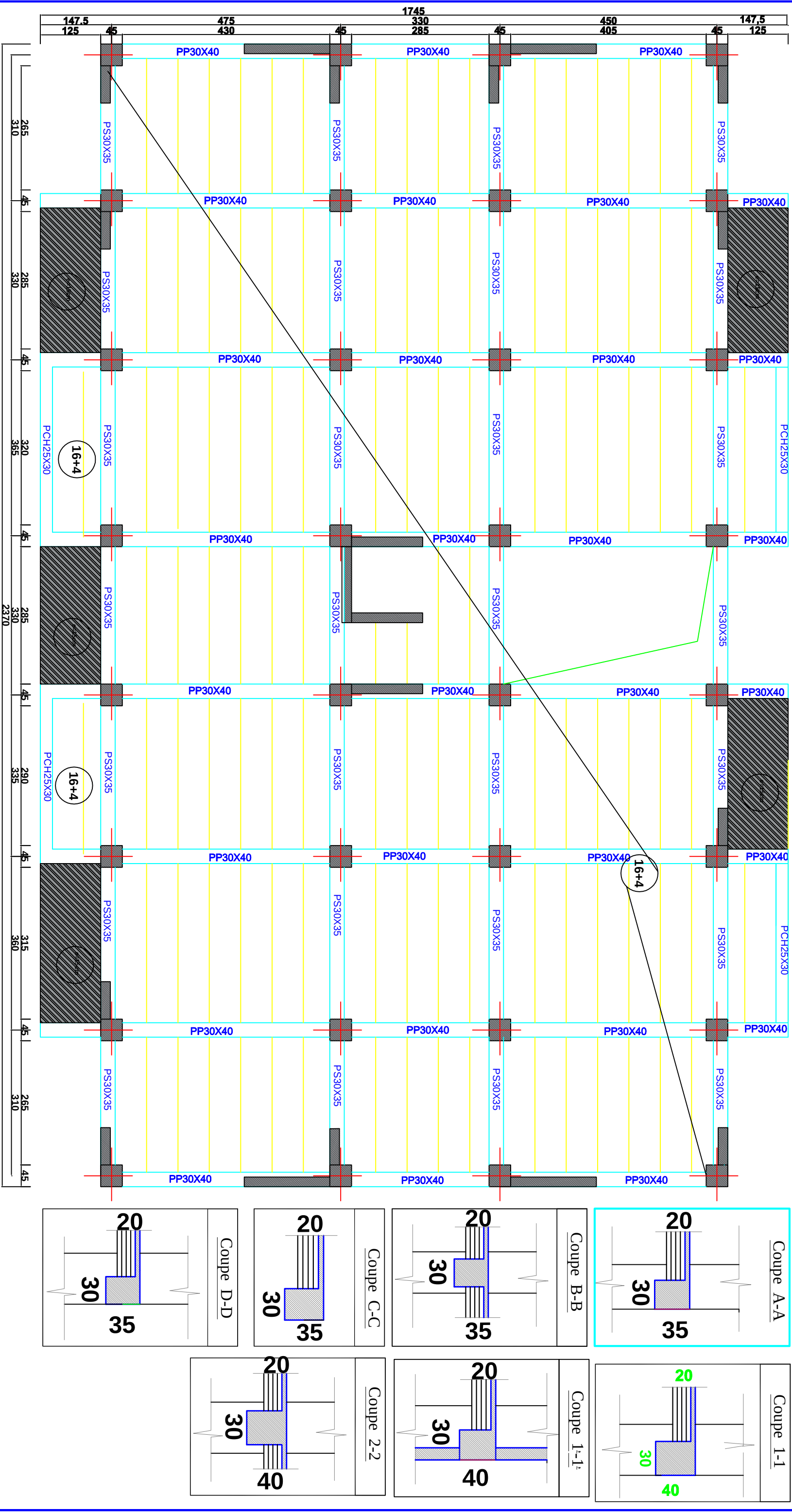
-M^{me} LARABI SONIA.

Titre :

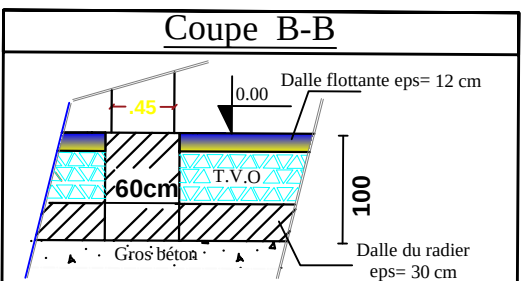
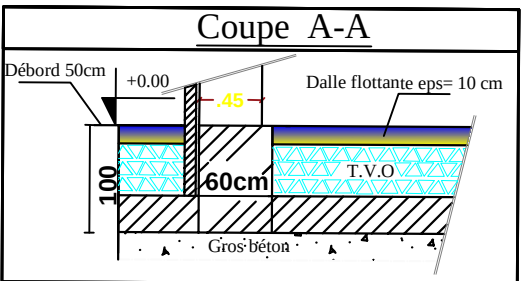
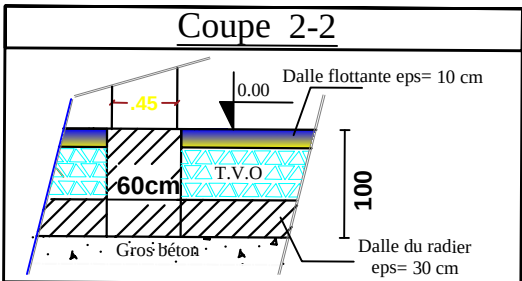
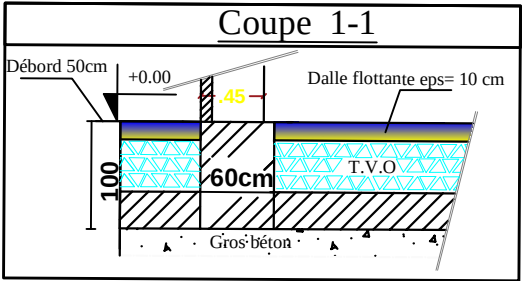
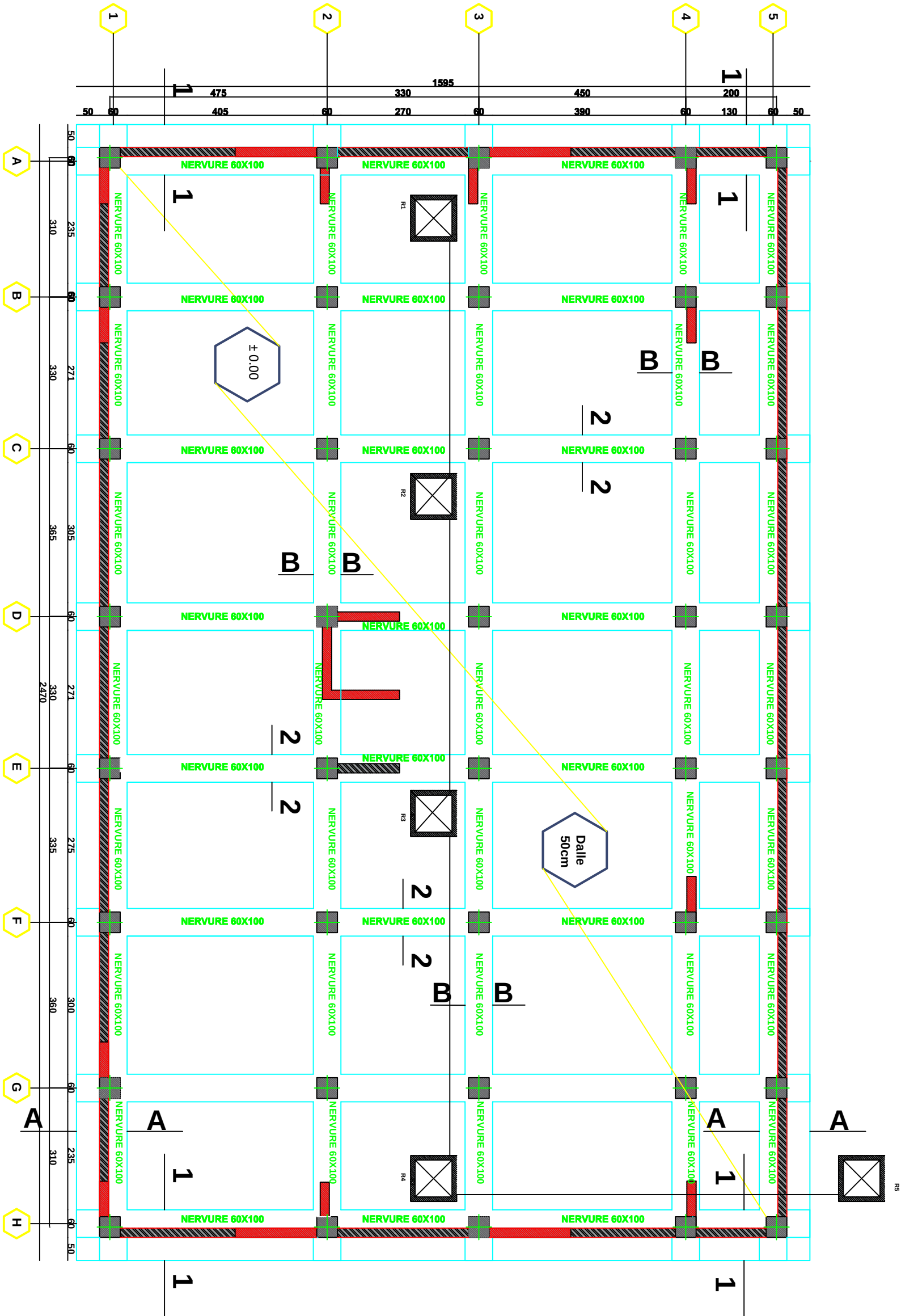
-PLAN DE COFFRAGE ET

Plan N°:05

Promotion:
2019-2020



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<u>Etudié par :</u>	<u>Titre :</u>	<u>Plan N°:03</u>
-M' SADOUN AMER -M' GHERRAR KARIM		
<u>Dirigé par :</u>	-PLAN DE COFFRAGE ETI	<u>Promotion:</u> 2019-2020
-M' LARABI SONIA.		



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^r SADOUN AMER

-M^r CHERRAR KARIM

Dirigé par :

-M^{me} LARABI SONIA.

Titre :

-PLAN DE COFFRAGE FONDATION

Plan N°:09

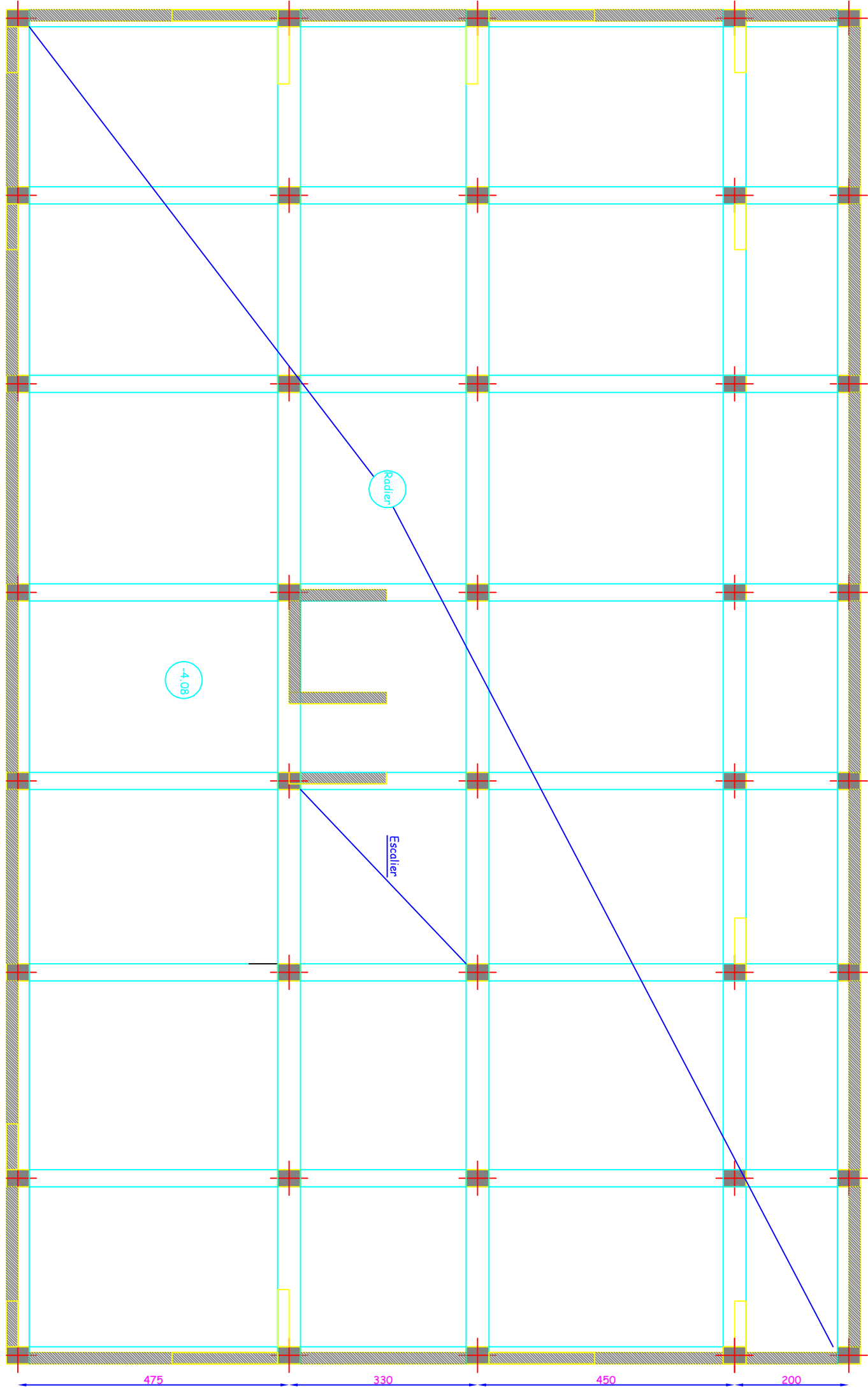
Promotion:

2019-2020

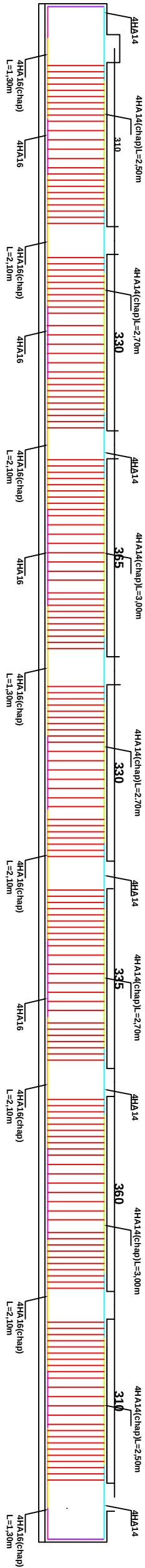
FONDATIONS

Nervure 40 x 80
Epaisseur radier 30 cm
Assainissement sous plancher ±0.00

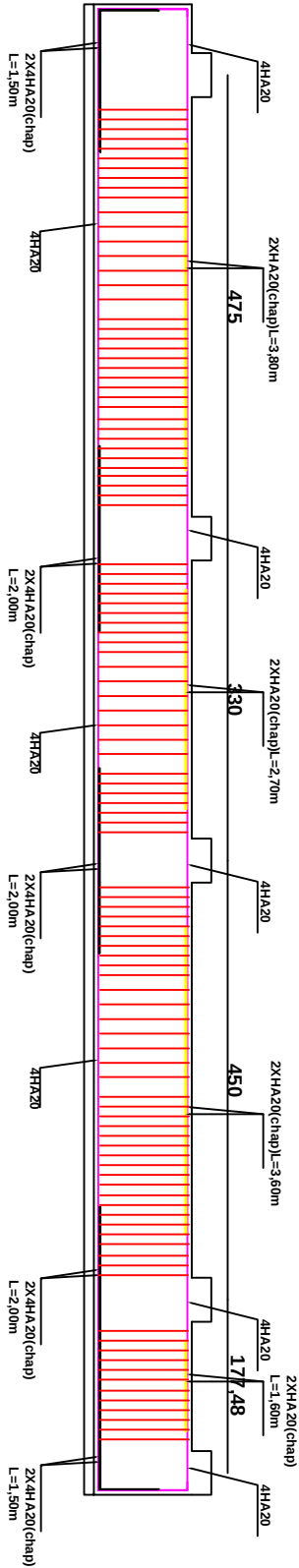
bloc -C3-



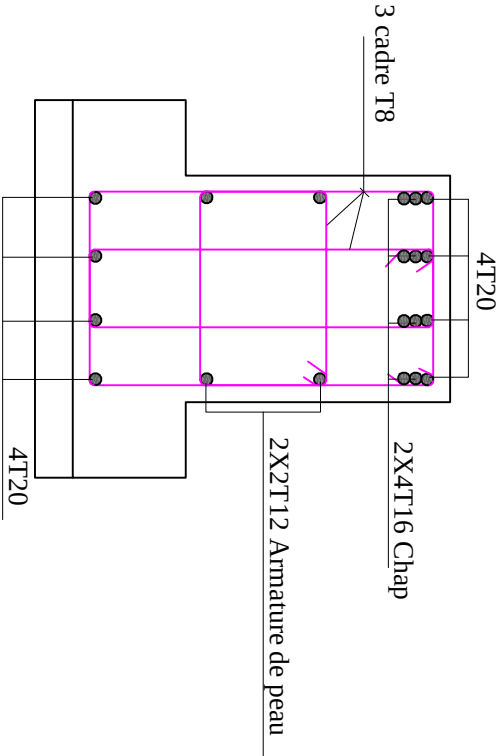
SENS X-X



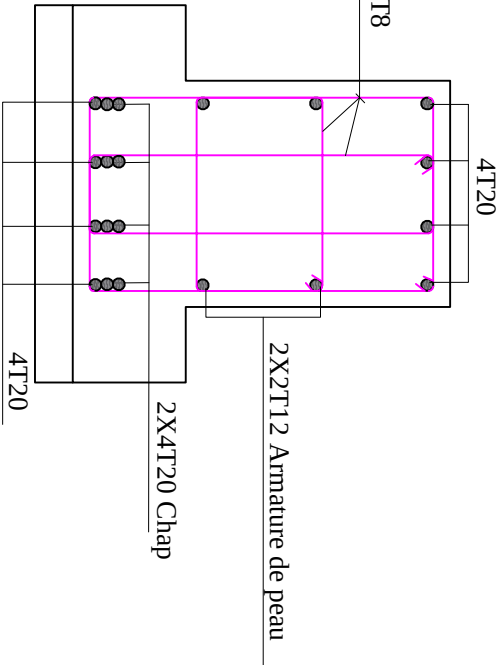
SENS Y-Y



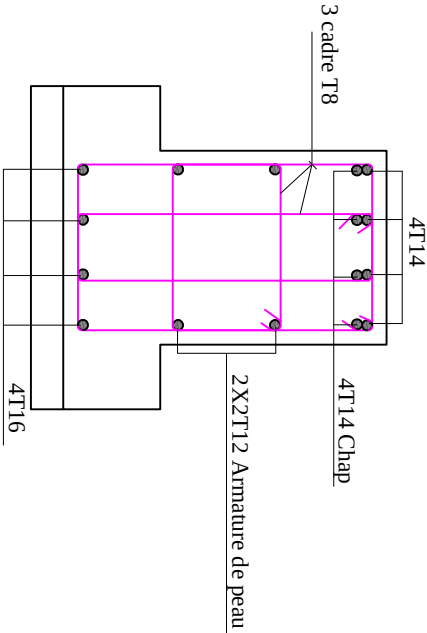
en travée



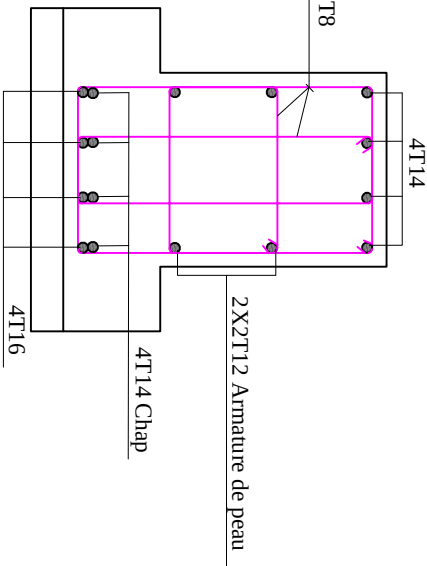
aux appuis



en travée



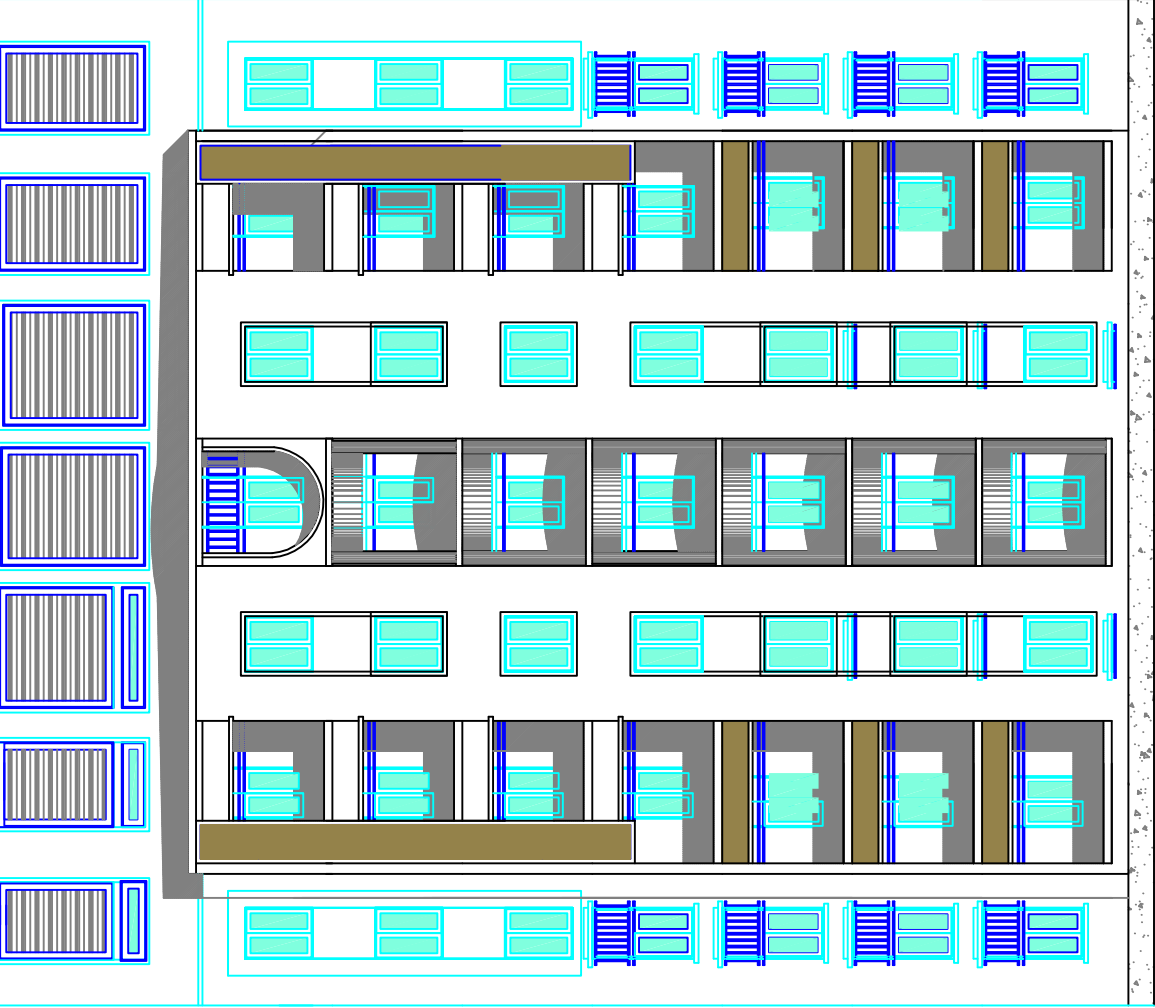
aux appuis



sens X-X

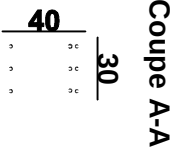
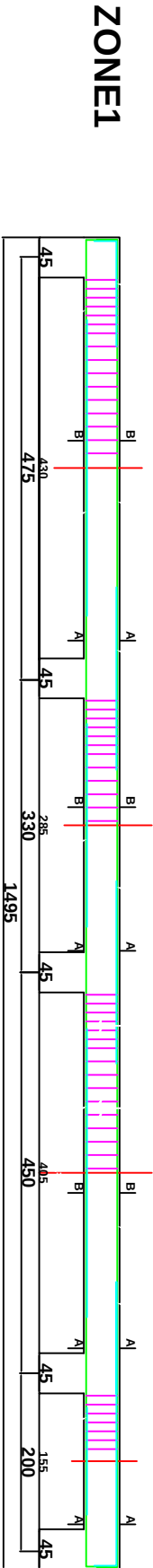
sens Y-Y

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par :	Titre :	
-M' SADOUN AMER	FERRAILLAGE DE	
-M' GERRAR KARIM	LA NERVURE	
Dirigé par :	Plan N°:09	
-M ^{me} LARABI SONIA.	Promotion: 2019-2020	

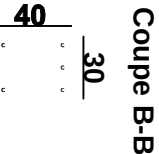
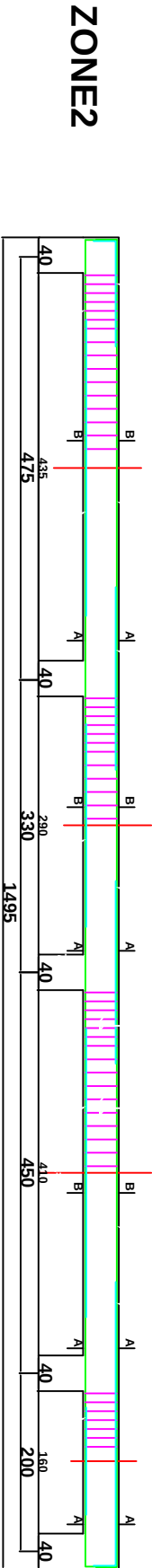


blocs -C3-C4

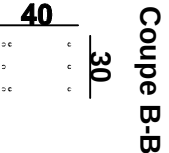
FACADE PRINCIPALE



étrier cadre

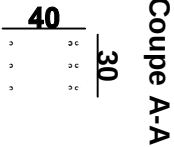
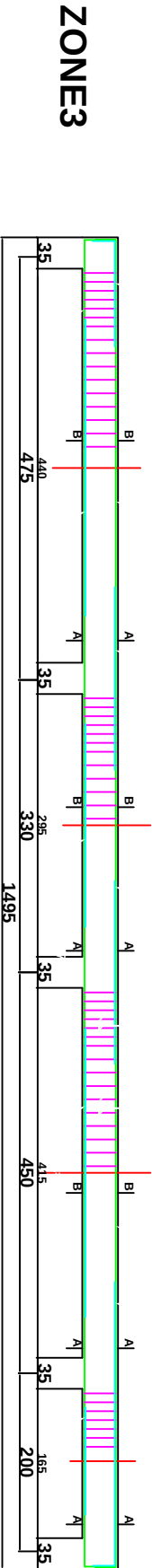


l=134cm

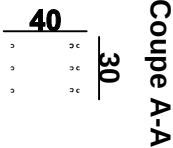


l=134cm

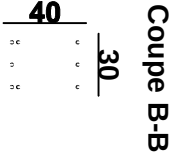
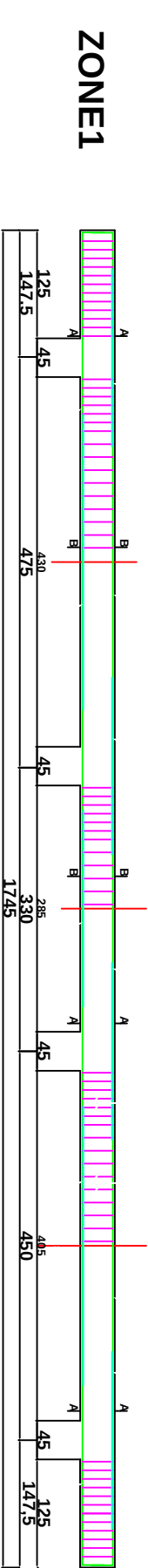
étrier cadre



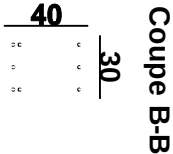
étrier cadre



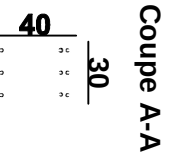
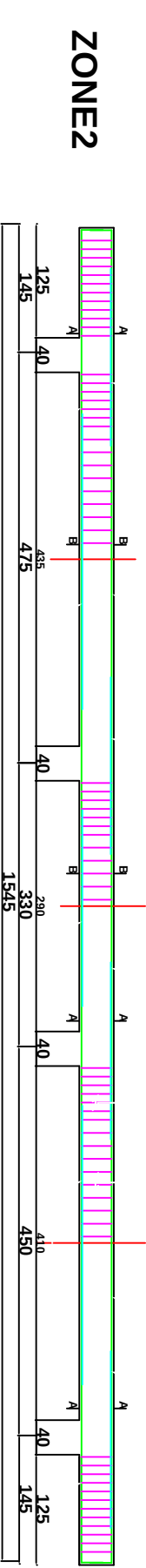
étrier cadre



l=134cm



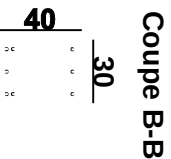
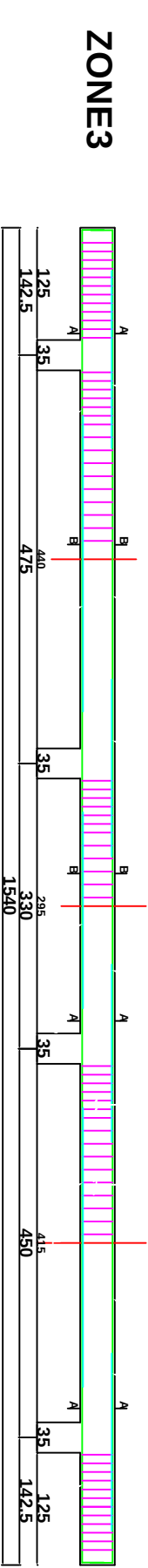
l=134cm



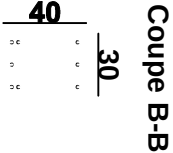
étrier cadre



étrier cadre



l=134cm



l=134cm

Etudié par :

-M' SADOUN AMER
-M' CHERRAR KARIM

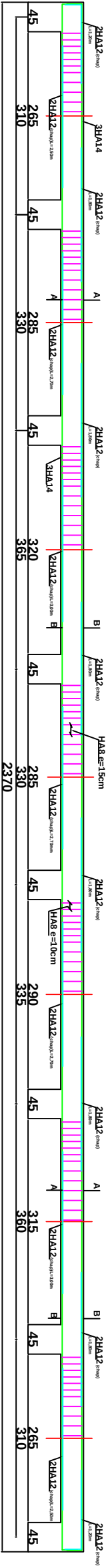
Titre :

Dirigé par :

-M^{me} LARABI SONIA.

Plan N°:09

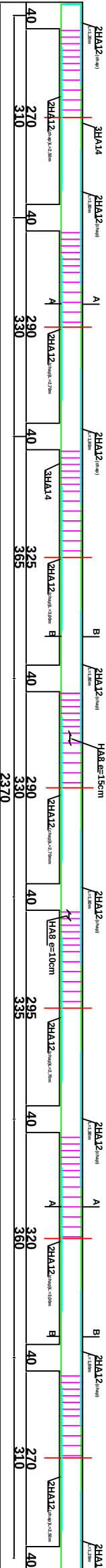
Promotion:
2019-2020



Coupe A-A



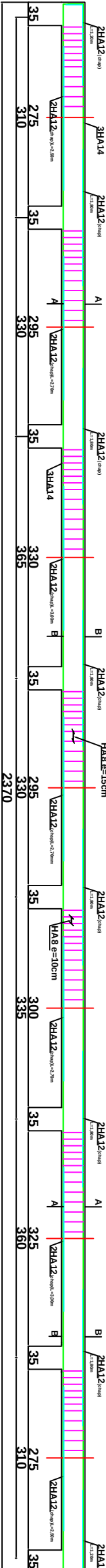
Coupe B-B



Coupe A-A



Coupe B-B



Coupe A-A



Coupe B-B



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M' SADOUN AMER
-M' CHERRAR KARIM

Titre :

FERRAILLAGE DES
POUTRES SECONDAIRES

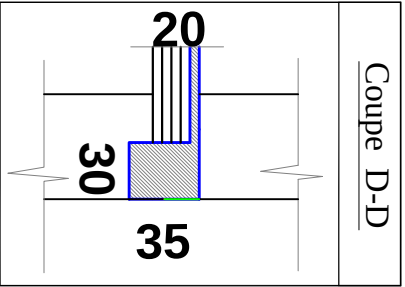
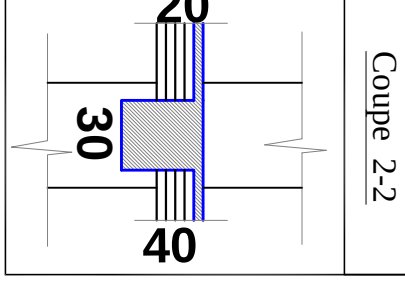
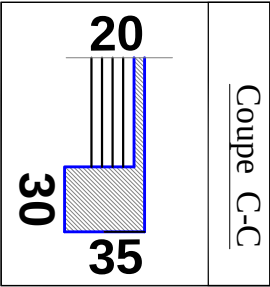
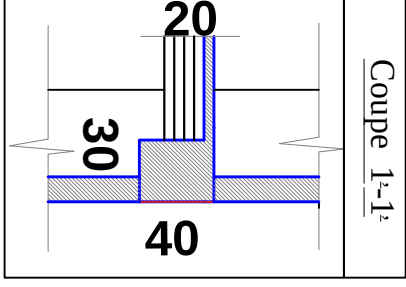
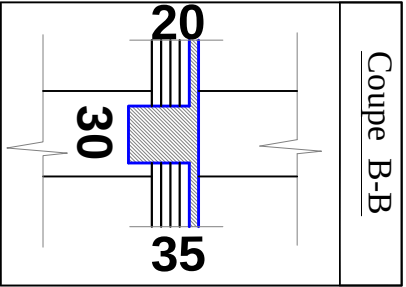
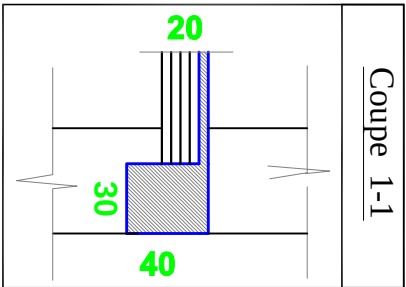
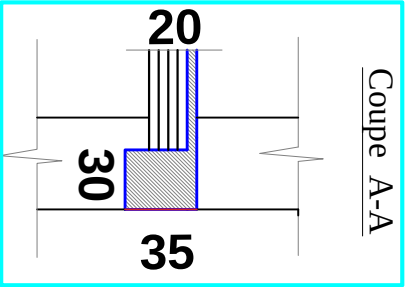
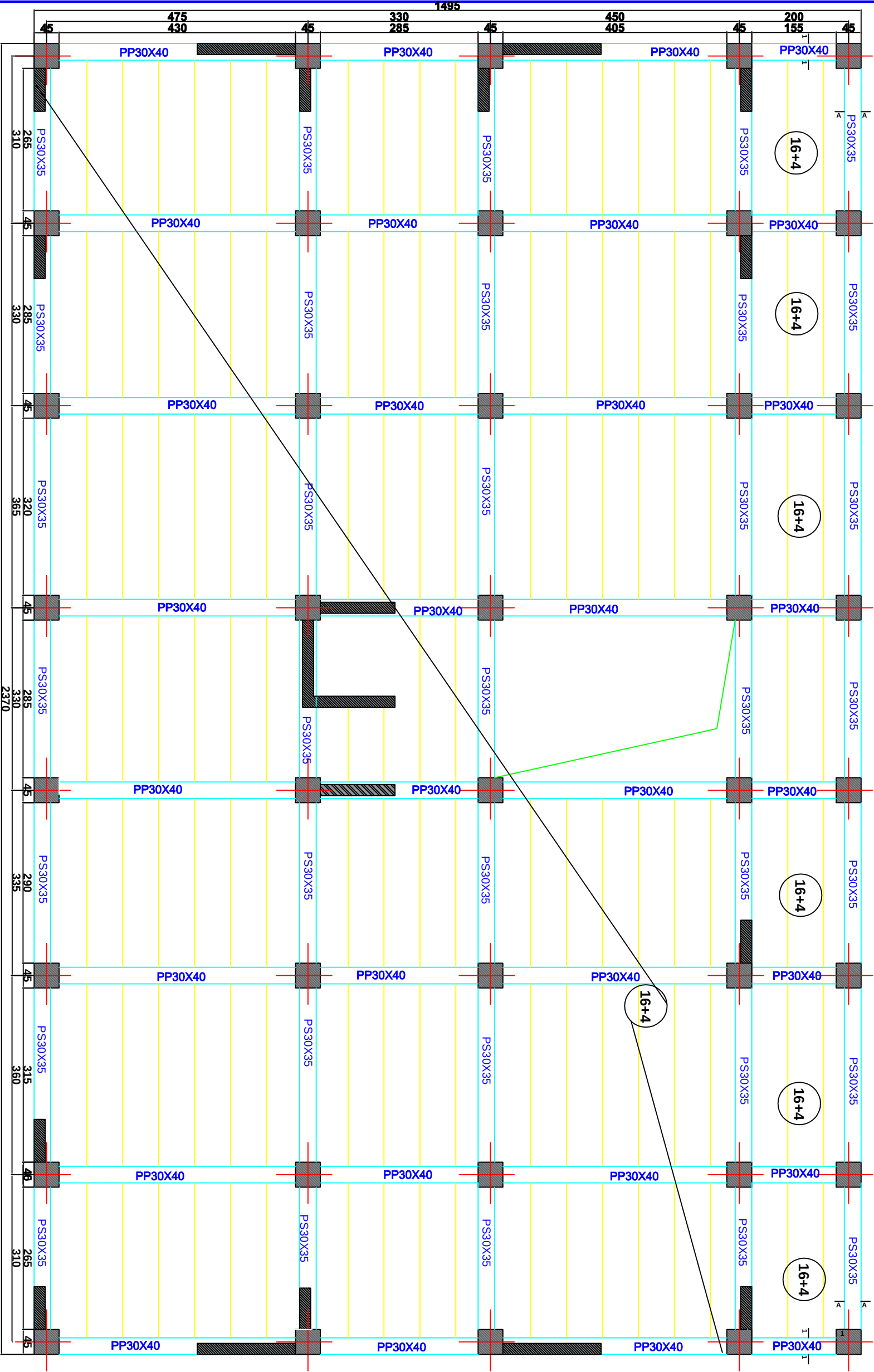
Plan N°:08

Dirigé par :

-M^{me} LARABI SONIA.

Promotion:
2019-2020

2370



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^r SADOUN AMER
-M^r CHERRAR KARIM

Dirigé par :

-M^{me} LARABI SONIA.

Titre :

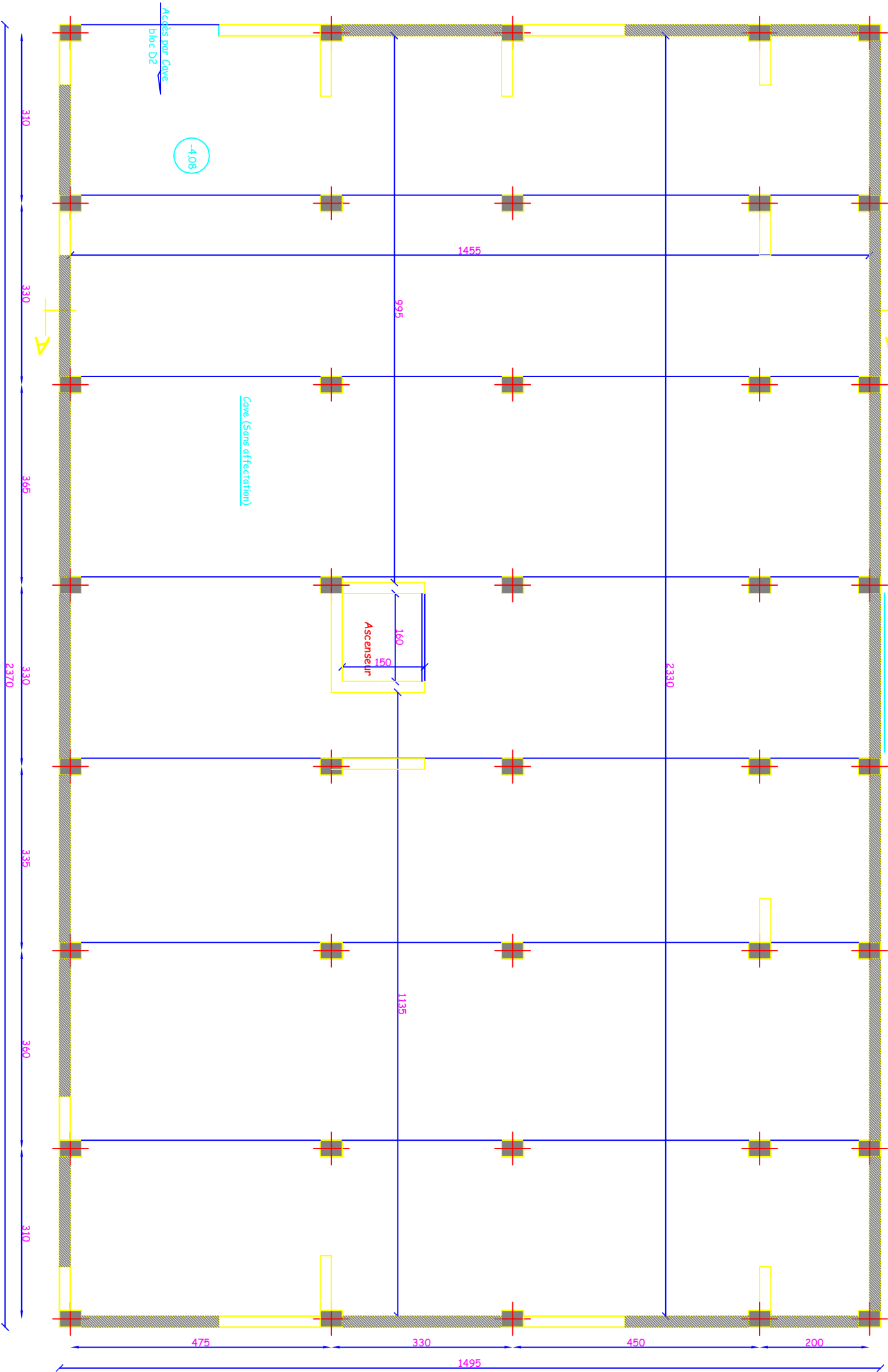
PLAN DE COFFRAGE RDC

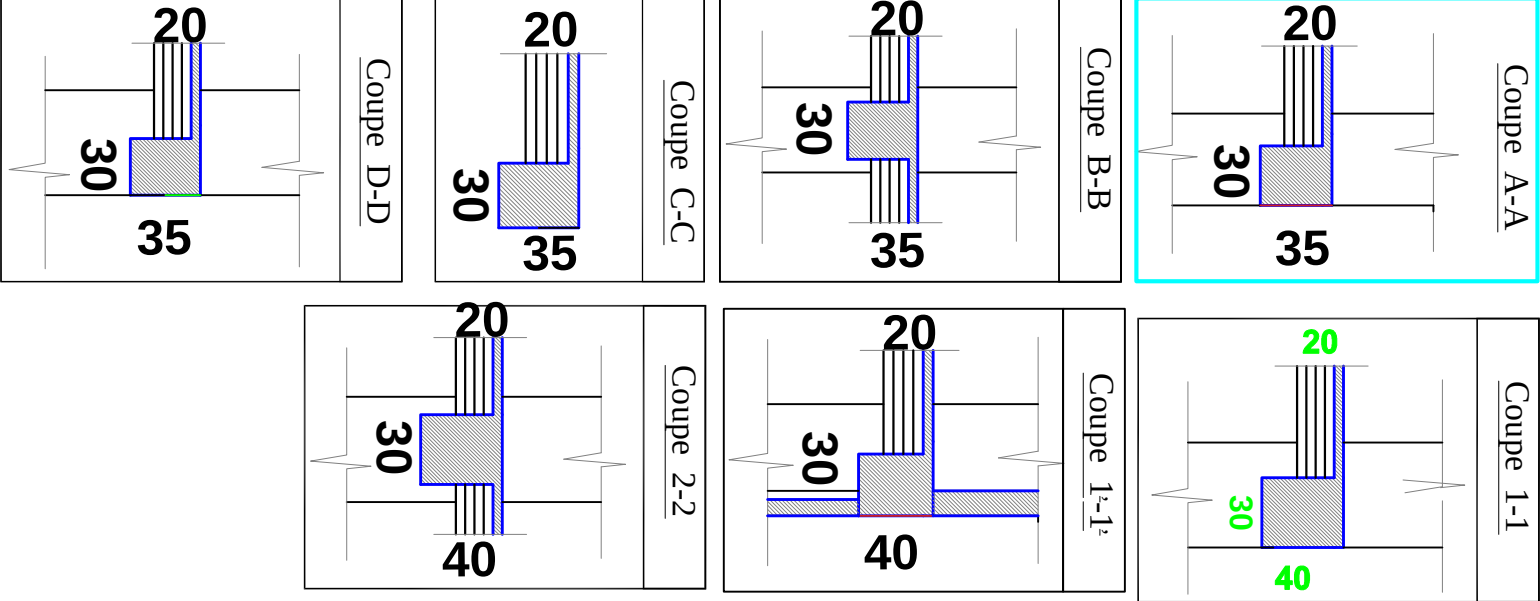
Plan N°:02

Promotion:
2019-2020

Sous-sol -C3-

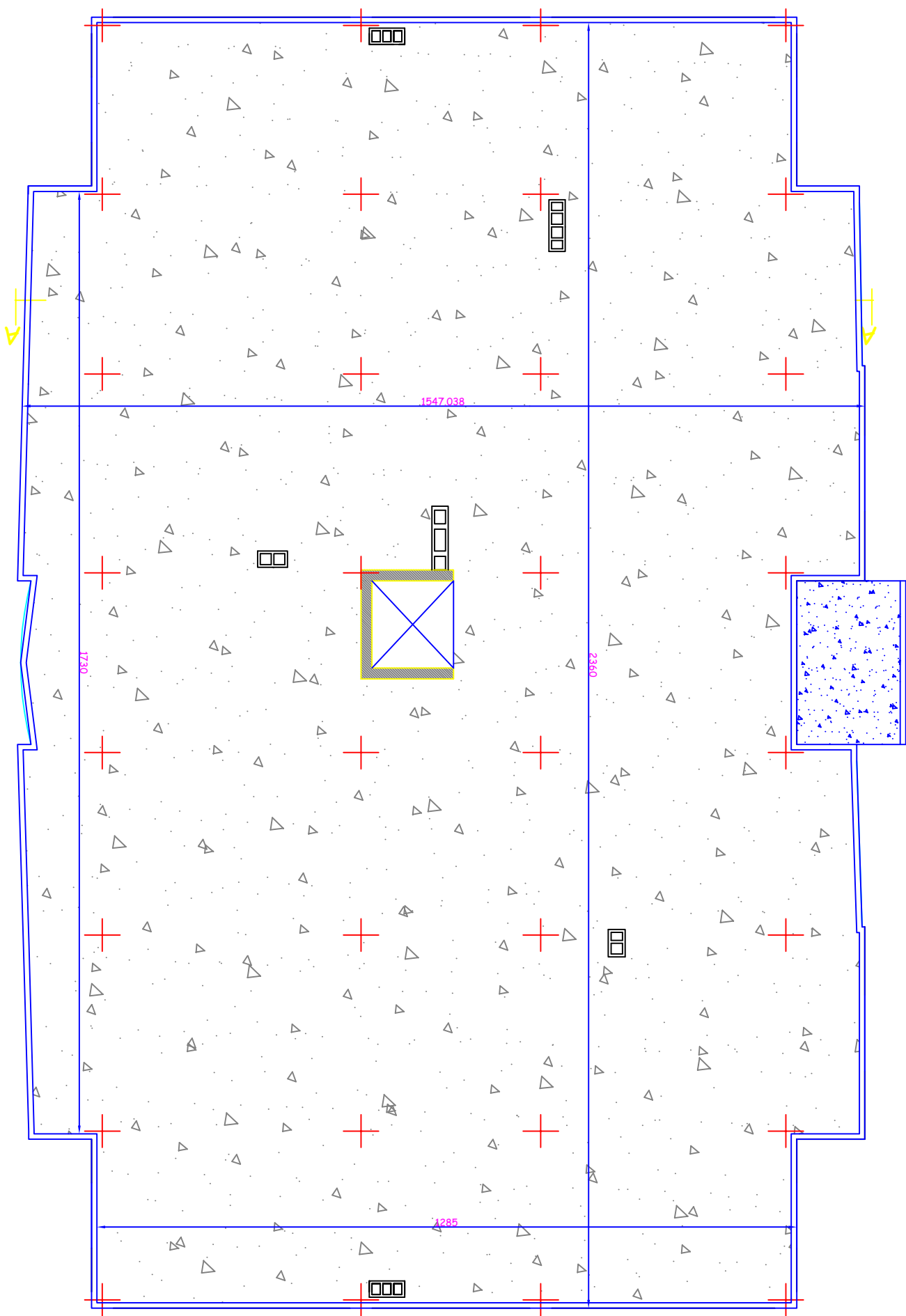
bloc -C3-

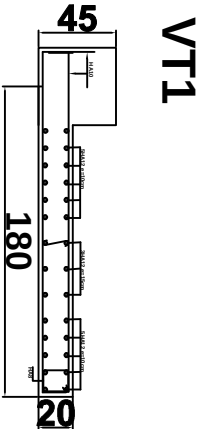
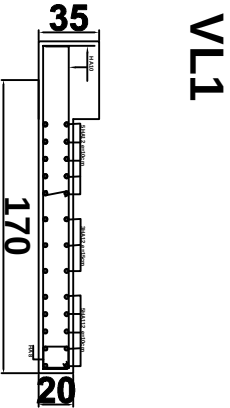
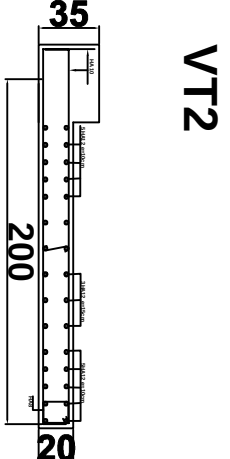
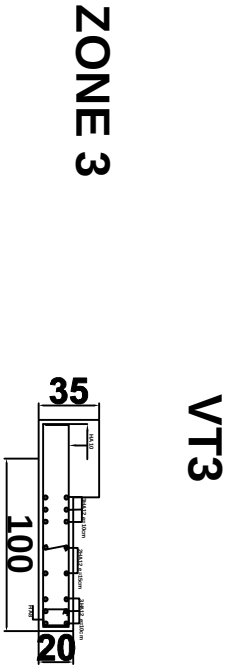
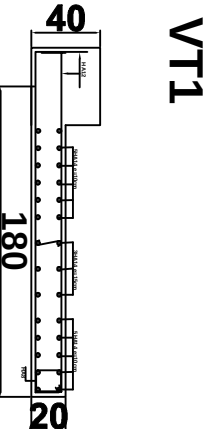
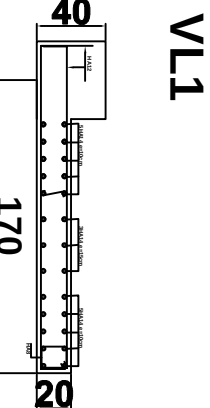
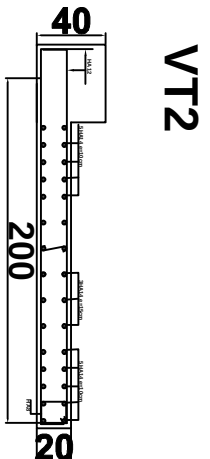
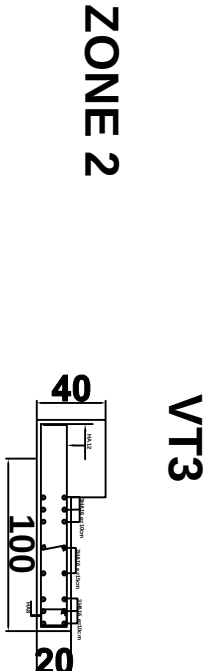
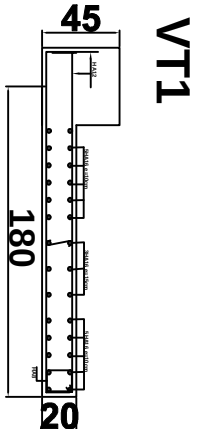
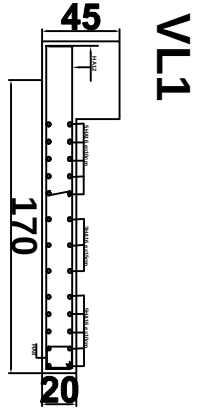
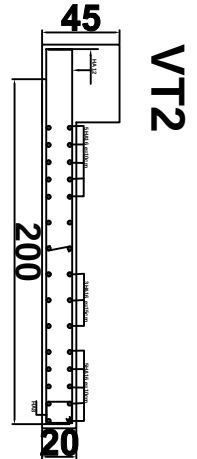
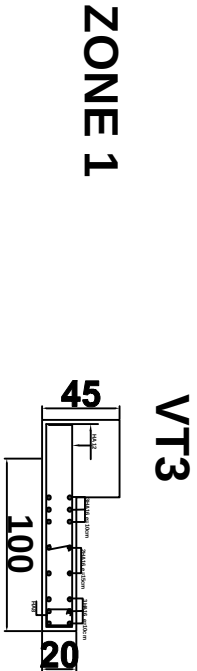




Promotion:
2019-2020

PLAN DE TERRASSE INACCESSIBLE





UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : -M' SADOUN AMER -M' CHERRAR KARIM	Titre : PERRAILLAGE DES VOILLES LONGITUDINAL ET TRANSVERSAL	Plan N°:10
Dirigé par : -M^{me} LARABI SONIA.	Promotion: 2019-2020	