



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI OUZOU
FACULTÉ DU GENIE DE LA CONSTRUCTION



DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL



En vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil
Option : Construction civile et industrielle

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation et commercial
contreventé par voiles et portiques avec logiciel ETABS*

Présenté par :

- **CHERIFI MASSISSILYA**
- **BELHACHANE DJAHIDA**

Dirigé par :

- **M^{me} IDRES. S**

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail nous tenons à remercier tout particulièrement :

Dieu tout puissant de nous avoir accordé le courage et la patience jusqu'à l'aboutissement de nos études et l'accomplissement de ce modeste travail.

Nos remerciements les plus sincères et les plus chaleureux pour nos chers parents qui sans eux, nous n'aurions jamais pu réussir nos études.

Notre profonde gratitude va à notre promotrice M^{me} IDRES. S pour son soutien, ses précieux conseils, orientations et ses encouragements. Nous remercions également M^{me} SMAHI. R pour le temps qu'elle nous a accordé.

Nous remercions chaleureusement les Membres du jury pour nous avoir fait l'honneur de juger notre travail.

Enfin, Nous tenons à exprimer toute notre reconnaissance à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce présent mémoire.

À tous ces gens-là et à d'autres qui se reconnaîtront pour nous avoir aidé : simplement MERCI !



DÉDICACES

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverai jamais à leur exprimer mon amour sincère.

À mes chers parents pour leur patience, leur sacrifice, leur amour inconditionnel, leur soutien et leurs encouragements.

À ma sœur Tamazight et mes frères qui m'ont toujours soutenu et aidé par tous les moyens tout au long de mes études.

À mon fiancé qui n'a jamais cessé de croire en moi, de me conseiller et de m'encourager à me dévouer afin de donner le meilleur de moi-même.

À mes amies pour leurs aides et supports dans les moments difficiles, je vous suis reconnaissante.

À ma chère amie et binôme Djahida pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.

MASSISSILYA



DÉDICACES

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverai jamais à leur exprimer mon amour sincère.

À mes chers parents pour leur patience, leur sacrifice, leur amour inconditionnel, leur soutien et leurs encouragements.

À ma sœur Hakima et mes frères qui m'ont toujours soutenu et aidé par tous les moyens tout au long de mes études.

À ma chère cousine Sonia qui a su m'encourager et me soutenir durant les situations précaires.

À mes amis(e) pour leurs aides et supports dans les moments difficiles, je vous suis reconnaissante.

À ma chère amie et binôme Massissilya pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.

DJAHIDA



SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	1
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	12
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
III – 1 - Acrotère	29
III - 2 - Planchers	36
III – 3 - Balcon	57
III - 4 - Salle machine	63
III – 5 - Escaliers	73
III – 6 - Poutre palière	88
III – 7 - Poutre de chaînage	99
Chapitre IV : Modélisation de la structure	108
Chapitre V : Vérification des conditions du RPA	118
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux	
VI – 1 - Ferrailage des poteaux	129
VI – 2 - Ferrailage des poutres	143
VI – 3 - Ferrailage des voiles	154
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	171

Conclusion générale

Bibliographie

LISTE DES FIGURES

Chapitre I :

Figure I.1 : Plancher en corps creux.....	2
Figure I.2 : Dalle pleine en béton armé.....	3
Figure I.3 : Murs intérieur et extérieur.....	3
Figure I.4 : Schéma statique de l'escalier.....	4
Figure I.5 : Diagramme contrainte – déformation du béton.....	7
Figure I.6 : Diagramme contrainte déformation du béton (ELS).....	7
Figure I.7 : Diagramme de calcul contraintes –déformation de l'acier.....	10

Chapitre II :

Figure II.1: Charge permanente du plancher (terrasse inaccessible).....	12
Figure II.2 : Coupe du voile en élévation.....	15
Figure II.3: Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible.....	17
Figure II.4 : schématisation du plancher d'étage.....	18
Figure II.5 : Coupe verticale d'un mur extérieur.....	19
Figure II.6 : Coupe horizontale d'un mur intérieur.....	19
Figure II.7 : Coupe d'une dalle pleine.....	20
Figure II.8 : Surface revenant au poteau.....	21
Figure II.9 : Loi de dégression des surcharges.....	23
Figure II.10 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau.....	24

Chapitre III :

Figure III.1.1 : Coupe transversale de l'acrotère.....	29
Figure III.1.2 : Diagramme des efforts internes.....	30
Figure III.1.3 : la section d'armatures.....	30
Figure III.2.1 : coupe d'un plancher en corps creux.....	36
Figure III.2.2 : ferrailage de la dalle de compression.....	37
Figure III.2.3: Surfaces revenant aux poutrelles.....	37
Figure III.2.4 : schéma statique de la poutrelle.....	38
Figure III.2.5 : section de la poutrelle.....	38
Figure III.2.6: schéma statique de la poutrelle à l'ELU.....	43
Figure III.2.7 : l'évaluation des moments dans les différents appuis.....	43
Figure III.2.8 : diagramme des moments fléchissant l'ELU.....	46

Figure III.2.9 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU.	46
Figure III.2.10 : schéma statique de la poutrelle à l'ELS.	47
Figure III.2.11 : diagramme des moments fléchissant à l'ELS.	48
Figure III.2.12 : diagramme des efforts tranchants à l'ELS.	48
Figure III.2.13 : Caractéristiques géométriques de la section en Té.	49
Figure III.3.1 : Schéma statique du balcon.	57
Figure III.3.2: Coupe verticale détaillant la liaison balcon poutre.	57
Figure III.4.1: Schéma statique de la salle machine.	63
Figure III.5.1: Constituants d'un escalier.	73
Figure III.5.2: Schéma statique de l'escalier à l'ELU.	76
Figure III.5.3: Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à ELU.	78
Figure III.5.4 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.	82
Figure III.5.5 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.	84
Figure III.6.1: Schéma de la poutre palière.	88
Figure III.6.2 : Section de la poutre palière.	88
Figure III.6.3 : Schéma statique de calcul.	90
Figure III.6.4 : Diagramme des moments fléchissant.	90
Figure III.6.5 : Diagramme des efforts tranchant.	90
Figure III.6.6 : Schéma statique de calcul.	91
Figure III.6.7 : Diagramme des moments fléchissant	91
Figure III.6.8 : Diagramme de l'effort tranchant.	92
Figure III.7.1 : schéma statique de la poutre de chaînage.	99
 Chapitre IV :	
Figure VI.1.1 : Schéma de calcul en flexion composée.	130
Figure VI.1.2 Délimitation de la zone nodale.	138
Figure VI.3.1 : Diagramme d'une section entièrement comprimée.	156
Figure VI.3.2 : Diagramme d'une section partiellement comprimée.	156
Figure VI.3.3: Diagramme d'une section entièrement tendue.	156
Figure VI.3.4: Disposition des armatures verticales dans les voiles.	158
 Chapitre VII :	
Figure VII.1 : Dimensionnement d'une fondation.	172

Figure VII.2 : Coupe verticale d'un radier.	179
Figure VII.3 : Diagramme des contraintes.	181
Figure VII.4 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.	183
Figure VII.5: Entre axe du panneau le plus sollicité	184
Figure VII.6 : Schéma statique du débord.....	189
Figure VII.7 : Coupe verticale d'un radier	191
Figure VII.8 : Répartition trapézoïdale	192
Figure VII.9: Présentation du chargement simplifié.	192
Figure VII.10 : Répartition triangulaire.	192
Figure VII.11 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des moments).....	194
Figure VII.12: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens x-x).....	194
Figure VII.13 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (pour le calcul des efforts tranchants).	194
Figure VII.14: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens x-x).....	194
Figure VII.15 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des moments).	195
Figure VII.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.	195
Figure VII.17 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des efforts)	195
Figure VII-18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens x-x).	195
Figure VII.19: Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des moments).....	195
Figure VII.20: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens y-y).....	196
Figure VII.21: Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des efforts).....	196
Figure VII.22: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens y-y).	196
Figure VII.23: Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des moments)	196
Figure VII.24: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens y-y).....	196
Figure VII.25: Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des efforts).	197
Figure VII.26: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens y-y).	197

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I :

Tableau I.1: Caractéristiques des aciers utilisés.....	9
--	---

Chapitre II :

Tableau II.1: charge permanente du plancher (terrasse inaccessible).....	18
Tableau II.2: Charges permanentes du plancher d'étage courant.	18
Tableau II.3: Charge permanente des murs extérieurs.	19
Tableau II.4: Charge permanente des murs intérieurs.....	19
Tableau II.5: Charge permanente de la dalle pleine (balcon).	20
Tableau II.6: Charge permanente de la dalle pleine (terrasse).	20
Tableau II.7: Coefficients de dégression des surcharges	23
Tableau II.8: Récapitulatif de la descente de charge.....	24
Tableau II.9: Sections des poteaux adoptées.....	25
Tableau II.10: Vérification des exigences du RPA.	26

Chapitre III :

Tableau III.2.1: Rapport de charge.....	42
Tableau III.3.1: Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps.....	58
Tableau III.5.1 : Charges permanentes revenant aux poids propre des revêtements.	75
Tableau III.5.2 : Charges permanentes revenant au palier.	75
Tableau III.5.3 : Charges permanentes revenant à la pailasse.....	75
Tableau III.5.4 : Tableau récapitulatif des efforts à l'ELU.....	78
Tableau III.5.5 : Tableau récapitulatif des efforts à l'ELS.....	83

Chapitre V :

Tableau V.1: Taux de la participation de la masse modale.....	120
Tableau V.2: valeurs de pénalités P.q.	122
Tableau V.3: Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et Wt.....	123
Tableau V.4: Vérification de l'excentricité suivant le sens x-x.	124
Tableau V.5: Vérification de l'excentricité suivant le sens y-y.	124
Tableau V.6: Vérifications des déplacements relatifs.....	125

Tableau V.7 : Vérification de l'effet P- Δ .	127
Chapitre VI :	
Tableau VI.1.1: Caractéristiques mécaniques des matériaux.	129
Tableau VI.1.2: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	130
Tableau VI.1.3: Calcul du ferrailage pour les poteaux	133
Tableau VI.1.4 : Vérification de la condition minimale de RPA.	133
Tableau VI.1.5: Vérification des contraintes tangentielles.	139
Tableau VI.1.6: vérification des contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.	141
Tableau VI.1.7: vérification de la condition de non fragilité.	141
Tableau VI.1.8: Ferrailage des poteaux.	142
Tableau VI.2.1: sollicitations dans les poutres.	144
Tableau VI.2.2 : Récapitulatif ferrailage des poutres	146
Tableau VI.2.3 : Vérifications des armatures transversales à l'ELU.	150
Tableau VI.3.1 : Ferrailage adopté.	163
Tableau VI.3.2 : Ferrailage de VL1.	166
Tableau VI.3.3 : Ferrailage de VL2.	167
Tableau VI.3.4 : Ferrailage de VL3.	168
Tableau VI.3.5 : Ferrailage de VT1.	169
Tableau VI.3.6 : Ferrailage de VT2.	170
Chapitre VII :	
Tableau VII.1: Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).	173
Tableau VII.2 : Surface de la semelle filante sous les voiles (sens transversal).	174
Tableau VII.3 : Surface de la semelle filante sous poteaux	175
Tableau VII.4 : Vérification de la condition de résistance	182
Tableau VII.5 : ferrailage de radier.	187
Tableau VII.6 : Vérification de la condition de non fragilité.	187
Tableau VII.7 : Vérification des contraintes dans le béton.	189
Tableau VII.8 : Les efforts internes dans les nervures.	197
Tableau VII.9 : Tableau récapitulatif de ferrailage.	197
Tableau VII.10 : Vérification des contraintes à l'ELS.	200

INTRODUCTION GÉNÉRALE

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

Comme l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Le dernier séisme dévastateur du 21 mai 2003, qui a touché les régions du centre du pays (BOUMERDES, ALGER et TIZI-OUZOU) est un grand exemple très probant d'énormes pertes tant humaines que matérielles.

Les expertises effectuées suite au séisme 2003 ont révélé que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

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

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

I.1. INTRODUCTION :

Le présent projet consiste à l'étude et calcul des éléments résistants d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation et commercial, contreventé par des portiques et voiles.

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

I.2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :

Le projet qui fait objet de cette étude, est constitué de :

- Huit (8) étages courants à usage d'habitation.
- Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

Ce bâtiment, classé comme ouvrage de moyenne importance (groupe d'usage 2), sera implanté à BOGHNI wilaya de Tizi-Ouzou qui est, selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 modifié 2003) une zone de moyenne sismicité (zone II_a).

I.3. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES :

Notre bâtiment a pour dimensions :

❖ En plan :**➤ Rez-de-chaussée :**

Longueur totale : $L = 31.60 \text{ m}$

Largeur totale : $L' = 15.85 \text{ m}$

➤ Du 1^{er} étage au 8^{ème} étage :

Longueur totale : $L = 34.00 \text{ m}$

Largeur totale : $L' = 17.05 \text{ m}$

❖ En élévation :

Hauteur totale du bâtiment (avec acrotère) : $H = 29.16 \text{ m}$

Hauteur du rez-de-chaussée : $H = 4.08 \text{ m}$

Hauteur de l'étage courant : $H = 3.06 \text{ m}$

Hauteur de l'acrotère : $H = 0,60 \text{ m}$

I.4. LA RÉGLEMENTATION UTILISÉE :

Nous nous conformerons dans nos calculs aux règlements en vigueur, à savoir :

- ❖ Règlement parasismique algérien (RPA 99 modifié 2003).
- ❖ Les techniques de conception et de calcul d'ouvrages et des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 modifié 99).
- ❖ Charge et surcharge d'exploitation (DTR-BC-22).
- ❖ Conception et calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

I.5. ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS DE L'OUVRAGE :

➤ L'OSSATURE :

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

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

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

➤ LES PLANCHERS :

Tous les planchers des étages seront en corps creux, le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

Dans notre bâtiment on a deux type de plancher :

- **Planchers en corps creux** : portés par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

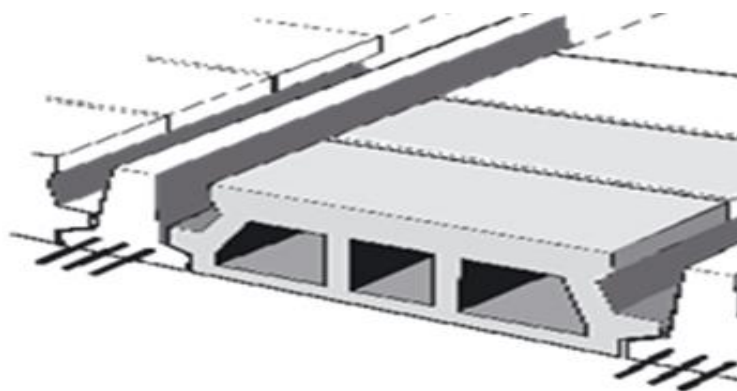


Figure I.1 : Plancher en corps creux.

- **Planchers en dalle pleine en béton armée** : Sont des planchers en béton armée plus résistants et plus lourd comparé aux corps creux, ils sont utilisés généralement là où il n'est pas possible de réaliser les planchers en corps creux, en particulier la cage d'ascenseur et les balcons.

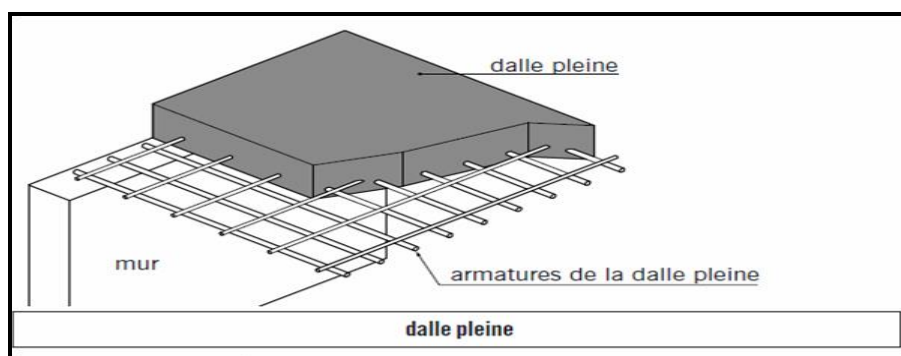


Figure I.2 : dalle pleine en béton armé.

➤ MAÇONNERIE :

On appelle maçonnerie, l'ouvrage obtenu par juxtaposition de blocs (briques, agglomérés moellons etc.) généralement assemblés avec un mortier, le plus souvent dans le but de construire un mur, il y a deux types de murs dans la structure :

- **Murs extérieurs (remplissage)** : Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 15 cm et 10 cm d'épaisseur séparée par une l'âme d'air de 5 cm (10+5+10)
- **Murs intérieurs (cloisons)** : Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

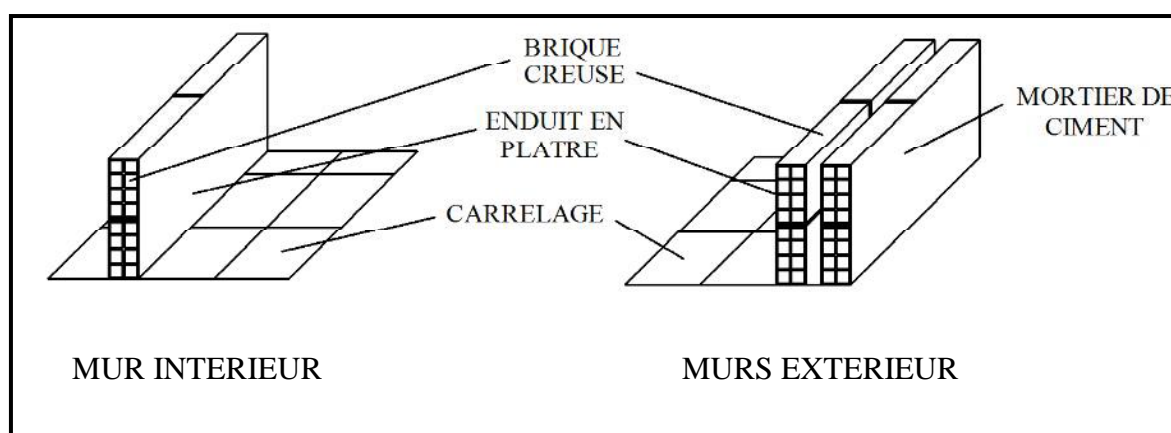


Figure I.3 : Murs intérieur et extérieur.

➤ REVETEMENTS :

Ils sont constitués de :

- Céramique et marbre pour les salles d'eau et les cuisines.
- Carrelage pour les planchers courants.
- Plâtre pour les plafonds et murs intérieurs.
- Mortier de ciment pour les murs de façade, la cage d'escalier et les pièces humides.

➤ **LES VOILES :**

Un voile est un élément important dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portique-voile).

➤ **LES BALCONS :**

Les balcons sont réalisés en dalles pleines ou en corps creux.

➤ **L'ASCENSEUR :**

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action de séisme.

➤ **LES ESCALIERS**

Les escaliers sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, ils sont composés de : paliers, paillasse, marches, contre marches et du giron. Réalisés en béton armé coulé sur place, le coulage s'effectuera par étage.

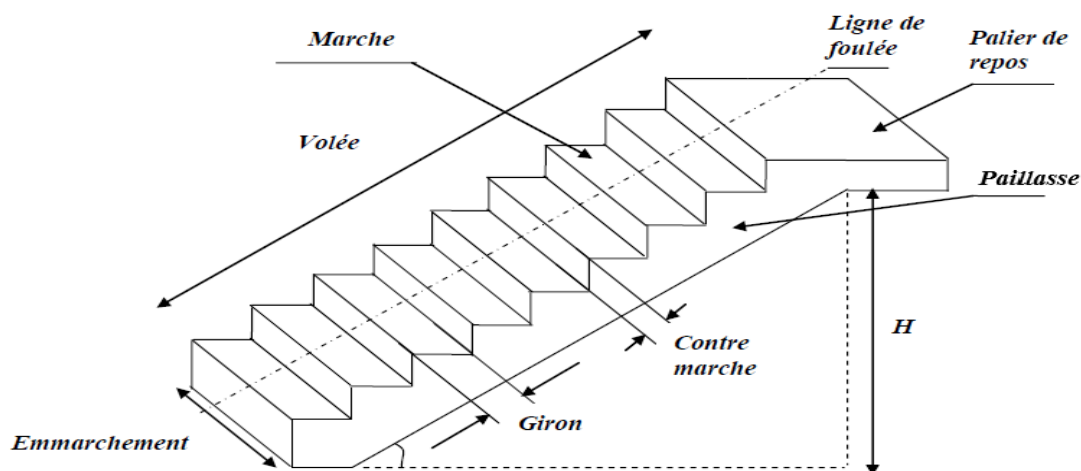


Figure I.4 : schéma statique de l'escalier

➤ **L'ACROTÈRE :**

L'acrotère est un élément en béton armé, dont la hauteur est de 60 cm, vient se greffer à la périphérie de la terrasse afin d'assurer sa sécurité.

➤ **LES FONDATIONS :**

Les fondations transmettent les charges et les surcharges de la superstructure au sol, pour cela on utilise soit des semelles isolées, soit des semelles filantes, soit un radier général, soit des semelles sur pieux.

Le choix se base sur l'importance de l'ouvrage, la qualité du sol (contrainte admissible) et les chargements.

Remarque :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude préalable et détaillée sur le sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Vu qu'on ne dispose pas d'un rapport géotechnique nous avons supposé que la construction sera fondée sur un site dense d'une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 2$ bars.

I.6. SYSTÈME DE COFFRAGE :

On utilise un système de coffrage en bois pour les poteaux et les poutres et un coffrage métallique pour les voiles.

I.7. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux à savoir : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique Algérien (**RPA99/ 2003**) , ainsi qu'aux règles de béton armé aux états limites (**BAEL 91/ 99**).

I.7.1. LE BETON :

Matériau composé d'un mélange de sable, gravier, ciment et d'eau avec éventuellement des adjuvants et/ou des produits d'addition. Il se caractérise du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui est élevée par rapport à sa résistance à la traction qui est faible.

Dans le cas le plus courant, le béton utilisé est dosé de 350kg /m³de ciment portland composé 325(CPA325).

Nous avons pour 1m³de béton armé :

Sable propre380à450cm³(D_g≤5mm)

Gravier.....750à850cm³(D_g≤25mm)

Dosage de ciment CPA 325.....300 à 400 kg.

Eau de gâchage150 à 200L

La réalité pratique conduit vers le rapport Eau/ciment (E/C) =0.5

a. Caractéristiques mécaniques du béton :

✓ **La résistance caractéristique du béton à la compression (Art 2.1.11/BAEL 91-99) :**

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées de diamètre (Ø=16) et de hauteur (h=32cm).

La résistance du béton à la compression avant 28 jours est donnée par :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour} \quad f_{c28} > 40\text{Mpa}$$

Notre béton est caractérisé par : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

Avec :

j : le nombre de jours ;

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

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours en MPa.

✓ **La résistance caractéristique du béton à la traction :**

La résistance à la traction du béton à l'âge (j) jours

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 F_{cj} \quad \text{Pour } F_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \dots\dots (\text{Art A.2.1,12/ BAEL 91-99})$$

Avec : F_{tj} : résistance caractéristique dû à la traction à (j) jours en MPA (N/mm²).

F_{cj} : la résistance caractéristique du béton à la compression à (j) jours en MPa (N/mm²).

Pour : $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$

On aura : $F_{t28} = 0.6 + 0.06 (25) = 2.1 \text{ MPa}$.

✓ **Contrainte Limite :**

❖ **A L'E.L.U (Etat Limite Ultime) :** correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

Cette contrainte à l'ELU est donnée par la formule :

$$F_{bc} = \sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{Art A4.3.41/BAEL91-99})$$

Telle que :

γ_b = coefficient de sécurité :

$\gamma_b = 1,5$ en situation durable

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle.

θ : coefficient fixe en fonction de la durée d'application des combinaisons d'action.

$\theta = 1 \quad \Leftrightarrow \text{si } T > 24\text{h}$

$\theta = 0,9 \quad \Leftrightarrow \text{si } 1\text{h} \geq T \geq 24\text{h}$

$\theta = 0,85 \quad \Leftrightarrow \text{si } T < 1\text{h}$

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

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

$$F_{bc} = \sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

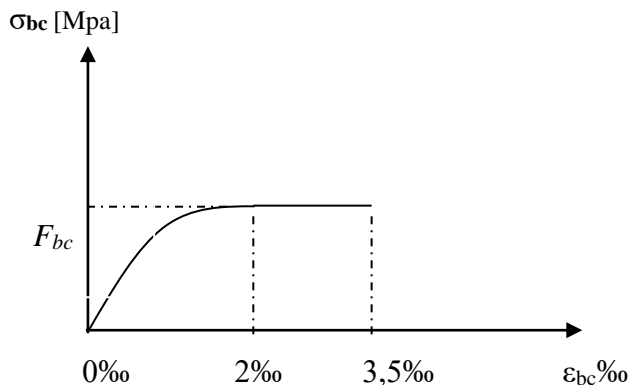


Figure I.5 : « Diagramme contrainte – déformation du béton »

Le diagramme est composé:

- D'une partie parabolique et la déformation limite à 2‰ (étant élastique)
- D'une partie rectangulaire (état plastique).

$$2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰ \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = F_{bc}$$

❖ **A L'E.L. S : (Etat limite de service)** : est un état où ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité.

A l'ELS, le béton est considéré comme élastique linéaire et sa contrainte de compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 F_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad (\text{Art A.4.5.2/BAEL 91-99})$$

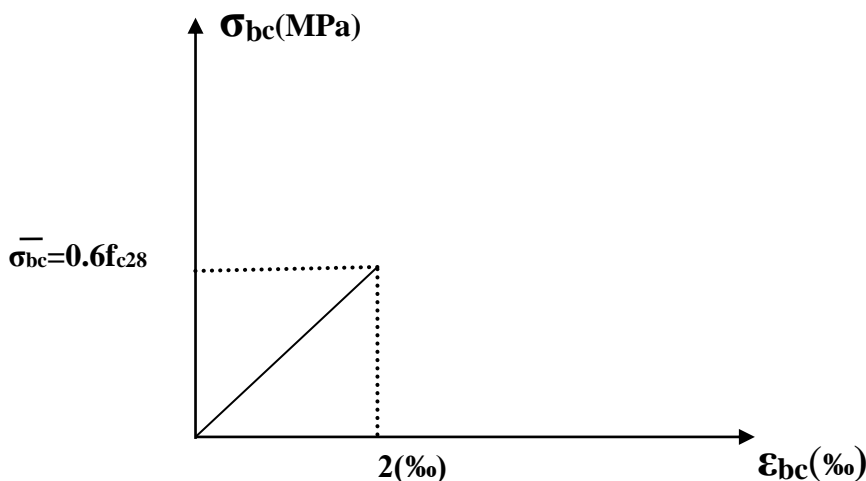


Figure. I.6 : Diagramme contrainte déformation du béton (ELS).

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad ; \quad \text{Avec} \quad V_u : \text{effort tranchant dans la section étudiée.}$$

b : largeur de la section cisailée.
d : hauteur utile.

$$\tau_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration peu nuisible.} \\ \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable} \end{array} \right.$$

✓ **Module de déformation longitudinale :**

Le module de Young ou module d'élasticité longitudinale est la constante qui relie la contrainte à la déformation d'un matériau élastique isotrope.

$$\sigma = E \varepsilon$$

Avec :

- σ est la contrainte (en unité de pression)
- E est le module de Young (en unité de pression)
- ε est l'allongement relatif, ou déformation (adimensionnel).

On distingue alors deux modules de déformation longitudinale :

- **Le module de déformation longitudinale instantanée (E_{ij}) :** Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{F_{cj}} \text{ MPa. (Art A.2.1.21/BAEL 91-99)}$$

- **Le module de déformation longitudinale différée (E_{vj}) :** est utilisé pour les calculs sous chargement de longue durée d'application

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{F_{cj}} \text{ MPa. . (Art A.2.1.22/BAEL 91-99)}$$

Pour un béton dont $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$: $E_{vj} = 32164,20 \text{ MPa.}$
 $E_{ij} = 10721,4 \text{ MPA.}$

- **Module de déformation transversale :** D'après la règle (Art. A.2.1/BAEL 91-99), le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E: module de Young.

ν : Coefficient de Poisson $\nu = 0 \rightarrow$ à l'ELU
 $\nu = 0.2 \rightarrow$ à l'ELS

- ✓ **Coefficient de poisson :** C'est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative.

$$\nu = \frac{\Delta D / D}{\Delta L / L} \quad \text{(Art A.2.1, 3/BAEL 91-99)}$$

À l'ELU : $\nu = 0$

À l'ELS : $\nu = 0.2$

I.7.2. LES ACIERS :

Les aciers utilisés sont :

- Aciers à haute adhérence H-A (feE400) = 400(MPa)
- Treillis soudés (TL520) = 520(MPa) pour $\varnothing \leq 6$ (mm).

Type d'aciers	nomination	Symbole	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture	Coefficient de fissuration (η)	Coef de Scellement (ψ)
Aciers en barres	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14‰	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL520 ($\Phi < 6$ mm)	TS	520	550	8‰	1	1

Tableau I-1: Caractéristiques des aciers utilisés.

a. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

La valeur du module d'élasticité est constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé. Elle est prise égale à $E_S = 2 \times 10^5$ MPa.

b. Contrainte limite ultime (E.L.U) :

La contrainte limite de déformation de l'acier a l'ELU est donnée par la formule Suivante :

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

(Art A.2.1, 3 /BAEL 91-99)

Avec :

σ_s : contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

f_e : Limite d'élasticité des aciers.

γ_s : coefficient de sécurité tel que : $\gamma_s = 1,15$ situation courante

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle

c. Contraintes des aciers à l'état limite de service (E.L.S) :

On distingue trois cas selon le type de fissuration considéré :

➤ **Fissuration peu préjudiciable :**

Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire. (Art A.4.5, 32/BAEL 91-99)

➤ **Fissuration préjudiciable :**

Cas des milieux exposés aux intempéries, ou peuvent être alternativement noyés et immergés en eau douce.

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e , 110 (\eta F_{tj})^{1/2}) \right) \quad (\text{Art A.4.5, 33/BAEL 91-99})$$

Avec :

- f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés (MPa).
- f_{tj} : résistance caractéristique en traction du béton (MPa).
- η : coefficient de fissuration avec les valeurs qui sont déjà définies.

➤ **Fissuration très préjudiciable :**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments mis en Œuvre sont exposés à un milieu agressif.

$$\sigma_s = 0.8 \min \left\{ \frac{2}{3} F_e ; \max (0.5f_e, 110 (\eta F_{tj})^{1/2}) \right\} \quad (\text{Art A.4.5, 34/BAEL 91-99})$$

d. Diagramme contrainte- déformation :

Pour les calculs relatifs aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant le (BAEL91-art A.2.2 ,2) qui se présente sur la figure suivante :

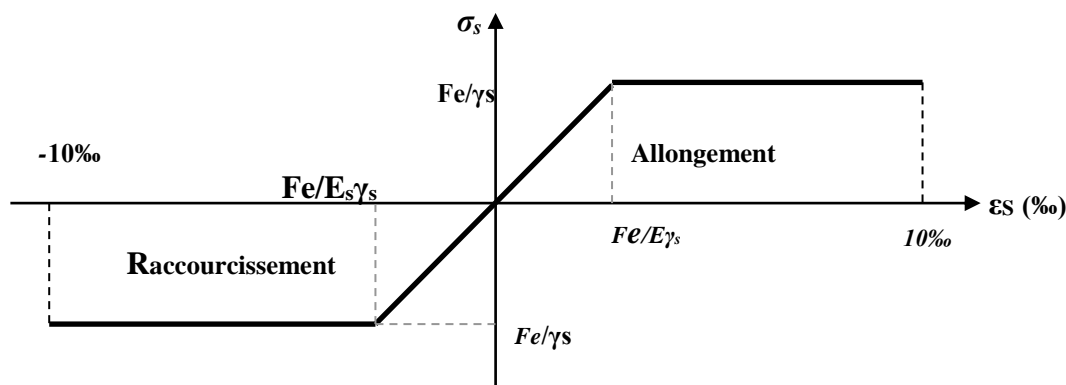


Figure. I.7 : Diagramme de calcul contraintes –déformation de l'acier.

e. Protection des armatures contre la corrosion (Art A.7.2, 4/BAEL 91-99)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets 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 ouvrages à la mer, exposés aux embruns, aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$ pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{cm}$ pour les parois situées dans des locaux couverts et clos, non exposées aux condensation.

III.1. L'acrotère

L'acrotère est calculé comme une console encastrée au niveau du dernier plancher. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre, et un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant en un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée, pour une bande de 1m de largeur.

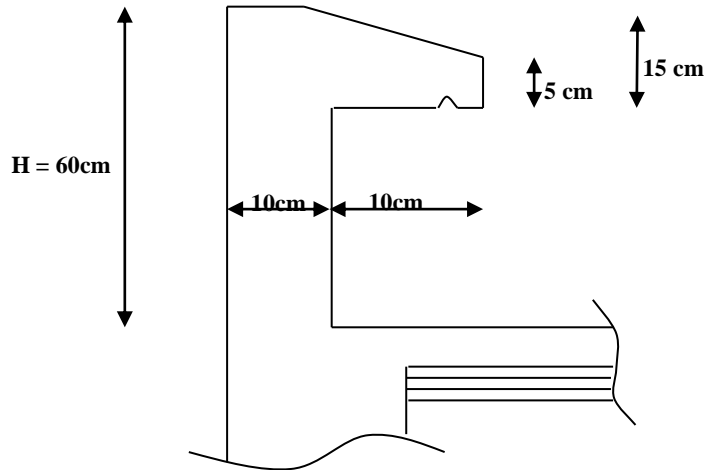


Figure III.1.1 : Coupe transversale de l'acrotère.

III.1.1 Calcul des sollicitations

❖ **Le chargement :**

- La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$$G = \rho \cdot S \text{ Avec } \rho : \text{ masse volumique du béton.}$$

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.05 + \frac{0.1 \times 0.1}{2} \right] = 1.75 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation : **Q = 1KN/ml.**

❖ **Calcul des sollicitations :**

- Effort normal dû à la poussée latérale T :

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

- Effort normal dû au poids propre G :

$$N_G = G \times 1\text{ml} = 1.75 \text{ KN}$$

- Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0.6 \times 1\text{ml} = 0.6 \text{ KN.m}$$

❖ Diagrammes des efforts :

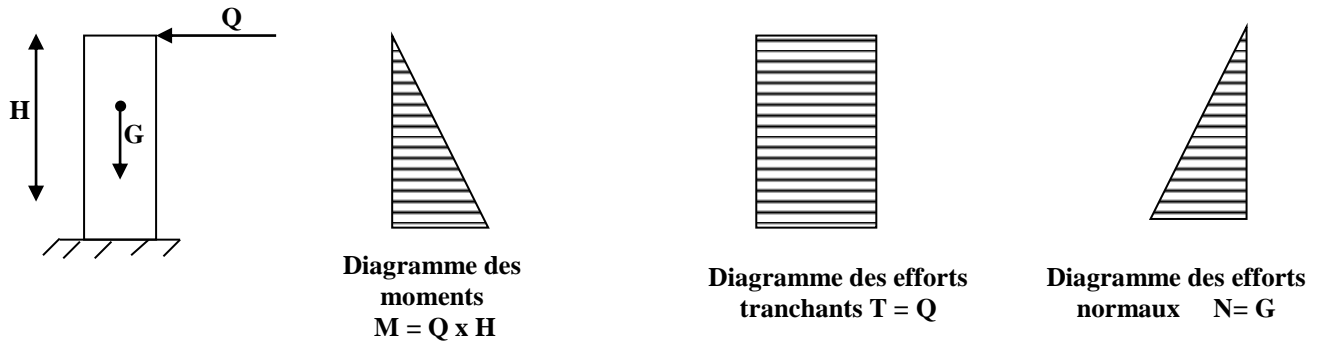


Figure III.1.2 : Diagrammes des efforts internes.

III.1.2 Combinaisons de charges :

A l'ELU : 1.35 G + 1.5 Q

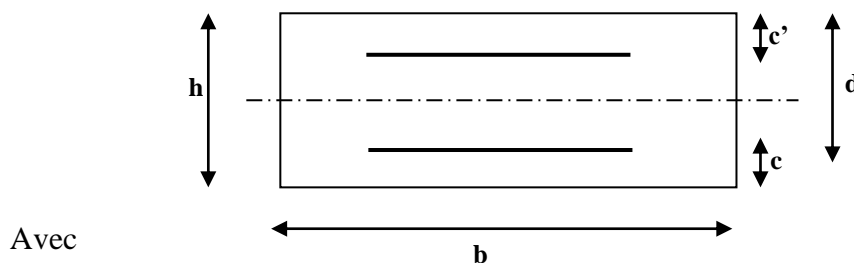
- Effort normal :
 $N_u = 1.35N_G = 1.35 \times 1.75 = 2.36 \text{ KN}$
- Effort tranchant :
 $T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ KN}$
- Moment de renversement :
 $M_u = 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$

A l'ELS : G + Q

- Effort normal :
 $N_s = N = 1.75 \text{ KN}$
- Effort tranchant :
 $T_s = T = 1 \text{ KN}$
- Moment de renversement :
 $M_s = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$

III.1.3 Ferrailage

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



h : épaisseur de l

Figure III.1.3 : la section d'armatures.

c et c' : enrobage (c = 3 cm)

d = h – c : hauteur utile (d = 10 - 3 = 7 cm)

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

Remarque : le calcul se fera à l'ELU puis nous le vérifierons à l'ELS.

III.1.3.1 : Calcul des armatures a l'ELU :

❖ Calcul de l'excentricité à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.36} = 0.38 \text{ m} = 38 \text{ cm}$$

$$y = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

Avec : e_u : l'excentricité

y : la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendues.

e_u = 38 cm > y = 2 cm → Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et N est un effort de compression. Donc la section **est partiellement comprimée**. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif, puis se ramène à la flexion composée.

❖ **Calcul de la section d'armatures en flexion simple :**

a. Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left[e_u + \frac{h}{2} - c \right]$$

$$M_f = 2.36 \times \left[0.38 + \frac{0.1}{2} - 0.03 \right] = 0.94 \text{ KN.m}$$

b. Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} = \frac{0.94 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.0135$$

$$\mu = 0.0136 < \mu_1 = 0.392 \text{SSA} \quad \longrightarrow$$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante : μ = 0.0136 → β = 0.993

Remarque :

la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

c. Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.94 \times 10^3}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

Avec :

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

❖ Calcul en flexion composée

La section des armatures réelle :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.39 - \frac{2.36 \times 10}{348} = 0.322 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

III.1.3.2 Vérifications à l'ELU**➤ Condition de non fragilité :(Art.A.4.2.1/BAEL 91)**

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

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.322 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

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

Soit **5HA10 = 3.92 cm²** avec un espacement de **20cm**.

Armatures de répartition

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

Soit : **4HA8 = 2.01cm²** avec un espacement $S_t = 18 \text{ cm}$.

Vérification au cisaillement : (Art A.5.1,1 BAEL91)

Nous avons une fissuration préjudiciable :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec } V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5KN$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10}{10^2 \times 7} = 0.0214 MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i : \text{somme de périmètres utiles de barres.}$$

$$\sum u_i = 5\pi 8 = 5 \times \pi \times 0.8 = 12.56cm$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 125.6} = 0.189MPa < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Ancrage des barres verticales (Art.6.1,23. BAEL91) :**

Longueur de scellement droit L_s est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 MPa$$

$$\text{D'où : } L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

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

III.1.3.3 Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

On doit vérifier que :

-la contrainte dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

-la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

σ_{st} : contrainte dans les aciers tendus.

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

σ_{bc} : contrainte dans le béton comprimé.

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

• **Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :**

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

Avec η : coefficient de fissuration ($\eta = 1.6$ H. $A\eta = 1$ R. L)

Dans notre cas : $\eta = 1.6$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min [226.67, 201.63] = 201.63 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 7} = 0.560 \Rightarrow \beta_1 = 0.888$$

$$\Rightarrow \alpha = 3(1 - \beta) = 3(1 - 0.888) = 0.336$$

$$\Rightarrow K = \frac{15(1 - \alpha)}{\alpha} = \frac{15(1 - 0.336)}{0.336} = 29.64$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0.6 \times 1000}{0.888 \times 7 \times 3.92} = 24.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 24.62 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K} \cdot \sigma_{st} = 0.034 \times 24.62 = 0.84 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0.84 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

III.1.3.4 Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99. Art 6.2.3)

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

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

A : coefficient d'accélération de zone (Zone II_a, groupe d'usage 2) → A = 0.15

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (dans notre cas C_p= 0,8)

W_p: Poids de l'acrotère = 1.75KN/ml.

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.75 = 0.84 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$ → Condition vérifiée.

III.2. Calcul des planchers :

III.2.1. Introduction :

La structure comporte des planchers en corps creux, d'une dalle de compression (16+4) [cm], reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée.

Les planchers à corps creux sont constitués de :

- Nervure appelé poutrelle de section en T, elle assure la fonction de portance.
- La distance entre axe des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique de dimension 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520) $\varnothing \leq 6$ mm) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au BAEL 91 (art B.6.8.423).
 - 33 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.
 - 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.

Le quadrillage ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration par retrait
- Résister aux efforts de charge appliqués sur les surfaces réduites.

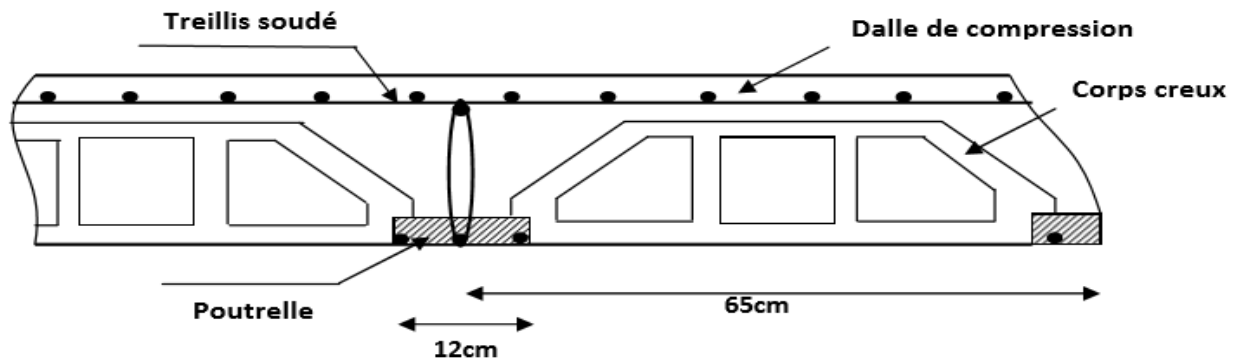


Figure III.2.1 : coupe d'un plancher en corps

III.2.2. Ferrailage de la dalle de compression :

a. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4.L'}{f_e} \quad \text{Lorsque } 50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{Lorsque } L' \leq 50\text{cm}$$

L' : Distance entre axes des poutrelles exprimée en [cm]

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé, exprimé en MPa.

Dans notre cas :

$$L' = 65\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm}$$

$$\Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_{\perp} (5T5) = 0,98\text{cm}^2$ avec un espacement : $St = 20 \text{ cm}$

b. Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49\text{cm}^2$$

On adopte la même section que précédemment

$A_{//} (5T5) = 0,98\text{cm}^2$ avec un espacement : $St = 20\text{cm}$

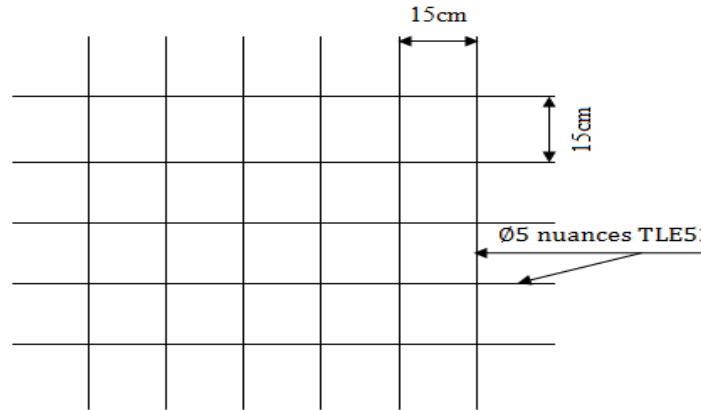


Figure III.2.2 : ferrailage de la dalle de compression

Conclusion :

Finalement, nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de diamètre $\varnothing 5$ et de mailles $(200 \times 200) \text{ mm}^2$

III.2.3. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes : avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression

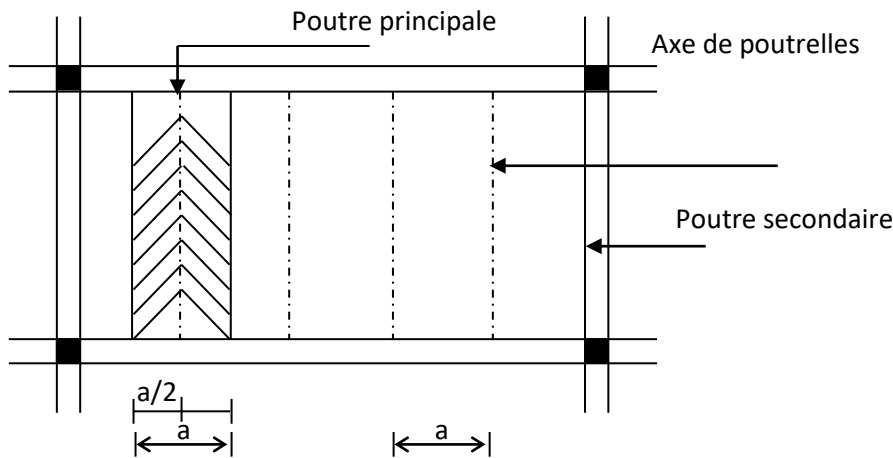


Figure III.2.3: Surfaces revenant aux poutrelles.

1. Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux et le poids de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente : $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

a. Ferrailage à l'ELU :

On a fait le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable.

❖ **Combinaison de charges**

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

$$q_u = 1,35 \times 0.74 + 1,5 \times 0.65 = 1.974 \text{ KN/ml}$$

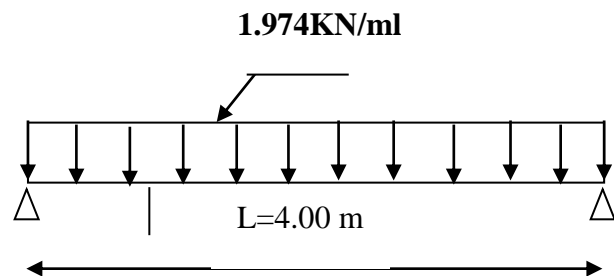


Figure III.2.4 : schéma statique de la poutrelle.

❖ **Calcul des moments en travée**

$$M_u = \frac{ql^2}{8} = \frac{1.974 \times 4^2}{8} = 3.948 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des Efforts tranchants**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{1.974 \times 4}{2} = 3.948 \text{ KN}$$

a. Calcul d'armatures :

Soit :

c : l'enrobage (c=2cm)

La hauteur utile $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.948 \times 10^3}{120 \times (20)^2 \times 14.2} = 5.792$$

$$\mu = 5.792 > \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{Section doublement armée (SDA).}$$

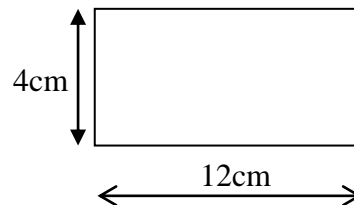


Figure III.2.5 : section de la poutrelle.

Conclusion :

Sachant que la hauteur de la poutrelle est de 4 cm, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures. Par conséquent, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour aider la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression

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

Calcul du moment limite qui correspond à une SSA.

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 0.12 \times (0.02)^2 \times 14.2 \times 10^3 = 0.27 \text{ KN.m}$$

$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_l}{q_u}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.27}{1.974}} = 1.05 \text{ m} \text{ On prend } l_{\max} = 1 \text{ m entre étais.}$$

1. Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastree à ces deux extrémités et les autres comme appuis simples.

Remarque :

Dans le calcul de la poutrelle, on s'intéresse au plancher RDC+ étage courant à usage d'habitation.

a. Évaluation des charges :

➤ Plancher RDC+ étage courant (usage habitation) :

$$\text{Charge permanente } G = 5.28 \times 0.65 = 3.432 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation } Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$$

➤ Plancher terrasse inaccessible :

$$\text{Charge permanente } G = 5.78 \times 0.65 = 3.757 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation } Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

b. Combinaison d'actions :

Plancher étage courant d'habitation :

- **ELU** : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.432 + 1.5 \times 0.975 = 6.1 \text{ KN/ml}$

- **ELS** : $q_s = G + Q = 3.432 + 0.975 = 4.41 \text{ KN/ml}$

Plancher terrasse inaccessible :

- **ELU** : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.757 + 1.5 \times 0.65 = 6.05 \text{ KN/ml}$

- **ELS** : $q_s = G + Q = 3.757 + 0.65 = 4.23 \text{ KN/ml}$

Remarque:

Le chargement du plancher RDC + étages courants qui représente le cas le plus défavorable, donc on l'utilisera pour le calcul du ferrailage.

c. Détermination des dimensions de la section en T :

$h = 16+4 = 20$ cm (hauteur de la dalle)

$h_0 = 4$ cm (épaisseur de la dalle de compression)

L : Distance entre deux parements voisins de deux poutrelles

$L = 65 - 12 = 53$ cm

L_1 : Longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.

$L_1 = 4$ m = 400 cm

$C = 2$ cm (enrobage)

$d = 18$ cm (hauteur utile)

b_1 : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure.

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L}{2}; \frac{L_1}{10}; 8h_0 \right\}$$

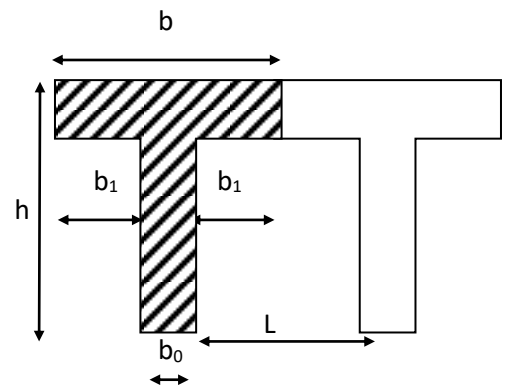
$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{53}{2}; \frac{400}{10}; 8 \times 4 \right\}$$

$$b_1 \leq \min \{26.5 ; 40 ; 32\} b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$b_0 = 12$ cm (largeur de la nervure) .

b : largeur de la table de compression.

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



III.3.4. Choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés selon le type de plancher à l'aide des méthodes suivantes :

- ❖ La méthode forfaitaire
- ❖ La méthode des trois moments
- ❖ La méthode de Caquot.

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- 1) La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale a deux fois la charge permanente ou 5 KN/m²

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

- Plancher RDC + étages courants d'habitation :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 3.432 ; 5 \text{ KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{6.86 ; 5 \text{ KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 6.86 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité \longrightarrow condition vérifiée

3) le rapport de deux portées libres successives des différentes travées est compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 < \frac{3.85}{4} = 0.96 < 1.25$$

$$0.8 < \frac{4}{3.85} = 1.04 < 1.25$$

$$0.8 < \frac{3.85}{3.85} = 1 < 1.25 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4) la fissuration est considérée comme non préjudiciable. \longrightarrow Condition vérifiée

Conclusion : les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.2.5 Principe de la méthode forfaitaire

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 la même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

-Exposé de la méthode

Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$ avec $0 < \alpha < \frac{2}{3}$

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de Comparaison

$M_0 = \frac{qL^2}{8}$ avec L : longueur entre nus des appuis.

M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui gauche.

M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui droit.

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

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

- $M_i \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire.
- $M_i \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ 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.
- ◆ 0,3 M_0 pour les appuis de rives semi encastrés.

Effort tranchant :
$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1}}{l}$$

Avec :

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 algébriques.

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

III.2.6. Application de la méthode forfaitaire :

a. Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.28+1.5} = 0.220 < \alpha = 0.22 < \frac{2}{3}$$

α	$1+0.3\alpha$	$\frac{1+0.3\alpha}{2}$	$\frac{1.2+0.3\alpha}{2}$
0.221	1.07	0.53	0.63

Tableau III.2.1: rapport de charges.

b. Calcul des efforts internes (moments et efforts tranchants) :

A P'ELU :

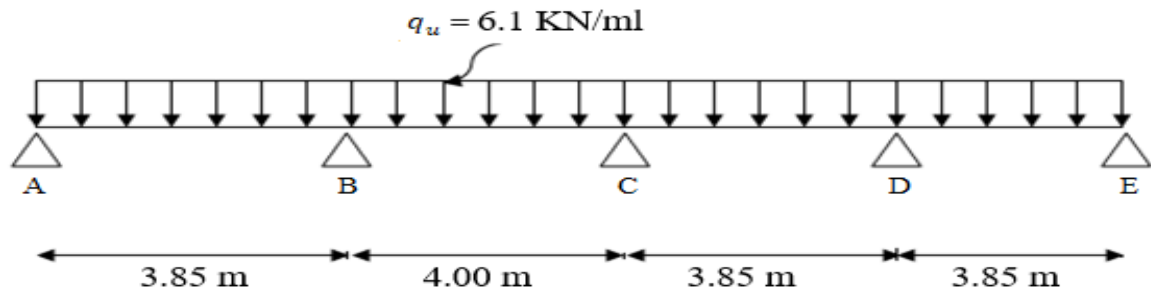


Figure III.2.6: schéma statique de la poutrelle à l'ELU.

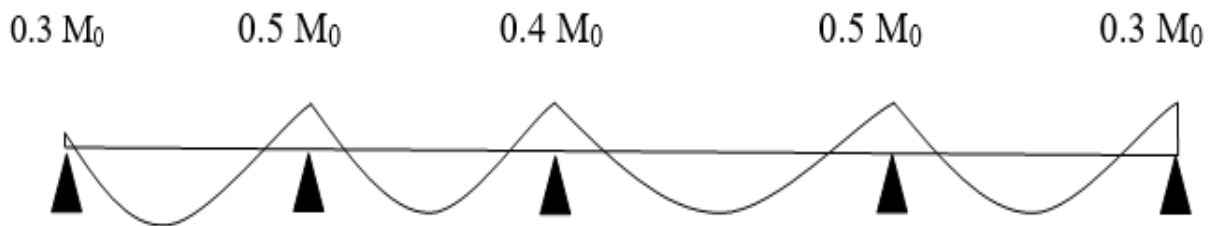


Figure III.2.7 : l'évaluation des moments dans les différents

1. CALCUL DES MOMENTS A L'ELU :

➤ Calcul des moments isostatiques :

Travée AB : $L_{AB} = 3.85 \text{ m}$

$$M_{01} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.1 \times 3.85^2}{8} = 11.30 \text{ KN.m}$$

Travée BC : $L_{BC} = 4.00 \text{ m}$

$$M_{02} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.1 \times 4^2}{8} = 12.20 \text{ KN.m}$$

Travée CD : $L_{CD} = 3.85 \text{ m}$

$$M_{03} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.1 \times 3.85^2}{8} = 11.30 \text{ KN.m}$$

Travée DE : $L_{DE} = 3.85 \text{ m}$

$$M_{04} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.1 \times 3.85^2}{8} = 11.30 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 11.30 = 3.39 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max\{M_{01}; M_{02}\} = 0.5 \times 12.20 = 6.1 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \max\{M_{02}; M_{03}\} = 0.4 \times 12.20 = 4.88 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.5 \max\{M_{03}; M_{04}\} = 0.5 \times 11.30 = 5.65 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.3 M_{04} = 0.3 \times 11.30 = 3.39 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travée :**

Travée AB : (travée de rive)

- $M_t^{AB} \geq \max\{1.05 M_{01} ; (1+ 0.3\alpha) M_{01}\} - \frac{M_A+M_B}{2}$

$$M_t^{AB} \geq \max\{11.86 ; 12.09\} - \frac{3.39+6.1}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 12.09 - 4.74 = 7.35 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.63 \times 11.30 = 7.12 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{AB} = 7.35 \text{ KN.m}$

Travée BC : (travée intermédiaire)

- $M_t^{BC} \geq \max\{1.05 M_{02} ; (1+ 0.3\alpha) M_{02}\} - \frac{M_B+M_C}{2}$

$$M_t^{BC} \geq \max\{12.81 ; 13.05\} - \frac{6.1+4.88}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq 13.05 - 5.49 = 7.56 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.53 \times 12.20 = 6.47 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{BC} = 7.56 \text{ KN.m}$

Travée CD : (travée intermédiaire)

- $M_t^{CD} \geq \max\{1.05 M_{03} ; (1+ 0.3\alpha) M_{03}\} - \frac{M_C+M_D}{2}$

$$M_t^{CD} \geq \max\{11.86 ; 12.09\} - \frac{4.88+5.65}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq 12.09 - 5.26 = 6.83 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03} = 0.53 \times 11.3 = 5.99 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{CD} = 6.83 \text{ KN.m}$

Travée DE : (travée de rive)

- $M_t^{DE} \geq \max\{1.05 M_{04} ; (1+0.3\alpha) M_{04}\} - \frac{M_D + M_E}{2}$

$$M_t^{DE} \geq \max\{11.86; 12.09\} - \frac{5.65+3.39}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq 12.09 - 4.52 = 7.57 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{04} = 0.63 \times 11.30 = 7.12 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{DE} = 7.57 \text{ KN.m}$

2. CALCUL DES EFFORTS INTERNES :

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

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

Travée AB :

$$T_A = \frac{q_u L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{6.1 \times 3.85}{2} + \frac{(-6.1) - (-3.39)}{3.85} = 11.04 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{-6.1 \times 3.85}{2} + \frac{(-6.1) - (-3.39)}{3.85} = -12.45 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{6.1 \times 4}{2} + \frac{(-4.88) - (-6.1)}{4} = 12.50 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{-6.1 \times 4}{2} + \frac{(-4.88) - (-6.1)}{4} = -11.89 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = \frac{q_u L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{6.1 \times 3.85}{2} + \frac{(-5.65) - (-4.88)}{3.85} = 11.54 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{q_u L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{-6.1 \times 3.85}{2} + \frac{(-5.65) - (-4.88)}{3.85} = -12.51 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = \frac{q_u L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{6.1 \times 3.85}{2} + \frac{(-3.39) - (-5.65)}{3.85} = 12.33 \text{ KN}$$

$$T_E = -\frac{q_u L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{-6.1 \times 3.85}{2} + \frac{(-3.39) - (-5.65)}{3.85} = -11.15 \text{ KN}$$

▪ **DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES :**

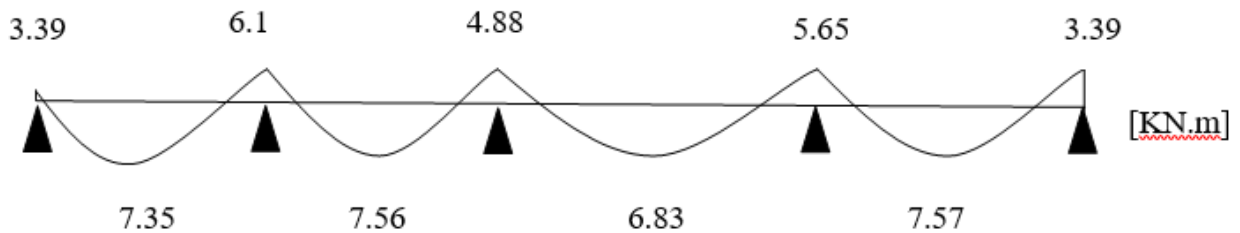


Figure III.2.8 : diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

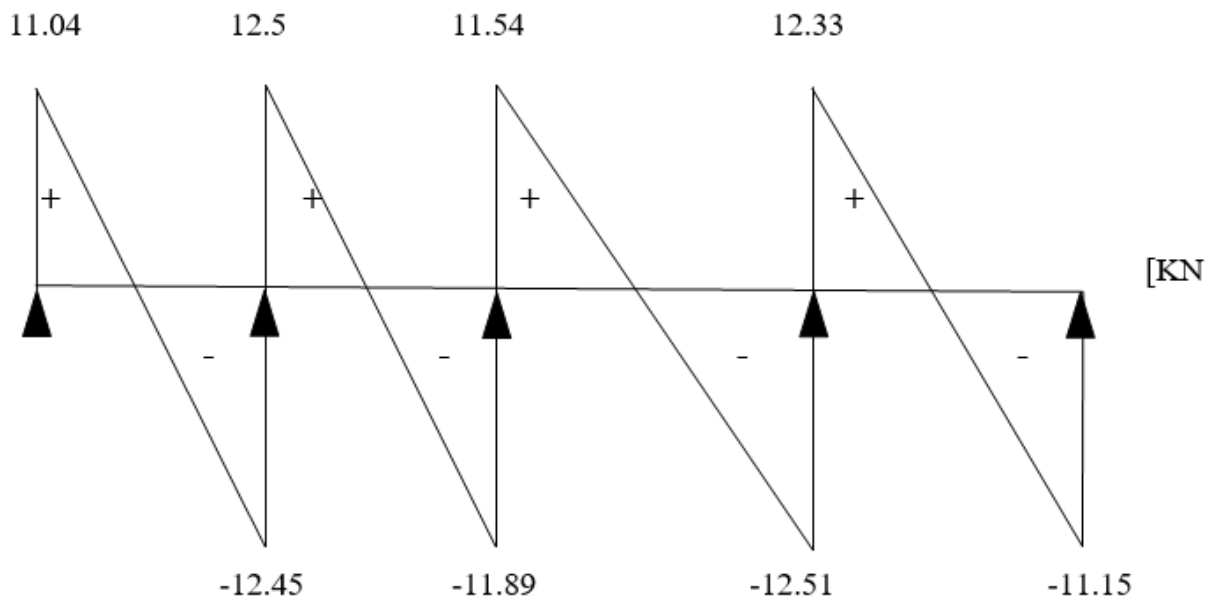


Figure III.2.9 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

A L'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 de calculs 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 : $I = \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.41}{6.1} = 0.722$

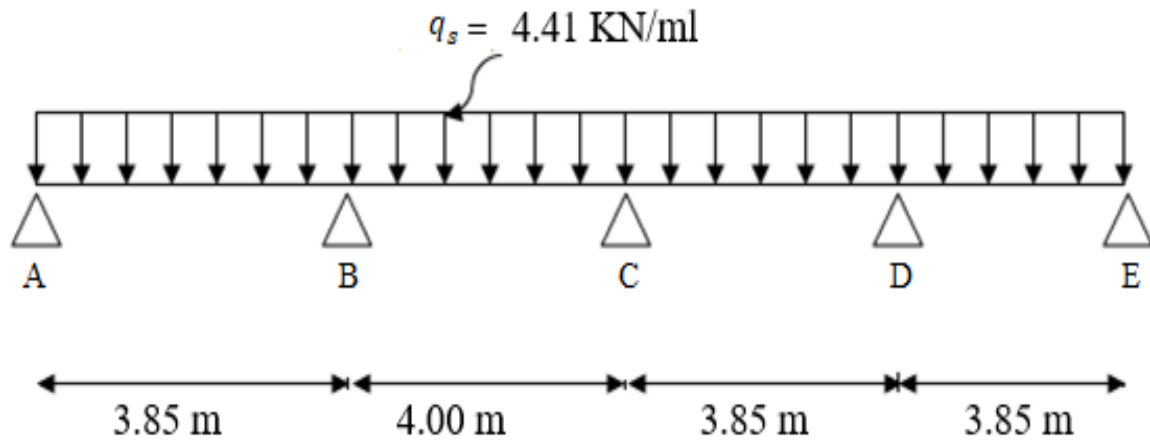


Figure III.2.10 : schéma statique de la poutrelle à l'ELS.

1. CALCUL DES MOMENTS FLÉCHISSANT A L'ELS :

➤ Calcul des moments aux appuis à l'ELS :

$$M_A = 3.39 \times 0.722 = 2.45 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 6.1 \times 0.722 = 4.41 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 4.88 \times 0.722 = 3.53 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 5.65 \times 0.722 = 4.08 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 3.39 \times 0.722 = 2.45 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments en travée a l'ELS :

Travée AB : (travée de rive)

$$M_t^{AB} = 7.35 \times 0.722 = 5.31 \text{ KN.m}$$

Travée BC : (travée intermédiaire)

$$M_t^{BC} = 7.56 \times 0.722 = 5.46 \text{ KN.m}$$

Travée CD : (travée intermédiaire)

$$M_t^{CD} = 6.83 \times 0.722 = 4.94 \text{ KN.m}$$

Travée DE : (travée de rive)

$$M_t^{DE} = 7.57 \times 0.722 = 5.47 \text{ KN.m}$$

2. CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS A L'ELS :

Travée AB :

$$T_A = 11.04 \times 0.722 = 7.98 \text{ KN}$$

$$T_B = -12.45 \times 0.722 = -9 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = 12.5 \times 0.722 = 9.04 \text{ KN}$$

$$T_C = -11.89 \times 0.722 = -8.59 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = 11.54 \times 0.722 = 8.34 \text{ KN}$$

$$T_D = -12.51 \times 0.722 = -9.04 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = 12.33 \times 0.722 = 8.91 \text{ KN}$$

$$T_E = -11.15 \times 0.722 = -8.06 \text{ KN}$$

▪ DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES :

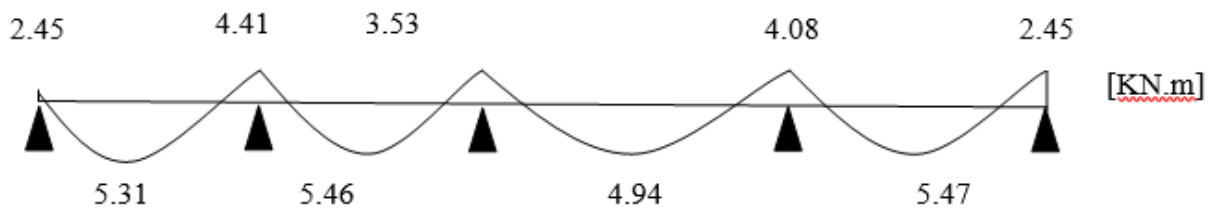


Figure III.2.11 : diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

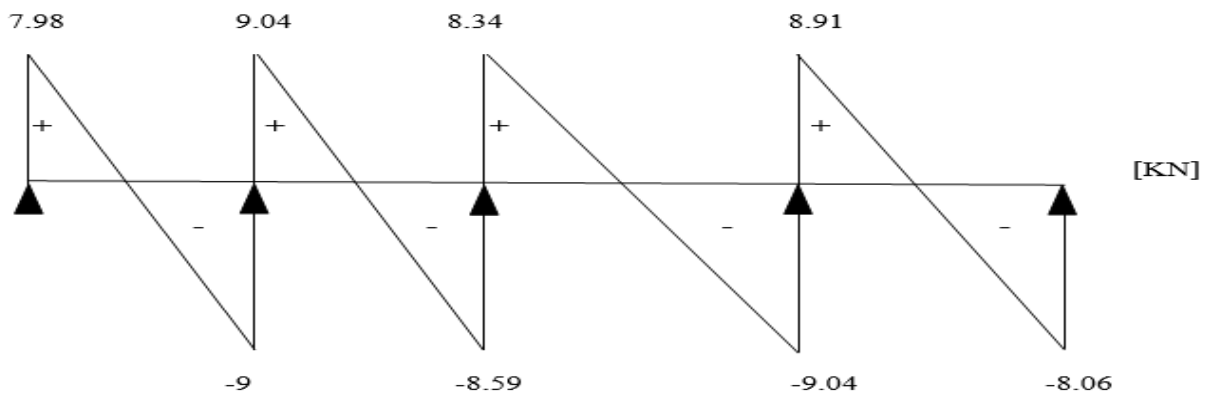


Figure III.2.12 : diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

c. CALCUL DES ARMATURES A L'ELU

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 7.57 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_i^{\max} = 6.1 \text{ KN.m}$$

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

**b = 65 cm ; b₀ = 12 cm ; h = 20 cm ; h₀ = 4 cm ;
d = 18 cm**

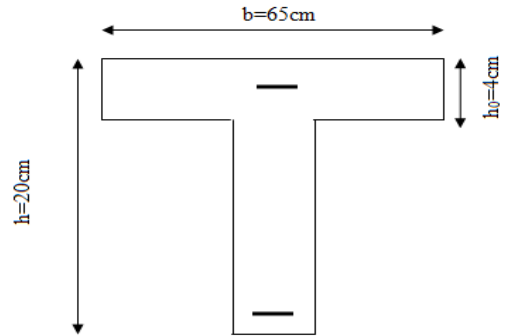


Figure II.13 : caractéristiques géométriques de la section en Té.

1. Armatures longitudinales

❖ **En travée**

$$M_t^{\max} = 7.57 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bc} = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,2 \times 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 7.57 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre se situe dans la table de compression, donc elle sera comprimée. La section en Té à calculer sera donc considérée comme une section rectangulaire de dimension (bxh) = 65 x20 cm².

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{7.57 \times 10^6}{650 \times (180)^2 \times 14.2} = 0.025 < 0.392 \rightarrow \text{Section Simplement Armée.}$$

$$\mu_b = 0.025 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot (f_e / \gamma_s)} = \frac{7.57 \times 10^5}{0.987 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.22 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : **3HA10 = 2.35 cm²**

❖ **Aux appuis**

$$M_a^{\max} = 6.1 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur **b₀=12 cm** et de hauteur

h =20 cm.

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{6.1 \times 10^6}{120 \times (180)^2 \times 14.2} = 0.110 < 0,392 \quad \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.156 \quad \beta = 0.942$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot (f_e / \gamma_s)} = \frac{6.1 \times 10^5}{0.942 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.03 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : **2HA10 = 1.57cm²**

2. Armatures transversales (BAEL 91, article A.7.2, 12)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right]$$

Avec :

- ϕ_t : Diamètre des armatures transversales,
- ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{20}{35}; 1.2; \frac{12}{10} \right] = \min[0.6; 1.2; 1.2] = 0.6 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Donc : $A_t = 2 \times \phi_t = 0.56 \text{ cm}^2$

3. Espacement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99, Art A.5.1.22)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 18; 40\text{cm}) = \min(16.2\text{cm}; 40\text{cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} > 0.4 \text{ Mpa}$$

Avec $f_e = 400 \text{ Mpa}$

$$\frac{0.56 \times 400}{12 \times 15} = \mathbf{1.24 \text{ Mpa}} > 0.4 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \textit{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers de $\phi_t = \mathbf{6 \text{ mm}}$, avec un espacement constant de $S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$ sur la totalité des poutrelles

d. VERIFICATIONS A L'ELU

1. Condition de non fragilité (BAEL91, ART A.4.2, 1)

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$

❖ **En travées**

$$A = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Aux appuis**

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91, ArtA5.1.1)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} \text{ avec : } T_{\max} : \text{effort tranchant max (} T_{\max} = 12.51 \text{ KN)}$$

$$\tau_u = \frac{12.51 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.58 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \text{ fissurations peu nuisibles}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa} \} = \mathbf{3.33 \text{ Mpa}}$$

$$\tau_u = 0.58 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313 BAEL 91-99)

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$$

Avec :

T_{\max} : Effort tranchant

a : Longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0.9 \times d$)

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} \times 0.9 \times 180 \times 120 = 129.6 \text{ KN}$$

❖ **Appui intermédiaire : $T_{\max} = 12.51 \text{ KN}$**

$$T_{\max} = 12.51 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Appui de rive : $T_{\max} = 11.15 \text{ KN}$**

$$T_{\max} = 11.15 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : (Art A.5.1,313 BAEL 91-99)

On doit vérifier que :

$$\left[T_{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0.9d} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

❖ **Appui intermédiaire :** $M_a^{\max} = 6.1 \text{ KN.m}$ et $T_{\max} = 12.51 \text{ KN}$

$$\left[12.51 + \frac{6.1}{0.9 \times 0.18} \right] \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = 1.44 \text{ cm}^2 < A = 2.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Appui de rive :** $M_a^{\max} = -3.39 \text{ KN.m}$ et $T_{\max} = 11.15 \text{ KN}$

$$\left[11.15 - \frac{3.39}{0.9 \times 0.18} \right] \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -0.28 \text{ cm}^2 < A = 2.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91, A.6.1, 3)

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec : Ψ_s : Coefficient de scellement (acier HA $\Psi_s = 1.5$).

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

Avec : $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres,

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3.14 \times 1 = 9.42 \text{ cm} \quad n: \text{Nombre de barres}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.51 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 9.42 \times 10} = 0.82 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres longitudinales. Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

6. Ancrages des barres (Art A.6.1, 23 BAEL 91-99)

La longueur de scellement droit (L_s) est donnée par :

$$L_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_s}$$

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

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

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

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées, alors les règles de **BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « **Lc** » est au moins égale à $0.4L_s$ pour les aciers HA. $L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 40 = \mathbf{16cm}$

e. VERIFICATIONS A L'ELS :

1. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art B.6.3 BAEL 91-99)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

2. Vérification de la résistance a la compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL 91-99)

Contrainte dans le béton :

❖ **En travée :** $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

avec : $M_s = 5.47 \text{ KN.m}$ et $A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{65 \times 18} = 0.200$$

$$\rho_1 = 0.200 \rightarrow \beta_1 = 0.927 \rightarrow K_1 = 53.49$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.47 \times 10^3}{0.927 \times 18 \times 2.35} = 139.50 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{53.49} \times 139.5 = 2.61 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.61 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **En appuis :** $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

avec : $M_s = 4.41 \text{ KN.m}$ et $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726$$

$$\rho_1 = 0.726 \rightarrow \beta_1 = 0.876 \rightarrow K_1 = 25.32$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.41 \times 10^3}{0.876 \times 18 \times 1.57} = 178.14 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{25.32} \times 178.14 = 7.03 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.03 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3. Vérification de la flèche (Art B.6.5,2 BAEL91-99) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

- h : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle de compression)
- M₀ : Moment fléchissant max dans la travée ; supposée indépendante et reposant sur deux appuis libres.
- M_t : Moment fléchissant max en travée.
- b₀ : La largeur de la nervure,
- L : portée libre maximale.
- d : hauteur utile,

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Vu que la 1ere condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :

Calcul de la flèche (BAEL91, Art. B6.5.2)

On doit vérifier que :

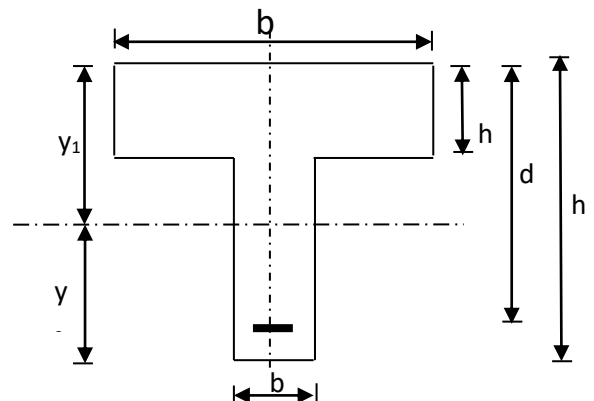
$$f_v = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} \rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible,

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.87 \text{ MPa}$$



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

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

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{b_0 \times (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A_t(y_2 - c)^2$$

Avec : $y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$

- S_{xx} : Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx

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

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

- B_0 : Aire de la section homogénéisée : $B_0 = b_0(h - h_0) + bh_0 + 15 A_{st}$

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

$$y_1 = \frac{3458.5}{487.25} = 7.1 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.1 = 12.9 \text{ cm}$$

Donc :

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

$$I_0 = 20003.24 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

ρ : le rapport des aciers tendus a celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures)

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0108$$

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.0108} = 1.522$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0108 \times 178.14 + 2.1} ; 0 \right\} = 0.624$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 20003.24}{1 + 0.624 \times 1.522} = 11285.45 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche

$$f_v = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{5.47 \times 10^6 \times (4000)^2}{10 \times 10818.87 \times 11285.45 \times 10^4} = 7.17 \text{ mm} < \bar{f}_v = 8 \text{ mm}$$

$f_v < \bar{f}_v \Rightarrow$ Condition vérifiée.

III.3. Calcul des balcons :

Le balcon est assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisée en dalle pleine coulée sur place.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

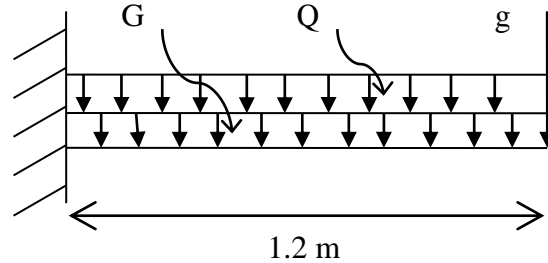


Figure III.3.1 : Schéma statique du balcon.

Avec :

G : charge permanente uniformément réparties 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.3.1. Dimensionnement du balcon :

Pour les dalles pleines reposant sur un seul appui, leur épaisseur est déterminée comme suit :

$e_p \geq 15 \text{ cm}$ (Déterminé dans le chapitre II)

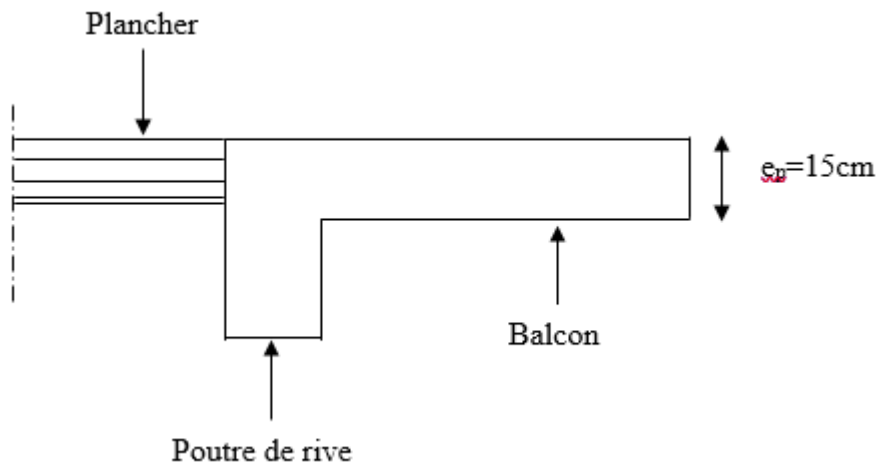


Figure III.3.2: Coupe verticale détaillant la liaison balcon poutre.

III.3.2. Détermination des charges et surcharges du balcon :

Charges permanentes : $G=5.74 \text{ KN/m}^2$ (Déterminé dans le II^{ème} chapitre)

- **Charge concentrée (Poids propre du garde-corps) :**

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Brique	0.1	0.9	0.9
2	Enduit de ciment	0.02 × 2	18	0.72
				G _t =1.62

Tableau III.3.1 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps.

- **Surcharge d'exploitation :**
D'après le DTR: $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

III.3.3. Combinaisons de charges :

- **A l'ELU :**

➤ **La dalle :**

$$q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 5.74) + (1.5 \times 3.5) = 13\text{KN/ml}$$

➤ **Le garde-corps :**

$$g_u = (1.35 \times g) \times 1 \text{ m} = 1.35 \times 1.62 = 2.19\text{KN/ml}$$

- **A l'ELS :**

➤ **La dalle :**

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m} = 5.74 + 3.5 = 9.24 \text{ KN/ml}$$

➤ **Le garde-corps :**

$$g_s = g = 1.62\text{KN/ml}$$

III.3.4. Calcul des efforts internes :

A l'ELU :

- **Moments fléchissant :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l = \frac{13 \times 1.2^2}{2} + 2.19 \times 1.2 = 12\text{KN.m}$$

$$M_u = 12 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant :

$$V_u = q_u \times l + g_u = 13 \times 1.2 + 2.19 = 17.8 \text{ KN}$$

$$V_u = 17.8 \text{ KN}$$

A P'ELS :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s \times l = \frac{9.24 \times 1.2^2}{2} + 1.62 \times 1.2 = 8.6 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 8.6 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant :

$$V_s = q_s \times l + g_s = 9.24 \times 1.2 + 1.62 = 12.7 \text{ KN}$$

$$V_s = 12.7 \text{ KN}$$

III.3.5. Ferrailage :

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

Section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

h: Epaisseur de la section (h = 15 cm)

b: Largeur de la section (b= 100cm)

c: Enrobage (c=c'=2cm)

d: Hauteur utile (h – c = 15 – 2 = 13 cm)

- **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.050 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.050 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.974$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12 \times 10^3}{0.974 \times 13 \times 348} = 2.72 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA12** = 4.52 cm² avec S_t = 25 cm

- **Armatures de répartition :**

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

Soit une section de **4HA10** = 3.14 cm² avec S_t = 25 cm

III.3.6. Vérifications à l'ELU :

1. Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91/99)

$A_{adopté} > A_{min}$

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

Avec: $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1$ MPA

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Soit : $A = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

2. Vérification de l'adhérence et l'entraînement des barres :

(A.6.1,3/BAEL91modifié 99)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se} ; \quad \bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28}$$

Avec: ψ : Coefficient de scellement , $\psi = 1.5$ (Pour les aciers HA)

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

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

Avec:

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi \quad n : \text{Nombre de barres}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{17.8 \times 10}{0.9 \times 13 \times 15.07} = 1 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 1 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

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

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

Avec : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA} \right\} = 2.5 \text{ MPA}$ (fissuration préjudiciable).

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

$$\tau_u = \frac{17.8 \times 10}{100 \times 13} = 0.14 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{3 \times 15 ; 33\text{cm}\} = \min (45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures de répartition :**

$$S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{4 \times 15 ; 45\text{cm}\} = \min (60 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

5. Longueur de scellement : (Art A.5.1, 22 /BAEL91 modifié 99)

La longueur de scellement droite l_s est donnée par l'expression suivante :

$$L_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{\bar{\tau}_{se}}$$

L_s : longueur de scellement droit.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence.

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6\psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84\text{MPa.}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

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 /BAEL 91/99)est fixée pour les barres à haute adhérence à:

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

III.3.7. Vérification à l'ELS :

- a. **Dans l'acier :** (Art .B.6.3/BAEL91modifiées 99)

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- b. **Dans le béton :**(Art .A.4.5.2 du BAEL91)

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

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

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \quad \text{Avec : } k = \frac{1}{k_1}$$

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

$$M_s = 8.6 \text{ KN.m} \quad A = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.348$$

$$\beta_1 = 0.908 \quad k_1 = 39.35 \quad \text{D'où} \quad K = 0.025$$

$$\sigma_{st} = \frac{8.6 \times 10^3}{0.908 \times 13 \times 4.52} = 161.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.025 \times 161.19 = 4.03 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 4.03 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.063 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \quad \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{8.6}{10(8.6)} = 0.10 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Remarque : Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Le balcon est ferrailé comme suit :

- ❖ Armatures principales : 4HA12 avec $S_t = 15\text{cm}$
- ❖ Armatures secondaires : 4HA10 avec $S_t = 15\text{cm}$.

III.4. Salle machine :

III.4.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

La machinerie est le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au-dessus de la gaine

III.4.2. Caractéristiques de la cage d'ascenseur :

- La surface de la salle machine est de : $1.70 \times 1.90 = 3.23 \text{ m}^2$
- La surface de la cabine est de : $1.30 \times 1.50 = 1.95 \text{ m}^2$
- La charge totale du système de levage et la cabine chargée est de : 9t ($P = 90 \text{ KN}$) répartie sur une surface de $(80 \times 80) \text{ cm}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.
- La surcharge d'exploitation est prise égale à : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

III.4.3. Dimensionnement :

❖ Épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_0 = \frac{L_x}{30} = \frac{170}{30} = 5.67 \text{ cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 15\text{cm}$.

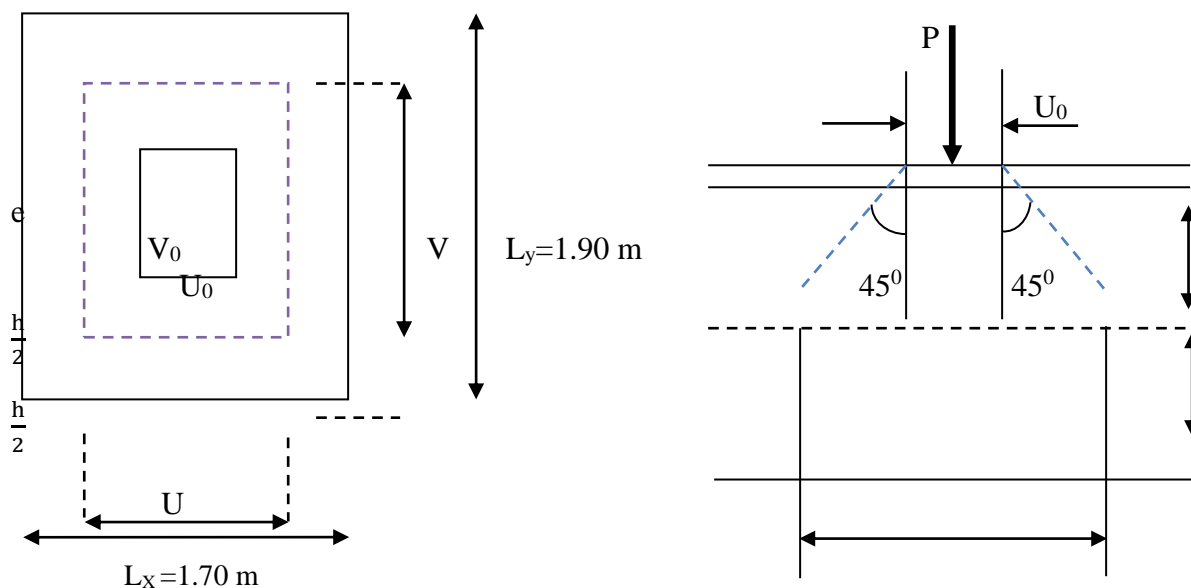


Figure III.4.1: schéma statique de la salle

❖ Calcul de U et V : On a $\begin{cases} U = U_0 + 2 \cdot \xi e + h_0 \\ V = V_0 + 2 \cdot \xi e + h_0 \end{cases}$

avec :

$$ht = 15\text{cm} ;$$

e : revêtement de la dalle (e = 5cm)

$$U_0 = 80 \text{ cm}; V_0 = 80 \text{ cm}$$

$$D'où : U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

Les côtés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

III.4.4. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :

A L'ELU

Poids propre de la dalle $G = 0.15 \times 25 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$ (bande de 1m de largeur)

La surcharge d'exploitation est prise égale a : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

$$\begin{cases} P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN} \\ q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.56\text{KN/m} \end{cases}$$

A L'ELS :

$$\begin{cases} P_s = P = 90 \text{ KN} \\ q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75\text{KN/m} \end{cases}$$

III.4.5. CALCUL A L'ELU :

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

1) Les moments M_{x1} , M_{y1} engendrés par le système de levage :

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1m de largeur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$$M_{x1} = P_u(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = P_u(M_2 + \nu M_1)$$

$$\nu: \text{coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : coefficients donnés en fonction de $(\rho, \frac{U}{L_x} ; \frac{V}{L_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.70}{1.90} = 0.89 ; 0.4 \leq \rho = 0.89 \leq 1 \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{170} = 0.62 \quad \text{et} \quad \frac{V}{L_y} = \frac{105}{190} = 0.55$$

A partir des abaques de PIGEAUD et après interpolation on obtient :

$$M_1=0.089 ; M_2=0.066$$

A L'ELU :

$$M_{X1} = P_u \cdot M_1$$

$$M_{Y1} = P_u \cdot M_2$$

$$M_{X1} = P_u \cdot M_1 = 121.5 \times 0.089 = 10.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y1} = P_u \cdot M_2 = 121.5 \times 0.066 = 8.02 \text{ KN.m}$$

a. Calcul de M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre et a la surcharge de la dalle pleine :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.70}{1.90} = 0.89 ; 0.4 \leq \rho = 0.89 \leq 1 \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux directions. Donc on considère, au milieu de chaque portée une bande de 1m de largeur.

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du (BAEL 91-99)

$$M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

Avec :

M_{x2} : le moment fléchissant dans le sens L_x

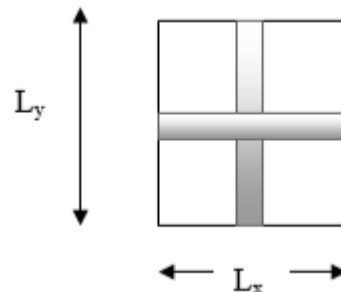
M_{y2} : le moment fléchissant dans le sens L_y

μ_x, μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ et v

$$\rho = 0.89 \quad \mu_x = 0.0468$$

$$v = 0 \quad \mu_y = 0.759$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = 0.0468 \times 6.56 \times 1.70^2 = 0.887 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.759 \times 0.887 = 0.673 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



b. Superposition des moments agissant au centre du panneau :

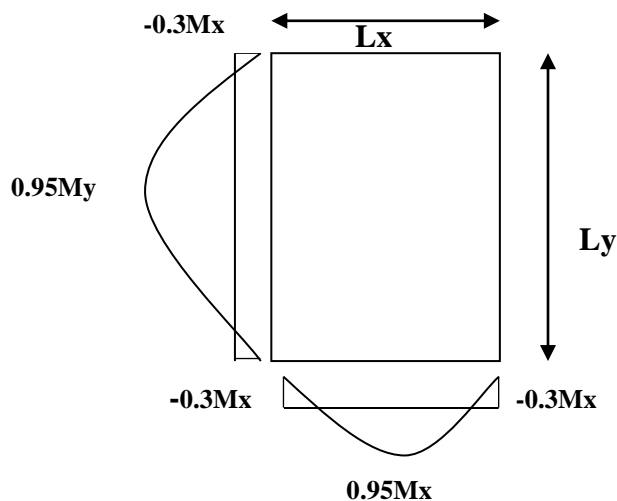
$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.81 + 0.887 = 11.70 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.02 + 0.673 = 8.70 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leur effectuant le coefficient de **0.95** en travée et **0.3** aux appuis.

Correction des moments :



- Moments en travée :

$$M_x^t = 0.95M_x$$

$$M_x^t = 0.95 \times 11.70 = 11.12 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.95M_y$$

$$M_y^t = 0.95 \times 8.70 = 8.27 \text{ KN.m}$$

- Moments aux appuis :

$$M_x^a = -0.3M_x$$

$$M_x^a = -0.3 \times 11.70 = - 3.51 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3M_y$$

$$M_y^a = -0.3 \times 8.70 = - 2.61 \text{ KN.m}$$

Ferraillage de la dalle :

Etude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm}$$

➤ **Dans le sens de la petite portée (x-x)**

• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11.12 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.046 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.976$$

$$A_{st} = \frac{M_{tx}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.12 \times 10^3}{0.976 \times 13 \times 348} = 2.52 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA12 = 4.52 cm²** avec un espacement **S_t = 25cm**

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3.51 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.015 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.992$$

$$A_{st} = \frac{M_{ax}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3.51 \times 10^3}{0.992 \times 13 \times 348} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement **S_t = 25cm**

➤ **Dans le sens de la grande portée (y-y)**

• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8.27 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.034 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.983$$

$$A_{st} = \frac{M_{ty}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.27 \times 10^3}{0.983 \times 13 \times 348} = 1.86 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement **S_t = 25cm**

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2.61 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.011 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.994$$

$$A_{st} = \frac{M_{ay}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2.61 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.58 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement **S_t = 25cm**

III.4.5. Vérification à L'ELU :

1. Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :

- Sens x-x :

$$W_x = \frac{A_{\min}^x}{b \times h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} A_{\min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} bh$$

avec ω_0 : taux minimal d'armatures dans le sens x-x ; $\omega_0 = 0.0008$ pour feE400

b x h : section du béton

A_{\min}^x : section minimale d'armatures.

$$A_{\min}^x \geq 0.0008 \times \frac{3 - 0.89}{2} \times 100 \times 15 = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min}^x = 1.27 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$A_{ax} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}^x = 1.27 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

- Sens y-y :

$$\omega_y = \frac{A_{\min}^y}{b \times h} \geq \omega_0 A_{\min}^y \geq \omega_0 bh$$

ω_y : taux minimal d'armatures dans le sens y-y

$$A_{\min}^y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{ty} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$A_{ay} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

2. Diamètre maximal des barres :

On doit vérifier que $\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$

$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}$ condition vérifiée.

3. Espacement des barres :

- Armatures suivant x-x :

$$S_{\text{tmax}} = 25 \text{ cm} < \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures suivant y-y :**

$$S_{tmax} = 25 \text{ cm} < \min\{4h; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

4. Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :

On admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite :

$$P_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

P_u : charge de calcul à L'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

μ_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(1.05+1.05) = 4.2\text{m}$$

$$P_u = 1.35G = 1.35 \times 90 = 121.5\text{KN}$$

$$P_u = 121.5 < 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN/ml} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

Donc : les armatures transversales sont inutiles.

5. Vérification des contraintes tangentielles :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$

➤ Au milieu de U :

$$T_u = \frac{P_u}{2U+V} = \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} = 38.57\text{KN}$$

➤ Au milieu de V :

$$T_u = \frac{P_u}{3V} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57\text{KN}$$

Ainsi on aura : $\tau = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.30 \text{ MPA}$

$$\tau = 0.30 \text{ MPA} < \frac{0.07f_c28}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPA}$$

On remarque que $\tau < \bar{\tau}$ la condition est vérifiée.

a. Moments engendrés par le système de levage :

A L'ELS $v = 0.2$; $M_1 = 0.089$; $M_2 = 0.066$

$$M_{x1} = P_s (M_1 + v M_2)$$

$$M_{y1} = P_s (M_2 + v M_1)$$

$$M_{x1} = 90(0.089 + 0.2 \times 0.066) = 9.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90(0.066 + 0.2 \times 0.089) = 7.54 \text{ KN.m}$$

b. Calcul de M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre et a la surcharge de la dalle pleine :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \rho = 0.89 \quad \mu_x = 0.0539$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \quad \mu_y = 0.832$$

$$q_s = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0539 \times 4.75 \times 1.7^2 = 0.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.832 \times 0.74 = 0.62 \text{ KN.m}$$

c. Superposition des moments agissant au centre du panneau:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.20 + 0.74 = 9.94 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.54 + 0.62 = 8.16 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

➤ **En travée :**

$$M_x^t = 0.95 \times 9.94 = 9.44 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.95 \times 8.16 = 7.75 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_x^a = -0.3 \times 9.94 = -2.98 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times 8.16 = -2.45 \text{ KN.m}$$

III.4.6 Vérification à l'ELS :

a. Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

b. Vérification de la contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

• Sens x-x :

➤ **En travée :**

$$M_s = 9.44 \text{ KN.m} ; A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.348 \rightarrow \beta_1 = 0.908 \rightarrow k_1 = 39.35$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{9.44 \times 10^3}{0.908 \times 13 \times 4.52} = 176.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{176.93}{39.35} = 4.49 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_s = -2.98 \text{ KN.m} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \rightarrow \beta_1 = 0.938 \rightarrow k_1 = 65.64$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{2.98 \times 10^3}{0.938 \times 13 \times 3.14} = 77.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{77.83}{65.64} = 1.18 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **Sens y-y :**

➤ **En travée :**

$$M_s = 7.75 \text{ KN.m}; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \rightarrow \beta_1 = 0.938 \rightarrow k_1 = 65.64$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{7.75 \times 10^3}{0.938 \times 13 \times 3.14} = 202.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{202.41}{65.64} = 3.08 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_s = -2.45 \text{ KN.m}; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \rightarrow \beta_1 = 0.938 \rightarrow k_1 = 65.64$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{2.45 \times 10^3}{0.938 \times 13 \times 3.14} = 63.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{63.98}{65.64} = 0.97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

▪ **Etat limite de déformation (BAEL91-art B.7.5) :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont respectées :

➤ $\frac{h}{L_x} > \frac{M_t}{20M_x}$

➤ $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$

Dans notre cas on a :

➤ $\frac{h}{L_x} > \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{15}{170} = 0.088 > \frac{9.44}{20 \times 9.94} = 0.047$ condition vérifiée

➤ $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034 < \frac{2}{400} = 0.005$ condition vérifiée

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5 CALCUL DES ESCALIERS

III.5.1 DÉFINITION

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à un autre d'une construction. L'escalier est constitué d'une succession régulière de plans horizontaux. Consistant en des marches et des paliers.

La structure est munie d'une cage d'escaliers avec deux types :

- **Escalier d'étages courants** : comporte deux volées identiques et un palier de repos.
- **Escaliers du RDC** : comportent trois volées dont deux sont identiques à celles de l'étage courant et deux paliers de repos

Nous calculerons l'escalier à deux volées et nous adopterons le même ferrailage pour les escaliers à trois volées.

III.5.2 TERMINOLOGIES

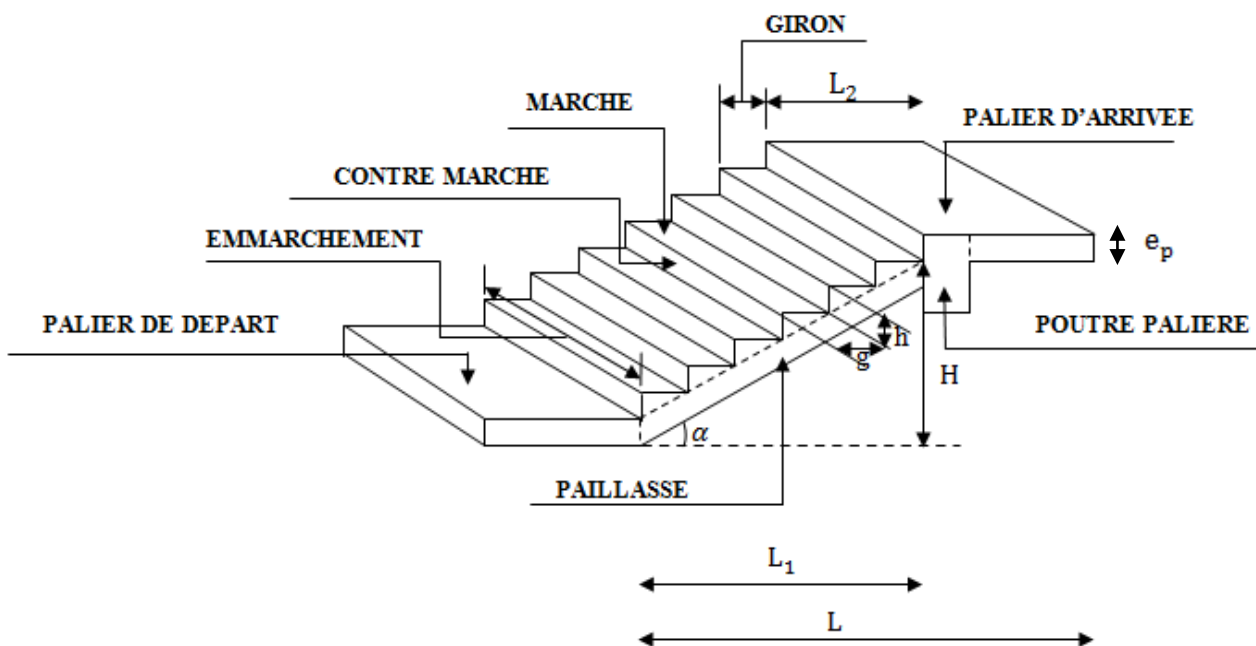


Figure III.5.1: Constituants d'un escalier

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...etc.,
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm,
- **La hauteur de la contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successive ; valeurs courantes $h = 13$ à 17 cm, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.

- **Le giron (g)** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de 28 cm minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h + g = 59$ à 64 .
- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche,
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches,
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

III.5.3 PRÉ-DIMENSIONNEMENT DE L'ESCALIER

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan.

a. Calcul du nombre de marches et contre marches :

Calcul de la hauteur de la contre marche et du giron :

$$n = \frac{153}{17} = 9 \text{ contres marche.}$$

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

$$g = \frac{L_1}{n - 1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

Vérification de la relation de **BLONDEL**

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times (17) = 64 \rightarrow \text{La relation est vérifiée.}$$

III.5.4 PRE DIMENSIONNEMENT DE LA PAILLASSE ET DU PALIER

L'épaisseur du palier et de la paillasse (e_p) est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}, \quad \text{avec } L: \text{Longueur du palier et de la paillasse.}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$L_0 = 1.2 \text{ m} ; \quad ; \quad L' = \frac{2.4}{\cos 32.52} = 2.84 \text{ m}$$

$$L = L_0 + L' = 1.2 + 2.84 = 4.04 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \frac{404}{30} \leq e_p \leq \frac{404}{20} \rightarrow 13.47 \text{ cm} \leq e_p \leq 20.2 \text{ cm}$$

On prend : $e_p = 20 \text{ cm}$.

Conclusion

Nous prenons une épaisseur de **20** cm pour tous les escaliers de notre bâtiment.

III.5.5 DETERMINATION DES SOLLICITATIONS DE CALCUL

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément reparti sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

a. Les Charges permanentes

- **Le poids des revêtements :**

N°	Elément	Epaisseur (m)	Pds volumique (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Enduit ciment	0.015	18	0.27
5	Poids propre du garde-corps	/	/	0.2
G total				1.85

Tableau III.5.1 : Charges permanentes revenants aux poids propre des revêtements.

- **Le palier :**

N°	Elément	Epaisseur (m)	Pds volumique (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Dalle pleine en béton armé	0.20	25	5
2	Poids des revêtements			1.85
G total				6.85

Tableau III.5.2 : charges permanentes revenants au palier

- **La paillasse (la volée) :**

N°	Elément	G(KN/m ²)
1	Poids propre de la paillasse	$25 \times e_p / \cos\alpha = 25 \times 0.20 / \cos 32.52 = 5.93$
2	Poids des marches	$25 \times H/2 = 25 \times 0.17/2 = 2.125$
3	Poids des revêtements	1.85
G total		=9.91

Tableau III.5.3 : charges permanentes revenants à la paillasse.

b. Les surcharges d'exploitation

Surcharge d'exploitation selon le **DTR C2-2** pour une construction à usage d'habitation

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

c. Combinaison des charges

▪ **ELU :** $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml}$

Palier : $q_{up} = (1.35 \times 6.85 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{m} = 13 \text{ KN/ml}$

Volée : $q_{uv} = (1.35 \times 9.91 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{m} = 17.13 \text{ KN/ml}$

▪ **ELS :** $q_u = (G + Q) \times 1 \text{ ml}$

Palier : $q_{up} = (6.85 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 9.35 \text{ KN/ml}$

Volée : $q_{uv} = (9.91 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.41 \text{ KN/ml}$

III.5.6. CALCUL A L'ELU

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encadrée aux appuis.

a. Calcul des efforts internes

▪ **Réactions d'appui**

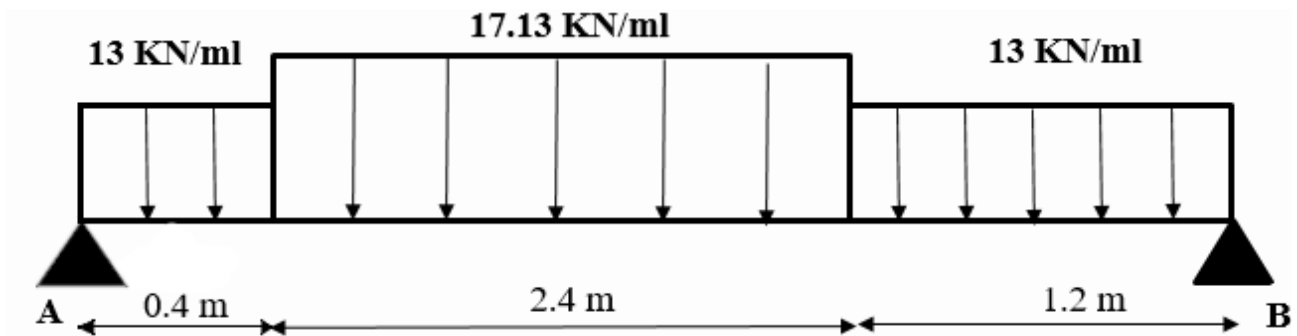


Figure III.5.2 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

D'après les formules de RDM :

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 13 \times 0.4 + 17.13 \times 2.4 + 13 \times 1.2$$

$$R_A + R_B = 61.91 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 4 R_A - 13 \times 0.4 \times 3.8 - 17.13 \times 2.4 \times 2,4 - 13 \times \left(\frac{1.20^2}{2}\right) = 0$$

$$\rightarrow 4 R_A = 19.76 + 98.67 + 9.36$$

$$\rightarrow R_B = \frac{127.80}{4} = 31.95 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow -4 R_B + 13 \times 1.2 \times 3.4 + 17.13 \times 2.4 \times 1.6 + 13 \times \left(\frac{0.4^2}{2}\right) = 0$$

$$\rightarrow 4 R_A = 53.04 + 65.78 + 1.04$$

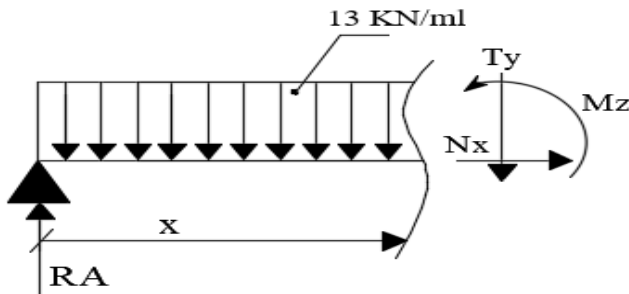
$$\rightarrow R_B = \frac{119.86}{4} = 29.96 \text{ KN}$$

D'où : $R_A = 31.95 \text{ KN}$ et $R_B = 29.96 \text{ KN}$

▪ Vérification : $R_A + R_B = 31.95 + 29.96 = 61.91 \text{ KN}$

b. Efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELU

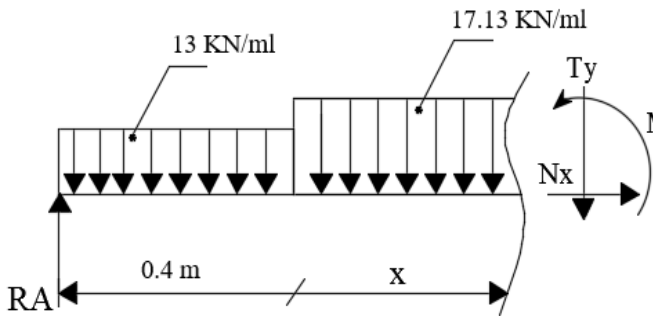
Tronçon 1 : $0 \leq X \leq 0.4 \text{ m}$



$$T(x) = 31.95 - 13x$$

$$M(x) = 31.95x - 6.5x^2$$

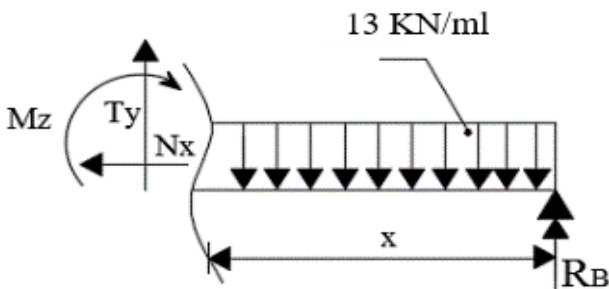
Tronçon 2 : $0.4 \leq x \leq 2.8$



$$T(x) = 33.602 - 17.13x$$

$$M(x) = 33.602x - 8.565x^2 + 2.41$$

Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1.2$



$$T(x) = 13x - 29.96$$

$$M(x) = 29.96x - 6.5x^2$$

Tronçons	X(m)	T(KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 0.4$	0	31.95	0
	0.4	26.75	11.74
$0.4 \leq x \leq 2.8$	0.4	26.75	11.74
	2.8	-14.36	26.60
$0 \leq x \leq 1.2$	0	-29.96	0
	1.2	-14.36	26.60

Tableau III.5.4 : Tableau récapitulatif des efforts à l'ELU

Calcul du moment maximal $M_{z_{max}}$

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule. D'où :

$$T_y = 33.602 - 17.13 x = 0 \Rightarrow x = \frac{33.602}{17.13} = 1.96 \text{ m. En remplaçant la valeur de } x \text{ dans l'équation}$$

$$M(x) = 33.602 x - 8.565 x^2 + 2.41$$

$$M_z^{max} = 32.64 \text{ KN.m}$$

Remarque

Compte tenu du semi encastrement aux appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{max} au niveau des appuis et en travée.

En travée : $M_t = 0.85 M_z^{max} = 27.74 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_t = -0.3 M_z^{max} = -9.79 \text{ KN.m}$

▪ **Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à ELU**

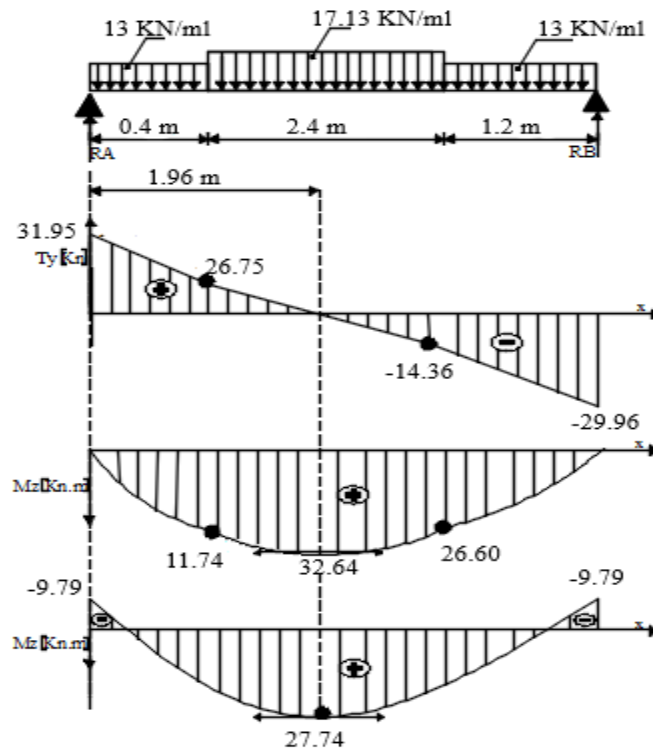


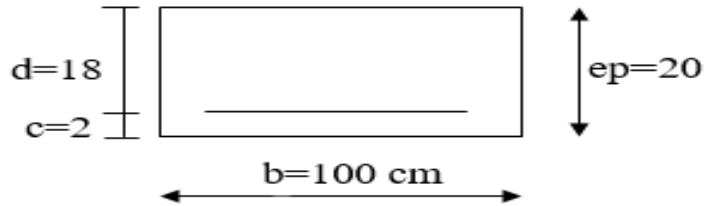
Figure III.5.3 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à ELU

c. Le ferrailage

Le calcul se fera à en flexion simple pour section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont : $b = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$. et d'épaisseur ($e_p = 20 \text{ cm}$).

▪ **En travée**

➤ **Armatures principales**



$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{27.74 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.060 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0.060 \rightarrow \beta = 0.969$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}, \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot (f_e/\gamma_s)} = \frac{27.74 \times 10^3}{0.969 \times 18 \times 348} = 4.57 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA12 = 5.65 cm², avec un espacement **St = 20cm**

➤ **Armatures de répartition**

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

Soit : 4 HA8 = 2.01 cm². Avec **St = 25 cm**

▪ **Aux appuis**

➤ **Armatures principales**

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{9.79 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0,022 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{sa} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.79 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1.58 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA10 = 3.14 cm², avec un espacement **St = 25 cm**

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Soit

$$A_r = \mathbf{4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2} \quad \text{avec } \mathbf{St = 25 \text{ cm}}$$

III.5.7. VÉRIFICATIONS A L'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL91, Art A.4.2 .1)

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

$$A_{\text{calculée}} \geq A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

- $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} \rightarrow$ Condition vérifiée,
- $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} \rightarrow$ Condition vérifiée.

b. Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91, Art 5.1.2)

$$V_u^{\text{max}} = 31.95 \text{ KN}$$

Pour une fissuration non préjudiciable :

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{31.95 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.177 \text{ Mpa}$$

On a : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow$ condition vérifiée.

c. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

▪ **Dans le béton (BAEL91/99, Art A.5.1, 313) :**

$$V_u^{\text{max}} = 31.95 \text{ KN}$$

$$\bar{V}_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 0.9 \times 0.18 \times 1 = 1080 \text{ KN, avec } a = 0,9d$$

$$V_u^{\text{max}} = 31.95 \text{ KN} < \bar{V}_u = 1080 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Dans l'acier (BAEL 91/99, Art A.5.1, 321)**

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 \quad . \quad M_u^a = -9.79 \text{ KN.m}$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u^{\text{max}} + \frac{M_u^a}{0,9d} \right)$$

$$A_a = 3.14 > \frac{1,15}{400} \left(31.95 - \frac{9.79}{0,9 \times 18} \right) = 0.090 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures.

d. Vérification de l'adhérence et d'entraînement (BAEL91, A.6.1, 3)

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\text{max}}}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

Ψ_s : coefficient de scellement (aciers haute adhérence $\rightarrow \Psi_s = 1.5$).

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 188.4 \text{ mm.}$$

n : Nombre de barres.

d'où :

$$\tau_{se} = \frac{31.95 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 188.4} \rightarrow \tau_{se} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.05 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e. Espacement des barres (BAEL91, Art A.8.2.4,2)

L'écartement des barres ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- **Armatures principales : $S_{tmax} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Appuis : } St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \\ \text{Travée : } St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armature de répartition : $S_{tmax} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Appuis : } St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \\ \text{Travée : } St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

f. Calcul de la longueur d'ancrage

$$L_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{se}}$$

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

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

On prend **Ls = 50 cm**.

Etant donné que la longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99) admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

pour les aciers H. A $L_c = 0.4 \times L_s$

$$L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

III.5.8 VERIFICATIONS A L'ELS

a. Calcul des efforts internes

▪ Réactions

d'appui

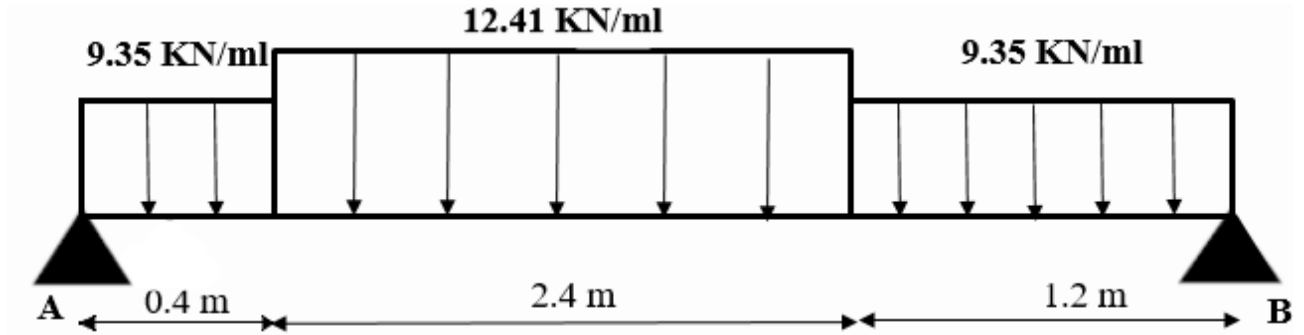


Figure III.5.4 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS

D'après les formules de RDM :

$$\sum F_{/y} = 0 \rightarrow R_A + R_B = 9.35 \times 0.4 + 12.41 \times 2.4 + 9.35 \times 1.2 = 44.74$$

$$\rightarrow R_A + R_B = 44.74 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow 4 R_A - 9.35 \times 0.4 \times 3.8 - 12.41 \times 2.4 \times 2.4 - 9.35 \times \left(\frac{1.20^2}{2}\right) = 0$$

$$\rightarrow 4 R_A = 14.21 + 71.48 + 6.73$$

$$\rightarrow R_B = \frac{92.42}{4} = 23.10 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow -4 R_B + 9.35 \times 1.2 \times 3.4 + 12.41 \times 2.4 \times 1.6 + 9.35 \times \left(\frac{0.4^2}{2}\right) = 0$$

$$\rightarrow 4 R_A = 38.15 + 47.65 + 0.748$$

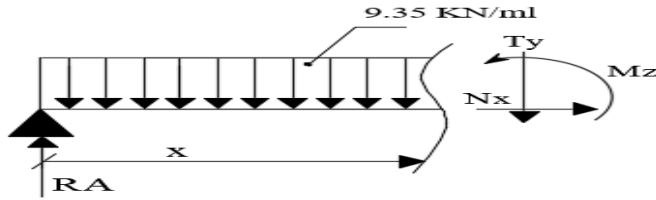
$$\rightarrow R_B = \frac{86.55}{4} = 21.64 \text{ KN}$$

D'où : $R_A = 23.10 \text{ KN}$ et $R_B = 21.64 \text{ KN}$

▪ **Verification :** $R_A + R_B = 23.10 + 21.64 = 44.74 \text{ KN}$

d. Efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS

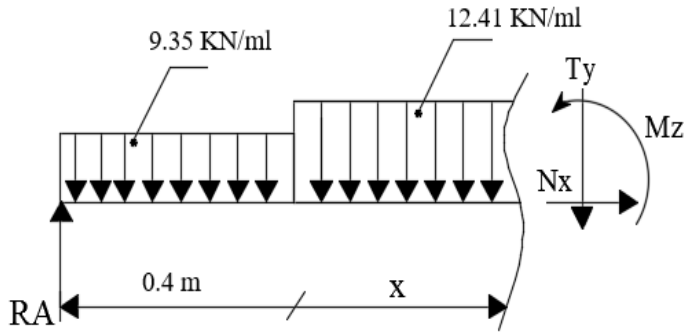
Tronçon 1: $0 \leq x \leq 0.4 \text{ m}$



Tronçon 2 : $0.4 \leq x \leq 2.8$

$$T(x) = 23.10 - 9.35 x$$

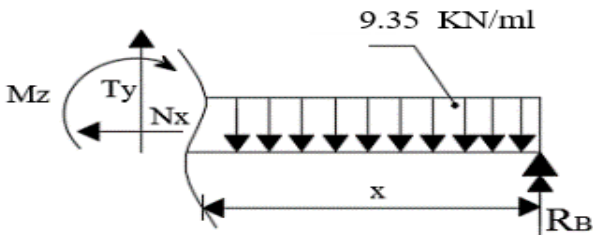
$$M(x) = 23.10 x - 4.675 x^2$$



Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1.2$

$$T(x) = 24.32 - 12.41 x$$

$$M(x) = 24.32 x - 6.2 x^2 - 0.244$$



$$T(x) = 9.35 x - 21.64$$

$$M(x) = 21.64 x - 4.675 x^2$$

Tronçons	X(m)	T(kN)	M (kN.m)
$0 \leq x \leq 0.4$	0	23.10	0
	0.4	19.36	8.49
$0.4 \leq x \leq 2.8$	0.4	19.36	8.49
	2.8	-10.42	19.24
$0 \leq x \leq 1.2$	0	-21.64	0
	1.2	-10.42	19.24

Tableau III.5.5 : Tableau récapitulatif des efforts à l'ELS.

Calcul du moment maximal $M_{z_{max}}$

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule. D'où :

$$T_y = 24.32 - 12.41 x = 0 \Rightarrow x = \frac{24.32}{12.41} = 1.96 \text{ m. En remplaçant la valeur de } x \text{ dans l'équation}$$

$$M(x) = 33.602 x - 8.565 x^2 + 2.41$$

$$M_z^{max} = 23.6 \text{ kN.m}$$

Remarque

Compte tenu du semi encastrement aux appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{max} au niveau des appuis et en travée.

En travée : $M_t = 0.85 M_z^{max} = 20.06 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_t = -0.3 M_z^{max} = -7.08 \text{ KN.m}$

b. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

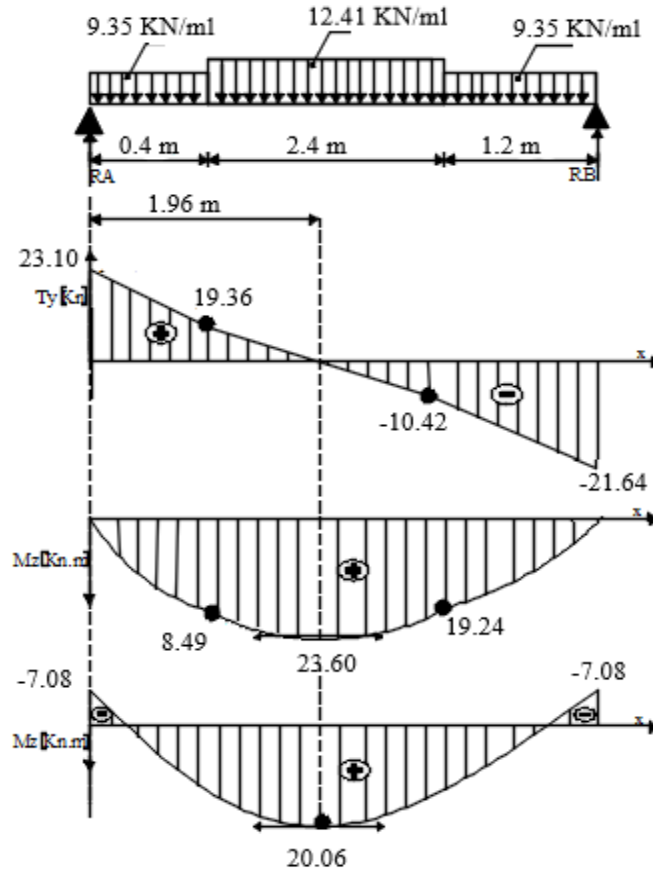


Figure III.5.5 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont associées sont :

- État limite de résistance de béton à la compression,
- État limite de déformation,
- État limite de l'ouverture des fissures.

III.5.9 VÉRIFICATION DE LA RESISTANCE DU BETON A LA COMPRESSION

(BAEL91, ART A.4.5, 2)

Il ya lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$ (contrainte de traction des aciers) β_1 et k_1 est fonction de ρ_1

▪ **Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.932 \\ K_1 = 58.53 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{7.08 \times 10^3}{0.932 \times 18 \times 3.14} = 134.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{134.4}{58.53} = 2.29 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 2.29 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.314 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.912 \\ K_1 = 41.82 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{20.06 \times 10^3}{0.912 \times 18 \times 5.65} = 216.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{216.28}{41.82} = 5.17 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 5.17 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.5.10 ETAT LIMITE D'OUVERTURE DES FISSURES

D'après l'article (B.6.3 du BAEL91), on admet de ne pas faire de vérification de l'état limite d'ouverture des fissures puisqu'on est dans le cas de fissuration peu préjudiciable, et que notre élément est couvert contre les intempéries.

III.5.11 VÉRIFICATION DE LA FLECHE

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.051 \leq \frac{M_{ts}}{10M_0} = \frac{20.06}{10 \times 23.6} = 0.085 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.003 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Vu que la 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

a. Calcul de la flèche (BAEL91, Art. B .6.5.2)

On doit vérifier que :

$$f_V = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_V \times I_{fv}} \leq \bar{f} \rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible,

E_V : Module de déformation différé

$$E_V = 3700^3 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$$

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

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

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{b_0 \times (V_1^3 + V_2^3)}{3} + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

Avec : $V_1 = \frac{S_{xx}}{B}$

- S_{xx} : Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx

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

$$S_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18 = 21525.5 \text{ cm}^3$$

- B_0 : Aire de la section homogénéisée : $B_0 = bh + 15 A_t$

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

$$V_1 = \frac{21525.5}{2084.75} = 10.33 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.33 = 9.67 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_0 = \frac{100 \times (10.33^3 + 9.67^3)}{3} + 15 \times 5.65 \times (9.67 - 2)^2$$

$$I_0 = 71870.21 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures)

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.00313$$

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100}) \times 0.00313} = 2.68$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00313 \times 216.28 + 2.1} ; 0 \right\} = 0.235$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 71870.21}{1 + 0.235 \times 2.68} = 48507.32 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche

$$f_v = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{20.06 \times 10^6 \times (4000)^2}{10 \times 10818.87 \times 48507.32 \times 10^4} = 6.11 \text{ mm} < \bar{f}_v = 8 \text{ mm}$$

$f_v < \bar{f}_v \Rightarrow$ Condition vérifiée.

III.6 Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre d'une section rectangulaire ($b \times h$), considérée comme semi encastrée dans les poteaux. Elle est destinée à supporter son poids propre, le poids de mur et la réaction du palier.

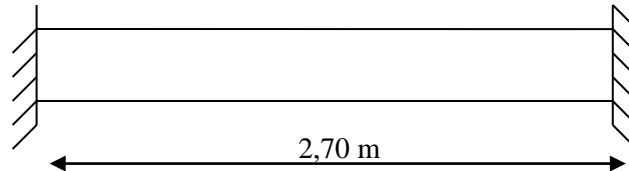


Figure III.6.1: Schéma de la poutre palière

III.6.1. Pré dimensionnement :

A. Hauteur :

La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

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

Avec :

h_t : hauteur de la poutre

L_{\max} : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

$$\frac{270}{15} \leq h_t \leq \frac{270}{10}$$

$$18\text{cm} \leq h_t \leq 27\text{cm}$$

Selon RPA99 modifié 2003 : $h_t \geq 30\text{cm}$

⇒ On opte pour : $h_t \geq 35\text{cm}$

Largeur :

La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t, 14\text{ cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}$$

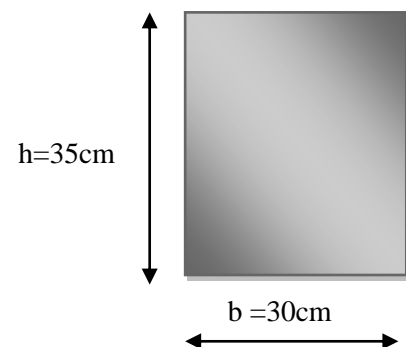


Figure III.6.2 : Section de la poutre palière

Selon RPA99 modifié 2003 : $b \geq 20\text{cm}$

On opte pour : $b = 30\text{cm}$.

Vérification relative aux exigences du RPA :

(Art 7.5.1 du RPA99/version 2003).

$b \geq 20\text{cm}$ $30 > 20\text{cm}$ Condition vérifiée

$h \geq 30\text{cm}$ $35 > 20\text{cm}$ Condition vérifiée

$\frac{h_t}{b} \leq 4$ $\frac{35}{30} = 1,16 < 4$ Condition vérifiée

Conclusion :

Donc la poutre palière a pour dimensions $(bxh) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

III.6.2. Evaluation des charges et surcharges :

➤ Les charges permanentes :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml}$

➤ La surcharge d'exploitation :

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

Réaction du palier (ELU) : $R_A = 31.95 \text{ KN}$

Réaction du palier (ELS) : $R_A = 23.1 \text{ K}$

III.6.3. Calcul à L'ELU :

➤ Combinaisons de charges :

• ELU : $q_u = 1.35G + T_u = 1.35 \times 2.625 + 31.95 = 35.49 \text{ KN/ml}$

• ELS : $q_s = G + T_s = 2.625 + 23.1 = 25.72 \text{ KN/ml}$

➤ Calcul des efforts internes :

• Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{35.49 \times 2.7}{2} = 47.91 \text{ KN}$$

• Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{35.49 \times 2.7^2}{8} = 32.34 \text{ KN}$$

• Moment corrigé :

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 32.34 = 27.49 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 32.34 = -9.7 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :

$T_{\max}=47.91 \text{ KN.}$

- Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

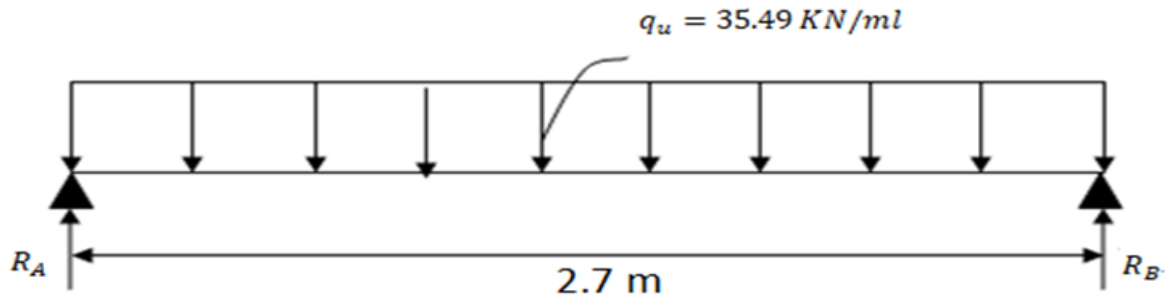


Figure III.6.3 : Schéma statique de calcul

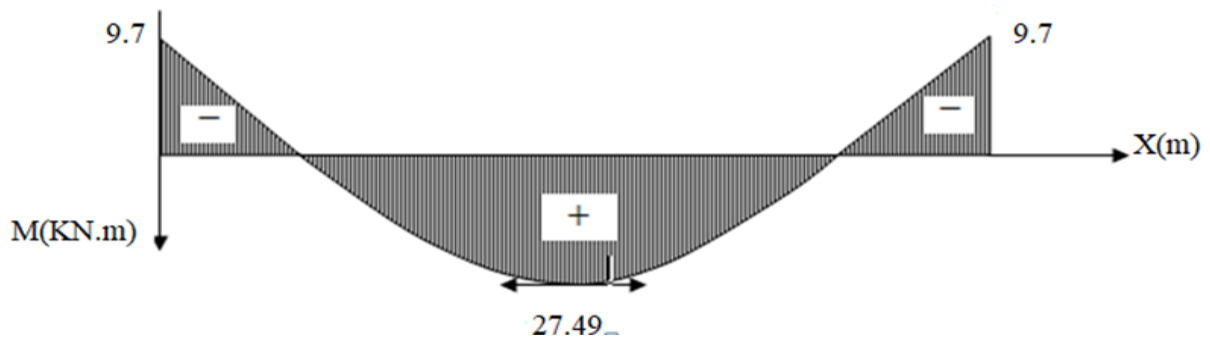


Figure III.6.4 : Diagramme des moments corrigés.

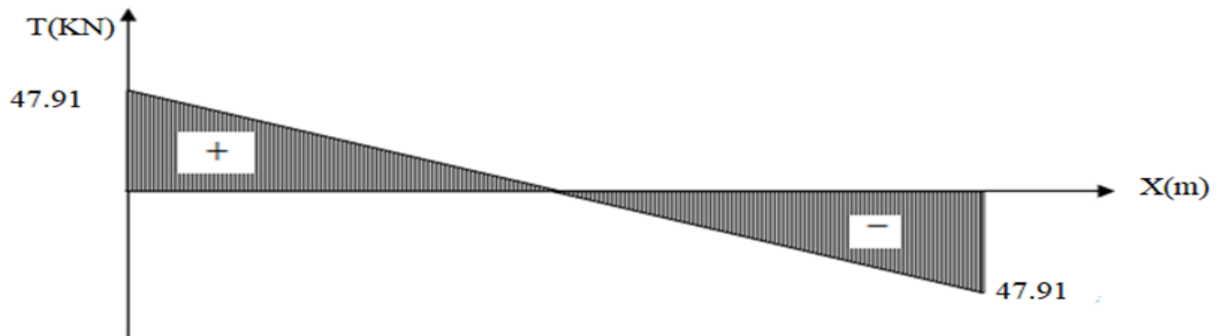


Figure III 6.5 : Diagramme des efforts tranchants.

III.6.5. Calcul à L'ELS :

- Calcul des efforts internes :

- Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{25.72 \times 2.7}{2} = 34.72 \text{ KN}$$

- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{25.72 \times 2.7^2}{8} = 23.44 \text{ KN}$$

- Moments corrigés :

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 23.44 = 19.92 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 23.44 = -7.03 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant :

$$T_{\max} = 34.72 \text{ KN}$$

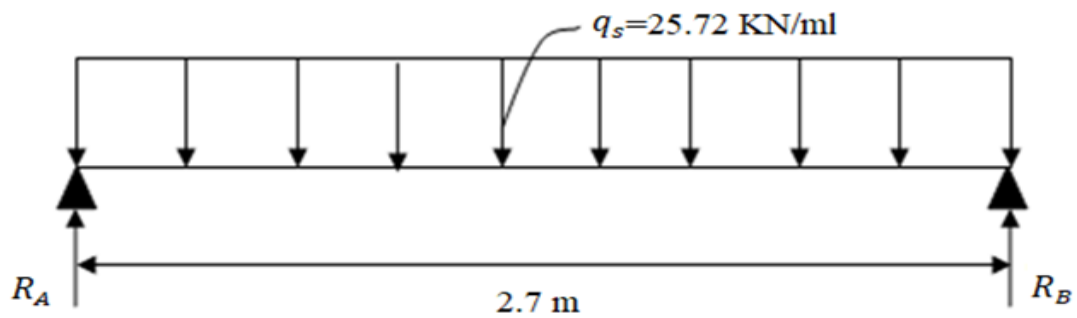


Figure III.6.6: Schéma statique de calcul

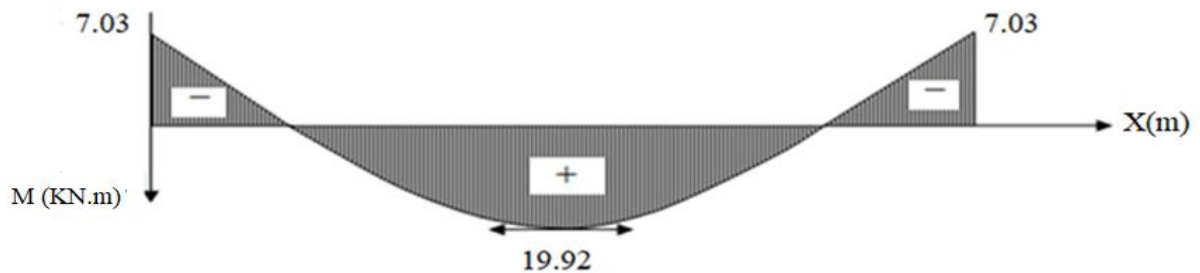


Figure III.6.7 :Diagramme des moments fléchissant

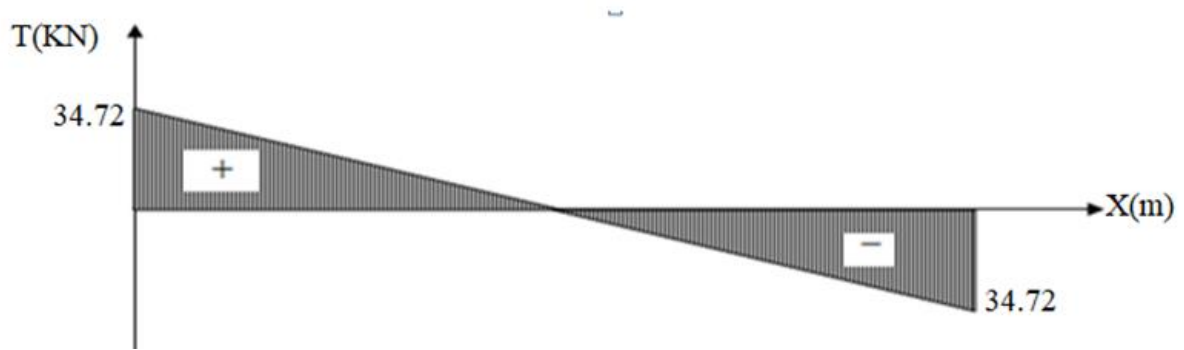


Figure III.6.8 : Diagramme de l'effort tranchant

III.6.6 Ferrailage à ELU :

a. En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec :

$$M_t = 27.49 \text{ KN.m}$$

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

$$d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{27.49 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.059$$

$\mu = 0.059 < \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée.

A partir des abaques ,on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.059$ $\beta = 0.969$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{27.49 \times 10^3}{0.969 \times 33 \times 348} = 2.47 \text{ cm}^2$$

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

b. Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

$$M_a = 9.7 \text{ KN.m}$$

b=30cm

d=h-c=35-2=33 cm

$$\mu = \frac{9.7 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.020$$

$\mu = 0.020 < \mu_l = 0.392$ **La section est simplement armée.**

A partir des abaques ,on tire la valeur de β correspondant : **$\mu = 0.020$ $\beta = 0.990$**

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{9.7 \times 10^3}{0.990 \times 33 \times 348} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_a = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$

III.6.7 Vérification à ELU:

a. Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99):

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

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

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.2 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.2 \text{ cm}^2$ condition vérifiée .

Aux appuis : $A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.2 \text{ cm}^2$ condition vérifiée .

b. Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement):
(Art A.5.1.211/BAEL 91/modifiée 99)

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd}$$

Avec: T_{\max} : Effort tranchant

$$T_{\max} = 47.91 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{47.91 \times 10}{30 \times 33} = 0.5 \text{ MPa}$$

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

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

On a : $\tau_u = 0.5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

c. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (ArtA.5.1.313/BAEL91/modifiée99):

❖ **Influence sur le béton :**

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec: a : Longueur d'appuis de la bielle .($a=0.9 \times d$)

$$T_{\max} = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 33 \times 30 \times 10^{-1} = 594 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 47.91 \text{ KN} < 594 \text{ KN} \Rightarrow$$
 Condition vérifiée.

❖ **Influence sur les armatures:**

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

Avec: $M_a = -9.7 \text{ KN.m}$

$$T_{\max} = 47.91 \text{ KN}$$

$$\left(47.91 + \frac{-9.7}{0,9 \times 33}\right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = 1.37 \text{ cm}^2 < A_a = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$
 Condition vérifiée

On constate que l'effort tranchant T_{\max} n'a pas d'influence sur les armatures.

d. Vérification de la contrainte l'adhérence et d'entraînement (ART(A.6.1, 3)/**BAEL91modifiée99):**

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

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres. Ψ_s : Coefficient de scellement (acier haute adhérence $\Psi_s=1.5$),

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.30 \text{ cm.}$$

N : Nombre de barres.

D'où :

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

$$\tau_u = \frac{47.91}{0.9 \times 33 \times 11.30} \times 10 = 1.43 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

e. Calcul des armatures transversales :Le diamètre minimal des armatures transversales est donné (**Art A.7.2.12 BAEL91**)

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \varnothing_l; \frac{b}{10} \right\}$$

Avec: \varnothing_t : diamètre des armatures transversales. \varnothing_l : diamètre des armatures longitudinal.

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}; 1.2; \frac{30}{10} \right\} = \min\{1; 1.2; 3\} = 1 \text{ cm}$$

Soit: $\phi_t = 8\text{mm}$

Les armatures transversale sont réalisée par un étrier et un cadre de $\phi 8$

f. Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA version 2003(Art 7.5.2.2):

❖ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1; 30\text{cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.2; 30\text{cm} \right\} = \min\{8.75; 14.4; 30\} = 8.75\text{cm}$$

Soit: $S_t = 7\text{cm}$

❖ **Zone Courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 15\text{cm}$

III.6.8 Vérification à ELS :

a. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art .B.6.3/BAEL modifiées 99):

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

b. Etat limite de compression du béton (Art .A.4.5.2 BAEL 91):

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

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad ; \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

❖ **En travée :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

Avec:

$$M_s = 19.92 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 33} = 0.342 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.909 \\ K_1 = 39.95 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{19.92 \times 10^3}{0.909 \times 33 \times 3.39} = 195.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{195.88}{39.95} = 4.90 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 4.90 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Aux appuis :

Avec:

$$M_s = 7.03 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{30 \times 33} = 0.237 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.922 \\ K_1 = 49.10 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{7.03 \times 10^3}{0.922 \times 33 \times 2.35} = 98.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{98.32}{49.10} = 2.00 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 2.00 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la flèche (Art B.6.5.2 BAEL 91 modifiée99):

Pour se dispenser du calcul de la flèche, il faut vérifier que :

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{35}{270} = 0.129 > 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} = 0.129 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{19.92}{10 \times 23.44} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{3.39}{30 \times 33} = 0.0034 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Remarque : Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

- **Armatures longitudinales**
 - **3 HA12** en travée
 - **3 HA10** aux appuis
- **Armatures transversales**
 - 01 cadre et 01 étrier en **4 HA8**.

III.7 calcul de la poutre de chaînage :

III. 7.1 Définition :

Une poutre de chaînage est conçue pour reprendre le poids des murs. Elle est considérée comme simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.

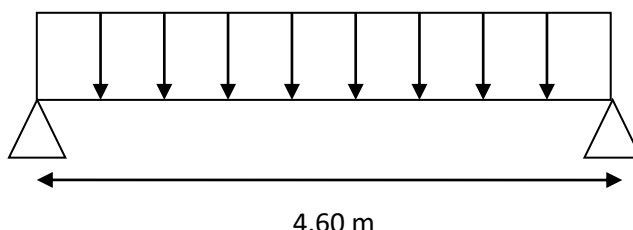


Figure.III.7.1 : schéma statique de la poutre de chaînage.

III.7.2. Pré dimensionnement de la poutre :

D'après le RPA99 (art 9.3.3), la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 30\text{cm} ; 15 \text{ cm}\right) \quad h \geq 20 \text{ cm}$$

❖ Condition de la flèche :

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

$$\frac{460-30}{15} < h < \frac{460-30}{10} \quad 28.66 < h < 43 \quad \text{Soit : } h=30\text{cm}$$

➤ Largeur :

$$0.4h < b < 0.7h \quad 12 < b < 21 \quad \text{Soit : } b=20\text{cm.}$$

Vérification RPA art 7.5 :

$$\left. \begin{array}{l} h=30\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ b=20\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1.5 < 4 \end{array} \right\} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

Poids propre de la poutre $G_{pc} = 0.2 \times 0.3 \times 25 = 1.5 \text{ kN/ml}$

Poids du mur (double cloison) $G_{mur} = 2.4 \times (3.06 - 0.4) = 6.38 \text{ kN/ml}$

Le poids du plancher $5.28 \times (\frac{0.65}{2}) = 1.72 \text{ kN/ml}$

$$G = 9.6 \text{ kN/ml}$$

Combinaison des charges :

ELU :

$$q_u = 1.35G = 1.35 \times 9.6 = \mathbf{12.96 \text{ kN/ml}}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{12.96 \times 4.6^2}{8} = 34.27 \text{ kN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{12.96 \times 4.6}{2} = 29.8 \text{ kN}$$

ELS

$$q_s = G = 9.6 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{9.6 \times 4.6^2}{8} = 25.39 \text{ kN.m}$$

Correction des moments :

ELU :

Travée: $M_t^u = 0.85 M_0 = 0.85 \times 34.27 = 29.12 \text{ kN.m}$

Appui: $M_a^u = -0.3 M_0 = -0.3 \times 34.27 = -10.28 \text{ kN.m}$

ELS

Travée: $M_t^s = 0.85 M_0 = 0.85 \times 25.39 = 21.58 \text{ kN.m}$

Appui: $M_a^s = -0.3 M_0 = -0.3 \times 25.39 = -7.61 \text{ kN.m}$

III.6.6 Ferrailage à ELU:

a. En travée :

$$M_t = 29.12 \text{ kN.m} \Rightarrow m = 20 \text{ cm} \Rightarrow h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{29.12 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.130$$

$\mu = 0.130 < \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée.

A partir des abaques ,on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.130\beta = 0.930$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{29.12 \times 10^3}{0.930 \times 28 \times 348} = 3.82 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

b. Aux appuis :

$M_a = -10.28 \text{ KN.m}$ $b=20 \text{ cm}$ $d=h-c=30-2=28 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.28 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.046$$

$\mu = 0.046 < \mu_l = 0.976$ La section est simplement armée.

A partir des abaques ,on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.046$ $\beta = 0.976$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10.28 \times 10^3}{0.976 \times 28 \times 348} = 1.08 \text{ cm}^2$$

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

III.3.1.7 Vérifications à l'ELU:

a. Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99):

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

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

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 20 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.68 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.68 \text{ cm}^2$ condition vérifiée .

Aux appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.68 \text{ cm}^2$ condition vérifiée .

b. Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) :
(Art A.5.1.211/BAEL 91/modifiée 99)

Il faut que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd}$$

Avec: T_{\max} : Effort tranchant

$$T_{\max} = 29.8 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{29.8 \times 10}{20 \times 28} = 0.532 \text{ MPa}$$

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

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

On a : $\tau_u = 0.532 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

**c. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.313/
BAEL 91/modifiée 99):**

❖ **Influence sur le béton:**

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec: a : Longueur d'appuis de la bielle .($a=0.9 \times d$)

$$0,4 \frac{25}{1.5} \times 0,9 \times 28 \times 20 \times 10^{-1} = 336 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 29.8 \text{ KN} < 336 \text{ KN} \Rightarrow$$
 Condition vérifiée.

❖ **Influence sur Les armatures:**

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A_a$$

$$\text{Avec: } M_a = -10.28 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 29.8 \text{ KN}$$

$$\left(29.8 + \frac{-10.28}{0.9 \times 28}\right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = 0.84 \text{ cm}^2 < A_a = 2.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

d. Vérification de la contrainte l'adhérence et d'entraînement (ART(A.6.1, 3)/

BAEL91 modifiée 99) :

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

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec :

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

Ψ_s : Coefficient de scellement (acier haute adhérence $\Psi_s = 1.5$),

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 11.3 \text{ cm.}$$

N : Nombre de barres.

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

$$\tau_u = \frac{29.8}{0.9 \times 28 \times 11.3} \times 10 = 1.04 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 1.04 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_u = 1.04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e. Calcul des armatures transversales:

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné (**Art A.7.2.12 BAEL91**)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\}$$

Avec: ϕ_t : diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; 1; \frac{20}{10} \right\} = \min \{0.86; 1; 2\} = 0.86 \text{ cm}$$

Soit: $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier et un cadre de $\emptyset 8$

f. Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA version 2003(Art 7.5.2.2):

❖ **Zone nodale:**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset_1; 30\text{cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1.4; 30\text{cm} \right\} = \min \{7.5; 16.8; 30\} = 7.5\text{cm}$$

Soit: $S_t = 7\text{cm}$

❖ **Zone Courante:**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

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

Soit: $S_t = 15\text{cm}$

III.6.8 Vérification à ELS:

a. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art.B.6.3/BAEL modifiées 99):

La fissuration est considérée comme peu nuisible ,alors aucune vérification n'est nécessaire.

b. Etat limite de compression du béton (Art. A.4.5.2 BAEL 91):

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

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad ; \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

❖ **En travée :**

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

Avec:

$$M_s = 21.58 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 3.39\text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.62}{20 \times 28} = 0.825 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.870 \\ K_1 = 23.46 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{21.58 \times 10^3}{0.870 \times 28 \times 4.62} = 191.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{191.75}{23.46} = 8.17 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 8.17 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Aux appuis :**

Avec:

$$M_s = -7.61 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 28} = 0.605 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.885 \\ K_1 = 28.48 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{7.61 \times 10^3}{0.885 \times 28 \times 3.39} = 90.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{90.59}{28.48} = 3.18 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 3.18 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la flèche (ArtB.6.5.2 BAEL 91 modifiée99):

Pour se dispenser du calcul de la flèche, il faut vérifier que :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{30}{460} = 0.065 > 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} = 0.065 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{21.58}{10 \times 25.39} = 0.08 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4.62}{20 \times 28} = 0.008 > \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Remarque : vu que la 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, on procède au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche (BAEL91, Art. B .6.5.2)

On doit vérifier que :

$$f_V = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_V \times I_{fv}} \leq \bar{f} \rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4600}{500} = 9.2 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible,

E_V : Module de déformation différé

$$E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$$

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

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

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{b_0 \times (V_1^3 + V_2^3)}{3} + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

Avec : $V_1 = \frac{S_{xx}}{B}$

- S_{xx} : Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx

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

$$S_{xx} = \frac{20 \times 30^2}{2} + 15 \times 4.62 \times 28 = 10940.4 \text{ cm}^3$$

- B_0 : Aire de la section homogénéisée : $B_0 = bh + 15 A_t$

$$B_0 = 20 \times 30 + 15 \times 4.62 = 669.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{10940.4}{669.3} = 16.34 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 30 - 16.34 = 13.66 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_0 = \frac{20 \times (16.34^3 + 13.66^3)}{3} + 15 \times 4.62 \times (13.66 - 2)^2$$

$$I_0 = 55499.08 \text{ m}^4$$

Calcul des coefficients :

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures)

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{4.62}{20 \times 28} = 0.00825$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 20}{20}) \times 0.00825} = 1.01$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00825 \times 222.14 + 2.1} ; 0 \right\} = 0.61$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 55499.08}{1 + 0.61 \times 1.01} = 54719.62 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche

$$f_v = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{24.9 \times 10^6 \times (4600)^2}{10 \times 10818.87 \times 54719.62 \times 10^4} = 8.9 \text{ mm} < \bar{f}_v = 9.2 \text{ mm}$$

$f_v < \bar{f}_v \Rightarrow$ Condition vérifiée

d. Conclusion :

Le ferrailage de la poutre de chaînage sera comme suit :

- **Armatures longitudinales**
 - **3 HA14** en travée
 - **3 HA12** aux appuis
- **Armatures transversales**
 - 01 cadre et 01 étrier en **4 HA8**.

VI.1. FERRAILLAGE DES POTEAUX

VI.1.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle, la transmission des efforts des poutres vers les fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l’effort normal(N) et du moment fléchissant(M) sous les combinaisons les plus défavorables. Le calcul se fait en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal de compression et moment correspondant (pour chercher la plus grande compression).
- Moment maximal et effort normal correspondant (pour chercher la plus grande traction).
- Effort normal maximal de traction et moment correspondant (pour chercher la plus grande flexion).

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeF40)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	21.73	1	400	400

Tableau VI. 1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.

VI.1.2. Combinaison des charges

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.35 G + 1.5 Q & \text{ELU} \\ G + Q & \text{ELS} \\ G + Q \pm E & \text{RPA 2003} \\ 0.8 G \pm E & \text{RPA 2003} \end{array} \right.$$

VI.1.3. Recommandations du RPA 2003

A. Les armatures longitudinales :

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

- Le diamètre minimal est de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40ϕ (zone IIa),
- La distance ou espacement(S_i) entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** (zone IIa),
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.
- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (zone IIa),
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement)

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
Du RDC au 2 ^{ème}	40x45	14.4	72	108
Du 3 ^{ème} au 5 ^{ème}	35x40	11.2	56	84
Du 6 ^{ème} au 8 ^{ème}	30x35	8.4	42	63

Tableau VI.1.2 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

VI.1.4 CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES :

EXPOSÉ DE LA METHODE 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 représentés :

- Section partiellement comprimée : S.P.C
- Section entièrement comprimée : S.E.C.
- Section entièrement tendue : S.E.T.

Calcul du centre de pression: $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

a) Section partiellement comprimée(SPC):

$$e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right) \text{ et } (0,337 h - 0,81 c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \geq N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) - M_f$$

Avec M_f : Moment fictif $M_f = M_u + \left(\frac{h}{2} - c\right) N_u$

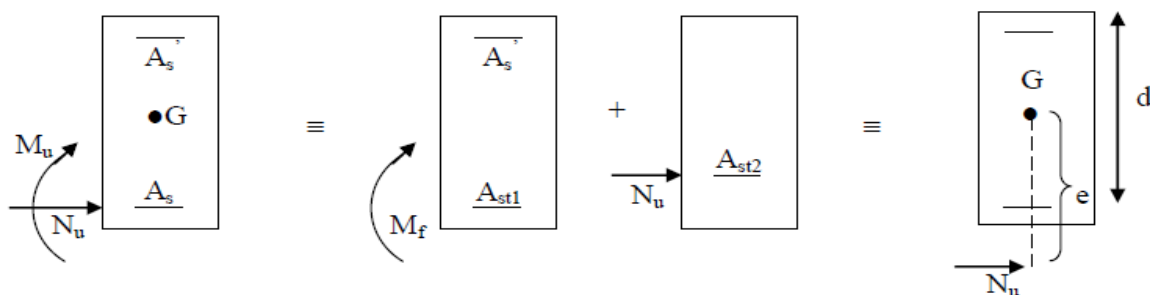


Figure VI.1.1: Schéma de calcul en flexion composée.

Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Si $\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ Section simplement armée ($A_s' = 0$)

On détermine β du tableau.

$$A_l = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \text{ La section réelle d'armature est : } A_s = A_l = \frac{N_u}{\sigma_s}$$

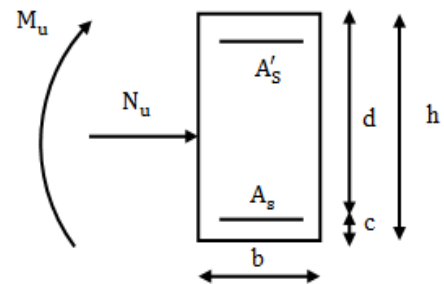
Si $\mu > \mu_l = 0.392 \rightarrow$ Section doublement armée.

On calcule :

$$M_r = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} ; \Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} ; A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s}$$

Avec :



M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est : $A'_s = A'$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b. Section entièrement comprimée (SEC):

Une section est entièrement comprimée, si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \text{ et } (0,337 h - 0,81 c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} < N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) - M_f$$

Deux cas peuvent se présenter :

- Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées :

$$\left(\frac{h}{2} - c'\right) \times b \times h \times f_{bc} < N_u (d - c') - M_f \rightarrow A_{sc1} > 0 \text{ et } A_{sc2} > 0 .$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_{sc1} = \frac{M_f (d - 0,5 \cdot h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

$$A_{sc2} = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

- Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées :

$$\left(\frac{h}{2} - c'\right) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \geq N_u(d - c') - M_f \rightarrow A_{sc1} > 0 \text{ et } A_{sc2} = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s}, A_s = 0.$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d-c')-M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

c. Section entièrement tendue (SET) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$\begin{cases} A_{st1} = \frac{N_u g}{\sigma_{st}(d-c')} & g = \frac{h}{2} - c - e_u \\ A_{st2} = \frac{N_u}{\sigma_{st}} - A_{st1} & \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

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.

Ferraillage des poteaux à l'ELU

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel de calcul et de dessin intégré d'éléments en béton armé **Socotec**.

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	Section (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	Nature	A _s cm ² SOCO	A _s ' cm ² SOCO	A _{min} cm ²	ferrailage
Du RDC au 2 ^{ème} Etage	40X45	N _{max} = -1815.34	M _{cor} = 9.507	SEC	0	0	14.4	4HA16 + 4HA16
		N _{min} = 621.72	M _{cor} = 2.101	SET	8.78	9.09		
		N _{cor} = -413.78	M _{max} = 84.072	SPC	0	0.55		
Du 3 ^{ème} au 5 ^{ème} Etage	35X40	N _{max} = -1184.79	M _{cor} = 23.331	SEC	0	0	11.2	4HA16+ 4HA14
		N _{min} = 34.27	M _{cor} = 1.441	SET	0.37	0.61		
		N _{cor} = -262.62	M _{max} = 86.112	SPC	0	3.88		
Du 6 ^{ème} au 8 ^{ème} Etage	30X35	N _{max} = -589.09	M _{cor} = 20.479	SEC	0	0	8.4	4HA14+ 4HA14
		N _{min} =31.41	M _{cor} = 15.784	SET	0	1.93		
		N _{cor} = -77.53	M _{max} = 68.486	SPC	0	5.78		

Tableau VI.1.3: Calcul du ferrailage pour les poteaux.

- **Poteaux (40x45) cm²**(RDC au2^{ème} étage)
La section totale est de : **4 HA16+ 4 HA16 = 16.08cm²**
- **Poteaux (35x40) cm²**(3^{ème} au5^{ème} étage)
La section totale est de : **4HA16 + 4HA14 = 14.20 cm²**
- **Poteaux (30x35) cm²**(6^{ème} au8^{ème} étage)
La section totale est de : **4 HA14 + 4 HA14 = 12.30 cm²**

VÉRIFICATIONS A L'ELU:

➤ **Vérification de la condition minimale de RPA :**

A_{adoptée} > A_{minRPA}

Zone	Section	Choix	A _{adoptée}	A _{minRPA}	Observation
I	40x45	4HA16 + 4HA16	16.08	14.4	CV
II	35x40	4HA16 + 4HA14	14.2	11.2	CV
III	30x35	4HA14 + 4HA14	12.30	8.4	CV

Tableau VI.1.4 : Vérification de la condition minimale de RPA

➤ **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les armatures transversales dans les poteaux, sont calculées par la formule suivante : **selon le R.P.A 99/2003 (art.7.4.22)**

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

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.

- Pour : $\lambda \geq 5 \Rightarrow \rho = 2,5$
- Pour : $\lambda < 5 \Rightarrow \rho = 3,75$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b} L_f = 0.7h_e$$

L_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

- La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée par :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%b \times S_t$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%b \times S_t$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limite du poteau

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants $\varnothing > 12\text{mm}$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $(10\varnothing_{\min})$.

a) Espacement des armatures (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :

La valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale**

$$St \leq \min(10\emptyset ; 15cm)$$

$$St \leq \min(10 \times 1.4 ; 15cm) = \min(14 ; 15cm) \rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

- **Dans la zone courante**

$$St \leq 15 \emptyset$$

$$St \leq 15 \emptyset = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm} \rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

Avec : $\emptyset_L = 14 \text{ mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

- **Conclusion :**

On adopte : $St = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

$St = 15 \text{ cm}$ en zone courante.

b) Le diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91/99) :

D'après le **BAEL91** Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\emptyset_1 = \frac{\emptyset_1}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{soit } \emptyset_1 = 8 \text{ mm}$$

\emptyset_1 : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera : **4HA8=2.01cm²**

c) Longueurs de recouvrement (Art 7.5.2.1 RPA99/2003) :

Pour les HA16 :

$$L_r = 40\emptyset = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

Pour les HA14 :

$$L_r = 40\emptyset = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

d) La longueur de scellement droit (Art A6.1.23 BAEL 91) :

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

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$\Psi_s = 1.5$ pour les aciers HA

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

Pour les HA16 :

$$l_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 60 \text{ cm}$

Pour les HA14 :

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 50 \text{ cm}$

e) Vérification de la quantité d'armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec: $L_f = 0.7h_e$

❖ **Poteaux 40x45:**

Pour le RDC:

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 408}{40} = 7.14 > 5$$

En zone nodale ($St = 10 \text{ cm}$) :

$$A_{\min} = 0.30\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

En zone courante ($St = 15 \text{ cm}$) :

$$A_{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Pour le 1^{er} et 2^{ème} étage :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 306}{40} = 5.35 > 5$$

En zone nodale (St = 10 cm)

$$A_{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

En zone courante (St = 15cm) :

$$A_{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

❖ **Poteaux 35x40:**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 306}{35} = 6.12 > 5$$

En zone nodale (St = 10 cm) :

$$A_{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

En zone courante (St = 15cm) :

$$A_{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.58 \text{ cm}^2$$

❖ **Poteau 30x35:**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 306}{30} = 7.14 > 5$$

En zone nodale (St = 10 cm) :

$$A_{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 1.05 \text{ cm}^2$$

En zone courante (St = 15cm) :

$$A_{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

On adopte **4HA10 = 3.14 cm² > A_{min}**

f) 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 :

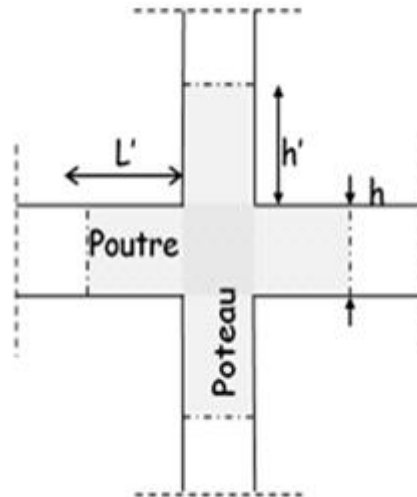


Figure VI.1.2 Délimitation de la zone nodale.

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\} \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

❖ Poteaux (40 x 45)

• RDC

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\} = \max \left\{ \frac{408}{6}, 40, 45, 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 68, 40, 45, 60 \text{ cm} \} = 68 \text{ cm}$$

• 1^{er} et 2^{ème} étage

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\} = \max \left\{ \frac{306}{6}, 40, 45, 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 51, 40, 45, 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm}$$

❖ Poteaux (35x 40)

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\} = \max \left\{ \frac{306}{6}, 35, 40, 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 51, 40, 45, 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm}$$

❖ Poteaux (30 x 35) :

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\} = \max \left\{ \frac{306}{6}, 30, 35, 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 51, 40, 45, 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm}$$

g) Vérification des contraintes tangentielles : (Art 7.4.3.2 RPA99/2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec : $\lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_d = 0.075 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 0.875 \text{MPa}$

$\lambda_g < 5 \rightarrow \rho_d = 0.04 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{MPa}$

Section	Vu [KN]	b (m)	d (m)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}$ [MPa]	Observation
40x45	55.62	0.4	0.42	7.14	0.075	0.331	0.875	CV
	55.62	0.4	0.42	5.35	0.075	0.331	0.875	CV
40x35	58.24	0.35	0.37	6.12	0.075	0.449	0.875	CV
30x35	28.97	0.3	0.32	7.14	0.075	0.302	0.875	CV

Tableau VI.1.5 : Vérification des contraintes tangentielles.

VERIFICATION A L'ELS :

1. Vérification des contraintes à L'ELS :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa}$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$

- **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Si $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow$ la section partiellement comprimée.

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

Avec :

y_1 : La distance entre axe neutre à l'ELS est la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et le centre de pression Cp

l_c : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90A'_s \frac{l_c - c'}{b} + 90A'_s \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90A'_s \frac{(l_c - c'^2)}{b} + 90A'_s \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 \times (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$

Si $\Delta < 0 \rightarrow$ l'équation admet trois racines:

$$y_2^1 = \text{acos}\left(\frac{a}{3}\right) \quad y_2^2 = \text{acos}\left(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad y_2^3 = \text{acos}\left(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec:

$$a = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positif ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + 1 < h$

Donc $y_1 = y_2 + l_c$

On calcul l'inertie de la section homogène réduite

$$I_{x-x} = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I_{x-x}} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Et la contrainte de compression dans l'acier vaut $\sigma_s = 15\sigma_{bc}$

• **Section entièrement comprimée :**

Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$ la section entièrement comprimée

La section homogène est : $B_0 = b \times h + \eta(A_s + A'_s)$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A_s \times C' + A'_s \times d) \right] \quad V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15[A_s(V_1 - C)^2 + A'_s(V_2 - C)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left[\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_1 \right] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \sigma_{b2} = \left[\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_2 \right]$$

N_s : Effort de compression a l'ELS

M_s : Moment fléchissant a l'ELS

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera à l'aide de logiciel SOCOTEC

La vérification à l'ELS nous donne les résultats présents dans le tableau suivant

Section	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e (m)	$\frac{h}{6}$ (m)	Nature	σ_{bs}	σ_{bi}	$\bar{\sigma}_b$	σ_{ss}	σ_{si}	$\bar{\sigma}_s$	OBS
40x45	-1313.14	6.789	0.005	0.075	SEC	6.82	6.05	15	101.5	91.5	348	CV
	-261.6	1.99	0.007		SEC	1.39	1.17		20.70	17.8		
	-1136.28	24.064	0.021		SEC	6.94	4.20		101.3	65.7		
35x40	-857.04	16.626	0.019	0.06	SEC	6.43	4.16	15	93.9	65	348	CV
	-121.81	0.729	0.005		SEC	0.78	0.73		11.7	10.9		
	-347.62	37.905	0.109		SPC	5.2	0		70.9	-10.5		
30x35	-426.3	14.564	0.034	0.058	SEC	5.2	1.71	15	73.5	30.1	348	CV
	12.35	12.254	0.99		SPC	1.91	0		18.6	-78.5		
	-87.46	41.286	0.47		SPC	7.39	0		84.5	-169.9		

Tableau VI.1.6: vérification des contraintes du béton et de l'acier à l'ELS

➤ **Condition de non fragilité :**

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{st} \geq A_{CNF} = \frac{0.23f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Section	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _s	Nature	A _{CNF} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	OBS
40x45	-1313.14	6.789	0.005	SEC	5.19	16.08	CV
	-261.6	1.99	0.007	SEC	5.28		
	-1136.28	24.064	0.021	SEC	6.08		
35x40	-857.04	16.626	0.019	SEC	4.72	14.20	CV
	-121.81	0.729	0.005	SEC	4.02		
	-347.62	37.905	0.109	SPC	0		
30x35	-426.3	14.564	0.034	SEC	5.13	12.30	CV
	12.35	12.254	0.99	SPC	1.05		
	-87.46	41.286	0.47	SPC	0.91		

Tableau VI.1.7: vérification de la condition de non fragilité.

Le ferrailage final des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Niveaux	section	Armatures longitudinales
RDC - 2^{ème} étage	40x45	4HA16 +4HA16
3^{ème} - 5^{ème} étage	35x40	4HA16 +4HA14
6^{ème} - 8^{ème} étage	30x35	4HA14 +4HA14

Tableau VI.1.8: Ferrailage des poteaux.

VI. 2 FERRAILLAGE DES POUTRES :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires. Après détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par Le RPA 99-2003 et celles données par le BAEL 99.

➤ Les combinaisons de calcul :

Les poutres seront ferrillées à l'ELU en flexion simple et vérifiées à l'ELS. La sollicitation maximale est déterminée par les combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$ → ELU
- $G + Q$ → ELS
- $G + Q \pm E$ → RPA99/2003 (Formule 5-1)
- $0.8G \pm E$ → RPA99/2003 (Formule 5-2)

IV.2.1 Recommandations du RPA99/Version 2003:

a. Armatures longitudinales : RPA99/2003 (article 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est-à-dire, $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.

- Poutre principales (30 × 40) : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires (30 × 35) : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% De la section de béton en la zone courante.
- 6% De la section de béton en zone de recouvrement.

❖ En zone courante :

Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

❖ **En zone de recouvrement :**

Poutres principales : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone II_a).

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectuées avec des crochets à 90%.

b. Armatures transversales : RPA99/2003 (article 7.5.2.2)

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :
 - $S_t = \min(h/4; 12\phi_1)$; en zone nodale.
 - $S_t \leq h/2$; en zone de recouvrement.

Avec : ϕ_1 : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement .

IV.2.2 Sollicitations et ferraillement des poutres :**a. Les sollicitations de calcul :**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

		M_u (KN.m)	V_u (KN)
Poutres principales	En travées	52.93	123.36
	Aux appuis	95.88	
Poutres secondaires	En travées	35.74	95.98
	Aux appuis	49.66	

Tableau VI.2.1: sollicitations dans les poutres.

b. Ferrailage des poutres principales : (b × h) = (30 × 40)

Armatures longitudinales :

- En travée :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2F_{bc}} = \frac{52.93 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.090 \quad \mu = 0.090 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.090 \rightarrow \beta = 0.953$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{52.93 \times 10^3}{0.953 \times 37 \times 348} = 4.31 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2F_{bc}} = \frac{95.88 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.164 \quad \mu = 0.164 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.164 \rightarrow \beta = 0.910$$

$$A_{sa} = \frac{M_u}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{95.88 \times 10^3}{0.910 \times 37 \times 348} = 8.18 \text{ cm}^2$$

c. Ferrailage des poutres secondaires : (b × h) = (30 × 35)

Armatures longitudinales :

- En travée :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2F_{bc}} = \frac{35.74 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0.082 \quad \mu = 0.082 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.082 \rightarrow \beta = 0.957$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{35.74 \times 10^3}{0.957 \times 32 \times 348} = 3.35 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2F_{bc}} = \frac{49.66 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0.114 \quad \mu = 0.114 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.114 \rightarrow \beta = 0.939$$

$$A_{sa} = \frac{M_u}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{49.66 \times 10^3}{0.939 \times 32 \times 348} = 4.75 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte les sections d'armatures suivantes :

		M_u (KN.m)	A_s (cm ²)	$A_{min \text{ RPA}}$ (cm ²)	$A_s \text{ adop}$ (cm ²)	Ferraillage
Poutres principales	En travées	52.93	4.31	6	6.88	3HA14 fil + 2HA12 chap
	Aux appuis	95.88	8.18		9.24	3HA14 fil + 3HA14 chap
Poutres secondaires	En travées	35.74	3.35	5.25	6.88	3HA14 fil + 2HA12 chap
	Aux appuis	49.66	4.75		6.88	3HA14 fil + 2HA12 chap

Tableau VI.2.2 : Récapitulatif ferrailage des poutres

IV.2.3 Vérifications à l'ELU :

1. Condition de non fragilité : (BAEL 91 modifié 99 art A.4.2)

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad A \geq A_{min}$$

- **Poutres principales (30 x 40) :**

$$A_{min} = 1.34 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires (30 x 35) :**

$$A_{min} = 1.16 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification au cisaillement : (BAEL 91 modifié 99 art A.5.211)

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

- **Poutres principales (30 x 40) :**

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{123.36 \times 10^3}{300 \times 370} = 1.11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires (30x 35) :**

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{95.98 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.99 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- **Influence sur le béton :**

$$V_u \leq \bar{V}_u = \frac{0.4 \times 0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Poutres principales : (30× 40)**

$$V_u = 123.36 \text{ KN} < \bar{V}_u = \frac{0.4 \times 0.9 \times 37 \times 30 \times 2.5}{1.5} = 666 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires : (30× 35)**

$$V_u = 95.98 \text{ KN} < \bar{V}_u = \frac{0.4 \times 0.9 \times 32 \times 30 \times 2.5}{1.5} = 576 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Influence sur les armatures (BAEL 91 /Art A.5.1. 3.2) :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Avec : M_u en valeur algébrique

Si $\left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

Pour les poutres principales :

$$V_u - \frac{M_u}{0,9d} = 123.36 - \frac{95.88}{0,9 \times 0,37} = -164.56 < 0$$

Pour les poutres secondaires :

$$V_u - \frac{M_u}{0,9d} = 95.98 - \frac{49.66}{0,9 \times 0,32} = -76.47 < 0$$

⇒ Donc aucune vérification n'est nécessaire.

a. Vérification de la contrainte d'adhérence :(Art A.6.1,3/BAEL91)

Pour qu'il n'y ait pas entrainement des barres alors Il faut vérifier cette condition : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

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

Avec :

$\sum u$: La somme des périmètres utiles des barres tendues

ψ_s : Coefficient de scellement : → $\psi_s = 1$: ronds lisses.
→ $\psi_s = 1.5$: Haute adhérence.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte admissible d'adhérence.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime.

❖ **Pour les poutres principales** : $V_u = 123.36 \text{ KN}$

$$\sum u = 6 \times 3.14 \times 14 = 263.76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{123.36 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 263.76} = 1.4 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

❖ **Pour les poutres secondaires** : $V_u = 95.98 \text{ KN}$

$$\sum u = 3 \times 3.14 \times 14 + 2 \times 3.14 \times 12 = 207.24 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{95.98 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 207.24} = 1.61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

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

b. Longueur de scellement droit Art A. 6. 1, 22/BAEL91)

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}}$$

$$\text{Avec } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence

$$\text{pour } \phi 12 \rightarrow L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } L_s = 45 \text{ cm}$$

$$\text{pour } \phi 14 \rightarrow L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } L_s = 50 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL (Art A. 6.1,253/BAEL91)admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4l_s$ pour les aciers HA.

$$\text{pour } \phi 12 \rightarrow L_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

$$\text{pour } \phi 14 \rightarrow L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

a. Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10}\right)$$

• **Poutres principales (30 x 40) :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35} ; \phi_l ; \frac{35}{10}\right) = \min(1.14 \text{ cm} ; 1.4 \text{ cm} ; 3.5 \text{ cm}) = 1.14 \text{ cm}$$

• **Poutres secondaires (30 x 35) :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35} ; \phi_l ; \frac{30}{10}\right) = \min(1 \text{ cm} ; 1.4 \text{ cm} ; 3 \text{ cm}) = 1 \text{ cm}$$

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

b. Calcul des espacements :

		Calcul de S_t (cm)		$A_t = 0.003 \times S_t \times b$	Ferrailage(cm^2)
Poutre principale	Zone nodale	$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right)$ $\min(10; 14.4)$	$S_t = 10$	0.9	4HA8=2.01 cm^2
	Zone courante	$S_t \leq \frac{h}{2} = 20$	$S_t = 15$	1.35	
Poutre secondaire	Zone nodale	$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right)$ $\min(8.75; 14.4)$	$S_t = 7$	0.63	4HA8=2.01 cm^2
	Zone courante	$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5$	$S_t = 15$	1.35	

Tableau VI.2.3 : Vérifications des armatures transversales à l'ELU.

c. Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égal a deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$L' = 2.h$$

Poutres principales : $L' = 2 \times 40 = 80$ cm.

Poutres secondaires : $L' = 2 \times 35 = 70$ cm.

VI. 2. 4 Vérification à l'ELS :

a. Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutres ne sont pas exposées aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (**Article A.4.5, 32 du BAEL 91**). [14].

b. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier :

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}} \quad \text{et} \quad \rho_1 = \frac{100 A_{st}}{bd}$$

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

A_{st} : armatures adoptées.

k_1 et β Sont tirés des tableaux en fonction de ρ_1

❖ Poutres principales :

- **En travée** : $M_s = 26.32 \text{ KN.m}$; $A_{st} = 6.88 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 6.88}{30 \times 37} = 0.619 \rightarrow \beta = 0.884 \rightarrow k_1 = 28.10$$

$$\sigma_s = \frac{26.32 \times 10^6}{0.884 \times 370 \times 688} = 116.96 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{116.96}{28.10} = 4.16 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow$ condition vérifiée

- **En appuis** : $M_s = 50.08 \text{ KN.m}$; $A_{st} = 9.24 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 9.24}{30 \times 37} = 0.831 \rightarrow \beta = 0.870 \rightarrow k_1 = 23.46$$

$$\sigma_s = \frac{50.08 \times 10^6}{0.870 \times 370 \times 924} = 168.37 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{168.37}{23.46} = 7.18 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow$ condition vérifiée

❖ **Poutres secondaires :**

- **En travée :** $M_s = 21.10 \text{ KN.m}$; $A_{st} = 6.88 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 6.88}{30 \times 32} = 0.717 \rightarrow \beta = 0.877 \rightarrow k_1 = 25.65$$

$$\sigma_s = \frac{21.10 \times 10^6}{0.877 \times 320 \times 688} = 109.28 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{109.28}{25.65} = 4.26 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ → condition vérifiée

- **Aux appuis :** $M_s = 35.63 \text{ KN.m}$; $A_{st} = 6.88 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 6.88}{30 \times 32} = 0.717 \rightarrow \beta = 0.877 \rightarrow k_1 = 25.65$$

$$\sigma_s = \frac{35.63 \times 10^6}{0.877 \times 320 \times 688} = 184.53 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{184.53}{25.65} = 7.19 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ → condition vérifiée

c. Dispositions Constructives :

Conformément au DTR BC 241 (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA 93 »), Annexe E3, concernant la longueur des chapeaux et arrêt des barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis est au moins égale à :

Pour les chapeaux :

- 1/5 de la plus grande portée de deux travées encadrant l'appui considéré, s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- 1/4 de la plus grande portée de deux travées encadrant l'appui considéré, s'il s'agit d'un appui appartenant à une travée de rive.

Pour les armatures inférieures :

- La moitié au moins de la section des armatures inférieures en travée A_{st} est prolongée jusqu'aux appuis (filantes).

- Les armatures du second lit sont arrêtées à une distance du nu des appuis au plus égales au 1/10 de la portée.

d. Vérification de la flèche : BAEL 91/révisé 99 (Art .B.6.5, 1).

La valeur de la flèche sera extraite du logiciel ETABS.

$$F_{ETABS} < \frac{l}{500}$$

- **Poutres principales :**

$$F_{ETABS} = 0.06 \text{ cm} < F_{adm} = \frac{460}{500} = 0.92 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$$

- **Poutres secondaires :**

$$F_{ETABS} = 0.03 \text{ cm} < F_{adm} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm} \dots\dots\dots CV.$$

Donc la flèche est vérifiée.

VI.3 Ferrailage des voiles :**VI.3.1 Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces horizontales et verticales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux charges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Les voiles sont ferrillés en trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Notre ouvrage comprend deux (02) type de voiles, voiles longitudinaux et transversaux, que nous allons ferriller par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- Zone I : RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage.
- Zone II : 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage.
- Zone III : 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage.

VII.3.2 Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

➤ **BAEL91/99 :**

ELU : 1.35G + 1.5Q

ELS : G + Q

➤ **RPA99/2003 :**

G+Q± E

0.8G± E

VII.3.3 Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1.5$

VI.3.4 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 :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \quad ; \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : **B** : section du béton

I : moment d'inertie / **V** et **V'** : bras de levier $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Remarque :

- Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du logiciel.
- Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) \rightarrow [\text{Art 7.7.4 RPA99/2003}]$$

Avec : **h_e** : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

L : longueur du voile

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

Après on aura la longueur de la zone tendue **L_t** telle que : **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**)

❖ Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e \quad \text{et} \quad N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec : **e** : épaisseur du voile.

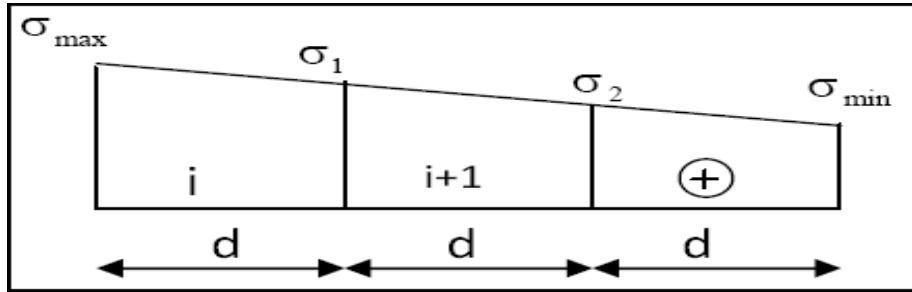


Figure VI.3.1 : Diagramme d'une section entièrement comprimée.

❖ Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e \quad \text{et} \quad N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

Avec : $\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t}$

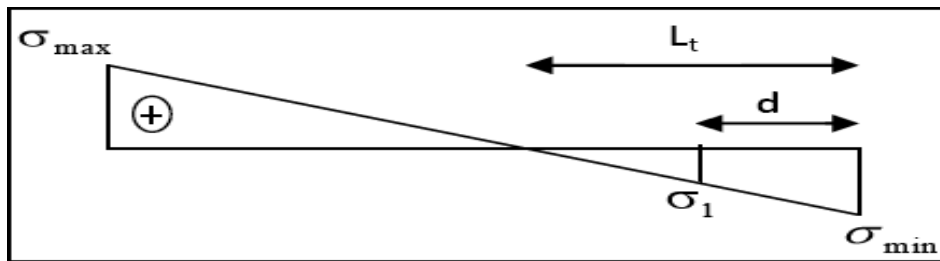


Figure VI.3.2: Diagramme d'une section partiellement comprimée

❖ Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

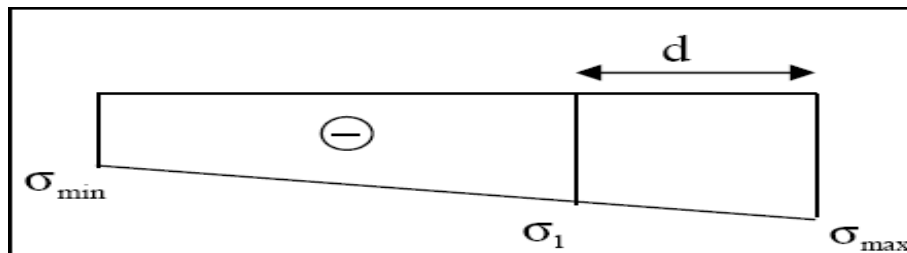


Figure VI.3.3 : Diagramme d'une section entièrement tendue.

Calcul des armatures :❖ **Armatures verticales :**

- **Section entièrement comprimée pour une bande i :**

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{t28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec:

B : section du voile.

σ_{s2} : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2%).

Situations courantes : $\sigma (2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa}$

Situations accidentelles : $\sigma (2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$

- **Section partiellement comprimée pour une bande i :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (10%).

Situations courantes : $\sigma (10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Situations accidentelles : $\sigma (10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

- **Section entièrement tendue pour une bande i :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2%).

Situations courantes : $\sigma (2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Situations accidentelles : $\sigma (2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

❖ **Armatures minimales :**

- **Section entièrement comprimée :**

$A_{min} \geq 4\text{cm}^2/\text{ml}(\text{Art A.8.1, 21BAEL91/99})$

$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%(\text{Art A.8.1, 21BAEL91/99})$

Avec : **B** : section du béton comprimée

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e} \text{ (Art. A.4.2, 1/ BAEL 91/ 99).}$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \text{ (Art 7.7.4.1 RPA 99/2003).}$$

Avec : **B** : section du tronçon considéré

- **Section entièrement tendue :**

$$A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e} \text{ (Art. A.4.2, 1/ BAEL 91/ 99).}$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \text{ (Art 7.7.4.1 RPA 99 /2003).}$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espace des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance de $\frac{L}{10}$ chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

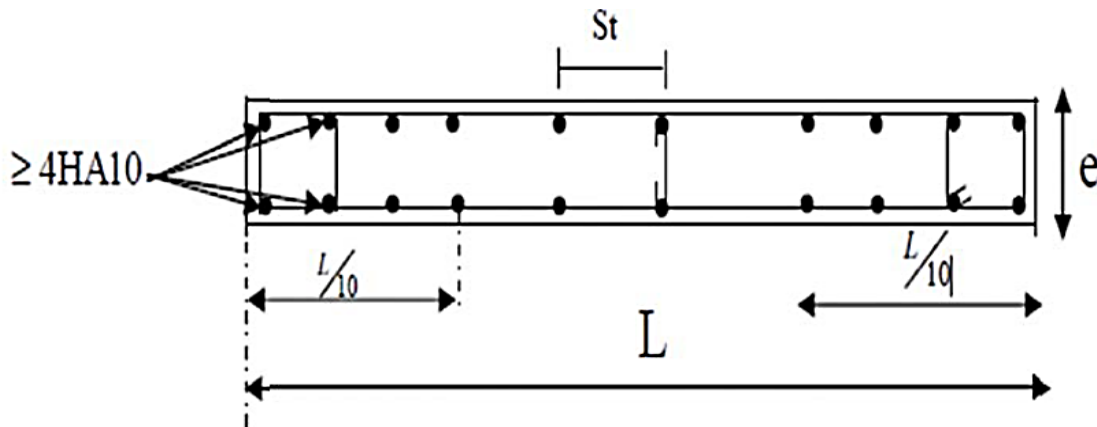


Figure VI-3.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espace est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

Armatures minimales :**Section entièrement comprimée (Art .8.1, 21 BAEL 91/99). :**

$A_{\min} \geq 4\text{cm}^2$ Par mètre de parement mesurée perpendiculaire à ces à la direction des armatures..

$$0.20\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$$

Avec :

B : section du béton comprimée.

Traction simple (Art A.4.2.1/ BAEL91/99):

$$A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton comprimée.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

$$A_{\min} \geq 0.002B$$

Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur de 10Ø. (**Art 7.7.4.2 RPA99/2003**).

D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_V}{4}$

A_v : Section des armatures verticales.

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003) Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

Armatures de couture :

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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec : $\bar{V} = 1,4V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

- ❖ **Remarque :** Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est $A_p \geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales (Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

A_v et $A_H > 0.15\%B$Globalement dans la section du voile.

A_v et $A_H > 0.10\%B$en zone courante.

Avec : **B**: section du béton.

- **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S_t \leq 1,5a$ Avec : $a=20\text{cm}$: épaisseur du voile.

$S_t \leq 30\text{cm}$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min\{30 \text{ cm} , 30 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 30\text{cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre maximal :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale au $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,1a = 0,1 \times 200 = 20 \text{ mm.}$$

VII.3.6 Les vérifications :

a. **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible.

b. **Vérification de la contrainte limite de cisaillement (Art A.5.1.21 BAEL91/99):**

D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/99):

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

Avec :

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement $\bar{\tau}_u = \min(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA})$

- D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):

$$\tau_b = \frac{\bar{V}_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V}_u = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

b : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d=0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

Exemple de calcul :

A. Ferrailage des armatures :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinal VL1= 1.7 m sur la zone I.

1) Caractéristiques géométriques :

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 1.7 \text{ m} \\ e = 0.2 \text{ m} \\ B = 0.34 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

2) Sollicitations de calcul :

On calcule 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 :

$$\sigma_{\max} = 2690.71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -6971.71 \text{ KN/m}^2$$

3) Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{2690.71}{6971.71 + 2690.71} \times 1.7 = 0.47 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.7 - 0.47 = 1.23 \text{ m}$$

4) Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = \min(1.84; 0.31) = 0.31 \text{ m.}$$

$$\text{Avec : } h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 4.08 - 0.4 = 3.68 \text{ m}$$

5) Détermination de N :

$$\text{Pour la zone tendue : } \frac{\sigma_{\min}}{l_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{6971.71 \times (1.23 - 0.31)}{1.23} = 5214.61 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{6971.71 + 5214.61}{2} \times 0.31 \times 0.20 = 377.77 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{5214.61}{2} \times 0.31 \times 0.20 = 161.65 \text{ KN.}$$

6) Calcul des armatures verticales :

$$1^{\text{ere}} \text{ bande : } A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{377.77}{348 \times 10^{-1}} = 10.85 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{eme}} \text{ bande : } A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{161.65}{348 \times 10^{-1}} = 4.64 \text{ cm}^2$$

7) Les armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \times \frac{611.8 \times 1.4}{400 \times 10^{-1}} = 23.55 \text{ cm}^2$$

8) Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right) \text{ Avec } B = d \times e$$

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{31 \times 20 \times 2.1}{400}; 0,002 \times 31 \times 20 \right) = \max(3.25; 1.2) = 3.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 3.25 \text{ cm}^2$$

9) Calcul des sections totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 10.85 + \frac{23.55}{4} = 16.73 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 4.67 + \frac{23.55}{4} = 10.55 \text{ cm}^2$$

10) Ferrailage adopté :

	Section totale	Ferrailage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	A ₁ =16.73cm ²	2×5HA16=20.1 cm ²	S _t =10 cm
2 ^{ème} bande	A ₂ =10.55 cm ²	2×5HA12=11.30 cm ²	S _t =15 cm

Tableau VI.3.1 : Ferrailage adopté.

11) Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{20.1}{4} = 5.02 \text{ cm}^2$

-D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% B = 0.0015 \times 20 \times 31 = 0.93 \text{ cm}^2$

On prend : $A_H = 5.02 \text{ cm}^2$

Soit : **5 HA12 = 5.65cm² / 1m de hauteur ; avec S_H = 20 cm.**

12) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec HA8. (4HA8).

❖ Les vérifications :

1) Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t = \text{mi n}(1.5 e ; 30\text{cm}) = S_t = \text{mi n}(1.5 \times 20 ; 30\text{cm}) = \text{mi n}(30; 30\text{cm})$

$S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

$S_H = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

2) Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

$\sigma_{bc} = \frac{2534.98 \times 10^3}{200 \times 1700 + 15 \times 31.4 \times 10^2} = 6.55 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 6.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

3) Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon le RPA 2003 : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$\tau_b = \frac{\bar{V}_u}{b \times d} = \frac{1.4 \times 611.8 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1700} = 2.79 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5\text{MPa}$

$$\tau_b = 2.79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

D'après le BAEL 91 :

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

$$\tau_u = \frac{611.8 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1700} = 1.99 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.99 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Ferrailage des Voiles :

- Voile longitudinal : VL1

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.7	1.7	1.7	
	e (m)	0.2	0,2	0.2	
	B (m)	0.34	0.34	0.34	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2690.71	120.48	475.04	
	σ_{min} [KN/m ²]	-6971.71	-3082.75	-1929.39	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	611.8	329.96	239.51	
	L _t (m)	1.23	1.64	1.37	
	L _c (m)	0.47	0.06	0.33	
	d (m)	0.31	0.04	0.22	
	σ_1 [KN/m ²]	5214.61	2969.96	1619.56	
	N (kN)	N ₁	377.77	24.21	78.08
		N ₂	161.65	11.22	35.63
	A _v (cm ²)	A _{v1}	10.85	0.69	2.24
		A _{v2}	4.64	0.34	1.02
	A _{vj} (cm ²)		23.55	12.70	9.22
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	16.73	3.86	4.54
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	10.55	3.51	3.32
	A _{min} (cm ²)		3.25	0.42	2.31
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande1	20.1	7.84	7.84
Bande 2		11.30	7.84	7.84	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2 x 5HA16	2 x 5HA10	2 x 5HA10
		Bande 2	2 x 5HA12	2 x 5HA10	2 x 5HA10
	S _t (cm)	Bande1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bande 2	15 cm	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande	0.93	0.12	0.66	
	A _H /nappe (cm ²)	5.02	1.96	1.96	
	Choix des barres/nappe (cm ²)	5HA12=5.65	4HA12=4.52	4HA12=4.52	
	Espacement (cm)	20	20	20	
Vérification des contraintes	Armatures transversales 4 Epingles HA8/m²				
	Contraintes	$\tau_b \leq 5$ MPa	2.79	1.5	1.1
		$\tau_u \leq 2.5$ MPa	1.99	1.07	0.78
	ELS	N _s (KN)	2534.98	1526.16	1279.18
$\sigma_b \leq 15$ MPa		6.55	4.19	3.52	

Tableau VI.3.2 : Ferrailage de VL1

• Voile longitudinal : VL2

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.00	2.00	2.00	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0.4	0.4	0.4	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1147.82	2678.45	929.77	
	σ_{min} [KN/m ²]	-7284.03	-4096.62	- 4663.33	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	361.3	130.48	191.73	
	L _t (m)	1.73	1.21	1.67	
	L _c (m)	0.27	0.79	0.33	
	d (m)	0.18	0.52	0.22	
	σ_1 [KN/m ²]	6526.15	2336.09	4048.99	
	N (kN)	N ₁	248.58	334.5	191.67
		N ₂	117.47	121.48	89.08
	A _v (cm ²)	A _{v1}	7.14	9.61	5.5
		A _{v2}	3.37	3.49	2.56
	A _{vj} (cm ²)		13.91	5.02	7.38
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	10.62	10.86	7.34
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6.85	4.74	4.4
	A _{min} (cm ²)		1.89	5.46	2.31
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande1	11.30	11.30	11.30
		Bande 2	9.04	6.28	6.28
	Choix des barres	Bande1	2 x 5HA12	2 x 5HA12	2 x 5HA12
		Bande 2	2 x 4HA12	2 x 4HA10	2 x 4HA10
S _t (cm)	Bande1	15 cm	15 cm	15 cm	
	Bande 2	15 cm	15 cm	15 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		0.54	1.56	0.66	
A _H /nappe (cm ²)		2.82	2.82	2.82	
Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12 = 5.65	5HA12=5.65	5HA12=5.65	
Espacement (cm)		20	20	20	
Vérification des contraintes	Armature transversales		4 Epingles HA8/		
	contrainte	$\tau_b \leq 5$ MPa	1.4	0.51	0.74
		$\tau_u \leq 2.5$ MPa	1.00	0.36	0.53
	ELS	N _s (KN)	2317.98	1425.77	1182.75
$\sigma_b \leq 15$ MPa		5.38	3.34	2.77	

Tableau VI.3.3 : Ferrailage de VL2

• Voile longitudinal : VL3

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.90	3.90	3.90	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.78	0.78	0.78	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3601.21	375.57	1485.38	
	σ_{min} [KN/m ²]	-8908.97	-4222.32	-2702.53	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	806.89	277.11	546.05	
	L _t (m)	2.78	2.52	3.58	
	L _c (m)	1.12	1.38	0.32	
	d (m)	0.74	0.92	0.21	
	σ_1 [KN/m ²]	6537.5	1715.89	3974.64	
	N (kN)	N ₁	1143.04	406.5	172.14
		N ₂	483.77	157.86	83.47
	A _v (cm ²)	A _{v1}	32.84	11.68	4.95
		A _{v2}	13.90	4.54	2.40
	A _{vj} (cm ²)		31.06	21.02	10.67
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	40.60	14.35	10.2
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	21.66	7.21	7.65
	A _{min} (cm ²)		8.92	2.52	11.02
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande1	43.08	21.98	21.98
Bande 2		24.62	12.56	12.56	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2 x 14HA14	2 x 14HA10	
		Bande 2	2 x 8HA14	2 x 8HA10	
S _t (cm)	Bande1	10 cm	10 cm	10 cm	
	Bande 2	15 cm	15 cm	15 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2.22	2.76	0.63	
A _H /nappe (cm ²)		10.77	7.69	13.35	
Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA12=11.31	10HA10=7.85	10HA10=7.85	
Espacement (cm)		25	25	25	
Vérification des contraintes	Armatures transversales		4 Epingles HA8/m²		
	contraintes	$\tau_b \leq 5$ MPa	1.61	0.55	1.08
		$\tau_u \leq 2.5$ MPa	1.15	0.39	0.77
	ELS	N _s (KN)	2079.93	1266.4	1065.2
$\sigma_b \leq 15$ MPa		2.35	1.52	1.28	

Tableau VI.3.4 : Ferrailage de VL3

• Voile transversal : VT1

		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.4	1.4	1.4	
	e (m)	0.2	0,2	0.2	
	B (m)	0.28	0.28	0.28	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3342.32	369.59	843.12	
	σ_{min} [KN/m ²]	-7360.52	-2956.62	-2196.65	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V_u (kN)	588.6	324.1	216.56	
	L_t(m)	0.97	1.25	1.02	
	L_c(m)	0.43	0.15	0.38	
	d (m)	0.28	0.18	0.25	
	σ_1 [KN/m ²]	5235.83	2530.86	1658.25	
	N (kN)	N₁	352.69	98.77	96.37
		N₂	146.6	45.55	41.46
	A_v (cm²)	A_{v1}	5.07	2.84	2.77
		A_{v2}	4.21	1.31	1.19
	A_{vj} (cm²)	32.9	12.48	8.34	
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	13.29	5.96	4.85
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	12.43	4.43	3.27
	A_{min} (cm²)	2.94	1.89	2.62	
	A_{vadopté} (cm²)	Bande1	15.38	7.84	7.84
Bande 2		15.38	7.84	7.84	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x 5HA14	2 x 5HA10	2 x 5HA10
		Bande 2	2 x 5HA14	2 x 5HA10	2 x 5HA10
	S_t (cm)	Bande1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bande 2	10 cm	10 cm	10 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm²)/bande	0.84	0.54	0.75	
	A_H /nappe (cm²)	3.84	2.82	1.96	
	Choix des barres/nappe (cm²)	5HA12 = 5.65	5HA10 = 3.92	5HA10 = 3.92	
	Espacement (cm)	20	20	20	
Vérification des contraintes	Armatures transversales		4 Epingles HA8/m²		
	contraintes	$\tau_b \leq 5$ MPa	3.27	1.8	1.2
		$\tau_u \leq 2.5$ MPa	2.33	1.28	0.86
	ELS	N_s (KN)	2087.56	1256.2	1058.65
$\sigma_b \leq 15$ MPa		6.40	4.13	3.48	

Tableau VI.3.5 : Ferrailage de VT1

• Voile transversal : VT2

Zones		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.00	2.00	2.00		
	e (m)	0.2	0,2	0.2		
	B (m)	0.4	0.4	0.4		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		3601.21	2511.66	1254.82	
	σ_{min} [KN/m ²]		-8908.97	-4113.46	-7432.02	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)		370.39	147.32	190.45	
	L _t (m)		3.17	1.24	1.72	
	L _c (m)		1.28	0.76	0.28	
	d (m)		0.85	0.5	0.18	
	σ_1 [KN/m ²]		6520.13	2454.81	6654.25	
	N (kN)	N ₁	1311.47	253.55	328.41	
		N ₂	554.21	122.74	119.77	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	37.68	9.44	7.28	
		A _{v2}	15.92	3.53	3.44	
	A _{vj} (cm ²)		14.26	5.67	7.33	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	10.84	10.85	8.31	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	7.00	4.95	4.8	
	A _{min} (cm ²)		1.89	5.25	2.62	
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande1	11.30	11.30	11.30	
		Bande 2	9.04	6.28	6.28	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2 x 5HA12	2 x 5HA12	2 x 5HA12
			Bande 2	2 x 4HA12	2 x 4HA10	2 x 4HA10
S _t (cm)	Bande1	15 cm	15 cm	15 cm		
	Bande 2	15 cm	15 cm	15 cm		
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		0.54	1.5	0.75		
A _H /nappe (cm ²)		2.82	2.82	2.82		
Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12 = 5.65	5HA12 = 5.65	5HA12 = 5.65		
Espacement (cm)		20	20	20		
Vérification des contraintes	Armatures transversales		4 Epingles HA8/m²			
	contraintes	$\tau_b \leq 5$ MPa	1.44	0.57	0.74	
		$\tau_u \leq 2.5$ MPa	1.02	0.42	0.53	
	ELS	N _s (KN)	2158.78	1427.70	1241.69	
$\sigma_b \leq 15$ MPa		5.01	3.34	2.91		

Tableau VI.3.6 : Ferrailage de VT2

CONCLUSION GÉNÉRALE

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés durant notre cursus et d'affiner nos connaissances. Il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur en génie civil pour le choix du modèle de calcul à considérer.

Après avoir essayé différentes dispositions des voiles, les résultats nous ont amené à un contreventement mixte, dont la répartition des charges sismiques est équitable entre les voiles et les portiques, chose qui est économique lors du ferrailage des voiles.

Avec ce choix de système de contreventement toutes les vérifications ont été satisfaisantes notamment les déplacements.

Concernant le ferrailage des éléments, on doit à chaque fois tenir compte des moments donnés par les combinaisons courantes et accidentelles pour ensuite ferrailer selon le cas le plus défavorable, et effectuer ensuite les vérifications à L'ELS.

Nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique et la réalisation sur chantier, qui induit à des problèmes qu'il faudra gérer sur place, donc avoir les bons réflexes pour pouvoir réagir en toutes situations d'urgence.

Enfin ce modeste travail n'est qu'une infime partie dans le domaine du génie civil, qui, nous espérons nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

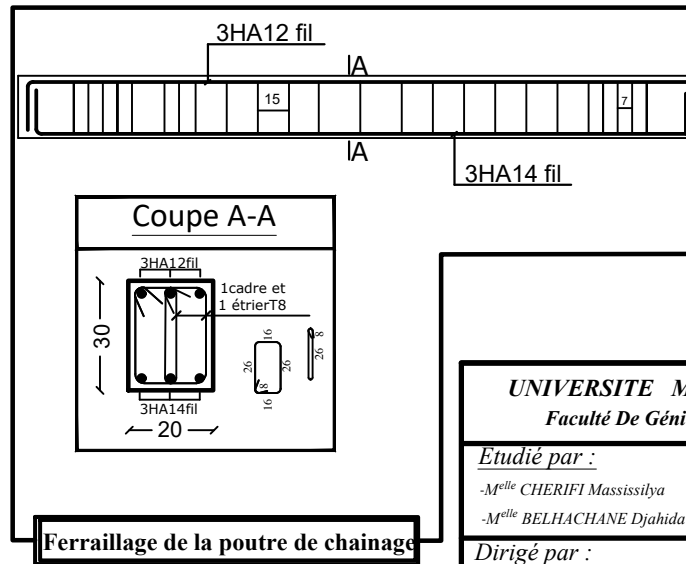
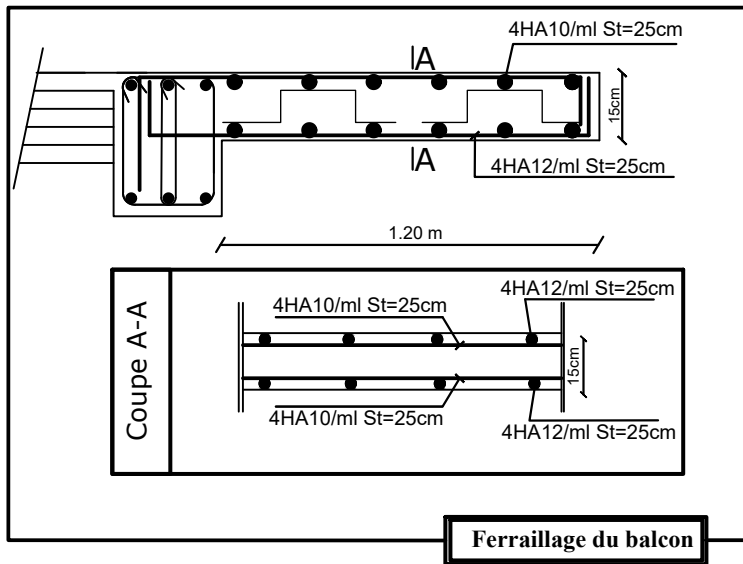
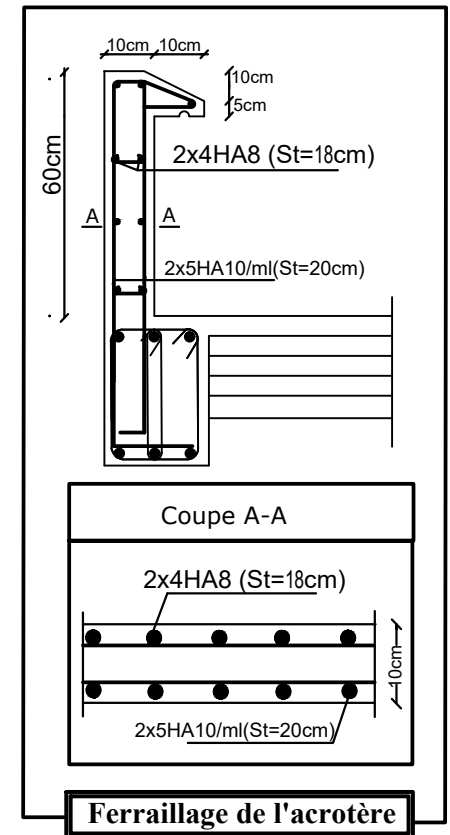
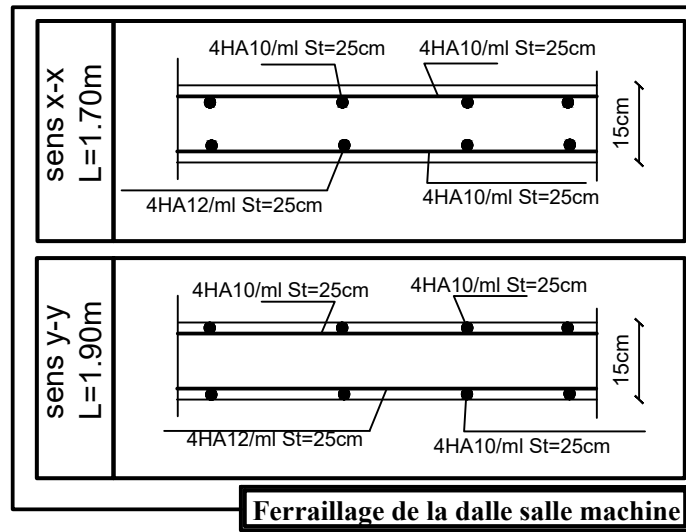
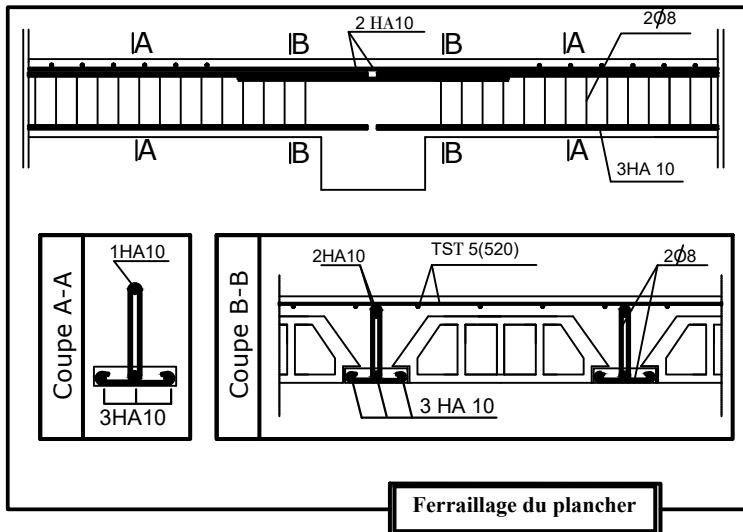
- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Béton armé « BAEL 91 modifié 99 et DTU associés (Jean- Pierre Mougin).
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

Logiciels :

- Logiciel ETABS 9.7.4
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- EXCEL 2016.
- WORD 2016.
- AUTOCAD 2016.

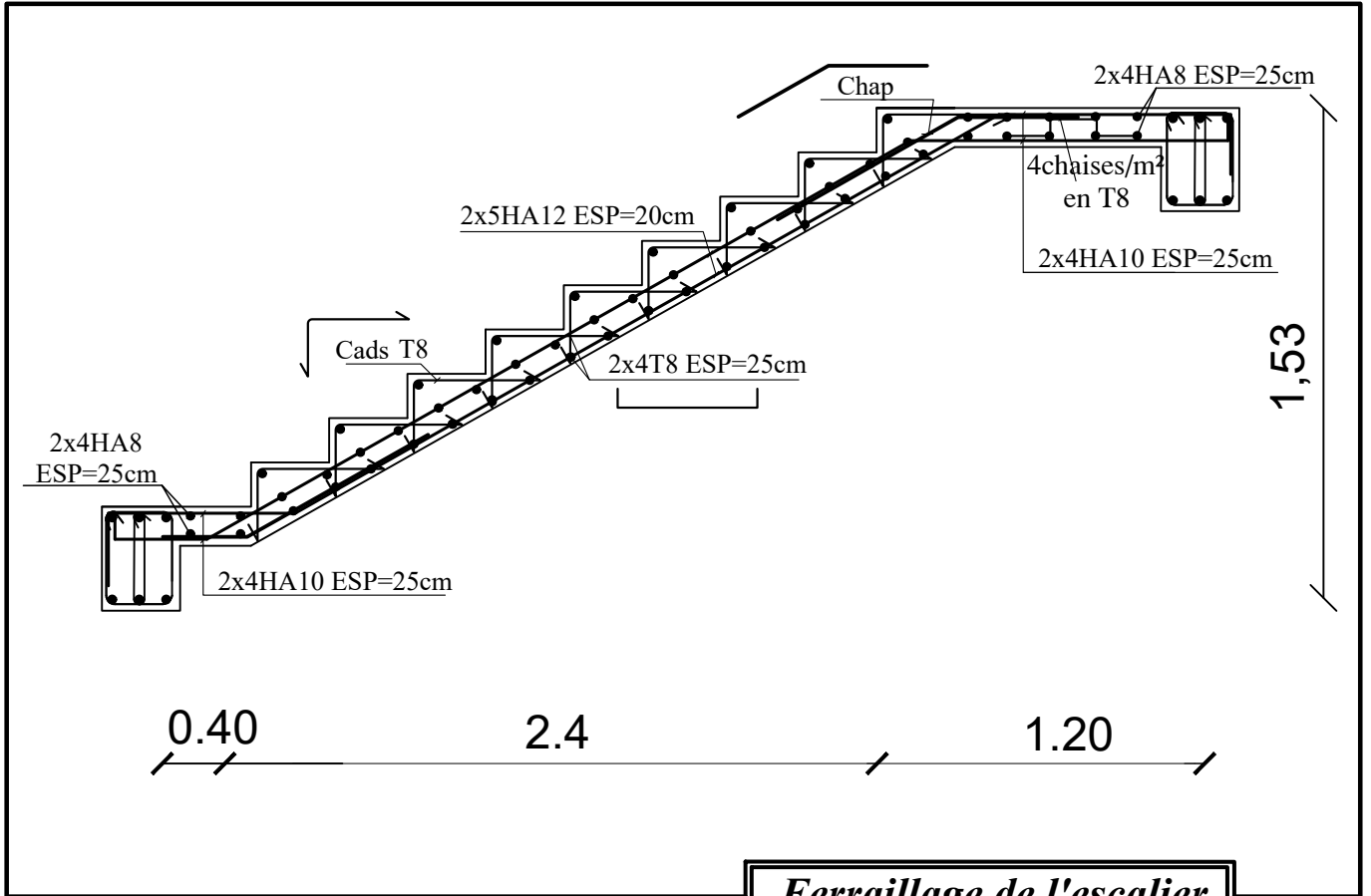
Ouvrage :

- Formulaire du béton armé de (Tomes 1et 2 Victor DAVIDOVICI).
- Les abaques de PIGEAUD.
- Formulaire de RDM youde xiong.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.

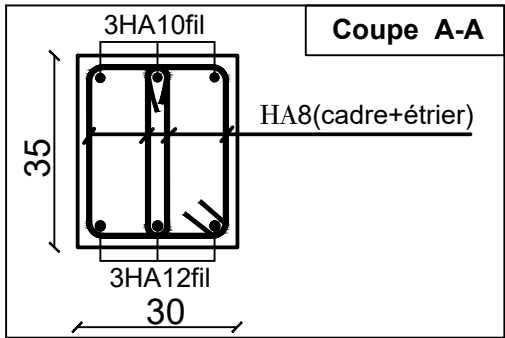
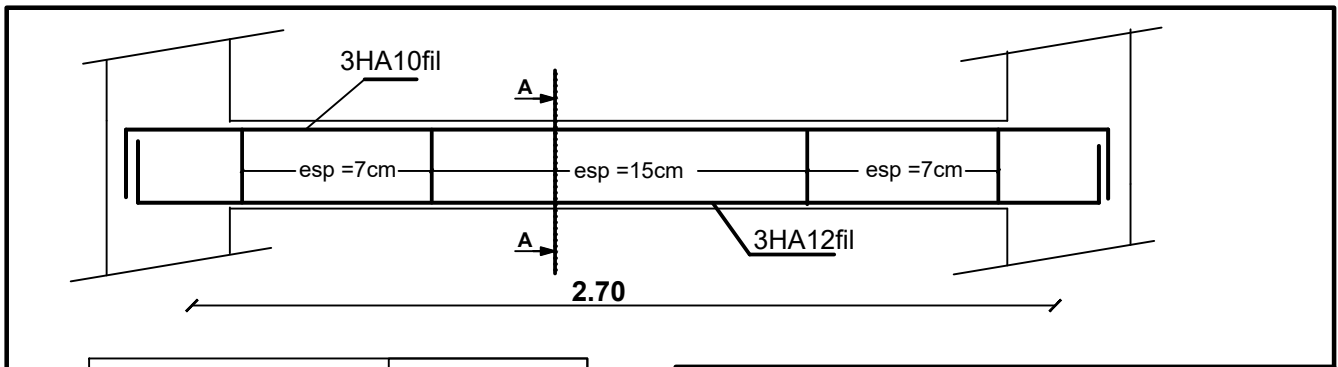


UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

<p><u>Etudié par :</u> -M^{elle} CHERIFI Massissilya -M^{elle} BELHACHANE Djahida</p> <p><u>Dirigé par :</u> -M^{me} IDRES.S</p>	<p><u>Titre :</u> Ferraillage du plancher ,dalle salle machine ,balcon , poutre de chaînage, l'acrotère</p> <p style="text-align: right;"><u>Plan N°: 13</u></p> <p style="text-align: right;"><u>Promotion:</u> 2019-2020</p>
---	--



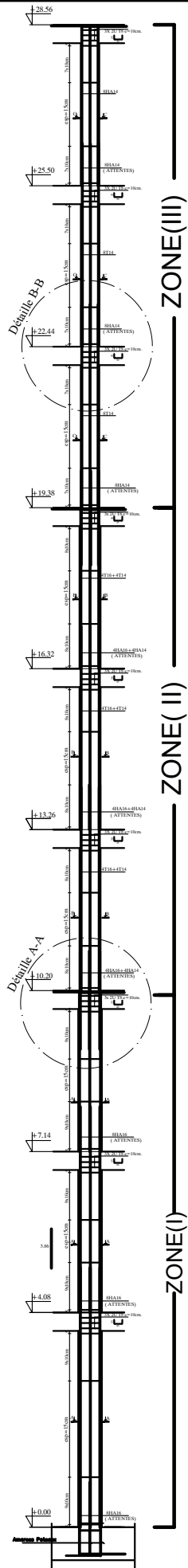
Ferrailage de l'escalier



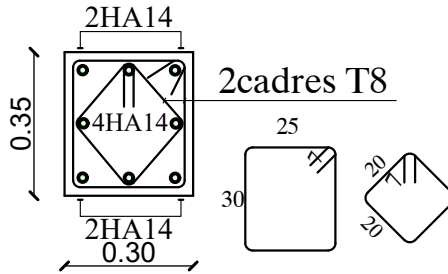
Ferrailage de la poutre palière

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<i>Etudié par :</i> -M ^{lle} CHERIFI Massissilya -M ^{lle} BELHACHANE Djahida	<i>Titre :</i> Ferrailage de l'escalier et poutre palière	<i>Plan N°:</i> 12
<i>Dirigé par :</i> -M ^{me} IDRES.S		<i>Promotion:</i> 2019-2020

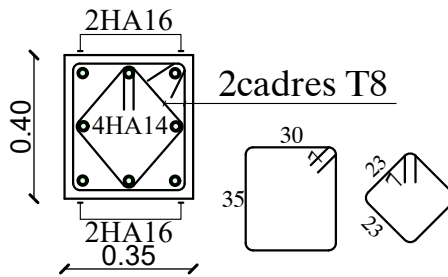
FERRAILLAGE DES POTEAUX
 Pour les : Zone (I) ,Zone (II) et Zone (III)



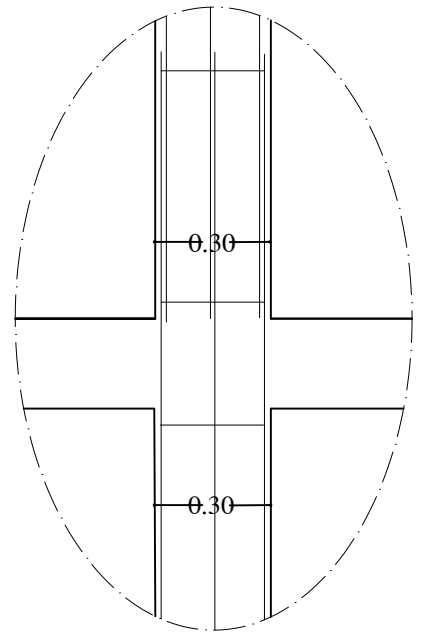
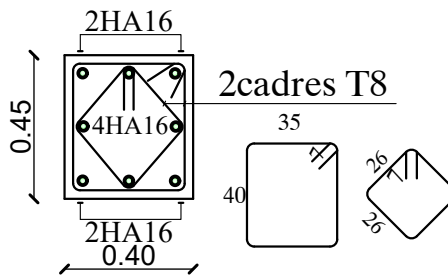
Coupe C-C / ZONE(III)



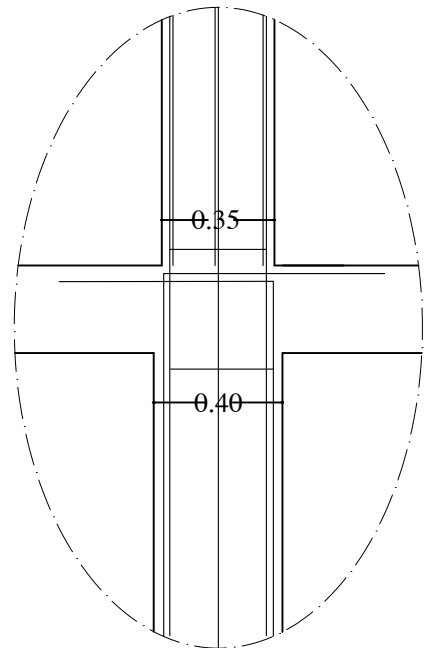
Coupe B-B / ZONE(II)



Coupe A-A / ZONE(I)



Détaille B-B



Détaille A-A

UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
 -M^{lle} CHERIFI Massissilya
 -M^{lle} BELHACHANE Djahida

Titre :
FERRAILLAGE DES POTEAUX

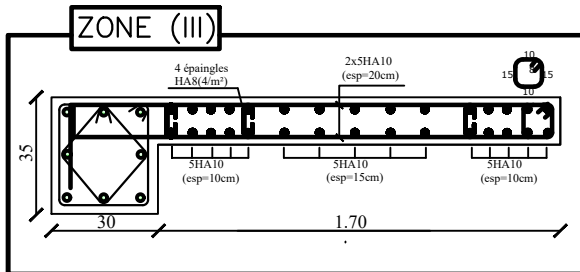
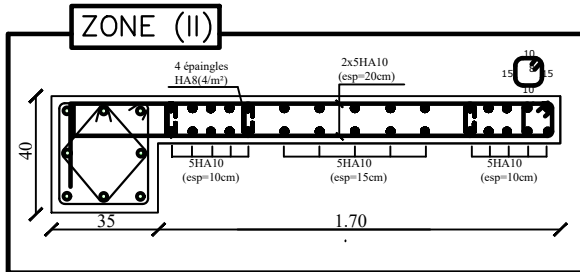
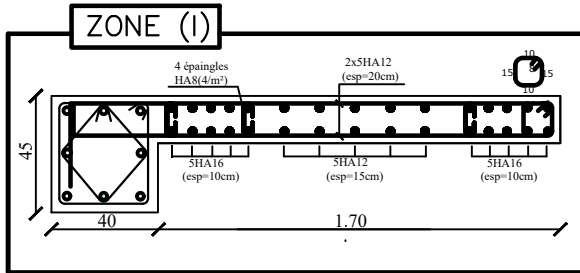
Plan N°:11

Dirigé par :
 -M^{me} IDRES.S

Promotion:
 2019-2020

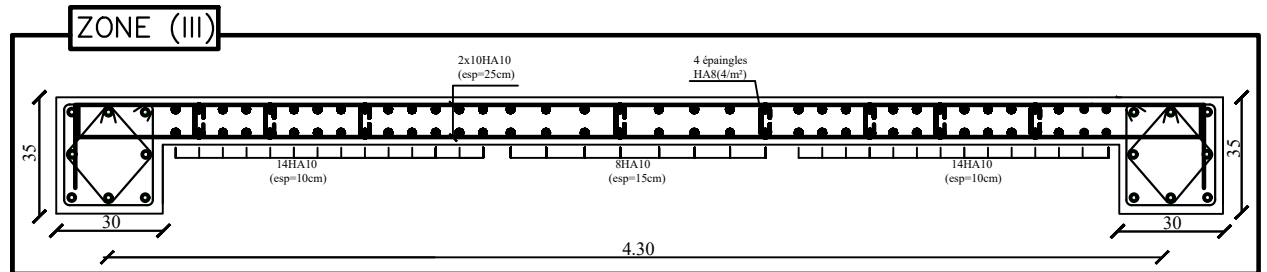
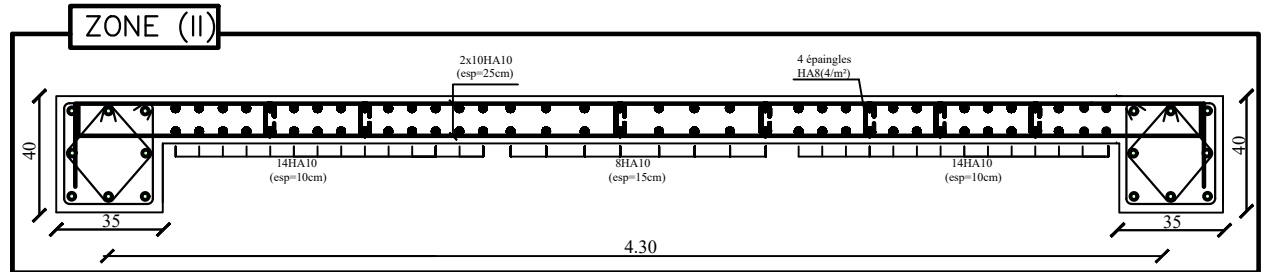
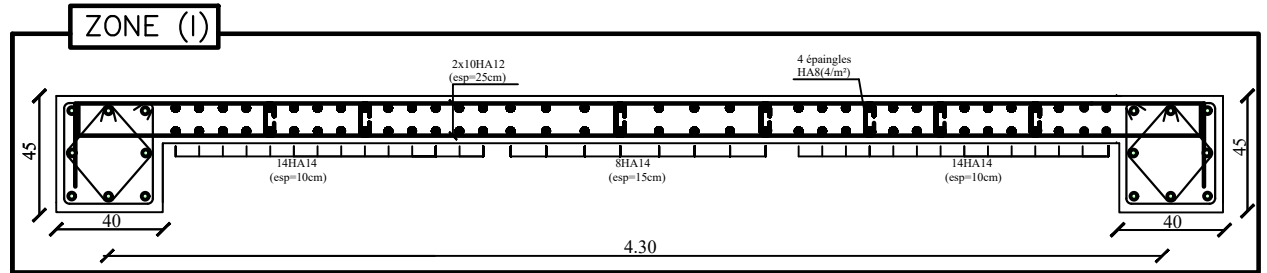
Voile Longitudinal: VL 01

-L=1.70m



Voile Longitudinal: VL 03

-L=3.90m



FERRAILLAGE DES VOILES

VL01 et VL03

Pour les: Zone (I) ,Zone (II) et Zone (III)

UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{lle} BOUCEBCI Lynda

-M^{lle} CHIBANE Fariza

Dirigé par :

-M^{me} ALCAMA.F

Titre :

FERRAILLAGE DES VOILES

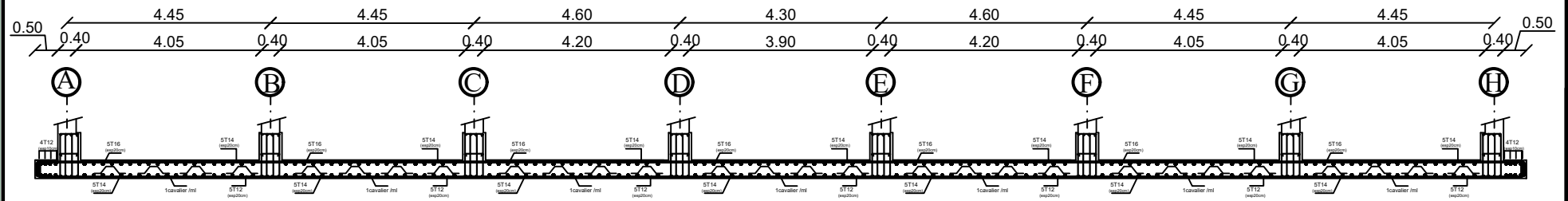
VL01 et VL03

Plan N°:10

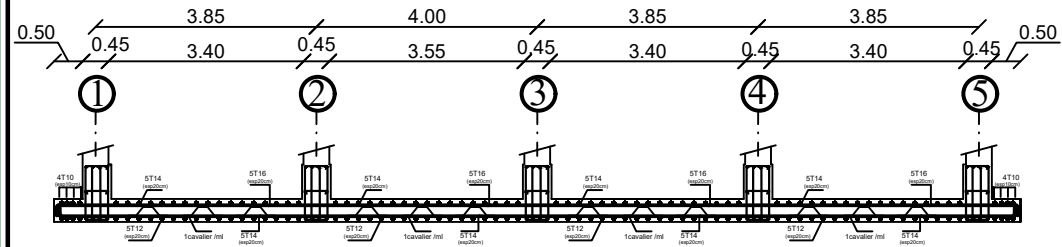
Promotion:
2019-2020

FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER EP=40cm:

-Sens X-X



-Sens Y-Y



UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} CHERIFI Massissilya
 -M^{elle} BELHACHANE Djahida

Dirigé par :

-M^{me} IDRES.S

Titre :

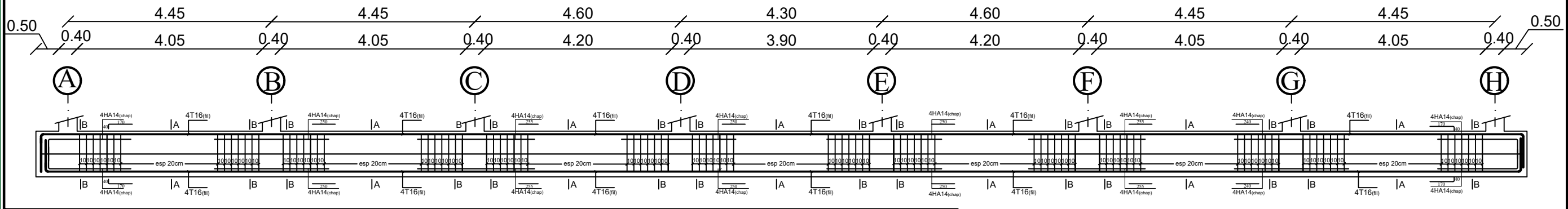
**FERRAILLAGE
 DE LA DALLE DU RADIER**

Plan N°:08

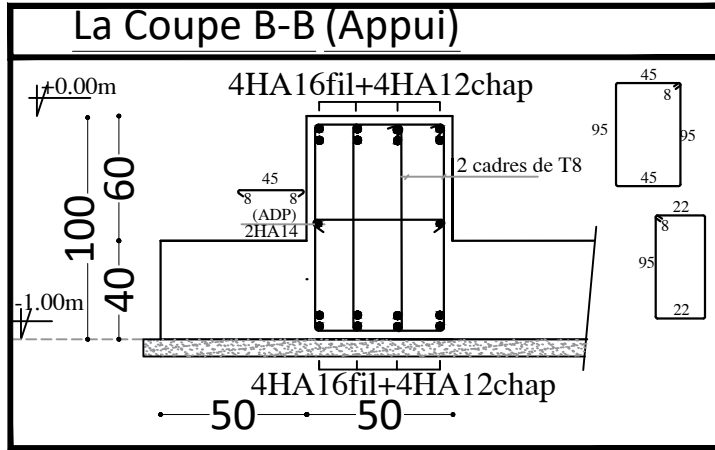
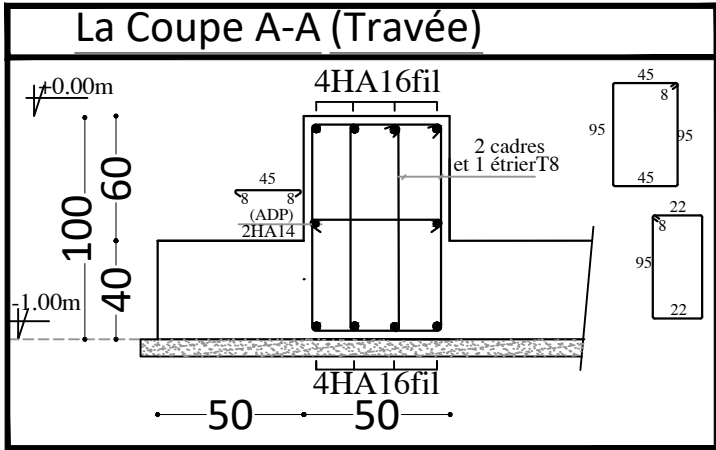
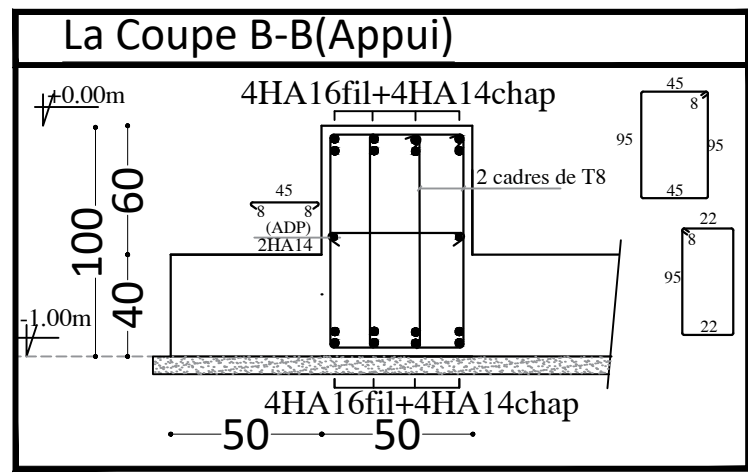
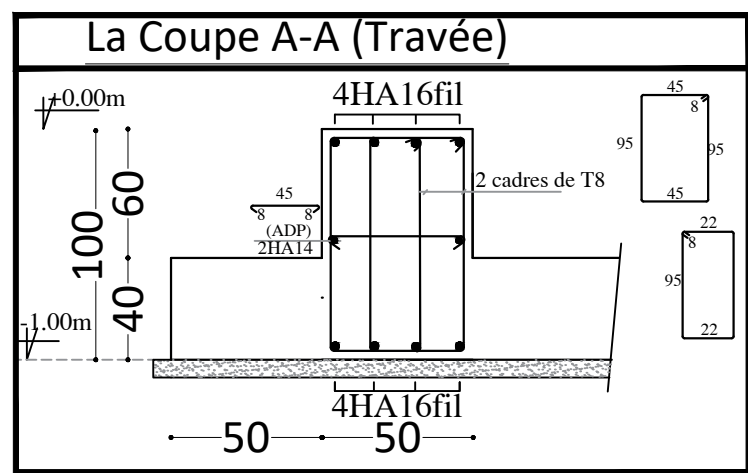
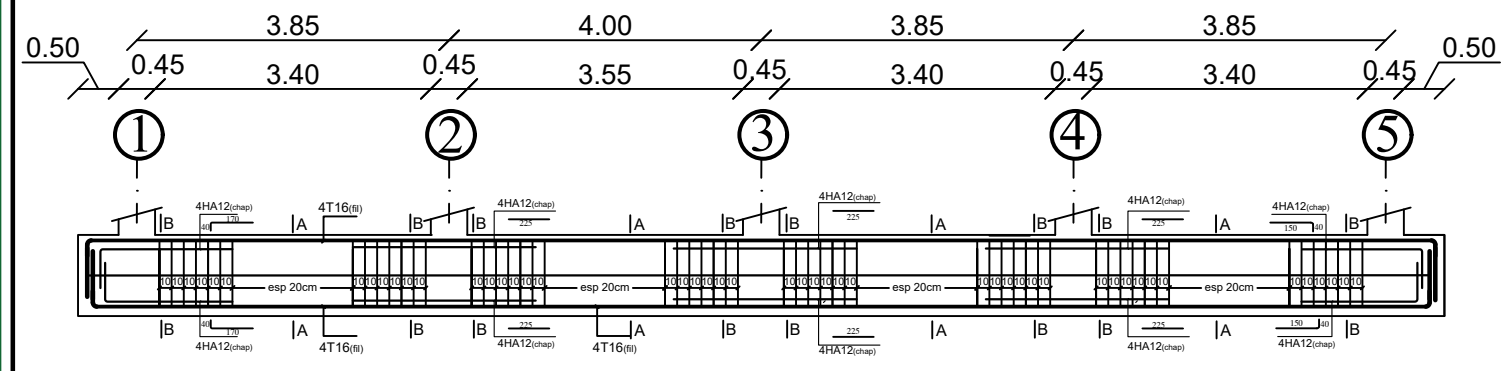
Promotion:
 2019-2020

FERRAILLAGE DE LA NERVURE (50X100)cm²

-Sens X-X



-Sens Y-Y



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
 -M^{elle} CHERIFI Massissilya
 -M^{elle} BELHACHANE Djahida

Titre :
 Ferrailage de la nervure

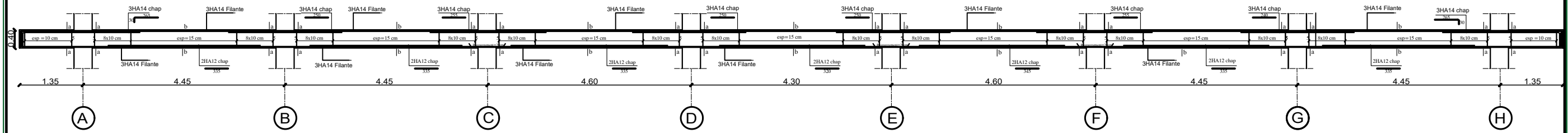
Plan N°:07

Dirigé par :
 -M^{mc} IDRES.S

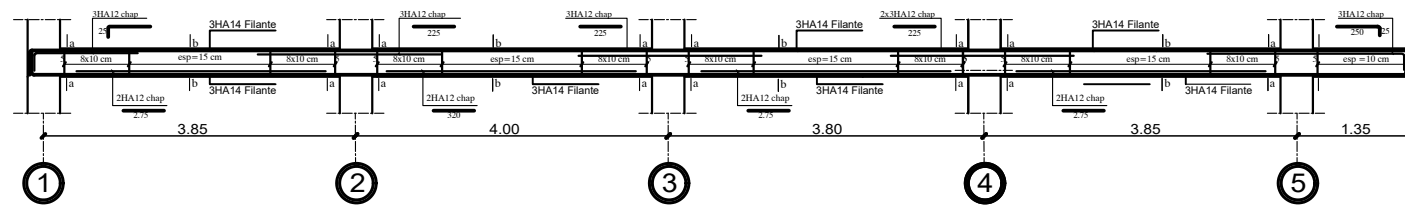
Promotion:
 2019-2020

FERRAILLAGE DES POUTRES

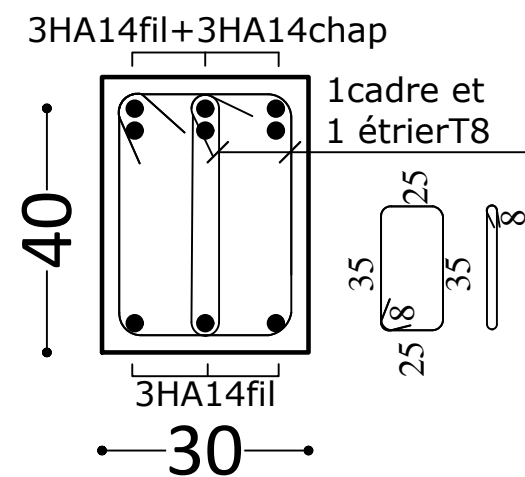
Ferrailage des poutres principales (30x40)cm² files 1,2,3,4 et 5



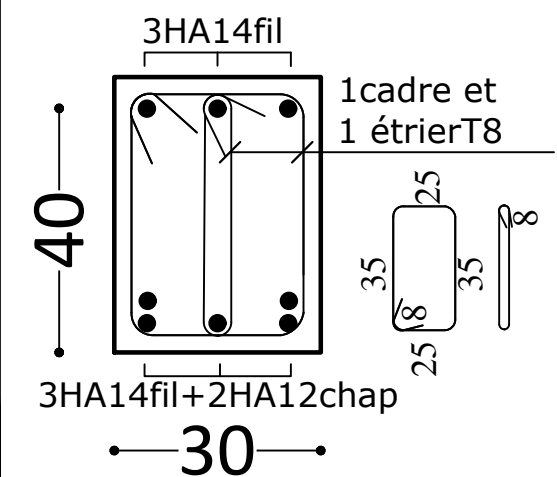
Ferrailage des poutres secondaires (30X35)cm² axes: A; B; C; D; E; F; G et H



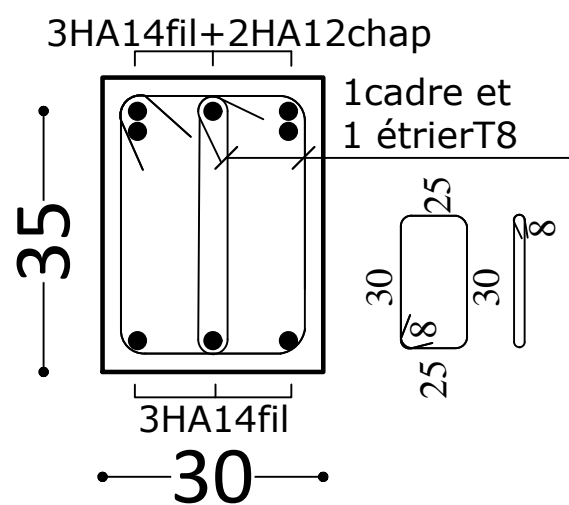
Coupe A-A/Appui



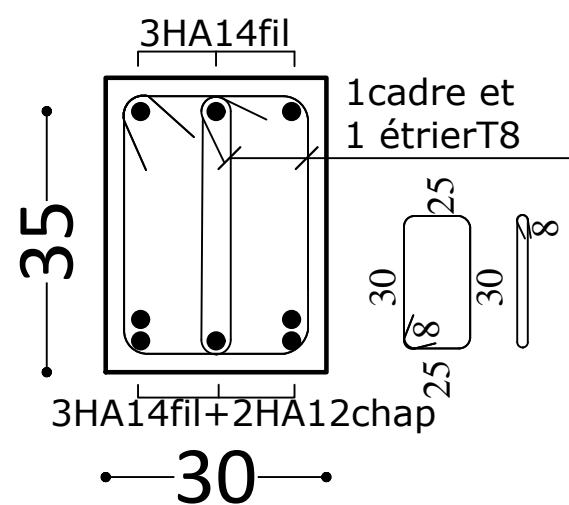
Coupe B-B/Travée



Coupe A-A/Appui



Coupe B-B/ Travée



UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} CHERIFI Massissilya
-M^{elle} BELHACHANE Djahida

Dirigé par :

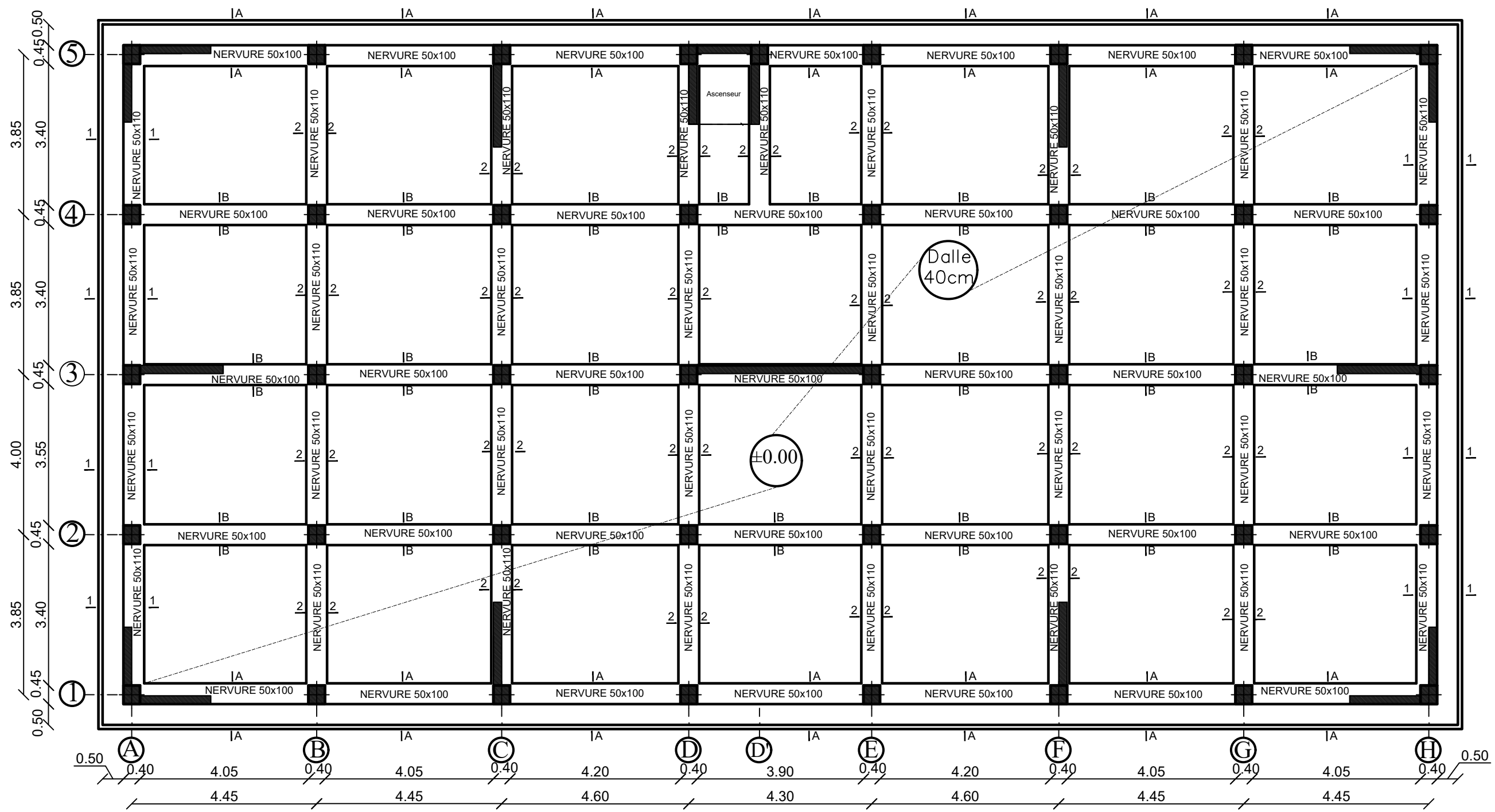
-M^{me} IDRES.S

Titre :

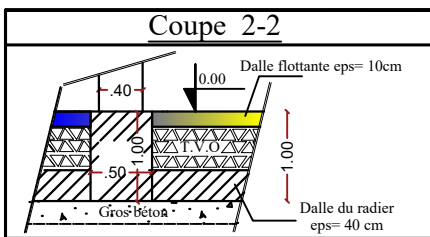
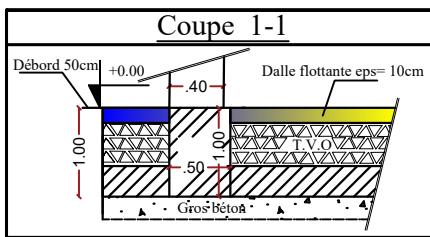
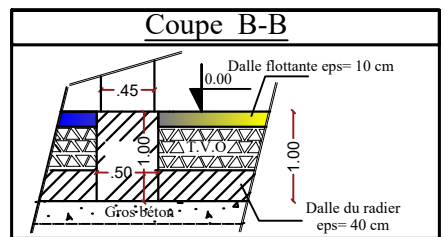
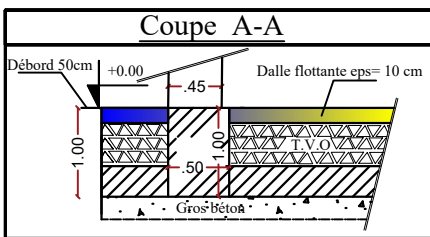
FERRAILLAGE DES POUTRES

Plan N°:09

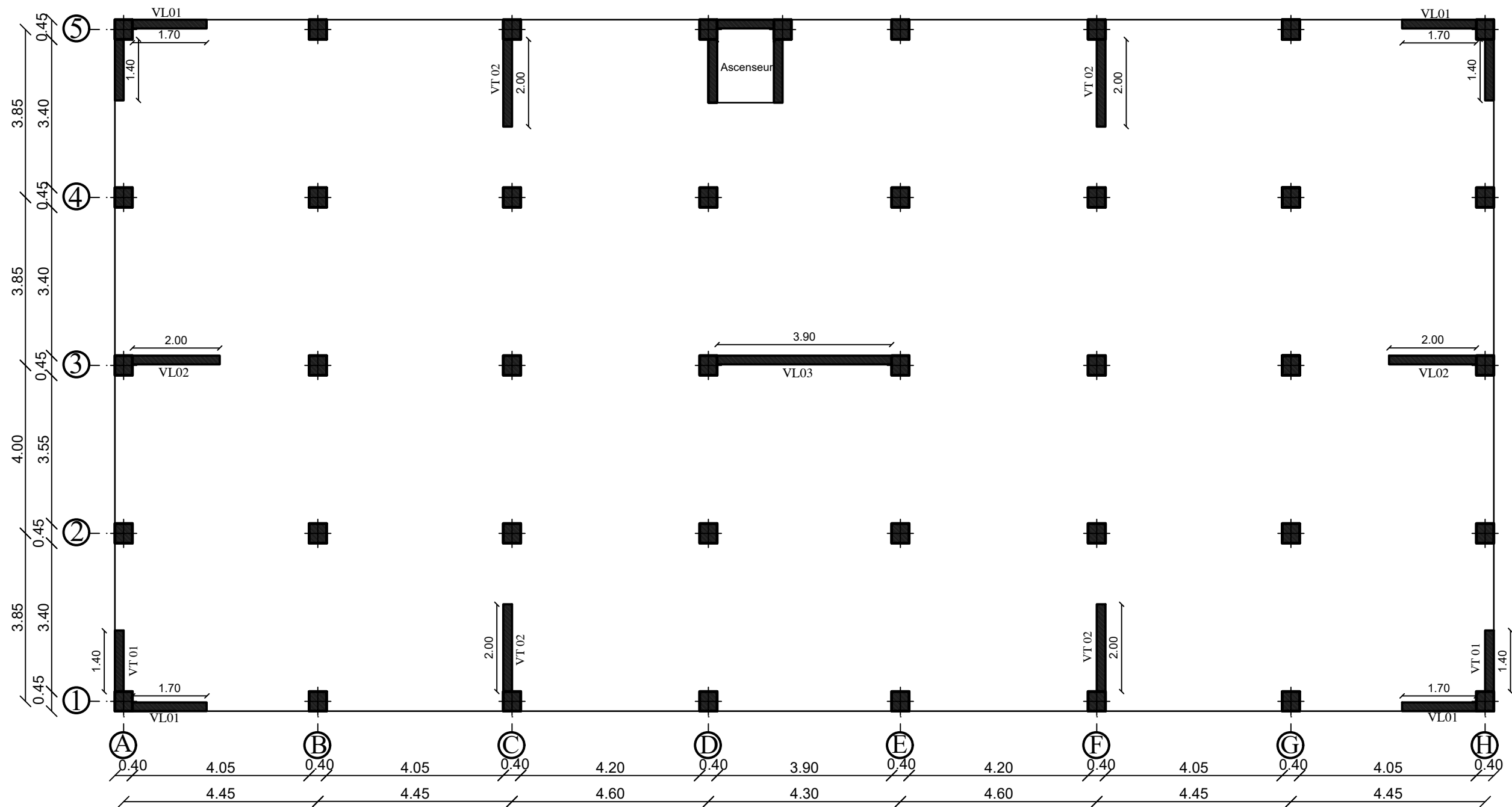
Promotion:
2019-2020



PLAN DE FONDATIONS NIV : ±0.00



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<u>Etudié par :</u> -M ^{elle} CHERIFI Massissilya -M ^{elle} BELHACHANE Djahida	<u>Titre :</u> PLAN DE FONDATIONS NIV : ±0.00	<u>Plan N°:01</u>
<u>Dirigé par :</u> -M ^{me} IDRES.S		<u>Promotion:</u> 2019-2020



LA DISPOSITION DES VOILES

*Les Voiles Transversaux :

VT 01 = 1.40m

VT 02 = 2.00m

*Les Voiles Longitudinaux:

VL 01 = 1.70 m

VL 02 = 2.00 m

VL 03 = 3.90 m

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} CHERIFI Massilya
 -M^{elle} BELHACHANE Djahida

Dirigé par :

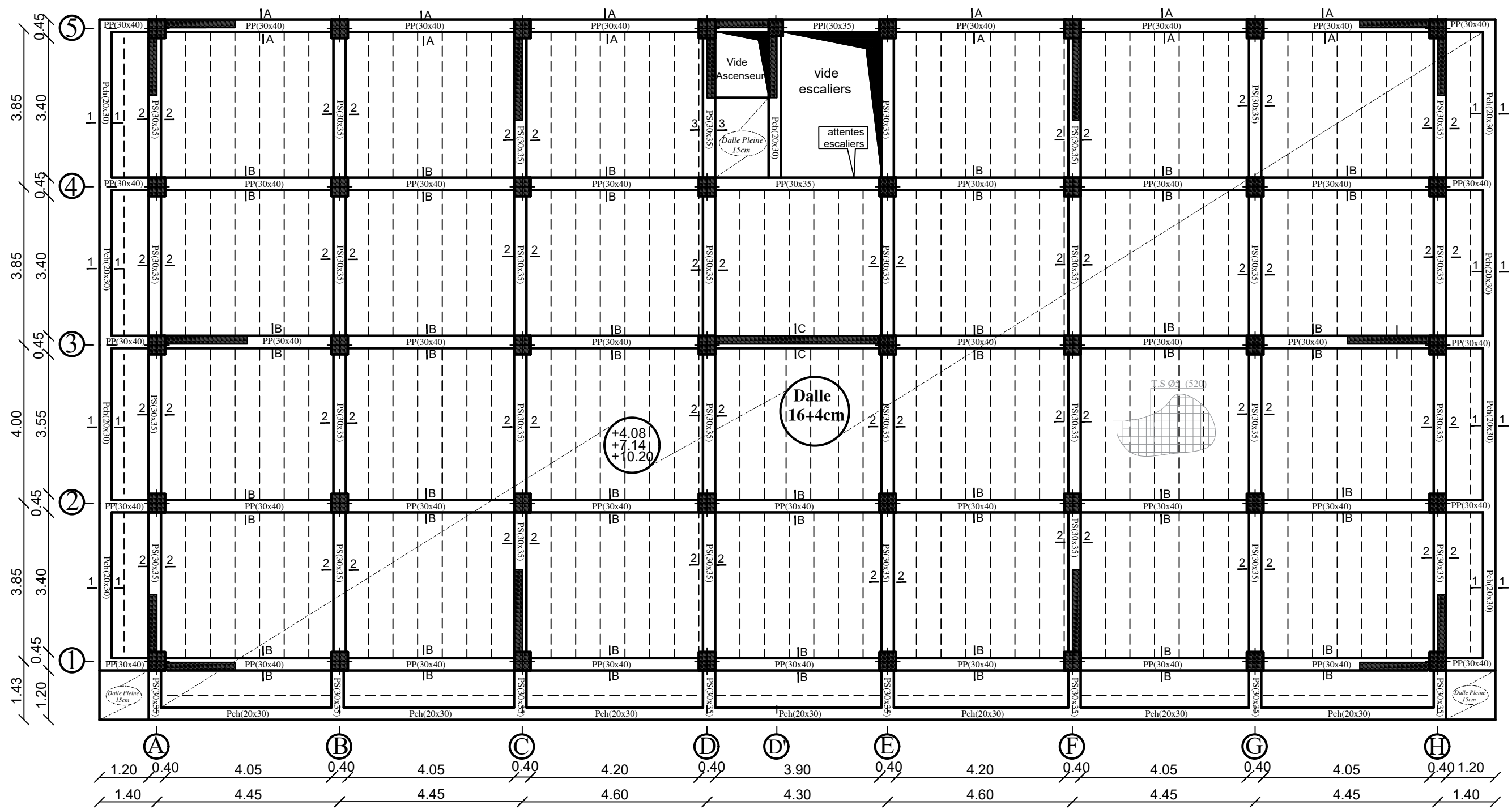
-M^{me} IDRES.S

Titre :

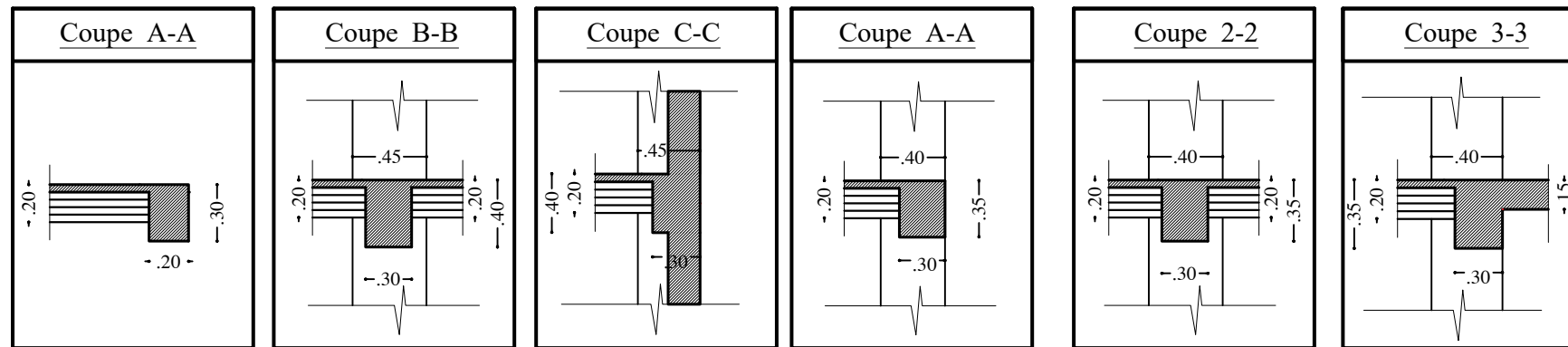
la disposition des voiles

Plan N°:02

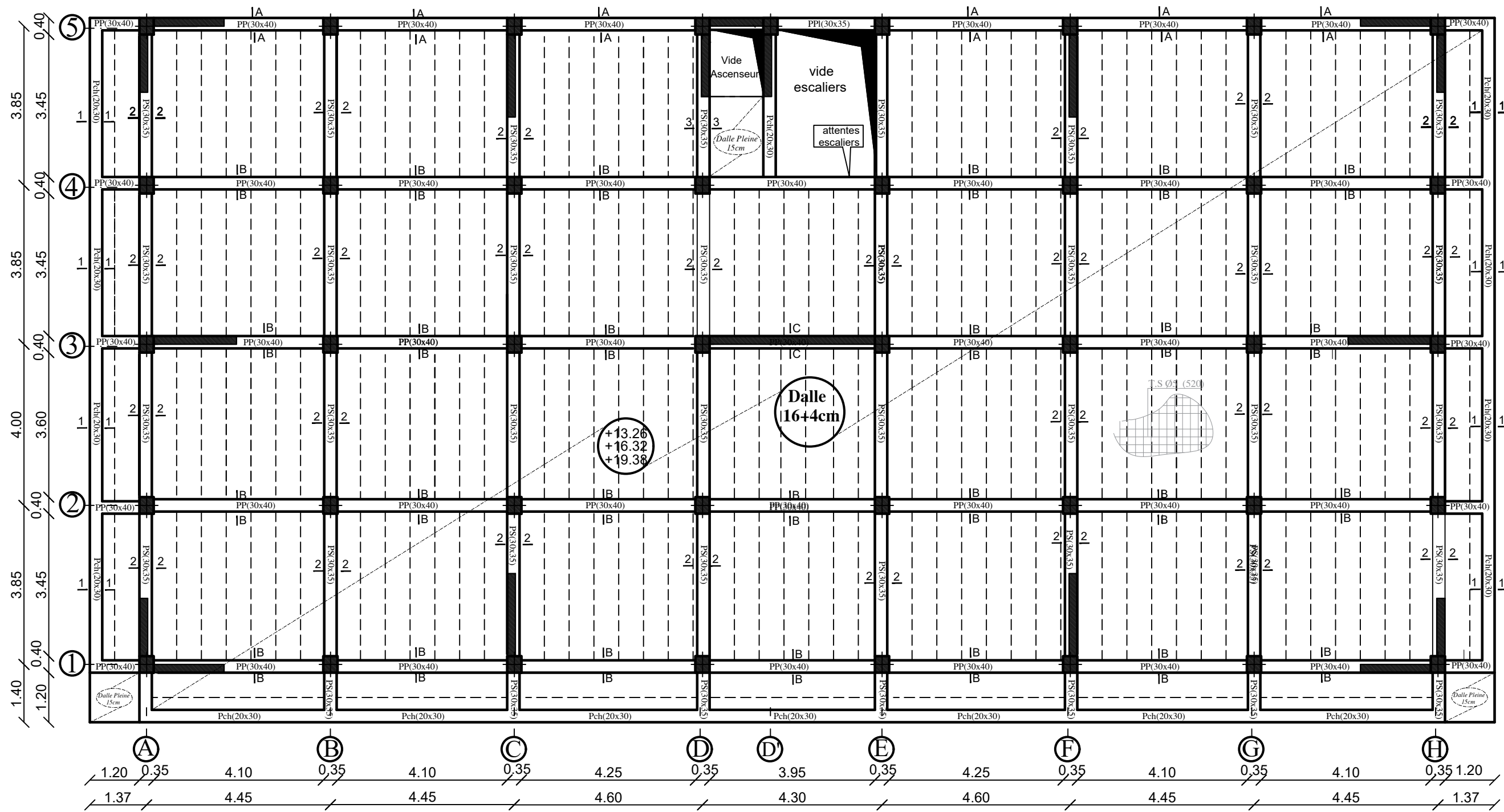
Promotion:
 2019-2020



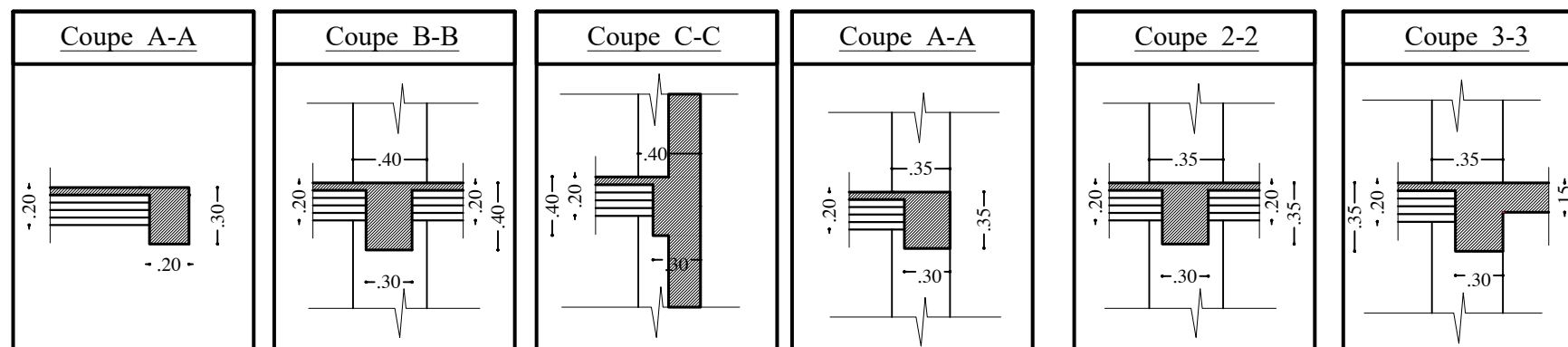
PLAN DE COFFRAGE NIV +04.08, +07.14 ET +10.20



UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : -M ^{elle} CHERIFI Massissilya -M ^{elle} BELHACHANE Djahida	Titre : PLAN DE COFFRAGE NIV +04.08, +07.14 ET +10.20	Plan N°:03 Promotion: 2019-2020
Dirigé par : -M ^{me} IDRES.S		



PLAN DE COFFRAGE NIV +13.26, +16.32 ET +19.38



UNIVERSITE MOULOU MAMMERRI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} CHERIFI Massissilya
-M^{elle} BELHACHANE Djahida

Dirigé par :

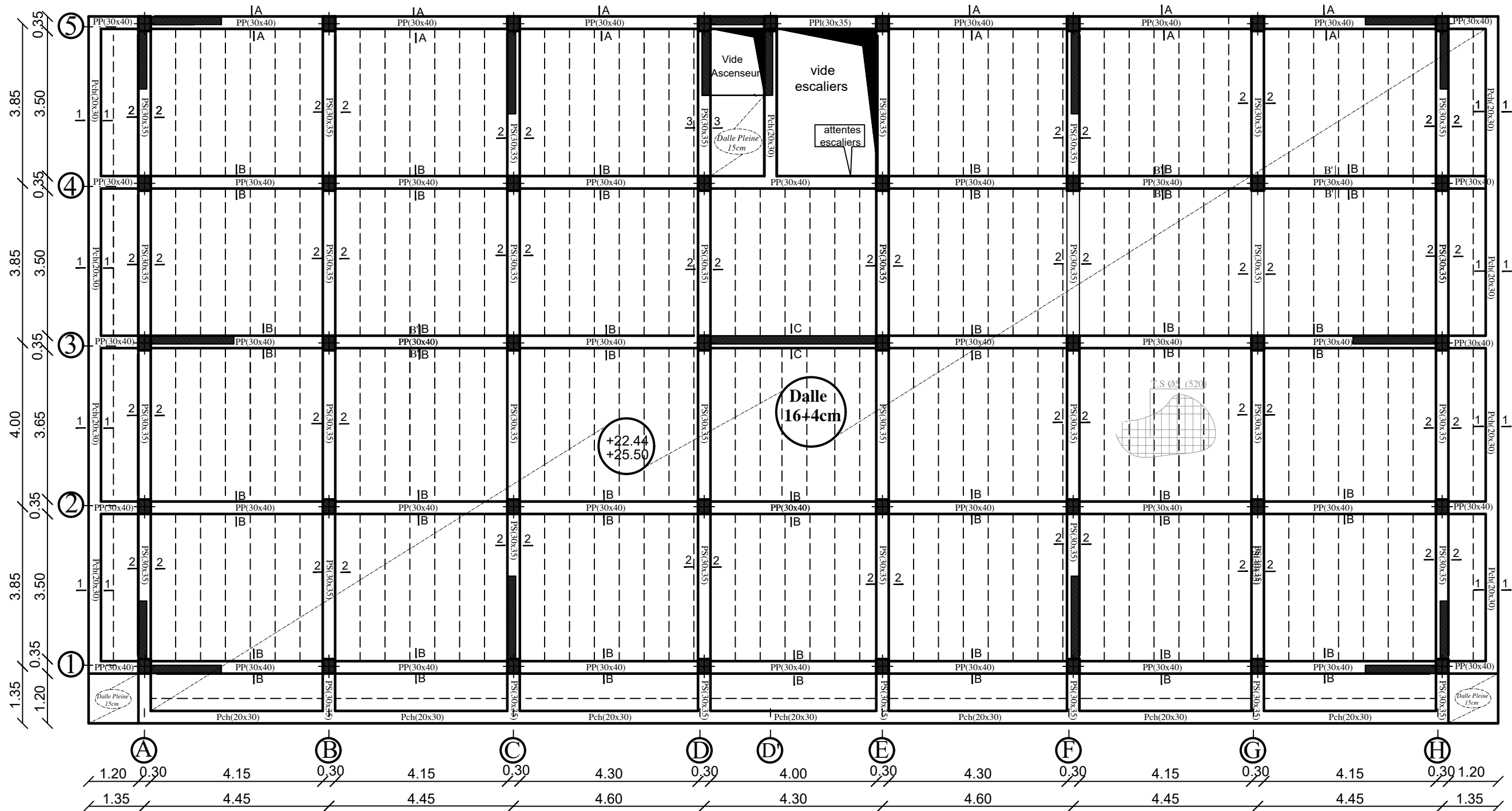
-M^{me} IDRES.S

Titre :

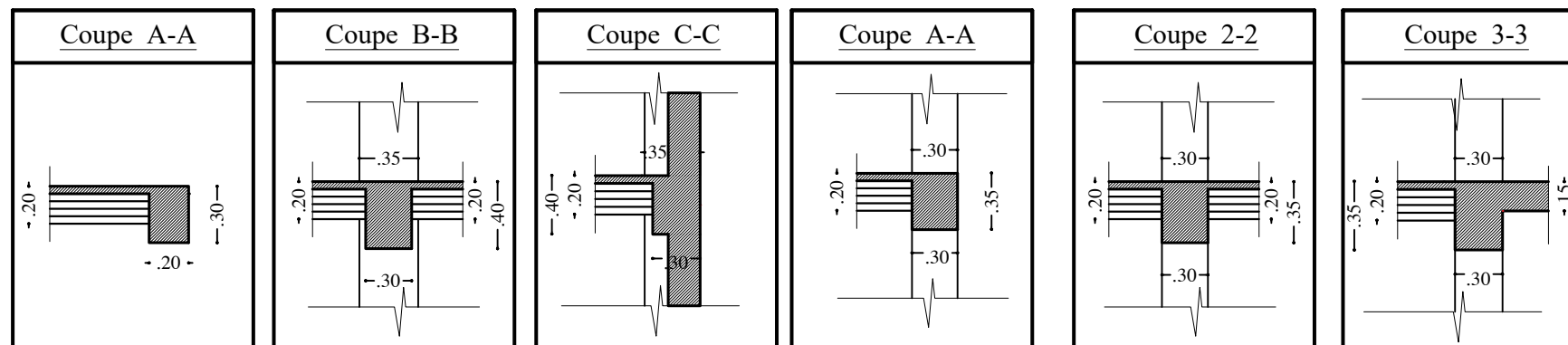
PLAN DE COFFRAGE
NIV +13.26, +16.32 ET +19.38

Plan N°:04

Promotion:
2019-2020



PLAN DE COFFRAGE NIV +22.44 ET +25.50



UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} CHERIFI Massissilya
-M^{elle} BELHACHANE Djahida

Dirigé par :

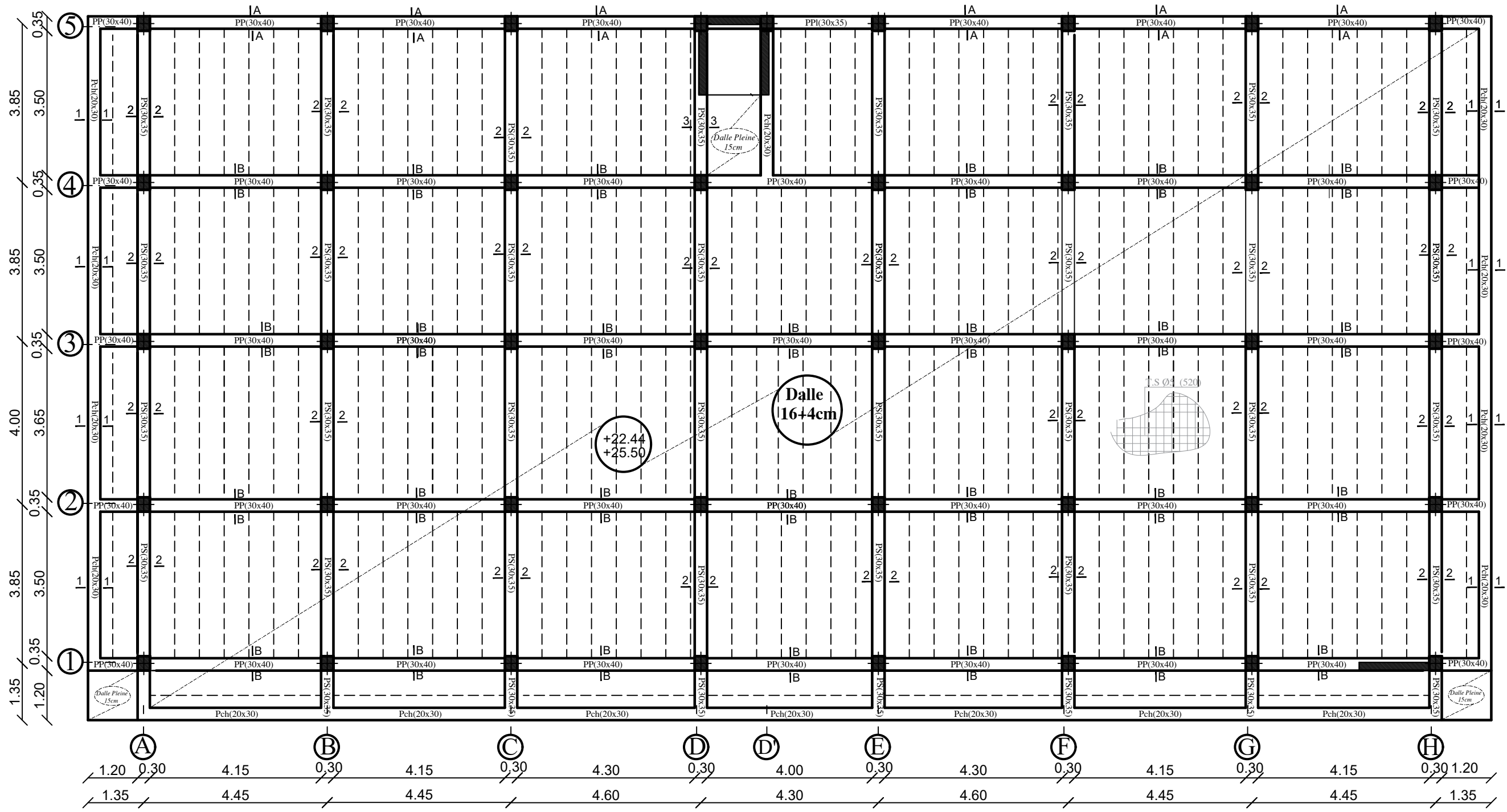
-M^{me} IDRES.S

Titre :

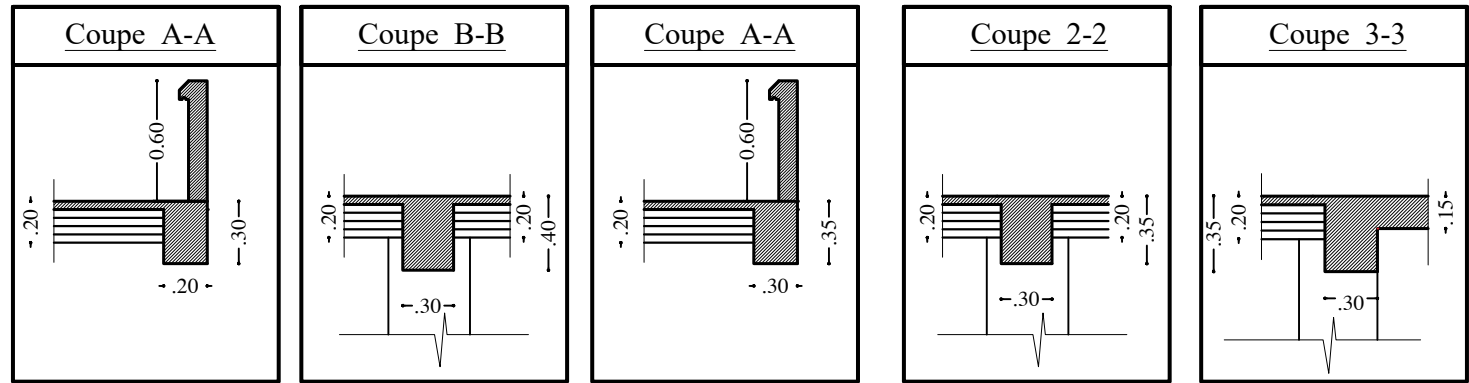
PLAN DE COFFRAGE
NIV +22.44 ET +25.50

Plan N°:05

Promotion:
2019-2020



PLAN DE COFFRAGE NIV +28.56



UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : -M ^{elle} CHERIFI Massissilya -M ^{elle} BELHACHANE Djahida	Titre : PLAN DE COFFRAGE NIV +28.56	Plan N°:06 Promotion: 2019-2020
Dirigé par : -M ^{me} IDRES.S		