

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



*Étude d'un bâtiment (R+9) à usage
d'habitation et commercial.*

Réalisé par:

**BELKACEM KAMEL
HOUCHI NABIL**

Encadré par :

Monsieur : MEHADDENE

Année universitaire:2023/2024

Remerciements

Avant toute chose, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude envers **ALLAH**, l'Unique et le Tout-Puissant, pour m'avoir accordé la force, la patience et la persévérance tout au long de ce parcours. Sans Sa guidance et Ses bénédictions, l'accomplissement de ce travail n'aurait pas été possible.

Je tiens également à remercier chaleureusement mon encadreur, Monsieur **Mehaddene**, pour sa disponibilité, ses conseils éclairés, et son soutien tout au long de ce projet. Son accompagnement et son expertise ont été précieux pour la réalisation de ce mémoire.

Enfin, nous remercions toutes les personnes qui nous ont soutenu de près ou de loin durant cette période, et qui ont contribué, à leur manière, à la réussite de ce travail.

Dédicace :

"À toutes les personnes qui ont été à mes côtés tout au long de ce parcours, à mon binôme (**Kamel BELKACEM**) qui a contribué à travailler sur ce modeste projet, je vous dédie ce travail. Votre soutien indéfectible, vos encouragements et votre présence m'ont permis d'avancer, même dans les moments les plus difficiles. Vous avez cru en moi, et c'est grâce à vous que ce projet voit le jour aujourd'hui. Merci du fond du cœur pour votre amour, votre patience, et vos précieux conseils. Ce mémoire est autant le fruit de vos encouragements que de mes efforts.

À mes parents, un remerciement spécial pour votre amour inconditionnel, votre soutien sans faille, et pour m'avoir donné la force de persévérer. Votre foi en moi m'a permis de me surpasser à chaque étape. Je vous suis infiniment reconnaissant."

Nabil HOUCHI

DEDICACE

*« Malgré les obstacles qui s'opposent, des difficultés qui s'entreposent,
les études sont avant tout notre unique et seul atout »*

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes chers frères.

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis. : SAID, MOHAMED, et DJAFAR

En fin, je remercie mon binôme HOUCHI NABIL qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

BELKACEM KAMEL

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

I-1	Introduction	1
I-2	: Représentation de bâtiment	1
I-3	: Les caractéristiques géométriques de bâtiment	2
I-4	: Les règlements utilisés et les normes conception	1
I-5	: Les éléments de l'ouvrage	2
I-6	: Caractéristiques mécanique des matériaux	4

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

	Introduction	11
II-1	: Pré-dimensionnement des éléments	11
II-2	: Détermination des charges et surcharges	20

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III-1	Introduction & Acrotère.....	34
III-2	: Calcul du balcon	42
III-3	: Calcul des escaliers	47
III-4	: poutre de chinage	83
III-5	: les planchers	84
III-6	: Etude de la poutre palière	116
III-7	: Calcul de la salle machin	127

Chapitre IV: Modélisation de la structure

IV-1	Introduction	140
IV-2	: Le concept de masse de la MEF	140
IV-3	: Définition de logiciel ETABS.....	140

Chapitre V : Vérification des conditions du RPA

V-1	: Vérification de l'excentricité	154
V-2	: Pourcentage de participation de la masse modale	155
V-3	: Estimation de la période fondamentale de la structure	156
V-4	: Etude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R.....	157
V-5	Vérification de l'effort tranchant à la base	158
V-6	: L'effort normal sismique	161
V-7	Le déplacement maximum	162
V-8	: Justification de la sécurité Vérifications des déplacements.....	163
V-9	: Justification vis-à-vis de (l'effet P-Δ)	164

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structural

VI-1	: Ferrailage des poteaux	166
VI-2	: Ferrailage des poutres.....	179
VI-3	: Ferrailage des voiles	189

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII -1	Introduction	207
VII -2	: Etude technique du sol.....	207
VII -3	: Choix du type de fondation	207
VII -4	: Dimensionnement	212

Conclusion

Bibliographie

Annexes

LISTE DES FIGURES

Chapitre I :

Figure I.3 : Diagramme simplifié contraintes- déformations de béton (ELU)	5
Figure I.4 : Diagramme contraintes- déformations de béton (ELS).....	6
Figure : Diagramme contraintes- déformations de l'acier	9

CHAPITRE II.

Figure II.3: Coupe transversale du plancher terrasse	20
Figure II.4 : Coupe transversale d'un plancher d'étage courant	21
Figure II.3 : Coupe transversale d'un balcon en dalle pleine	22
Figure II.6 : Coupe verticale d'un mur extérieur.....	23
Figure II.8 : Coupe verticale d'un mur en simple cloison.....	24
Figure II.8 : Coupe verticale de l'acrotère	25
Figure II.8 : Coupe de poteau	31

CHAPITRE III :

Figure III.1.1 : Coupe verticale de l'acrotère	35
Figure III.1.2 : schéma statique de l'acrotère.....	35
Figure III.1.4 : schéma de calcul	36
Figure III.1.5 : section rectangulaire soumise à une flexion composée	37
Figure III.1.6: Ferrailage de l'acrotère.....	41
Figure III.5.1 : Schémas statique de balcon	42
Figure III.5.1 : plan de ferrailage du balcon	46
Figure III.3.1 : Schéma de l'escalier droit.....	47
Figure III.15: Diagramme des efforts tranchants	73
Figure III.16: Diagramme des moments fléchissant	73
Figure III.15: Diagramme des efforts tranchants	79
Figure III.29: Diagramme des moments fléchissant	79
Figure III.30: Diagramme corrigé des moments fléchissant	79
Figure III 3.5: Schéma de ferrailage d'escalier de RDC	82
Figure III.4.1. Diagramme des efforts internes à l'ELU	84
Figure III.4.2: Diagramme des efforts internes à l'ELS.....	88
Figure III.4.3: schéma de ferrailage de la poutre chaînage	90
Figure III.7: schéma descriptif d'un plancher en corps creux.....	91
Figure III.2.2: schéma de la table de compression.....	95

Figure III.5.3 de ferrailage de la poutrelle	103
Figure III.2.1 : schéma statique de la poutre palière à l'ELU	117
Figure III.2.2 : Diagramme des efforts internes de la poutre palière à l'ELU	118
Figure III.2.3 : schéma statique de la poutre palière à l'ELS	118
Figure III.2.4 : Diagramme des efforts internes de la poutre palière à l'ELS.....	119
Figure III.6.5 : ferrailage de la poutre palière	126
Figure III.7.1 : schéma de l'ascenseur	127
Figure III.7.2 : schéma de la salle machine suivant	128
Figure III.7.3 : plan de ferrailage de la salle machine.....	137
Chapitre IV :	
Figure IV.1 : choix des unités.....	140
Figure IV.2 : interface d'introduction des données générales	140
Figure IV.3 : Interface de modification des entres-axes.....	142
Figure IV.4 : Interface de modification des hauteurs d'étages.....	142
Figure IV.5 : Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.....	143
Figure IV.6 : Interface d'introduction des caractéristiques des poteaux	143
Figure IV.7 : Interface d'introduction des caractéristiques des poutres	144
Figure IV.8 : Interface d'introduction des caractéristiques des plancher	144
Figure IV.9 : Interface d'introduction des caractéristiques des voiles	145
Figure IV.11 : chargement des dalles	146
Figure IV.12 : chargement des poutres.....	146
Figure IV.13 : d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99	147
Figure IV.14 : spectre de réponse RPA	147
Figure II.15 : d'introduction des charges sismiques pour les deux direction	148
Figure IV.16 : introduction des combinaisons dation.....	149
Figure IV.17 : définir les coefficients de la masse sismique	149
Figure IV.19 : introduction des types d'appuis	149
Figure IV.20 : introduction des diaphragmes dans le plancher	150
Figure IV.12 : Modèle finale de notre structure	151
Chapitre VI:	
Figure VI .6 : Délimitation de la zone nodale	227

Liste des tableaux

Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Poids des différents éléments constituant le plancher terrasse inaccessible.	20
Tableau II.2 : Charges permanentes d'étage courant.	21
Tableau II.3 : Poids des différents éléments constituant le plancher en dalle pleine	22
Tableau II.4 : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur	.23
Tableau II.5 : Poids des différents éléments constituant le mur intérieur.	.24
Tableau II.6 : Coefficients de dégression de surcharges.	26
Tableau II.7 : Dégression des charges d'exploitation.	29
Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente de charge	30
Tableau II.9 résultats du pré-dimensionnement	32

CHAPITRE III : Calcul des éléments

Tableau III.1.1 : Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.	50
Tableau III.1.2 : Charges permanentes revenant au palier.	51
Tableau III.1.3 : Charges permanentes revenant à la paillasse.	58
Tableau III.1.4 : Les efforts internes à l'ELU.	59
Tableau III.1.5 : Les efforts internes à l'ELS	61
Tableau III.2.1 : Charges permanentes revenant aux poids des revêtements	69
Tableau III.2.2 : Charges permanentes revenant au palier	70
Tableau III.2.3 : Charges permanentes revenant à la paillasse.	70
Tableau III.3.2.1 : Moments aux appuis	97
Tableau III.3.2.2 : Moments aux travées	98
Tableau III.3.2.3 : Efforts tranchant	99

Chapitre IV : Modélisation de la structure

Tableau IV.1 : Valeurs pénalités selon les caractères de qualité.....	118
--	-----

Chapitre V : Vérification des conditions du RPA

Tableau V.2 : Les coordonnées des centres de masse et des centres de torsion	155
Tableau V.3 : Pourcentage de participation de la masse modale.....	156
Tableau V.6 : Valeur du poids total de la structure	160
Tableau V.7 : 'effort tranchant a la base	161
Tableau V.8 : Vérification des déplacements relatifs latéraux entre étage	164
Tableau V.9 : Vérification de l'effet (P- Δ) (sens X-X)	165
Tableau V.10 : Vérification de l'effet (P- Δ) (sens Y-Y)	165

CHAPITRE VI: Ferrailage des éléments structural

Tableau VI.1 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA	167
Tableau VI.2 : : Ferrailages des poteaux.	170

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes tangentielles	175
Tableau VI.2 : Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux dans le sens longitudinal	176
Tableau VI.3 : vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux dans le sens transversal	176
Tableau VI.6 : vérification des contraintes dans le sens longitudinal	178
Tableau VI.7 : vérification des contraintes dans le sens transversal	178
Tableau VI.8 : Ferrailage des poutres principale	181
Tableau VI.10 : Ferrailage des poutres secondaire	182
Tableau VI.1 ,2 : Ferrailage des voiles longitudinal.VL1 et VL2	197
Tableau VI.3.4 : Ferrailage des voiles longitudinales VL3 et VL4	198
Tableau VI.5 : Ferrailage des voiles longitudinales VL5	199
Tableau VI.6 : Ferrailage des voiles longitudinales Salle mach	200
Tableau VI.7 : Ferrailage des voiles longitudinales 7.8.9.10	201
Tableau VI.8 : Ferrailage des voiles transversales VT11 et VT15	202
Tableau VI.9 : Ferrailage des voiles transversales salle mach.....	203
Tableau VI.10 : Ferrailage des voiles transversales VT12 et VT13	204

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)	209
Tableau VII.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (Sens transversal).....	208
Tableau VII-3 : Présentation de la résultante des charges.	210
Tableau VII.4 : Résumé des résultats des contraintes à l'ELU et à l'ELS.	217
Tableau VII.5 : Résultats des ferrailages	221
Tableau VII.6 : Contraintes maximales reprises par le radier).....	220
Tableau VII.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.	225
Tableau VII.8 : vérification de la condition de non fragilité	223
Tableau VII.8 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens longitudinal.	228
Tableau VII.9 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens transversal.....	229
Tableau VII.10 : Les efforts internes dans les nervures.	234
Tableau VII.11 : Le ferrailage adopté pour la nervure.	234
Tableau VII.11 Vérification des contraintes à l'ELS.....	236

Introduction Générale

L'histoire de l'humanité a été marquée par un grand nombre de catastrophes naturelles notamment les séismes causant parfois, par leurs importances, des destructions massives.

En effet, les tremblements de terres ont souvent été meurtriers, les sources historiques et l'actualité en témoignent. La possibilité de s'attendre à une telle catastrophe pourrait bien nous éviter les pertes de vies humaines, mais il est malheureusement certain que l'action sismique continuera à surprendre l'Homme car elle est inévitable. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proche du suivant.

Le dernier séisme du 21 mai 2003, qui a touché la région du payé (BOUMERDES, ALGER et TIZI-OUZOU) est un exemple très probant.

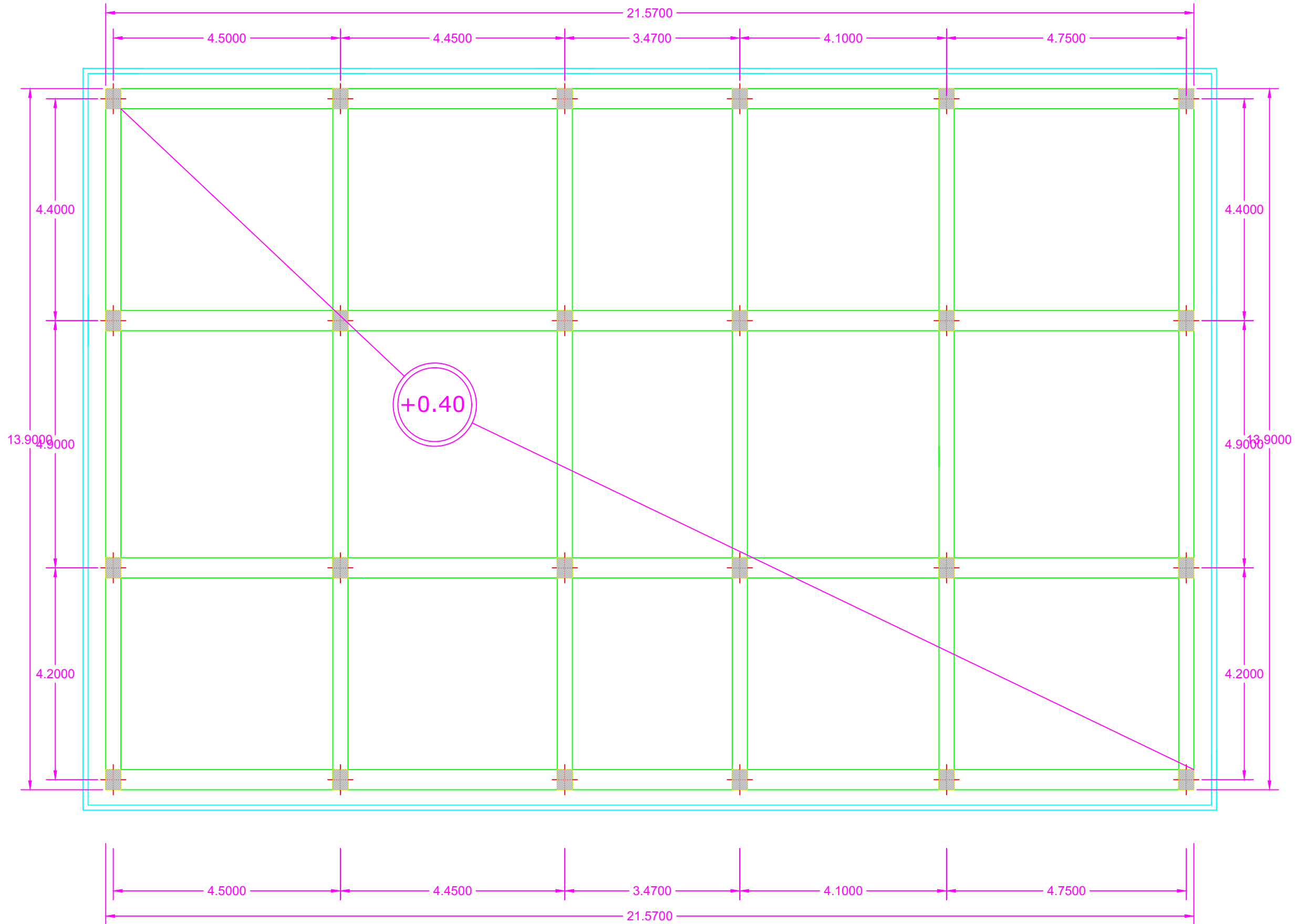
L'impérieuse nécessité de se doter de nouvelles mesures parasismiques actualisées pour faire face au danger que représente la haute sismicité du sol algérien.

Pour cela, l'élaboration d'un ouvrage parasismique doit comporter deux aspects principaux:

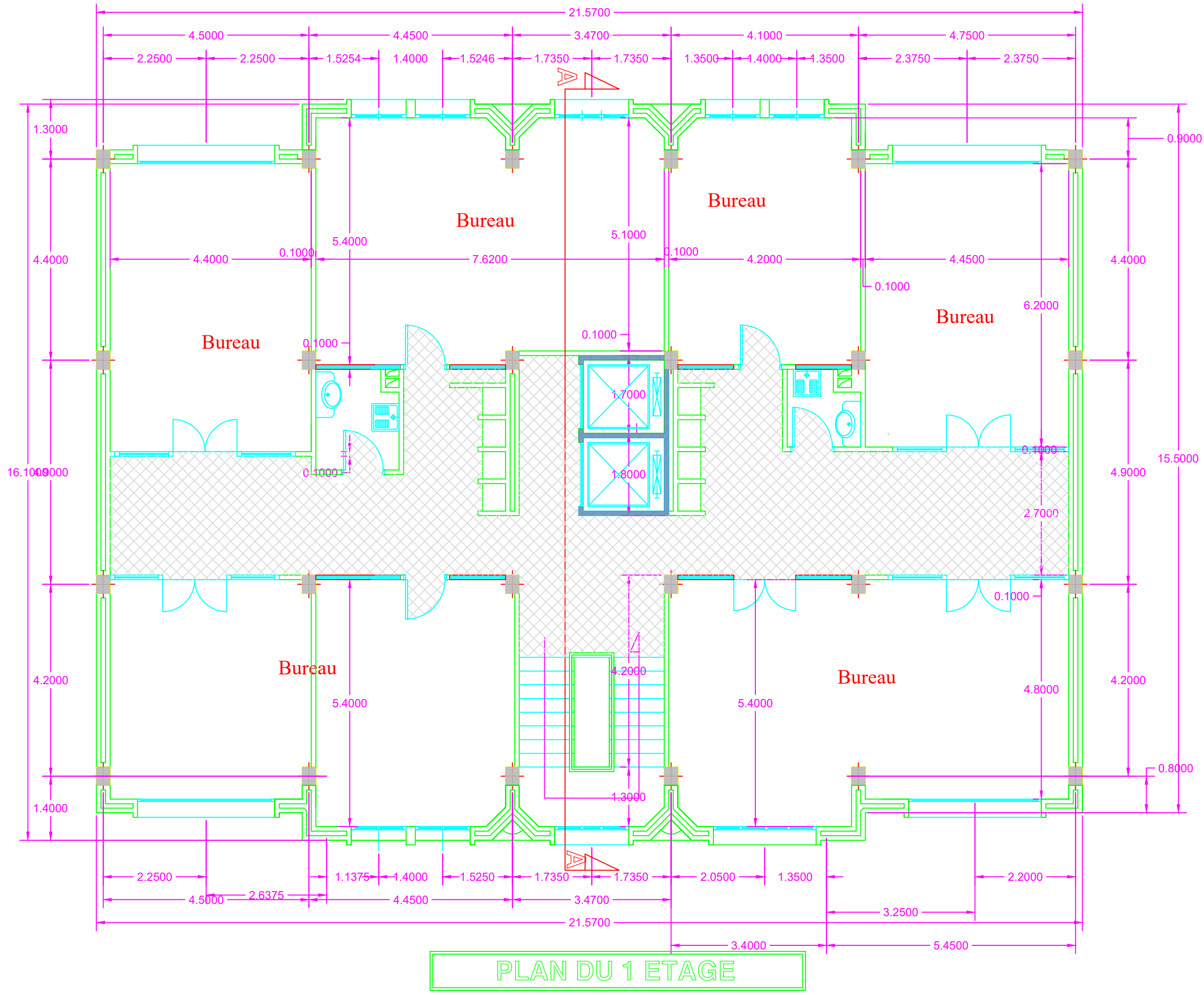
- l'ampleur des manifestations sismiques attendues sur le site;
- La destination de l'ouvrage.

Afin d'assurer au mieux la stabilité de la bâtisse ainsi que la sécurité des usagers les calculs seront conformes aux règlements parasismiques Algériens ; **RPA 99 modifiées 2003** et les règles de conception et du calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites ; **BAEL99**.

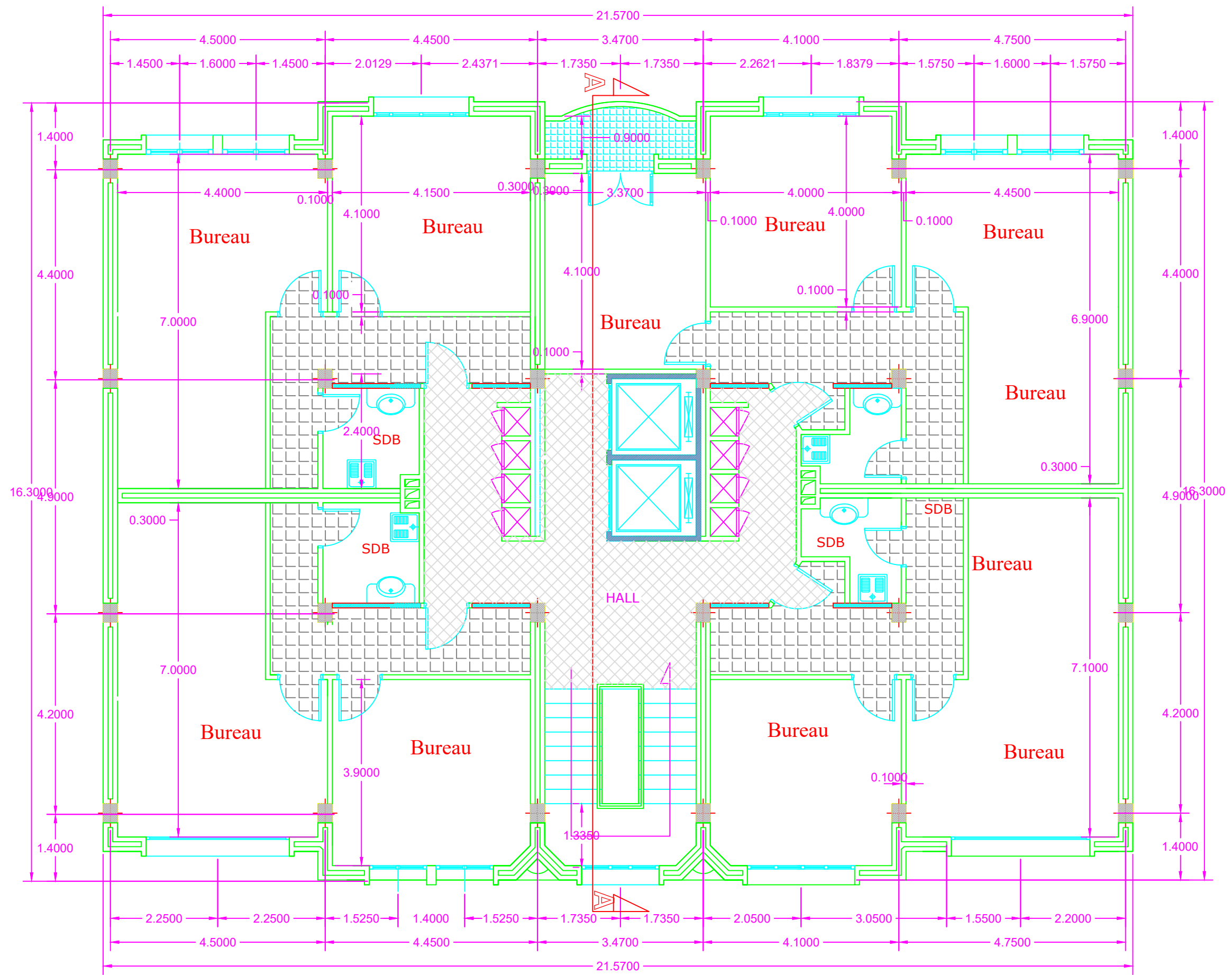
En plus du calcul statique qui fera l'objet des trois (03) premier chapitres, la structure sera soumise à des actions sismiques par l'introduction du spectre de calcul du **RPA2003**. La simulation de notre structure sera réalisée à l'aide du logiciel **ETABS version 9.7.0**.



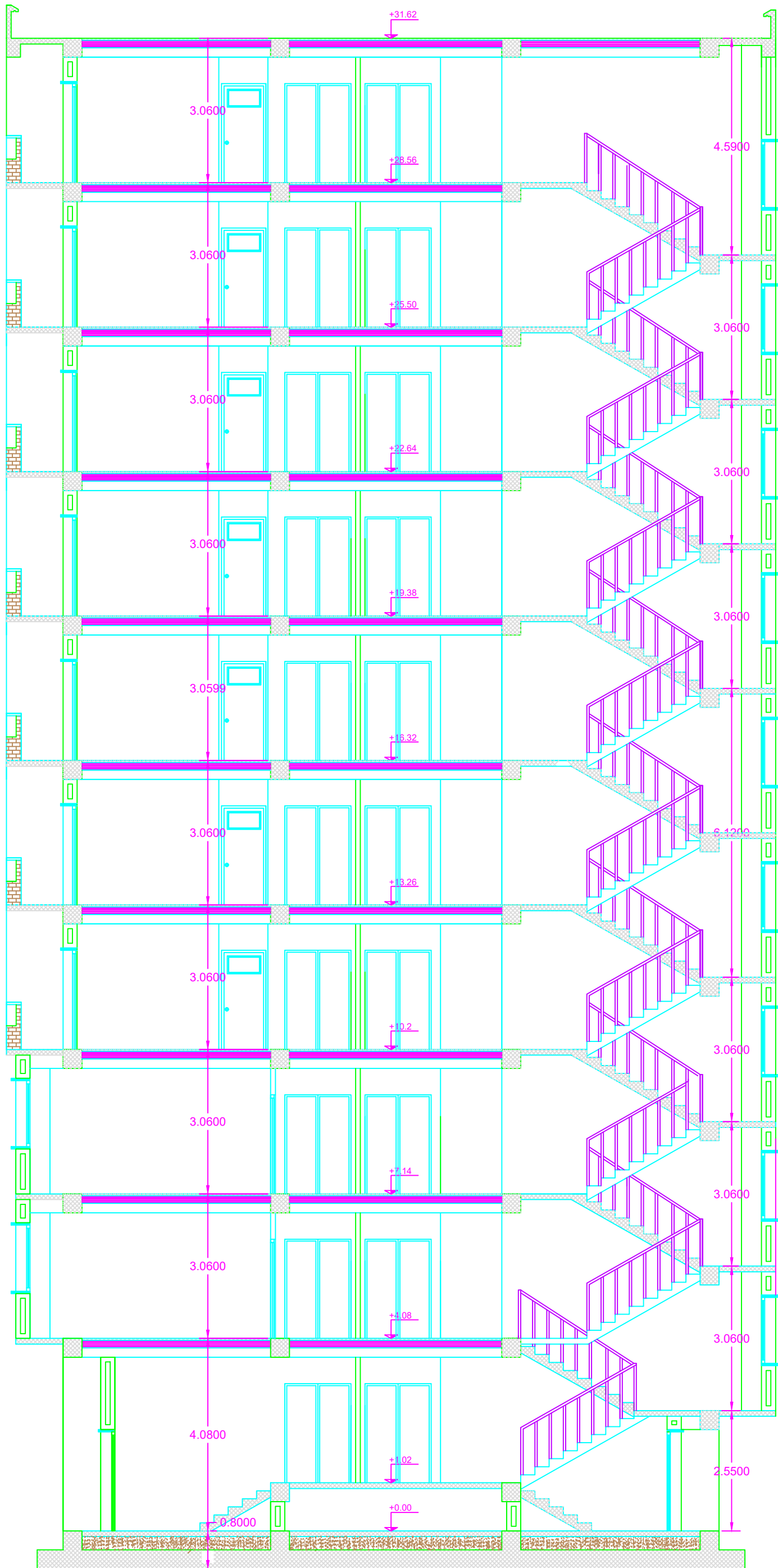
PLAN DES FONDATIONS



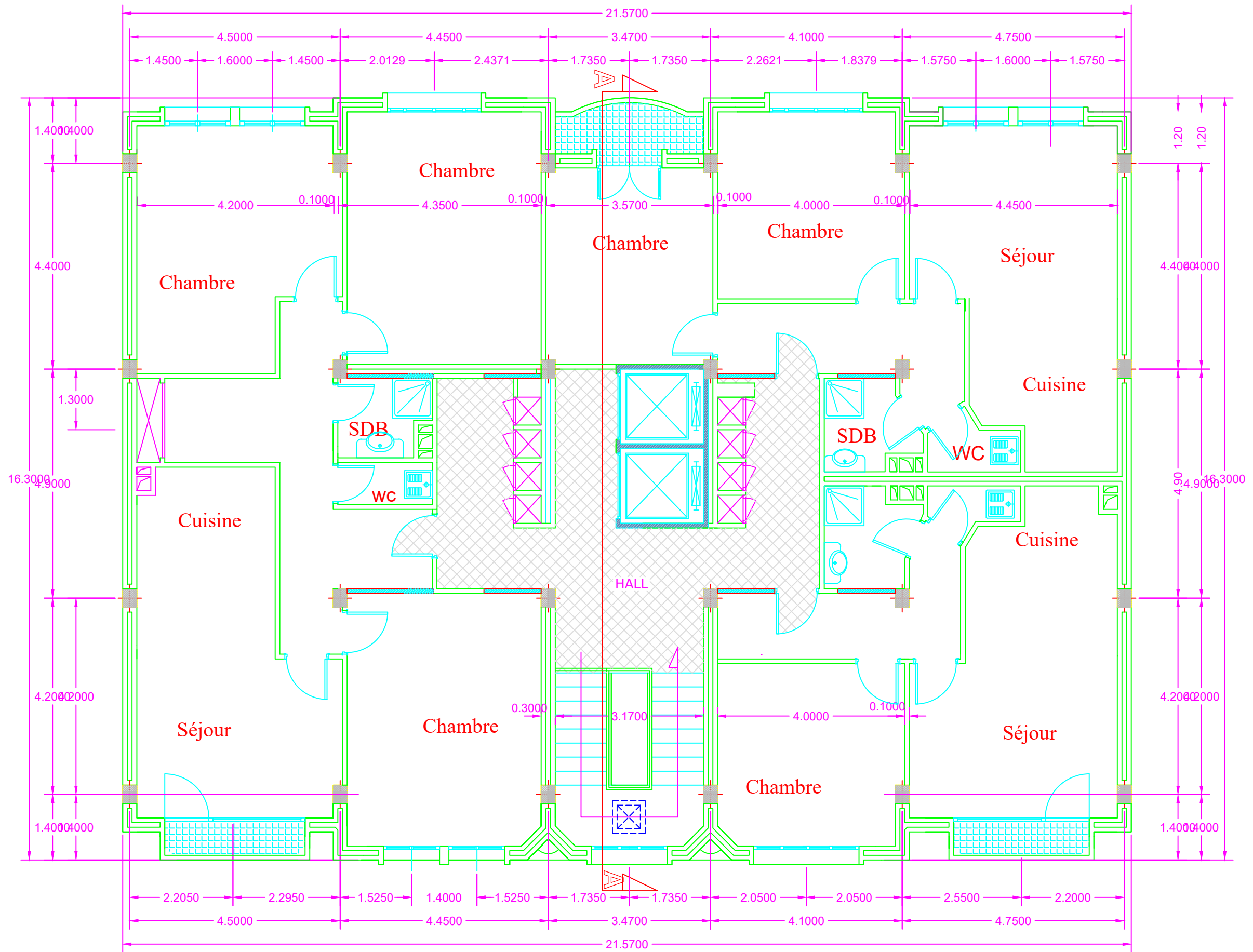
PLAN DU 1 ETAGE



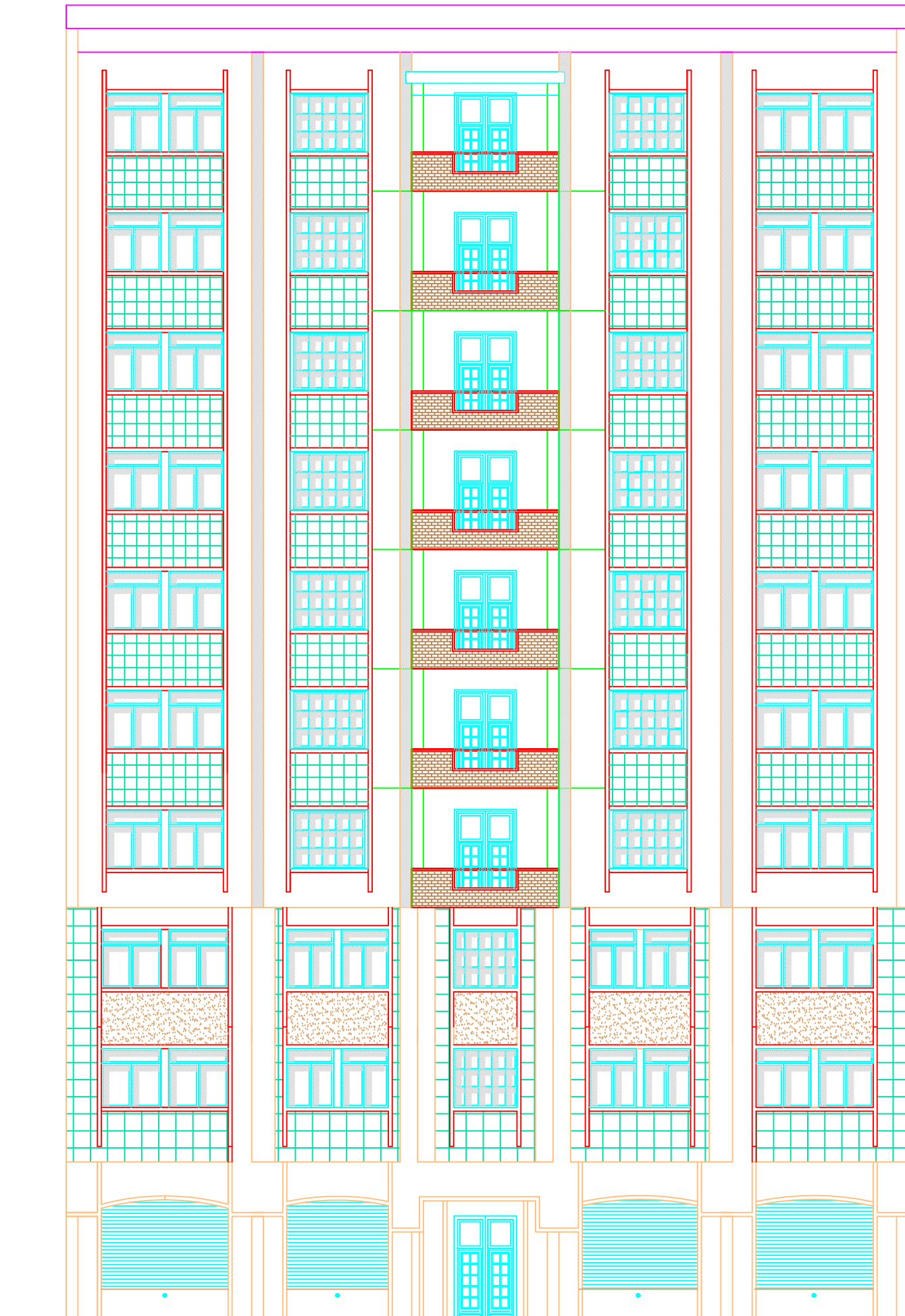
PLAN DU 2ème ETAGE



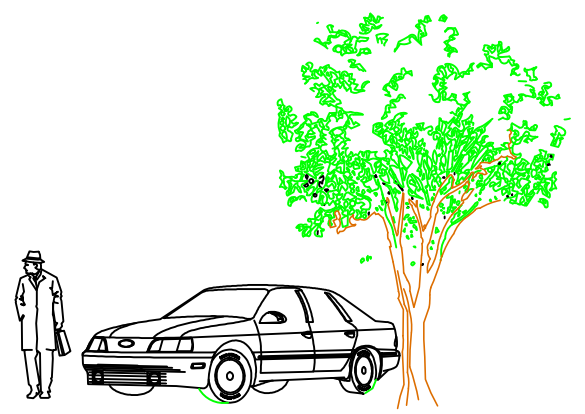
COUPE AA



PLAN DU COURANT 3 à 9



FAÇADE ANTERIEURE



FAÇADE PRINCIPALE

Chapitre I

Présentation et description

de l'ouvrage :

I-1 Introduction

L'étude des ouvrages en Génie civil se fait de telle manière à assurer la stabilité et la durabilité des ouvrages étudiés, tout en assurant un maximum de sécurité des personnes pendant et après leurs réalisations, et tout en minimisant le coût.

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

I-2 Représentation de bâtiment

L'ouvrage à étudier est un bâtiment (**R+9**) a usage habitation et commercial. La structure est constituée de portique et de voiles en béton armé. Ce bâtiment sera implanté à **Tizi Ouzou** ville classée selon le **RPA 99 (version 2003)** comme un zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

Le bâtiment comporte :

- RDC à usage commercial.
- 1^{er} et 2^{eme} étages à usage bureautique
- 7 étages à usage habitation.
- Une cage d'escalier.
- 2 cages d'ascenseurs.

I.1- Les caractéristiques de l'ouvrage :

La hauteur totale : 31.62

La hauteur du RDC : 4.08

La hauteur de 1^{er} étage : 3.06

La hauteur de 2^{em} étage : 3.06

La hauteur d'étage courant : 3.06

La longueur de l'ouvrage : 21.57 m

La largeur de l'ouvrage : 13.90 m

I.2- Les éléments de l'ouvrage :

a) L'ossature: La hauteur totale du bâtiment est 31.62m, qui est supérieure à 17m ; d'après le RPA99 VS 2003 ; le contreventement sera assuré par :

- Portiques (Poutres et Poteaux)
- Voiles porteurs en béton armé, dans les deux sens.

b) Plancher :

Le plancher est une aire servant à supporter son poids propre ainsi que les surcharges ; Il sert aussi à délimiter les niveaux des étages et assurer une isolation thermique et phonique.

Dans notre cas, les planchers seront réalisés en :

1. corps creux : avec une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées en béton armé coulés sur place. En outre, le plancher terrasse sera équipé d'une isolation thermique et d'une forme de pente de 1,5 % à fin de faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

2. Dalle pleine en béton armé :

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

c) Les fondations :

Le choix du type de fondation dépend du :

Type de l'ouvrage : permettra à déterminer les charges transmises à la fondation.

Etude géotechnique du sol : est nécessaire pour déterminer la capacité portante et les caractéristiques du sol, cela permettra de choisir le type de fondation.

d) Le Remplissage : On distingue deux types :

- Murs de façade seront réalisés en doubles cloisons de briques
- Murs de séparations intérieurs seront réalisés en simple cloisons de briques de 10cm.

I.3-Les Revêtements : On a :

- Carrelage scelle pour les plancher et les escaliers
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

I.4-Les escaliers :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, elle assure la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Elle est réalisée en béton armé.

I.5-Cage d'ascenseur:

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en béton armé.

I.6. Règlements utilisés :

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

I.6.1. Principes des justifications : (ArtA1.2BAEL91/ modifié 99)

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des états limites. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un des éléments)

*** Les différents états limites :**

a. États limites ultimes (ELU) :

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

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

b. Etats limite de service (ELS) :

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

États limites de service vis-à-vis de la compression du béton.

États limites d'ouverture des fissures.

États limites de service de déformation.

1.7) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

1.7.1) Béton :

Le béton est un mélange ciment, sable, granulats, et eau, La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL 91 modifié 99 et le RPA 99 version 2003, elle sera déterminée au laboratoire de façon à avoir une résistance caractéristique de 25MPa.

Les différentes caractéristiques du béton :

a) Résistance caractéristique à la compression

Pour le dimensionnement des structures en béton armé, on caractérise la résistance du béton par sa résistance caractéristique à la compression sur cylindre à 28 jours, notée f_{c28}

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{en MPa ; pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \quad \text{en MPa ; pour } f_{c28} \geq 40 \text{ Mpa}$$

b) Résistance caractéristique à la traction « f_{tj} » Art A 2.112 BAEL91

La contrainte limite que le béton pourra supporter est donnée par la formule:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa (BAEL : Art.A.2.1.12)}$$

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

c) Coefficient de Poisson :

ELU : $\nu = 0$ (pour le calcul des sollicitations).

ELS : $\nu = 0.2$

Etat limite de contrainte de béton :

Les calculs justificatifs seront conduits selon la théorie des états limites exposée dans le BAEL99. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou l'un des éléments est strictement satisfaite. On distingue deux états limites :

Etat limite ultime (ELU) :

Correspond à la valeur maximale de la capacité portante vis-à-vis de l'équilibre statique, de la résistance de la structure ou d'un de ses éléments et de la stabilité de forme. La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton est donnée par :

$$f_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{BAEL 99: Art A . 4. 3, 41})$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ Situation courante

$\gamma_b = 1,15$ Situation accidentelle

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des actions considérées

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

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

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

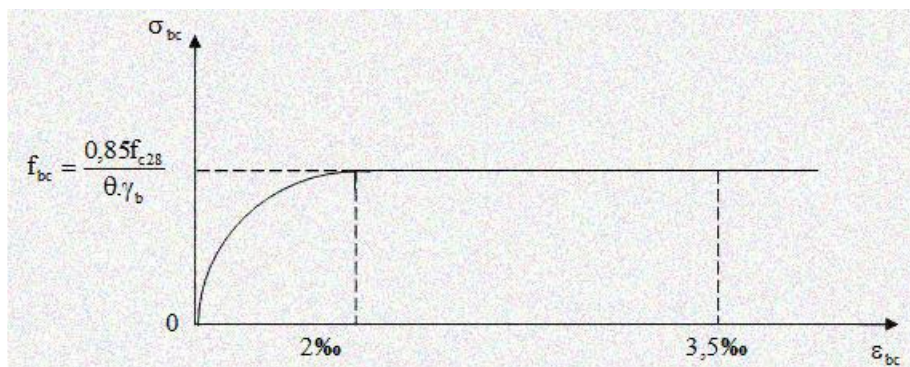


Fig.I.3 Diagramme simplifié contraintes-déformations du béton à l'ELU.

État limite de service (ELS) :

Ce sont les états ou les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la structure sont plus satisfaites, on distingue trois situations possibles qui sont :

- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée)
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive)
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages)

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} \text{ MPa} = 0.6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$$

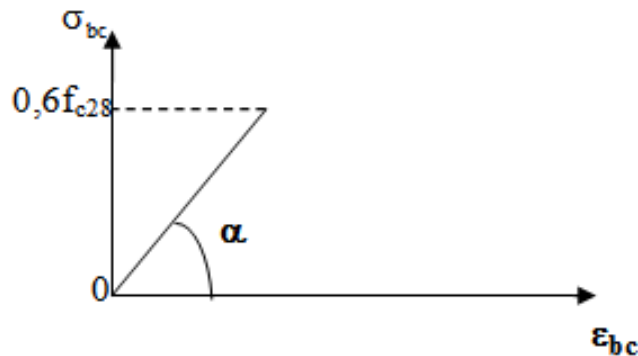


fig I.4 Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS)

d) Module de déformation longitudinale du béton :

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

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

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

d-1) module de déformation longitudinale instantanée :

Une déformation instantanée est une déformation résultante de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24h.

Le module de déformation longitudinale instantanée de béton est :

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

Pour $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$ on aura : $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$

d-2) module de déformation différée :

C'est une déformation causée par un chargement de longue durée et à fin de tenir compte l'effet de retrait et de fluage, on prend un module de déformation différée égale à :

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

Pour $f_{cj} = 25$ MPa on aura : $E_{vj} = 10818.86$ MPa.

(BAEL99 : Art A.2.1, 22)

f) module de déformation transversale du béton

Le module de déformation transversal est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{BAEL99 Art A.2.1, 3})$$

Avec :

E : module de Young

V : coefficient de poisson du béton

Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 d} \quad (\text{BAEL99: Art A. 5.1, 21})$$

Avec :

- V_u : effort tranchant dans la section étudiée
- b : largeur de la section cisailée
- d : hauteur utile (0.9h).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$\tau_b = \min (0.2f_{c28}, 5)$ Mpa pour la fissuration peu nuisible

$\tau_b = \min (0.15f_{c28}, 4)$ Mpa pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

I-6-2 Les aciers

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (rond lisse et haute adhérence)

- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500MPa.
- Treillis soudé de type TS520.

Avec f_e limite d'élasticité

1) Module d'élasticité de l'acier

Est noté « E_s », sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier
 $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ (BAEL99 : Art A.2.2, 1)

2) Contrainte limite d'élasticité de l'acier :**ELU :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL99: Art A.2.1, 3})$$

ELS :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), d'après les règles de BAEL 91(modifiées 99), on distingue trois cas de fissuration :

Fissuration peu nuisible :

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

$$\sigma_{st} = f_e \quad (\text{BAEL91/Art4.5.32})$$

Fissuration préjudiciable :

Lorsque les éléments sont exposés aux intempéries il y a risque d'infiltration :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left[(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f t j}) \right] \right\} \text{ MPA} \quad (\text{BAEL91/Art4.5.33})$$

Avec :

 η : Coefficient de fissuration. $\eta = 1,0$ pour les aciers ronds lisses RL (BAEL91/Art7.2.1) $\eta = 1,3$ pour les HA <6mm. $\eta = 1,6$ pour les adhérences (HA) de diamètre ≥ 6 mm.**Fissuration très préjudiciable :**

C'est le cas d'un milieu agressif ou on assure une étanchéité.

Contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s = \min \left[\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f t j} \right] \quad (\text{BAEL 91/Art 4.5.34})$$

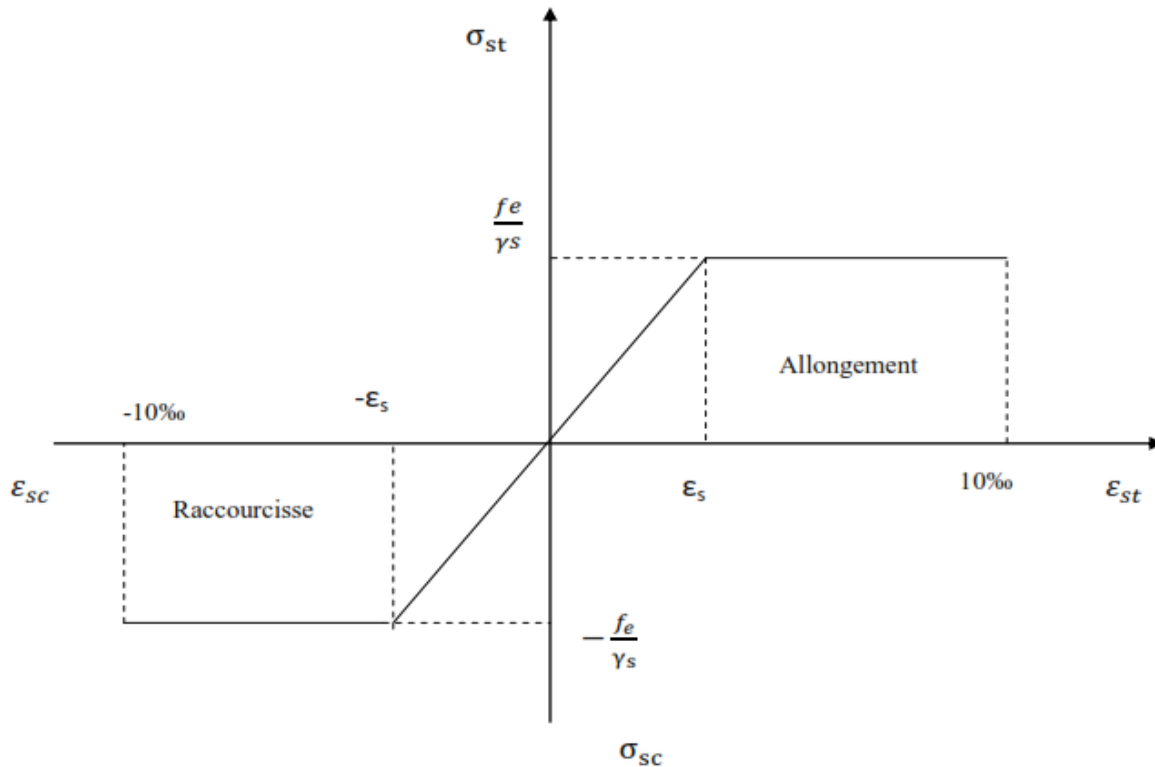


Diagramme des contraintes-déformation de l'acier

Protection des armatures :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adapte les valeurs suivantes. (BAEL 99 : Art A 7.1) :

- $C \geq 1\text{cm}$: si l'élément est situé dans un milieu couvert non exposé aux condensations
- $C \geq 3\text{cm}$: si l'élément est situé au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation). Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- $C \geq 1\text{cm}$: si l'élément est situé au contact aux actions agressives (brouillards salins, ..)

Chapitre II

Pré-dimensionnement des **éléments :**

II.1. Introduction

Après avoir déterminer les différentes caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les matériaux constitutants, on passe au pré dimensionnement des éléments tel que les planchers, les poutres principales et secondaires, les voiles et enfin les poteaux et cela en se basant sur des lois issues des règlements suivants :

- Le RPA 99 V 2003
- Le CBA 93
- B.A.E.L 91 modifie 99

Ce pré-dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments:

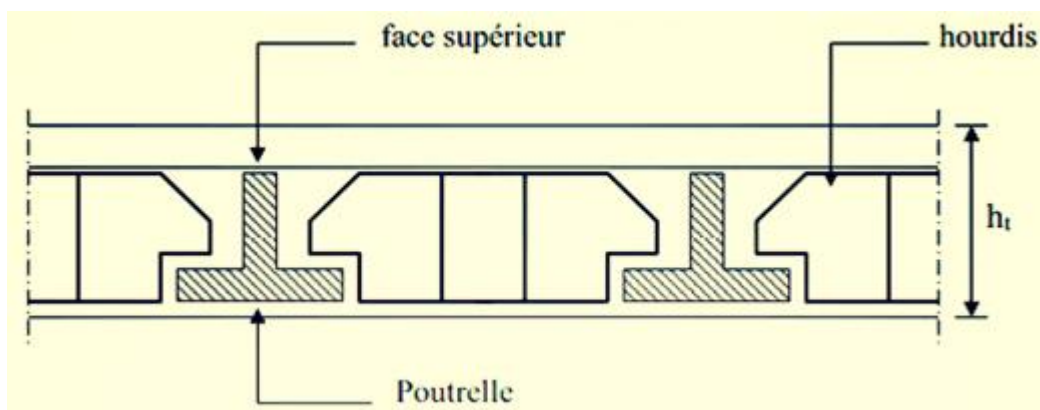
II-2) Planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction, ses fonctions essentielles sont :

- Séparation entre chaque deux niveaux successifs d'un bâtiment.
- Résistance aux charges et surcharges.
- Isolation acoustique et thermique entre étages.
- Transmission des différentes charges aux éléments porteurs.
- Supports de revêtement et plafond.

II.2.1) Les planchers en corps creux :(Art B.6.8.424 BAEL 91/99)

Il s'agit de plancher constituer de corps creux (hourdis) posés sur des poutrelles pré fabriqués en béton arme.



Le tout complété par une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur ferrillée de treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- 20 cm pour les armateurs perpendiculaires aux poutrelles
- 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles

Le dimensionnement du plancher en corps creux est donné par la formule suivante :

$$h_t > \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99/Art b 6.8.423})$$

Avec :

- **L_{max}** : La portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nu des appuis.
- **h_t**: Hauteur du corps creux.

D'après le **RPA99/version 2003 ART 7.4.1** les dimensions minimales des poteaux dans **la zone IIa** sont : **(30X30)**

Dans notre cas, nous avons :

$$L_{max} = 4.9\text{m}$$

$$L_{max} = 4.9 - 0.3 = 4.6 \text{ m}$$

$$h_t > \frac{4.6}{22.5} = 0.204\text{m}$$

On opte pour un plancher de (16+4) cm, c'est-à-dire :

- Epaisseur de corps creux 16 cm.
- Epaisseur de la dalle de compression = 04 cm.

h _t = 20 cm

II.2.2) Dalles Pleines

Les dalles pleines sont des planchers minces en béton armé coulé sur place, dont l'épaisseur est moins importante par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 3 ou 4 appuis, ce type d'élément travaillé en flexion. Leur épaisseur est déterminée selon les conditions suivantes :

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

A. Condition de résistance au feu

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes (selon l'ouvrage : ouvrage en béton armée H.RENAUD Pages 235)

- $e = 7$ cm : pour une heure de résistance au feu.
- $e = 11$ cm : pour deux heures de résistance au feu.
- $e = 17,5$ cm : pour quatre-heures de résistance au feu.

B. Condition de l'isolation acoustique :

La résistance acoustique ou indice d'atténuation acoustique est mesurée pour les dalles pleines

$$R = 47.161 \text{ [db]}.$$

- **Les bruits aériens :**

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$R = 13.3 \log 10M \text{ si } M \leq 250 \text{ kg/m}^2 \dots (*)$$

M : Masse surfacique.

$$R = 15 \log M + 9 \text{ si } M > 250 \text{ kg/m}^2 \dots (**).$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, une masse surfacique minimale sera exigée et qui est de 350 kg/m^2 , d'où l'épaisseur minimale de dalle :

$$M = \rho \times e_p \geq 350 \text{ kg/m}^2.$$

A.N:

$$2500 \times e_p \geq 350 \quad e_p = 350/2500 = 0.14 \text{ m.}$$

$$e_p \geq 14 \text{ cm.}$$

- **Les bruits d'impact :**

La loi de la masse nous donne :

$$M \geq 400 \text{ kg/m}^2.$$

$$M = \rho \times e_p \geq 400 \quad e_p \geq 400/2500 = 0.16 \text{ m.}$$

$$e_p \geq 16 \text{ cm.}$$

II-2-3-3) Condition de la résistance à la flexion :

Un panneau de dalle portant dans un seul sens si :

$$\rho \leq 0.4 \quad h_0 \geq L_x/25$$

$$0.4 \leq \rho \leq 1 \quad h_0 \geq L_x/30$$

$$\rho = L_x/L_y$$

L_x : La petite portée du panneau de dalle considéré.

L_y : La grande portée du panneau de dalle considéré.

Dans notre cas :

$$L_x = 410 \text{ cm.}$$

$$L_y = 490 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } \rho = L_x/L_y = 410/490 = 0.83 \quad \Longrightarrow \quad 0.4 \leq \rho = L_x/L_y \leq 1$$

$$h_0 \geq L_x/30 = 410/30 = 13.6 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad \text{On opte pour } h_0=15\text{cm}$$

Pour satisfaire les trois conditions nous allons opter pour des dalles pleines de **15cm**.

II.3) Les Poutres:

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé (horizontales et linéaires) coulés sur place, faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles). Les dimensions des poutres isostatiques sont définies en fonction de leurs portées « L ».

Dans notre cas on a quatre types de poutres (poutres principales, poutres secondaires, poutres de chaînages et poutres palière).

Le dimensionnement se fait par les règles de BAEL 91, il est donné comme suit :

$$L_{\max}/15 \leq h_{pp} \leq L_{\max}/10$$

$$0.4h_{pp} \leq b \leq 0.7h_{pp}$$

Avec :

- h_{pp} : Hauteur de la poutre
- b : Largeur de la poutre
- L_{\max} : Longueur de la plus grande travée dans le sens considéré.

Elles doivent respecter les conditions de RPA99:

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right\} \quad (\text{Art 7.5.1 RPA 99/Version 2003}).$$

II.3.1) Poutres principales :

Ce sont des poutres porteuses, jouant le rôle d'appuis aux poutrelles.

La hauteur des poutres principales est donnée par : $L_{\max}/15 \leq h_{pp} \leq L_{\max}/10$.

Dans notre cas : $L_{\max} = 490 - 30 = 460 \text{ cm}$.

• **La hauteur :**

$$L_{\max}/15 \leq h_{pp} \leq L_{\max}/10$$

$$460/15 \leq h_{pp} \leq 460/10$$

$$30.66\text{cm} \leq h_{pp} \leq 46 \text{ cm}$$

On opte pour une hauteur : **H_{pp} = 45cm**

• **La largeur:**

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

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40.$$

$$18\text{cm} \leq b \leq 31.5\text{cm}.$$

On opte pour : **B = 30 cm**

• **Vérification des conditions du RPA : (Art 7.5.1)**

- $B = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée.
- $H_{pp} = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $H_{pp}/b = 45/30 = 1.5 \leq 4$ condition vérifiée.

II.3.2) Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, et elles servent de chainage entre les différents éléments de la structure.

Dans notes cas $L_{\max} = 445 \text{ cm}$

• **La hauteur :**

$$L_{\max}/15 \leq h_{ps} \leq L_{\max}/10.$$

$$445/15 \leq h_{ps} \leq 445/10.$$

$$29.66\text{cm} \leq h_{ps} \leq 44.5\text{cm} ;$$

On opte pour une hauteur : **H_{ps}=40 cm**

• **La largeur :**

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

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

$$16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On opte pour une largeur :

B = 25 cm

• **Vérification des conditions du RPA : (Art 7.5.1)**

- $b = 25\text{cm} \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée.
- $H_{ps} = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $H_{ps}/b = 40/25 = 1.6 \leq 4$ condition vérifiée.

II-3-3) Poutres de Chainage :

Elles relient les poutres principales entre eux dans les consoles (Balcons) et le même cas pour l'autre sens (poutres secondaires), leur hauteur est donnée par :

$$L_{\max} / 15 \leq h_{pc} \leq L_{\max} / 10 \text{ avec : } L_{\max} = 490 - 30 = 460\text{cm}$$

$$460/15 \leq h_{pc} \leq 460/10$$

$$30.66 \text{ cm} \leq h_{pc} \leq 46 \text{ cm};$$

On opte pour :

H_{pc} = 35 cm

La largeur des poutres de chainage est donnée par :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$$

$$14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm};$$

On opte pour :

B = 25 cm

La section des poutres de chainage est : $(25 \times 35) \text{ cm}^2$

• **Vérification des conditions du RPA : (Art 7.5.1)**

- $b = 25\text{cm} \geq 20\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $h_{pc} = 35\text{cm} \geq 30\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $h_{pc}/b = 35/25 = 1.4 \text{ cm} < 4$ Condition vérifiée.

II-3-4) Poutres palières :

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

• **La hauteur :**

Leur hauteur est donnée par : $L_{max}/15 \leq ht \leq L_{max}/10$ avec :

L_{max} : longueur libre entre nus d'appuis.

ht = hauteur de la poutre palière.

$$L_{max} = 347 - 30 = 317 \text{ cm}$$

$$317/15 \leq ht \leq 317/10$$

$$21.13 \text{ cm} \leq ht \leq 31.7 \text{ cm}$$

On opte pour :

Ht = 30 cm

• **La largeur :**

$$0.4h \leq B \leq 0.7h$$

B : largeur de la poutre palière.

$$0.4 \times 30 \leq B \leq 0.7 \times 30$$

$$12 \leq B \leq 21 \text{ cm}$$

On opte pour

B = 20cm

• **Vérification des conditions du RPA : (Art 7.5.1)**

- $B = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $ht = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $ht/b = 30/20 = 1.5 \text{ cm} < 4$ Condition vérifiée.

Remarque :

Pour but de faciliter les travaux ainsi le BAEL préconise de prendre la même largeur B.

Les dimensions des poutres retenues sont :

- Poutres principales : $30 \times 45 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $25 \times 40 \text{ cm}^2$.
- Poutres de chaînage : $25 \times 35 \text{ cm}^2$.
- Poutre palière : $20 \times 30 \text{ cm}^2$.

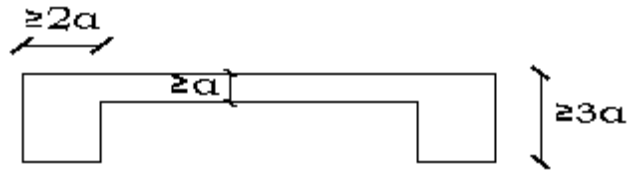
II-3) Les voiles :

Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, leur fonction principale est de reprendre les charges horizontales.

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'Article 7.7.1. /RPA99 ver 2003.
Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $l \geq 4\alpha$.

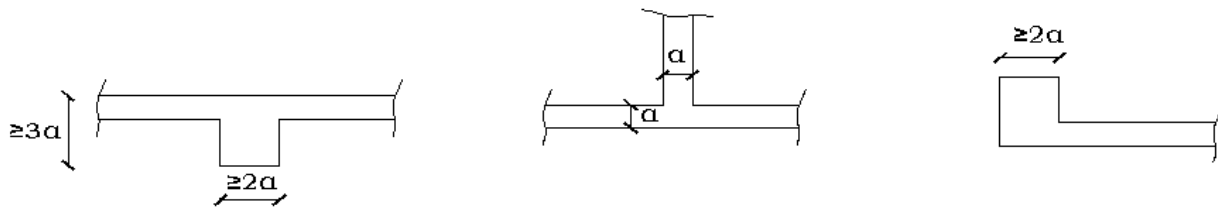
L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités, l'épaisseur minimale est de 15 cm.

1er cas:



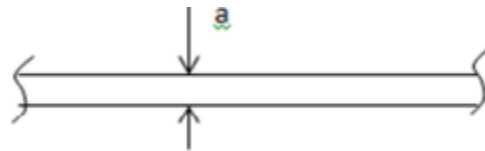
$$a \geq \frac{he}{25}$$

2ème cas:



$$a \geq \frac{he}{22}$$

3ème cas:



$$a \geq \frac{he}{20}$$

Dans notre cas on opte pour le 3ème cas :

Pour l'étage courant : $he = 306 - 20 = 286$ cm.

Donc $e \geq 286 / 20 = 14.3$ cm.

Pour le RDC : $he = 408 - 20 = 388$ cm.

Donc $e \geq 388 / 20 = 19.4$ cm.

Conclusion : on adoptera à une épaisseur de:

- **Ep RDC = 25 cm**
- **Ep étage courant = 20 cm**

Vérification de le RPA :

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur L doit être au moins égale à quatre (4) fois son épaisseur. (**ART 7.7.1) RPA99 VERSION 2003.**

$$L_{min} \geq 4 \times Ep$$

- $L_{min} \geq 4 \times 0.25 = 1m$ Condition vérifiée.
- $L_{min} \geq 4 \times 0.2 = 0.8m$ Condition vérifiée.

II-4) Les Poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire destinés à transmettre les charges aux fondations. Les poteaux seront dimensionnés à L'ELS sous un effort axial de compression N_d qui sera repris uniquement par les sections du béton et la section transversale d'un poteau sera déterminée par la formule suivante :

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

Avec:

Avec :

$$N_d = G + Q \dots (\text{ELU}).$$

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'air (section brute) de poteau.

f_{c28} : la résistance de béton a la compression à 28 jours.

L'effort normal ' N_d ' sera déterminé par le procédé de la descente de charge donnée par le règlement du (BAEL 91) qui se fait comme suit :

II.3 Détermination des charges permanentes et des charges exploitations

Elles sont données par document technique réglementaire DTR B.C2.2 (charges et surcharge d'exploitation).

II.3.1 Les charges permanentes (G)

a) Plancher terrasse inaccessible

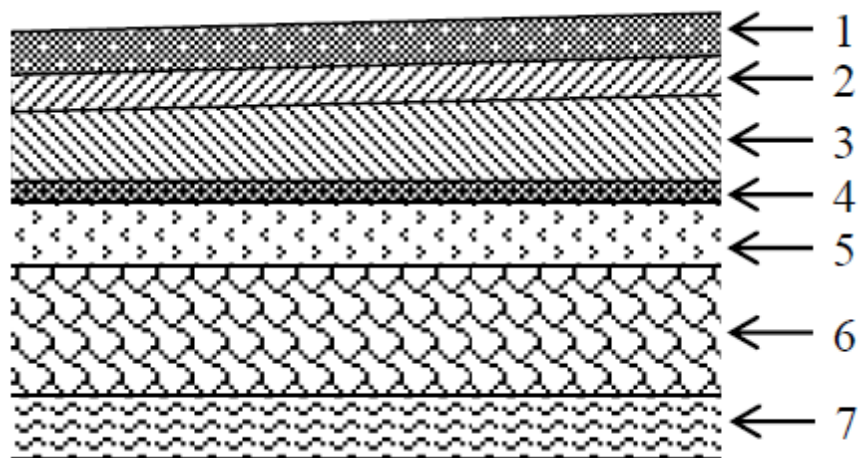


Figure II-3 : Coupe transversale du plancher terrasse.

Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m ³)	Charge G(KN/m ²)
Couche de gravier	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
Feuille de polyane	0.01	1	0.01
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Hourdis et table compression	0.2	14	2.8
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G_{tot} (corps creux) = 5.68kn/m²			

Tableau II.1 : Poids des différents éléments constituant le plancher terrasse inaccessible.

b) plancher d'étage courant:

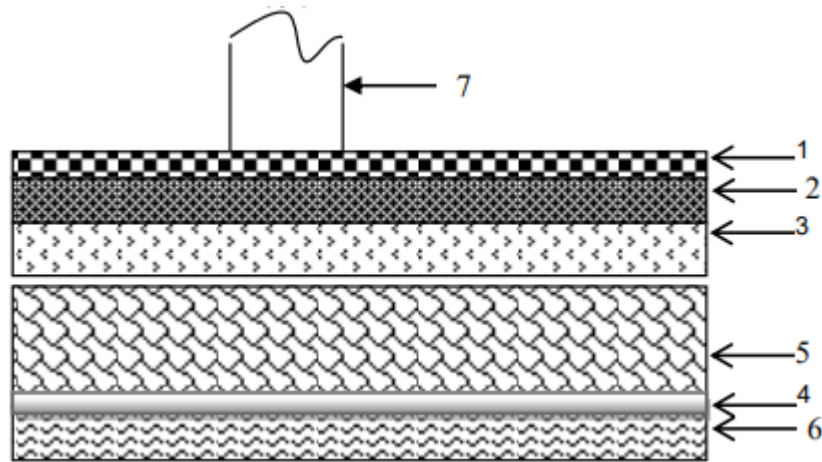


Figure II-4 : Coupe transversale d'un plancher d'étage courant.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	Charge G (kn/ m ²)
Carrelage scellé	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Couche de sable	0.02	18	0.36
Isolation phonique	0.01	10	0.1
Hourdis et table de compression.	0.20	14	2.8
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Cloison en briques creuses (y compris enduit plâtre)	0.10	9	0.90
	0.04	10	0.4
G tot (corps creux) = 5.60kn/m²			

Tableau II.2: Charges permanentes d'étage courant.

c) plancher en dalle pleine :

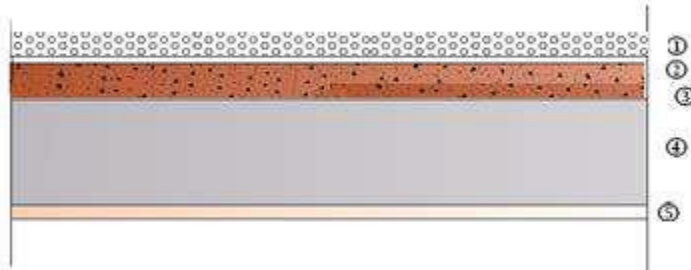


Figure II-5 : Coupe transversale d'un balcon en dalle pleine.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	Charge G (kn/ m ²)
Carrelage scellé	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.03	22	0.44
Couche de sable	0.03	18	0.54
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G_{tot} = 5.55kn/m²			

Tableau II.3: Poids des différents éléments constituant le plancher en dalle pleine

d) Maçonnerie

- Murs extérieurs :

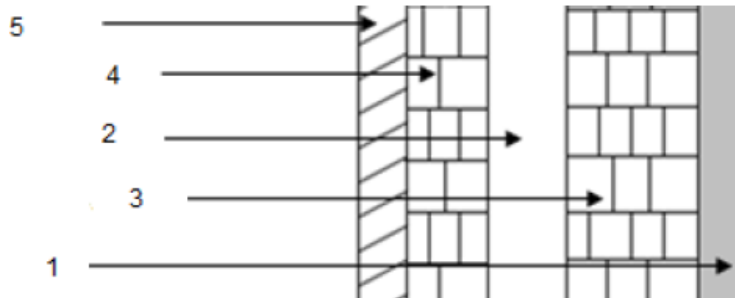


Figure II.6: Coupe transversale du mur extérieur.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	Charge G (kn/ m ²)
Enduit en ciment	0.02	20	0.40
Lame d'aire	0.05	/	00
Maçonnerie en brique creuse extérieure	0.15	9	1.35
Maçonnerie en brique creuse intérieure	0.10	9	0.9
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G_{tot} = 2.85 kn/m²			

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

- Murs intérieur :

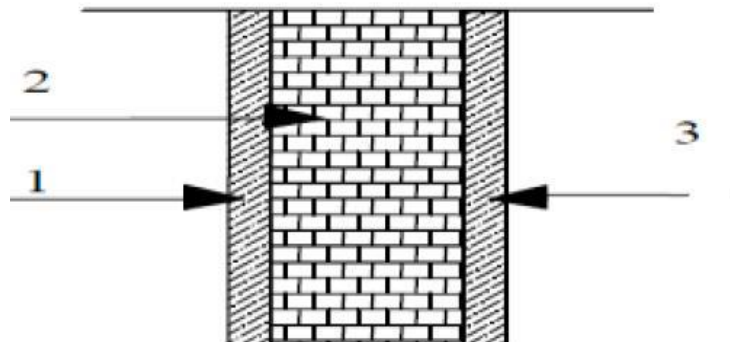


Figure II.7 : Coupe transversale du mur en simple cloison.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	Charge G (kn/ m ²)
Enduit en ciment	0.02	20	0.40
Brique creuse	0.10	9	0.9
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G_{tot} = 1.30 kn/m²			

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

e) L'acrotère

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

Poids propre: $G = \rho \times S \times 1ml$

Avec :

- ρ : Masse volumique de béton (25kN/m³).

- S : section longitudinales de l'acrotère (m²).

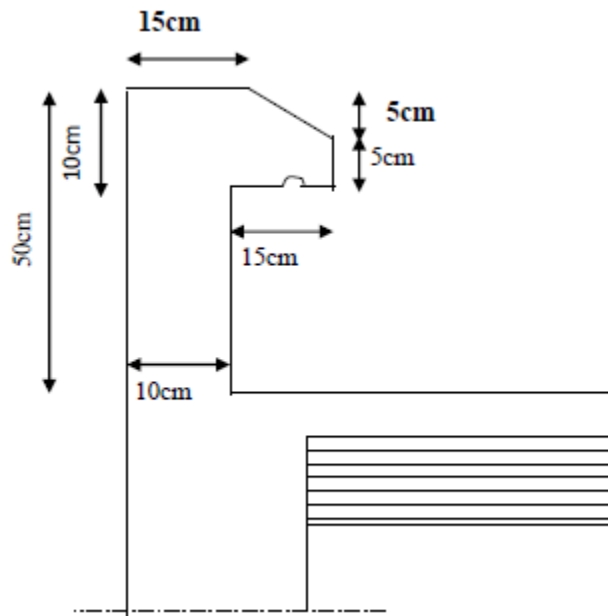


Figure II-8 : Coupe transversale de l'acrotère.

AN:

$$G = 25 [(0.1 \times 0.05) / 2 + 0.05 \times 0.1 + 0.1 \times 0.5 + 0.05 \times 0.1] = \mathbf{1.5625 \text{ kn/ml}}$$

G=1.5625kn/ml

f) Poutres :

A/ Poutres principales :

$$G_p = b \times h_{pp} \times \rho = 0.30 \times 0.45 \times 2500 = 337.5 \text{ kg/ml.}$$

$$\mathbf{G_p = 3.375 \text{ kn/ml.}}$$

B/ Poutres secondaires :

$$G_s = b \times h_{ps} \times \rho = 0.30 \times 0.35 \times 2500 = 250 \text{ kg/ml.}$$

$$\mathbf{G_s = 2.5 \text{ kn/ml}}$$

II.3.2. Les charges d'exploitation « Q »

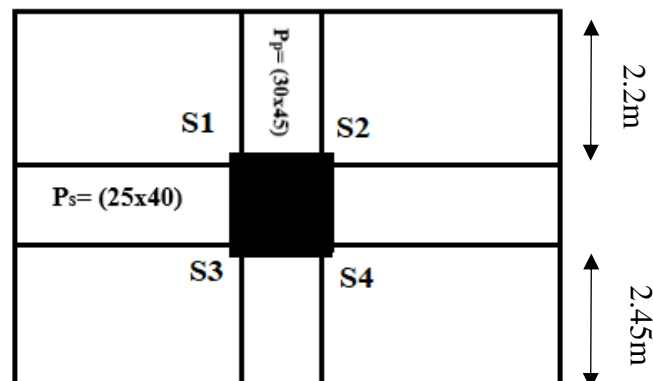
Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR** comme dans le tableau suivant :

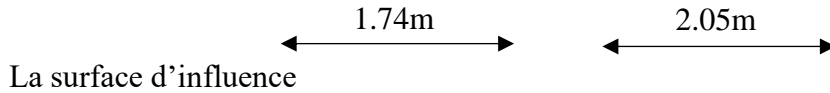
Désignation	Surcharges d'exploitation (Q) (kn/m ²)
Terrasse inaccessible	1
Plancher de RDC et 1er étage et 2ème étage à usage commercial et bureau	2.5
Plancher d'étage courant à usage d'habitation	1.5
Terrasse accessible	1.5
Acrotère	1
Escalier	2.5
Loggia ; Balcon	3.5
Cages d'ascenseurs	1
Dalle pleine	2.5

II-4-2) Application de la méthode de descente de charge :1

La descente de charges et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

Toute structure étant soumise à des charges gravitationnelles le cheminement des efforts s'effectue du niveau le plus haut (Toiture) vers le niveau le plus bas (fondation).



**Section nette:**

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

$$S = (1.74 \times 2.2) + (2.05 \times 2.2) + (1.74 \times 2.45) + (2.05 \times 2.45)$$

$$S = 17.62 \text{ m}^2$$

Section brute:

$$S = 4.9 \times 4.09 = 20.04 \text{ m}^2$$

II-4-3) Calcule des poids propres des éléments :**a) Les poutres :****a/ Poutres principales (30x45) :**

$$P_{p.p} = (b \times h \times \rho) \times L$$

$$P_{p.p} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 4,6 = 15.525 \text{ KN}$$

b/ Poutres secondaires (25x40) :

$$P_{p.s} = (b \times h \times \rho) \times L$$

$$P_{p.s} = 0,25 \times 0,40 \times 25 \times 4.45 = 11,125 \text{ KN}$$

c/ Poids total des poutres :

$$P_{\text{total}} = P_{p.p} + P_{p.s} = 15.525 + 11.125 = 26.65 \text{ KN.}$$

b) Les Poteaux

$$P = S \times \rho \times h_e$$

Avec :

S : section des poteaux en zone IIa $\geq 25\text{cm}$ (RPA 99/version 2003)

ρ : Poids volumique du béton 25 KN /m³

h_e: hauteur d'étage

Pour RDC :

$$P = S \times \rho \times h_e = 0,3 \times 0,3 \times 25 \times 4.08 = 9.18 \text{ KN}$$

Les étages courants

$$P = S \times \rho \times h_e = 0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06 = 6,885 \text{ KN}$$

C) Planchers :

$$P_{\text{Plancher}} = G_{\text{Plancher}} \times S$$

Etage courant et RDC :

$$P_{\text{Plancher}} = G_{\text{Plancher}} \times S = 5,06 \times 17,62 = \mathbf{89,1572 \text{ KN}}$$

Terrasse inaccessible :

$$P_{\text{Plancher}} = G_{\text{Plancher}} \times S = 5,68 \times 17,62 = \mathbf{100,08 \text{ KN}}$$

Les surcharges d'exploitation

- **Terrasse inaccessible**
 $Q = 1,00 \times 20,04 = \mathbf{20,04 \text{ KN}}$
- **Etage courant**
 $Q = 1,5 \times 17,62 = \mathbf{26,43 \text{ KN}}$
- **RDC (local)**
 $Q = 2,5 \times 17,62 = \mathbf{44,05 \text{ KN}}$

❖ **Loi de dégression de charge en fonction du nombre d'étage**

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

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est 05, ce qui est le cas du bâtiment étudié. La loi de dégression est :

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

Avec :

- **Q₀** : surcharge d'exploitation à la terrasse.
- **Q_i** : surcharge d'exploitation de l'étage (i)
- **n** : numéro de l'étage du haut vers le bas.
- **Q_n** : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,65

Niveau	Charge	Résultat (KN)
Terrasse	$Q_0 = 1 \times 20.04$	20.04
Etage 8	$Q_0 + Q_1 = 20.04 + 26.43$	46.47
Etage 7	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 20.04 + 0.95 (26.43 \times 2)$	70.257
Etage 6	$Q_0 + 0.9 (Q_1 + \dots + Q_3) = 20.04 + 0.9 (26.43 \times 3)$	91.40
Etage 5	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + \dots + Q_4) = 20.04 + 0.85 (26.43 \times 4)$	109.90
Etage 4	$Q_0 + 0.8 (Q_1 + \dots + Q_5) = 20.04 + 0.8 (26.43 \times 5)$	125.76
Etage 3	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + \dots + Q_6) = 20.04 + 0.75 (26.43 \times 6)$	138.975
Etage 2	$Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots + Q_7) = 20.04 + 0.71 (26.43 \times 7 + 44.05)$	195.447
Etage 1	$Q_0 + 0.69 (Q_1 + \dots + Q_8) = 20.04 + 0.69 (26.43 \times 8 + 2 \times 44.05)$	254.03
RDC	$Q_0 + 0.65 (Q_1 + \dots + Q_9) = 20.04 + 0.67 (26.43 \times 8 + 3 \times 44.05)$	306.81

Tableau II.6 : Coefficients de dégression de surcharges.

Tableau II.7 : Dégression des charges d'exploitation

➤ **Remarque**

Suite aux dégâts constatés lors du séisme du 21 Mai à Boumerdes, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau (pour éviter la rotule plastique)

Ceci nous a conduit à augmenter la section de nos poteaux afin de :

- Respecter les recommandations des experts
- Avoir une bonne répartition des aciers dans la section

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitations	Effort normal	Section du poteau [cm ²]	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G _{total}	G _{cumulée}			Q _i	N _d = G + Q [KN]
9	100.08	26.65	/	126.73	126.73	20.04	146.77	97.85	
8	89.1572	26.65	6.885	122.7	249.4	46.47	295.87	197.25	30×30
7	89.1572	26.65	6.885	122.7	372.12	70.257	442.377	294.92	30×30
6	89.1572	26.65	6.885	122.7	494.8	91.40	586.2	390.8	30×30
5	89.1572	26.65	6.885	122.7	617.52	109.90	727.4	484.93	30×30
4	89.1572	26.65	6.885	122.7	740.22	125.76	865.98	577.35	30×30
3	89.1572	26.65	6.885	122.7	862.92	138.975	1001.89	667.93	30×30
2	89.1572	26.65	6.885	122.7	985.62	195.447	1181.09	787.39	40×40
1	89.1572	26.65	6.885	122.7	1108.32	254.03	1362.35	908.23	40×40
RDC	89.1572	26.65	9.18	124.98	1233.3	306.81	1540.11	1026.74	40×40

Tableau. II-7 : Récapitulatif de la descente de charge.

II-5) Vérification des règles de RPA 99 / version 2003 :

Min (b ; h) ≥ 25 cm Pour la zone IIa

Min (b ; h) = 30cm ≥ 25cm condition vérifiée.

Min (b₁ ; h₁) ≥ h_e/20 avec: h_e = h - h_p

- **Pour le RDC :**

Min (b ; h) = 40cm ≥ h_e/20 = (408 - 45) / 20 = 19.15 cm

Condition vérifiée.

- **Pour les étages courants :**

Min (b ; h) = 30cm ≥ h_e/20 = (306 - 45) / 20 = 13.05cm

Condition vérifiée.

$1/4 < b/h < 4$:

-Pour le RDC: $1/4 < b/h = 40/40 = 1 < 4$

Condition vérifiée.

-Pour le 1^{er}, 2^{ème} étage : $1/4 < b/h = 40/40 = 1 < 4$

Condition vérifiée.

-Pour le 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage : $1/4 < b/h = 35/35 = 1 < 4$

Condition vérifiée.

-Pour le 6^{ème} et 7^{ème} et 8^{ème} étage : $1/4 < b/h = 30/30 = 1 < 4$

Condition vérifiée.

➤ **Vérification des poteaux au flambement**

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

Cette instabilité dépend de :

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

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

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

Avec :

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0,7 L_0$).

i : rayon de giration ($=\sqrt{IS}$)

L_0 : hauteur libre du poteau.

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

I : moment d'inertie de poteau ($I = bh^3/12$).

D'où : $\lambda = \frac{L_f}{i}$

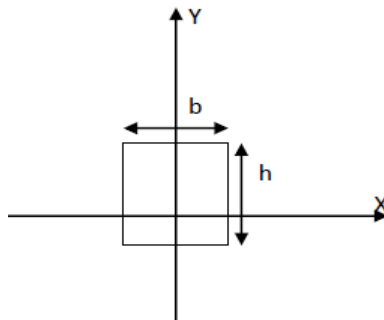


Figure 8: Coupe de poteau

1-Poteau de R.D.C : ($L_0 = h_e - H_{poutre} = 408 - 45 = 363$ cm).

- $\lambda = (2.424 \times 363)/40 = 22 < 50$ **Condition vérifiée.**

2-Poteau d'étage courant : ($L_0 = h_e - H_{poutre} = 306 - 40 = 266$ cm.).

- $\lambda = (2.424 \times 261) / 40 = 15.81 < 50$ **Condition vérifiée.**
- $\lambda = (2.424 \times 261)/35 = 18.07 < 50$ **Condition vérifiée.**
- $\lambda = (2.424 \times 261)/30 = 21.09 < 50$ **Condition vérifiée.**

➤ Tous les conditions sont vérifiées, donc les dimensions adoptées des poteaux sont convenables.

II-7) Les résultats du pré-dimensionnement :

	Les éléments	Dimensionnement
1	Plancher corps creux	$h = 16 + 4 = 20$ cm
2	Dalle pleine	$E_p = 15$ cm
3	Poutres principales	30×40
4	Poutres secondaires	30×35
5	Poutres de chainages	25×30
6	Poutres palières	30×35
7	Voile de contreventement	E_p RDC = 25 cm E_p étage = 20 cm
8	Poteaux RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	40×40
9	Poteaux 3, 4 et 5 ^{ème} étages	35×35
10	Poteaux 6, 7 et 8 ^{ème} étages	30×30

Tableau II-9 : résultats du pré-dimensionnement.

Conclusion :

Ces résultats servent de base aux calculs des chapitres suivant.

Chapitre III

Calcul des éléments non structuraux:

III - Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments secondaires constituant notre structure

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et surcharges d'exploitation.

- L'acrotère
- Les planches en corps creux
- Le balcon en dalle pleine
- L'escalier
- La poutre palière
- La poutre de chaînage
- La salle machine

III-1 : 2 Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran, évitant toute chute. Il est assimilé à une console encadrée au niveau de la poutre de plancher terrasse soumis à un effort normal «N» du à son poids propre et un effort latéral «Q» du à la main courante, provoquant un moment de renversement au niveau de la section d'encastrement.

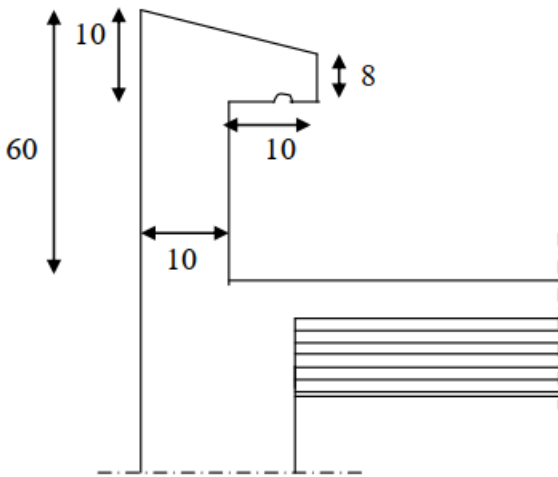


Fig.III.1.1 : Coupe verticale de l'acrotère

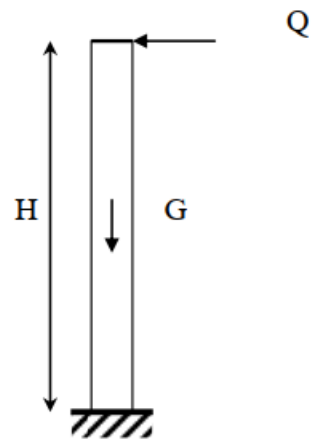


Fig.III.1.2 : Schéma statique de l'acrotère

Schémas statiques de calcul:

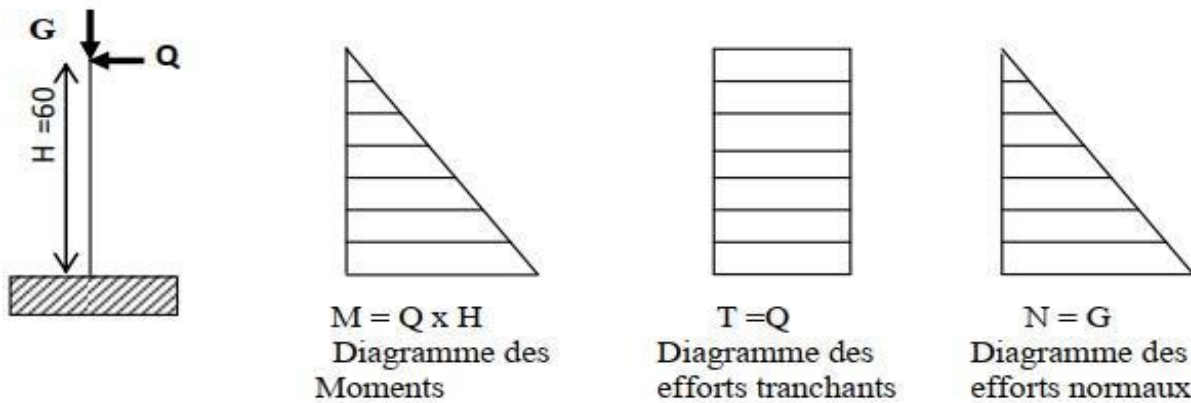


Fig. III.1.3 : Diagramme des efforts interne

III-1-2.1 Calcul des efforts

a) Effort normal de Poids propre(G) :

$G = \rho \times S$ Avec :

ρ : Masse volumique de béton = 25 kg/m^3

S : Section longitudinale de l'acrotère = 680 cm^2

$\rightarrow G = 1.70 \text{ kn/ml}$

b) Surcharge d'exploitation :

$Q = 1 \text{ [KN/ml]} \rightarrow T = Q \times 1\text{m} = 1 \text{ [KN]}$

c) Effort normal dû au poids propre

$N_G = G \times 1 = 1.70 \text{ KN}$

d) Moment de renversement dû à Q

$$M_R = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ Kn.m}$$

III-2-2 Combinaisons de charges :**a) E.L.U :**

$$\text{Compression : } N_U = 1.35 N_G$$

$$N_U = 1.35 \times 1.70 = 2.29 \text{ [KN]}$$

$$\text{Moment de renversement : } M_U = 1.5 M_R$$

$$M_U = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ [Kn.m]}$$

b) E.L.S

$$\text{Effort normal : } N_s = N_G = 1.70 \text{ [KN]},$$

$$\text{Moment de renversement : } M_s = M_R = 0.6 \text{ [Kn.m]}$$

III-1.2.2- Ferrailage

On va étudier une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous un effort normal N_U et un moment de flexion M_U , puis passer à une vérification de la section à l'ELS.

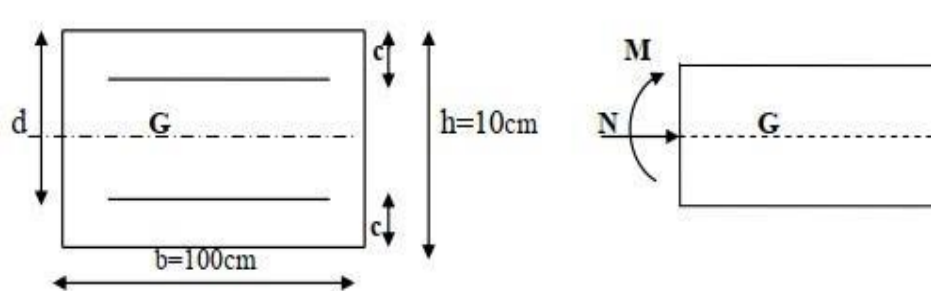


Fig III. 1. 4 Schéma de Calcul

H : Epaisseur de la section=10 [cm]

d : hauteur utile= h-c = 8 cm

c et c' : Enrobage

a) Calcul des armatures à l'ELU**a.1) Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.9}{2.29} = 0.39 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ [cm]} = 0.02 \text{ [m]}$$

Le centre de pression « Cp » se situe à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

→ La section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f , puis calculé à la flexion composée.



Fig. III.1.5 : section rectangulaire soumise à une flexion composée.

a.2) Armatures principales

Section des armatures fictives (en flexion simple) :

$$M_f = N_u * A$$

Avec :

A : distance entre le « Cp » et le centre de gravité « Cg » des armatures inférieures tendues

$$A = e + \frac{h}{2} - c = 39 + \frac{10}{2} - 3 = 41 \text{ [cm]}$$

$$M_f = 2.29 \times 0.41 = 0.938 \text{ [Kn.m].}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2.fbc} = \frac{0.938 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.01348$$

$$\mu = 0.0134 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0.0134 \rightarrow \beta = (1 - 0.4\alpha) \text{ avec } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0169$$

$$\rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \sigma_s d} = \frac{0.938 \times 1000}{0.993 \times 348 \times 7} = 0.387 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Section des armatures réelles (en flexion composée) :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.387 - \frac{2.29 \times 10}{348} = 0.321 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_u = 0.321 \text{ [cm}^2\text{]}$$

a.3) Condition de non fragilité (BAEL91 / Art A.4.2.1)

$$A_u \text{ calculée} \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \times \left(\frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.785d} \right),$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPA}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.70} = 0.35 = 35 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \frac{35 - 0.445 \times 7}{35 - 0.785 \times 7} = 0.797 \quad A_{\min} = 0.797 \text{ cm}^2$$

Remarquons :

$A_{\min} > A_u \rightarrow$ La CNF n'est pas vérifiée.

Donc on adopte : $A = A_{\min} = 0.797 \text{ cm}^2$

$A_{\text{adoptée}} = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25 cm.

a.4) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{\text{adop}}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacements :

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement maximal des armatures d'une nappe est :

$$St \leq \min(2h; 25\text{cm}) \longrightarrow \text{(BAEL91 Art .5.1.1)}$$

$$\text{On a: } 20 \text{ cm} \leq \min(20\text{cm}; 25\text{cm}) \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.1.2.3) Vérification au cisaillement (BAEL91 /Art A.5.2.1) :

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right).$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPA}; 4 \text{ MPA}).$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA}$$

$$\text{La contrainte de cisaillement : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

$$V_u : \text{effort tranchant } V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN} = 1,5 \times 10^3$$

b : largeur de la bande considérée.

d : hauteur utile de la section.

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{10^3 \times 70} = 0,02142 \text{ MPA}$$

Donc : $\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Condition vérifiée.

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

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91 /Art A.6.1.1) :

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

Ψ_s : Coefficient de scellement.

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

τ_{se} : Contrainte d'adhérence

U_i : Périmètre utile de barre.

$\sum u_i$: Somme de périmètres utiles de barres

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048.$$

n : nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.048} = 0.237 \text{ MPa} \leq 3.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA} \quad \text{donc : } \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Longueur de scellement (Art A.6. 1.221 BAEL91)

$$\bullet L_s = \frac{40\Phi}{4\tau_{su}}$$

• Avec:

$$\bullet \tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28}$$

$$\bullet \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$\bullet L_s = 28.22 \text{ cm} \quad \text{donc : } L_s = 30 \text{ cm}$$

b) vérification à l'ELS :

L'acrotère est soumis aux intempéries, donc on considère le cas où la fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2fe}{3}; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \quad \text{Avec : } \eta = 1.6 \text{ pour les HA}$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.667; 201.636)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.636 \text{ MPA}$$

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

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b.d} = \frac{100 \cdot 2.01}{100.7} = 0.2871 \quad \text{Avec : } A_s = 2.01$$

$$\beta_1 = 0.9155 \longrightarrow k_1 = 44.17$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.9155 \times 7 \times 2.01} = 46.784 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

La condition de contrainte du béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite du béton à la compression considéré à l'ELS.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{46.784}{44.17} = 1.0591 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au séisme :**

On doit vérifier que la résultante des forces horizontales de calcul (F_p) doit être inférieure à l'action de la main courante (Q) :

On a: $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ (**RPA99 version 2003**)

A : coefficient d'accélération de la zone et groupe d'usage (**tableau 4-1 RPA**).

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (**tableau 6-1 RPA**).

W_p : poids propre de l'acrotère. ($W_p = 1.7125$)

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7125 = 0,8222 \text{ (KN/ml)} < 1 \text{ (KN/ml)} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

C : Conclusion :

La condition étant tout vérifiée, donc le ferrailage de l'acrotère sera :

- Armatures principales : **5 HA 8 = 2.01 cm** avec un espacement de **25 cm**
- Armatures de répartition : **4 HA 8 = 2.01 cm** avec un espacement de **10 cm**.

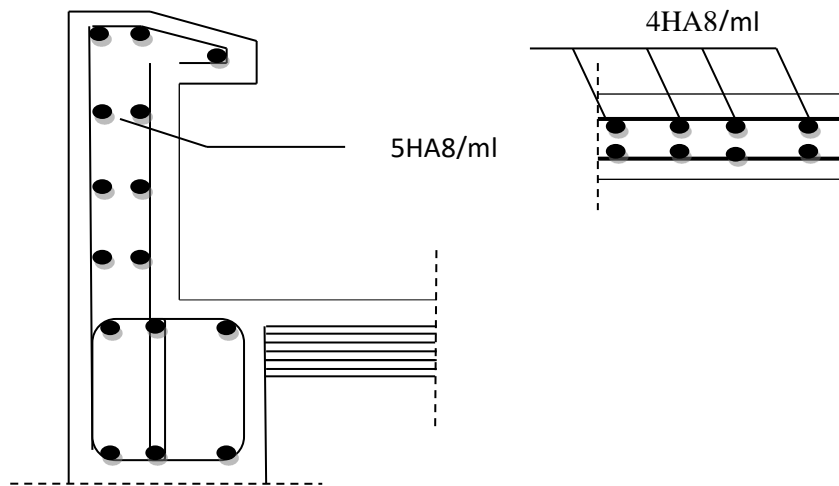


Fig : III.1.6 Ferrailage de l'acrotère

III-2. Calcul du balcon :

Le balcon est considéré comme un console encastré au niveau de la poutre du plancher et libre à l'autre extrémité, il est réalisé en dalle pleine avec un garde-corps de hauteur 1m.

Ce type de balcon est soumis à une charge concentrée verticale G1 due au poids propre du garde-corps ainsi qu'aux charges et surcharges qui leurs reviennent G et Q.

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m, en flexion simple.

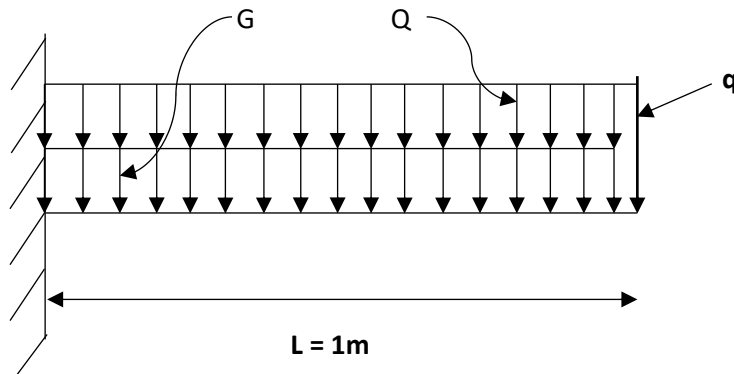


Figure III-5-1 : schéma statique de balcon.

III.5.1) Dimensionnement du balcon :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \rightarrow \text{avec } L: \text{ largeur du balcon}$$

$$e_p \geq \frac{110}{10} = 11 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

III.5.2) Détermination des charges et surcharges du balcon :

- ✓ Charge permanente : $G = 5,55 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Charge horizontale due à la main courante : $q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Charge de concentration due au poids de garde-corps : $0,9 \text{ KN/m}^2$

III-5-3) Combinaisons des charges :

a) Combinaisons de charge à l'E L U

- La dalle $q_u = (1,35 \times 5,55 + 1,5 \times 3,5) \times 1 = 12,742 \text{ KN/ml}$
- Main courante $q_{1u} = (1,5 \times 1) \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml}$
- Garde-corps..... $g_u = (1,35 \times 0,9) \times 1 = 1,215 \text{ KN/ml}$

b) Combinaison de charge à l'ELS

- La dalle $q_s = (5,55 + 3,5) = 9,05 \text{ KN/ml}$
- Main courante $q_{1s} = 1 \text{ KN/ml}$
- Garde-corps..... $g_s = 0,9 \text{ KN/ml}$

❖ Calcul des moments fléchissant et efforts tranchant :

À l'ELU :

- Moments fléchissant :

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

$$M_u = \frac{12.742 \times 1.2^2}{2} + 1.215 \times 1.2 = 10.63 \text{Kn.m}$$

- Efforts tranchant :

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

$$V_u = 12.742 \times 1.2 + 1.215 = 16.51 \text{Kn}$$

À l'ELS :

- Moments fléchissant :

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

$$M_s = \frac{9.05 \times 1.2^2}{2} + 0.9 \times 1.2 = 7.596 \text{Kn.m}$$

- Efforts tranchant :

$$V_u = q_s \cdot l + g_s$$

$$V_u = 9.05 \times 1.2 + 0.9 = 11.76 \text{Kn}$$

III-2-2) Ferrailage :

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

❖ Calcul des armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12.742 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.062$$

$$\mu = 0.062 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \quad ; \beta = 0.967$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12.742 \times 10^3}{0.967 \times 12 \times 348} = 3.15 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{cm}^2.$$

Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ Calcul des armatures de répartitions :

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

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

III-5-5) Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec ; ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

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

$$\tau_u = \frac{v_u}{0.9d\Sigma\mu_i}$$

Avec : $\Sigma\mu_i$: somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma\mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3.14 \times 1 = 12.56 \text{ cm} \quad ; \text{ avec } n : \text{ nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{11.76}{0.9 \times 12 \times 12.56} \times 10 = 0.87 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.87 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement : (A.5.1.2/BAEL91modifié 99) :**

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} 25 ; 4 \text{ Mpa} \right\} = \left\{ 2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{11.76}{100 \times 12} \times 10 = 0.098 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.098 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement \rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

▪ **Armatures principales :**

$$S_{u1} = 25 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Armatures de répartition :**

$$S_{u2} = 25 \text{ cm} < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-5-6) Vérification à l'ELS :

a. **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$= \min \quad 266.67 ; 201.63$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

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

$$\text{On a: } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.377 \rightarrow \beta_1 = 0.905 \rightarrow K_1 = 37.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{7.596 \times 10^6}{0.905 \times 120 \times 452} = 154.75 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \Rightarrow$ La section est vérifiée vis – à – vis de l'ouverture des fissures.

b. Etat limite de compression du béton (Art.A.4.5.2 du BAEL91) :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{154.75}{37.63} = 4.11 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.11 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

c. Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{10.63}{10 \times 10.63} = 0.1 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

$$\frac{A}{B_0 \times d} = \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.0038 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

\rightarrow 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 : $S_t=25 \text{ cm}$.
- ❖ Armatures secondaires : 4HA8 avec : $S_t=25 \text{ cm}$.

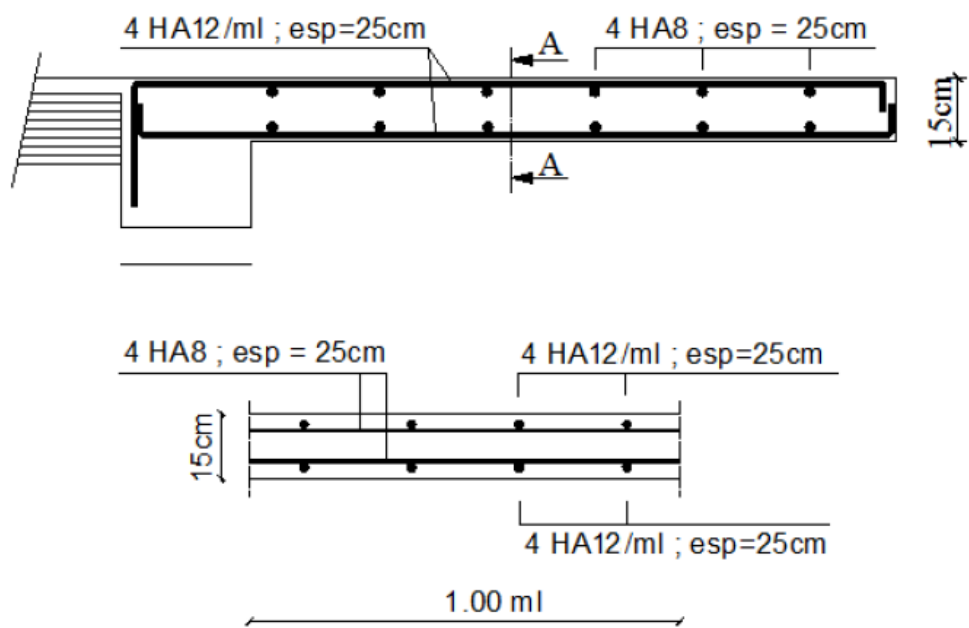


Figure III-2-2: Plan de ferrailage du balcon.

III-3 Calcul des escaliers :

III-3-1 Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre, et assurer la circulation des personnes entre deux ou plusieurs niveaux. L'escalier peut comporter plusieurs volées. On distingue les escaliers à vis et les escaliers tournant à volées droites, les escaliers à noyau (plein ou creux) et les escaliers à jours ou suspendus. Garde-corps et/ou mains courantes assurent la sécurité des personnes.

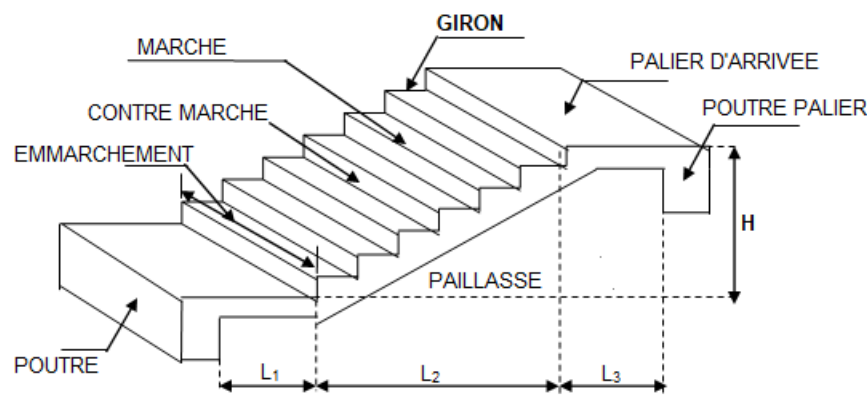


Fig. III.3.1 : schéma des escaliers droits

g : giron (largeur des marches)

h : Hauteur des marches

E : Emmarchement

H : hauteur de la volée

E_p : épaisseur de la paillasse et du palier

L_1 : longueur du palier de départ

L_2 : longueur projeté de la volée

L_3 : longueur du palier d'arrivée

III-2-2 Terminologie:

- **La marche** : est surface plane sur laquelle se pose le pied, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, sa valeurs varie généralement entre 13 et 17 cm. jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches successives; il y a une valeur constante de 28cm au minimum .Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h+g = 59$ à 66 .
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours ou la trajectoire théorique suivie par une personne empruntant l'escalier, et en général le tracé de cette ligne répond à des critères géométriques vus plus loin dans le présent guide, et en général à 0,65m de collet, si $E = 1m$.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs, sa longueur projetée est $L1$.
- **Un palier**: est une plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et les contre marche d'épaisseur e_p

Notre escalier est en béton armé coulé sur place,

Constitués de deux volées et un palier intermédiaire. Sauf l'escalier de RDG il est constitué de trois volées et deux paliers intermédiaires.

On va faire les calculs pour les escaliers à deux volées et nous adopterons le même ferrailage pour les escaliers à trois volées.

III-3-3: Pré dimensionnement:

Consiste à déterminer:

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

Les dimensions des marches et contre marches seront déterminées par la formule de **BLONDEL** : $59cm < G+2H < 66 cm$

Avec :

H : la hauteur de la contre marche : $15 cm \leq H \leq 18 cm$

G : la hauteur de la marche (giron) : $29cm \leq G \leq 34 cm$

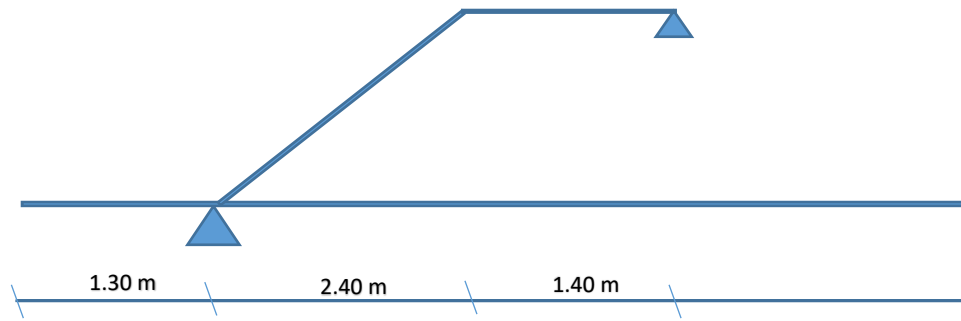


Schéma statique des escaliers

Calcul du nombre de contre marches :

$$N = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

$n = 9$ contre marches.

Calcul du nombre de marches :

$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches.

Giron (G) :

$$G = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

✓ Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59 \leq 2h + G = (2 \times 17) + 30 = 64 \leq 66$$

$$59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm}$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$$

$$14 \text{ cm} \leq 17 \leq 18 \text{ cm}$$

→ La relation de BLONDEL est vérifiée.

Déterminer l'épaisseur de la paillasse et du palier :

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

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

Avec :

E_p : épaisseur du palier et de la paillasse

L_0 : longueur libre (palier repos + la portée de la paillasse)

L' : la portée réelle de la paillasse

L_2 : longueur du palier

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.6375$$

$$\alpha = 32.5^\circ \approx 33^\circ$$

$$\cos\alpha = \frac{L_1}{L'} \rightarrow L' = x = \frac{L_1}{\cos\alpha} \quad \mathbf{286.17\text{cm}}$$

D'où : $L' = \mathbf{2.86\text{m}}$

$$L_0 = L_2 + L' = 1.8 + 2.86 = 4.66 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{466}{30} \leq e_p \leq \frac{466}{20} \Rightarrow 15.53 \leq e_p \leq 23.3$$

→ On opte pour une épaisseur : $e_p = 18 \text{ cm}$

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

III.3.4. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de projection horizontale de la volée et d'embranchement de 1m. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a) Charges permanentes :

a.1) Revêtements :

<i>N°</i>	<i>Elément</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	<i>pds volumique (KN/m³)</i>	<i>G (KN/m²)</i>
<i>1</i>	<i>Revêtement en carrelage</i>	<i>0.02</i>	<i>22</i>	<i>0.44</i>
<i>2</i>	<i>Mortier de pose</i>	<i>0.02</i>	<i>20</i>	<i>0.4</i>
<i>3</i>	<i>Couche de sable</i>	<i>0.03</i>	<i>18</i>	<i>0.54</i>
<i>4</i>	<i>Enduit ciment</i>	<i>0.015</i>	<i>18</i>	<i>0.27</i>
<i>5</i>	<i>Poids propre du garde-corps</i>	<i>/</i>	<i>/</i>	<i>0.2</i>
		<i>G total</i>		<i>1.85</i>

Tableau III.3.1.1 : Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.

a.2) Palier :

N°	Elément	Épaisseur[m]	pds volumique [KN/m ³]	G[KN/m ²]
1	Dalle pleine en béton armé	0.18	25	4.5
2	poids des revêtements	//	//	1.85
		G total		6.35

Tableau III.2.1.2 : Charges permanentes revenant au palier.

a.3) Paillasse :

N°	Elément	G[KN/m ²]
1	Poids propre de la paillasse	$25 \times ep / \cos\alpha = 25 \times 0.18 / \cos 33^\circ = 5.37$
2	Poids des marches	$25 \times ep/2 = 25 \times 0.17 / 2 = 2.125$
3	poids des revêtements	1.85
		G total = 9.35

Tableau III.2.1.3 : Charges permanentes revenant à la paillasse.

B. Surcharges d'exploitations :

Palier = 2.5 KN/ ml

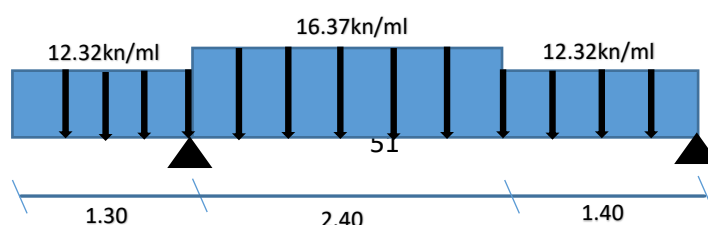
Paillasse = 2.5KN/ml (tirer du DTR)

III.2.5) Détermination des combinaisons de charge :

ELU : $qu = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 m.$ Palier : $qu = (1.35 \times 6.35 + 1.5 \times 2.5) \times 1 m = 12.32 \text{ KN / ml.}$ Volée : $qu = (1.35 \times 9.35 + 1.5 \times 2.5) \times 1 m = 16.37 \text{ KN / ml.}$ ELS : $qu = (G + Q) \times 1 m.$ Palier : $qu = (6.35 + 2.5) \times 1 m = 8.85 \text{ KN / ml.}$ Volée : $qu = (9.35 + 2.5) \times 1 m = 11.85 \text{ KN / ml.}$

III.3.6) Calculs a l'ELU

1. Calculs des efforts internes à l'ELU :



Réactions d'appuis :

$$\Sigma F/y=0 \quad RA + RB = (12.32 \times 1.3) + (12.32 \times 1.4) + (16.37 \times 2.4)$$

$$RA + RB = 72.552 \text{ kn}$$

$$\Sigma M/A=0$$

$$- (12.32 \times 1.3 \times 0.65) + (16.37 \times 2.4 \times 1.2) + (12.32 \times 1.4 \times 3.1) - (3.8 RB) = 0$$

D'où: $RB = 23.73 \text{ KN}$ et $RA = 48.81 \text{ KN}$

Calculs des moments et efforts tranchants :

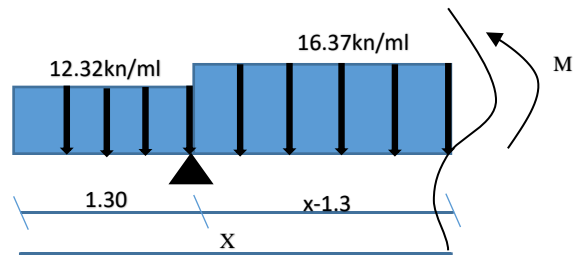
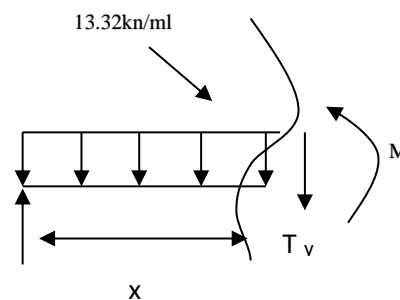
Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.3 \text{ m}$

$$T_y = -12.32 x$$

$$M_z = \frac{-12.32x^2}{2}$$

$$M_z = -6.16 x^2$$

Tronçon 2 : $1.3 \leq x \leq 3.7 \text{ m}$



$$T_y = -(12.32 \times 1.3) - (16.37(x-1.3)) + 48.81 = 0$$

$$T_y = -16.37x + 54.07$$

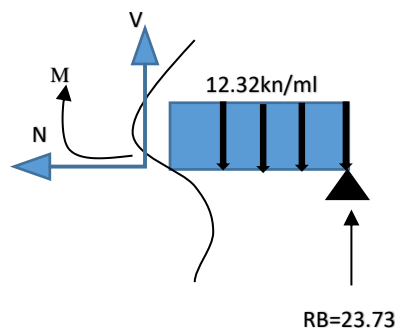
$$M_z = -(12.32 \times 1.3)(x - 0.65) + 48.81(x - 1.3) - \frac{16.37(x-1.3)^2}{2}$$

Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

$$T_y = +12.32x - 23.73$$

$$M_z = \frac{(-12.32x^2)}{2} + 23.73x$$

$$M_z = -6.16x^2 + 23.73x$$



D'où :

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (Kn.m)	M _z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.3$	-12.32 x	-6.16 x²	0	0	0
			1.3	-16.01	-10.41
$1.3 \leq x \leq 3.7$	-16.37x+54.07	$- (2.32*1.3)(x - 0.65) + 48.81 (x - 1.3) - \frac{16.37(x-1.3)^2}{2}$	1.3	32.78	-10.41
			3.7	-6.49	21.14
$0 \leq x \leq 1.4$	+12.32x -23.73	$-6.16x^2 + 23.73x$	0	-23.73	0
			1.4	-6.48	21.14

Tableau III.3.1.4 : Les efforts internes à l'ELU.

Le moment maximal :

Tronçon : $0 \leq x \leq 1.4$ m

$$T_y = 0 \Rightarrow +12.32x - 23.73 = 0 \Rightarrow x = 1.92 \text{ m}$$

$$M_z \text{ max} = -6.16 (1.92)^2 + 23.73 (1.92) = 22.85 \text{ Kn.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on considère une correction à l'aide des coefficients réducteur :

Aux appuis : $M_{u^a} = -0.3 M_z \text{ max} = -6.855 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{u^t} = 0.85 M_z \text{ max} = 19.42 \text{ Kn.m}$

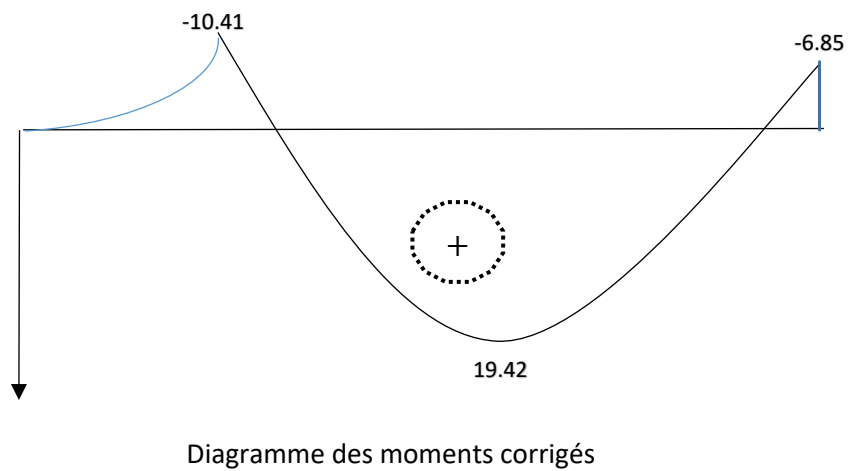
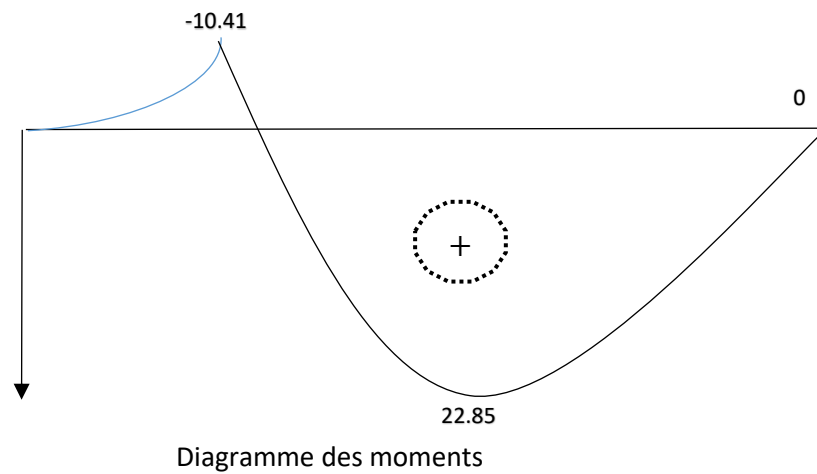
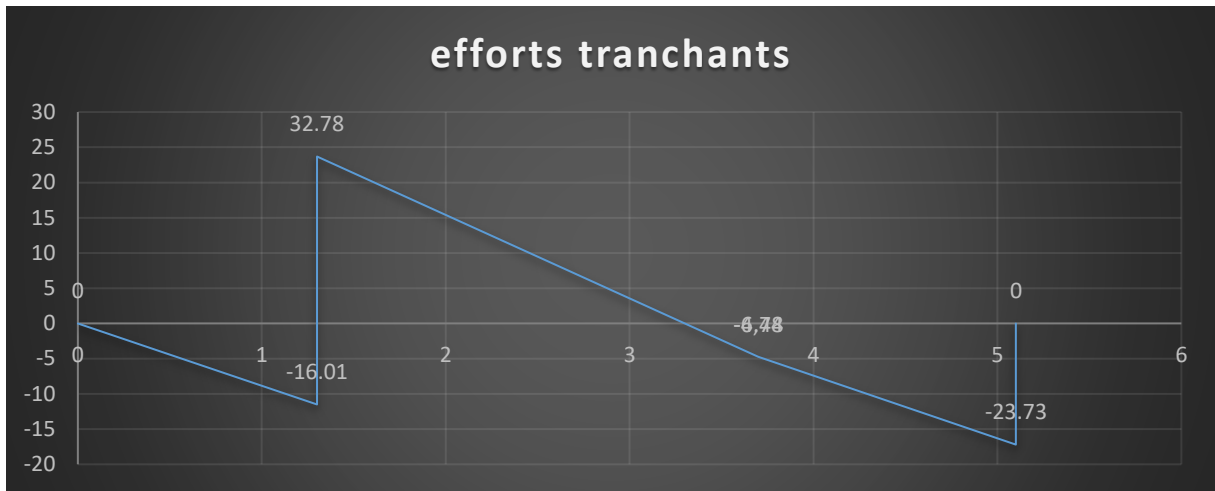
D'où :

$$M_T \text{ travée} = 19.42 \text{ Kn.m}$$

$$M_B \text{ appui} = -6.855 \text{ Kn.m}$$

$$M_A \text{ appui} = -10.41 \text{ Kn.m}$$

Les diagrammes :



III.3.7 Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1 m.

b = 100 cm; h = 18 cm; c = 2 cm; d = 16 cm.

❖ **Armatures aux :**

1) **: Appui A**

$$M_u^{\text{appuis}} = 10.41 \text{ [Kn.m]}$$

❖ **Armatures principales**

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{10.41 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times 160^2} = 0.0286 \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.0286 \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{10.41 \times 10^4}{348 \times 160 \times 0.985} = 2.445 \text{ [cm}^2\text{]/ml}$$

On opte pour **5HA12 = 5.65 [cm²]** Avec un espacement **S_t = 20 [cm].**

❖ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ [cm}^2\text{]/ml}$$

On opte pour **4HA10 = 3.14 [cm²]** Avec un espacement **S_t = 25 [cm].**

2) **En travée :**

$$M_u^{\text{travée}} = 19.42 \text{ [KN.m]}$$

❖ **Armatures principales**

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{19.42 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times 160^2} = 0.053 \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.053 \Rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{19.42 \times 10^4}{348 \times 160 \times 0.972} = 3.588 \text{ [cm}^2\text{]/ml}$$

On opte pour **5HA12 = 5.65 [cm²]** Avec un espacement **S_t = 20 [cm].**

❖ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ [cm}^2\text{]/ml}$$

On opte pour : **4HA10 = 3.14 [cm²]** Avec un espacement **S_t = 25 [cm]**.

3) Appui B

$$M_u^{\text{appuis}} = 6.85 \text{ [KN.m]}$$

❖ Armatures principales

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{6.85 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times 160^2} = 0.018 \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.018 \Rightarrow \beta = 0.99$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{6.85 \times 10^4}{348 \times 160 \times 0.99} = 1.24 \text{ [cm}^2\text{]/ml}$$

On opte pour **5HA10 = 3.92 [cm²]** Avec un espacement **S_t = 20 [cm]**.

❖ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ [cm}^2\text{]/ml}$$

On opte pour **4HA10 = 3.14 [cm²]** Avec un espacement **S_t = 25 [cm]**.

III.2.8. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (BEAL 91 modifiée 99 / Art. A.4.2.1) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 16 \times 2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

Avec :

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

- ❖ **Appuis A** : $A_B = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.
- ❖ **Appuis B** : $A_A = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.
- ❖ **En travées** : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

b. Espacement des barres :

Armatures principales :

$$S_{\max} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

Armatures répartitions :

$$S_{\max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{4 \text{ h}, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

c. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 99, Art-5.1.2.1) :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{La fissuration est préjudiciable}$$

Avec :

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

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{2.5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d}$$

Avec : effort tranchant.

$$T_{\max} = 32.78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d} = \frac{32.78 \times 1000}{1000 \times 160} = 0.204$$

$$\tau_u = 0.204 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

D'où : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 99, Art5-1-3)

Influence sur le béton :

$$\text{On doit vérifier que : } T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

T_{\max} : Effort tranchant.

$$T_{\max} = 32.78 \text{ KN}$$

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

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 0.9 \times 0.16 \times 1 = 960 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 32.78 \text{ KN} \leq 960 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Influence sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{Y_s}{f_e} < A_a$$

Avec :

$$M_a = -10.41 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 32.78 \text{ KN}$$

$$\left(32.78 - \frac{10.41}{14.4} \right) \frac{1.15}{400} = 0.092$$

$$A_{st}^{\text{adopté}} = 5.65 [\text{cm}^2] \geq 0.092 [\text{cm}^2] \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

e. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

(ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement,

$$\psi_s = 1.5 \text{ (Pour les Aciers HA).}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

Appui A : 5 HA 12

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 12 = 188.5 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{32.78 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 188.5} = 1.206 [\text{MPa}] < 3.15 \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

$$\tau_u = 1.20 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Appui B : 5 HA 10

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 10 = 157.08 \text{ mm} ; n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{32.78 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 157.08} = 1.449 \text{ [MPa]} < 3.15 \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

Travée : 5 HA 12

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 12 = 188.5 \text{ mm} ; n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{32.78 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 188.5} = 1.206 \text{ [MPa]} < 3.15 \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

f. Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1) :

La longueur de scellement doit être :

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi s^2 .ft28 = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où : } L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \phi \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } L_s = 35.21 \phi \text{ cm}$$

Appui A :

$$L_a = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 35.21 \times 1.2 = 16.9 \text{ cm}$$

On prend : $L_a = 20 \text{ cm}$

Appui B :

$$L_a = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 35.21 \times 1 = 14.08 \text{ cm}$$

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

III.3.9. Calculs à l'ELS :

1. Calculs des efforts internes à l'ELS :

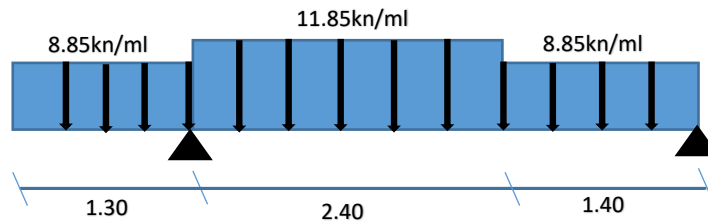


Figure III.3.1.5 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.

Palier : $q_s = (6.35 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.85 \text{ KN / ml}$.

Volée : $q_s = (9.35 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.85 \text{ KN / ml}$.

❖ Réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \quad R_A + R_B = (8.85 \times 1.3) + (8.85 \times 1.4) + (11.85 \times 2.4)$$

$$R_A + R_B = 52.33$$

$$\sum M/A=0$$

$$- 3.8R_B + (8.85 \times 1.4 \times 3.1) + (11.85 \times 2.4 \times 1.2) - (8.85 \times 1.3 \times 0.65) = 0$$

$$\text{D'où: } \begin{cases} R_A = 35.20 \text{ KN} \\ R_B = 17.12 \text{ KN} \end{cases}$$

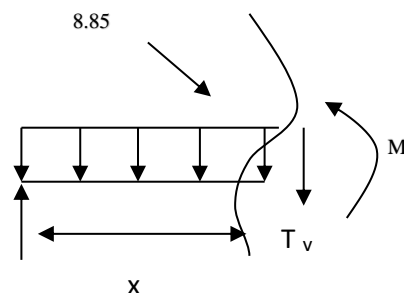
b) Calculs des moments et efforts tranchants :

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.3 \text{ m}$

$$T_y = -8.85 x$$

$$M_z = \frac{-8.85x^2}{2}$$

$$M_z = -4.42x^2$$

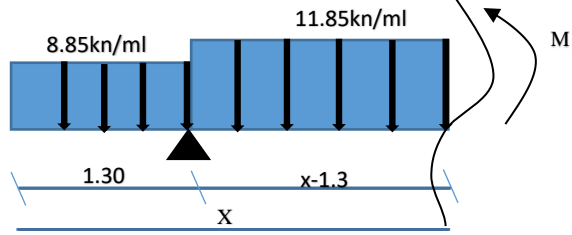


Tronçon 2 : $1.3 \leq x \leq 3.7\text{m}$

$$T_y = -(8.85 \times 1.3) - (11.85(x - 1.3)) + 35.20 = 0$$

$$T_y = -11.85x + 39.1.$$

$$M_z = -(8.85 \times 1.3)(x - 0.65) + 35.20(x - 1.3) - \frac{11.85(x - 1.3)^2}{2}$$



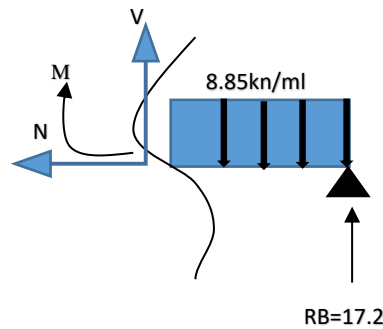
Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1.4\text{m}$

$$T_y = +8.85x - 17.12$$

$$M_z = \frac{(-8.85x^2)}{2} + 17.12x$$

$$M_z = -4.42x^2 + 17.12x$$

D'où :



Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	Ty (KN.m)	Mz (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.3$	-8.85 x	- 4.42 x ²	0	0	0
			1.3	-11.5	-7.46
$1.2 \leq x \leq 3.7$	-11.85x+39.1	- (8.85*1.3)(x - 0.65) +35.20(x - 1.3) - $\frac{11.85(x-1.3)^2}{2}$	1.3	23.69	-7.46
			3.7	-4.74	15.27
$0 \leq x \leq 1.4$	+8.85x -17.12	-4.42x ² +17.12x	0	-17.2	0
			1.4	-4.74	15.27

Tableau III.3.1.5 : Les efforts internes à l'ELS.

Le moment maximal se trouve sur le tronçon 3 :

Tronçon : $0 \leq x \leq 1.8\text{ m}$

$$T_y = 0 \Rightarrow +8.85x - 17.12 = 0 \Rightarrow x = 1.93\text{ m}$$

$$M_z^{\max} = -4.42 (1.93)^2 + 17.12 (1.93) = 16.57\text{ Kn.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on considère une correction à l'aide des coefficients réducteur :

Aux appuis : $M_u^a = -0.3 M_z^{\max} = -4.97\text{KN.m}$

En travée : $M_u^t = 0.85 M_z^{\max} = 14.08\text{ Kn.m}$

D'où :

M_T travée = 14.08 Kn.m
 M_B appui = -4.97 Kn.m
 M_A appui = -7.46 Kn.m

Les diagrammes

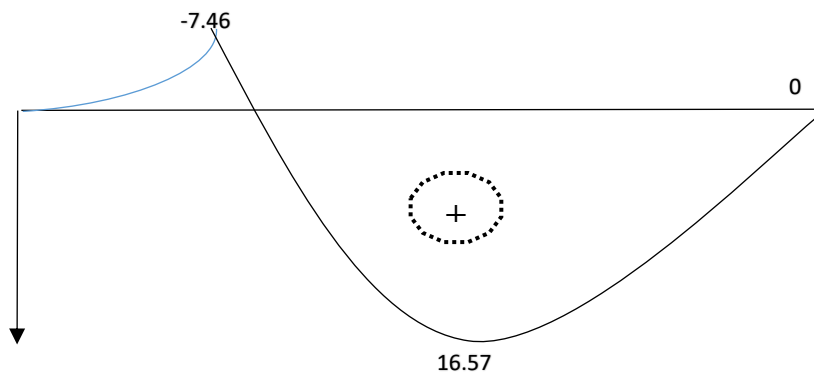
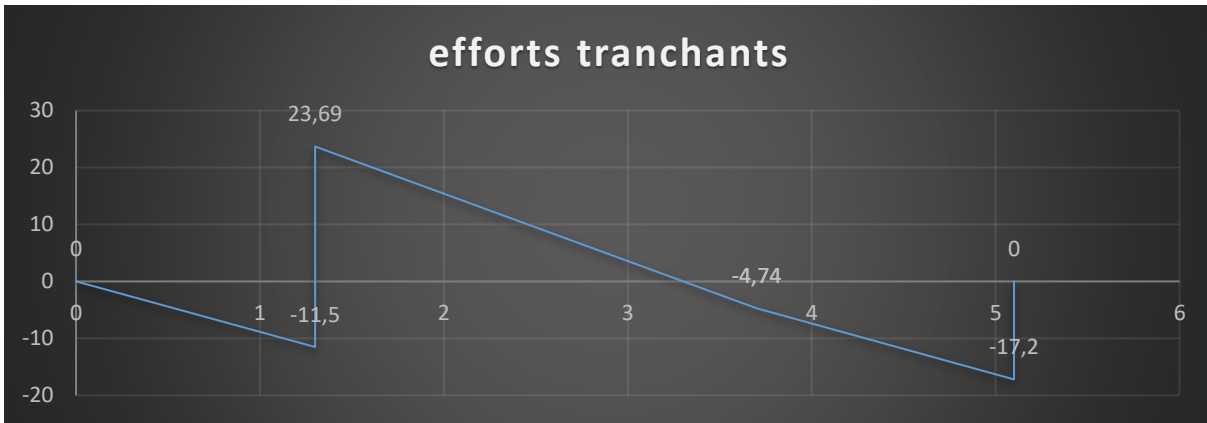


Diagramme des moments

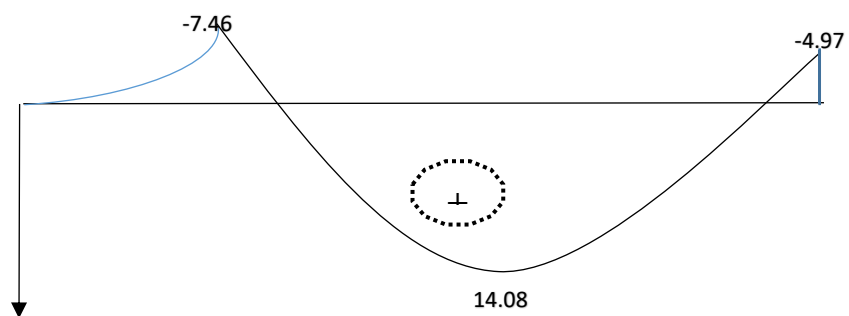


Diagramme des moments corrigés

III.3.2.9 Vérifications à l'ELS :

a. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 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 BAEL91) :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

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

Appui A :

$$M_s = -7.46 \text{ KN. m}$$

$$A_u = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0.353$$

$$\rho_1 = 0.353 \rightarrow \beta_1 = 0.908 \rightarrow K_1 = 39.35$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{7.46 \times 10^3}{0.908 \times 16 \times 5.65} = 90.888 \text{ [MPa]}$$

Vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{90.888}{39.35} = 2.3 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 2.3_{\text{[MPa]}} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15_{\text{[MPa]}} \dots \dots \dots \text{(Conditions vérifiée).}$$

Appui B :

$$M_s = -4.97 \text{ KN. m}$$

$$A_u = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 16}$$

$$\rho_1 = 0.245 \rightarrow \beta_1 = 0.921 \rightarrow K_1 = 48.29$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{4.97 \times 10^3}{0.921 \times 16 \times 3.92} = 86.038 \text{ [MPa]}$$

Vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{86.03}{48.29} = 1.78 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 1.78_{\text{[MPa]}} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15_{\text{[MPa]}} \dots \dots \dots \text{(Conditions vérifiée)}$$

En travée :

$M_s = 14.08 \text{KN. m}$

$A_u = 5.65 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0.353$$

$\rho_1 = 0.353 \rightarrow \beta_1 = 0.908 \rightarrow K_1 = 39.35$

$\sigma_{st} = \frac{14.08 \times 1000}{0.908 \times 16 \times 5.65} = 171.53 \text{ Mpa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{171.53}{39.35} = 4.35 \text{ [MPa]}$$

$\sigma_{bc} = 4.35 \text{ [MPa]} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \dots \dots \dots \text{ (Conditions vérifiée).}$

**c. Etat limite de déformation (BAEL91/ARTB.6.5.2) :
Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \bullet \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \bullet \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$	Avec :	$\left\{ \begin{array}{l} h : \text{Hauteur de la poutre} \\ L : \text{longueur libre de la plus grande travée} \\ f_e : \text{Limite d'élasticité de l'acier} \\ A : \text{Section d'armature en travée} \\ M_t : \text{Moment max en travée.} \\ M_0 : \text{Moment max isostatique} \end{array} \right.$
---	---------------	---

Vérification :

$\frac{h}{L} = \frac{18}{380} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{(Condition non vérifiée)}$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

❖ Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E_v \times I} \leq \bar{f} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} q_s = \text{chargement en travée (à L'ELS)} \\ E_v = \text{module de déformation différé} \\ E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ [MPa]} \\ I : \text{moment d'inertie de la section totale homogène par rapport à CDG} \\ \bar{f} : \text{flèche admissible} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3800}{500} = 7.6 \text{ [mm]} \end{array} \right.$$

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

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^2 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

Figure III.3.1.7 : la section de la pailasse.

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

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

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15A_{st}d = \frac{100 \times 18^2}{2} + (15 \times 5.65 \times 16) = 17556 \text{ [cm}^3\text{]}$$

B_0 : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b h + 15A_t = (100 \times 18) + (15 \times 5.65) = 1884.75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{17556}{1884.75} = 9.31 \text{ ; } V_2 = h - V_1 = 18 - 9.31 = 8.69 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{100}{3} (9.31^3 + 8.69^3) + 15 \times 5.65(8.69 - 2)^2$$

$$I_0 = 52566.06 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times q_u \times L^4}{384 \times E_v \times I} = \frac{5 \times 14.08 \times 3800^4}{348 \times 10818.68 \times 52566.06 \times 10^4} = 7.41 \text{ [mm]}$$

$f = 7.41\text{[mm]} \leq \bar{f} = 7.6 \text{ [mm]}$ (Condition vérifiée).

Conclusion :

Après toutes vérifications, l'escalier Etage courant et étage (1et 2) sera ferrailé comme suit :

❖ **Aux Appuis :**

Appui A :

Armatures principales : 5HA12/ml. avec un espacement $st= 20$ cm.
Armatures de répartitions : 4HA10/ml. avec un espacement $st= 25$ cm.

Appui B :

Armatures principales : 5HA10/ml avec un espacement $st= 20$ cm.
Armatures de répartitions : 4 HA10/ml avec un espacement $st= 25$ cm.

❖ **En travée :**

Armatures principales : 5HA12/ml avec un espacement $st= 20$ cm.
Armatures de répartitions : 4 HA10/ml avec un espacement $st= 25$ cm

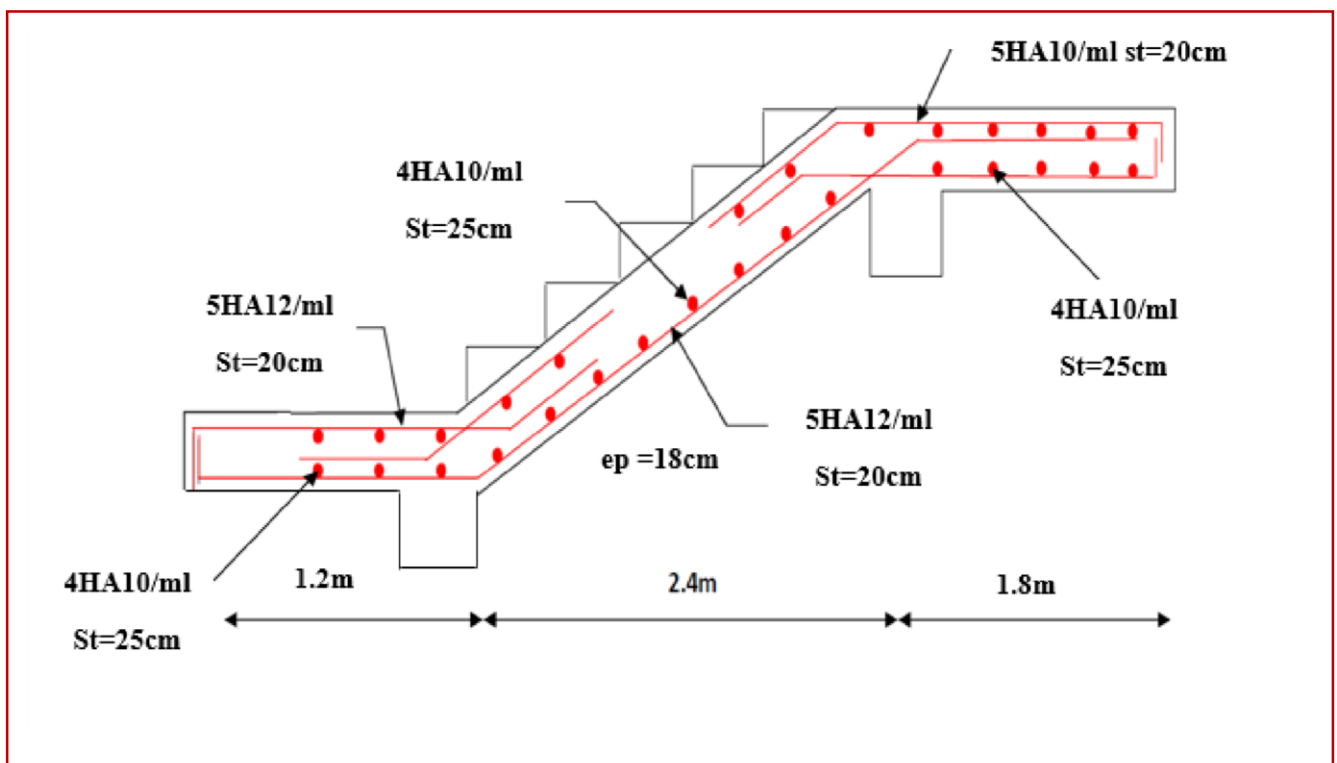
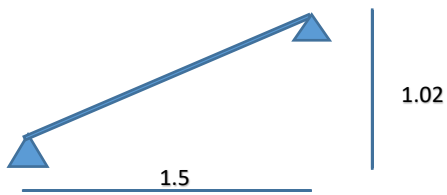


Figure III.2.1.8 : schéma de ferrailage de l'escalier (étage 1 et 2+courant)

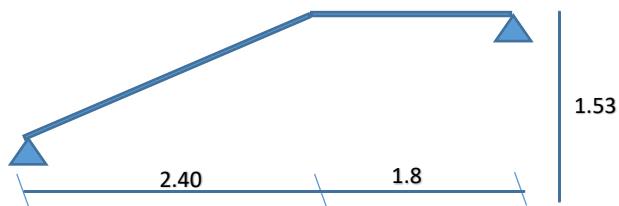
II : Escalier l'escalier de rez de chaussée :

On a 3 volées :

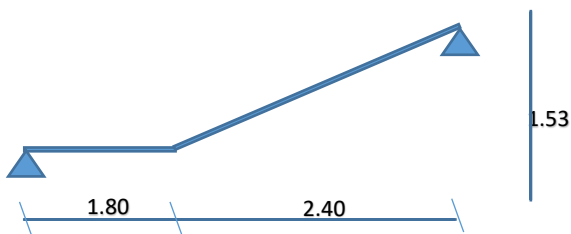
1^{er} volé :



2^{em} volé :



3^{em} volé



Étude de la volée 2 :

✓ Calcul du nombre de contre marches :

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

Soit : $h = 17 \text{ cm}$

$$N = H/h = 153/17 = 9$$

$n = 9$ contre marches.

✓ Calcul du nombre de marches : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$

→ 8 marches.

✓ Calcul de la hauteur de la contre marche :

$$H = 153 / 6 = 17 \text{ cm}$$

✓ **Calcul de la hauteur du giron :**

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 35 \text{ cm}$$

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

✓ **Vérification de la relation de BLONDEL :**

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

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

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm}$$

$$14 \leq 17 \leq 18$$

Relation de blondel est vérifiée

✓ **Épaisseur de la paillasse et du palier :**

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

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

Avec :

L_0 : longueur réelle de la paillasse projetée et du palier (entre appuis) :

$$L_0 = L' + L_2$$

L' : longueur de la paillasse projetée.

L_2 : longueur du palier.

$$\tan \alpha = H/240 = 153/240 \quad \alpha = 35.51^\circ$$

$$\cos \alpha = L_2/L' \rightarrow L' = L_2 / \cos \alpha = 180 / \cos 35.51 = 220.98$$

$$L_0 = L' + L_2 = 220.98 + 180 = 400.98 \text{ cm}$$

$$\text{D'où :} \quad \frac{400.98}{30} \leq e_p \leq \frac{400.98}{20}$$

$$13.36 \leq e_p \leq 20.04$$

On opte pour : $e_p = 20 \text{ cm}$

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

Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de projection horizontale de la volée et d'embranchement de 1m. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

Calcule des charges :

Charges permanentes :

Revêtements :

N°	Elément	Épaisseur (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.2.1 : Charges permanentes revenant aux poids des revêtements

Palier :

N°	Elément	Épaisseur[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.3.2.2 : Charges permanentes revenant au palier

❖ Paillasse :

N°	Élément	G[KN/m ²]
1	Poids propre de la paillasse	$25 \times ep / \cos\alpha = 25 \times 0.20 / \cos 32.51^\circ = 5.92$
2	Poids des marches	$25 \times ep/2 = 25 \times 0.17 / 2 = 2.125$
3	poids des revêtements	1.85
		G total = 9.9

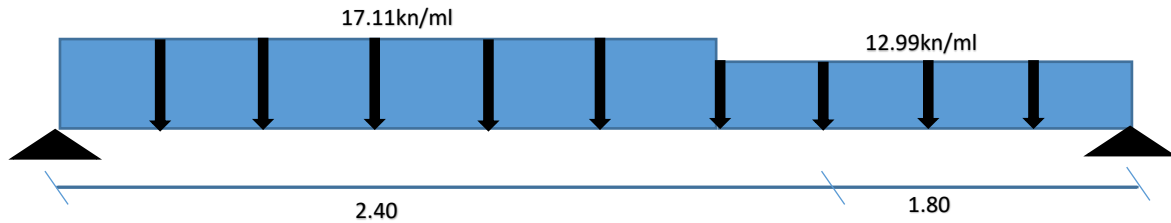
Tableau III.2.3 : Charges permanentes revenant à la paillasse.

. Surcharges d'exploitations :

Palier = 2.5 KN/ ml

Paillasse = 2.5KN/ml (tirer du DTR)

III.3.2.3 Détermination des combinaisons de charge :ELU : $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m.}$ ❖ Palier : $q_u = (1.35 \times 6.85 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.99 \text{ KN / ml.}$ ❖ Volée : $q_u = (1.35 \times 9.35 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 17.11 \text{ KN / ml.}$ ELS : $q_u = (G + Q) \times 1 \text{ m.}$ Palier : $q_u = (6.85 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 9.35 \text{ KN / ml.}$ Volée : $q_u = (9.35 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.4 \text{ KN / ml.}$. *Calculs à l'ELU :*. *Calculs des efforts internes à l'ELU :*



Réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \quad R_A + R_B = (12.99 \times 1.8) + (17.11 \times 2.4)$$

$$R_A + R_B = 64.44$$

$$\sum M/A=0 \quad - 4.2 R_B + (12.99 \times 1.8 \times 3.3) + (17.11 \times 1.2 \times 2.4)$$

D'où

$$R_B = 30.10 \text{ Kn}$$

$$R_A = 34.33 \text{ Kn}$$

Calculs des moments et efforts tranchants :

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 2.4$

$$T_y = -17.11 x + 34.33$$

$$x = 0 \quad T_{y(0)} = 34.33 \text{ [KN]}$$

$$x = 2.4 \quad T_{y(2.4)} = -6.73 \text{ [KN]}$$

$$\Rightarrow M_Z = R_A x - 17.11 x^2/2$$

$$\Rightarrow \begin{matrix} x=0 & M_{Z(0)} = 0 \text{ [KN.m]} \\ x=2.4 & M_{Z(2.4)} = 33.11 \text{ [KN.m]} \end{matrix}$$

❖ 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.8$

$$T_y = Q_v x - R_b = 12.99x - 30.10$$

$$\Rightarrow \begin{matrix} x=0 & T_{y(0)} = -30.1 \text{ [KN]} \\ x=1.8 & T_{y(1.8)} = -6.71 \text{ [KN]} \end{matrix}$$

$$\text{❖ } \sum M/G = 0 \quad \Rightarrow M_Z = R_B x - Q x^2/2 = 30.1x - 12.99x^2/2$$

$$\Rightarrow \begin{matrix} x=0 & M_{Z(0)} = 0 \text{ [KN.m]} \\ x=1.8 & M_{Z(1.8)} = 33.11 \text{ [KN.m]} \end{matrix}$$

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 2.4	-17.11 x + 34.33	R _A x - 17.11 x ² /2	0	34.33	0
			2.4	-6.73	33.11
0 ≤ x ≤ 1.8	12.99x - 30.10	30.1x - 12.99x ² /2	0	-30.1	0
			1.8	-6.71	33.11

Le moment Maxe se trouve dans la premier travée

$$\rightarrow T_y = -16.09 x + 32.33$$

$$T_y = 0 \quad \Rightarrow \quad -Q x + R_A = 0 \rightarrow -17.11 x + 34.33$$

$$\rightarrow x = 2\text{m}$$

$$M_Z = R_A x - 17.11 x^2/2 \rightarrow M_Z = 34.44 \text{ Kn.m}$$

Remarque

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

$$M_u^{\text{appuis}} = (-0.3) M_{\max} = -0.3 \times 32.48 = -10.33 \text{ [Kn.m]}$$

$$M_u^{\text{travée}} = (0.85) M_{\max} = 0.85 \times 30.5 = 29.27 \text{ [Kn.m]}$$

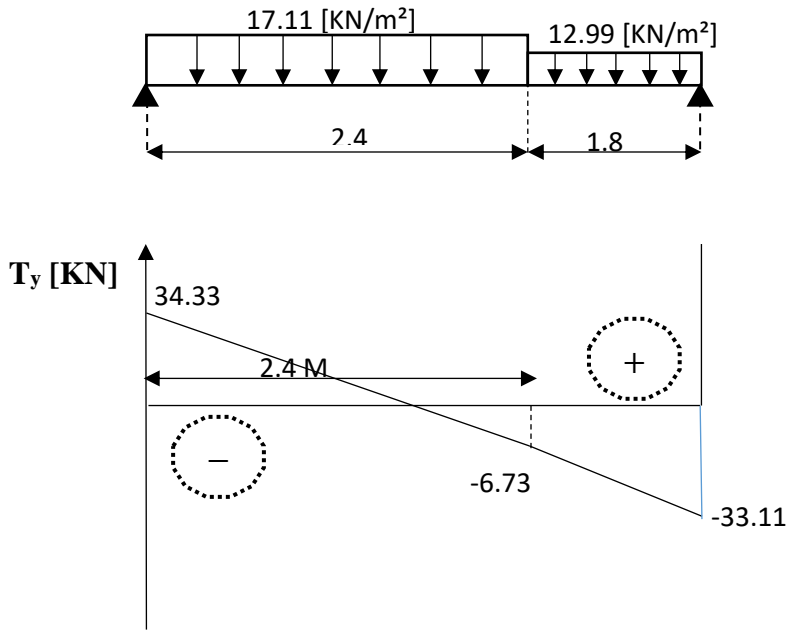


Fig III.15 : Diagramme efforts tranchants

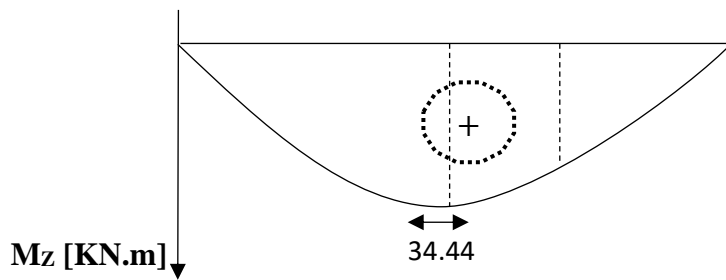


Fig III.16 : Diagramme moment fléchissant

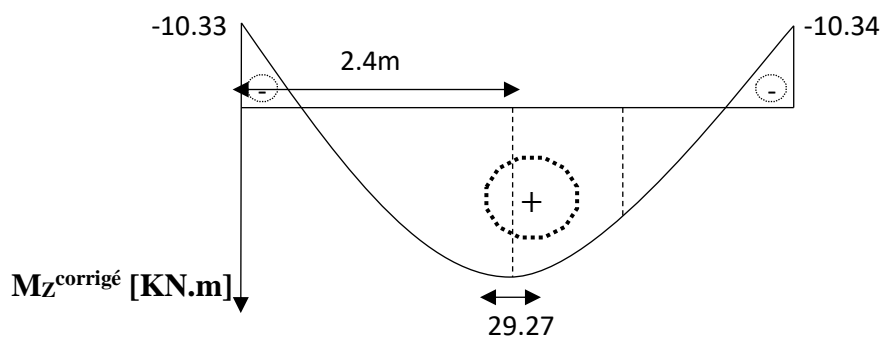
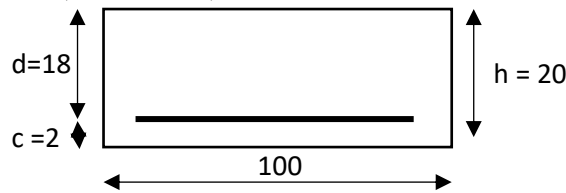


Fig III.17 : Diagramme corrigé de moment fléchissant

Ferrailage

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1 m.

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



1) Aux appuis

$$M_u^{\text{appuis}} = 10.33 \text{ [KN.m]}$$

❖ Armatures principales

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{10.33 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times 180^2} = 0.0224 \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{10.33 \times 10^4}{348 \times 180 \times 0.989} = 1.667 \text{ [cm}^2\text{]/ml}$$

On opte pour **4HA10 = 3.14 [cm²]** Avec un espacement **S_t = 25 [cm]**.

❖ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ [cm}^2\text{]/ml}$$

On opte pour **4HA10 = 3.14 [cm²]** Avec un espacement **S_t = 25 [cm]**.

1) En travée

$$M_u^{\text{travée}} = 29.27 \text{ [KN.m]}$$

❖ Armatures principales

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{29.27 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times 180^2} = 0.063 \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.967$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{29.27 \times 10^4}{348 \times 180 \times 0.967} = 4.83 \text{ [cm}^2\text{]/ml}$$

On opte pour **5HA14 = 7.69 [cm²]** Avec un espacement **S_t = 20 [cm]**.

❖ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{ [cm}^2\text{]/ml}$$

On opte pour **4HA10 = 3.14 [cm²]** Avec un espacement **S_t = 25 [cm]**.

1) Vérification à ELU

Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91)

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.93 \text{ [cm}^2\text{]} \left\{ \begin{array}{l} \text{▪ Aux appuis: } A_{st} = 3.14_{\text{[cm]}} \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \text{▪ En travée : } A_{st} = 7.69_{\text{[cm]}} \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Répartitions des barres

- **Armatures principales : S_t < min {3h ; 33_[cm]}**

- Aux appuis : S_t = 20_[cm] < min{3h = 54 ; 33_[cm]} = 33_[cm] Condition vérifiée
- En travée : S_t = 25_[cm] < min{3h = 54 ; 33_[cm]} = 33_[cm] Condition vérifiée

- **Armatures de répartitions : S_t < min {4h ; 45_[cm]}**

- Aux appuis : S_t = 25_[cm] < min{4h = 72 ; 45_[cm]} = 33_[cm] Condition vérifiée
- En travée : S_t = 25_[cm] < min{4h = 72 ; 45_[cm]} = 33_[cm] Condition vérifiée

Vérification de la contrainte d'adhérence (Art A.6.1.3 BAEL91)

Pour qu'il n'y ait pas entrainement des barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{\tau_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i} \leq \bar{\tau} = \Psi \cdot f_{t28}$$

Avec : $\bar{\tau} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ [MPa] acier **HA $\Rightarrow \Psi = 1.5$**

- τ : Contrainte d'adhérence.
- $\bar{\tau}$: Contrainte limite d'adhérence.

Appuis : 4HA10

$\sum u_i$: Sommes des périmètres utiles des barres.

$$\sum n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \Rightarrow \sum U_i = 125.6 \text{ [mm]}$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} \phi = \text{diamètre d'une barre} \Rightarrow 10 \text{ [cm]} \\ n = \text{nombre des barres} \Rightarrow 4 \text{ barres} \end{array} \right.$

$$\tau_{se} = \frac{34.33 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 1.68 \text{ [MPa]} < 3.15 \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Travée : 5HA14

$\sum u_i$: Sommes des périmètres utiles des barres.

$$\sum n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 14 = 219.8 \Rightarrow \sum U_i = 219.8 \text{ [mm]}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \phi = \text{diamètre d'une barre} \Rightarrow 14 \text{ [cm]} \\ n = \text{nombre des barres} \Rightarrow 5 \text{ barres} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{34.33 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 219.8} = 0.96 \text{ [MPa]} < 3.15 \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)}$$

Vérification au cisaillement (Art A.5.1.1 BAEL91)

Vérification de la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } V_{u \max} = 37.95 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{34.33 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.190 \text{ [MPa]}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4_{\text{[MPa]}} \right\} = \{3.3 ; 5\} = 3.3 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = 0.190 < \bar{\tau}_u = 3.3 \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.3 BAEL91)

❖ Influence sur le béton (Art A.5.4.313 BAEL91)

On doit Vérifier que : $V_u^{\max} \leq \bar{V}_u$

$$\frac{2 \times \bar{V}_u}{b \times a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0.9d = 16.2 \text{ [cm]}$$

$$\bar{V}_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.162 \times 1}{1.5} = 1080 \text{ [KN]}$$

$$V_u^{\max} = 34.33 \text{ [KN]} \leq \bar{V}_u = 960 \text{ [KN]} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

❖ Influence sur les aciers (Art A.5.4.321 BAEL91)

On doit vérifier que : $A_{st}^{\text{adopté}} \geq \left(V_u + \frac{M_{\text{appuis}}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$

$$\left(V_u + \frac{M_{\text{appuis}}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(34.33 - \frac{10.33}{16.2} \right) \frac{1.15}{400} = 0.096$$

$$A_{st}^{\text{adopté}} = 7.69 \text{ [cm}^2] \geq 0.096 \text{ [cm}^2] \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Ancrage des barres aux appuis (Art A.6.1.23 BAEL91)

Longueur de scellement droit : elle correspond à la longueur d'acier ancré dans le béton pour que l'effort de traction demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} \quad \text{Pour } \phi = 1. \text{ [cm] et } \tau_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ [MPa]}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 [\text{cm}].$$

D'après (Art A.6.1.253 BAEL91), si la longueur de scellement est importante on réalisera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $(0.4L_s)$.

$$L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.10$$

Soit..... $L_s = 15 [\text{cm}]$

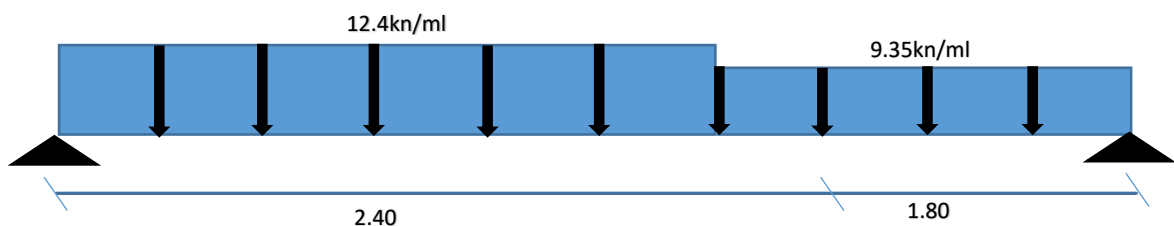
2) Calcul des efforts internes à L'ELS

Combinaison des charges à L'ELS :

ELS : $q_u = (G + Q) \times 1 \text{ m}.$

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

Volée : $q_u = (9.35 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.4 \text{ KN / ml}.$



Réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \quad R_A + R_B = (9.35 \times 1.8) + (12.4 \times 2.4)$$

$$R_A + R_B = 46.59 \text{ kn}$$

$$\sum M/A=0 \quad - 4.2 R_B + (9.35 \times 1.8 \times 3.3) + (12.4 \times 1.2 \times 2.4)$$

D'où

$$R_B = 21.72 \text{ Kn}$$

$$R_A = 24.86 \text{ Kn}$$

Calculs des moments et efforts tranchants :

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 2.4$

$$T_y = -12.4 x + 24.86$$

$$x = 0 \quad T_y(0) = 24.86 \text{ [KN]}$$

$$x = 2.4 \quad T_y(2.4) = -4.9 \text{ [KN]}$$

$$\Rightarrow M_Z = R_A x - 12.4 x^2/2$$

$$\Rightarrow \begin{matrix} x=0 & M_Z(0) = 0 \text{ [KN.m]} \\ x=2.4 & M_Z(2.4) = 23.95 \text{ [KN.m]} \end{matrix}$$

❖ **2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.8$**

$$T_y = Q_v x - R_b = 9.35x - 21.72$$

$$\Rightarrow \begin{matrix} x=0 & T_y(0) = -21.72 \text{ [KN]} \\ x=1.8 & T_y(1.8) = -4.89 \text{ [KN]} \end{matrix}$$

$$\text{❖ } \sum M/G = 0 \quad \Rightarrow M_Z = R_B x - Q x^2/2 = 21.72x - 9.35x^2/2$$

$$\Rightarrow \begin{matrix} x=0 & M_Z(0) = 0 \text{ [KN.m]} \\ x=1.8 & M_Z(1.8) = 23.95 \text{ [KN.m]} \end{matrix}$$

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 2.4	-12.4 x + 24.86	R _A x - 12.4 x ² /2	0	24.86	0
			2.4	-4.9	23.95
0 ≤ x ≤ 1.8	9.35x - 21.72	21.72x - 9.35x ² /2	0	-21.72	0
			1.8	-4.89	23.95

Le moment Maxe se trouve dans la première travée

$$\rightarrow T_y = -12.4 x + 24.86$$

$$T_y = 0 \quad \Rightarrow -Q x + R_A = 0 \rightarrow -12.4 x + 24.86 = 0$$

$$\rightarrow x = 2m$$

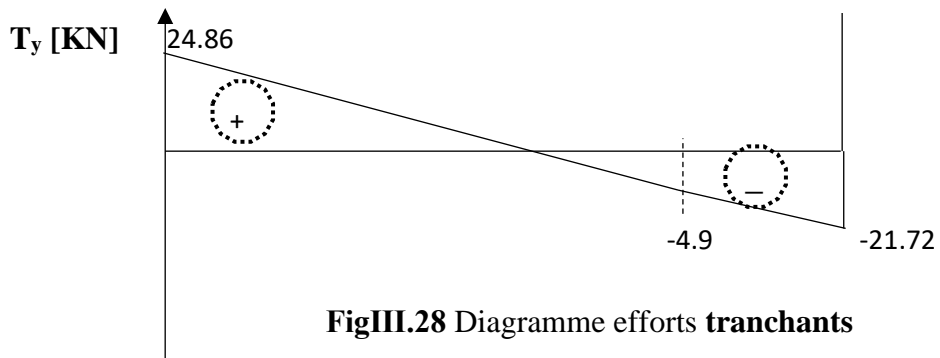
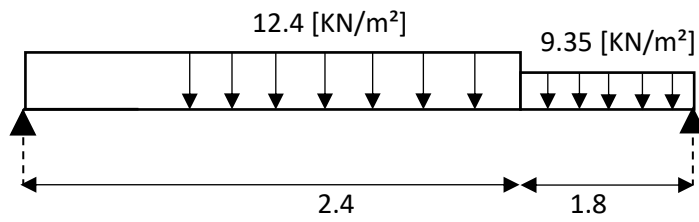
$$M_Z = R_A x - 12.4 x^2/2 \rightarrow M_Z = 24.92 \text{ Kn.m}$$

Remarque

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M max au niveau des appuis et travées

$$M_u^{\text{appuis}} = (-0.3) M_{\text{max}} = -0.3 \times 32.48 = -7.47 \text{ [Kn.m]}$$

$$M_u^{\text{travée}} = (0.85) M_{\text{max}} = 0.85 \times 30.5 = 21.18 \text{ [Kn.m]} .$$



FigIII.28 Diagramme efforts tranchants

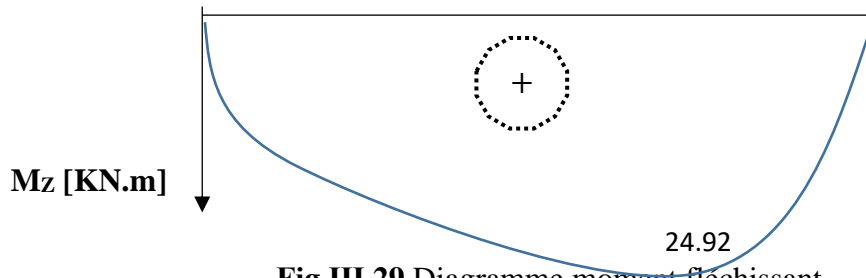


Fig III.29 Diagramme moment fléchissant

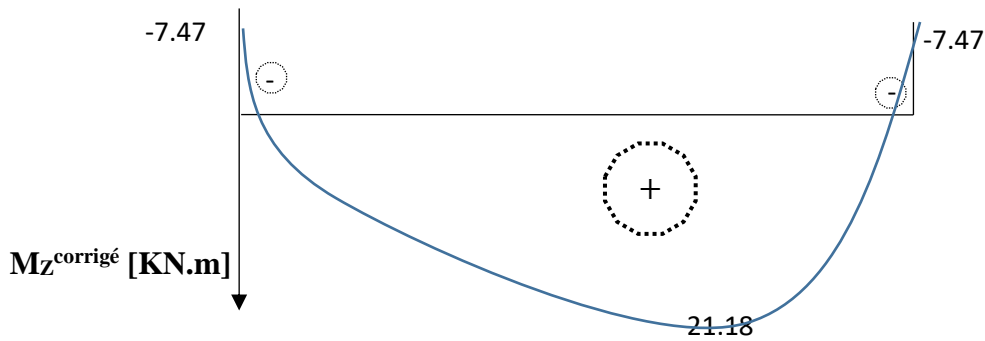


Fig III.30 Diagramme corrigé de moment fléchissant

3) Vérification à L'ELS

Contrainte de compression dans le béton (Art A.4.5.2 BAEL91)

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

Avec :
$$\begin{cases} \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \\ \overline{\sigma}_s = 348 \text{ [MPa]} \end{cases}$$

❖ Aux appuis

Détermination de K_1 et β_1

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.932 \\ K_1 = 58.53 \end{cases}$$

Vérification de la contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{7.47 \times 10^3}{0.908 \times 18 \times 3.14} = 141.80 \text{ [MPa]}$$

$\sigma_s = 141.8 \text{ [MPa]} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ [MPa]} \dots \dots \dots$ (Condition vérifiée).

Vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{141.8}{58.53} = 2.42 \text{ [MPa]}$$

$\sigma_{bc} = 2.42 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \dots \dots \dots$ (Conditions vérifiée).

❖ En travée

Détermination de K_1 et β_1

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 18} = 0.427 \Rightarrow \rho = 0.427 \begin{cases} \beta_1 = 0.9 \\ K_1 = 35 \end{cases}$$

Vérification de la contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{21.18 \times 10^3}{0.9 \times 18 \times 7.69} = 170.01 \text{ [MPa]}$$

$\sigma_s = 170.01 \text{ [MPa]} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ [MPa]} \dots \dots \dots$ (Condition vérifiée).

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{170.01}{35} = 4.85 \text{ [MPa]}$$

$\sigma_{bc} = 4.85 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \dots \dots \dots$ (Conditions vérifiée).

Vérification de la flèche :

Les règles (Art.B.6.52 BAEL 91), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \bullet \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \bullet \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Vérification :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{(Condition non vérifiée)}$$

❖ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5 \times q_u \times L^4}{384 \times E_v \times I} \leq \bar{f} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} q_s = \text{chargement en travée (à l'ELS)} \\ E_v = \text{module de déformation différé} \\ E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 [\text{MPa}] \\ I: \text{moment d'inertie de la section totale homogène par rapport à CDG} \\ \bar{f}: \text{flèche admissible} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4200}{500} = 8.4 [\text{mm}] \end{array} \right.$$

❖ **Calcul du moment d'inertie :**

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

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

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

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15A_{st}d = \frac{100 \times 20^2}{2} + (15 \times 7.69 \times 18) = 22076.3 [\text{cm}^3]$$

B_0 = surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15A_{st} = (100 \times 20) + (15 \times 7.69) = 2115.35 [\text{cm}^2]$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{22073.6}{2115.35} = 10.44 [\text{cm}] \quad \Rightarrow \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 10.44 = 9.56$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_{st}(V_2 - C)^2 = \frac{100}{3} (10.44^3 + 9.56^3) + 15 \times 7.69 (9.56 - 2)^2 = 73646.53 [\text{cm}^4]$$

$$f = \frac{5 \times q_u \times L^4}{384 \times E_v \times I} = \frac{5 \times 12.4 \times 4200^4}{348 \times 10818.68 \times 73646.53 \times 10^4} = 6.95 [\text{mm}]$$

$f = 6.95 [\text{mm}] \leq \bar{f} = 8.4 [\text{mm}]$... (Condition vérifiée).

Conclusion

Après toutes vérifications, l'escalier de rez de chaussée sera ferrillé comme suit :

Aux Appuis:

Armatures principales: 4HA10 avec un espacement $st= 25$ cm.

Armatures de répartitions : 4HA10 avec un espacement $st= 25$ cm

En travée :

Armatures principales: 5HA14 avec un espacement $st= 20$ cm.

Armatures de répartitions : 4HA10 avec un espacement $st= 25$ cm

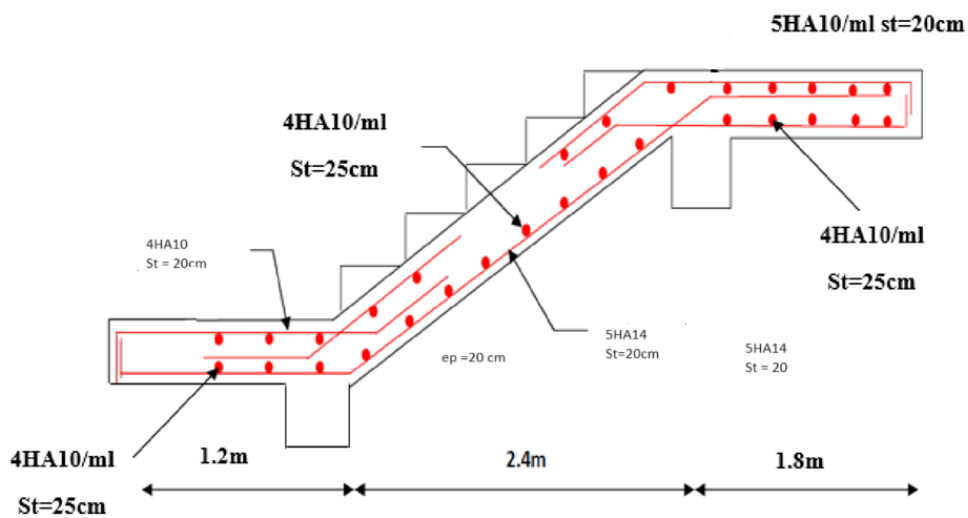


Fig. III.3.5 : Ferrailage des escaliers de RDC

III-4) La poutre de chaînage :

Introduction :

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé; elle repose sur deux appuis des poutres principales elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures ; ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher, cela les aide à rester solidaire de la structure, elles servent de porte à faux.

Et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

III-4-1) Pré-dimensionnement :

D'après le chapitre II on a : $H_t = 35 \text{ cm}$ et $B = 25 \text{ cm}$.

➤ Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $GP = 25 \times 0.25 \times 0.35 = 2.1875 \text{ KN/ml}$
- poids du mur : $GM = 2.85 \times (3.06 - 0.35) = 7.7235 \text{ KN/ml}$
- Poids du plancher : $(5.68 \times 0.65 / 2) = 1.846 \text{ KN/ml}$
- **Gt = 11.757 KN /ml**

❖ La surcharge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \times (0.65/2) = 0.81 \text{ KN/ml.}$$

• Combinaisons de charges :

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 11.757 + 1.5 \times 0.81 = 17.09 \text{ KN/ml.}$
- ELS : $q_s = G + Q = 11.757 + 0.81 = 12.567 \text{ KN/ml.}$

III-4-2) Etude de la poutre à l'ELU :

III-4-2-1) Calcul des efforts :

• Calcul des moments :

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

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 0.85 \times \frac{17.02 \times 4.75^2}{8} = 40.80 \text{ KN.m}$$

$$\text{Au appuis : } M_a = -0.3 \times \frac{q_u \cdot l^2}{8} = -0.3 \times \frac{17.02 \times 4.75^2}{8} = -14.40 \text{ KN.m}$$

• Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = q_u \times L/2 = 17.02 \times 4.75/2 = 40.4225 \text{ KN.}$$

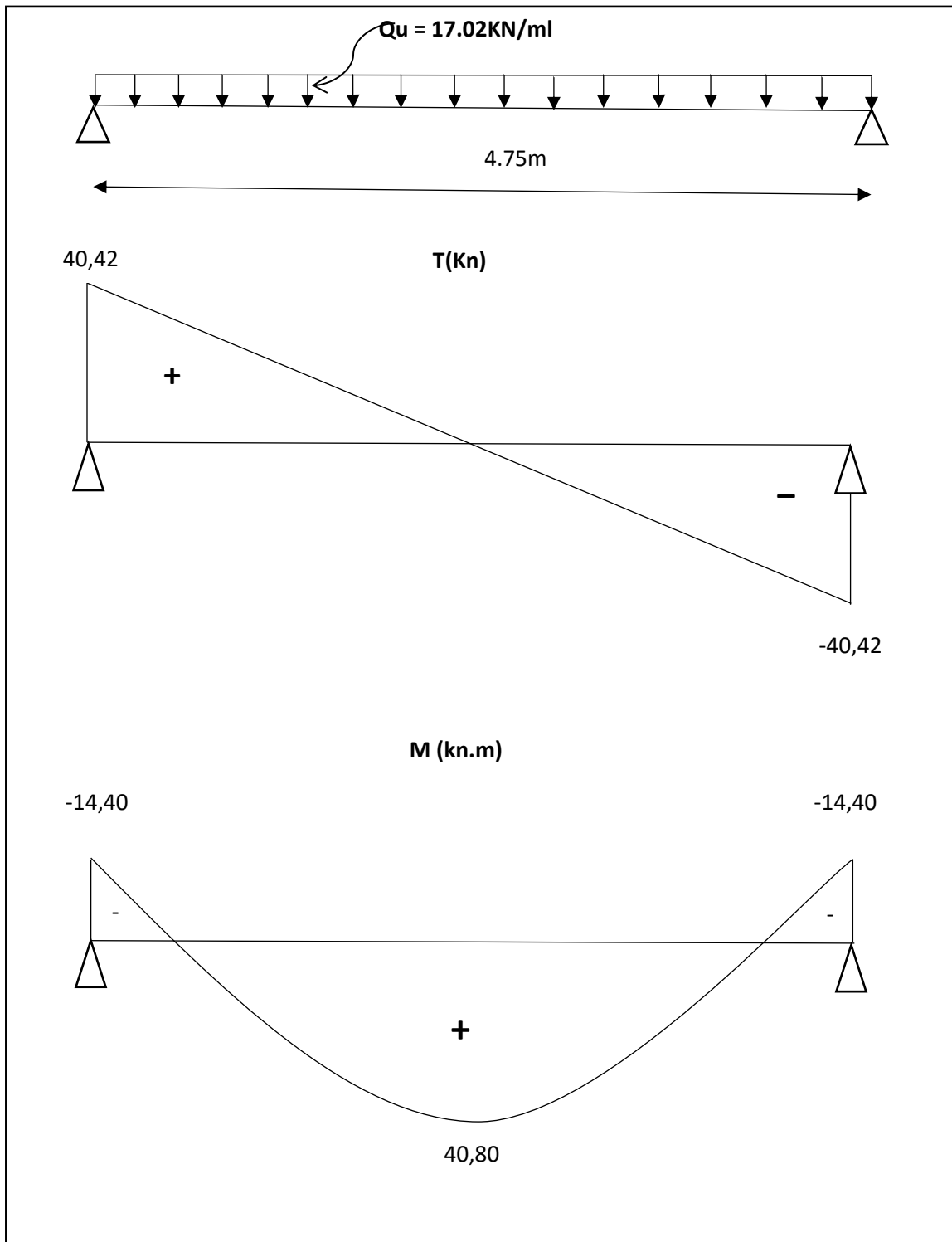


Figure III-4-1 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.

III-4-2-2) Ferrailage :

En travées : $h = 35 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 31.5 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$.

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{40,42 \times 10^3}{25 \times 31,5^2 \times 14,2} = 0,114$$

$$\mu_t = 0,114 < \mu_r = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,114 \rightarrow \beta = 0,939$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{40,42 \times 10^3}{0,939 \times 31,5 \times 348} = 3,93 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$.

Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14,40 \times 10^3}{25 \times 31,5^2 \times 14,2} = 0,04$$

$$\mu_a = 0,04 < \mu_r = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0,04 \rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_{ap} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14,40 \times 10^3}{0,939 \times 31,5 \times 348} = 1,34 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_{ap} = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3,05 \text{ cm}^2$

III-4-2-3) Vérification à l'ELU :**1) Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL):**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 0,95 \text{ cm}^2$$

a) En travée : $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,95 \text{ cm}^2$

b) Aux appuis : $A_{ap} = 3.05 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,95 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa \right\} = \{2,5Mpa; 4Mpa\}$$

(Fissuration préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{40,42 \times 10^3}{250 \times 315} = 0,513Mpa$$

$\tau_u = 0,513 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

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

a) Influence sur les aciers :

$$A_{ap} \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(40,42 \times 10^3 + \frac{14,40 \times 10^6}{0,9 \times 315} \right) = 2,62 \text{ cm}^2$$

$A_{ap} = 3,05 \text{ cm}^2 > 2,62 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

b) Influence sur le béton :

$$T_{u_{\max}} = 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 250 \times 0,9 \times 315 \times \frac{25}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$T_{u_{\max}} = 472,5 \text{ KN} > T_u = 40,42 \text{ KN} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

❖ **Vérification de l'adhérence aux appuis:**

$$\tau_u = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_t 28$$

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3,14 \times 0,8 + 1,4 \times 3,14 = 9,42 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{40,42 \times 10^3}{0,9 \times 315 \times 9,42 \times 10} = 1,514 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 1,514 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

\rightarrow Pas de risque d'entraînement des barres.

4) Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \phi_{L^{\max}}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12; 10; 25 \} = 10 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en **HA8** → $A_t = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

5) Ecartement des barres :

D'après le **RPA2003 Art 7.5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

a) En zone nodale:

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \quad \rightarrow \quad s = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26.80 \text{ cm}$$

$$S_t \geq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \Phi \right\} = \min \{ 8.75; 16.8 \}$$

On prend: **St = 10 cm**

b) En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \quad \text{on prend: } \mathbf{St = 15 \text{ cm}}$$

6) Ancrage des barres (A-6-1-2) :

Ancrage des barres aux appuis :

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

$$\text{Avec : } \tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.52 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

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

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

III-4-2-4) Vérification à l'ELS :

a. Calcul des efforts :

❖ Calcul des moments :

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

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times \frac{qs \cdot l^2}{8} = 0.85 \times \frac{12.567 \times 4.75^2}{8} = 30.13 \text{ KN.m}$$

$$\text{Au appuis : } M_a = -0.3 \times \frac{qs \cdot l^2}{8} = -0.3 \times \frac{12.567 \times 4.75^2}{8} = -10.63 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = qs \times L/2 = 12.567 \times 4.75/2 = 29.85 \text{ KN/ml}$$

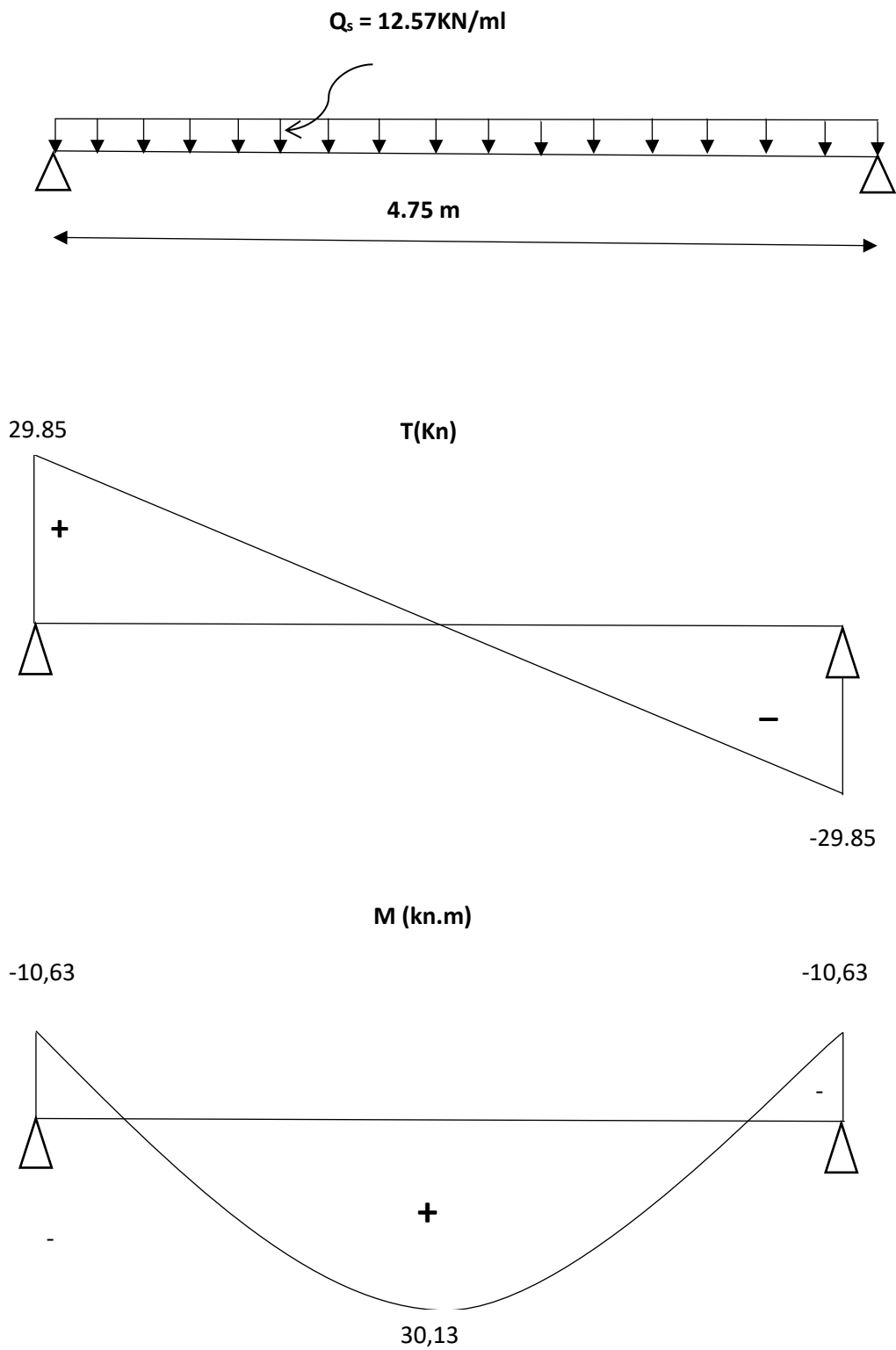


Figure III-4-2: Diagramme des efforts internes à L'ELS.

b. Vérification des contraintes :

Etat limite de compression du béton : $\bar{\sigma}_{bc} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

3. Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{ap}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.05}{25 \times 31,5} = 0,388$$

$$\rho_1 = 0.388 \rightarrow \beta_1 = 0.904 \rightarrow K_1 = 37.08$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{ap} \times \beta \times d} = \frac{10.63 \times 10^6}{305 \times 0.904 \times 315} = 122.39 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{122.39}{37.08} = 3.3 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition est vérifiée.}$$

1. En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 31.5} = 0.586$$

$$\rho_1 = 0.580 \rightarrow \beta_1 = 0.887 \rightarrow K_1 = 29.25$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \times \beta \times d} = \frac{10.63 \times 10^6}{462 \times 0.887 \times 315} = 82.35 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{82.35}{29.25} = 2.82 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{475} = 0.074 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{475} = 0.074 \leq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{30.13}{10 \times 35.44} = 0.085 \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{B_0 \times d} = \frac{3.39}{30 \times 31.5} = 0.0036 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

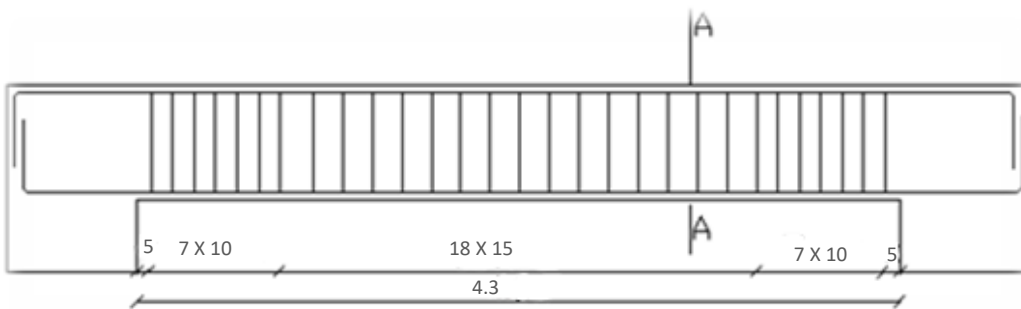
Conclusion :

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le ferrailage des poutres de chaînages celui adopté précédemment :

Les armatures longitudinales:

- En travée : **3HA14**
- Aux appuis : **2HA12 + 1HA10**

Les armatures transversales :



Cadre et épingle en **HA8** :

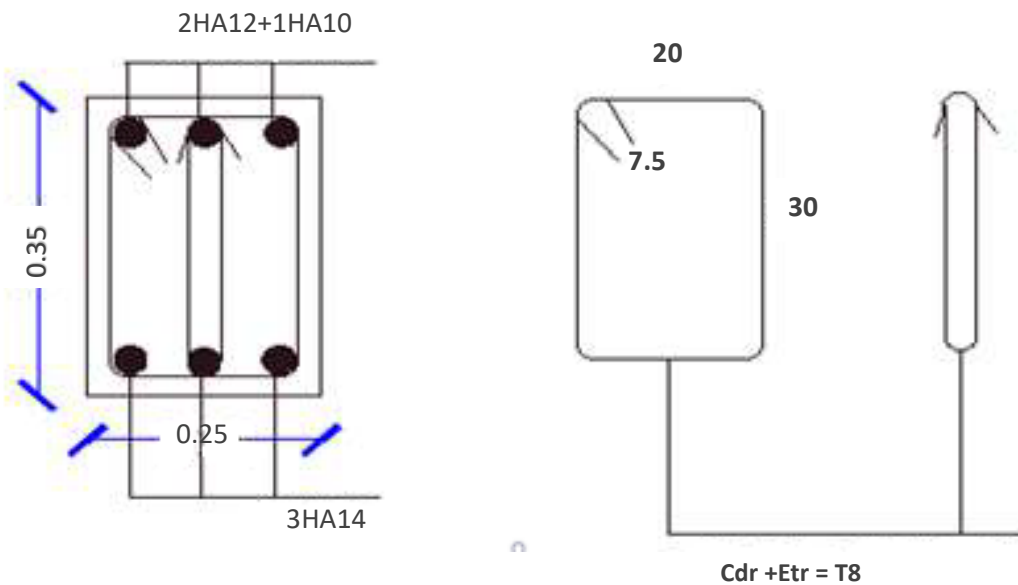


Fig III-4-3: Schéma de ferrailage de la poutre chaînage.

III-5. Calcul des planchers:

Les plancher de ce bâtiment sont réalisés en corps creux plus une dalle de Compression et des poutrelles préfabriquées. Ces planchers sont constitués de :

Nervures: appelées poutrelles de section en T, elle assure la fonction de portance, la distance entre axe des poutrelles est de **65 cm**.

Le remplissage: en corps creux sont utilisées comme coffrage perdu, et comme isolant phonique sa hauteur est de **20 cm**.

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

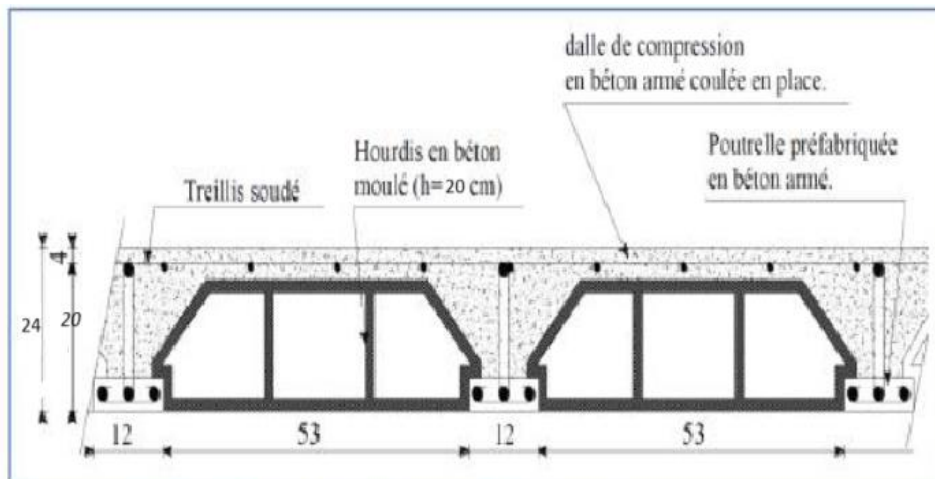
- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux efforts des charges appliquées sur les surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines de charges localisées notamment celles correspondant aux charges.

III-3-1 Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est fabriquée sur place en béton armé, elle doit avoir une épaisseur de 4 cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de (TLE520)

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au (**BAEL 91 art B. 6. 8 , 423**) qui sont :

- **20 cm (5 p.m.)** pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- **33 cm (3 p.m.)** pour les armatures parallèles aux nervures.



III.7: schéma descriptif d'un plancher en corps creux

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A = \frac{4L}{f_e}$$

Avec :

L : la distance entre axes des poutrelles ; ($50 \leq L \leq 80$ cm).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier en MPA

On prend : $L = 65$ cm

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

On Adopte : $5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement : $S_t = \frac{100}{5} = 20$ cm

$20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

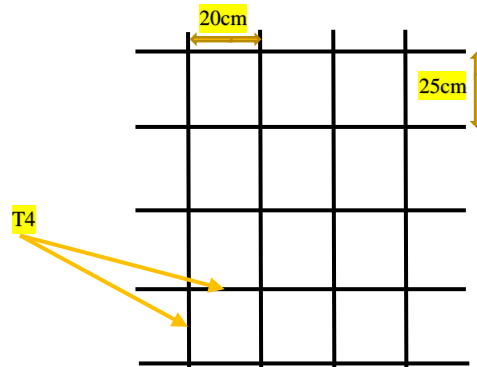
b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315$$

On adopte : **4T4 = 0.5 cm²/ml** avec un espacement : $S_t = \frac{100}{4} = 25$ cm

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, nous adopterons un treillis soudé (TLE250) de maille (200x250 mm²).

**III-3-1-2 Etude de la poutrelle :**

Le calcul des poutrelles est fait en deux étapes :

a : avant le coulage de la dalle de compression.

b : après le coulage de la dalle de compression.

a. Calcul des poutrelles avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter en plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

-Poids propre : $G1 = 25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ KN/ml}$

-Poids du corps creux : $G2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$

-Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

- **Combinaison d'actions :**

✓ **AL'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

✓ **AL'ELS :**

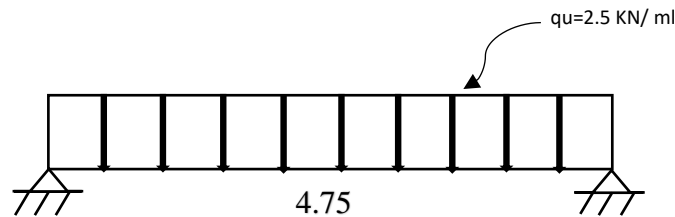
$$q_u = G + Q = 0.12 + 0.62 + 1 = 1.74 \text{ KN/ml}$$

- **calcul du moment isostatique :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

$$M_u = q_u \cdot \frac{l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.75^2}{8}$$

$$M_u = 7.05 \text{ KN.m}$$



- **calcul effort tranchant max :**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 4.75}{2}$$

$$T_u = 5.93 \text{ KN}$$

- **Calcule les armatures**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.05 \times 10^6}{120 \times 25^2 \times 14.2}$$

$$\mu_b = 7.18 > \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{la section est doublement armée.}$$

- **Remarque :**

Vu les faibles dimensions de la section de la poutrelle [12x4(cm²)], il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, donc on doit prévoir un étayage (trois étais intermédiaires par travée) pour soulager à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires.

b: Calcul après coulage de la dalle de compression :

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle est calculée comme une poutre continue, de section en T, avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rives sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples.

- **Charges et surcharges**

Le calcul se fera sur le plancher le plus défavorable (plancher terrasse).

$$G = 5.68 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

- Charges : $G = 5.68 \times 0.65 = 3.692 \text{ KN/ml}$

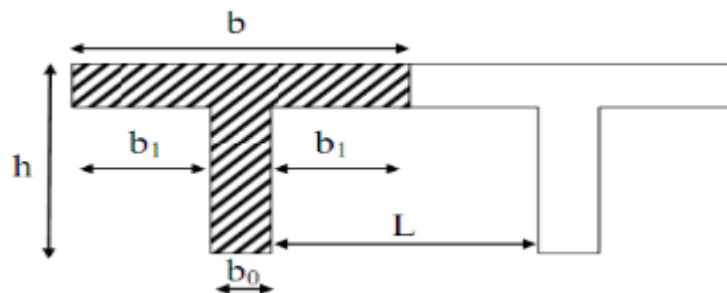
- Surcharges : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN /ml}$

- **Combinaison d'action :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (3.692) + 1.5 (0.65) = 5.9592 \text{ KN /ml}$$

$$\text{ELS : } q_u = G + Q = 3.692 + 0.65 = 4.342 \text{ KN /ml}$$

Dimensionnement de la poutrelle :



- **Largeur de la table de compression « b » :**

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L}{10}, \frac{L - b_0}{2} \right\} \quad \text{avec : } 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$$

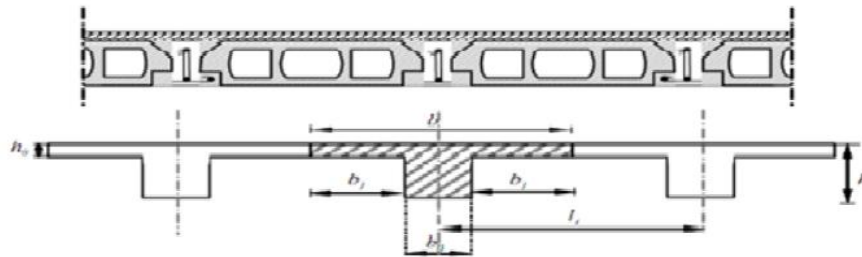


Fig. :III.2.2 : Schéma de la table de compression

Avec :

La hauteur de la poutrelle est : $h_t = 20$ cm

La hauteur de la dalle de compression est : $h_0 = 4$ cm

La longueur libre entre axes de poutrelles : $L_1 = 65$ cm

La longueur libre entre nœuds d'appuis $L = 4.75$

Un plancher en corps creux $\rightarrow h_t = 24$ cm (20+04)

Donc : notre poutrelle : { $h_t = 20$ cm , $b_0 = 12$ cm , $h_0 = 04$ cm }

*Chapitre III***Détermination de la largeur "b₁" (BAEL91/Art A.4.1 ,4) :**

Choix de b_1 : le calcul de la largeur "b₁" se fait à partir des conditions suivantes :

$$b_1 \leq \frac{L_1 - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{475}{10} = 47.5 \text{ cm}$$

Avec : $6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \rightarrow 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm}$

Soit $b_1 = 26.5$ cm pour avoir $b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65$ cm

❖ **Choix de la méthode de calcul**

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que :

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

L'application de la méthode forfaitaire de calcul implique que les conditions suivantes soient réunies (**BAEL 91 modifier 99-A 6, 2,210**)

Hypothèses :

- La valeur de la surcharge respecte la condition : $q \leq \max (2G ; 5\text{KN} / \text{m}^2)$

*On a $g = G \times 0.65 = 5.5 \times 0.65 = 3.575 \text{ kn/ml}$

$q = Q \times 0.65 = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ kn/ml}$

On doit vérifier : $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN}/\text{m}^2)$

$$Q \leq \max (2 \times 3.575 ; 5\text{KN}/\text{m}^2)$$

$$1.625 \leq \max (4.75 ; 5\text{KN}/\text{m}^2) \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

*Les moments d'inerties des sections transversales est le même dans les différentes travées

* Le rapport de deux portées successives des différentes travées est compris entre 0,8 et 1,25 ($0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$)

* La fissuration est considérée comme non préjudiciable

Conclusion :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable dans notre cas

On utilise la méthode des trois moments :

$$G = 5.68 \text{ KN}/\text{m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN}/\text{m}^2$$

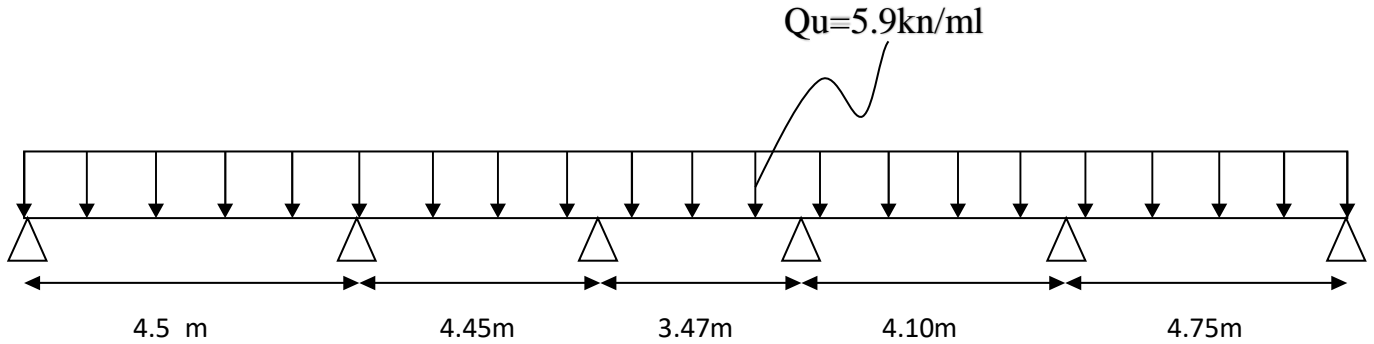
- Charges : $G = 5.68 \times 0.65 = 3.692 \text{ KN/ml}$
- Surcharges : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN /ml}$

Combinaison d'action :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (3.692) + 1.5 (0.65) = 5.9592 \text{ KN /ml}$$

$$\text{ELS} : q_u = G + Q = 3.692 + 0.65 = 4.342 \text{ KN /ml}$$

Type de poutrelle :



Type 01 : (Coupe 1-1) :

a) Calcul des moments fléchissant :

Moments aux appuis :

Appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	q_u (kN/ml)	$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = -\left(\frac{q_l^3}{4} + \frac{q_{i+1}l_{i+1}^3}{4}\right)$	M_i (kN.m)
1	0	4.5	5.9592	$9M_1 + 4.5M_2 = -135.758$	-9.795
2	4.5	4.45	5.9592	$4.5M_1 + 17.9M_2 + 4.45M_3 = -267.040$	-10.576
3	4.45	3.47	5.9592	$4.45M_2 + 16.44M_3 + 3.47M_4 = -193.529$	-7.558
4	3.47	4.10	5.9592	$3.47M_3 + 15.14M_4 + 4.10M_5 = -164.925$	-6.399
5	4.10	4.75	5.9592	$4.10M_4 + 17.7M_5 + 4.75M_6 = -262.343$	-10.197
6	4.75	0	5.9592	$4.75M_5 + 9.5M_6 = -159.664$	-11.708

Tableau III.2.1 : Moments aux appuis

NB : La résolution de système d'équations s'est fait avec le logiciel MATLAB.

Remarque :

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées.

• **Calcul des moments corrigés aux appuis :**

$$M_1 = M_1 - \frac{1}{3} M_1 = -9.795 - \frac{1}{3} (-9.795) = -6.53 \text{ kn.m}$$

$$M_2 = M_2 - \frac{1}{3} M_2 = -10.576 - \frac{1}{3} (-10.576) = -7.05 \text{ kn.m}$$

$$M_3 = M_3 - \frac{1}{3} M_3 = -7.558 - \frac{1}{3} (-7.558) = -5.038 \text{ kn.m}$$

$$M_4 = M_4 - \frac{1}{3} M_4 = -6.399 - \frac{1}{3} (-6.399) = -4.286 \text{ kn.m}$$

$$M_5 = M_5 - \frac{1}{3} M_5 = -10.197 - \frac{1}{3} (-10.197) = -6.798 \text{ kn.m}$$

$$M_6 = M_6 - \frac{1}{3} M_6 = -11.708 - \frac{1}{3} (-11.708) = -7.805 \text{ kn.m}$$

Moments en travées :

(Moment à l'abscisse de la travée (i+1))

$$M(x) = \mu(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Avec :

$$\mu(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2$$

(X : la position du point dont le moment est maximale.)

M(x) on prend la valeur maximale quand T(x) = 0 c'est-à-dire :

$$X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{qiL_{i+1}}$$

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné :

$$M(x) = q * \frac{L_{i+1}}{2} * x - \frac{q}{2} x^2 + M_i + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \right) x$$

Travée	L (m)	qu (kN/m)	M _i (kN.m)	M _{i+1} (kN.m)	X (m)	M _t (x) (kN.m)
1-2	4.5	5.9592	-6.53	-7.05	2.23	6.936
2-3	4.45	5.9592	-7.05	-5.038	2.30	8.723
3-4	3.47	5.9592	-5.038	-4.286	1.77	4.31
4-5	4.10	5.9592	-4.286	-6.798	1.94	7.01
5-6	4.75	5.9592	-6.798	-7.805	2.33	9.508

Tableau III.2.2 : Moments en travées

• Calcul des moments corrigés aux travées :

$$M_{1-2} = M_{1-2} + \frac{1}{3} M_{1-2} = 6.936 + \frac{1}{3}(6.936) = 9.248 \text{ kn.m}$$

$$M_{2-3} = M_{2-3} + \frac{1}{3} M_{2-3} = 8.723 + \frac{1}{3}(8.723) = 11.63 \text{ kn.m}$$

$$M_{3-4} = M_{3-4} + \frac{1}{3} M_{3-4} = 4.31 + \frac{1}{3}(4.31) = 5.746 \text{ kn.m}$$

$$M_{4-5} = M_{4-5} + \frac{1}{3} M_{4-5} = 7.01 + \frac{1}{3}(7.01) = 9.346 \text{ kn.m}$$

$$M_{5-6} = M_{5-6} + \frac{1}{3} M_{5-6} = 9.508 + \frac{1}{3}(9.508) = 12.677 \text{ kn.m}$$

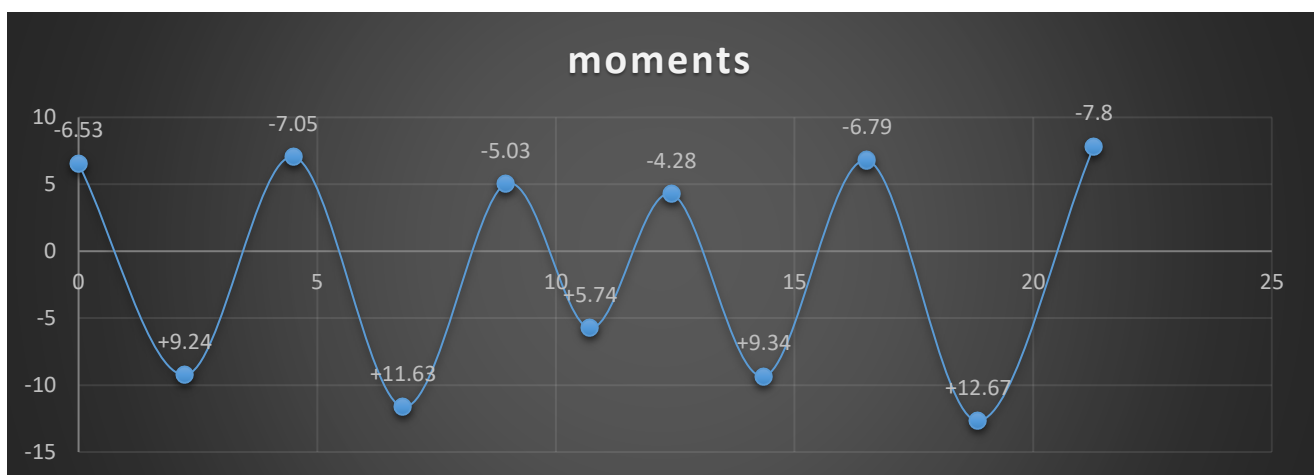
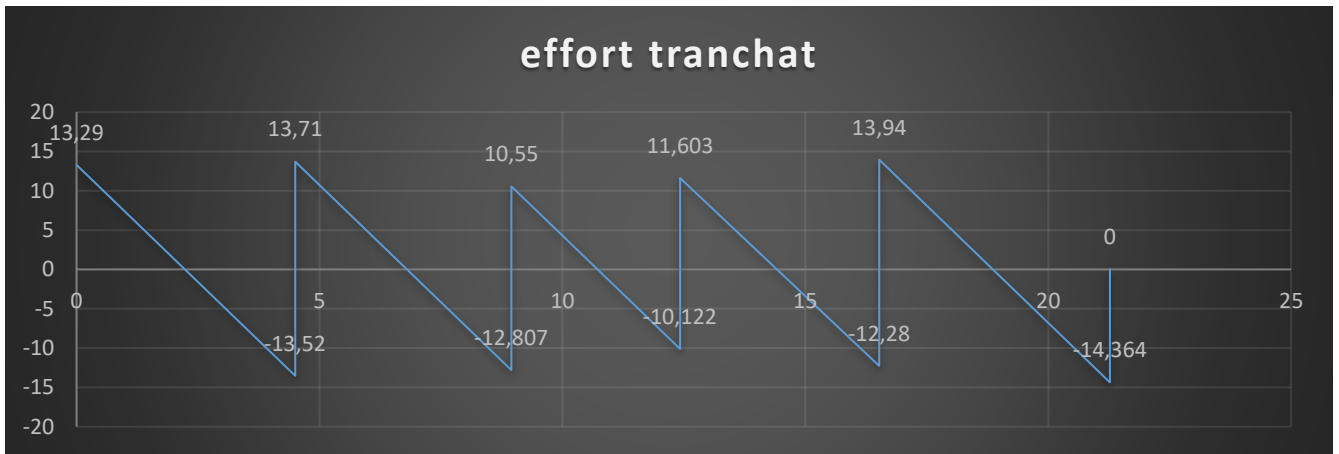
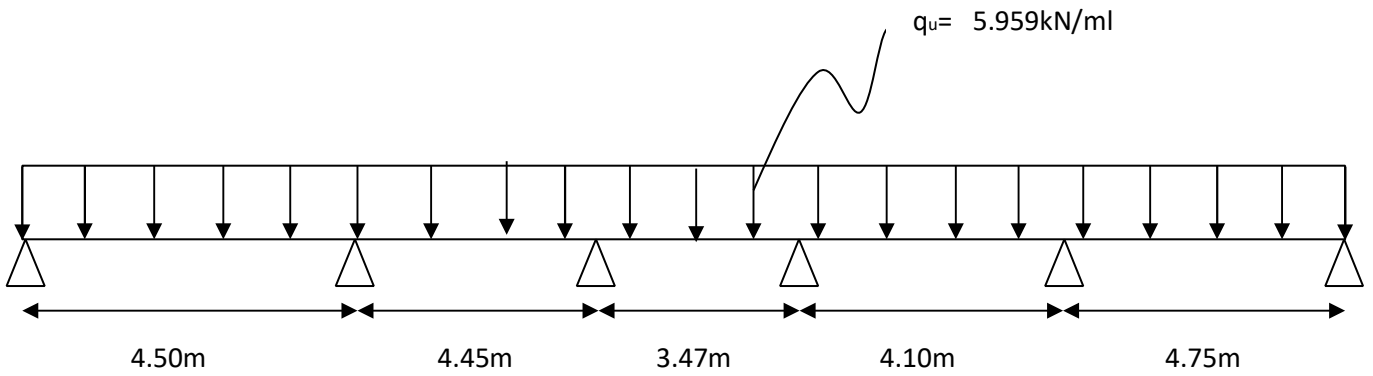
b) Calcul des efforts tranchants :

$$V_u(x) = \frac{q_u l_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Travées	L(m)	q _u (kN/m)	M _i (kN.m)	M _{i+1} (kN.m)	V(x) (kN)	
					X=0	X=l
1-2	4.5	5.9592	-6.53	-7.05	13.29	-13.52
2-3	4.45	5.9592	-7.05	-5.038	13.71	-12.807
3-4	3.47	5.9592	-5.038	-4.286	10.555	-10.122
4-5	4.1	5.9592	-4.286	-6.798	11.603	-12.828
5-6	4.75	5.9592	-6.798	-7.805	13.94	-14.364

Tableau III.2.3: Efforts tranchant

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :



Ferraillage à l'ELU :

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

a) Armature longitudinales :

En travées :

Le moment maximal en travée :

$$M_t^{\max} = 12.677 \text{ KN.m}$$

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

$$b = 65\text{cm}; b_0 = 12\text{cm}; h = 24\text{cm}; h_0 = 4\text{cm}; d = 21.5\text{cm}; c = 2.5\text{cm}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.215 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 14.2$$

$$M_0 = 71.99 \text{ KNm}$$

$$M_t^{\max} < M_0$$

⇒ l'axe neutre se trouve dans la table de compression.

- Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b X h) = (65 X 24)).

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.677 \cdot 10^3}{65 \times 21.5^2 \times 14,2} = 0,0296 \text{ cm}^2$$

$\mu < \mu_1 = 0.392$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0,029 \Rightarrow \beta = 0,9853$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA} \text{ Donc}$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{12.677 \cdot 10^3}{0,9853 \times 21.5 \times 348} = 1.71 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 2HA10 + 1HA8 = 1.57 + 0.5 = 2,07[\text{cm}^2]$

Aux appuis

Le moment max aux appuis :

Max

$M_a = -7.805 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{7.805 \times 10^3}{12 \times 21.5^2 \times 14,2} = 0,099$$

$\mu < \mu_l = 0.099$: La section est simplement armée

$$\mu = 0,099 \Rightarrow \beta = 0,947$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \left(\frac{f_e}{\gamma} \right)} = \frac{7.805 \times 10^3}{0,947 \times 21.5 \times 348} = 1.10 \text{ cm}^2$$

Soit

$A_a = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

Armature transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par (**Art A.7.2.12, BAEL91**):

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{24}{35}, \frac{12}{10}, 1 \text{ cm} \right\} = 0.69 \text{ cm}$$

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures transversales.

On choisit un cadre $\phi 8$; avec $A_t = 2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de : $\phi 8$.

L'espace des cadres :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 21.5, 40 \text{ cm}) = 19,35 \text{ cm}$$

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

Conclusion

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers en HA8,
Avec un espacement $S_t = 20$ cm sur la totalité de la poutre.

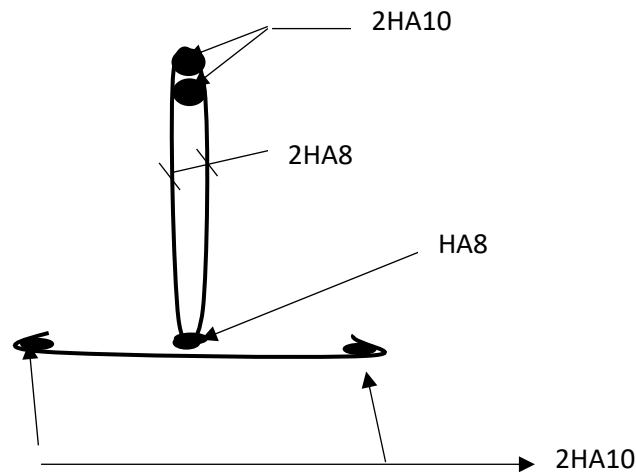


fig III. 5. 3 : ferrailage de la poutrelle

Vérification à l'ELU :

a) vérification de la condition de non fragilité (BAEL91, A4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 21,5 \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ en travée : } A_t = 2,07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,69 \text{ cm}^2 \quad (\text{C.V})$$

$$A_{\min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 21,5 \frac{2,1}{400} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ aux appuis : } A_t = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.31 \text{ cm}^2 \quad (\text{C.V})$$

b) vérifications au cisaillement : (art 5.1 ,2.1.1 BAEL 91)

$$T_{\max} = 14.364 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{14.364 \times 10^3}{120 \times 215} = 0,556 \text{ MPA}$$

$$\text{fissuration préjudiciable } \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; [4 \text{ MPA}] \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad (\text{condition vérifiée}).$$

c) vérification de la contrainte d'adhérence (ART A.6.1.3 BAEL91)

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

Ψ_s : coefficient de scellement

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9d \sum u_i} = \frac{14.364 \times 10^3}{0.9 \times 215 \times 87.92} = 0.785 \text{ MPA}$$

Avec $\sum u_i$: somme des périmètres des armatures.

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = (2 \times 3.14 \times 10) + (1 \times 3.14 \times 8) = 87.92 \text{ mm}$$

$$\tau_{se=0.785} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

d) Ancrages des barres : (ART A.6.1.22.1 BAEL modifiée 99)

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont ancrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}, \quad l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$\tau_s = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2.84 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$$

Forfaitairement $L_s = 40 \text{ cm}$.

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

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$l_c = 0,4 \times 35.27 = 14.1$$

On opte pour $l_c = 15 \text{ cm}$. (ART A.6.1.253 BAEL99)

$$L_a = 0.4l_s = 0.40 \times 40 = 16 \text{ on prend } L_a = 17 \text{ cm.}$$

L_a : longueur hors crochets normaux adoptée.

e) **Influence de l'effort tranchant sur le béton et l'acier (ART A.5.1.313/BAEL91)**

On doit vérifier que :

1) **sur le béton :**

$$T_{\max} \leq 0,267 b_0 \times a \times f_{c28} \text{ avec } a = 0.9d$$

$$T_{\max} \leq 0,267 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.215 \times 10^3 \times 25 = 154.99 \text{ KN.}$$

Appuis de rive : $T_{\max} = 14.364 \text{ KN} \leq 154.99 \text{ KN}$.

Appuis intermédiaires : $T_{\max} = 12.828 \text{ KN} \leq 154.99 \text{ KN}$.

2) **sur l'acier :**

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1.15}{f_e} (T_{\max} + H)$$

$$H = \frac{M_{a \max}}{0.9d}$$

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} \left(14.364 + \frac{7.805}{0.9 \times 0.215} \right) = 0.157 < 1.57$$

→ Les armatures calculées sont suffisantes.

f) Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires

On doit vérifier que $\sigma_{bc}^{\max} = \frac{T^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec $a = 0.9d$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1.3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{14.364 \cdot 10^3}{0.9 \times 215 \times 120} = 0.618 < \bar{\sigma}_{bc}$$

(Condition vérifiée)

Calcul à l'ELS :

Moment de flexion à l'E.L.S (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient : $\frac{q_s}{q_u}$

Combinaison d'action :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (3.692) + 1.5 (0.65) = 5.9592 \text{ KN /ml}$

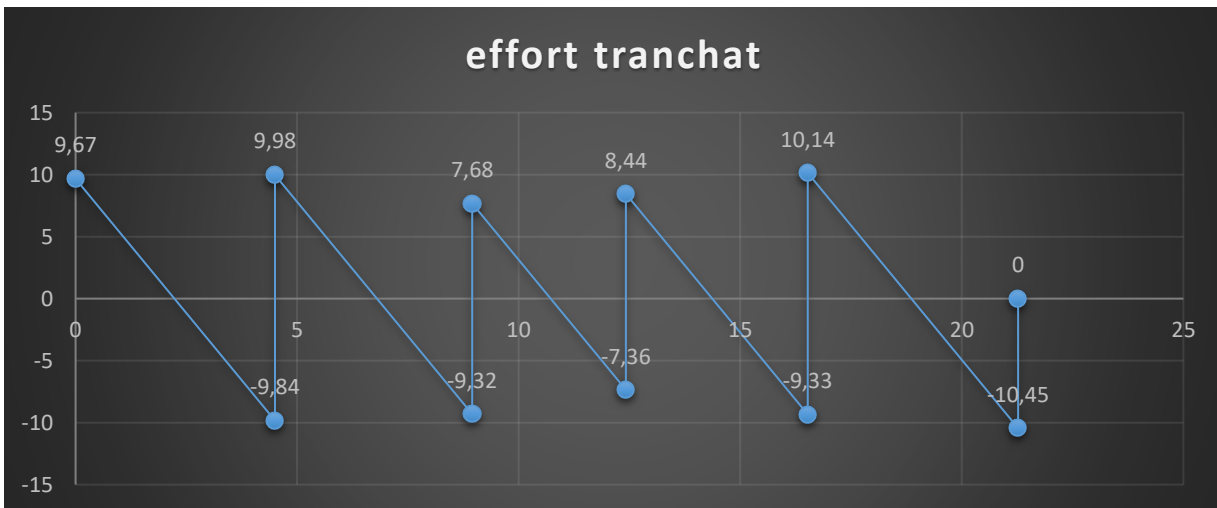
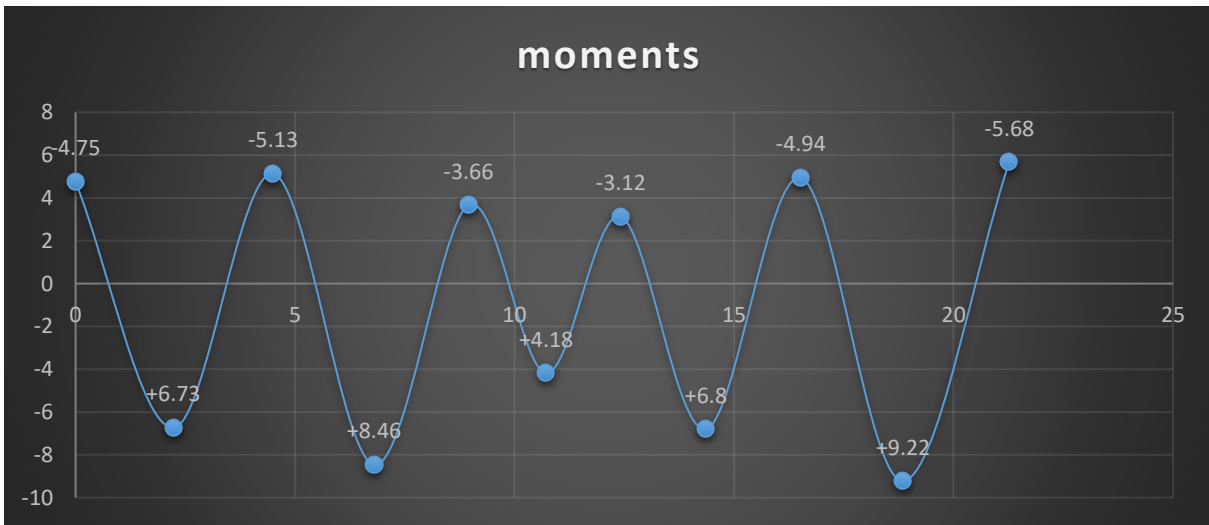
ELS : $q_s = G + Q = 3.692 + 0.65 = 4.342 \text{ KN /ml}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.342}{5.959} = 0.728$$

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
M_w (KN.m)	-4.753	-5.132	-3.66	-3.12	-4.948

M_e (KN.m)	-5.132	-3.66	-3.12	-4.948	-5.682
T_w (KN)	9.675	9.98	7.684	8.446	10.148
T_e (KN)	-9.842	-9.323	-7.368	-9.338	-10.456
M_t (KN.m)	6.73	8.466	4.183	6.803	9.228

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :



5 .vérification des contraintes à l'ELS

a) Résistance à la compression du béton

En travée :

$$M_t^{\max} = 9.228 \text{ KN.m avec : } A_{st} = 2,07 \text{ cm}^2 \text{ (ELU) en travées}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 2.07}{12 \times 21.5} = 0.802$$

$$\rho_1 = 0.802 \rightarrow \beta_1 = 0.872, k_1 = 24.06$$

La contrainte des aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{9.228 \times 10^3}{0.872 \times 21.5 \times 2.07} = 237.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{237.78}{24.06} = 9.88 \text{ MPa} < 15 \text{ Mpa (condition vérifiée)}$$

Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 5.682 \text{ KN.m}$$

La section d'armature adoptée à l'ELU aux appuis est $A_a = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 21.5} = 0.608$$

$$\rho_1 = 0.608 \rightarrow \beta_1 = 0.885, k_1 = 28.48$$

La contrainte des aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{5.682 \times 10^3}{0.885 \times 21.5 \times 1.57} = 190.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{190.2}{28.48} = 6.67 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa (condition vérifiée)}$$

La vérification étant satisfaite, donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

6) Vérification de la flèche

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de **BAEL (ART B.6.8, 424)** précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de Procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : longueur de la travée entre nœud d'appuis.

M_t : Moment fléchissant maximum de la travée supposé indépendant et reposent sur deux appuis libre. = 9.228kn.m

b_0 : Largueur de la nervure.

M_0 : Moment isostatique de travée. = $4.342 * 4.75^2 / 8 = 12.24$ kn.m

d : Hauteur utile de la section droite.

$$1) \frac{h}{l} = \frac{24}{475} = 0.050 \geq \frac{1}{22.5} = 0.0444 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{h}{L} = 0.050$$

$$\text{Avec : } \frac{M_t}{15M_0} = \frac{9.228}{15(12.24)} = 0.049 \rightarrow 0.050 > 0.049 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

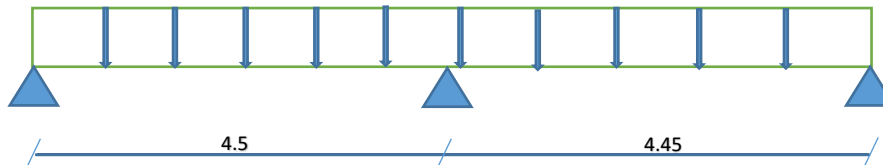
$$3) \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{2.07}{12 * 21,5} = 0.00802 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

Conclusion :

- Travée : HA8+2HA10= 2.07 cm².
- Appuis 2HA10= 1.57 cm²

2^{em} type de poutrelles :



a) Calcul des moments fléchissant :

Moments aux appuis :

Tableau III.3.8 : Moments aux appuis

Appuis	L _i (m)	L _{i+1} (m)	q _u (kN/ml)	$M_{i-1} l_i + 2M_i(l_i+l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = - \left(\frac{q l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right)$	M _i (kN.m)
1	0	4.5	5.9592	9M ₁ +4.5M ₂ = -135.758	-10.11
2	4.5	4.45	5.9592	4.5M ₁ +17.9M ₂ +4.45M ₃ =-267.040	-9.94
3	4.45	0	5.9592	4.45M ₂ +8.9M ₃ =-131.27	-9.77

NB : La résolution de système d'équations s'est fait avec le logiciel **MATLAB**.

Remarque :

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées.

- Calcul des moments corrigés aux appuis :

$$M_1 = M_1 - \frac{1}{3} M_1 = -10.11 - \frac{1}{3} (-10.11) = -6.74 \text{ kn.m}$$

$$M_2 = M_2 - \frac{1}{3} M_2 = -9.94 - \frac{1}{3} (-9.94) = -6.62 \text{ kn.m}$$

$$M_3 = M_3 - \frac{1}{3} M_3 = -9.77 - \frac{1}{3} (-9.77) = -6.51 \text{ kn.m}$$

Moments en travées :

(Moment à l'abscisse de la travée (i+1))

$$M(x) = \mu(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Avec :

$$\mu(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2$$

(X : la position du point dont le moment est maximale.)

M(x) on prend la valeur maximale quand T(x) = 0 c'est-à-dire :

$$X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{qL_{i+1}}$$

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné :

$$M(x) = q \cdot \frac{L_{i+1}}{2} \cdot x - \frac{q}{2} x^2 + M_i + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \right) x$$

Travée	L (m)	qu (kN/m)	M _i (kN.m)	M _{i+1} (kN.m)	X (m)	M _t (x) (kN.m)
1-2	4.5	5.9592	-6.74	-6.62	2.25	8.40
2-3	4.45	5.9592	-6.62	-6.51	2.22	8.185

Tableau III.2.3 : Moments en travées

• **Calcul des moments corrigés aux travées :**

$$M_{1-2} = M_{1-2} + \frac{1}{3} M_{1-2} = 8.40 + \frac{1}{3}(8.40) = 11.2 \text{ kn.m}$$

$$M_{2-3} = M_{2-3} + \frac{1}{3} M_{2-3} = 8.185 + \frac{1}{3}(8.185) = 10.91 \text{ kn.m}$$

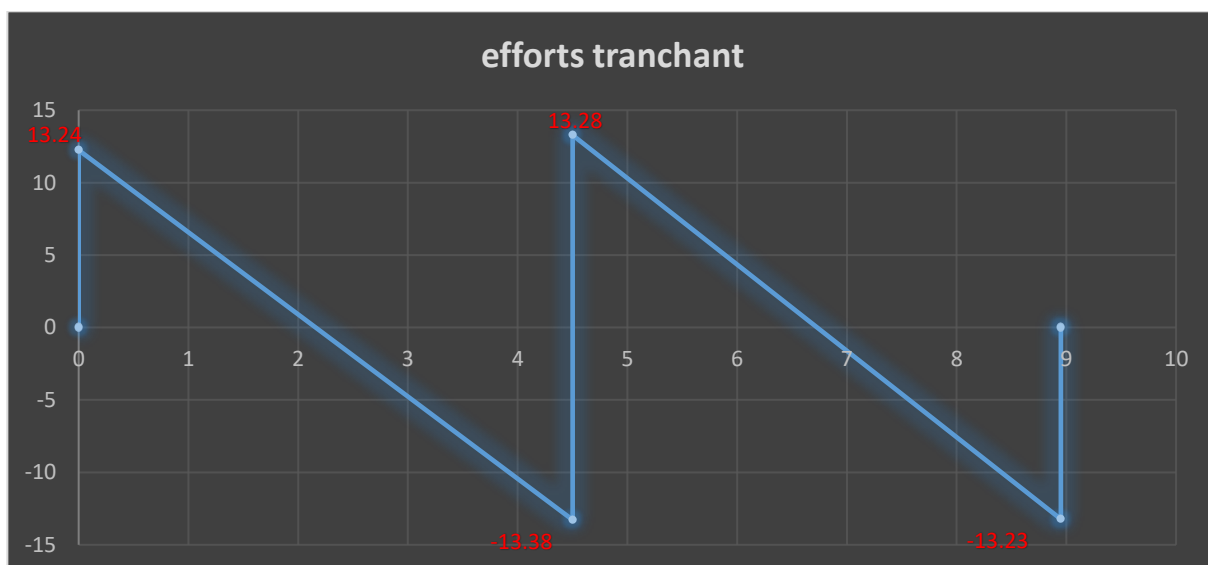
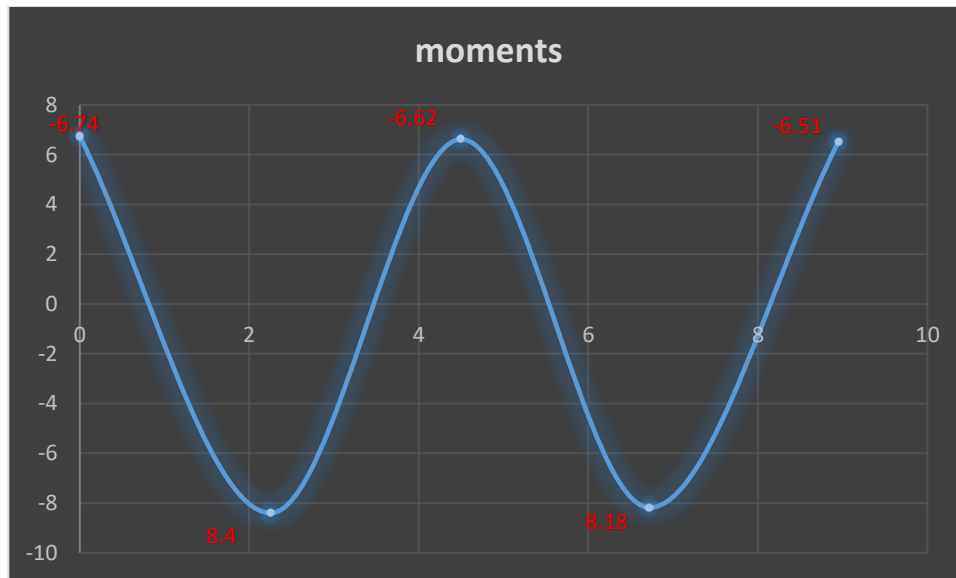
3-c) Calcul des efforts tranchants

$$V_u(x) = \frac{q_u l_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

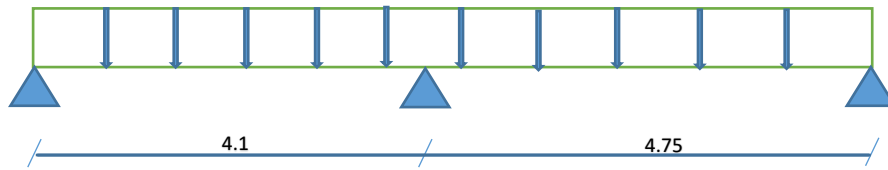
Travées	L(m)	q_u (kN/m)	M_i (kN.m)	M_{i+1} (kN.m)	V(x) (kN)	
					X=0	X=l
1-2	4.5	5.9592	-6.74	-6.62	13.243	-13.38
2-3	4.45	5.9592	-6.62	-6.51	13.28	-13.23

Tableau III.6.4: Efforts tranchant

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant :



3^{em} type de poutrelles :



a) Calcul des moments fléchissant :

Moments aux appuis :

Tableau III.3.8 : Moments aux appuis

Appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	q_u (kN/ml)	$M_{i-1}L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}L_{i+1} = -\left(\frac{qL_i^3}{4} + \frac{qL_{i+1}^3}{4}\right)$	M_i (kN.m)
1	0	4.1	5.9592	$8.2M_1 + 4.1M_2 = -102.675$	-7.58
2	4.1	4.75	5.9592	$4.1M_1 + 17.7M_2 + 4.75M_3 = -262.33$	-9.8810
3	4.75	0	5.9592	$4.75M_2 + 9.5M_3 = -159.65$	-11.86

NB : La résolution de système d'équations s'est fait avec le logiciel **MATLAB**.

Remarque :

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées.

• Calcul des moments corrigés aux appuis :

$$M_1 = M_1 - \frac{1}{3} M_1 = -7.58 - \frac{1}{3} (-7.58) = \mathbf{-5.05 \text{ kn.m}}$$

$$M_2 = M_2 - \frac{1}{3} M_2 = -9.8810 - \frac{1}{3} (-9.8810) = \mathbf{-6.58 \text{ kn.m}}$$

$$M_3 = M_3 - \frac{1}{3} M_3 = -11.86 - \frac{1}{3} (-11.86) = \mathbf{-7.90 \text{ kn.m}}$$

Moments en travées :

(Moment à l'abscisse de la travée (i+1))

$$M(x) = \mu(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Avec :

$$\mu(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2$$

(X : la position du point dont le moment est maximale.)

M(x) on prend la valeur maximale quand T(x) = 0 c'est-à-dire :

$$X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{qiL_{i+1}}$$

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné :

$$M(x) = q * \frac{L_{i+1}}{2} * x - \frac{q}{2} x^2 + M_i + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \right) x$$

Travée	L (m)	q _u (kN/m)	M _i (kN.m)	M _{i+1} (kN.m)	X (m)	M _t (x) (kN.m)
1-2	4.1	5.9592	-5.05	-6.58	1.98	6.71
2-3	4.75	5.9592	-6.58	-7.90	2.32	13.92

Tableau III.2.5 : Moments en travées

• Calcul des moments corrigés aux travées :

$$M_{1-2} = M_{1-2} + \frac{1}{3} M_{1-2} = 6.71 + \frac{1}{3}(6.71) = \mathbf{8.94 \text{ kn.m}}$$

$$M_{2-3} = M_{2-3} + \frac{1}{3} M_{2-3} = 13.92 + \frac{1}{3}(13.92) = \mathbf{18.56 \text{ kn.m}}$$

Calcul des efforts tranchants

$$V_u(x) = \frac{q_u l_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

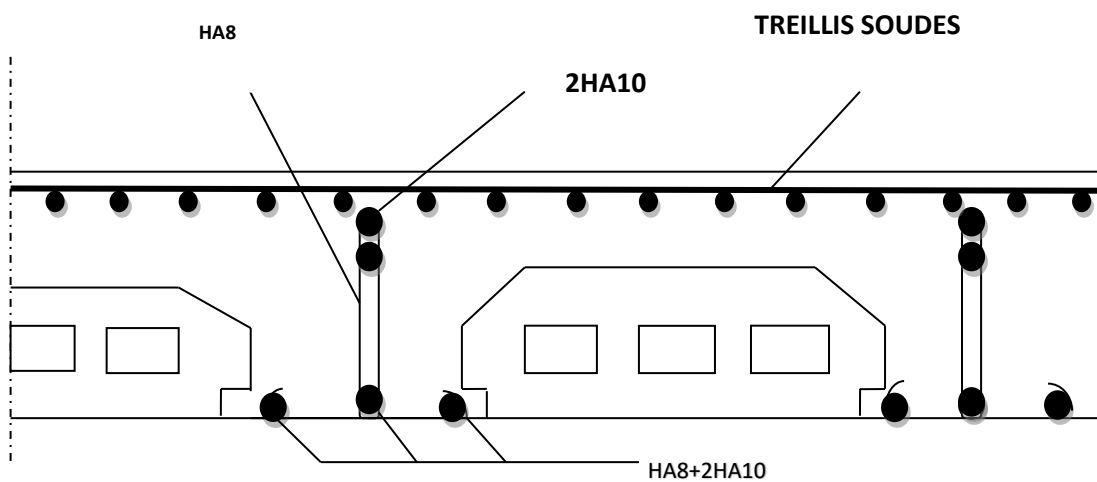
Travées	L(m)	q _u (kN/m)	M _i (kN.m)	M _{i+1} (kN.m)	V(x) (kN)
---------	------	-----------------------	-----------------------	-------------------------	-----------

					X=0	X=1
1-2	4.1	5.9592	-5.05	-6.58	11.84	-12.58
2-3	4.75	5.9592	-6.58	-7.90	13.87	-14.43

Tableau III.5.2.6: Efforts tranchant

Conclusion : pour tout le plancher on va appliquer :

- Travée : HA8+2HA10= 2.07 cm².
- Appuis 2HA10= 1.57 cm²



III-6. Etude de la poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 3,60 m (entre nu d'appuis).

III.2.1 Pré dimensionnement :

❖ Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{347}{15} \leq h_t \leq \frac{347}{10} \Rightarrow 23.13 \leq h_t \leq 34.7 \quad \text{On adopte } h_t = 30[\text{cm}].$$

Avec :

h_t : hauteur de la poutre.

L_{\max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

❖ Largeur :

La largeur de la poutre palière est donnée par :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

$$12\text{cm} \leq b \leq 21 \approx 25 \text{ cm.}$$

On opte pour :

$$b = 25\text{cm}$$

a) Vérification des conditions de RPA

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 30[\text{cm}] \geq 25[\text{cm}] \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)} \\ b = 25[\text{cm}] \geq 20[\text{cm}] \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4 \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée).} \end{array} \right.$$

Donc la poutre palière est de dimension $(b \times h) = (25 \times 30) [\text{cm}^2]$.

III.2.2 détermination des charges et surcharges :

a). Charge permanente :

Poids propre de la poutre palière :

$$G = 0.3 \times 0.25 \times 25 = 1.875 \text{ kN/ml}$$

❖ Surcharge d'exploitation :

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

❖ L'effort tranchant à l'appui A :

ELU: $T_u = R_A^u = 48.81 \text{ KN/ml}$

ELS: $T_S = R_{A^s} = 35.20 \text{ KN/ml}$

III.2.3 Combinaison de charges :

ELU: $q_u = 1.35G + T_u = (1.35 \times 1.87) + 48.81 = 51.33 \text{ KN/ml}$

ELS: $q_s = G + T_S = 1.87 + 35.20 = 37.07 \text{ KN/ml}$

III.2.4 calculs a l'ELU :

1. Calcul des efforts internes à L'ELU :

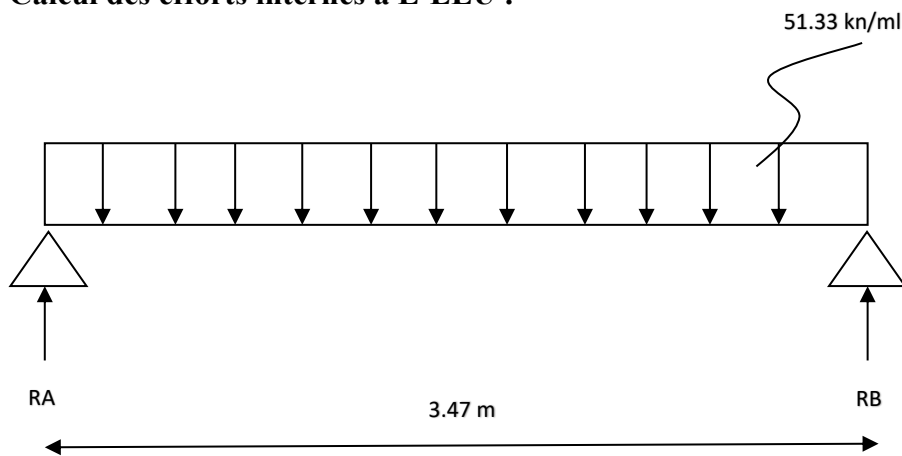


Figure III.2.1 : schéma statique de la poutre palière a l'ELU

• Effort tranchants :

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{51.33 \times 3.47}{2} = 89.05 \text{ [KN]}$$

❖ Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{51.33 \times 3.47^2}{8} = 77.25 \text{ [KN]}$$

❖ Moment corrigé :

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 65.66 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = - 0.3 M_0 = - 23.17 \text{ KN.m}$

2. Diagramme des efforts interne :

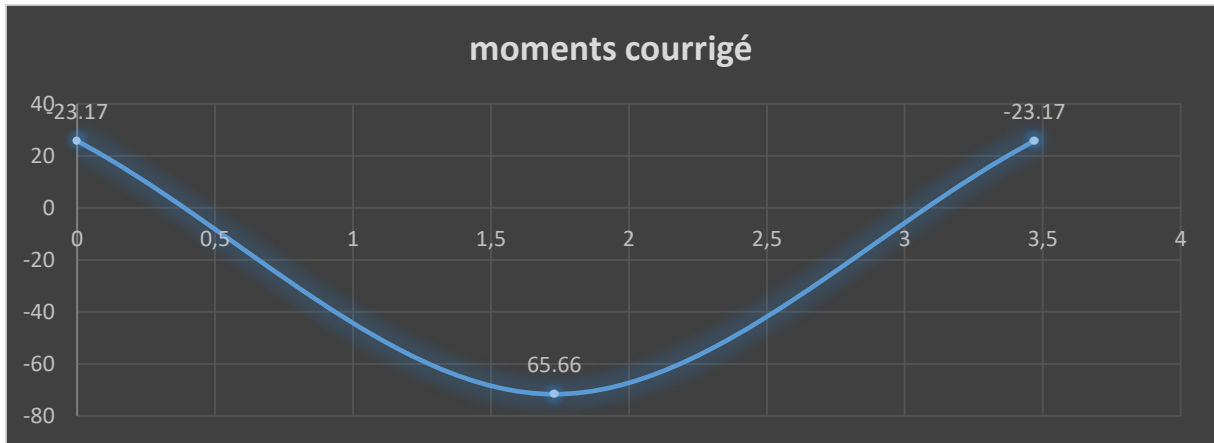


Figure III.2.2 : Diagramme des efforts internes de la poutre palière a l'ELU

III .2.5: Calculs a l'ELS :

1. Calcul des efforts internes à L'ELS

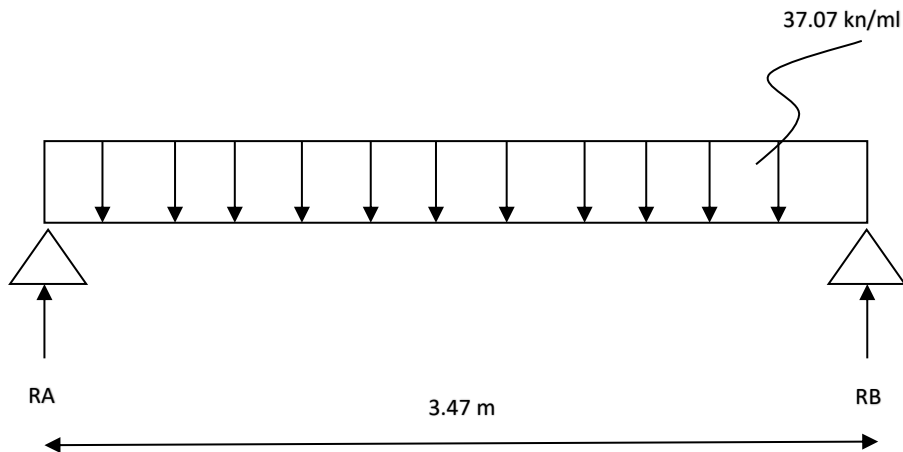


Figure III.2.3 : schéma statique de la poutre palière a l'ELS

❖ Calcul des efforts tranchants

$$T_s = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{37.07 \times 3.47}{2} = 64.31 [\text{KN}]$$

❖ Calcul des moments isostatiques

$$M_s = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{37.07 \times 3.47^2}{8} = 55.79 [\text{KN}]$$

On tenant compte des semi-encastres on aura :

$$\begin{cases} \text{Aux appuis : } M_a = -0.3M_{\max} = -0.3 \times 40.5 = -16.73 [\text{KN.m}]. \\ \text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_{\max} = 0.85 \times 40.5 = 47.42 [\text{KN.m}]. \end{cases}$$

2. Diagramme des efforts interne :

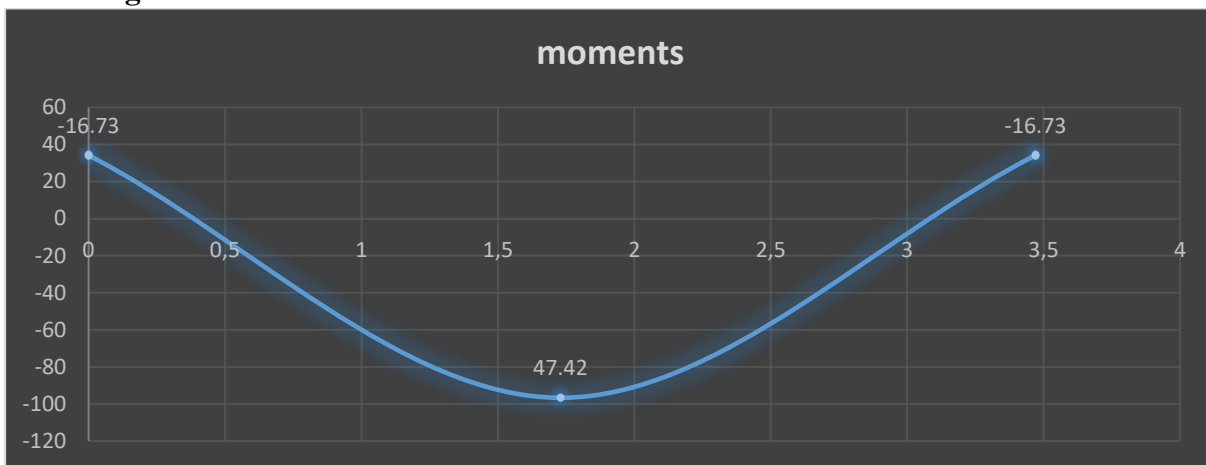


Figure III.2.4 : Diagramme des efforts internes de la poutre palière à l'ELS

III.2.6 ferrailage à ELU :

1. Les armatures longitudinales :

Avec:

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 65.66 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 M_0 = -23.17 \text{ KN.m}$

$b = 25 \text{ cm}$

$d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$

❖ Calcul des armatures longitudinales

➤ Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23.17 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.083$$

$$\mu = 0.083 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.083 \Rightarrow \beta = 0.956$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{23.17 \times 10^3}{0.956 \times 28 \times 348} = 2.48 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 [\text{cm}^2]$$

➤ En travée

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{65.66 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.235$$

$$\mu = 0.235 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.863$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{65.66 \times 10^3}{0.863 \times 28 \times 348} = 7.80 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 5\text{HA}16 = 10.05 [\text{cm}^2]$$

4) Les vérifications

La vérification à L'ELUCondition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91)

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.279 [\text{cm}^2] \left\{ \begin{array}{l} \text{▪ Aux appuis: } A_{st} = 3.39_{[\text{cm}]} \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \text{▪ En travée : } A_{st} = 10.05 \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (Art A.6.1.3 BAEL91)

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{\tau_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i} \leq \bar{\tau} = \Psi \cdot f_{t28}$$

Avec : $\bar{\tau} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ [MPa] acier **HA** $\Rightarrow \Psi = 1.5$

τ : Contrainte d'adhérence.

$\bar{\tau}$: Contrainte limite d'adhérence.

Appuis 3HA12

$\sum u_i$: Sommes des périmètres utiles des barres. ;

$$\sum n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \Rightarrow \sum U_i = 113.04 [\text{mm}].$$

Avec : $\begin{cases} \phi = \text{diamètre d'une barre} \Rightarrow 12 \text{ [cm]} \\ n = \text{nombre des barres} \Rightarrow 3 \text{ barres} \end{cases}$

$$\tau_{se} = \frac{23.17 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.04} = 0.813 \text{ [MPa]} < 3.15 \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée).}$$

Travée : **5 HA16**

$\sum u_i$: Sommes des périmètre utiles des barres. ;
 $\sum n. \pi. \phi = 5 \times 3.14 \times 16 = 251.2 \Rightarrow \sum U_i = 251.2 \text{ [mm].}$

Avec : $\begin{cases} \phi = \text{diamètre d'une barre} \Rightarrow 14 \text{ [cm]} \\ n = \text{nombre des barres} \Rightarrow 6 \text{ barres} \end{cases}$

$$\tau_{se} = \frac{65.66 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 251.2} = 1.037 \text{ [MPa]} < 3.15 \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée).}$$

Vérification au cisaillement (Art A.5.1.211 BAEL91)

Vérification de la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } V_{u \max} = 89.05 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{89.05 \times 10^3}{250 \times 280} = 1.27 \text{ [MPa]}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4_{\text{[MPa]}} \right\} = \{2.5 ; 4\} = 2.5 \text{ [MPa]}$$

$\tau_u = 1.27 < \bar{\tau}_u = 2.5 \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée).}$

Influence de L'effort tranchant au niveau des appuis : (Art A.5.1.3 BAEL91)

❖ Influence sur le béton (Art A.5.4.313 BAEL91)

On doit Vérifier que : $V_u^{max} \leq \bar{V}_u$

$$\frac{2 \times \bar{V}_u}{b \times a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0,9d = 25.2 \text{ [cm]}$$

$$\bar{V}_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.252 \times 0.25}{1.5} = 420 \text{ [KN]}$$

$V_u^{max} = 89.05 \text{ [KN]} \leq \bar{V}_u = 420 \text{ [KN]} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée).}$

❖ Influence sur les aciers: (Art A.5.4.321 BAEL91)

On doit vérifier que : $A_{st}^{adopté} \geq \left(V_u + \frac{M_{appuis}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$

$$\left(V_u + \frac{M_{\text{appuis}}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(89.05 - \frac{23.17}{25.2} \right) \frac{1.15}{400} = 2.53$$

$$A_{st}^{\text{adopté}} = 3.39 [\text{cm}^2] \geq 2.53 [\text{cm}^2] \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}.$$

2. Les armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 10 ; 8.57 ; 25 \} = 8.57 [\text{mm}]$$

Avec :

ϕ_t : diamètre des armatures transversal.

ϕ_l : diamètre des armatures longitudinal.

$$\text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

En prend un cadre et un étrier de HA8 = 2.01 cm²

7-a-1) Espacement des barres : (Art A.7.5.22 RPA2003)

❖ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \right\} = \{ 7.5 ; 16.8 ; 30 \} = 7.5 [\text{mm}] \quad \Rightarrow \quad \text{Soit } S_t = 8 [\text{cm}]$$

❖ **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 [\text{cm}] \quad \Rightarrow \quad \text{Soit } S_t = 15 [\text{cm}]$$

❖ Quantité des armatures transversales minimales

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.75 [\text{cm}^2] \Rightarrow A_t = 2.01 [\text{cm}^2] > 0.75 [\text{cm}^2] \dots \text{Exigence vérifiée}$$

5) La vérification à L'ELS

$$\begin{cases} \text{(Aux appuis : } M_a = -0.3M_{\max} = -0.3 \times 40.5 = -16.73 [\text{KN.m}]. \\ \text{(En travée : } M_t = 0.85 \times M_{\max} = 0.85 \times 40.5 = 47.42 [\text{KN.m}]. \end{cases}$$

Vérification des contraintes

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 [\text{MPa}] \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \\ \overline{\sigma}_s = 348 [\text{MPa}] \end{cases}$$

❖ Aux appuisDétermination de K_1 et β_1

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484 \quad \Rightarrow \quad \rho = 0.484 \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.895 \\ K_1 = 32.62 \end{cases}$$

Vérification de la contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{16.73 \times 10^3}{0.895 \times 28 \times 3.39} = 196.93 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_s = 196.93_{[\text{MPa}]} \leq \bar{\sigma}_s = 348_{[\text{MPa}]} \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)}$$

Vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{196.93}{32.62} = 6.037 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{bc} = 6.037_{[\text{MPa}]} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15_{[\text{MPa}]} \dots \dots \dots \text{(Conditions vérifiée)}$$

❖ En travéeDétermination de K_1 et β_1

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 10.05}{25 \times 28} = 1.435 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.842 \\ K_1 = 16.65 \end{cases}$$

Vérification de la contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{47.42 \times 10^3}{0.842 \times 28 \times 10.05} = 200.13 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_s = 200.13_{[\text{MPa}]} \leq \bar{\sigma}_s = 348_{[\text{MPa}]} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{200.13}{16.65} = 12.02 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{bc} = 12.02_{[\text{MPa}]} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15_{[\text{MPa}]} \dots \dots \dots \text{(Conditions vérifiée)}$$

6. Vérification de la flèche

Les règles (Art.B.6.52 BAEL 91), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} < \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} h : \text{Hauteur de la poutre} \\ L : \text{longueur libre de la plus grande travée} \\ f_e : \text{Limite d'élasticité de l'acier} \\ A : \text{Section d'armature en travée} \\ M_t : \text{Moment max en travée.} \\ M_0 : \text{Moment max isostatique} \end{array} \right.$$

•

$$\frac{h}{L} = \frac{0.3}{3.47} = 0.086 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{47.42}{10 \times 55.79} = 0.084$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.3}{3.47} = 0.086 \geq 0.062$$

condition vérifier

$$\frac{h}{L} = \frac{0.3}{3.47} = 0.086 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{47.32}{10 \times 56.92} = 0.083$$

condition non vérifier

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{10.05}{30 \times 28} = 0.011 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.010$$

condition non vérifier

Remarque :

Vu que la 3^{em} et la 2^{em} condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section 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 homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^2 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

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

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

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t * d$$

$$S_{xx}' = \frac{25 \cdot 30 \cdot 30}{2} + 15 (10.05) \cdot 28 = 15471 \text{ cm}^3$$

B0: Surface de la section homogène.

$$B0 = bh + 15 At = 25 \cdot 30 + 15 \cdot 10.05 = 900.75 \text{ cm}^2$$

$$V1 = \frac{S_{xx}'}{B0} = \frac{15471}{900.75} = 17.17 \text{ cm}$$

$$\rightarrow V2 = 30 - 17.17 = 12.82 \text{ cm}$$

$$\rightarrow I0 = 77389.21$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_t \cdot 28}{4.0 \cdot \sigma + f_t \cdot 28} = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4.348 \cdot 0.0143 + 2.1} = 0.829 \quad \text{avec : } \phi = \frac{A}{bd} = \frac{10.05}{25 \cdot 28} = 0.0143$$

$$\lambda v = 0.6$$

$$I_{fv} = 79850.62$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$f = 0.9283 = \frac{47.32 \cdot 3.47 \cdot 3.47}{10 \cdot 79850.62 \cdot 10818.87} = 6.59$$

$$f = 6.59 < \frac{L}{500} = \frac{3470}{500} = 6.94 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Note :

La flèche est vérifiée

Conclusion :

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

❖ **Armatures longitudinales :**

En travée : 5HA 14

Aux appuis : 3HA 12

❖ **Armatures transversales :**

1cadre et 1 étrier en .

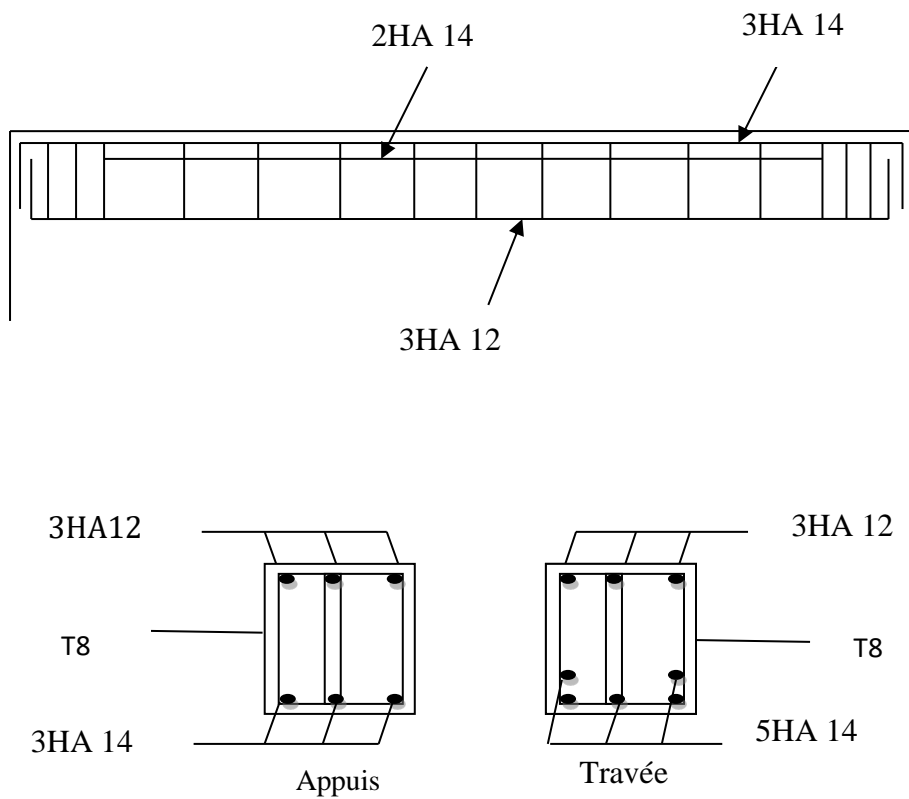


Figure III.6.5 : ferrailage de la poutre palière

III-7) Calcul de la dalle pleine de la salle Machine :

III-7-1) Introduction :

Notre immeuble est muni de deux cages d'ascenseur, la vitesse d'entraînement

$V=1\text{m/s}$, la surface de l'ascenseur est de $(2 \times 1.75 = 3.5\text{m}^2)$ pouvant charger huit personnes de 6.3 KN , la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes.

$$P = 90\text{Kn.}$$

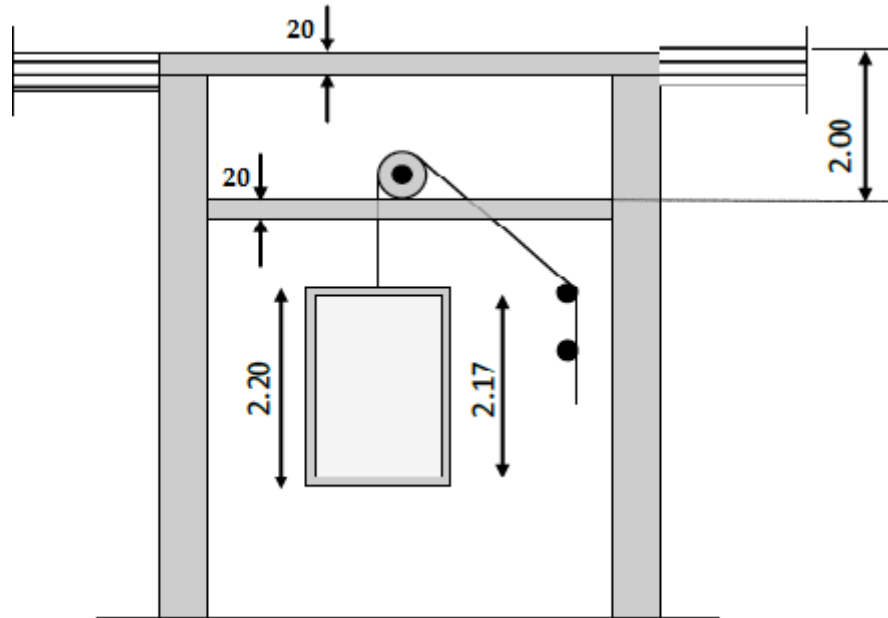


Fig. III-7-1 : Schéma de l'ascenseur.

III-3-2) Dimensionnement :

$$ht \geq \frac{Lx}{30} = \frac{205}{30} = 6,83\text{cm}$$

D'après le (RPA99/version 2003) la hauteur de la dalle « ht » doit être au moins égale à 12cm.

→ On opte une épaisseur $ht = 20\text{ cm}$.

Remarque :

La dalle repose sur son contour (quatre appuis). Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

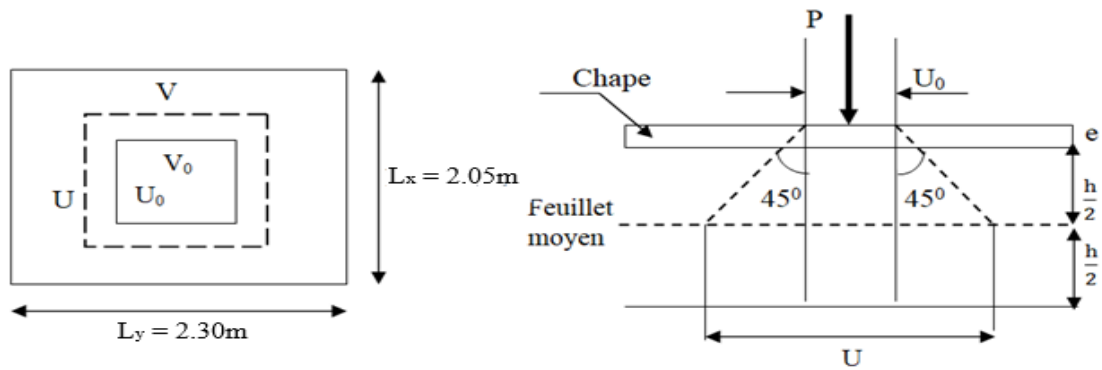


Fig. III-7-2 : Schéma statique de la salle machine.

Les côtés u_0 et v_0 du rectangle d'application de la charge sont supposés respectivement // à L_x et à L_y .
La charge P est considérée comme appliquée au niveau du feuillet moyen sur le rectangle UV .

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2,05}{2,30} = 0,89 \rightarrow 0,4 < \rho = 0,89 < 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

on a:
$$\begin{cases} u = u_0 + e \times k + ht \\ v = v_0 + e \times k + ht \end{cases}$$

Avec :

e : Epaisseur de revêtement ($e = 5\text{cm}$)

ht : Hauteur de la dalle pleine ($ht = 20\text{cm}$)

k : Revêtement aussi solide que le béton ($k = 2$)

$$u_0 = 175\text{cm} \quad ; \quad v_0 = 200\text{cm}$$

$$u = 1,75 + 2 \times 0,05 + 0,20 = 2,05\text{m}$$

$$v = 2,00 + 2 \times 0,05 + 0,20 = 2,30\text{m}$$

a) Moments engendrés par le système de levage :

➤ Ils sont donnés par les formules : $M_x = q_u (M1 + u M2)$

$$M_y = q_u (u M1 + M2)$$

ν : Coefficient de poisson $\Rightarrow \nu = 0$ à l'ELU

$$\frac{U}{L_x} = \frac{2}{2.05} = 0.975 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{2.25}{2.30} = 0.978$$

➤ Après interpolation: $M_1 = 0.04226$; $M_2 = 0.03276$

$$M_{x1} = 1.35P \times M_1 = 1.35 \times 90 \times (0.04226 + 0) = 5.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 1.35P \times M_2 = 1.35 \times 90 \times (0.03276 + 0) = 3.98 \text{ KN.m}$$

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

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

Ils sont donnés par les formules :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{array} \right.$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2,05}{2,30} = 0,89 \rightarrow 0,4 < \rho = 0,89 < 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

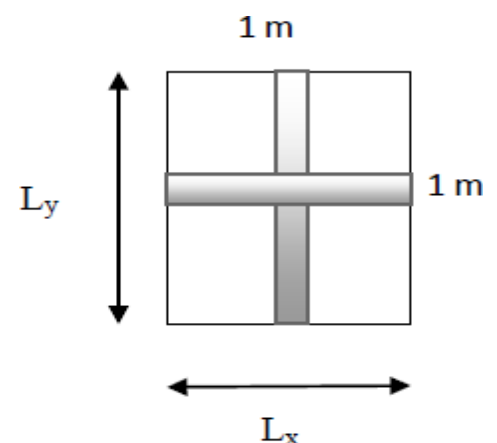
Après interpolation : $\mu_x = 0,0467$; $\mu_y = 0,7609$

Poids propre de la dalle : $G = 0,20 \times 1 \times 25 = 5 \text{ KN/m}$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 1 = 8,25 \text{ KN/m}$$

$$M_{x2} = 0,0467 \times 8,25 \times 2,05^2 = 1,691 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,7609 \times 1,691 = 1,231 \text{ KN.m}$$



c) Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.13 + 1.691 = 6,821 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.98 + 1,231 = 5,211 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70% aux appuis.

III-3-3) Ferrailage de la dalle :

➤ Dans le sens de la petite portée : x-x

• **En travée :**

$$M_u = 0,85 \times 6,821 = 5,797 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,797 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0283 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

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

$$\mu = 0.0283$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \alpha = 0.0358$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$\beta = 0.985$ d'où l'armature nécessaire en flexion simple :

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5,797 \times 10^3}{0.985 \times 12 \times 348} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8 ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2$)** avec un espacement **$S_t = 25 \text{ cm}$** .

• **Aux appuis :**

$$M_{u.x} = 0.3 \times (-6.281) = -1.884 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1,884 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0092 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

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

$$\mu = 0.0092$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \alpha = 0.0115$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$\beta = 0.995$ d'où l'armature nécessaire en flexion simple :

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1,884 \times 10^3}{0.995 \times 12 \times 348} = 0,453 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{st} = 0,453 \text{ cm}^2}$$

Soit : **4HA8 ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2$)** avec un espacement **$S_t = 25 \text{ cm}$** .

➤ Dans le sens de la grande portée : y-y

• En travée:

$$M_u = 0.85 \times 5.211 = 4.43 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{4,43 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.022 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4,43 \times 10^3}{0.989 \times 12 \times 348} = 1,07 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{st} = 1,07 \text{ cm}^2}$$

Soit **4HA8 ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2$)** avec un espacement **$S_t = 25 \text{ cm}$**

• Aux appuis :

$$M_{u,x} = 0.3 \times (-5,211) = -1,56 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1,56 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0076 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

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

$$\mu = 0.0092$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \alpha = 0.0115$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$\beta = 0.996$ d'où l'armature nécessaire en flexion simple :

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1,56 \times 10^3}{0.996 \times 12 \times 348} = 0,375 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,375 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2$)** avec un espacement **$S_t = 25 \text{ cm}$** .

III-3-4) Vérifications à l'ELU:

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

$$A_{st} > \rho_0 \times b \times \frac{H_t}{2} \times \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right) = 0,0008 \times 100 \times \frac{20}{2} \times \left(3 - \frac{2,05}{2,30}\right) = 1,686 \text{ cm}^2$$

Avec **ρ_0 : taux d'armatures dans chaque direction ; $\rho_0 = 0.8\%$**

Pour les deux sens (X-X); (Y-Y) $A_t = A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.686 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

b) **Diamètre minimal des barres (Art A-7-2-1 du BAEL91) :**

$$\text{on doit vérifier que : } \Phi_{\max} \leq \frac{H_t}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$\Phi = 8 \text{ mm} < \Phi_{\max} = 20 \text{ mm}$ **Condition vérifiée.**

c) **Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :**

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser $2h$ et 25 cm :

$S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 40 \text{ cm} ; 25 \text{ cm})$ **Condition vérifiée.**

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser $3h$ et 33 cm :

$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 60 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$ **Condition vérifiée.**

d) **Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42):**

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times H_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : Charge de calcul à l'ELU. h_t : Epaisseur totale de la dalle.

U_c : Périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (2 + 2.25) = 8.5 \text{ m}$$

$$q_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ Kn}$$

$$121.5 \leq 0.045 \times 8.5 \times 0.20 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 1275 \text{ Kn}$$

e) Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$ alors :

➤ au milieu de V :

$$T_{\max} = V_u = \frac{p}{2V + U} = \frac{90}{2.25 \times 2 + 2} = 13.84 \text{ KN}$$

➤ au milieu de U :

$$T_{\max} = V_u = \frac{p}{3V} = \frac{90}{2.25 \times 3} = 13.33 \text{ KN}$$

$$\text{ainsi on aura : } \tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{13.84 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.115 \text{ Mpa}$$

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

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

II-7-5) Vérification à l'ELS:

a) Moments engendrés par le système de levage :

À l'ELS $\nu = 0.2$

$$\text{Après interpolation : } M_1 = 0.04226 \quad ; \quad M_2 = 0.03276$$

$$M_{x1} = q_s (M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0.04226 + 0.2 \times 0.03276) = 4.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_s (\nu M_1 + M_2) = 90 \times (0.2 \times 0.04226 + 0.03276) = 3.71 \text{ KN.m}$$

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

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

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s Lx^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\mu_x = 0.0538 \quad ; \quad \mu_y = 0.8334$$

$$q_s = 5 + 1 = 6 \text{ Kn/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0538 \times 6 \times 2.05^2 = 1.35 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.8334 \times 1.35 = 1.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Superposition des moments:

$$M_x = 4.38 + 1.35 = 5.13 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 3.71 + 1.13 = 4.84 \text{ KN.m}$$

d) Ferrailage de la dalle:

➤ Dans le sens de la petite portée : x-x

• En travée:

$$M_s = 0.85 \times 5.13 = 4.36 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4.36 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0213$$

$$\rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4.36 \times 10^3}{0.989 \times 12 \times 348} = 1.06 \text{ cm}^2 \leq A_{st} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$M_s = 0.3 \times (-5.13) = -1.54 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.54 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0075$$

$$\rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1.54 \times 10^3}{0.996 \times 12 \times 348} = 0.37 \text{ cm}^2 \leq A_{st} = 0.435 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Dans le sens de la grande portée : y-y

• En travée:

$$M_s = 0.85 \times 4.84 = 4.11 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4.11 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.02$$

$$\rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4.11 \times 10^3}{0.990 \times 12 \times 348} = 0.994 \text{ cm}^2 \leq A_{st} = 1.07 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• Aux appuis :

$$M_s = 0.3 \times (-4.84) = -1.45 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.45 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0071$$

$$\rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1.45 \times 10^3}{0.996 \times 12 \times 348} = 0.349 \text{ cm}^2 \leq A_{st} = 0.375 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

III-3-6) Vérification de la contrainte de compression dans béton :

a) Sens x-x:

• En travée:

$$M_{T.S}^{x-x} = 4.36 \text{ Kn.m}$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{4.36 \times 10^3}{0.9335 \times 120 \times 2.01 \times 100} = 193.74 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{193.74}{59.63} = 3.24 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.24 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• Aux appuis :

$$M_{A.S}^{X-X} = 1.54 \text{ Kn.m} < M_{T.S}^{X-X} = 4.36 \text{ Kn.m} : \sigma_{bc T.S}^{X-X} = 3.24 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

b) Sens y-y:

• En travée:

$$M_{T.S}^{Y-Y} = 4.11 \text{ Kn.m} < M_{T.S}^{X-X} = 4.36 \text{ Kn.m} : \sigma_{bc T.S}^{X-X} = 3.24 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

• Aux appuis :

$$M_{A.S}^{Y-Y} = 1.45 \text{ Kn.m} < M_{T.S}^{X-X} = 4.36 \text{ Kn.m} : \sigma_{bc T.S}^{X-X} = 3.24 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

III-3-6-1) Diamètre maximal des barres (ART A-7-2-1 DU BAEL91) :

$$\text{On doit vérifier que : } \Phi_{max} = \frac{Ht}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$\Phi = 8 \text{ mm} < \Phi_{max} = 20 \text{ mm}$ Condition vérifiée.

III-3-6-2) Etat limite de fissuration :

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

III-3-6-3) Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine :

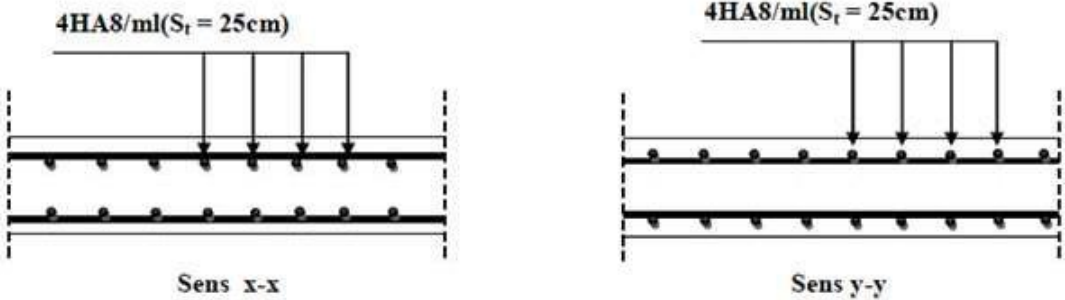


Fig. III-7-3 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

Chapitre IV

Modélisation de la structure

IV-1 Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses, pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu obligatoire. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP...etc.

Dans notre projet on a utilisé logiciel **ETABS V9.7.0**

IV-2 Description de logiciel ETABS

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyses des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc.

IV-1-1 Méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Notre calcul est fait par la méthode d'analyse modale spectrale, Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

I. les étapes de modélisation :

Les étapes de modélisation est comme suit :

A. 1^{ère} étape (Introduction de la géométrie de l'ouvrage) :

➤ Choix de l'unité

Choisir un système d'unités pour la saisie des données **Kn.m**.

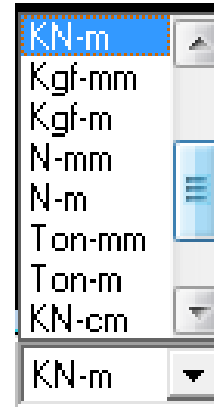


Figure IV 1 : Choix des unités

➤ Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments

On clique sur : **File** → **New Model** → **Default.edb**

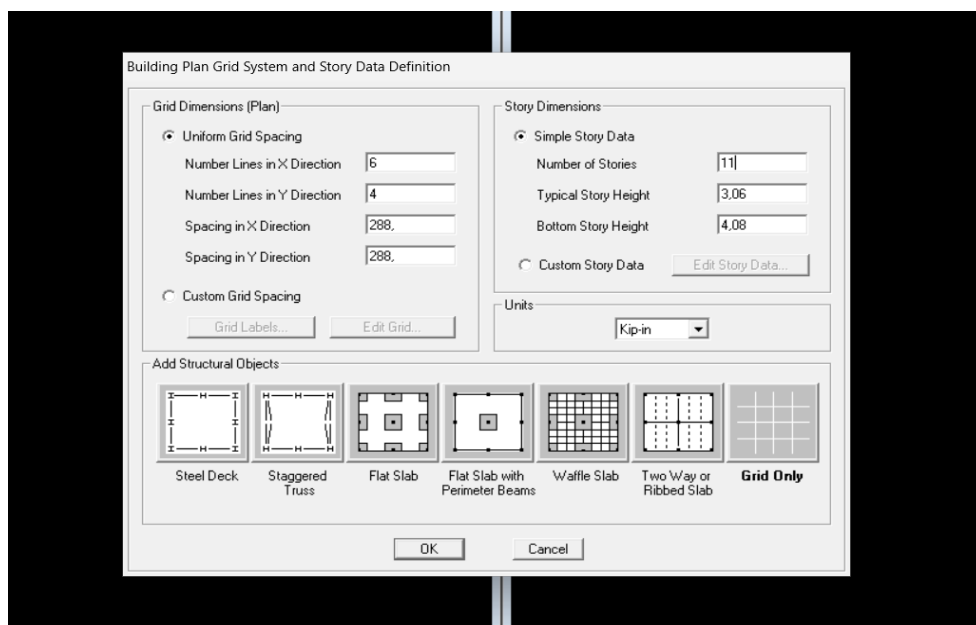


Figure IV 2 : Introduction des données générales.

Cette option nous permet d'introduire les caractéristiques des structures :

- Le nombre de ligne de construction suivant les deux directions X et Y.
- Le nombre de travées dans les deux sens X et Y.
- Hauteur d'étage
- Le nombre d'étage
- Les longueurs des travées

On clique sur: **Custom Grid Spacing** → **Edit Grid**

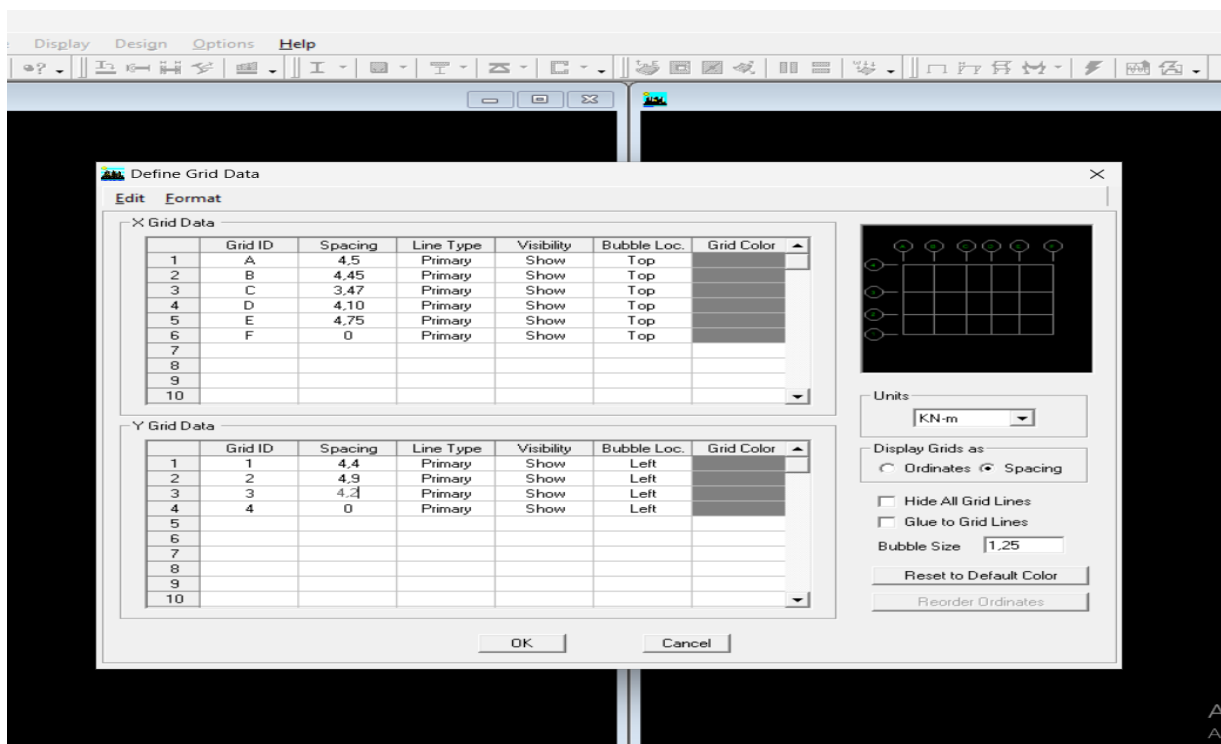


Figure IV 3 : les longueurs des travées dans les deux sens X et Y

On clique sur: **Custom Grid Spacing** → **Edit Story Data**

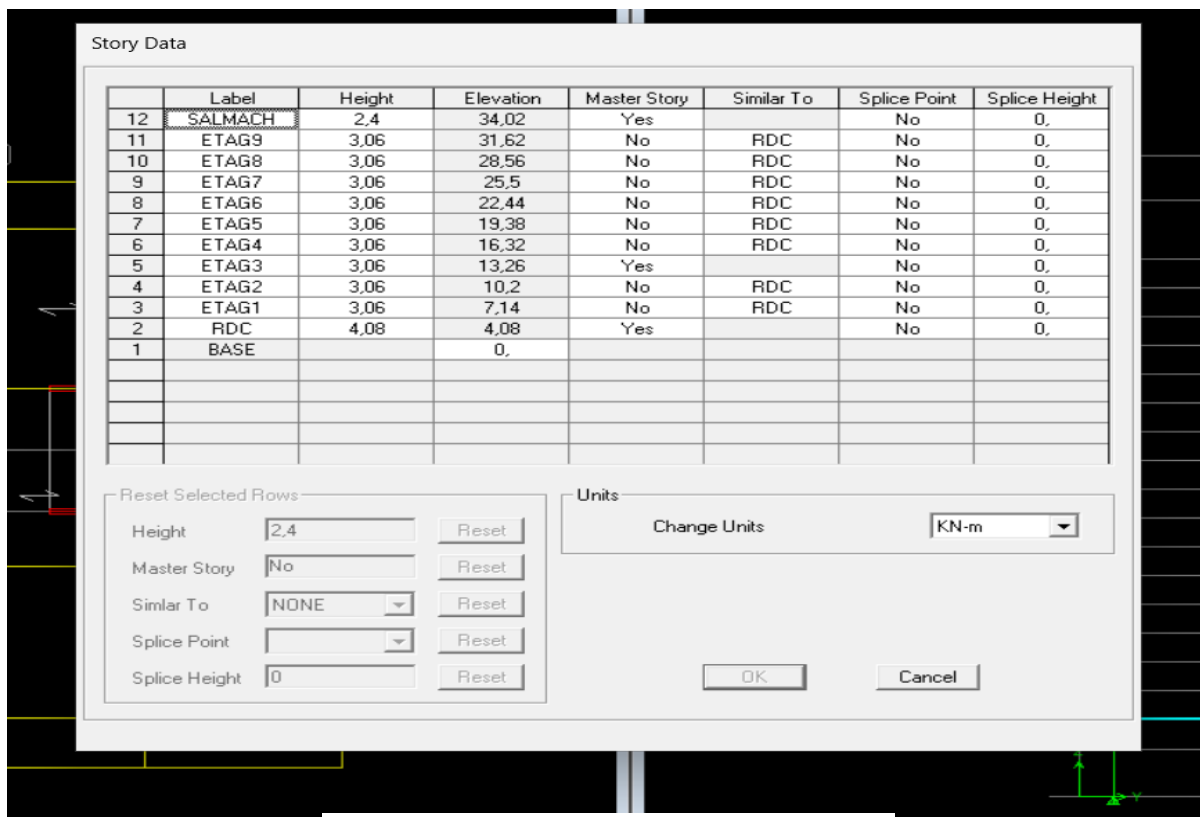


Figure IV 4 : Hauteur d'étage

B. -2^{ème} étapes (définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés) :

On clique sur: **Define** → **Material Properties**  → **Modify/Show Material**

On introduit :

- La masse volumique
- Module d'élasticité
- Résistance caractéristique de béton à 28 jours
- Limite élastique de l'acier longitudinal
- Limite élastique de l'acier transversal

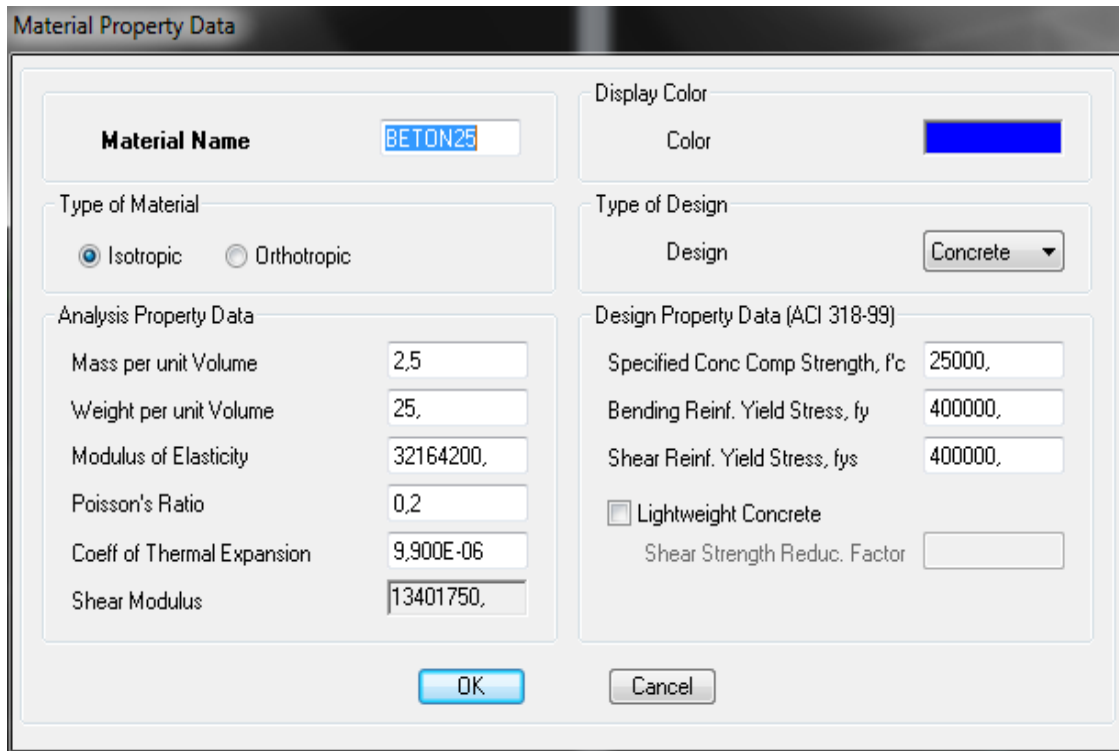


Figure IV 5 : Introduction les caractéristiques du béton

C. -3^{ème} étapes (définir les propriétés géométriques des éléments) :

- Poteaux

Define → Frame Sections  → Add Rectangular

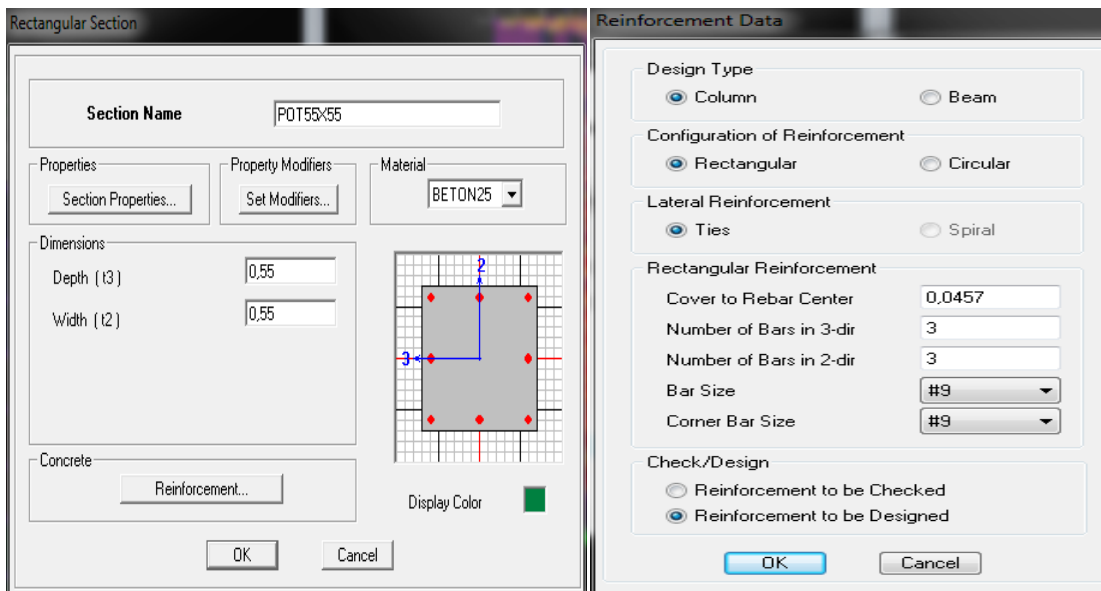


Figure IV 6 : Introduction des caractéristiques des poteaux

➤ Poutre

Mêmes étapes juste on remplace **Column** par **Beam** :

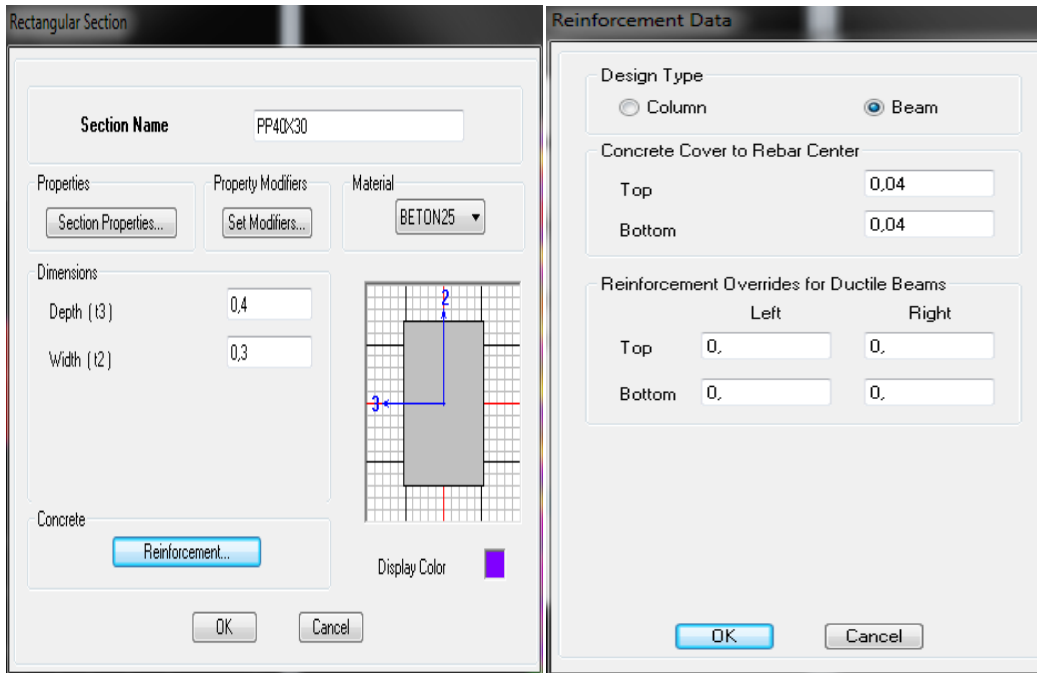


Figure IV 7 : Introduction des caractéristiques des poutres

➤ Plancher (corps creux-dalle pleine):

Define → Wall/Slab/Deck sections  → Add New Slab

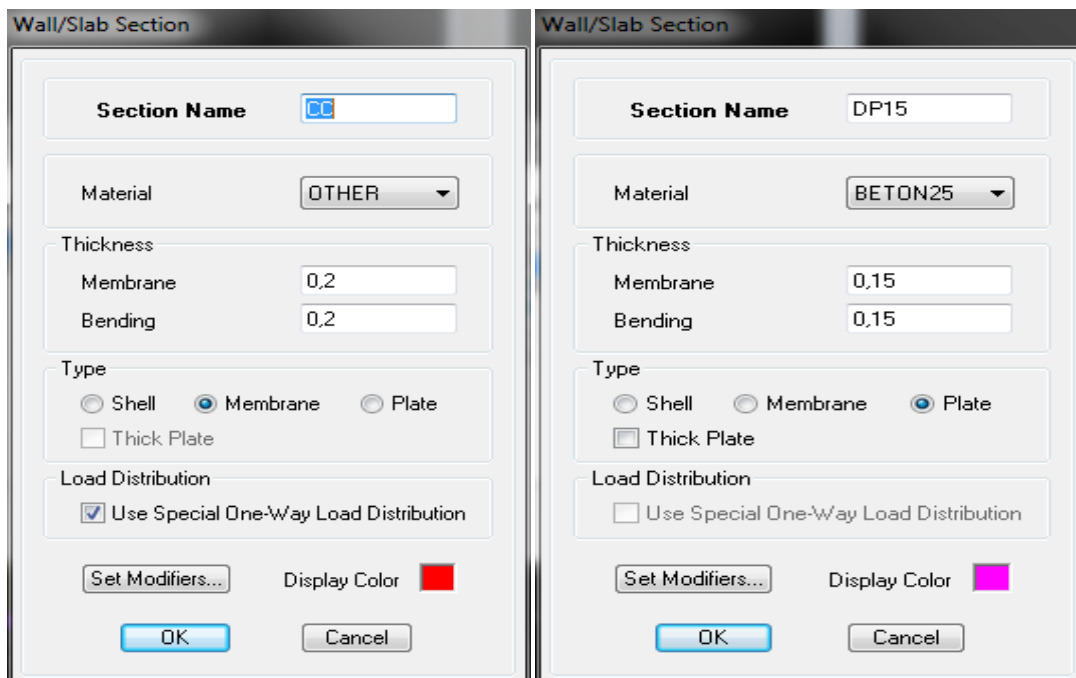


Figure IV 8 : Introduction des caractéristiques des plancher

➤ Voiles :

Mêmes étapes juste on remplace **Add New Slab** par **Add New Wall**:

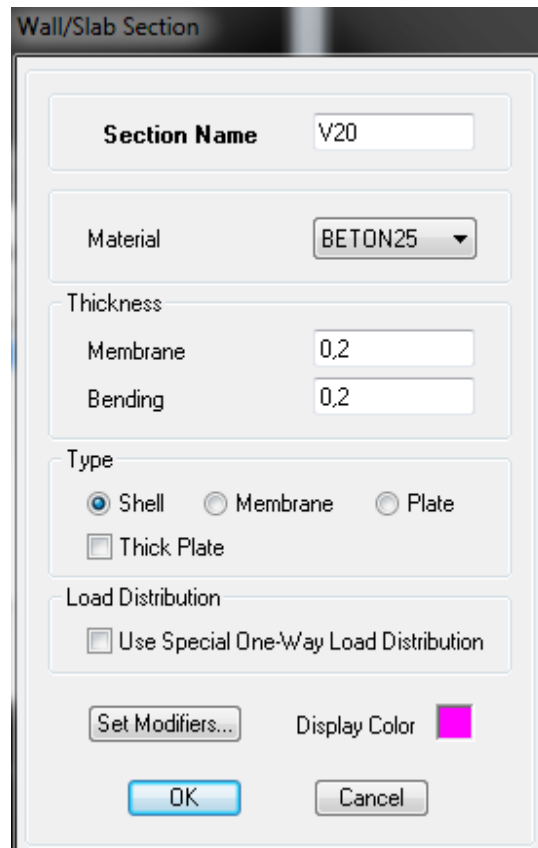






Figure IV 9 : Introduction des caractéristiques des voiles

Même étape pour les voiles des étages courants (épaisseur 15 cm)

D. -4^{ème} étapes (Dessin des éléments de la structure) :

- Les poteaux avec: 
- Les poutres avec: 
- Les planchers avec : 
- Les voiles avec : 

E. -5^{ème} étapes (définition des charges G, Q) :

- Pour charger les dalles : 

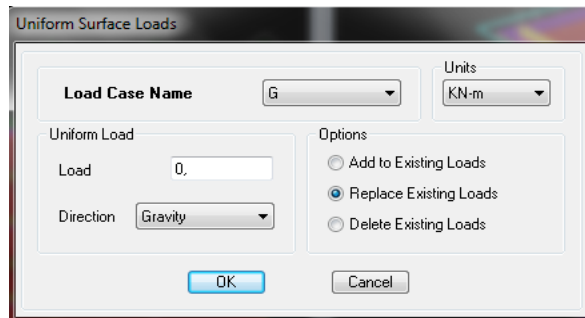


Figure IV 11 : chargement des dalles

- Pour charger les poutres : 

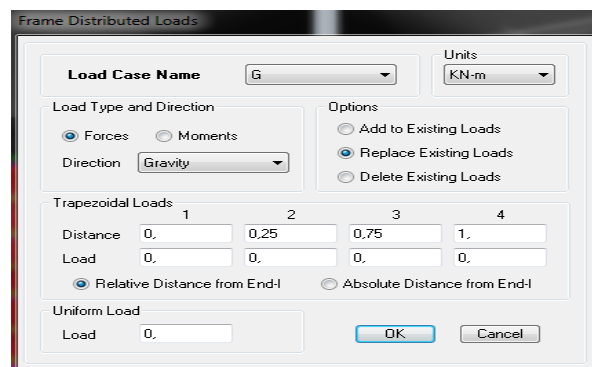


Figure IV 12 : chargement des poutres

F. -6^{ème} étapes (introduire les données sismiques) :

- Zone II: zone moyenne sismicité
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments à usage d'habitations).
- Coefficient de comportement $R = 3.5$ (contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques).
- Amortissement : 10 (structure en voiles)
- Site : S_3 (argile moyennement raide)
- Facteur de qualité $Q : Q = 1 + \sum pq = 1.2$

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône **RPA99**

On clique sur :  **Text**  **Enregistrer**.

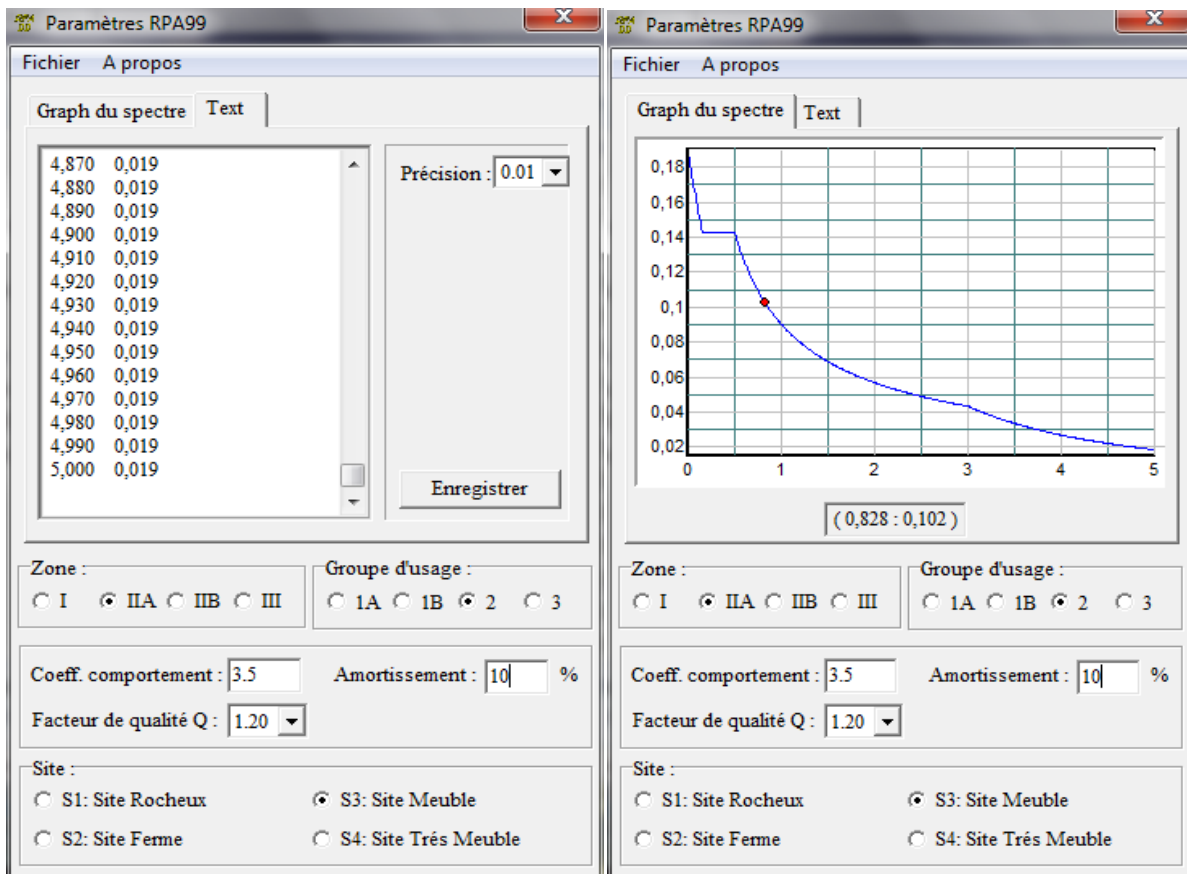


Figure IV 13 : Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS

On clique sur: **Define** → **Response Spectrum** → **Add Spectrum from File**

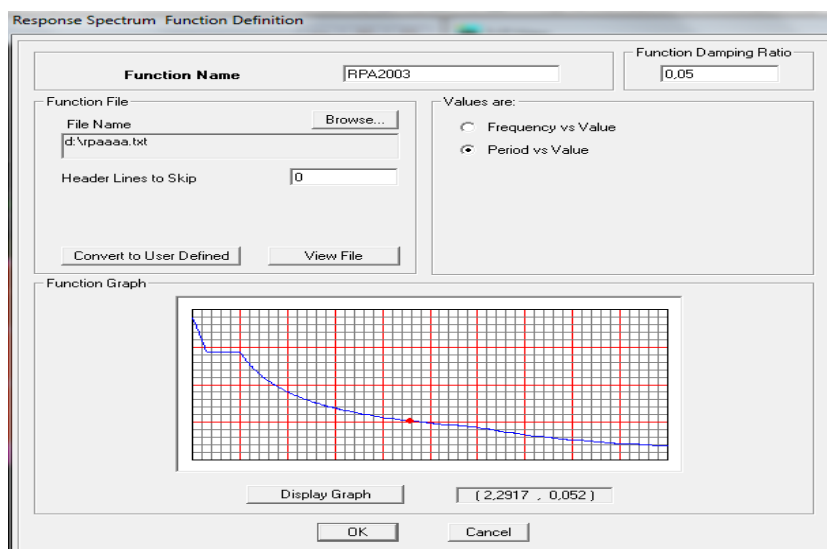


Figure IV 14 : Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

G. -7^{eme} étapes (Définition de la charge sismique E) :

On clique sur: **Define** → **Response Spectrum Cases**  → **Add Spectrum from File**

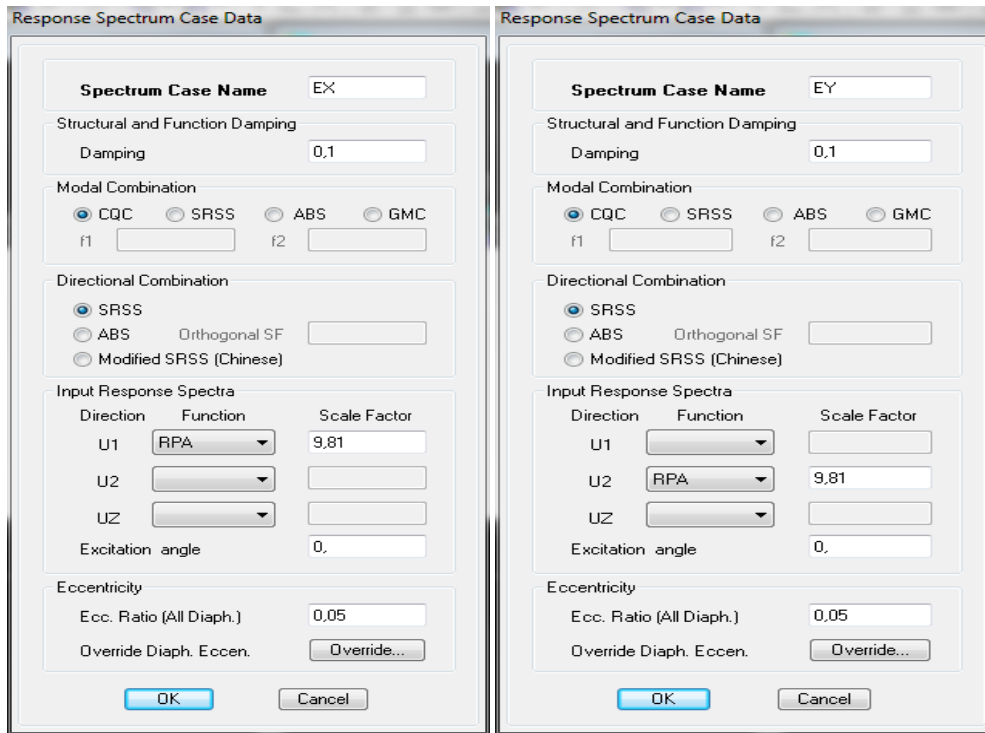


Figure IV 15 : Introduction des charges sismiques pour les deux directions principales

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformation sont :

- Combinaison à L'ELU $BAEL91 \begin{cases} ELU \rightarrow 1,35G + 1,5Q \\ ELS \rightarrow G + Q \end{cases}$
- Combinaison accidentelles du RPA → Accidentelle $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$

On clique sur: **Define** → **Loads Combinaisons**  **Add new combo**

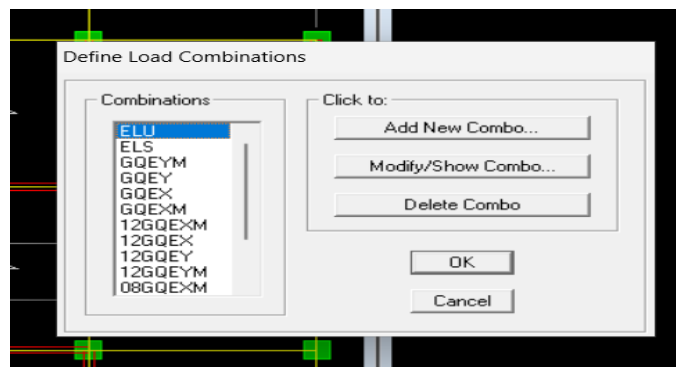


Figure IV 16 : Introduction des combinaisons d'action

I. 8^{ème} étapes (Définir les coefficients permettant le calcul de la masse sismique) :

On clique sur: **Define** → **mass source**  → **from loads**

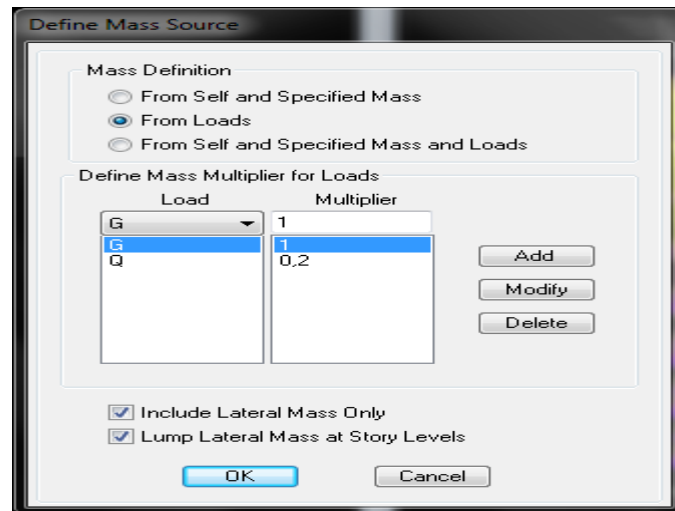


Figure IV 17 : Définir les coefficients de la masse sismique

J. 9^{ème} étapes (Introduire le type d'appui pour les poteaux et les voiles à la base de la structure) :

On clique sur: **Assign** → **Joint/point** → **Restraints** 

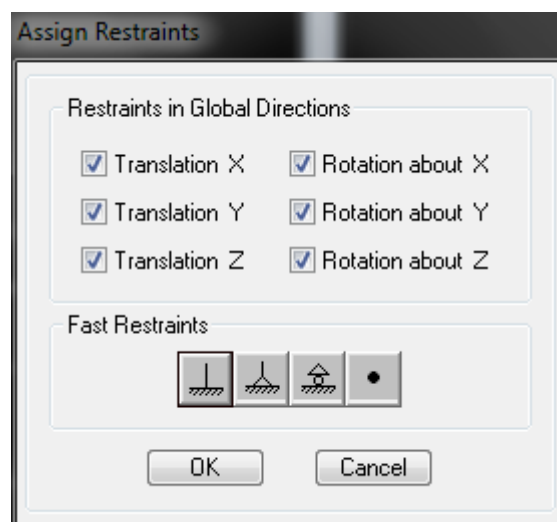


Figure IV 19 : Introduction des types d'appuis

K. 10^{ème} étapes (Définir les différents diaphragmes)

On clique sur: **Assign** → **Joint/point** → **Diaphragm**  → **Add New Diaphragm**

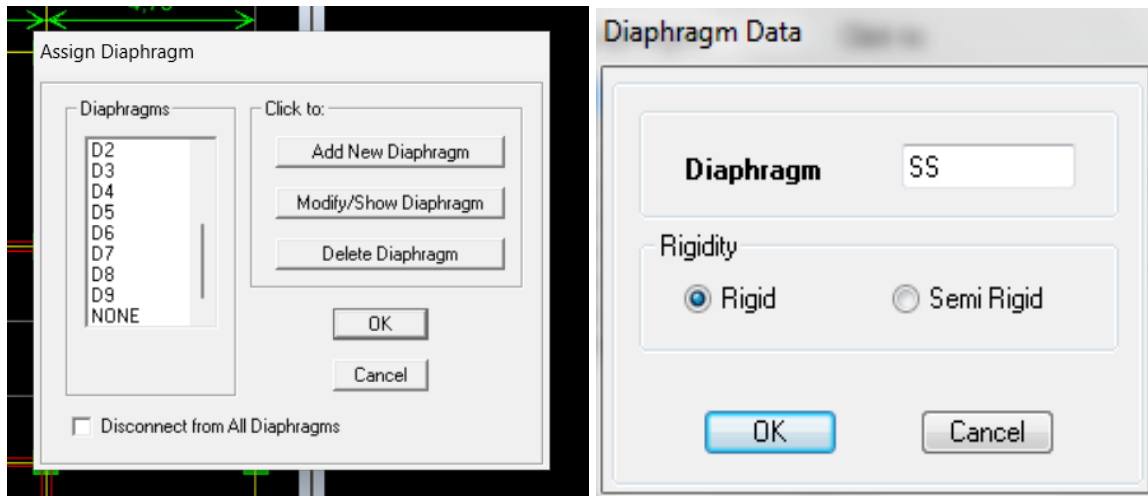
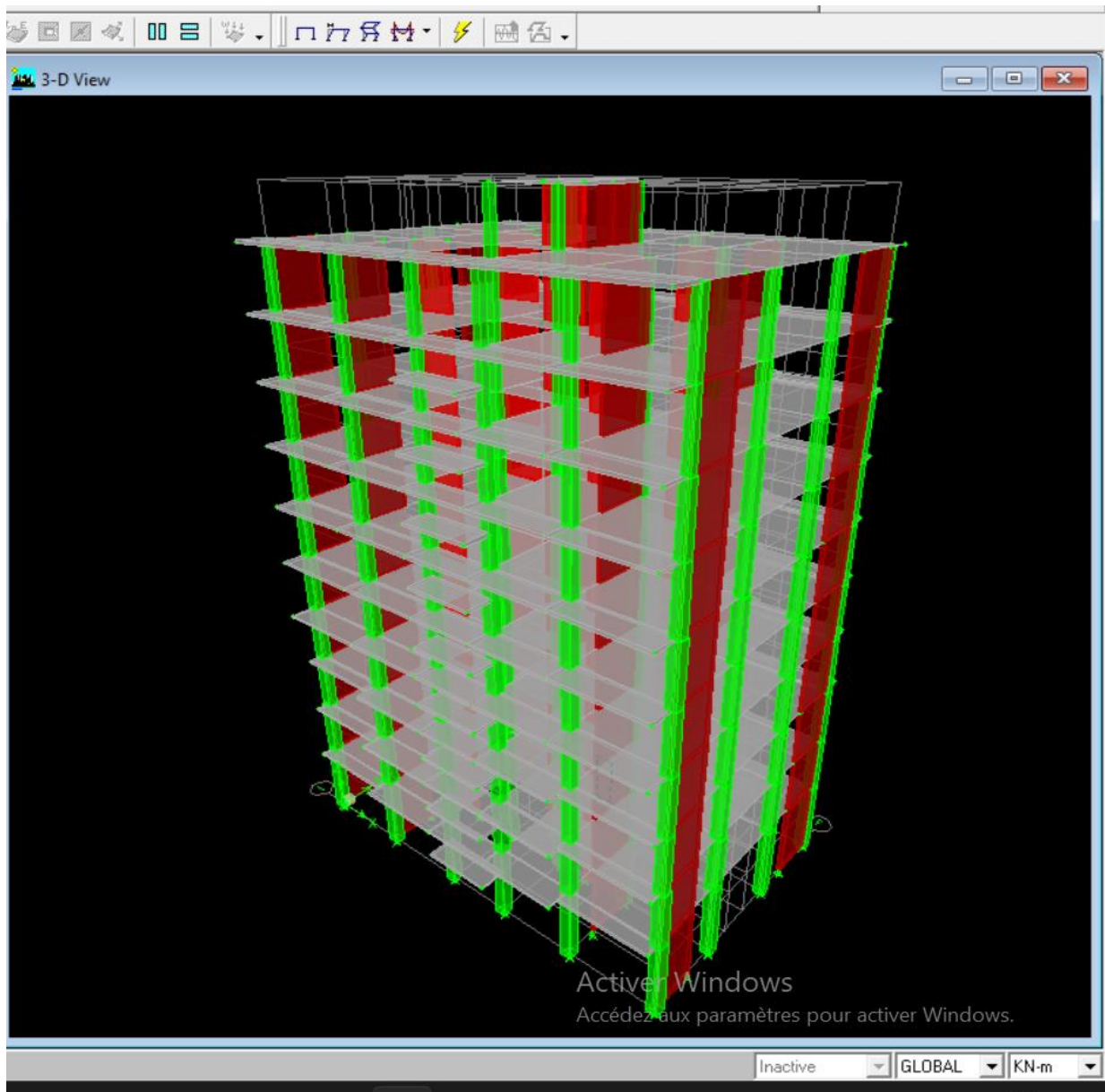


Figure IV 20 : Introduction les diaphragme dans les plancher

L . 10^{eme} étapes

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur :

« **Analyse** » → « **Run Analysis** » ou on clique sur le bouton **F5**.



FigIV.12 : Modèle finale de notre structure

Chapitre V

Vérification des conditions du RPA

Vérification des résultats ETABS selon les exigences du RPA99 version2003

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

1. L'excentricité.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale
3. Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R
4. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux
5. L'effort tranchant à la base.
6. Les déplacements relatifs.
7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

Choix de la méthode de calcul

Le calcul des forces sismique peut être mené par trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

➤ **La méthode d'analyse modale spectrale :**

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

1. Vérification de l'excentricité (Art 4.2.7) :

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs:

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion)
- excentricité théorique résultant des plans

On doit vérifier :

$$|X_{C_M} - X_{C_R}| \leq 5\% L_x.$$

$$|Y_{C_M} - Y_{C_R}| \leq 5\% L_y.$$

Avec :

C_M : le centre de masse;

C_R : le centre de gravité .

Tableau V-3: Pourcentage de participation de la masse modale.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,864491	73,3168	1,5674	0,0000	73,3168	1,5674	0,0000	2,1851
2	0,720128	0,1118	3,8133	0,0000	73,4286	5,3807	0,0000	5,2136
3	0,637144	2,1117	66,3032	0,0000	75,5403	71,6839	0,0000	91,5862
4	0,255889	12,8985	0,2711	0,0000	88,4389	71,9550	0,0000	0,0468
5	0,198160	0,0000	0,6684	0,0000	88,4389	72,6234	0,0000	0,0266
6	0,174387	0,1523	15,5972	0,0000	88,5912	88,2206	0,0000	0,6159
7	0,125506	5,2322	0,0601	0,0000	93,8234	88,2807	0,0000	0,0016
8	0,096036	0,0015	0,1716	0,0000	93,8248	88,4523	0,0000	0,0066
9	0,093473	0,0083	0,0263	0,0000	93,8331	88,4786	0,0000	0,0026
10	0,090939	0,0025	0,2074	0,0000	93,8356	88,6860	0,0000	0,0089
11	0,090248	0,0013	0,0902	0,0000	93,8369	88,7761	0,0000	0,0025
12	0,086319	0,0047	2,4174	0,0000	93,8416	91,1935	0,0000	0,1142
13	0,082887	0,0280	0,0500	0,0000	93,8696	91,2436	0,0000	0,0015
14	0,080823	0,0880	0,0916	0,0000	93,9575	91,3352	0,0000	0,0042

- Le premier mode de vibrations est : **une translation suivant l'axe X-X**
Il mobilise 73.3168% de la masse.
- Le deuxième mode de vibration est : **une translation suivant l'axe Y-Y**
Il mobilise 66.303 % de la masse.
- Le troisième mode de vibration est : **une rotation.**

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soit égales au moins à 90% de la masse totale de la structure (**A.r.t 4.3.4**).

Dans notre cas le nombre de mode à retenir est : **7 modes**

3. Estimation de la période fondamentale de la structure (Art 4.2.4)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4}$$

Avec :

- $h_N = 31.62 \text{ m}$ → hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structures jusqu'au dernier niveau (N).

- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6

Dans notre cas Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie ($C_T = 0.05$)

$$T_{\text{empirique}} = 0,05 \times (31.62)^{3/4} = 0.66 \text{ s.}$$

$$1.3 \times 0.66 = 0,85 \text{ s} \leq T_{\text{etabs}} = 0.864$$

D'après (A.r.t 4.24) on a dans le 3eme cas : $T = 1.3 T_{\text{empirique}}$

4. Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

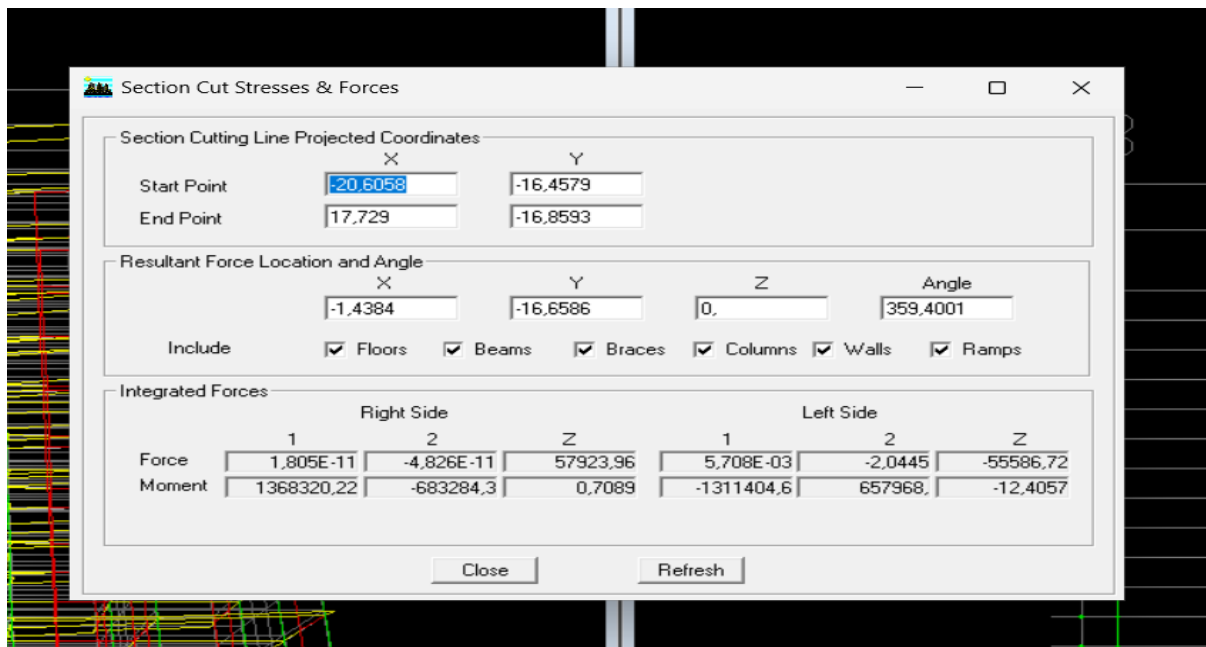
Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

On clique: **View** → **set 3D View**

En suite: **display** → **show deformed shape** → on sélectionne la combinaison **G**.

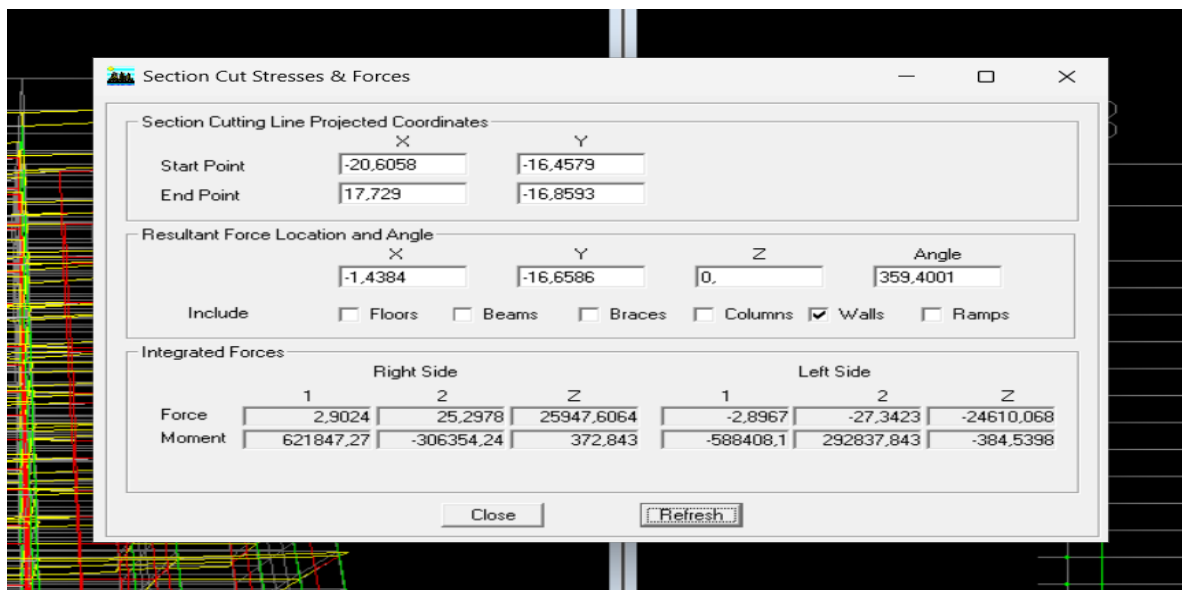
En suite: **Draw** → **Draw Section Cut**

En coupant la base une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :



Ensuite on relève la valeur sur la case (**Force-Z**) C'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **floors, beams, braces, columns, ramps** et on clique sur **Refresh** comme indiqué sur l'image suivante :



Ensuite on relève la valeur sur la case (**Force-Z**) C'est la valeur de la force reprise par les voiles

On refait les mêmes étapes pour les charges horizontales juste on sélectionne **EX** après **EY**.

Tableau V-4: pourcentages des charges verticales et horizontales repris par les voiles

Unité	Forces reprises par les Voiles et les portiques		Forces reprises par les Voiles	
	KN	%	KN	%
EX	2377.77	100	2327.18	97.87
EY	2712.25	100	2462.48	90.79
G	57923.96	100	25947.60	44.79

Selon les résultats trouvée, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles $\geq 20\%$

D'après l'article 3.4 du RPA 99 version 2003, qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs, dont le coefficient de comportement **R=3.5**

5. Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenues par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \longrightarrow \text{(Art 4. 2. 3) RPA2003}$$

- **A** : coefficient d'accélération de zone : donnée par le tableau 4.1 suivant (**Zone II, groupe d'usage 2**) $\longrightarrow A = 0.15$.
- **η** : facteur de correction d'amortissement donné par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \tag{4.3}$$

ξ(%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ(%) = 10 %, on a η = **0,76**

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \tag{4.2}$$

T₂ période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7) :
Valeurs de T₁ et T₂ :

Site (S3) : T₁ = 0,15 s ; T₂ = 0,4 s

T₂ ≤ T ≤ 3.0s

Donc : **D = 2,5η $\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.14$**

- **Q** : facteur de qualité : dont la valeur est donné par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$ (formule 4.4) RPA.
- **P_q** : est la pénalité à retenir selon les caractères de qualité 'satisfait ou non'. Sa valeur est donnée par le Tableau (4.4) RPA2003.

Tableau V-5: valeurs pénalités selon les caractères de qualité

Critère q	Sens longitudinales		Sens transversale	
	Observé	P _q	Observé	P _q
condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
control de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

Sommes	1.20	1.20
--------	------	------

$$Q_x = 1 + \sum P_q = 1 + 0,20 = 1,20 \quad Q_y = 1 + \sum P_q = 1 + 0,20 = 1,20.$$

- **Calcul du poids total de la structure W_t**

$$W_t = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec : $\beta = 0.2$ (cas de bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés)

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en suivantes les étapes :

Display → show table (combinaison poids) → building output → building output → Story Shears .

Tableau V-6: Valeur du poids total de la structure

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ETAG8	G	Bottom	7056,62	0,00	0,00	0,071	48131,558	-74982,2
ETAG7	G	Top	9678,65	0,00	0,00	0,072	66549,118	-102819,1
ETAG7	G	Bottom	10583,26	0,00	0,00	0,113	72374,355	-112333,3
ETAG6	G	Top	13205,29	0,00	0,00	0,113	90791,917	-140170,1
ETAG6	G	Bottom	14109,91	0,00	0,00	0,213	96617,126	-149684,4
ETAG5	G	Top	16731,94	0,00	0,00	0,213	115034,684	-177521,1
ETAG5	G	Bottom	17723,76	0,00	0,00	0,292	121444,145	-187960,0
ETAG4	G	Top	20345,79	0,00	0,00	0,292	139861,709	-215797,1
ETAG4	G	Bottom	21337,62	0,00	0,00	0,335	146271,161	-226236,6
ETAG3	G	Top	23959,85	0,00	0,00	0,334	164688,724	-254073,3
ETAG3	G	Bottom	24951,47	0,00	0,00	0,368	171098,163	-264513,3
ETAG2	G	Top	27519,64	0,00	0,00	0,368	189585,384	-291768,8
ETAG2	G	Bottom	28511,46	0,00	0,00	0,389	195994,732	-302208,8
ETAG1	G	Top	30947,51	0,00	0,00	0,388	212616,200	-328038,8
ETAG1	G	Bottom	32035,73	0,00	0,00	0,396	219671,339	-339500,0
RDC	G	Top	34449,94	0,00	0,00	0,396	235971,814	-365100,0
RDC	G	Bottom	35957,02	0,00	0,00	0,402	245788,355	-381219,1

$$W_t = 35957.02 \text{ KN}$$

A.N

$$V_x = \frac{0.15 \times 1,14 \times 1,20}{3.5} \times 35957.02 = 2108.10 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1,14 \times 1,20}{3.5} \times 35957.02 = 2108.10 \text{ KN} .$$

- **Détermination de l'effort tranchant par ETABS**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → show table → Modal information → building modal information → response spectrum base reaction . on choisit **EX spectra** et **EY spectra**

Tableau V-7: L'effort tranchant a la base

		Response Spectrum Base Reactions					
Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	
EX	1	U1	2252,12	329,29	0,00	-7651,847	
EX	2	U1	3,85	22,50	0,00	-517,872	
EX	3	U1	79,07	-443,07	0,00	10248,503	
EX	4	U1	569,65	82,59	0,00	-675,445	
EX	5	U1	0,00	-0,19	0,00	0,757	
EX	6	U1	6,73	-68,07	0,00	266,196	
EX	7	U1	250,32	26,83	0,00	-86,199	
EX	8	U1	0,08	0,83	0,00	-3,196	
EX	9	U1	0,44	0,78	0,00	-4,878	
EX	10	U1	0,13	-1,21	0,00	4,930	
EX	11	U1	0,07	-0,58	0,00	1,893	
EX	12	U1	0,25	5,74	0,00	-24,568	
EX	13	U1	1,53	-2,04	0,00	7,007	
EX	14	U1	4,82	-4,92	0,00	20,781	
EX	All	All	2379,79	469,64	0,00	10690,701	
EY	1	U2	329,29	48,15	0,00	-1118,808	
EY	2	U2	22,50	131,43	0,00	-3024,357	
EY	3	U2	-443,07	2482,68	0,00	57425,740	
EY	4	U2	82,59	11,97	0,00	-97,931	
EY	5	U2	-0,19	29,52	0,00	-115,937	
EY	6	U2	-68,07	688,84	0,00	-2693,962	
EY	7	U2	26,83	2,67	0,00	-9,238	
EY	8	U2	0,83	8,99	0,00	-34,647	
EY	9	U2	0,78	1,39	0,00	-8,681	
EY	10	U2	-1,21	11,06	0,00	-45,202	
EY	11	U2	-0,58	4,82	0,00	-15,853	
EY	12	U2	5,74	130,61	0,00	-558,638	
EY	13	U2	-2,04	2,73	0,00	-9,368	
EY	14	U2	-4,92	5,02	0,00	-21,208	
EY	All	All	469,64	2712,25	0,00	60141,934	

		Response Spectrum Base Reactions					
Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	
EX	14	U1	4,82	-4,92	0,00	20,781	
EX	All	All	2379,79	469,64	0,00	10690,701	
EY	1	U2	329,29	48,15	0,00	-1118,808	
EY	2	U2	22,50	131,43	0,00	-3024,357	
EY	3	U2	-443,07	2482,68	0,00	57425,740	
EY	4	U2	82,59	11,97	0,00	-97,931	
EY	5	U2	-0,19	29,52	0,00	-115,937	
EY	6	U2	-68,07	688,84	0,00	-2693,962	
EY	7	U2	26,83	2,67	0,00	-9,238	
EY	8	U2	0,83	8,99	0,00	-34,647	
EY	9	U2	0,78	1,39	0,00	-8,681	
EY	10	U2	-1,21	11,06	0,00	-45,202	
EY	11	U2	-0,58	4,82	0,00	-15,853	
EY	12	U2	5,74	130,61	0,00	-558,638	
EY	13	U2	-2,04	2,73	0,00	-9,368	
EY	14	U2	-4,92	5,02	0,00	-21,208	
EY	All	All	469,64	2712,25	0,00	60141,934	

$$V_{xETABS} = 2379.79 > 0,8V_x = 0,8 \times 2108.10.80KN = 1686.48 KN \rightarrow CV$$

$$V_{yETABS} = 2712.25 > 0,8V_y = 0,8 \times 2108.10.80KN = 1686.48 KN \rightarrow CV$$

6. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux (7.4.3.1) RPA2003

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, on doit satisfaire la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0,3$$

N_d : Effort normal sismique

B_c : Section transversale du poteau considéré

$f_{cj}=25$ MPa : La résistance caractéristique du béton. :

Pour déterminer les valeurs de l'effort normal sismique par ETABS, on suit les étapes suivantes :

On sélectionne les poteaux qui ont la même section :

Après en clique sur :

Display → Show Table → Frame Output → Frame Force → Table: Colum force

On choisit les combinaison (G+Q±E).

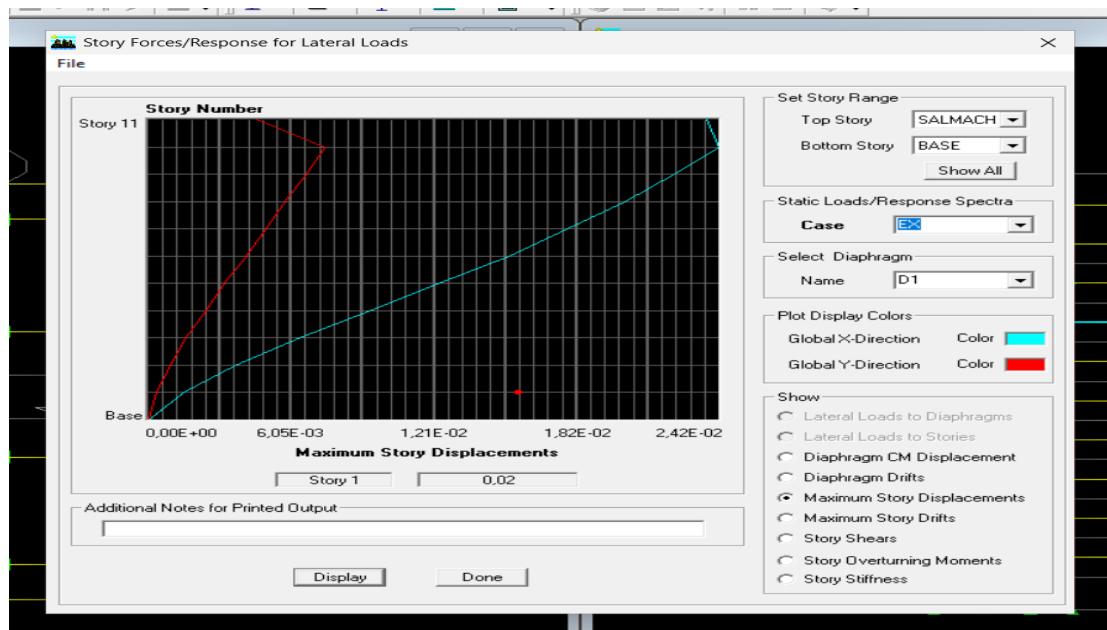
Les valeurs obtenues après calcul sont données comme suit :

- Pour les poteaux 55×55 : $N_d = 1864.89$ KN $\longrightarrow v = 0.246 \leq 0,3$ CV
- Pour les poteaux 50×50 : $N_d = 1429.39$ KN $\longrightarrow v = 0.228 \leq 0,3$ CV
- Pour les poteaux 45×45 : $N_d = 970.26$ KN $\longrightarrow v = 0.191 \leq 0,3$ CV
- Pour les poteaux 40×40 : $N_d = 557.62$ KN $\longrightarrow v = 0.139 \leq 0,3$ CV
- Pour les poteaux 35×35 : $N_d = 248.96$ KN $\longrightarrow v = 0.081 \leq 0,3$ CV

7. Vérification des déplacements maximaux

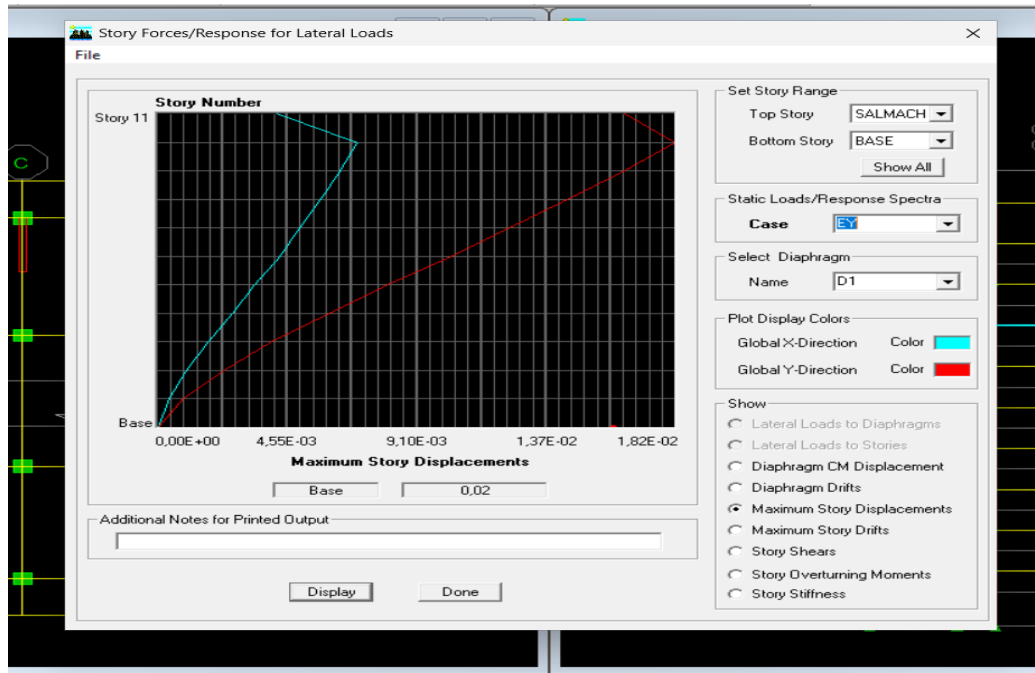
On doit vérifier si le déplacement maximal de la structure donnée par le logiciel ETABS dans les deux sens est inférieur à la flèche admissible (Art B.6.5,3/BAEL91).

Suivant EX :



$$\delta_{max} = 0,02 \text{ m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{31.62}{500} = 0,063 \text{ m} \longrightarrow \text{CV}$$

Suivant EY :



$$\delta_{\max} = 0,02 \text{ m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{31,62}{500} = 0,063 \text{ m} \quad \longrightarrow \text{CV}$$

8. Justification de la sécurité

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

$$\delta_K = R \times \delta_{e,k}$$

k : niveau chaque étage

$\delta_{e,k}$: déplacement dû aux forces sismiques

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\Delta_K < 1\% \times h_e$ (Art 5.10) RPA

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans par ETABS, en suit les étapes :

Display → **show table** → **déplacements** → **déplacement data** → **table : Diaphragme CM displacement**. Puis on définit la combinaison **Ex** et **Ey**.

Story	$\zeta_k ex$	$\zeta_k ey$	R	$\zeta x = \zeta_k ex * R$	$\zeta y = \zeta_k ey * R$	Δx	Δy	0,01% he	cond
S.M	0,0225	0,016	3,5	0,07875	0,056	0,00315	0,00385	0,024	verifier
ET9	0,0216	0,0149	3,5	0,0756	0,05215	0,00595	0,00525	0,0306	verifier
ET8	0,0199	0,0134	3,5	0,06965	0,0469	0,0063	0,0056	0,0306	verifier
ET7	0,0181	0,0118	3,5	0,06335	0,0413	0,00735	0,00595	0,0306	verifier
ET6	0,016	0,0101	3,5	0,056	0,03535	0,00805	0,00595	0,0306	verifier
ET5	0,0137	0,0084	3,5	0,04795	0,0294	0,00875	0,0063	0,0306	verifier
ET4	0,0112	0,0066	3,5	0,0392	0,0231	0,0091	0,00595	0,0306	verifier
ET3	0,0086	0,0049	3,5	0,0301	0,01715	0,0036	0,0056	0,0306	verifier
ET2	0,0059	0,0033	3,5	0,02065	0,01155	0,00875	0,00495	0,0306	verifier
ET1	0,0034	0,0019	3,5	0,0119	0,00665	0,007	0,0042	0,0306	verifier
rdc	0,0014	0,0007	3,5	0,0049	0,00245	0,0049	0,0024	0,0408	verifier

Tableau V-8: Vérification des déplacements relatifs latéraux entre étage

Donc les déplacements relatifs entre les étages sont vérifiés.

9. Justification vis-à-vis de (l'effet P- Δ) (Art5.9) RPA

Les effets de deuxième ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

Pour déterminer les valeurs des efforts tranchants V_x et V_y et le poids P par logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes :

Display → **show tables** → **ANALYSIS RESULTS** → **Building Output** → **Table: Story Shears** on définit la combinaison **Ex** après **Ey** et la combinaison **poids**.

Story	Pk	Δk	Vk	hk	Θ	cond
S.M	95,8	0,00315	62,15	2,4	0,00202313	vérifier
ET9	1070,77	0,00595	876,6	3,06	0,00237515	vérifier
ET8	2334,08	0,0063	856,52	3,06	0,00561045	vérifier
ET7	3626,77	0,00735	1174,47	3,06	0,00741727	vérifier
ET6	4919,46	0,00805	1454,5	3,06	0,00889771	vérifier
ET5	6229,6	0,00875	1701,02	3,06	0,01047219	vérifier
ET4	7539,73	0,0091	1912,4	3,06	0,01172457	vérifier
ET3	8849,86	0,0036	2088,2	3,06	0,00498592	vérifier
ET2	10385,37	0,00875	2231,25	3,06	0,01330946	vérifier
ET1	11878,11	0,007	2329,97	3,06	0,01166202	vérifier
rdc	13446,06	0,0049	2379,79	4,08	0,00678566	vérifier

Tableau V-9: Justification vis-à-vis de (l'effet P- Δ) : (X-X)

Story	Pk	Δk	Vk	hk	Θ	cond
S.M	95,8	0,00385	79,7	2,4	0,00192822	vérifier
ET9	1070,77	0,00525	558,53	3,06	0,00328918	vérifier
ET8	2334,08	0,0056	1012,89	3,06	0,00421716	vérifier
ET7	3626,77	0,00595	1393,87	3,06	0,00505933	vérifier
ET6	4919,46	0,00595	1715,49	3,06	0,00557603	vérifier
ET5	6229,6	0,0063	1987,95	3,06	0,00645169	vérifier
ET4	7539,73	0,00595	2221,79	3,06	0,00659855	vérifier
ET3	8849,86	0,0056	2417,2	3,06	0,00670024	vérifier
ET2	10385,37	0,00495	2569,37	3,06	0,00653851	vérifier
ET1	11878,11	0,0042	2666,42	3,06	0,0061143	vérifier
rdc	13446,06	0,0024	2712,25	4,08	0,00291619	vérifier

Tableau V-10: Justification vis-à-vis de (l'effet P- Δ) (Y-Y)

Donc la condition de l'effet de torsion est vérifiée pour tous les étages dans le sens X-X et dans le sens Y-Y.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus pour notre structure, Toutes les exigences du RPA sont vérifiées.

Chapitre VI

Ferraillage des éléments structuraux

VI-1 Ferrailage des poteaux

VI-1-1 Introduction

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons considérées comme suivante :

- $1,35G + 1,5Q$ (ELU)
- $G + Q \pm E$ (RPA révisée 2003)
- $0,8G \pm E$ (RPA révisée 2003)
- $G + Q$ (ELS)

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations:

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

On distingue trois cas :

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

Recommandation DU (R.P.A 2003)

Armatures longitudinales :

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

Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera $0,8 \% \times b \times h$ (zone IIa):
- Le pourcentage maximal en zone recouvrement sera de $6\% \times b \times h$ (zone IIa):
- Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times b \times h$ (zone IIa):

	zone IIa		
	Le pourcentage minimal d'armatures $0,8 \% \times b \times h$	Le pourcentage maximal	
		en zone courante $4\% \times b \times h$	en zone recouvrement $6\% \times b \times h$
Poteaux (55× 55)	24.20	121	181.5
Poteaux (50× 50)	20	100	150
Poteaux (45× 45)	16.2	81	121.5
Poteaux (40× 40)	12.8	64	96
Poteaux (35× 35)	9.8	49	117.6

Tableau VI.1 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA

- Le diamètre minimal est de 12 cm.
- La longueur Maximale de recouvrement $LR = 40\Phi$ en zone IIa.
- La distance entre les barres longitudinales ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.

Délimitation de la zone nodale :

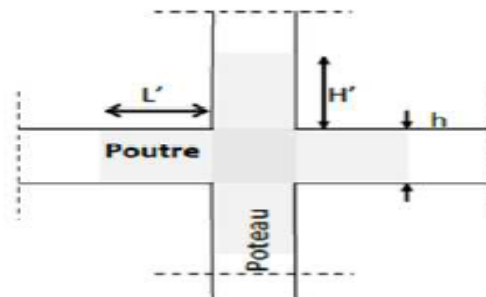


Figure VI 1 : Délimitation de la zone nodale

Pour poteaux:

- $h' = \max(h_e/6; b_1; h_1; 60\text{cm})$
- RDC et 1^{er} étage : poteau (55 × 55) : $h' = 68\text{ cm}$
- 2 et 3^{em} Etage : poteau (50 × 50) : $h' = 60\text{ cm}$
- 4 et 5^{em} Etage poteau : (40 × 40) : $h' = 60\text{ cm}$
- 6 et 7^{em} Etage poteau : (40 × 40) : $h' = 60\text{ cm}$
- 8 et 9^{em} Etage: poteau (40 × 40) : $h' = 60\text{ cm}$

Pour poutres:

- $L' = 2 \times h$
- poutre principale de (45 × 30): $L' = 90 \text{ cm}$
- poutre secondaire de (40 × 25): $L' = 80 \text{ cm}$

Calcul du ferrailage

Etapas de calcul :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et un moment fléchissant M_f .

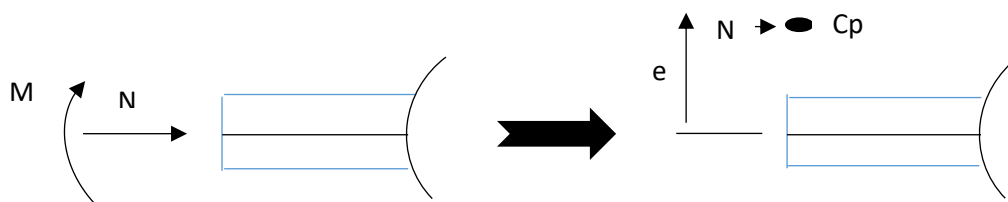


Figure VI 2 : Section en flexion composée

Calcul armatures longitudinales :

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ alors la section est partiellement comprimé (SPC).
- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :
- Si $N_u(d - c) - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}\right) b \times h \times f_{c28}$ alors (SPC).
- Si $N_u(d - c) - M_f > (0,5h - c) \times b \times h \times f_{bc}$ alors la section est entièrement comprimée (SEC)

Calcul cas d'une SPC :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \Rightarrow \text{Moment fictif.}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d \times f_{bc}}$$

si $\mu_b < \mu_l$ la section est simplement armée (SSA)

$$A_l = \frac{M_f}{\beta_r \times d \times \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_l - \frac{N_u}{\delta_s}$.

si $\mu_b > \mu_l$ la section est doublement armés (SDA)

donc il faut calculer A_l et A_l' .

$$A_l = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s}$$

Avec :

$$M_r = \mu_l b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_{l'} = \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_{l'}$; $A_s = A_f - \frac{N_u}{\delta_s}$.

Calcul cas d'une SEC:

$$A_{\text{inf}} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} ; \quad A_{\text{sup}} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,375 + \frac{N_u(d-c)-M}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}} ; \quad f_{bc} = \frac{0,8 \times f_{bc}}{\theta \times \gamma_b}$$

γ_b : 1,5 situation durable ;

γ_b : 1,15 situation accidentelle;

N_u : effort de compression.

Remarque

Le ferrailage des poteaux se fera par zone, selon la section des poteaux car il est possible d'adopter le même ferrailage pour certains niveaux

- Zone I : RDC, 1er étage Poteaux (55× 55)
- Zone II : 2ème et 3ème étage. Poteaux (50× 50)
- Zone III : 4ème et 5ème étage. Poteaux (45× 45)
- Zone IV : 6ème et 7ème étage. Poteaux (40× 40)
- Zone V : 8ème et 9ème étage. Poteaux (35× 35)

Calcul du ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec ». Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	Sollicitation	N KN	M KN.m	obs	A _{sc} cm ²	A _{st} cm ²	A _{min} cm ²	Choix d'armature	A _{adop} cm ²
RDC + 1er	N _{max} - M _{corr}	-2093,01	-0,604	0.245	30.31	29.51	24.20	4HA20+ 4HA20	25.13
	N _{min} - M _{corr}	-795,81	-1,584		11.02	10.83			
	N _{corr} - M _{max}	-864,53	-8,312		10.92	11.94			
2em + 3em	N _{max} - M _{corr}	-1617,59	-0,562	0.22	23.29	23.22	20	4HA20+ 4HA16	20.59
	N _{min} - M _{corr}	-618,4	-0,831		8.94	8.84			
	N _{corr} - M _{max}	-904,74	11,038		12.28	13.73			
4em + 5em	N _{max} - M _{corr}	-1180,91	-2,667	0.195	17.17	16.78	16.2	4HA20+ 4HA12	17.08
	N _{min} - M _{corr}	-415,48	-0,964		6.04	5.9			
	N _{corr} - M _{max}	-617,55	15,899		7.71	10.05			
6em + 7em	N _{max} - M _{corr}	-759,33	-3,408	0.170	11.2	10.63	12.8	4HA16+ 4HA12	14.19
	N _{min} - M _{corr}	-209,73	-0,706		3.07	2.96			
	N _{corr} - M _{max}	-318,62	17,789		3.08	6.08			
8em + 9em	N _{max} - M _{corr}	-352,16	-3,231	0.145	5.38	4.74	9.8	4HA12+ 4HA14	10.68
	N _{min} - M _{corr}	24,8	-0,924		0	0			
	N _{corr} - M _{max}	-71,87	13,068		0	2.3			

Tableau VI 2 : Ferrillages des poteaux.

Armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA2003)

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 armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul .

h : hauteur de la section brut.

f_e : section brut .

ρ_a : coefficient limite élastique des armatures transversales

$\rho_a = 2.5$ si l'élancement géométrique dans la direction considérée ≥ 5 .

$\rho_a 3.75$ dans le cas contraire

Espacement des armatures transversales (RPA99 modifiée 2003/ART7.4.2.2)

Zone nodale : (zone IIa)

$$S_t \leq \min(15 \text{ cm} , 10 * \phi_1^{\min}) = \min(15 \text{ cm} , 10 * 1.2) = 12 \quad \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

En zone courante :

$$S_t \leq 15 \phi = 15 * 1.2 = 18 \quad \text{Soit: } S_t = 12 \text{ cm.}$$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

L'élancement ρ_a :

$$\text{si : } \lambda_g < 5 \quad \longrightarrow \quad \rho_a = 3.75$$

$$\text{si : } \lambda_g > 5 \quad \longrightarrow \quad \rho_a = 2.5$$

Avec :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_a}{a}$$

$$L_f = 0.7 \times l_0 \quad l_0: \text{ longueur libre du poteau}$$

a, b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée ;

L_f : longueur de flambement du poteau .

Zone nodale :

$$\text{Poteau } (55 \times 55) \text{ cm}^2: \lambda_g = \frac{0.7 \times l_0}{55} = \frac{0.7 \times 408}{55} = 5,19 > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{2,5 \times 103.92 \times 10^3 \times 10}{55 \times 40000} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (50 \times 50) \text{ cm}^2: \lambda_g = \frac{0.7 \times l_0}{50} = \frac{0.7 \times 306}{50} = 4,28 . < 5 \quad \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{3.75 \times 109.96 \times 10^3 \times 10}{50 \times 40000} = 2.06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux}(45 \times 45)\text{cm}^2: \lambda_g = \frac{0.7 \times l_0}{45} = \frac{0.7 \times 306}{45} = 4,76 . < 5 \quad \rho_a = 3.75 .$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{3.75 \times 107.84 \times 10^3 \times 10}{45 \times 40000} = 2.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux}(40 \times 40)\text{cm}^2: \lambda_g = \frac{0.7 \times l_0}{40} = \frac{0.7 \times 306}{40} = 5,35 > 5 \quad \rho_a = 2.5.$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{2.5 \times .84 \times 10^3 \times 10}{40 \times 40000} = 1.31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux}(35 \times 35)\text{cm}^2: \lambda_g = \frac{0.7 \times l_0}{35} = \frac{0.7 \times 306}{35} = 6.12 > 5 \quad \rho_a = 2.5.$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{2.5 \times .39.06 \times 10^3 \times 10}{35 \times 40000} = 0.69 \text{ cm}^2$$

Zone courante :

$$\text{Poteau } (55 \times 55)\text{cm}^2: \lambda_g = \frac{0.7 \times l_0}{55} = \frac{0.7 \times 408}{55} = 5,19 > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{2,5 \times 103.92 \times 10^3 \times 12}{55 \times 40000} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux}(50 \times 50)\text{cm}^2: \lambda_g = \frac{0.7 \times l_0}{50} = \frac{0.7 \times 306}{50} = 4,28 . < 5 \quad \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{3.75 \times 109.96 \times 10^3 \times 12}{50 \times 40000} = 2.47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux}(45 \times 45)\text{cm}^2: \lambda_g = \frac{0.7 \times l_0}{45} = \frac{0.7 \times 306}{45} = 4,76 . < 5 \quad \rho_a = 3.75 .$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{3.75 \times 107.84 \times 10^3 \times 12}{45 \times 40000} = 2.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux}(40 \times 40)\text{cm}^2: \lambda_g = \frac{0.7 \times l_0}{40} = \frac{0.7 \times 306}{40} = 5,35 > 5 \quad \rho_a = 2.5.$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{2.5 \times .84 \times 10^3 \times 12}{40 \times 40000} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux}(35 \times 35)\text{cm}^2: \lambda_g = \frac{0.7 \times l_0}{35} = \frac{0.7 \times 306}{35} = 6.12 > 5 \quad \rho_a = 2.5.$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{2.5 \times .39.06 \times 10^3 \times 12}{35 \times 40000} = 0.837 \text{ cm}^2$$

Longueur de recouvrement : (Art 7.4.2.2 RPA2003)

- Poteaux(55 × 55)cm²: $L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 2 = 80$ cm;
- Poteaux(50 × 50)cm²: $L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 2 = 80$ cm;
- Poteaux(45 × 45)cm²: $L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 2 = 80$ cm ;
- Poteaux(40 × 40)cm²: $L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1,6 = 64$ cm ;
- Poteaux(35 × 35)cm²: $L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 2 = 80$ cm;

Vérification la quantité d'armatures transversales : (Art7.4.2.2 RPA2003)

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_t = 0,3\% \times S_t \times b$;
- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_t = 0,8\% \times S_t \times b$;
- Si $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow A_t =$ interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : Est l'élançement géométrique du poteau ;

b : dimension de la section droite du poteau considérée .

Zone nodale :

Poteaux (55 × 55) cm² : $\lambda_g = 5,19 > 5$

$$A_{t(\min)} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65 \text{ cm}^2;$$

Poteaux (50 × 50) cm² : $\lambda_g = 4,28 < 5$ interpolation:

$$A_{t(\min)} = 0,48\% \times S_t \times b = 0,0048 \times 10 \times 50 = 2,4 \text{ cm}^2;$$

Poteaux(45 × 45)cm²: $\lambda_g = 4,76$. interpolation:

$$A_{t(\min)} = 0,36\% \times S_t \times b = 0,0036 \times 10 \times 45 = 1,62 \text{ cm}^2;$$

$$\text{Poteaux}(40 \times 40)\text{cm}^2: \lambda_g = \frac{0,7 \times l_0}{40} = \frac{0,7 \times 306}{40} = 5,35. > 5$$

$$A_{t(\min)} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2;$$

$$\text{Poteaux}(35 \times 35)\text{cm}^2: \lambda_g = \frac{0,7 \times l_0}{40} = \frac{0,7 \times 306}{40} = 6,12 > 5$$

$$A_{t(\min)} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2;$$

Zone courante :

Poteaux (55 × 55) cm² : $\lambda_g = 5,19 > 5$

$$A_{t(\min)} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 12 \times 55 = 1,8 \text{ cm}^2;$$

Poteaux (50 × 50) cm² : $\lambda_g = 4,28 < 5$ interpolation:

$$A_{t(\min)} = 0,48\% \times S_t \times b = 0,0048 \times 12 \times 50 = 2.88 \text{ cm}^2;$$

Poteaux(45 × 45)cm²:λ_g = 4,76 . interpolation:

$$A_{t(\min)} = 0,36\% \times S_t \times b = 0,0036 \times 12 \times 45 = 1.94\text{cm}^2;$$

Poteaux(40 × 40)cm²:λ_g = 5.35 > 5

$$A_{t(\min)} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 12 \times 40 = 1,44\text{cm}^2;$$

Poteaux(35 × 35)cm²:λ_g = 6.12 > 5

$$A_{t(\min)} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 12 \times 35 = 1,26\text{cm}^2;$$

Tableau VI 3: Les résultats du ferraillage des armatures transversales

	A (cm ²) nodale	A (cm ²) Courant	A _{min} nodale	A _{min} courant	A Adopté	Choix des barres
Poteaux (55× 55)	1.18	1.77	1.65	1.8	3.14	4HA10
Poteaux(50 × 50)	2.06	3.09	2.4	2.88	3.14	4HA10
Poteaux(45 × 45)	2.24	3.14	1.62	1.94	3.14	4HA10
Poteaux(40 × 40)	1.31	1.96	1.2	1.44	2.01	4HA8
Poteaux(35 × 35)	0.69	1.04	1.05	1.26	2.01	4HA8

Vérification des contraintes de cisaillement (Art 7.4.3.2 Rpa2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :0

si : λ_g < 5 → ρ_d = 0.04

si : λ_g > 5 → ρ_d = 0.075

	V (KN)	b (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_d	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	vérification
Poteaux (55x55) RDC +1 ^{er} étage	103.92	55	55	5,19	0.075	0.34	1.875	CV
Poteaux (50x50)2.3 ^{eme} étage	109.96	50	50	4,28	0.04	0.43	1	CV
Poteaux (45x45)4.5 ^{eme} étage	107.84	45	45	4.76	0.04	0.532	1	CV
Poteaux (40x40)6.7 ^{eme} étage	84	40	40	5.35	0.075	0.525	1.875	CV
Poteaux (35x35)8.9 ^{eme} étage	39.06	35	35	6.12	0.075	0.318	1.875	CV

Tableau VI 4: Vérification des contraintes tangentielles.

Vérification de la contrainte de non fragilité

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{Adopte}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \left(\frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right)$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} : \text{represente l'excentricité à l'ELS.}$$

Section	Combinaison	N_s	M_2	e_s (m)	A_{min} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)	Obs
(55× 55)	$N_{max} - M_{corr}$	-1525.12	10.131	0,0066	8.53	25.13	C.V
	$N_{min} - M_{corr}$	-580.9	-1.139	0,0019	8.26		C.V
	$N_{corr} - M_{max}$	-1012.76	25.771	0,025	9.96		C.V
(50× 50)	$N_{max} - M_{corr}$	-1179.18	8.853	0,0003	6.69	20.59	C.V
	$N_{min} - M_{corr}$	-451.21	-0.596	0,008	7.10		C.V
	$N_{corr} - M_{max}$	-744.24	-32.199	0,043	10.91		C.V
(45× 45)	$N_{max} - M_{corr}$	-861.32	13.54	0,0015	5.41	17.08	C.V
	$N_{min} - M_{corr}$	-303.24	-0.69	0,0022	5.44		C.V
	$N_{corr} - M_{max}$	-531.54	21.643	0,040	9.22		C.V
(40× 40)	$N_{max} - M_{corr}$	-554,03	12,976	0.023	5.51	14.19	C.V
	$N_{min} - M_{corr}$	-153,15	-0,506	0,003	4.15		C.V
	$N_{corr} - M_{max}$	-311,87	45,288	0.295	0.83		C.V
(35× 35)	$N_{max} - M_{corr}$	-257.37	11.503	0,044	10.09	10.68	C.V
	$N_{min} - M_{corr}$	17.93	-0.687	0,037	6.81		C.V
	$N_{corr} - M_{max}$	-100.98	35.893	0,35	0.19		C.V

Tableau VI.2 : Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux dans le sens longitudinale

Section	Combinaison	N_s	M_3	e_s (m)	A_{min} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)	Obs
(55× 55)	$N_{max} - M_{corr}$	-1525.12	-0.452	0,00029	8.3	25.13	C.V
	$N_{min} - M_{corr}$	-580.9	-1.235	0,0026	8.72		C.V
	$N_{corr} - M_{max}$	-631.01	-6.093	0,0096	6.69		C.V
(50× 50)	$N_{max} - M_{corr}$	-1179.18	-0.394	0,00034	7.15	20.59	C.V
	$N_{min} - M_{corr}$	-451.21	4.022	0,00891	7.34		C.V
	$N_{corr} - M_{max}$	-659.37	7.964	0,0120	5.44		C.V
(45× 45)	$N_{max} - M_{corr}$	-861.32	-1.932	0,0022	6.08	17.08	C.V
	$N_{min} - M_{corr}$	-303.24	5.222	0,014	3,95		C.V
	$N_{corr} - M_{max}$	-450.28	11.495	0,017	2,55		C.V
(40× 40)	$N_{max} - M_{corr}$	-554.03	-2.479	0.00445	4.33	14.19	C.V
	$N_{min} - M_{corr}$	-153.15	5.588	0.036	7.24		C.V
	$N_{corr} - M_{max}$	-232.46	12.867	0.054	4.15		C.V
(35× 35)	$N_{max} - M_{corr}$	-257.37	-2.36	0.00916	3.48	10.68	C.V
	$N_{min} - M_{corr}$	17.93	-0.545	0,030	5.29		C.V
	$N_{corr} - M_{max}$	-52.79	9.454	0.179	0.43		C.V

Tableau VI.3 : Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux dans le sens transversal

État limite d'ouvertures des fissures:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Vérification de la contrainte normale à l'ELS**Etats limites de compression du béton**

Pour les cas des poteaux, on vérifié l'état limite de compression du béton, pur cela, on calcul les contraintes du béton et de l'acier dans les deux directions longitudinales et transversales et on les compare aux contraintes admissible afin de vérifier les sections adoptées à l'ELS.

Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$;

Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$.

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y, Deux cas peuvent se présenter par logiciel SOCOTEC.

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ \longrightarrow Section entièrement comprimé (SEC)

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$ \longrightarrow Section partiellement comprimé (SPC)

Les contraintes obtenues sont

- σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton ;
- σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure;
- σ_{bi} : Cotrainte max dans la fibre inférieure du béton ;
- σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure .

Section	N_s	M_s	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{ss} (Mpa)	σ_{si} (Mpa)	$\bar{\sigma}_d$ (Mpa)	OBS
(55× 55)	-1525.12	10.131	5.41	4,68	15	45.3	44.9	348	C.V
	-580.9	-1.139	1,88	1.96	15	19,9	-16.7	348	C.V
	-1012.76	25.771	4.28	2.42	15	71,4	55,7	348	C.V
(50× 50)	-1179.18	8.853	5.14	4.29	15	42.3	40,5	348	C.V
	-451.21	-0.596	1.78	1,83	15	6.66	1.33	348	C.V
	-744.24	-32.199	1.43	4.52	15	44.2	22.7	348	C.V
(45× 45)	-861.32	13.54	3,07	2,96	15	46.3	20,5	348	C.V
	-303.24	-0.69	1.45	1.54	15	39.12	35	348	C.V
	-531.54	41.643	0	0	15	84,2	8,7	348	C.V
(40× 40)	-554,03	12,976	4.68	2.25	15	33.3	16.2	348	C.V
	-153,15	-0,506	0.91	1	15	17.3	15.1	348	C.V
	-311,87	45,288	0	0	15	102.3	-2.36	348	C.V
(30× 30)	-257.37	11.503	3.71	0.49	15	10.2	5,66	348	C.V
	17.93	-0.687	0.05	0.24	15	8,5	5,7	348	C.V
	-100.98	35.893	10.7	0	15	44,3	-62,7	348	C.V

Tableau VI.4 : vérification des contraintes dans le sens longitudinal

Section	N_s	M_s	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{ss} (Mpa)	σ_{si} (Mpa)	$\bar{\sigma}_d$ (Mpa)	OBS
(55× 55)	-1525.12	-0.452	4,15	4,17	15	62.3	62.6	348	C.V
	-580.9	-1.235	1.88	1.96	15	22.3	-23,1	348	C.V
	-631.01	-6.093	1,87	2.31	15	31,4	-15,7	348	C.V
(50× 50)	-1179.18	-0.394	4,7	4,74	15	88.1	77,5	348	C.V
	-451.21	4.022	2	1,61	15	21.3	19,8	348	C.V
	-659.37	7.964	3,02	2.62	15	44.2	2,27	348	C.V
(45× 45)	-861.32	-1.932	4.13	4.38	15	46	44,6	348	C.V
	-303.24	5.222	1.84	1.15	15	19.3	3.9	348	C.V
	-450.28	11.495	2.98	1.47	15	61.3	-28,1	348	C.V
(40× 40)	-554.03	-2.479	3.23	3.7	15	3.16	2.8	348	C.V
	-153.15	5.588	1.48	0.43	15	18.3	17.6	348	C.V
	-232.46	12.867	2.7	0.88	15	99.8	55.3	348	C.V
(30× 30)	-257.37	-2.36	1,77	2.43	15	29.6	18.6	348	C.V
	17.93	-0.545	0.07	0.22	15	8,5	4,7	348	C.V
	-52.79	5.454	4.3	0.66	15	4.1	2.2	348	C.V

Tableau VI.5 : vérification des contraintes dans le sens transversal

3) Ferrailage des poutres :

VI-3-1) Introduction :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'ETABS, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le RPA 99 et le BAEL 91 puis seront vérifiées à l'ELS :

- **1.35G + 1.5Q : à L'ELU.**
- **G + Q: à L'ELS.**
- **G + Q ± E : RPA99 révisé 2003**
- **0.8 G ± E : RPA99 révisé 2003.**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimal d'armature imposé par le RPA 99 en zone II.

VI.3-2) Recommandations du RPA99:

1. Armatures longitudinales :

a) Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.

→ **Poutre principales:** $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$.

→ **Poutre secondaires:** $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2$.

b) Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

→ **4%** en zone courante.

→ **6%** en zone de recouvrement.

- **Poutres principales :** $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

- **Poutres secondaires :** $A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 40 = 40 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 40 = 60 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

c) La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ** en zone II a.

d) L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

Armatures transversales :

- Les quantités minimales des armatures transversales est de : $A_t \geq 0.003 \times S_t \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$\rightarrow st = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{min}\right) \text{ en zone nodale}$$

$$\rightarrow st = \frac{h}{2} \text{ en zone courante.}$$

Avec : ϕ_{min} : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI-3-3) Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

A_s : Section inférieure tendue ou' la moins comprimée selon le cas.

A_s : Section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion « M_u » supporté par la section.

On calcule le moment réduit :

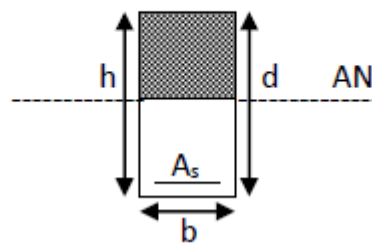
$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \rightarrow \gamma_b = 1.5 \rightarrow f_{bu} = 14,2$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348Mpa$$

Si $\mu_b \leq \mu_l = 0.392$ la section est simplement armée c à d la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$



Si $\mu_b > \mu_l = 0.392$ la section est doublement armée c. a. d la section ne comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

On calcul:

$$\begin{cases} M_1 = \mu_r b d^2 f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_1 \end{cases}$$

Avec

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

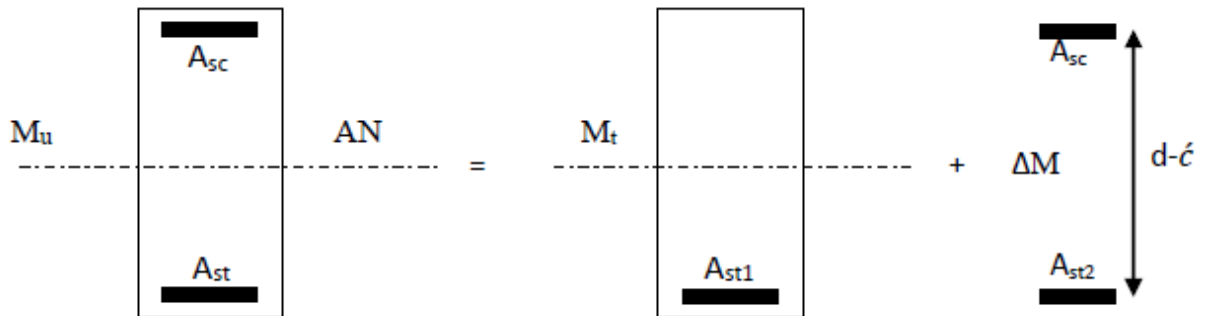
- Armatures tendues :

$$A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

- Armatures comprimé :

$$A_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Remarque:



Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.à.d. $\Delta M < 0.4M$ (Art BAEL B66).

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants:

1- Ferraillage des poutres principales (30x45) cm² :

Localisation	M _u (KN.m)	μ	Obs	β	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Travée	55.836	0.074	SSA	0.962	3.98	3HA14 = 4.62
Appuis	-90.711	0.120	SSA	0.936	6.65	3HA14(filante)+3HA12(chapeaux) = 8.01

2- Ferrailage des poutres secondaires (30x35) cm² :

Localisation	M _u (KN.m)	μ	Obs	β	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Travée	32.332	0.067	SSA	0.965	2.60	3HA14= 4.62
Appuis	-48.919	0.100	SSA	0.947	4.02	3HA14(fil)+3HA12(ch) = 8.01

Exemple de calcul pour les armatures en travées des poutres principales:

$$M_u = 55.836 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{55.836 \times 10^3}{30 \times 42^2 \times 14.2} = 0.074$$

$$\mu = 0.074 \leq \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.074 \longrightarrow \beta = 0.962 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

Armatures principales:

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{55.836}{0.962 \times 42 \times 348} = 3.98 \text{ cm}^2$$

Même chose pour les poutres secondaires.

VI-2-4) Vérification du BAEL 91:

➤ Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.21) :

$$A_{adopté} \geq A_{min}$$

Poutres principales :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 42 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$D'où : A_s = 4.62 \text{ cm}^2 \geq A_{min} \quad \text{condition vérifiée (En travée)}$$

$$A_s = 8.01 \text{ cm}^2 \geq A_{min} \quad \text{condition vérifiée (Sur appuis)}$$

Poutres secondaires:

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.12 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_s = 4.62 \text{ cm}^2 \geq A_{min}$ condition vérifiée (En travée)

$A_s = 8.01 \text{ cm}^2 \geq A_{min}$ condition vérifiée (Sur appuis)

Vérification de l'adhérence (BAEL 99/ Art A.6.1.1.3):

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

Avec $\tau_{se} = \frac{v_u^{max}}{0.9d \sum U_i}$ $\sum U_i$:: Somme des périmètres des barres

Sens principal : $v_u^{max} = 124.69 \text{ kn}$

$$\sum U_i = \sum \phi \pi \phi = (3 \times 3.14 \times 1.6) + (3 \times 3.14 \times 1.4) = 28.26 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{v_u^{max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{124.69}{0.9 \times 42 \times 28.26} = 1.17 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 1.17 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Sens secondaire : $v_u^{max} = 65.88 \text{ Kn}$

$$\sum U_i = 6\pi\phi = 6 \times 3.14 \times 1.4 = 26.37 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{v_u^{max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{65.88}{0.9 \times 42 \times 26.37} = 0.75 \text{ Mpa}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 0.75 \text{ MPa}$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91 Art A.5.1.1):**

$$\tau_{se} = \frac{v_u^{max}}{bd} \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible donc $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

Sens principal:

$$V_u = T_{max} 124.69 \text{ KN}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{124.69 \times 10^3}{300 \times 420} = 0.99 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sens secondaire :

$$V_u = T_{\max} 65.88 \text{ KN}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{65.88 \times 10^3}{250 \times 370} = 0.71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL91 Art 5.1.32) :**

- **Influence sur le béton :**

Il faut vérifier que :

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times d \times b \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Sens principale :

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.30 \times 0.42 \times 16.67 \times 10^3 = 756 \text{ KN.}$$

$$V_u = 124.69 \text{ KN} < 756 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens secondaire :

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.25 \times 0.37 \times 16.67 \times 10^3 = 555 \text{ KN.}$$

$$V_u = 65.88 \text{ KN} < 555 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Influence sur les armatures:**

$$A_{adopté} \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^a}{0.9d} \right)$$

Avec : M^a est pris avec son signe.

$$\text{Si } \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0 \quad \text{la vérification n'est pas nécessaire.}$$

Sens principale :

$$\left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = 124.69 + \frac{-90.711}{0.9 \times 0.42} = -115.286 \text{ Kn}$$

Sens secondaire :

$$\left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = 65.88 + \frac{-49.919}{0.9 \times 0.37} = -81.024 \text{ Kn}$$

Donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- ✓ **Calcul de longueur de scellement droit des barres :**

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

La contrainte d'adhérence $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$.

- $\Psi_s = 1.5$ (Acier haute adhérence)
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1 \text{ MPa}$

Pour les HA16 : $l_s = 56.43 \text{ cm}$

Pour les HA14 : $l_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour les HA12 : $l_s = 42.33 \text{ cm}$

Le BAEL admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne est assuré lorsque la partie ancrée mesuré au moins $l_a = 0.4 \times l_s$

Pour les HA16 : $l_a = 0.4 \times 56.43 = 23 \text{ cm}$

Pour les HA14 : $l_a = 0.4 \times 49.38 = 20 \text{ cm}$

Pour les HA12 : $l_a = 0.4 \times 42.33 = 17 \text{ cm}$

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone II selon le RPA2003 ART (7.5.2.1):

Pour les HA16 : $l_r = 40 \times 1.6 = 80 \text{ cm}$

Pour les HA14 : $l_r = 40 \times 1.4 = 70 \text{ cm}$

Pour les HA12 : $l_r = 40 \times 1.2 = 60 \text{ cm}$

- **Délimitation de la zone nodale et courante :**

Zone Nodale :

$$L' = 2 \times h \quad \text{Avec : } h : \text{ hauteur de la poutre.}$$

On aura :

$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$. Poutres principales (30 × 45)

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$. Poutres secondaires (25 × 40)

Zone Courante :

$$L_{\text{Courante}} = L_{\text{Nue d'appui}} - 2L'$$

- **Etat limite de fissuration (la flèche) :**

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

Poutres principales :

$$\frac{h}{L_{max}} = \frac{45}{490} = 0.091 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{490} = 0.091 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.85 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{B_0 \times d} = \frac{4.62}{30 \times 42} = 0.0036 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Poutres secondaires :

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{475} = 0.085 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{475} = 0.085 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{B_0 \times d} = \frac{4.62}{25 \times 37} = 0.005 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion:

Les trois conditions sont vérifiées pour toutes les poutres, alors on se dispense de la vérification de la flèche.

VI-2-5) Vérification de RPA99 révisé 2003 :**a) Espacement d'armatures :****Sens principal:**

$$\rightarrow st \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{min}; 30cm\right) \text{ en zone nodale}$$

$$st \leq \min\left(\frac{45}{4} = 11.25; 12 \times 1.4; 30cm\right) \quad \text{on opte pour } st = 10cm$$

$$\rightarrow st = \frac{h}{2} \text{ en zone courante.}$$

$$\rightarrow st = \frac{45}{2} = 22.5cm \quad \text{on opte pour: } St = 20cm$$

Sens secondaire:**Zone nodale:**

$$st \leq \min\left(\frac{40}{4} = 10; 12 \times 1.4; 30cm\right) \quad \text{on opte pour } st = 10cm$$

Zone courante :

$$st = \frac{40}{2} = 20\text{cm} \quad \text{on opte pour: } \mathbf{St = 20\text{cm}}$$

b) Diamètre de l'armature transversale:

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

Sens principal :

$$\phi_t \leq \min(1.3; 1.4; 3)$$

Sens secondaire :

$$\phi_t \leq \min(1.3; 1.4; 3)$$

On prend pour les deux cas « principale et secondaire » un diamètre de **8mm**
Soit en cadre et une épingle : **4HA8** → $A_{\text{adop}} = 2.01\text{cm}^2$.

c) Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est : $A_t^{\text{min}} = 0.003 \times S_t \times b$

Sens principal :

$$A_t^{\text{min}} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{ado}} > A_t^{\text{min}}$ condition vérifiée

Sens secondaire :

$$A_t^{\text{min}} = 0.003 \times 10 \times 25 = 0.75 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{ado}} > A_t^{\text{min}}$ condition vérifiée

Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à :

- (1/5) de la plus grande portée des 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 des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu'aux appuis et les seconds lits sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale a $(1/10)$ de la portée.

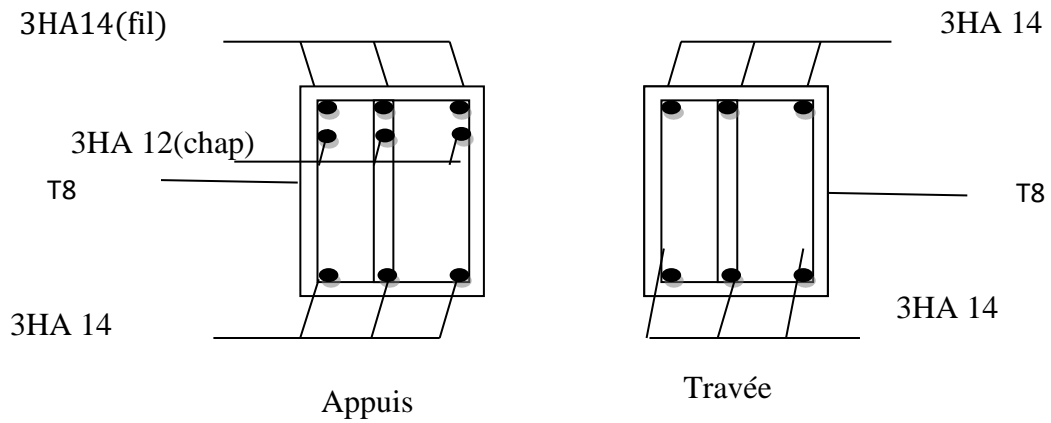


Schéma de ferrailage de poutre principale et poutre secondaire.

VI-3) Ferrailages des voiles

VI-3-1) Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- ❖ Armatures verticales.
- ❖ Armatures horizontales.
- ❖ Armatures transversales.

Pour faciliter de la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (06) zone :

- ❖ Zone 1 : RDC
- ❖ Zone 2 : 1^{er} étage
- ❖ Zone 3 : 2^{ème}/3^{ème} étage.
- ❖ Zone 4: 4^{ème}/5^{ème} étage.
- ❖ Zone 5 : 6^{ème}/7^{ème} étage.
- ❖ Zone 6 : 8^{ème}/9^{ème} étage.

❖ Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL 91 version 99} \\ \text{Selon le RPA version 2003} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$$

VI-3-2) Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

Avec :

I : Moment d'inertie du voile ;

M : moment dans le voile ;

N : Effort normal dans le voile .

V et V' : bras de levier (distance entre l'axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée) : $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$.

B : La section horizontale du voile $B = d \times e$;

L: La longueur du voile ;

e=Epaisseur du voile.

Conformément à l'article 7.7.4 du RPA99, le diagramme des contraintes obtenu, doit être décomposé en bandes de largeurs (d) dont les valeurs vérifient la condition :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec :

h_e : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : La longueur de la zone comprimée.

$$l' = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$L_c = L - l'$; L_t : la longueur de la zone tendue .

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

a) Section partiellement comprimée (SPC)

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2}\right) \times d \times e \Rightarrow A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e \Rightarrow A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s}$$

N_1, N_2 : efforts normaux ;

A_{v1}, A_{v2} = section d'armatures verticales ;

e: Epaisseur du voile.

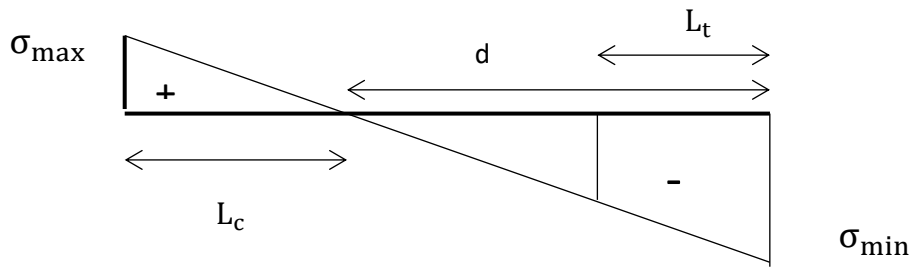


Fig VI.3.3.1 : contrainte dans une section partiellement comprimée

σ_1 : contrainte de traction agissant à une distance d de la contrainte de traction maximale;

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d) \times (\sigma_{\min})}{L_t}$$

σ_{st} : contrainte admissible des aciers

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa (situation accidentelle).}$$

b) Section entièrement comprimée (SEC)

$$\left[N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) \times d \times e \right] \Rightarrow \left[A_1 = \frac{N_1 - \beta \times f_{bc}}{\sigma_{st}} \right]$$

$$\left[N_2 = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \times d \times e \right] \Rightarrow \left[A_2 = \frac{N_2 - \beta \times f_{bc}}{\sigma_{st}} \right]$$

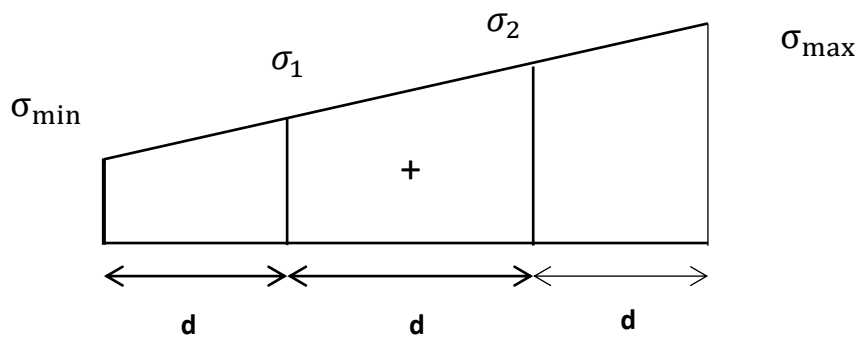


Fig VI.3.3.2: contrainte dans une section entièrement comprimé

c) Section entièrement tendue (SET)

$$\left[N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) \times d \times e \right] \Rightarrow \left[A_1 = \frac{N_1}{\sigma_{st}} \right]$$

$$\left[N_2 = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \times d \times e \right] \Rightarrow \left[A_2 = \frac{N_2}{\sigma_{st}} \right]$$

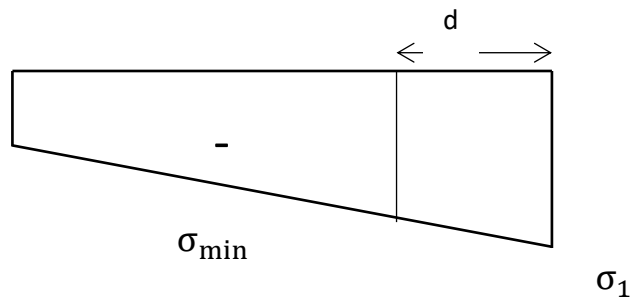


Fig VI.3.3.3: contrainte dans une section entièrement tendue

❖ **Armatures verticales**❖ Section entièrement comprimée (SEC)

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

 σ_{s2} : contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa❖ Section partiellement comprimée (SPC)

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

 σ_{s10} : Contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa.

❖ Section entièrement tendue (SET)

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 1 % = 348 MPa .

❖ **Armatures minimales**❖ Compression simple (Art.A.8.1, 2 BAEL91)

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton comprimée}$$

❖ Traction simple

$$\text{(BAEL91)} \quad A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e}$$

Avec : B : section du béton tendue

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.

❖ **Armatures horizontales**

Les armatures horizontales sont disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales, et elles doivent être munies de crochet à 135°, ayant une longueur de 10Φ .

D'après le **BEAL 91** :

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

D'après le **RPA99 (version 2003)** $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

❖ 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.

❖ Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{F_e}$$

$$\text{Avec : } V = 1.4 \times v_U$$

v_U : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

❖ Armatures de Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont le nombre doit être supérieure ou égale à 4HA10 dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ Dispositions constructives

a) Espacement (Art 7.7.4.3/RPA99 modofie2003)

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min\{1,5e; 30 \text{ cm}\}$$

Avec : e = épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $l/10$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

b) Diamètre maximal (Art 7.7.4.3/RPA99 modifie2003)

Le diamètre des armatures verticales ne doit pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile .

c) **Longueur de recouvrement (art 7.7.4.3/RPA99 modifié2003)**

Elles doivent être égales à

- ✓ **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✓ **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

d) **Diamètre maximal (Art 7.7.4.3/RPA99 modifié2003)**

Le diamètre des armatures verticales ne doit pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

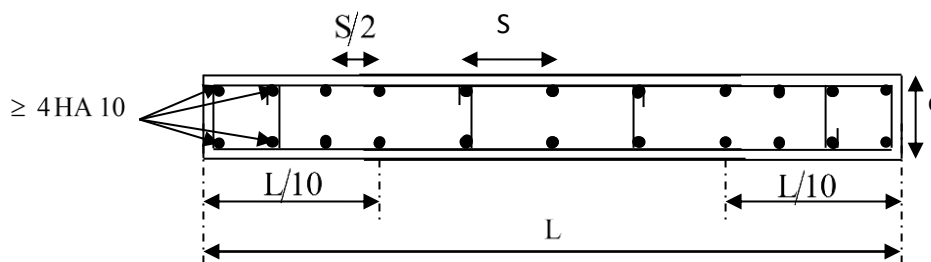


Fig VI.3.3.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI-3-3 Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée.

a) **Vérification de la contrainte de cisaillement**

❖ **D'après le RPA99 (version 2003)**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du voile ;

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$) ;

h : Hauteur totale de la section brute .

❖ **D'après le BAEL 91**

Il faut vérifier que :

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

Avec τ_u : contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit 4 HA8 (4épingles HA8/m²).

Tous les résultats de calcule sont réduits dans les tableaux se dessous :

Les voiles longitudinales VL1 et VL2

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV	V	VI	
	H,poutre(m)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	
	hauteur étage (m)	4,08	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	
	L (m)	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	
	e (m)	0,20	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	
	B (m ²)	0,5	0,375	0,375	0,375	0,375	0,375	
	He	4,080	3,060	3,060	3,060	3,060	3,060	
	h	3,63	2,61	2,61	2,61	2,61	2,61	
Solicitation de calcul	T(kN)	361,750	213,570	220,540	151,510	107,990	58,280	
	N _{ser} (kN)	1696,33	1505,29	1344,94	1012,45	662,27	316,75	
	Vu (kN)	506,450	298,998	308,756	212,114	151,186	81,592	
	σ _{max} (kN/m ²)	1952,220	685,120	299,320	-260,540	-55,970	967,120	
	σ _{min} (kN/m ²)	5969,830	4403,200	4084,250	2515,050	1979,720	1876,240	
	σ _s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00	
	Lt	0,62	0,34	0,17	-0,29	-0,07	0,85	
	Lc	1,88	2,16	2,33	2,79	2,57	1,65	
	d	0,41	0,22	0,11	-0,19	-0,05	0,57	
	σ ₁	650,740	228,373	99,773	-86,847	-18,657	322,373	
	N ₁	106,91	15,37	3,41	5,02	0,27	54,82	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	2,67	0,38	0,09	0,13	0,01	1,37	
	A _{vj} (cm ²)	13,93	8,22	8,49	5,83	4,16	2,24	
	A'v1/bande/nappe	6,15	2,44	2,21	1,58	1,05	1,93	
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	1,64	0,67	0,34	-0,35	-0,09	1,70	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	10,8	10,8	6,02	6,02	6,02	6,02	
	Choix de A (cm ²)	2*(4HA10+2ha12)	2*(4HA10+2ha12)	2*(6HA8)	2*6HA8	2*6HA8	2*6HA8	
	Stmax	30	22,5	22,5	22,5	22,5	22,5	
	Espacement (cm)	20	20	20	20	20	20	
	AH /nappe (cm ²)	7,50	5,63	5,63	5,63	5,63	5,63	
	AH adopté (cm ²)	11,775	8,635	8,635	8,635	8,635	8,635	
	choix de la section	15HA10	11HA10	11HA10	11HA10	11HA10	11HA10	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	25	25	25	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²			4 épingles HA8 /m ²			
Verif des contr	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T _b	1,125	0,886	0,915	0,628	0,448	0,242
	3,26 Mpa	T _u	0,804	0,633	0,653	0,449	0,320	0,173
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	3,286	3,848	3,456	2,636	1,725	0,825

Les voiles longitudinales : VL3 et VL4

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV	V	VI
	hpoutre(m)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
	hauteur etage (m)	4,08	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06
	L (m)	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50
	e (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
	B (m ²)	0,375	0,375	0,375	0,375	0,375	0,375
	He	4,080	3,060	3,060	3,060	3,060	3,060
	h	3,63	2,61	2,61	2,61	2,61	2,61
Solicitation de calcul	T(kN)	252,320	185,550	201,850	194,230	163,290	114,150
	N _{ser} (kN)	2420,72	2153,76	1509,94	1416,05	925,75	446,53
	Vu (kN)	353,248	259,770	282,590	271,922	228,606	159,810
	σ_{max} (kN/m ²)	323,240	-84,370	-339,390	-546,330	56,510	1460,090
	σ_{min} (kN/m ²)	6909,770	5508,820	5166,480	3508,730	2951,690	2707,730
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00
	Lt	0,11	-0,04	-0,18	-0,46	0,05	0,88
	Lc	2,39	2,54	2,68	2,96	2,45	1,62
	d	0,07	-0,03	-0,12	-0,31	0,03	0,58
	σ_1	107,747	-28,123	-113,130	-182,110	18,837	486,697
N ₁	2,41	0,22	3,98	16,79	0,18	85,25	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	0,06	0,01	0,10	0,42	0,00	2,13
	A _{vj} (cm ²)	9,71	7,14	7,77	7,48	6,29	4,39
	A'v1/bande/nappe	2,49	1,79	2,04	2,29	1,58	3,23
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	0,22	-0,05	-0,21	-0,56	0,09	1,75
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	9,42	9,42	9,42	9,42	9,42	9,42
	Choix de A (cm ²)	2*6HA10	2*6HA10	2*(6HA10)	2*6HA10	2*6HA10	2*6HA10
	Stmax	22,5	22,5	22,5	22,5	22,5	22,5
	Espacement (cm)	20	20	20	20	20	20
	AH /nappe (cm ²)	5,63	5,63	5,63	5,63	5,63	5,63
	AH adopté (cm ²)	11,775	8,635	8,635	8,635	8,635	8,635
	choix de la section	15HA10	11HA10	11HA10	11HA10	11HA10	11HA10
Armatures transversales	Espacement (cm)	25	25	25	25	25	25
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²			4 épingles HA8 /m ²		
Véification des constructions	$\bar{\sigma}_{bc} = 5MPa$ T _b	1,047	0,770	0,837	0,806	0,677	0,474
	3,26 Mpa T _u	0,748	0,550	0,598	0,575	0,484	0,338
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$ σ_{bc}	6,221	5,535	3,880	3,639	2,379	1,148

La voile longitudinale : VL5

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV	V	VI	
	hpoutre(m)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	
	hauteur etage (m)	4,08	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	
	L (m)	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	
	e (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	
	B (m ²)	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	
	He	4,080	3,060	3,060	3,060	3,060	3,060	
	h	3,63	2,61	2,61	2,61	2,61	2,61	
Solicitation de calcul	T(kN)	160,050	111,890	123,290	127,700	120,590	96,620	
	N _{ser} (kN)	2368,98	2106,37	1852,65	1363,48	887,43	416,04	
	Vu (kN)	224,070	156,646	172,606	178,780	168,826	135,268	
	σ _{max} (kN/m ²)	-597,270	1145,850	-1086,560	-820,610	-90,470	1162,990	
	σ _{min} (kN/m ²)	6596,930	5188,530	5016,810	3488,510	2877,590	2346,180	
	σ _s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00	
	Lt	-0,20	-0,57	-0,55	-0,62	-0,06	0,66	
	Lc	2,20	2,57	2,55	2,62	2,06	1,34	
	d	-0,13	-0,38	-0,37	-0,41	-0,04	0,44	
	σ ₁	-199,090	-381,950	-362,187	-273,537	-30,157	387,663	
	N ₁	7,93	43,30	40,05	33,65	0,39	51,39	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	0,20	1,08	1,00	0,84	0,01	1,28	
	A _{vj} (cm ²)	6,16	4,31	4,75	4,92	4,64	3,72	
	A' _{v1} /bande/nappe	1,74	2,16	2,19	2,07	1,17	2,21	
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	-0,24	-0,68	-0,67	-0,74	-0,08	1,33	
Ferrailage adopté pour armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)	6,02	6,02	6,02	6,02	6,02	6,02	
	Choix de A (cm ²)	2*6HA8	2*6HA8	2*6HA8	2*6HA8	2*6HA8	2*6HA8	
	Stmax	22,5	22,5	22,5	22,5	22,5	22,5	
	Espacement (cm)	20	20	20	20	20	20	
	AH /nappe (cm ²)	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	
	AH adopté (cm ²)	7,53	5,52	5,52	5,52	5,52	5,52	
	choix de la section	15HA8	11HA8	11HA8	11HA8	11HA8	11HA8	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	25	25	25	
	A _t adoptées	4 épingles HA8 /m ²			4 épingles HA8 /m ²			
Véification des contraintes	$\bar{\sigma}_b = 5MPa$	T _b	0,830	0,580	0,639	0,662	0,625	0,501
	3,26 Mpa	T _u	0,593	0,414	0,457	0,473	0,447	0,358
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ _{bc}	7,666	6,816	5,995	4,412	2,872	1,346

Les voiles longitudinales pour la salle machine

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV	V	VI
	hpoutre(m)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
	hauteur etage (m)	4,08	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06
	L (m)	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70
	e (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
	B (m ²)	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51
	He	4,080	3,060	3,060	3,060	3,060	3,060
	h	3,63	2,61	2,61	2,61	2,61	2,61
Solicitation de calcul	T(kN)	514,090	616,630	624,630	531,960	410,990	276,190
	N _{ser} (kN)	1372,64	1256,70	1170,63	922,72	679,38	420,20
	Vu (kN)	719,726	863,282	874,482	744,744	575,386	386,666
	σ _{max} (kN/m ²)	1816,340	753,530	20,680	-714,200	-233,260	375,370
	σ _{min} (kN/m ²)	6739,370	5294,400	4122,350	2516,660	2151,970	1671,190
	σ _s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00
	Lt	0,36	0,21	0,01	-0,67	-0,21	0,31
	Lc	1,34	1,49	1,69	2,37	1,91	1,39
	d	0,24	0,14	0,01	-0,45	-0,14	0,21
	σ ₁	605,447	251,177	6,893	-238,067	-77,753	125,123
	N ₁	43,70	10,64	0,01	32,07	3,21	7,80
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	1,09	0,27	0,00	0,80	0,08	0,20
	A _{vj} (cm ²)	19,79	23,74	24,05	20,48	15,82	10,63
	A'v1/bande/nappe	6,04	6,20	6,01	5,92	4,04	2,85
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	0,72	0,42	0,02	-0,81	-0,25	0,62
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	10,29	10,29	10,29	10,29	10,29	10,29
	Choix de A (cm ²)	2*(4HA10+4ha8)	2*(4HA10+4ha8)	2*(4HA10+4ha8)	2*(4HA10+4ha8)	2*(4HA10+4ha8)	2*(4HA10+4ha8)
	Stmax	22,5	22,5	22,5	22,5	22,5	22,5
		21	21	21	21	21	21
	AH /nappe (cm ²)	7,65	7,65	7,65	7,65	7,65	7,65
	AH adopté (cm ²)	11,775	8,635	8,635	8,63	8,635	8,635
	choix de la section	15HA10	11HA10	11HA10	11HA10	11HA10	11HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	25	25	25
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²			4 épingles HA8 /m ²		
Vérfication des contractions	$\bar{\sigma}_b = 5MPa$ T _b	3,136	3,762	3,810	3,245	2,507	1,685
	3,26 Mpa T _u	2,240	2,687	2,722	2,318	1,791	1,203
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$ σ _{bc}	2,612	2,392	2,228	1,756	1,293	0,800

Les voiles longitudinales : VL7, VL8, VL9, VL10

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV	V	VI	
	hpoutre(m)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	
	hauteur etage (m)	4,08	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	
	L (m)	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	
	e (m)	0,20	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	
	B (m ²)	0,5	0,375	0,375	0,375	0,375	0,375	
	He	4,080	3,060	3,060	3,060	3,060	3,060	
	h	3,63	2,61	2,61	2,61	2,61	2,61	
Solicitation de calcul	T(kN)	379,880	246,950	242,370	157,170	112,420	64,720	
	N _{ser} (kN)	1825,08	1624,20	1450,24	1089,37	708,41	335,48	
	V _u (kN)	531,832	345,730	339,318	220,038	157,388	90,608	
	σ _{max} (kN/m ²)	2119,490	446,070	109,570	-415,260	-27,120	1405,190	
	σ _{min} (kN/m ²)	5817,970	4763,480	4426,890	2786,010	1904,370	1678,280	
	σ _s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00	
	L _t	0,67	0,21	0,06	-0,44	-0,04	1,14	
	L _c	1,83	2,29	2,44	2,94	2,54	1,36	
	d	0,45	0,14	0,04	-0,29	-0,02	0,76	
	σ ₁	706,497	148,690	36,523	-138,420	-9,040	468,397	
	N ₁	125,77	6,37	0,44	12,12	0,07	106,73	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	3,14	0,16	0,01	0,30	0,00	2,67	
	A _{vj} (cm ²)	14,63	9,51	9,33	6,05	4,33	2,49	
	A'v1/bande/nappe	6,80	2,54	2,34	1,82	1,08	3,29	
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	1,78	0,43	0,12	-0,53	-0,04	2,28	
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	10,8	9,42	9,42	9,42	9,42	9,42	
	Choix de A (cm ²)	2*(4HA10+2ha12)	2*(6HA10)	2*(6HA10)	2*(6HA10)	2*(6HA10)	2*(6HA10)	
	Stmax	30	22,5	22,5	22,5	22,5	22,5	
	Espacement (cm)	20	20	20	20	20	20	
	AH /nappe (cm2)	7,50	5,63	5,63	5,63	5,63	5,63	
	AH adopté (cm2)	11,775	8,635	8,635	8,635	8,635	8,635	
	choix de la section	15HA10	11HA10	11HA10	11HA10	11HA10	11HA10	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	25	25	25	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²			4 épingles HA8 /m ²			
Véification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T _b	1,182	1,024	1,005	0,652	0,466	0,268
	3,26 Mpa	T _u	0,844	0,732	0,718	0,466	0,333	0,192
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	3,536	4,174	3,727	2,800	1,820	0,862

Les voiles transversales VT11, VT15

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV	V	VI	
	hpoutre(m)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	
	hauteur etage (m)	4,08	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	
	L (m)	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	
	e (m)	0,20	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	
	B (m ²)	0,44	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	
	He	4,080	3,060	3,060	3,060	3,060	3,060	
	h	3,63	2,61	2,61	2,61	2,61	2,61	
Solicitation de calcul	T(kN)	454,800	235,690	254,160	224,660	197,020	144,010	
	N _{ser} (kN)	1988,70	1751,43	1539,61	1138,82	750,58	366,81	
	Vu (kN)	636,720	329,966	355,824	314,524	275,828	201,614	
	σ_{max} (kN/m ²)	2975,220	-588,230	-118,220	239,240	1302,350	2630,000	
	σ_{min} (kN/m ²)	8218,330	5273,410	4849,390	3386,470	3152,200	3247,030	
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00	
	Lt	0,53	-0,25	-0,05	0,13	0,58	0,90	
	Lc	1,47	2,25	2,05	1,87	1,42	1,10	
	d	0,35	-0,17	-0,03	0,09	0,39	0,60	
	σ_1	991,740	-196,077	-39,407	79,747	434,117	876,667	
	N ₁	140,59	9,85	0,39	2,10	50,77	156,93	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	3,51	0,25	0,01	0,05	1,27	3,92	
	A _{vj} (cm ²)	17,51	9,07	9,79	8,65	7,59	5,54	
	A'v1/bande/nappe	7,89	2,51	2,46	2,21	3,17	5,31	
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	1,42	-0,30	-0,06	0,26	1,17	1,79	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	10,8	10,8	9,42	9,42	9,42	9,42	
	Choix de A (cm ²)	2*(4HA10+2HA12)	2*(4HA10+2HA12)	2*(6HA10)	2*(6HA10)	2*(6HA10)	2*(6HA10)	
	Stmax	30	22,5	22,5	22,5	22,5	22,5	
	Espacement (cm)	16	16	16	16	16	16	
	Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	6,60	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50
		AH adopté (cm ²)	11,775	8,635	8,635	8,635	8,635	8,635
		choix de la section	15HA10	11HA10	11HA10	11HA10	11HA10	11HA10
	Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	25	25	25
At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			4 épingles HA8 /m ²			
Véification des constructions	$\bar{\sigma}_b = 5\text{MPa}$	1,769	1,222	1,318	1,165	1,022	0,747	
	3,26 Mpa	Tu	1,263	0,873	0,941	0,832	0,730	
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	4,359	5,539	4,901	3,625	2,389	1,168

Les voiles transversales pour la sale machine

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV	V	VI
	hpoutre(m)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
	hauteur etage (m)	4,08	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06
	L (m)	2,02	2,02	2,02	2,02	2,02	2,02
	e (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
	B (m ²)	0,375	0,303	0,303	0,303	0,303	0,303
	He	4,080	3,060	3,060	3,060	3,060	3,060
	h	3,63	2,61	2,61	2,61	2,61	2,61
Solicitation de calcul	T(kN)	369,890	324,310	358,200	313,580	262,860	195,990
	N _{ser} (kN)	1591,37	1437,86	1265,24	980,75	676,02	380,78
	Vu (kN)	517,846	454,034	501,480	439,012	368,004	274,386
	σ_{\max} (kN/m ²)	3873,200	548,770	-38,260	-406,410	242,100	496,260
	σ_{\min} (kN/m ²)	9067,420	5163,830	4053,230	2742,980	2678,600	2689,290
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00
	Lt	0,60	0,19	-0,02	-0,35	0,17	0,31
	Lc	1,42	1,83	2,04	2,37	1,85	1,71
	d	0,40	0,13	-0,01	-0,23	0,11	0,21
	σ_1	1291,067	182,923	-12,753	-135,470	80,700	165,420
	N ₁	156,12	7,10	0,05	9,52	2,70	10,41
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	3,90	0,18	0,00	0,24	0,07	0,26
	A _{vj} (cm ²)	14,24	12,49	13,79	12,07	10,12	7,55
	A' _{v1} /bande/nappe	7,46	3,30	3,45	3,26	2,60	2,15
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	1,21	0,39	-0,02	-0,42	0,33	0,63
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)	10,8	10,8	6,02	6,02	6,02	6,02
	Choix de A (cm ²)	2*(4HA10+2ha12)	2*(4HA10+2ha12)	2*(6HA10)	2*(6HA10)	2*(6HA10)	2*(6HA10)
	Stmax	22,5	22,5	22,5	22,5	22,5	22,5
	Armatures horizontales	16	16	16	16	16	16
		5,63	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55
	AH adopté (cm ²)	11,775	8,635	8,635	8,635	8,635	8,635
	choix de la section	15HA10	11HA10	11HA10	11HA10	11HA10	11HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	25	25	25
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²			4 épingles HA8 /m ²		
Véification des constructions	$\bar{\sigma}_b = 5MPa$	1,899	1,665	1,839	1,610	1,349	1,006
	3,26 Mpa	T _u	1,356	1,189	1,314	1,150	0,964
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	4,068	4,505	3,990	3,143	2,167

Les voiles transversale VT12, VT13

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV	V	VI	
	hpoutre(m)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	
	hauteur etage (m)	4,08	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	
	L (m)	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	
	e (m)	0,20	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	
	B (m ²)	0,5	0,375	0,375	0,375	0,375	0,375	
	He	4,080	3,060	3,060	3,060	3,060	3,060	
	h	3,63	2,61	2,61	2,61	2,61	2,61	
Solicitation de calcul	T(kN)	685,280	436,020	407,520	307,360	236,670	142,960	
	N _{ser} (kN)	1264,44	1057,37	975,35	732,79	512,91	272,33	
	Vu (kN)	959,392	610,428	570,528	430,304	331,338	200,144	
	σ_{max} (kN/m ²)	4638,580	625,090	855,830	187,190	1067,310	1280,270	
	σ_{min} (kN/m ²)	9515,870	6315,810	4416,990	3342,240	3312,230	2459,920	
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00	
	Lt	0,82	0,23	0,41	0,13	0,61	0,86	
	Lc	1,68	2,27	2,09	2,37	1,89	1,64	
	d	0,55	0,15	0,27	0,09	0,41	0,57	
	σ_1	1546,193	208,363	285,277	62,397	355,770	426,757	
	N ₁	337,80	9,38	23,15	1,65	43,35	73,04	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	8,45	0,23	0,58	0,04	1,08	1,83	
	A _{vj} (cm ²)	26,38	16,79	15,69	11,83	9,11	5,50	
	A'v1/bande/nappe	15,04	4,43	4,50	3,00	3,36	3,20	
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	2,18	0,45	0,81	0,27	1,22	1,71	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	18,08	12,56	12,56	12,56	12,56	12,56	
	Choix de A (cm ²)	2*(8HA12)	2*(8HA10)	2*(8HA10)	2*(8HA10)	2*(8HA10)	2*(8HA10)	
	Stmax	30	22,5	22,5	22,5	22,5	22,5	
	Espacement (cm)	15	15	15	15	15	15	
	AH /nappe (cm2)	7,50	5,63	5,63	5,63	5,63	5,63	
	AH adopté (cm2)	11,775	8,635	8,635	8,635	8,635	8,635	
	choix de la section	15HA10	11HA10	11HA10	11HA10	11HA10	11HA10	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	25	25	25	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²			4 épingles HA8 /m ²			
Véification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	T _b	2,132	1,809	1,690	1,275	0,982	0,593
	3,26 Mpa	T _u	1,523	1,292	1,207	0,911	0,701	0,424
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	2,399	2,685	2,477	1,861	1,302	0,691

Chapitre VII :
Etude de
L'infrastructure.

Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux ; fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VII-1) Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ Les charges transmises au sol.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Selon le rapport du sol:

- -La contrainte admissible est de **2.5 bars**

VII-2) Différentes fonctions des fondations :

- ✓ Assurer la stabilité de l'ouvrage.
- ✓ Eviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente.
- ✓ Eviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques appliquées à la structure (vent, séisme etc.)
- ✓ Limitation des tassements compatibles.

VII-3) Différents types de fondations :**✓ Les fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

✓ Les fondations profondes:

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- ✓ Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- ✓ Facilité d'exécution (coffrage).
- ✓ Economie.
- ✓ La résistance du sol.
- ✓ Le tassement.
- ✓ Le mode constructif.
- ✓ Stabilité totale de l'ouvrage.

Dans le cas de notre ouvrage, nous avons le choix entre les semelles filantes et le radier en fonction des résultats de dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable. La surface des semelles filantes doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

La surface de la semelle est donnée par : **avec : $\sigma_{sol} = 2.5 \text{ Bar} = 250 \text{Kn/m}^2$**

1- Semelles filantes :
$$S_s \geq \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}}$$

a- Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à ELS sous l'effort : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{s} = \frac{G + Q}{B \times L} \quad \text{D'ou : } B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voile sens transversal					
Voile	L(m)	σ_{sol} (KN /m²)	Ns (KN)	B (m)	S = B×L (m²)
VT1	2	250	2098.97	4.2	8.4
VT3	2.5	250	1264.44	2.02	5.05
VT2	2.5	250	2071.07	3.31	8.275
VT4	2.02	250	1591.37	3.15	6.342
VT5	2	250	1988.7	3.98	7.96
La somme de la surface					39.65

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

Voile sens longitudinale					
Voile	L(m)	Ns (KN)	σ_{sol} (KN/m ²)	B(m)	S = B×L(m ²)
VL1	2.5	1696.33	250	2.71	6.775
VL2	2.5	1707.84	250	2.73	6.825
VL3	2.5	2420.70	250	3.87	9.675
VL4	2.5	1609.78	250	2.58	6.45
VL5	2	2368.98	250	4.74	9.48
VL6	1.7	1372.64	250	3.23	5.491
VL7	2.5	2111.33	250	3.38	8.45
VL8	2.5	2394.22	250	3.83	9.575
VL9	1	1825.08	250	7.3	7.3
VL10	2.5	1693.61	250	2.71	6.775
La somme de la surface					76.796

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinale).

$$S_v = \sum S_i = \sum B_i \times L_i = 116.446 \text{ m}^2$$

Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes voiles.

b- Semelles filantes sous poteaux :

1) Hypothèses de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

2) Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination de coordonnée de la résultante R : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$
- Détermination de la distribution (par ml) des sollicitations de la semelle :

Si : $e < \frac{L}{6}$ \implies Répartition trapézoïdale.

Si : $e \geq \frac{L}{6}$ \implies Répartition triangulaire.

$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$	$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$	$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$
--	--	---

- Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{ql}{\sigma_{sol}}$
- Détermination de la hauteur de la semelle : $\frac{L}{9} \leq L \leq \frac{L}{6}$

3) Application :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux (fil des poteaux les plus sollicités)

On fera le calcul sur portique transversal (C).

Poteaux	Ns (KN)	Ms (KN m)	ei (m)	Ni*ei (KN M)
C9	1525,12	10.131	-6.95	-10599.584
C10	1229.03	-3.251	-2.35	-2888.22
C11	979.55	4.623	2.15	2106.03
C12	1172.62	-0.66	6.95	8149.71
Sommes	3986.52	10.823		-3232.064

Tableau VII.3 : Présentation de la résultante des charges.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

- Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i = 3986.52 \text{ KN}$$

- Détermination des coordonnées de la structure :

$$e = \frac{\sum N_i \times ei + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{-3232.064 + 10.823}{3986.52} = -0.81m$$

- Détermination de la distribution de la réaction de la semelle par mètre linéaire :

$$e = -0.81m < \frac{L}{6} = \frac{13}{6} = 2.17m \rightarrow \text{Répartition trapézoïdal}$$

❖ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle :

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{3986.52}{13.9} \left(1 + \frac{6 \times (-0.81)}{13.9} \right) = 186.52 \text{ Kn/m}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{3986.52}{13.9} \left(1 - \frac{6 \times (-0.81)}{13.9} \right) = 387.08 \text{Kn/m}$$

$$q \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{3986.52}{13.9} \left(1 + \frac{3 \times (-0.81)}{13.9} \right) = 236.66 \text{Kn/m}$$

- Détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4} \right)}{\sigma_{sol}} = \frac{236.66}{250} = 0.94 \text{m} \quad \text{on prend: } \mathbf{B = 1.5m}$$

- $Sp = B \times L = 1.5 \times 13.9 \rightarrow \mathbf{Sp = 20.85m^2}$
- Enfin la surface totale occupée par les semelles filantes est : $\mathbf{S_{tot} = Sv + n Sp}$
 \mathbf{n} : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_{tot} = Sv + n Sp = 76.796 + 20.85 \times 4 = \mathbf{160.196 m^2}$$

- La surface totale de bâtiment : $S_{bâtiment} = 21.57 \times 13.9 = \mathbf{299.83 m^2}$
- Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{tot}}{S_{bat}} = \frac{160.196}{299.83} = 0.53$$

La surface totale des semelles représente **53 %** de la surface de bâtiment.

4) Conclusion :

En plus de la contrainte du sol σ_{sol} qui est modérée ($\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bar}$) et la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui nous amène à envisager un radier général nervuré comme fondation, ce type de fondation, présente plusieurs avantages qui sont :

- Une grande rigidité en son plan horizontal.
- Une bonne répartition des charges.
- Evite les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.
- Facilité de ferrailage.

VII-4) Etude du radier :

Les radiers sont associés à un réseau orthogonal de nervures (longrines), de ce fait les radiers se comportent mécaniquement comme des planchers inversés, soumis à l'action mécanique de portance du sol.

a - Pré dimensionnement :**❖ Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm).

❖ Selon la condition forfaitaire :**➤ Sous poteaux :**

a-1) La dalle : La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad ; \quad \text{Avec : } L_{\max} = 4.9 \text{ m}$$

L_{\max} : La plus grande distance entre deux files successives ainsi qu'une **hauteur minimale de 25 cm pour h_d .**

$$h_d \geq \frac{4.9}{20} = 0.245\text{m} \quad \rightarrow \text{on prend: } h_d = \mathbf{0.3\text{m} = 30\text{cm}}$$

Hauteur de la nervure :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\text{AN : } \frac{490}{8} = 61.25\text{cm} \leq h_n \leq \frac{490}{5} = 98\text{cm} \quad \text{on prend : } h_n = \mathbf{90\text{cm}}$$

Selon la vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KB}} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

Après développement :

$$h_n = \sqrt[3]{\left(\frac{2L_{\max}}{\pi}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

Le : Longueur élastique.

E : Module de déformation longitudinale déferée $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86$ MPa

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 ml)

K : Module de raideur du sol avec $K = 40$ MPa pour un sol de densité moyen.

$$h_n = \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.9}{\pi}\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1.02\text{m}$$

On opte pour : $h_n=1\text{m}$

Largeur de la nervure :

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \quad \rightarrow \quad 0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100$$

On prend : **$b_n = 60 \text{ cm}$**

La dalle flottante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_n \leq \frac{L_{max}}{40} \quad 9.8 \text{ cm} \leq h_{df} \leq 12.25\text{cm}$$

On prend : **$h_{df}=10\text{cm}$**

Conclusion :

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur des nervures suivant les deux sens : **$h_n = 100 \text{ cm}$**
- Largeur de la nervure : **$b_n = 60 \text{ cm}$**
- Hauteur de la dalle de radier : **$h_d = 30 \text{ cm}$**
- Hauteur de la dalle flottante : **$h_{df} = 10 \text{ cm}$**

b- Surface minimale de radier :

Pour la détermination de la surface du radier il faut vérifier la condition suivante :

- **Calcul des charges nécessaires au radier :**

Combinaisons d'actions :

$$\left. \begin{array}{l} G = 35957.02\text{KN} \\ Q = 6254.65\text{KN} \end{array} \right\} \text{(Les résultats de l'ETABS)}$$

$$L'ELU : N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 35957.02 + 1.5 \times 6254.65 = 48541.98 \text{ KN}$$

$$L'ELS : N_s = G + Q = 35957.02 + 6254.65 = 42211.67 \text{ KN}$$

- **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\text{A l'ELU : } S_{rad}^{ELU} = \frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}} = \frac{57923.955}{1.33 \times 250} = 174.2\text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{rad}^{ELS} = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{42211.67}{250} = 168.85m^2$$

$$\text{D'où : } S_{rad} = \max (S_{Ru} ; S_{Rs}) = 174.2m^2$$

$$S_{Bâtiment} > S_{rad} \implies 299.83m^2 > 174.2 m^2$$

On constate que la surface de la structure est supérieure à la surface de radier, donc doit disposer d'un débord minimal selon le **BAEL91 / modifier 99**.

D'après le (BAEL99), on doit ajouter au radier un débord minimal de :

$$L_{deb} \geq \max \left(\frac{h_n}{2} ; 30cm \right) = (50; 30cm)$$

On opte pour : $L_{deb} = 50cm$.

Donc la surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{batiment} + S_{débord} = 299.83 + (13.9 + 21.57) \times 2 \times 0.5 + 4 \times 0.5^2 = 461.45m^2$$

$$\text{Donc } \rightarrow S_{radier} = 336.3 m^2$$

c) Détermination des efforts a la base du radier :

$P_{radier} = \text{poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids du TVO} + \text{Poids de la dalle flottante}$

✓ **Poids de la dalle :**

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{dalle} = 336.3 \times 0.3 \times 25 = 2522.25 KN.$$

$$P_{dalle} = 2522.25KN$$

✓ **Poids des nervures :**

$$P_{ner} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \sum (l_x \times n + l_y \times m)$$

$$P_{ner} = 0.6 (1 - 0.3) \times 25 \times (21.57 \times 6 + 13.9 \times 4)$$

$$P_{ner} = 1942.71 KN$$

✓ **Poids du TVO :**

$$P_{TVO} = (S_{radier} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{tvo}$$

$$\text{Avec : } S_{ner} = b_n \sum (l_x \times n + l_y \times m) = 0.6 \times (21.57 \times 6 + 13.9 \times 4) = 111.012 KN$$

$$P_{TVO} = (336.3 - 111.012) \times (1 - 0.3) \times 17 = 2680.93KN$$

$$P_{TVO} = 2680.93 KN$$

✓ **Poids De la dalle flottante :**

$$P_{df} = S_{radier} \times h_{df} \times \rho_b$$

$$P_{df} = 336.3 \times 0.1 \times 25 = 840.75KN.$$

$$P_{df} = 840.75 KN$$

$$P_{radier} = 2522.25 + 1942.71 + 2680.93 + 840.75$$

$$P_{radier} = 7056.61 KN$$

➤ **Poids totale de l'ouvrage :**

$$G_{tot} = G_{radier} + G_{bâtiment}$$

$$Q_{tot} = Q_{radier} + Q_{bâtiment}$$

$$G_{tot} = 35957.02 + 7056.61 = 43013.63 \text{ KN}$$

$$G_{tot} = 43013.63 \text{ KN}$$

La charge d'exploitation de le RDC :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (usage bureau)}$$

$$Q_{tot} = 2.5 \times 336.3 + 6254.65 = 7095.4 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = 7095.4 \text{ KN}$$

***Combinaison d'actions :**

$$ELU: N_{utot} = 1.35 G + 1.5 Q = 68710.65 \text{ KN}$$

$$ELS: N_{stot} = N + G = 50109.03 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.1.1/ BAEL 91 - 99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$$V_u = \frac{Q_u \cdot L}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \times \frac{L}{2} = \frac{68710.55 \times 1.5}{336.3} \times \frac{4.9}{2} = 750.85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{750.85 \times 10^3}{1500 \times 270} = 1.85 \text{ Mpa}$$

Calcul de la contrainte de cisaillement admissible :

$$\tau_u \leq \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 1,85 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(k=0)}$: Moment sismique à la base de la structure

$T_{j(k=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

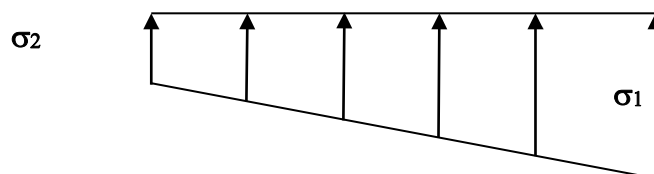


Diagramme des contrainte

On doit vérifier que :

$$L'ELU: \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \times \sigma_{sol}$$

L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} \times V$$

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

Vu la géométrie du radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (XX et YY).

$$X_G = \frac{\text{Longueur du Batiment}}{2} = 10.785 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\text{Largeur du Batiment}}{2} = 6.95 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{21.57 \times 13.9^3}{12} = 4827.4 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{13.9 \times 21.57^3}{12} = 11624.76 \text{ m}^4$$

- ❖ **Sens longitudinale :**

$$M_x = 51662.975 + (2379.79 \times 1) = 54042.765 \text{ Kn.m}$$

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} \times V = \frac{68710.65}{336.3} + \frac{54042.765}{11624.76} \times 6.95 = 236.62 \text{ Kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} \times V = \frac{68710.65}{336.3} - \frac{54042.765}{11624.76} \times 6.95 = 172 \text{ Kn/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 134.465 \leq 1.33 \times \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = 134.465 \text{ KN /m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 332.5 \text{ KN /m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} \times V = \frac{50109.03}{336.3} + \frac{54042.765}{11624.76} \times 6.95 = 181.31 \text{ Kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} \times V = \frac{68710.65}{336.3} - \frac{54042.765}{11624.76} \times 6.95 = 116.69 \text{ Kn/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 106.81 \leq 1.33 \times \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = 106.81 \text{ KN /m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 332.5 \text{ KN /m}^2$$

Condition vérifiée.

❖ **Sens transversal :**

$$M_y = 31039.94 + (2712.25 \times 1) = 33752.19 \text{ Kn.m}$$

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} \times V = \frac{68710.65}{336.3} + \frac{33752.19}{4827.4} \times 10.785 = 279.72 \text{ Kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} \times V = \frac{68710.65}{336.3} - \frac{33752.19}{4827.4} \times 10.785 = 128.9 \text{ Kn/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 177.565 \leq 1.33 \times \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = 177.565 \text{ KN /m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 332.5 \text{ KN /m}^2$$

Condition vérifiée.

A l'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} \times V = \frac{50109.03}{336.3} + \frac{33752.19}{4827.4} \times 10.785 = 224.41 \text{ Kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} \times V = \frac{50109.03}{336.3} - \frac{33752.19}{4827.4} \times 10.785 = 73.59 \text{ Kn/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 186.7 \leq 1.33 \times \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = 186.7 \text{ KN /m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 332.5 \text{ KN /m}^2$$

Condition vérifiée.

		ELU			ELS		
Contrainte		σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m
Sens	XX	236.62	172	134.465	181.31	116.69	106.81
	YY	279.72	128.9	177.56	224.41	73.59	186.7
σ_{max}		279.72 KN /m ²			224.41 KN /m ²		

Tableau VII.4 : Résumé des résultats des contraintes à l'ELU et à l'ELS.

• **Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq F_s \times S_{radier} \times \gamma_w \times Z$$

Avec :

P : Poids total à la base du radier.

F_s : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau. ($\gamma_w = 10\text{KN}/\text{m}^3$).

Z : Profondeur de l'infrastructure. ($h = 1\text{ m}$)

A.N :

$$P = 43013.63 \text{ KN.}$$

$$F_s \times S_{radier} \times \gamma_w \times Z = 1.5 \times 336.3 \times 10 \times 1 = 5044.5 \text{ KN}$$

$$P = 43013.63 \text{ Kn} \gg 5044.5\text{KN} \implies \text{Pas de risque de soulèvement de la structure.}$$

➤ **Vérification au poinçonnement [Art. A.5.2.42/BAEL91modifié 99] :**

Il s'agit de vérifier que : $N_u \leq \frac{0.045\mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

- **N_u** : Charge calculer l à l'ELU pour le poteau ou le voile
- **μ_c** : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.
- **h** : hauteur de la nervure égale à 1m.
- **a** : Epaisseur du poteau ou du voile.
- **b** : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

Poteaux :

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.55 + 0.55 + (2 \times 1)) \times 2 = 6.2\text{m}$$

$$N_u = 2093.01 \text{ Kn} \leq \frac{0.045 \times 6.2 \times 1 \times 25000}{1.5} = 4650\text{Kn} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Voiles :

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.25 + 1 + (2 \times 1)) \times 2 = 6.4\text{m}$$

$$N_u = 2324.57 \text{ Kn} \leq \frac{0.045 \times 6.2 \times 1 \times 25000}{1.5} = 4800\text{Kn} \quad \text{condition vérifiée.}$$

VII-6) Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (*BAEL 91 modifié99*) on considère la dalle du radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie et encastrée sur quatre côtés.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Deux cas se présentent :

1^{er}Cas : Si $\rho < 0.4$; le panneau de dalle travaille dans un seul sens (Flexion longitudinale négligée) :

$$M_{x0} = q_u \cdot \frac{l_x^2}{8}$$

$$M_{y0} = 0$$

2^{ème}Cas : Si $0.4 \leq \rho \leq 1$; le panneau travaille dans les deux sens, les moments développés au centre de panneau pour des bandes de largeur d'unité valent :

Sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

Sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_x \cdot M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de **PIGEAUD**.

Avec :
$$\rho = \frac{l_x}{l_y}; (l_x < l_y)$$

Remarque :

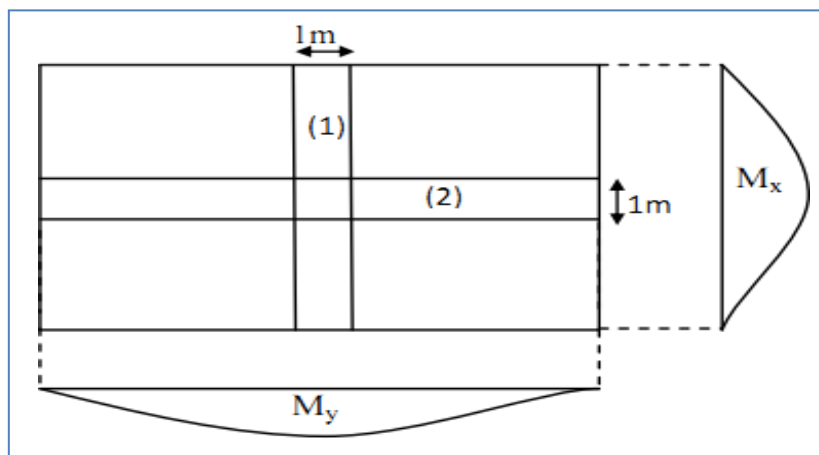
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisin, afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Identification du panneau le plus sollicité :

$L_x = 4.75 \text{ m} ; L_y = 4.9 \text{ m}$ donc :

$0.4 < \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.75}{4.9} = 0.97 < 1 \longrightarrow$ Le panneau travaille dans les deux sens

Dans ce cas on utilise la méthode de l'annexe E3 du BAEL91 modifié99, on considère une bande de 1 m de largeur au milieu de chaque portée.



Les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la plus petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_x \cdot M_{0x}$

Remarque :

Pour le calcul du ferrailage nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} qui est la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

	$\sigma_m(\text{KN/m}^2)$	$q_m(\text{KN/m})$
ELU	134.465	113.48
ELS	106.81	85.83

Tableau VII.6. Contraintes maximales reprises par le radier.

ELU :
$$q_m^u = (\sigma_{max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}) \times 1m = (134.465 - \frac{7056.61}{336.3}) \times 1m = 113.48 \text{KN/ml}$$

ELS :
$$q_m^s = (\sigma_{max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}) \times 1m = (106.81 - \frac{7056.61}{336.3}) \times 1m = 85.83 \text{KN/ml}$$

- **Détermination des coefficients μ_x et μ_y :**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y en fonction ν et ρ_x :

$$\rho_x=0.97 \ ; \ \nu=0 \ (\text{ELU}) \ \Rightarrow \ \begin{cases} \mu_x=0.0458 \\ \mu_y=0.778 \end{cases}$$

Moment isostatique :

Sens $l_x \rightarrow M_{0x} = \mu \times q_u \times l_x^2 = 0.0458 \times 113.48 \times 4.75^2 = 117.27 \text{ KN.m}$

Sens $l_y \rightarrow M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.778 \times 117.27 = 91.23 \text{ KN.m}$

Remarque :

Les moments sur appuis et en travée sont choisis toute en respectant les conditions d'encastrement.

- Pour les panneaux de rive :

Moment sur appuis : $M_a = 0.3M_0$

Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$

- Pour les panneaux intermédiaires :

Moment sur appuis : $M_a = 0.5M_0$ Moment en

travée : $M_t = 0.75M_0$

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront réduit comme suit :

- **Moments en travées :**

$$M_x = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 117.27 = 87.95 \text{ KN. m}$$

$$M_y = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 91.23 = 68.42 \text{ KN. m}$$

• **Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_x = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 117.27 = - 58.64 \text{ KN. m}$$

$$M_y = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 91.23 = - 45.62 \text{ KN. m}$$

Ferraillage du panneau :

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{58.65 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.057 < 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$A_x^a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{58.64}{0.970 \times 27 \times 348} = 6.43 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_x^a = 8\text{HA}12 = 9.05 \text{ cm}^2$ avec : $St = 12 \text{ cm}$.

Les résultats de ferraillage de panneau le plus sollicité sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	Mu	μ	β	OBS	A (cm ²)	Ferraillage	A _{adoptée}	St (cm)
X-X	Appuis	- 58.64	0.057	0.970	SSA	6.43	8HA12	9.05	12
	Travée	87.95	0.084	0.956	SSA	9.79	8HA14	12.32	12
Y-Y	Appuis	- 45.62	0.044	0.978	SSA	4.97	6HA12	6.79	12
	Travée	68.42	0.066	0.966	SSA	7.54	8HA12	9.05	12

Tableau VII.5 : Résultats des ferraillages.

Vérifications à l'ELU :

• **Condition de non fragilité [Article B.7.4 BAEL91révisé 99]:**

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence ω_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton. Pour notre cas, $\omega_0 = 0.8 \%$ pour les HA FeE400.

Armatures parallèles à lx:

$$\omega_0 = \frac{A_{min}^x}{bh} \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2}$$

$$A_{min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} . bh$$

Avec : $\omega_0 = 0.0008$ pour : $f_e = 40\text{MPa}$

$$A_{min}^x \geq 0.008 \times \frac{3 - 0.97}{2} \times 3000 = 3.49\text{cm}^2$$

-Armatures parallèles à l_y :

$$\omega_0 = \frac{A_{min}^y}{bh} \geq \omega_0 \longrightarrow A_{min}^y \geq \omega_0 bh$$

$$A_{min}^y \geq 0.008 \times 3000 = 2.4 \text{ cm}^2$$

		A _{adoptée}	A _{min}	Observation
Sens XX	Sur appuis	9.05	3,49	Condition vérifiée
	En travée	12.32	3,49	Condition vérifiée
Sens YY	Sur appuis	6.79	3,49	Condition vérifiée
	En travée	9.05	3,49	Condition vérifiée

Tableau VII.8 : vérification de la condition de non fragilité.

• **Vérification des espacements : (Art A8.2, 42 BAEL91 modifié 99) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

- **Dans le sens x-x :**

$$St \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 30; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$$

$$St = 12\text{ cm} < 33\text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Dans le sens y-y :**

$$St \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(4 \times 30; 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$$

$$St = 12\text{ cm} < 45\text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification au cisaillement : (Art.A.5.1.1 BAEL91 modifiée 99) :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{v_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{Mpa}$$

$$P = qu \times l_x \times l_y = 153.09 \times 4.75 \times 4.9 = 3563.17\text{ Kn.m}$$

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

Sens x-x :

$$V_{max} = V_u = \frac{P}{3 \times l_y} = \frac{3563.17}{3 \times 4.9} = 242.39\text{Kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times h} = \frac{242.39 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.90\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.90\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Sens y-y : } \frac{P}{3 \times l_y + l_x} = \frac{3563.17}{3 \times 4.9 + 4.75} = 183.20\text{Kn}$$

$$V_{\max} = V_u =$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times h} = \frac{183.2 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.68 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.68 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Le calcul à l'état limite de service (ELS) :

$$\rho_x = 0.97 \quad ; \quad \nu = 0.2 \text{ (ELS)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0529 \\ \mu_y = 0.846 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$\text{Sens } l_x \longrightarrow M_{0x} = \mu \times qu \times l_x^2 = 0.0529 \times 85.83 \times 4.75^2 = 102.45 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } l_y \longrightarrow M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.846 \times 102.45 = 86.67 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_x = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 102.45 = 76.83 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 86.67 = 62.01 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_x = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 102.45 = -51.225 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 86.67 = -41.335 \text{ KN.m}$$

Vérification état limite de compression :

- **Contrainte dans les aciers :**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_s = \frac{M^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \leq \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 10.78}{100 \times 27} = 0.408 \rightarrow \beta_1 = 0.902 \rightarrow K_1 = 36.02$$

$$\sigma_s = \frac{76.83 \times 10^6}{0.902 \times 270 \times 1078} = 292.65 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 292.65 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

- **Contrainte dans le béton :**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{292.65}{36.02} = 8.125 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

Sens	Zone	Ms	A (ELU) Adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
X-X	Appuis	-51.225	9.05	0.34	0.898	39.95	233.45	348	5.85	15	CV
	Travée	76.83	10.78	0.4	0.902	36.02	292.65		8.125		CV
Y-Y	Appuis	-41.335	6.79	0.25	0.920	47.5	183.87		3.87		CV
	Travée	62.01	9.05	0.34	0.898	34.02	282.6		7.074		CV

Tableau VII.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion :

Le ferrailage adopté pour la dalle du radier a l'ELU est satisfaisant.

1) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

1.1) Sollicitation de calcul :

A L'ELU : $P_u = q_u = 113.48 \text{ KN/ml}$

$$M_u = \frac{-p_u \times l^2}{2} = \frac{-113.48 \times 0.4^2}{2} = -9.08 \text{ Kn.m}$$

A L'ELS : $P_s = q_s = 85.83 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{-p_s \times l^2}{2} = \frac{-85.83 \times 0.4^2}{2} = -6.88 \text{ Kn.m}$$

a2-Calcul des armatures :

$b = 1 \text{ m}; d = 27 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9.08 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.0087 < 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9.08 \times 10^3}{0.995 \times 27 \times 348} = 0.97 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec : **St = 20 cm**

➤ **Condition de non fragilité : (A.4.2.1 BAEL91/modifié 99) :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.26 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } St = 25 \text{ cm}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_s = \frac{Ms}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 27} = 0.17 \rightarrow \beta_1 = 0.932 \rightarrow K_1 = 58.53$$

$$\sigma_s = \frac{6.88 \times 10^6}{0.932 \times 270 \times 452} = 60.49 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 60.49 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification état limite de compression dans le béton :**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = 0.017$$

$$\sigma_{bc} = 0.017 \times 60.49 = 1.033 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

Ferrailage de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens : $b_n = 60 \text{ cm}$; $h_n = 100 \text{ cm}$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Figure VII.6 : Présentation des chargements simplifiés

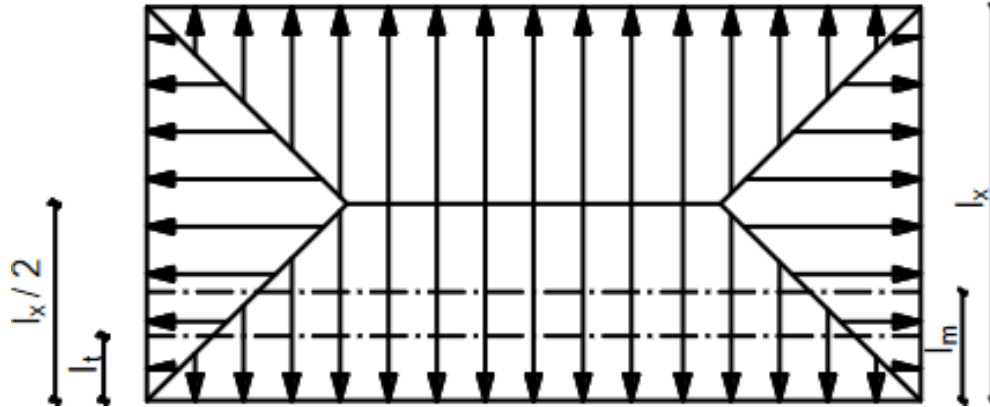


Figure VI-6: Répartition trapézoïdale.

1- Charges revenant à la nervure :

- Pour les charges triangulaires :

$$l_m = 0.333 \, l_x$$

$$l_t = 0.25 \, l_x$$

2-

- Pour les charges trapézoïdales :

3- Charges à considérer :

- Pour les moments fléchissant :

$$q_{um} = q_u \times l_m$$

$$q_{sm} = q_s \times l_m$$

- Pour les efforts tranchants :

$$q_{ut} = q_u \times l_t$$

$$q_{st} = q_s \times l_t$$

ELU :

$$q_u = \left(\sigma_{max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(134.465 - \frac{7056.61}{336.3} - \frac{1942.71}{111.012} \right) = 95.98 \text{Kn/ml}$$

ELS :

$$q_s = \left(\sigma_{max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(106.81 - \frac{7056.61}{336.3} - \frac{1942.71}{111.012} \right) = 68.33 \text{Kn/ml}$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens, soit la File 3 dans le sens X-X, et la file B dans le sens Y-Y.

➤ Sens longitudinal :

Travée	Panneau	l_x	L_y	ρ	Charge	l_m	L_t	Q_u	Q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										q_{um}	Σq_{um}	q_{sm}	Σq_{sm}	q_{ut}	Σq_{ut}	q_{st}	Σq_{st}
A-B	1	4.75	4.9	0.97	triangulaire	1.58	1.19	95.98	69.33	151.65	292.75	109.54	211.46	114.2	212.1	82.5	153.22
	2	4.75	4.4	1.07	trapézoïdale	1.47	1.02	95.98	69.33	141.09		101.92		97.9		70.72	
B-C	1	4.1	4.9	0.84	triangulaire	1.37	1.025	95.98	69.33	131.49	262.98	94.98	189.96	98.38	196.76	71.06	142.12
	2	4.1	4.4	0.93	triangulaire	1.37	1.025	95.98	69.33	131.49		94.98		98.38		71.06	
C-D	1	3.47	4.9	0.73	triangulaire	1.16	0.87	95.98	69.33	111.34	222.68	80.43	160.86	83.5	167	60.32	120.64
	2	3.47	4.4	0.81	triangulaire	1.16	0.87	95.98	69.33	111.34		80.43		83.5		60.32	
D-E	1	4.45	4.9	0.91	triangulaire	1.48	1.12	95.98	69.33	142.05	274.5	102.61	198.3	107.5	198.68	77.65	143.51
	2	4.45	4.4	1.01	trapézoïdale	1.38	0.95	95.98	69.33	132.45		95.68		91.181		65.86	
E-F	1	4.5	4.9	0.92	triangulaire	1.5	1.125	95.98	69.33	143.97	277.51	104	200.37	108	200.14	78	144.56
	2	4.5	4.4	1.02	trapézoïdale	1.39	0.96	95.98	69.33	133.54		96.4		92.14		66.56	

Tableau VII.8 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens longitudinal.

➤ Sens transversal:

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	L_x	l_y	ρ	charge	l_m	L_t	Q_u	Q_s	q_{um}	Σq_{um}	q_{sm}	Σq_{sm}	q_{ut}	Σq_{ut}	q_{st}	Σq_{st}
A-B	1	4.2	4.75	0.88	triangulaire	1.4	1.05	95.98	69.33	134.4	268.8	72.8	145.6	100.78	201.56	72.35	144.7
	2	4.2	4.5	0.93	triangulaire	1.4	1.05	95.98	69.33	134.4		72.8		100.78		72.35	
B-C	1	4.9	4.75	1.03	trapézoïdale	1.58	1.15	95.98	69.33	151.65	293.7	79.73	148.37	110.38	205.4	79.18	147.67
	2	4.9	4.5	1.09	trapézoïdale	1.48	0.99	95.98	69.33	142.05		68.64		95.02		68.49	
C-D	1	4.4	4.75	0.93	triangulaire	1.47	1.1	95.98	69.33	141.09	282.18	101.92	203.84	105.58	211.16	75.63	176.26
	2	4.4	4.5	0.98	triangulaire	1.47	1.1	95.98	69.33	141.09		101.92		105.58		75.63	

Tableau VII.9 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens transversal.

1- Détermination des sollicitations :

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

- Sens longitudinal :

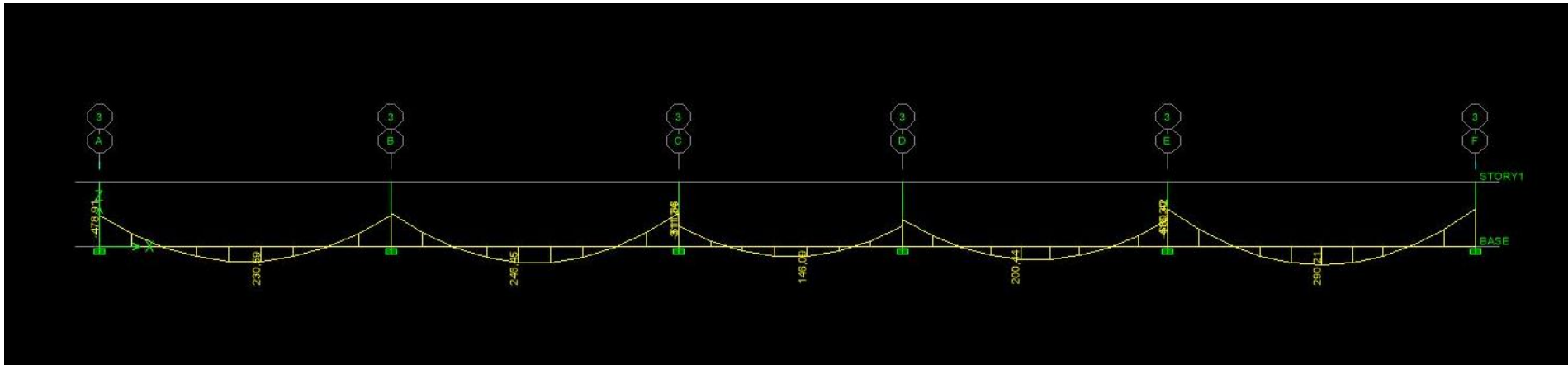


Figure VII.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

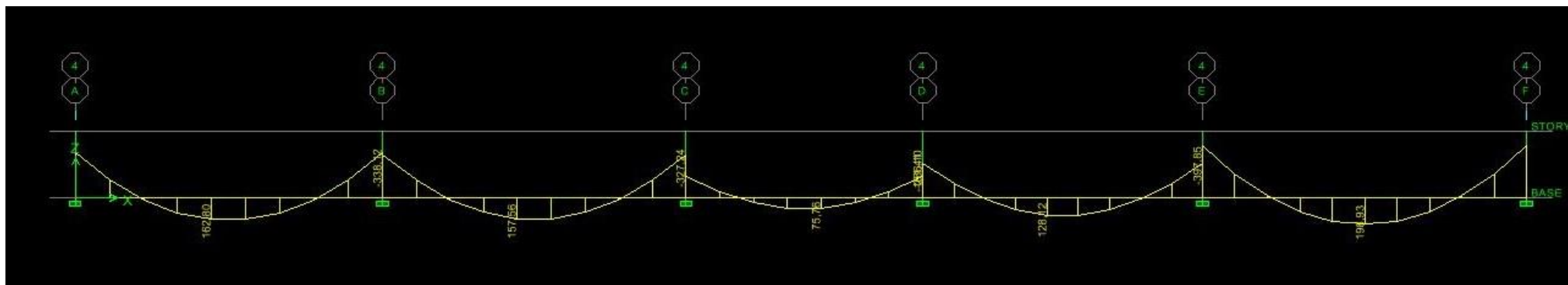


Figure VII.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

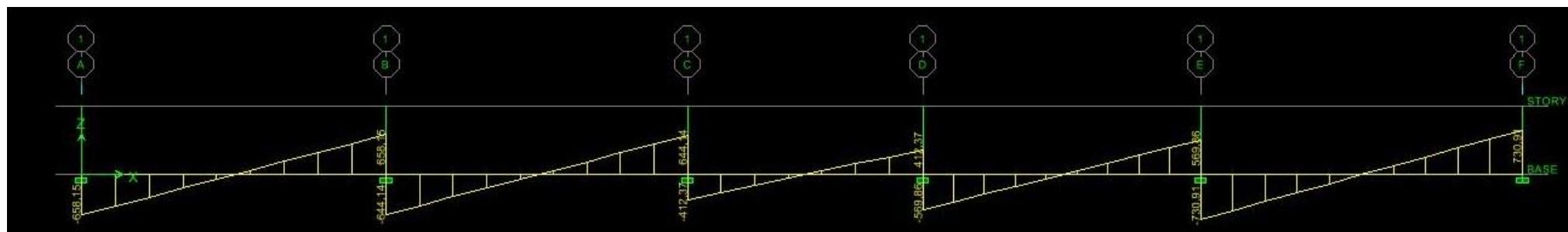


Figure VII.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

- Sens transversal :

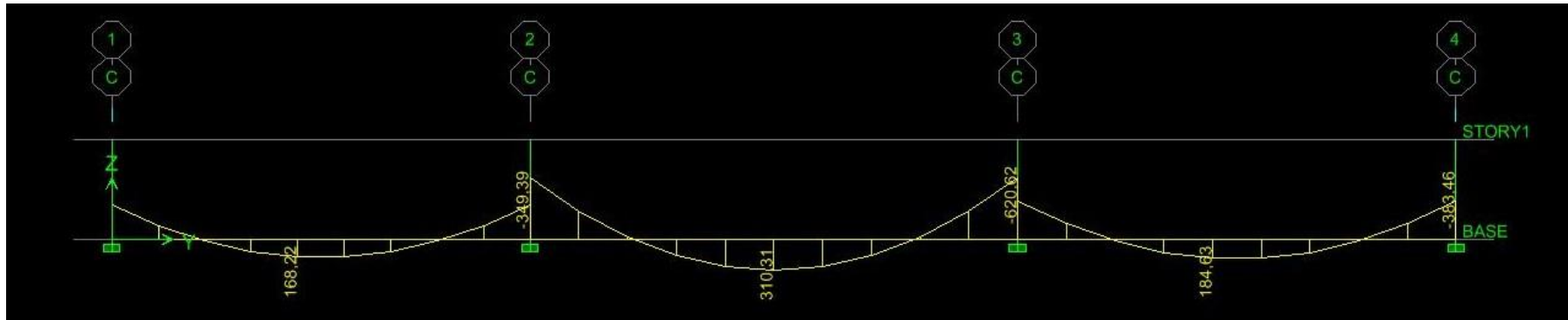


Figure VII.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

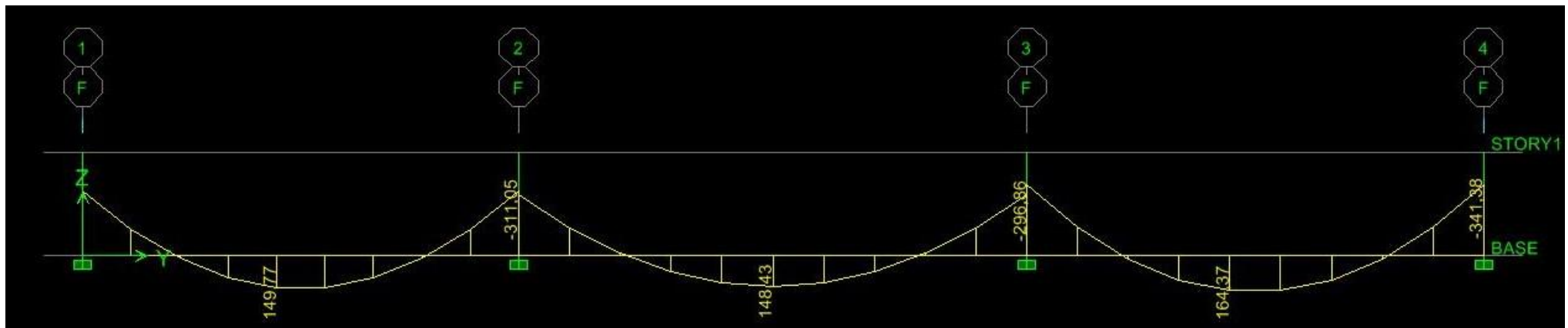


Figure VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

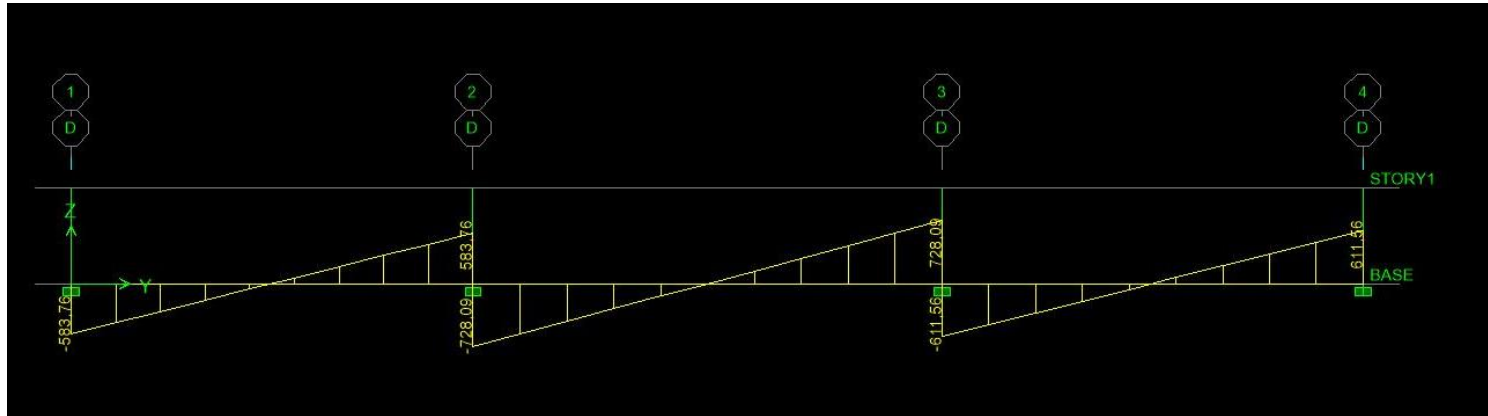


Figure VII.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

	Sens longitudinale		Sens transversal	
	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
$M_a \text{ max (KN.m)}$	620.62	397.85	617.63	341.38
$M_t \text{ max (KN.m)}$	310.3	198.93	308.83	164.37
$T \text{ max (KN)}$	759.94		765.32	

Tableau VII.10 : Les efforts internes dans les nervures.

1- Calcul des Armatures :

➤ Armatures longitudinales : $b = 60 \text{ cm}$; $d = 97 \text{ cm}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ	β	Section	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
XX	Appuis	620.62	0.078	0.959	SSA	18.95	6HA16 filante + 4HA16 chp = 20.11
	Travée	310.3	0.039	0.980	SSA	9.48	6HA16 = 12.06
YY	Appuis	617.63	0.077	0.959	SSA	18.87	6HA16 filante + 4HA16 chp = 20.11
	Travée	308.83	0.039	0.980	SSA	9.43	6HA16 = 12.06

Tableau VII.11 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

➤ Armatures transversales : (Art A.7.2.2 BAEL 91 modifiée 99)

Diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t = \frac{\varphi_{max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{soit: } \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; \varphi \text{ max} \right) = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times 1.6 \right) = \min (25 ; 16.8) = 10 \text{ cm}$$

Soit $St = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

En zone courante :

$$St \leq \frac{h}{4} = 25 \text{ cm}$$

Soit : $St = 20 \text{ cm}$ en zone courante.

➤ **Armatures de peau : (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99)**

Des armatures dénommées « armature de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$AP = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour : } AP = 2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

1) Vérification a l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 97 \times \frac{2.1}{400} = 7.03 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$Aa = 19.76 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.03 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

En travées :

$$Aa = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.03 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

➤ **Sens longitudinale :**

$$\tau_u = \frac{795.94 \times 10^3}{600 \times 970} = 1.37MPa < 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversale :**

$$\tau_u = \frac{756.32 \times 10^3}{600 \times 970} = 1,3 \text{ Mpa} < 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de la compression du béton :**

✓ **Dans le béton :** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa.$$

Conclusion

Ce projet de fin d'études qui consiste en l'étude d'un bâtiment (R + 9) à usage habitation et commercial en voile est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation.

Il nous a permis de voir d'autres méthodes utiles à l'ingénieur en génie civil en tenant compte des règlements en vigueur.

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser seulement sur le calcul théorique mais aussi sur la concordance avec le côté pratique car ce dernier s'établit sur des critères à savoir :

La résistance

La durabilité

L'économie.

Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les promotions à venir.

Bibliographie

Règlements

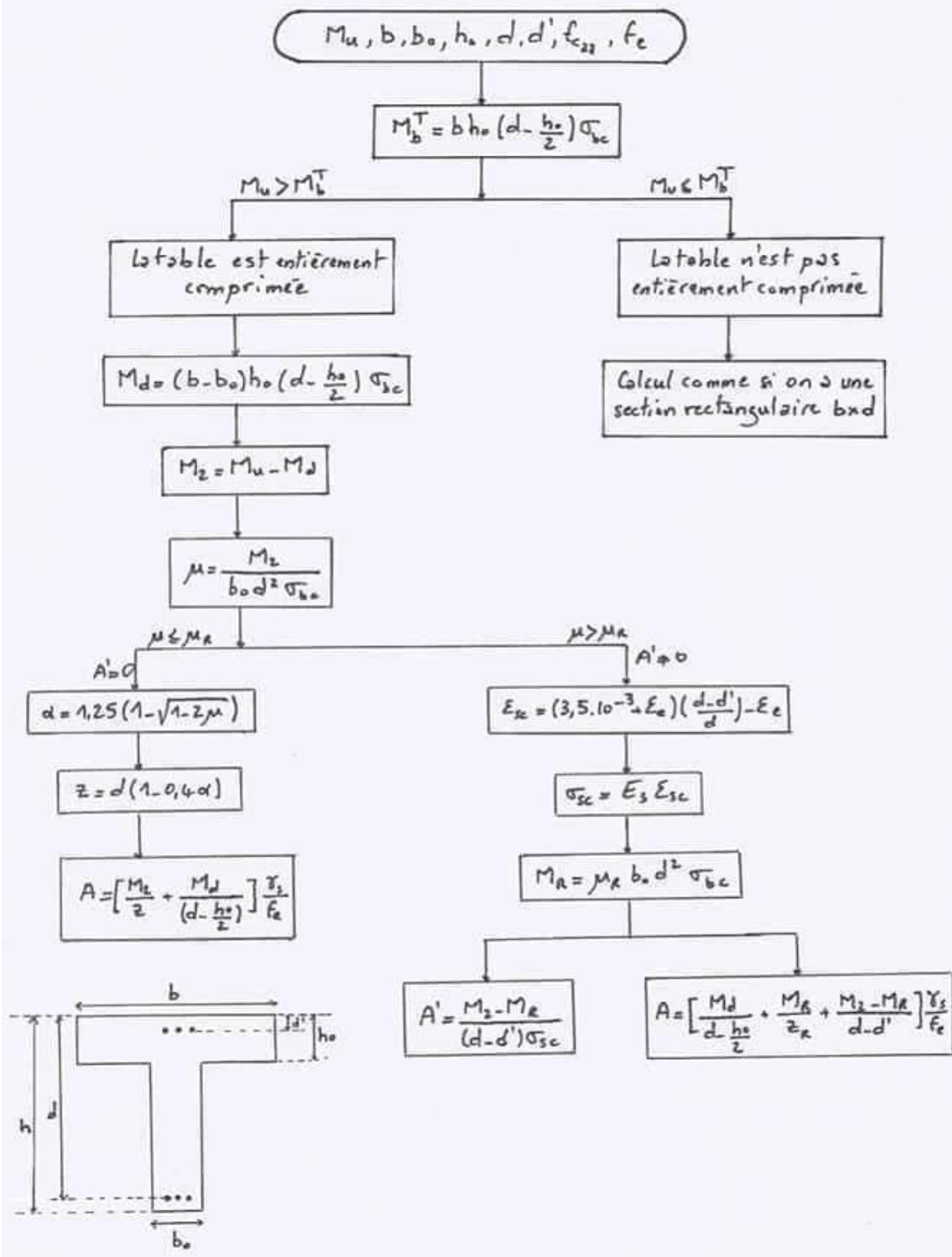
- (1) Règlement parasismique algérien RPA99 (version 2003).
- (2) DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- (3) Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- (4) Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- (5) Cours et TD (Béton, TMC ; et RDM, DDS).
- (6) Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.
- (7) Cours d'ETABS.
- (8) Manuel LOGICIEL BENYAHY

Logiciels

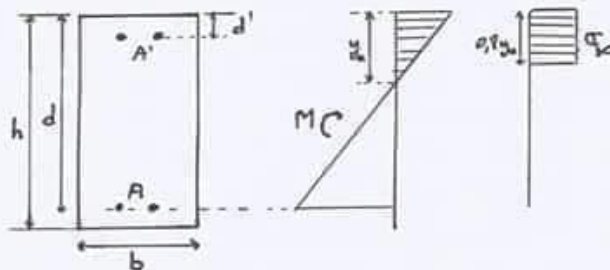
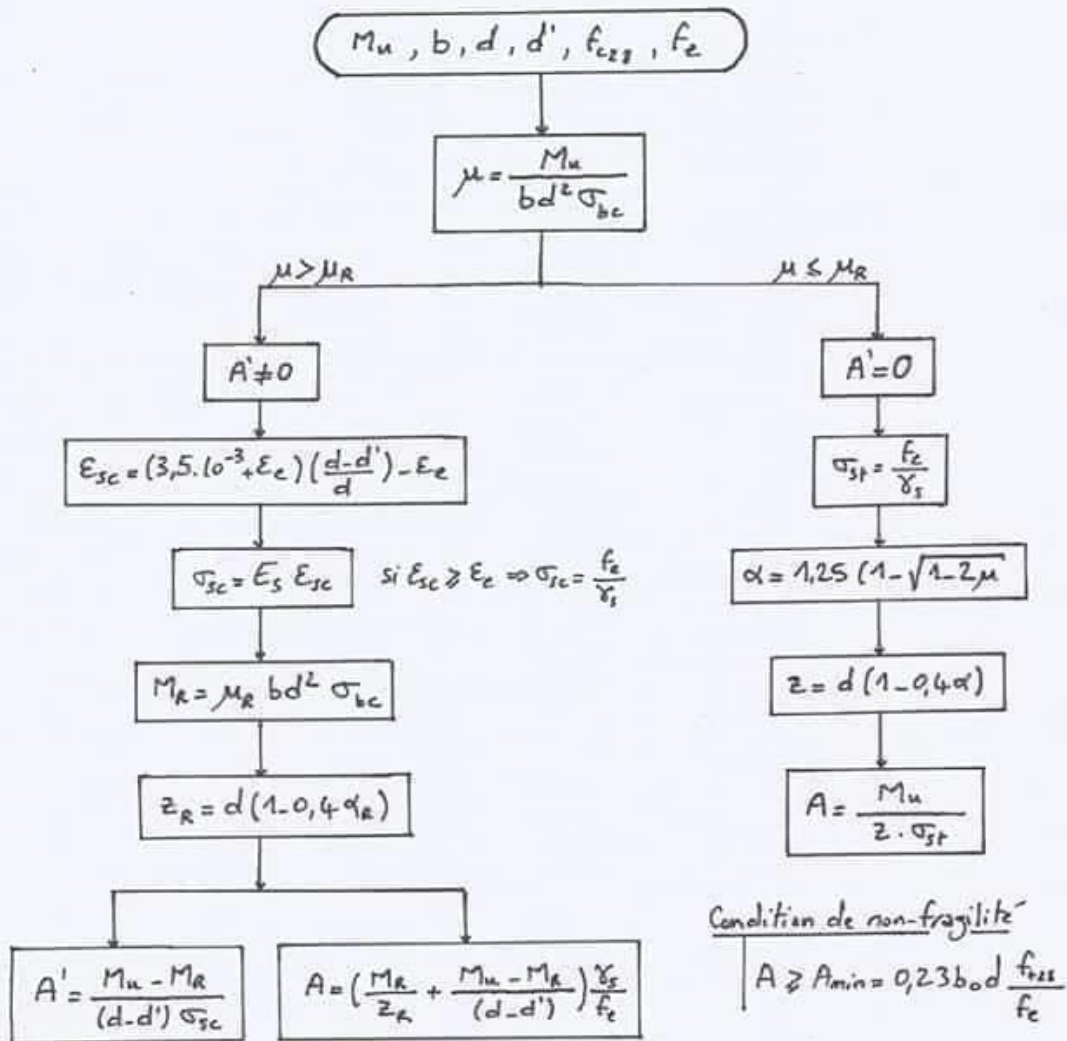
- (1) Logiciel ETABS 9.7.1.
- (2) Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- (3) EXCEL, WORD 2013.
- (4) AUTOCAD 2019.

Annexes

Flexion simple - section en T - ELU



Flexion simple - section rectangulaire - ELU

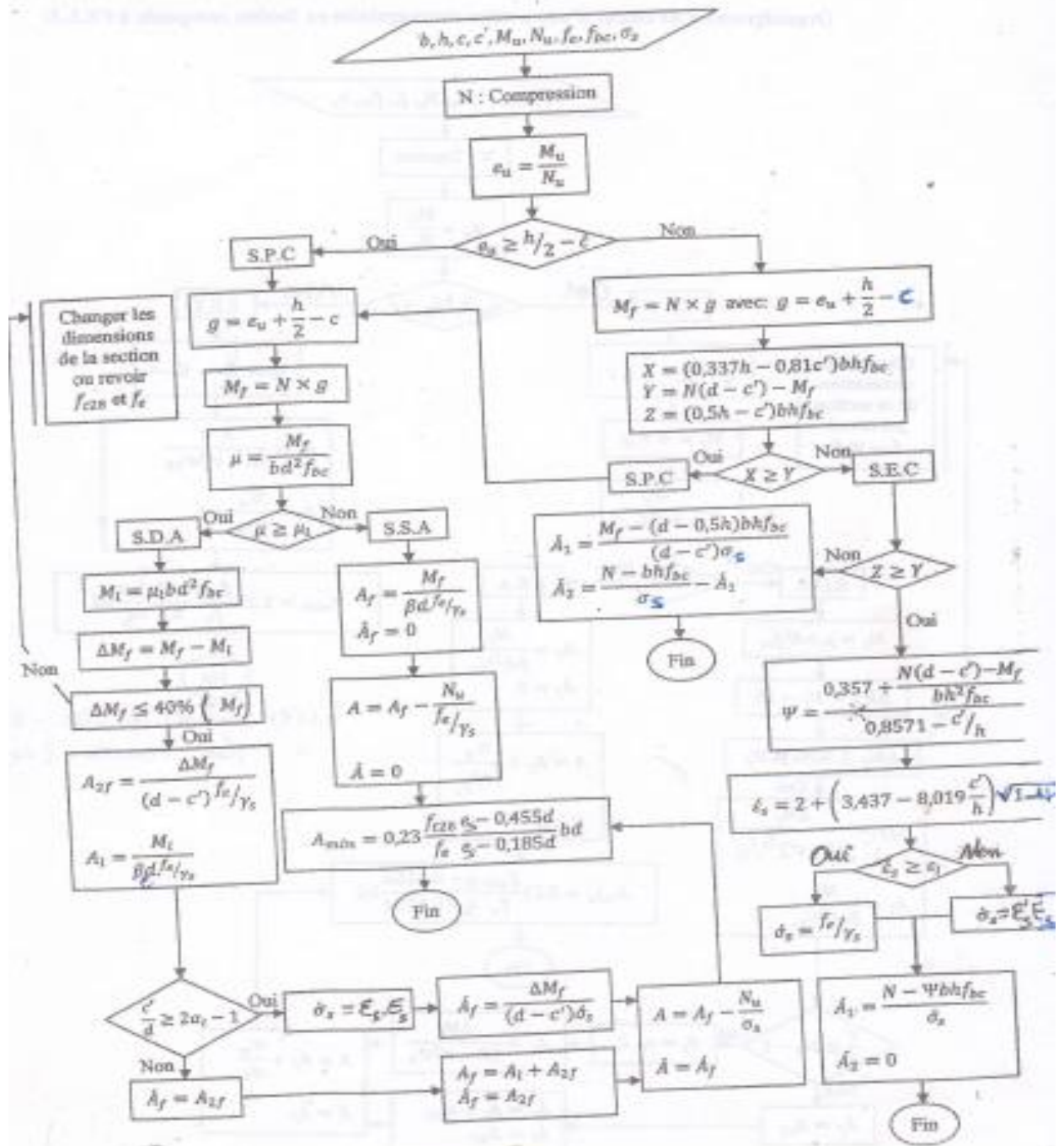


$$\mu_R = 0,8 \alpha_R (1 - 0,4 \alpha_R)$$

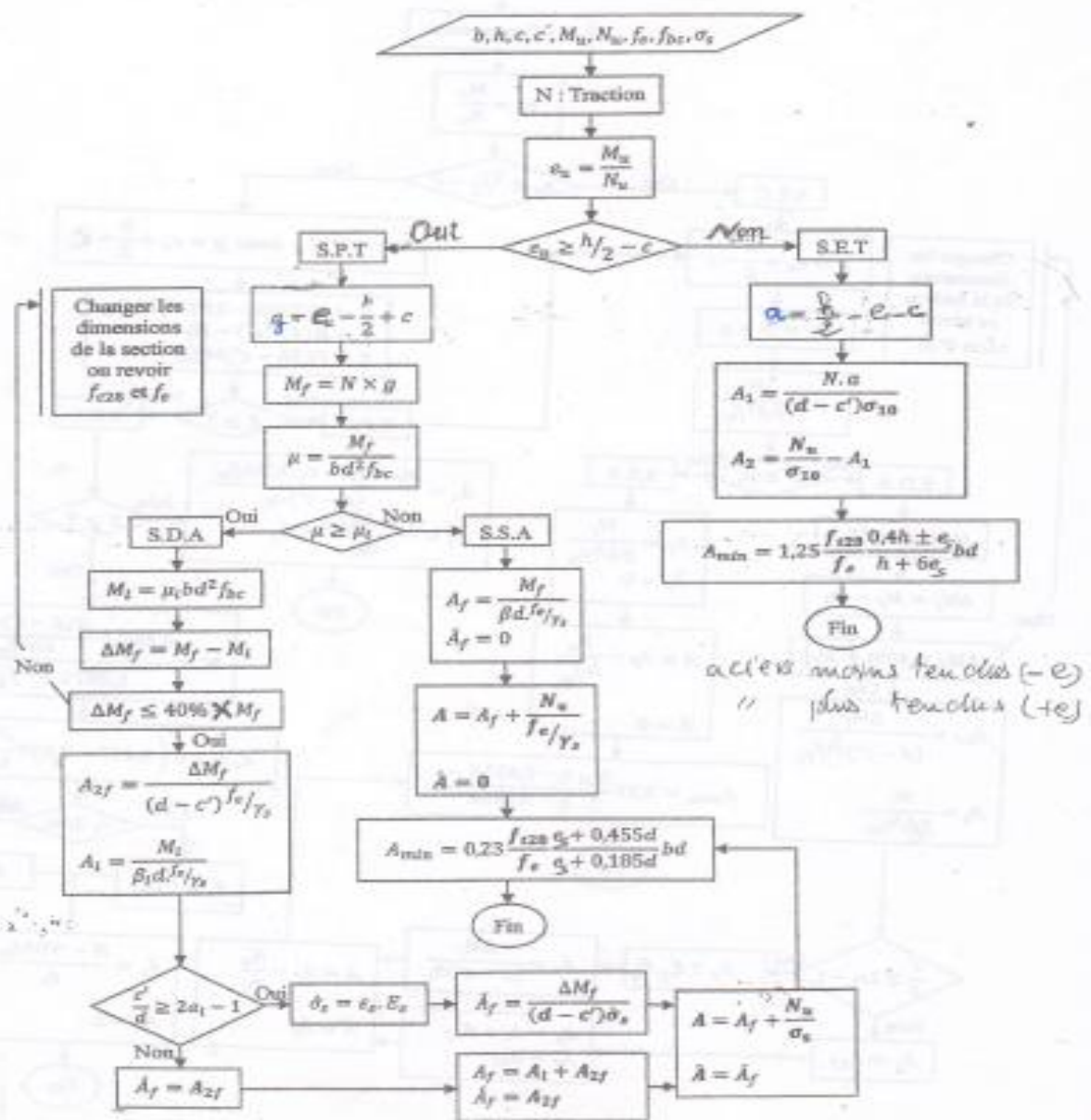
$$\alpha_R = \frac{3,5 \cdot 10^{-3}}{3,5 \cdot 10^{-3} + E_c}$$

- $f_c = 400 \text{ MPa} \rightarrow \mu_R = 0,391$
- $f_c = 500 \text{ MPa} \rightarrow \mu_R = 0,372$

Organigramme de calcul d'une section rectangulaire en flexion composée à l'E.L.U



Organigramme de calcul d'une section rectangulaire en flexion composée à P.E.L.U



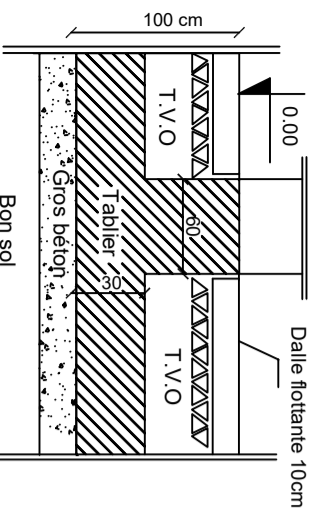
✓ Dans l'acier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_{bc} = \frac{100 \times A_s}{bd}; \quad \bar{\sigma}_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} = 348 \text{Mpa.}$$

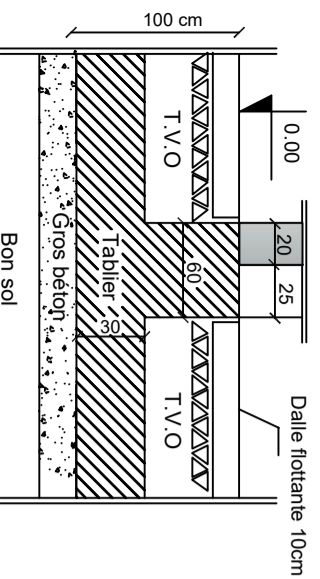
Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β_1	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
XX	<i>Appuis</i>	20.11	397.85	0.340	0.909	39.95	228.35	348	5.72	15	C.V
	<i>Travée</i>	12.06	198.93	0.207	0.926	52.57	183.64	348	3.49	15	C.V
YY	<i>Appuis</i>	20.11	341.38	0.340	0.909	39.95	195.94	348	4.9	15	C.V
	<i>Travée</i>	12.06	164.37	0.207	0.926	52.57	151.74	348	2.89	15	C.V

Tableau VII.12 : Vérification des contraintes à l'ELS.

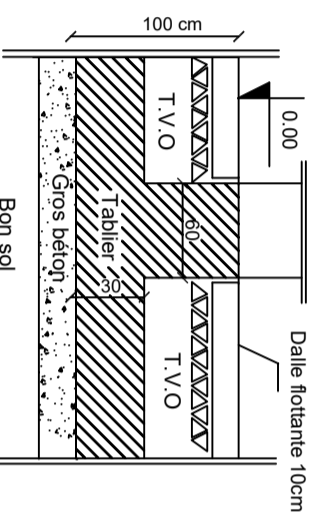
Coupe 1-1



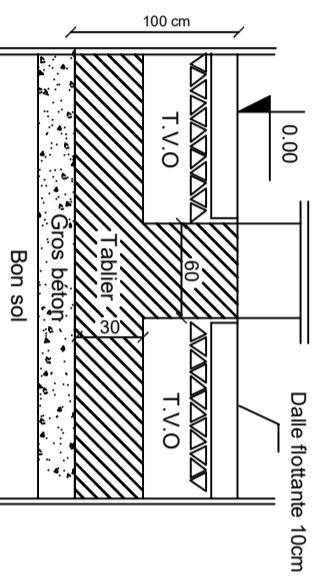
Coupe 3-3



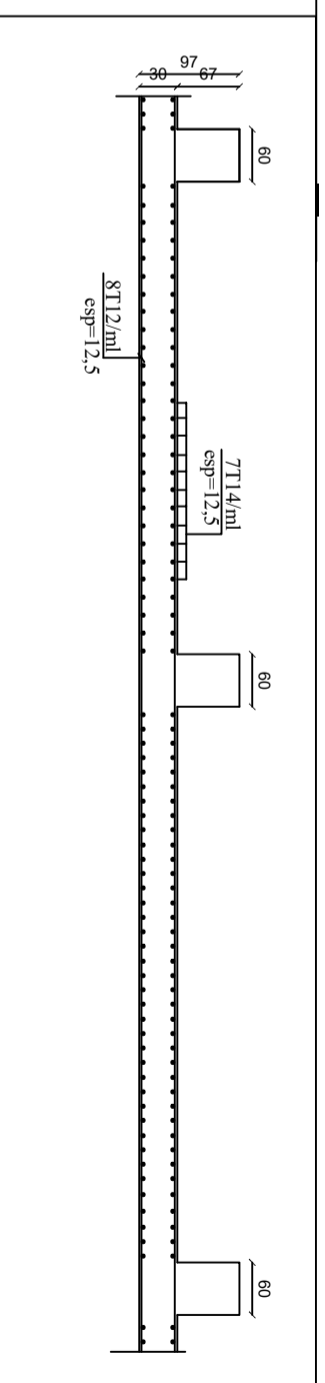
COFFRAGE / FERRAILLAGE Dalle de radier Coupe 2-2



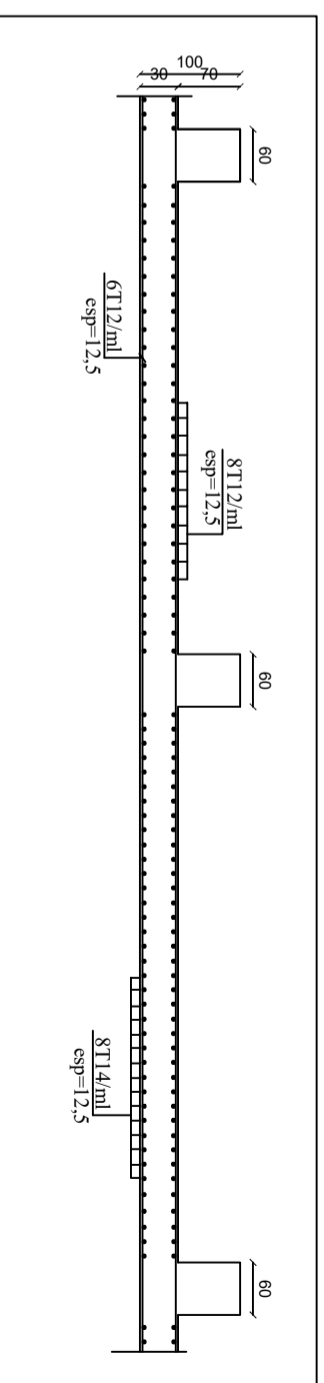
Coupe 4-4



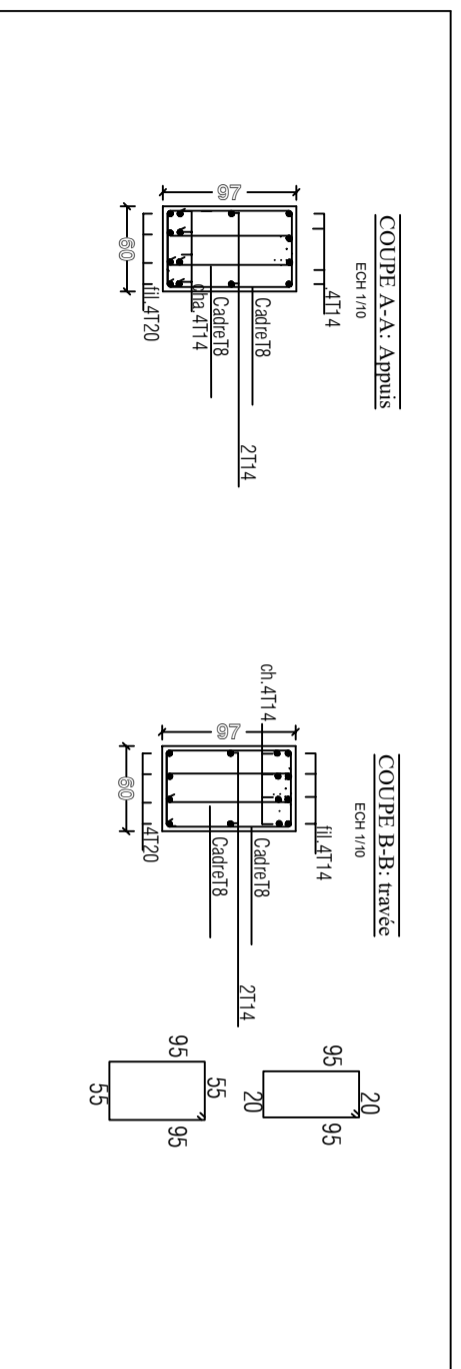
sense X X



sense Y Y



FERRAILLAGE DE LA NERVURE: sens (X-X) et (Y-Y)



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUDI MAMMERTI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+9
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL
PLAN DE COFFRAGE / FERRAILLAGE PLANCHER

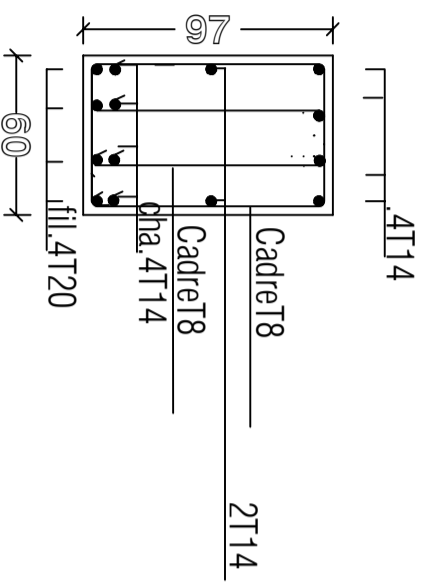
Réalise par : BELKACEM Kamel ,HOUCHI Nabil.
Encadré par : Mr:MEHADDIEN .

SITUATION: | promotion : 2023/ 2024
SORTIE EST DE TIZI-OUZOU

FERRAILLAGE DE LA NERVURE: sens (X-X) et (Y-Y)

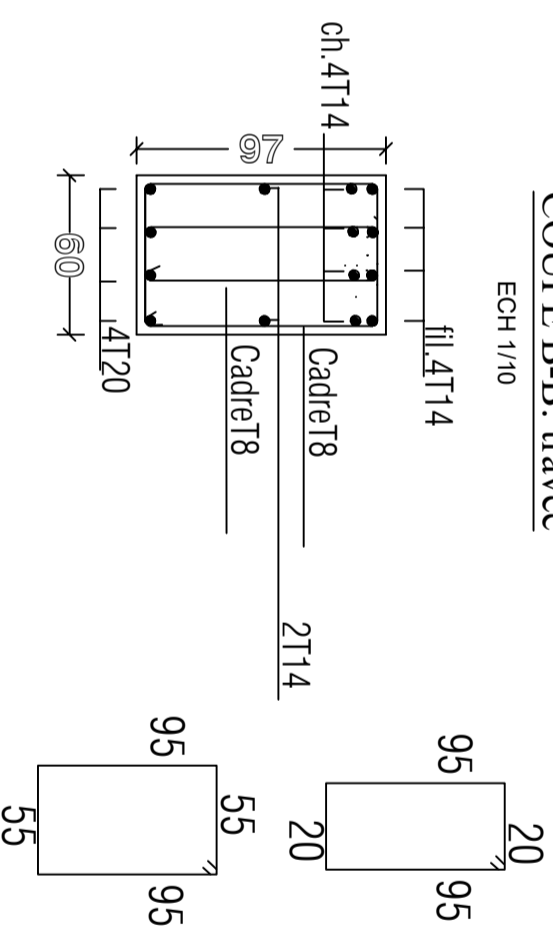
COUPE A-A: Appuis

ECH 1/10

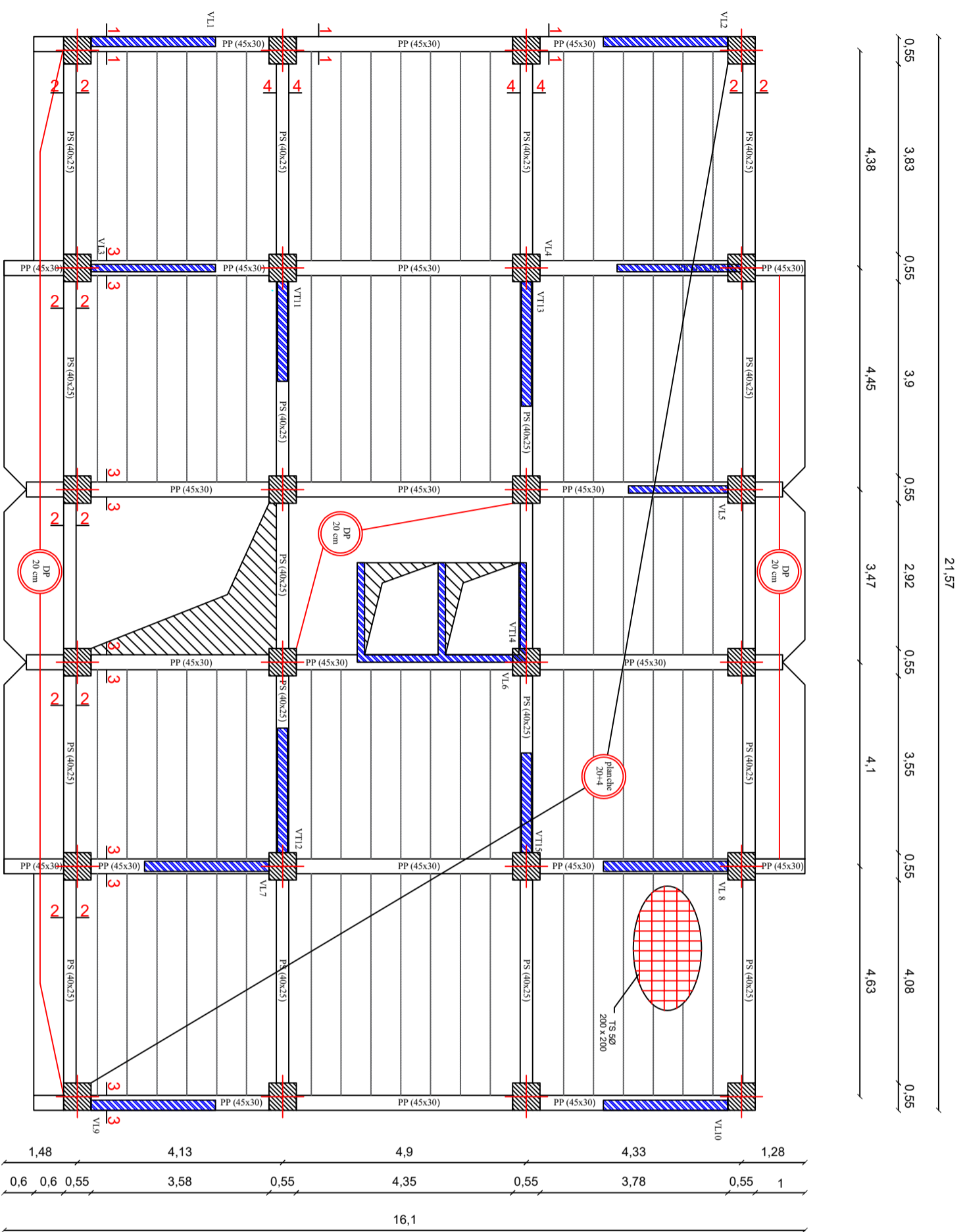


COUPE B-B: travée

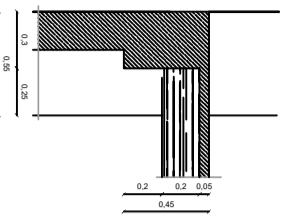
ECH 1/10



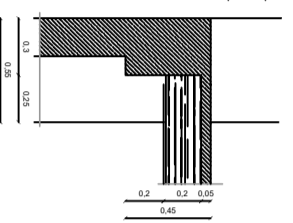
Plan de coffrage plancher niveau : +4,08 m; +13.26 m; +16.32 m; +19.38 m; +22.64 m; +25.5 m; +28.56 m



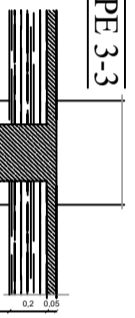
COUPE 1-1



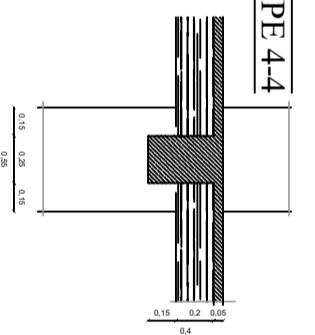
COUPE 1-1



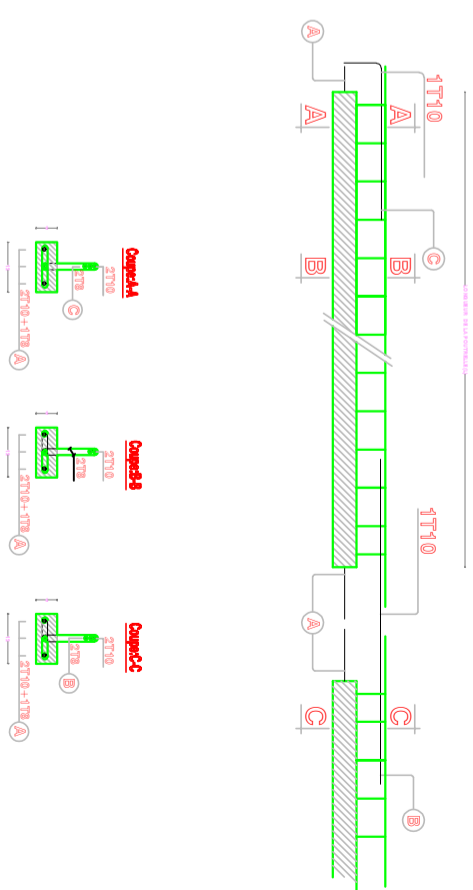
COUPE 3-3



COUPE 4-4



Ferrailage des poutrelles



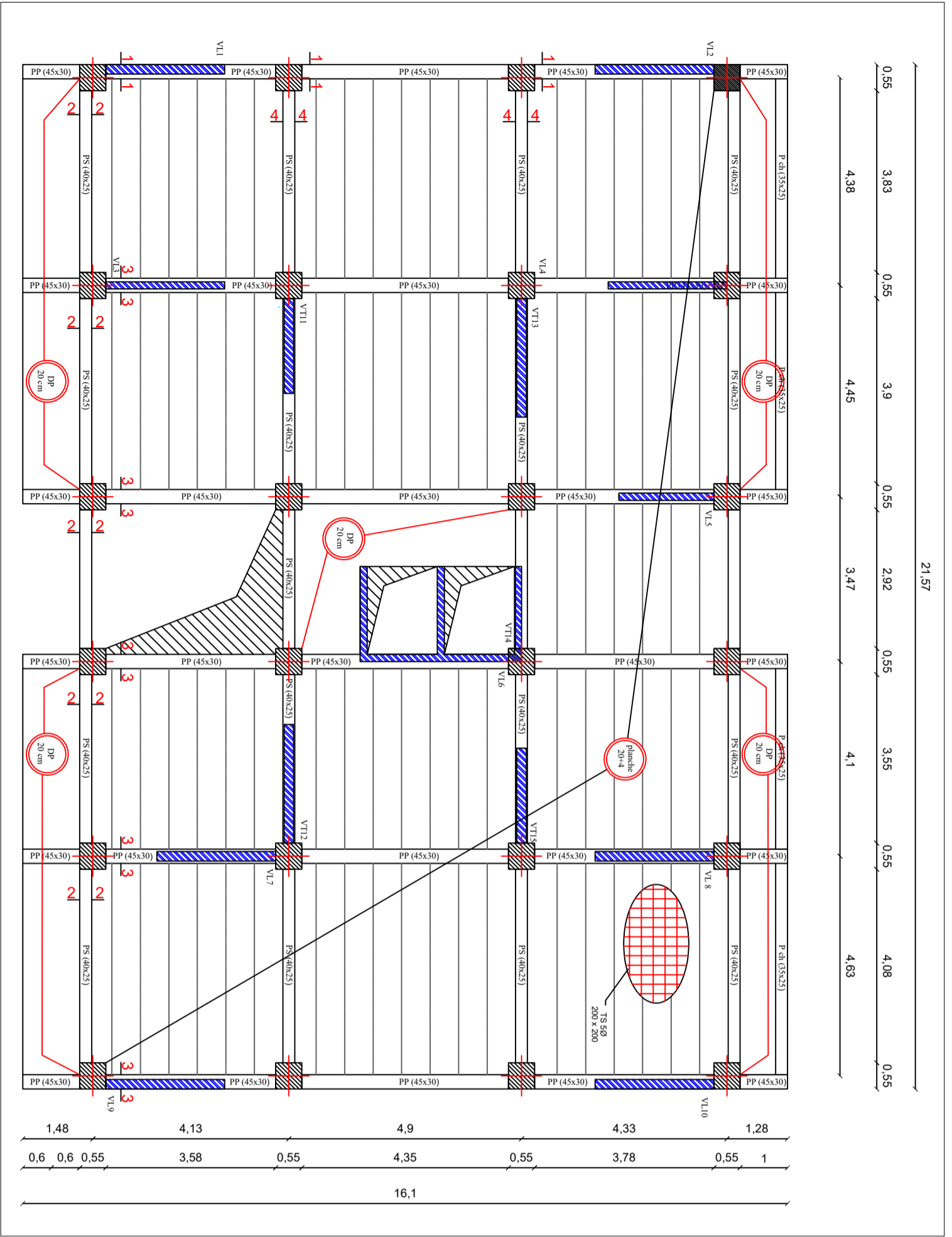
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERRI TIZI OUZOU Département Génie de la Construction Filière Génie Civil OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE <i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+9 A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
PLAN DE COFFRAGE / FERRAILLAGE PLANCHER	
Réalise par : BELKACEM Kamel / HOUCHE Nabli Encadrée par : Monsieur MEHADDEB.	
SITUATION: SORTIE EST DE TIZI-OUZOU	promotion : 2023/ 2024

NOTE:

Caractéristique des matériaux :

- Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
F_{c28}=25Mpa.
- Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- Acier (Haute adhérence) σ = 400MPA
- Treillis soudés (T.S) σ = 520MPA
- Longueur de recouvrement est de 40 Ø
- Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

Plan de coffrage plancher niveau : +7.14 m; +10.2 m

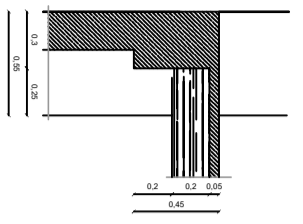


21.57

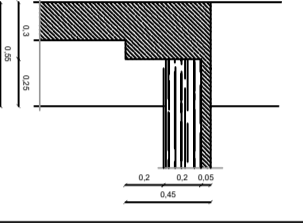
0.55 3.83 0.55 3.9 0.55 2.92 0.55 3.55 0.55 4.08 0.55
 4.38 4.45 3.47 4.1 4.63

1.48 4.13 4.9 4.33 1.28
 0.6 0.6 0.55 3.58 0.55 4.35 0.55 3.78 0.55 1
 16.1

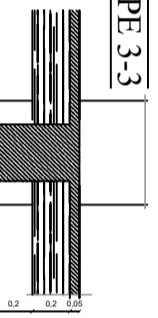
COUPE 1-1



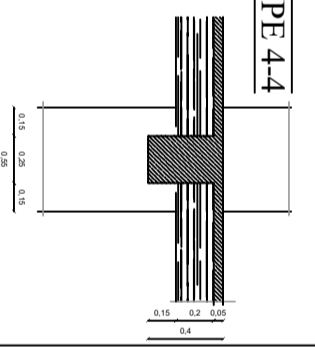
COUPE 1-1



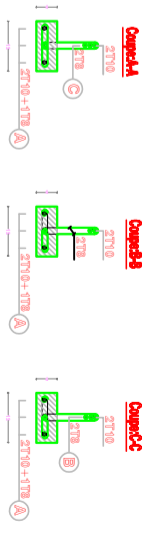
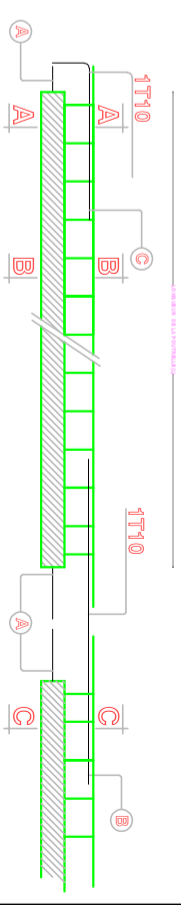
COUPE 3-3



COUPE 4-4



Ferrailage des poutrelles

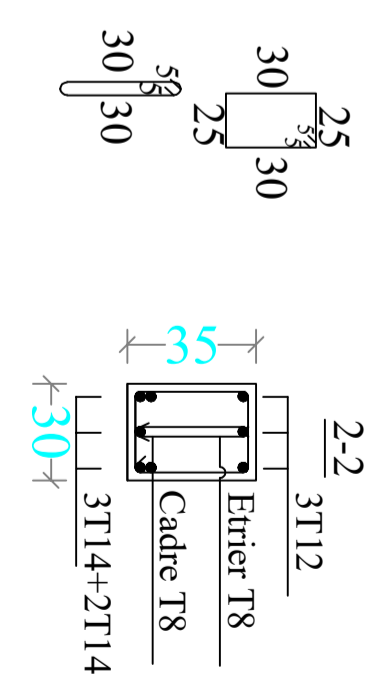
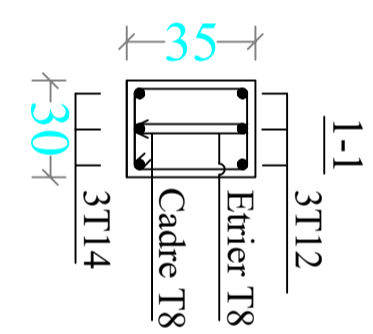
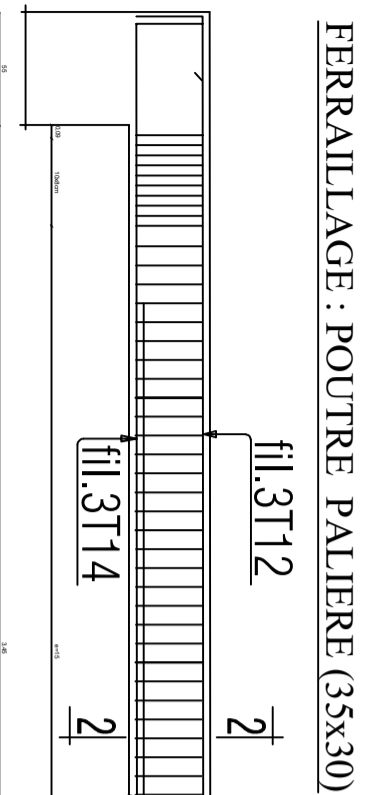
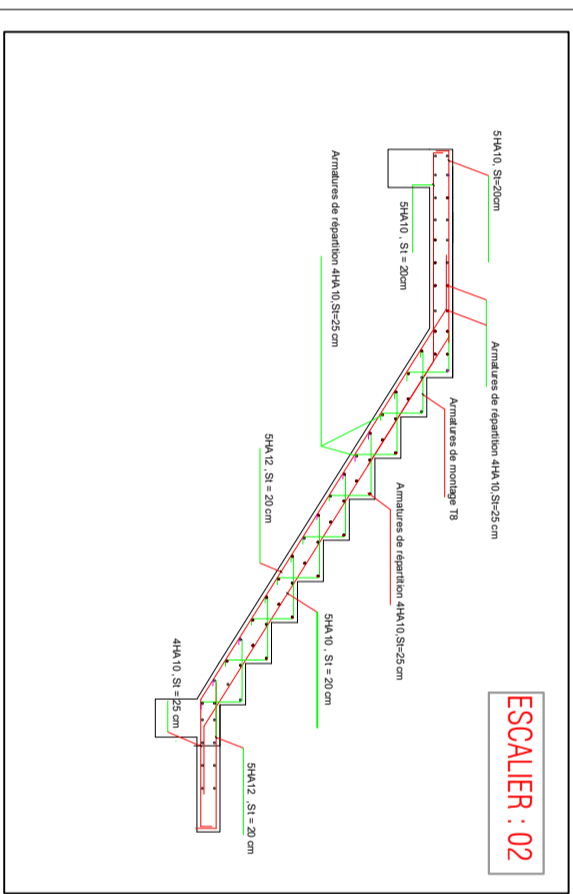
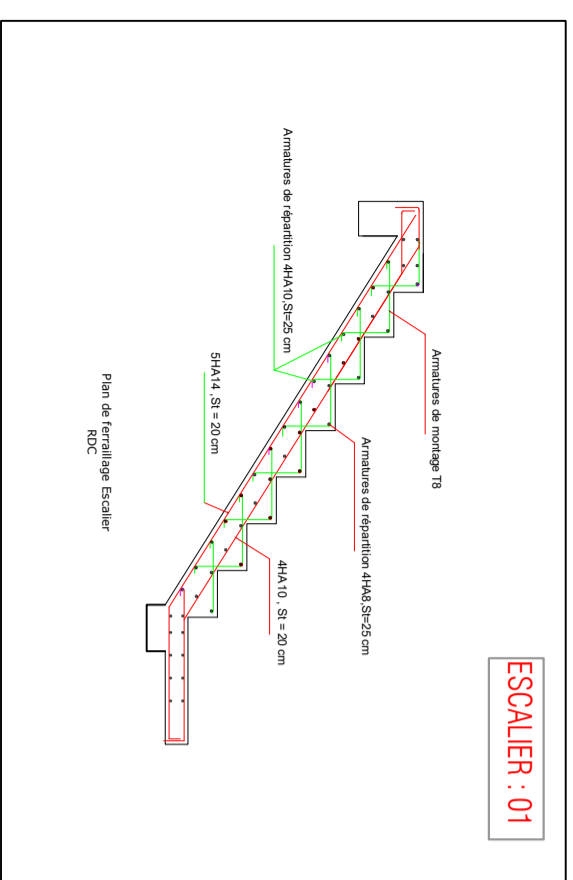
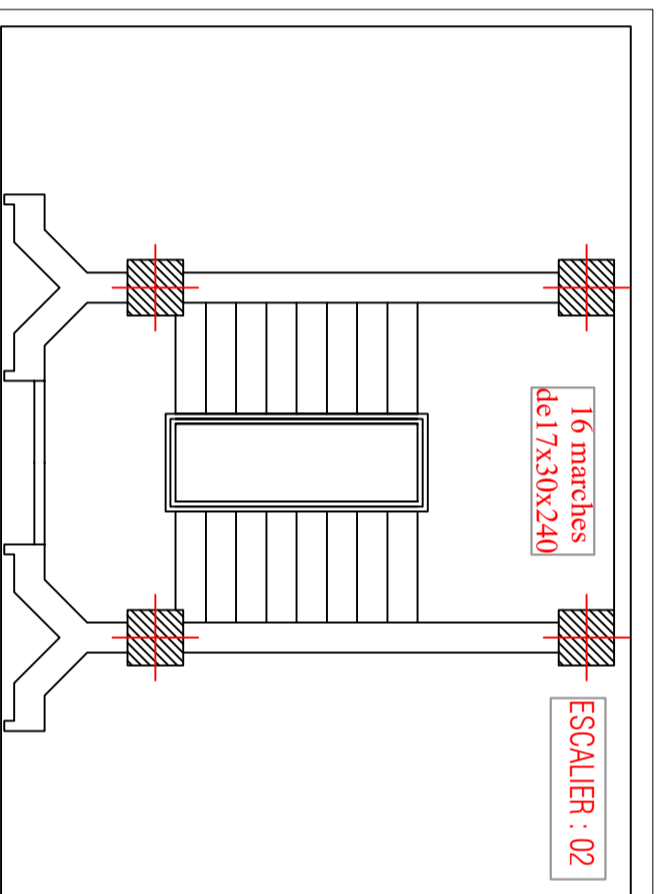
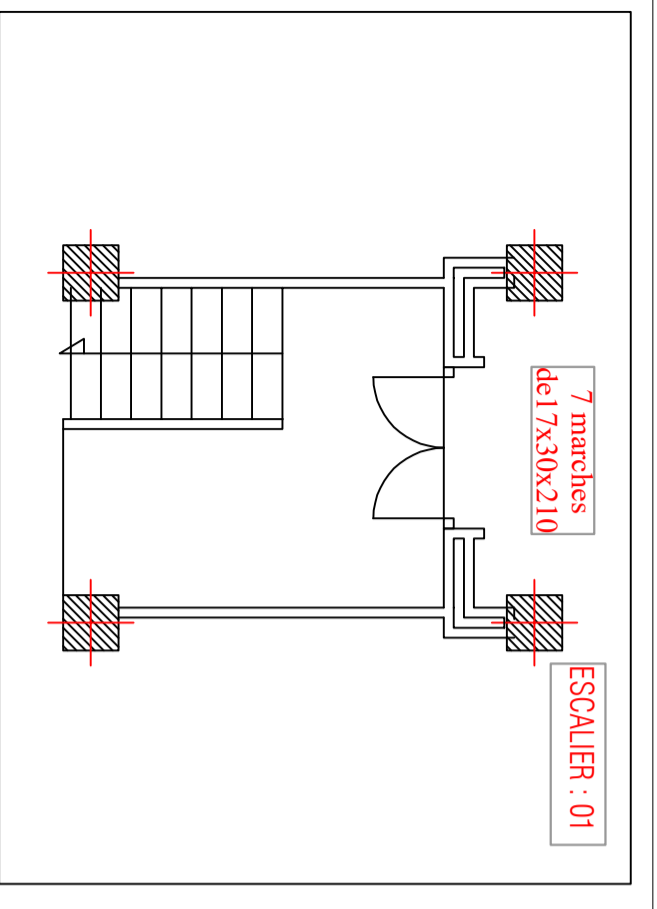


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERTI TIZI OUZOU Département Génie de la Construction Filière Génie Civil OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+9 A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
PLAN DE COFFRAGE / FERRAILLAGE PLANCHER	
Réalise par : BELKACEM Kamel / HOUCHEI Nabil. Encadrée par : Monsieur MEHADDEN.	
SITUATION: SORTIE EST DE TIZI-OUZOU	promotion :2023/2024

NOTE: Caractéristique des matériaux:

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

Ferrailage des escaliers / FERRAILLAGE : POUTRE PALIERE (35x30)



NOTE:

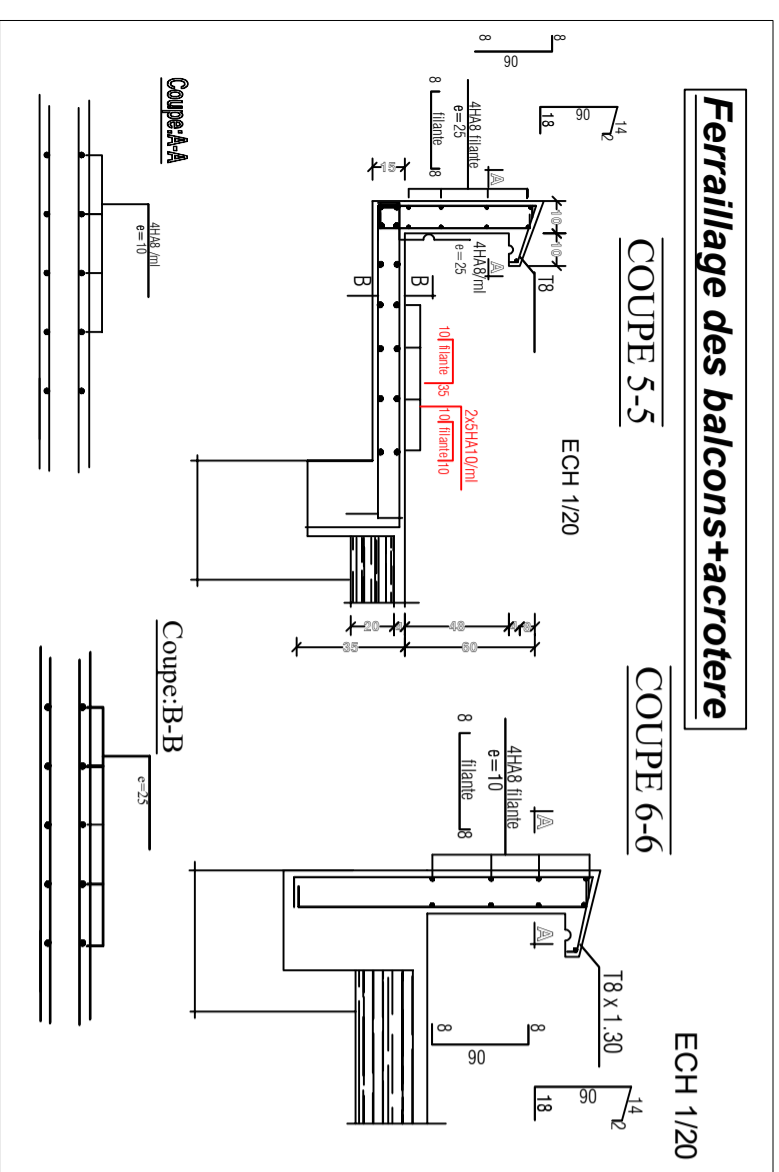
Caractéristique des matériaux :

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

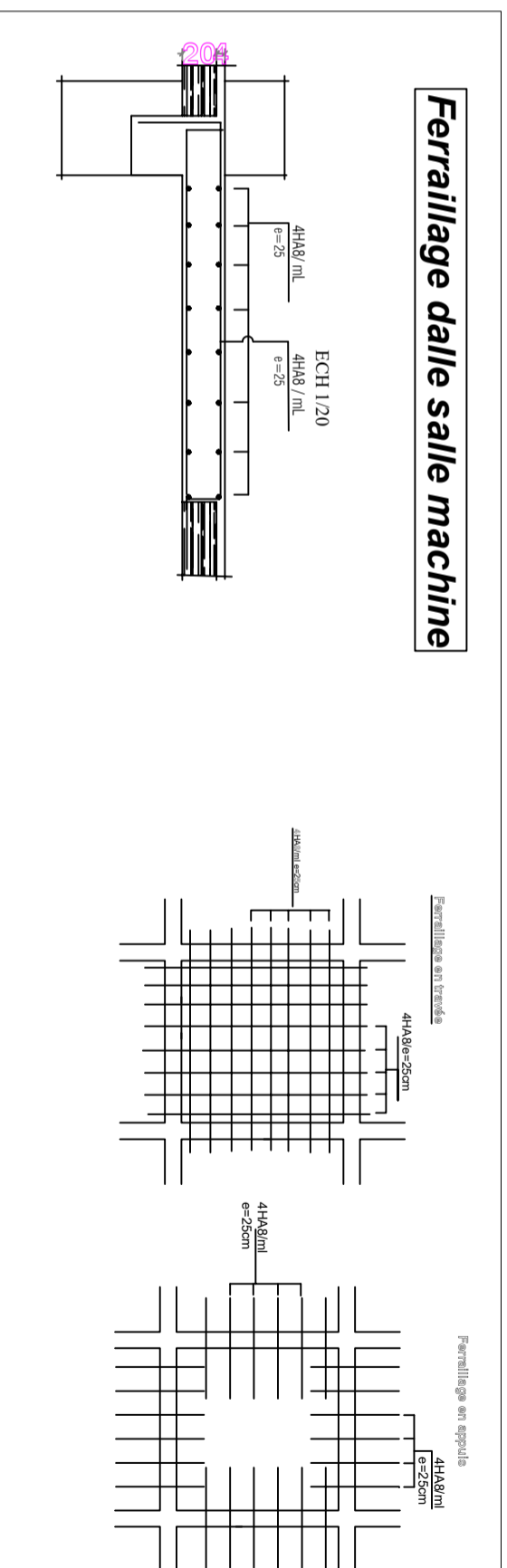
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+9	
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
FERRAILLAGE DES ESCALIER FERRAILLAGE : POUTRE PALIERE (35x30)	
Réalise par : BELKACEM Kamel / HOUCHI Nabil. Encadrée par : Monsieur MEHADDDEN .	
SITUATION:	promotion : 2023/ 2024
SORTIE EST DE TIZI-OUZOU	

FERRAILLAGE DES BALCONS + L'ACROTÈRE / FERRAILLAGE DALLE SALLE MACHINE / FERRAILLAGE DES BALCONS

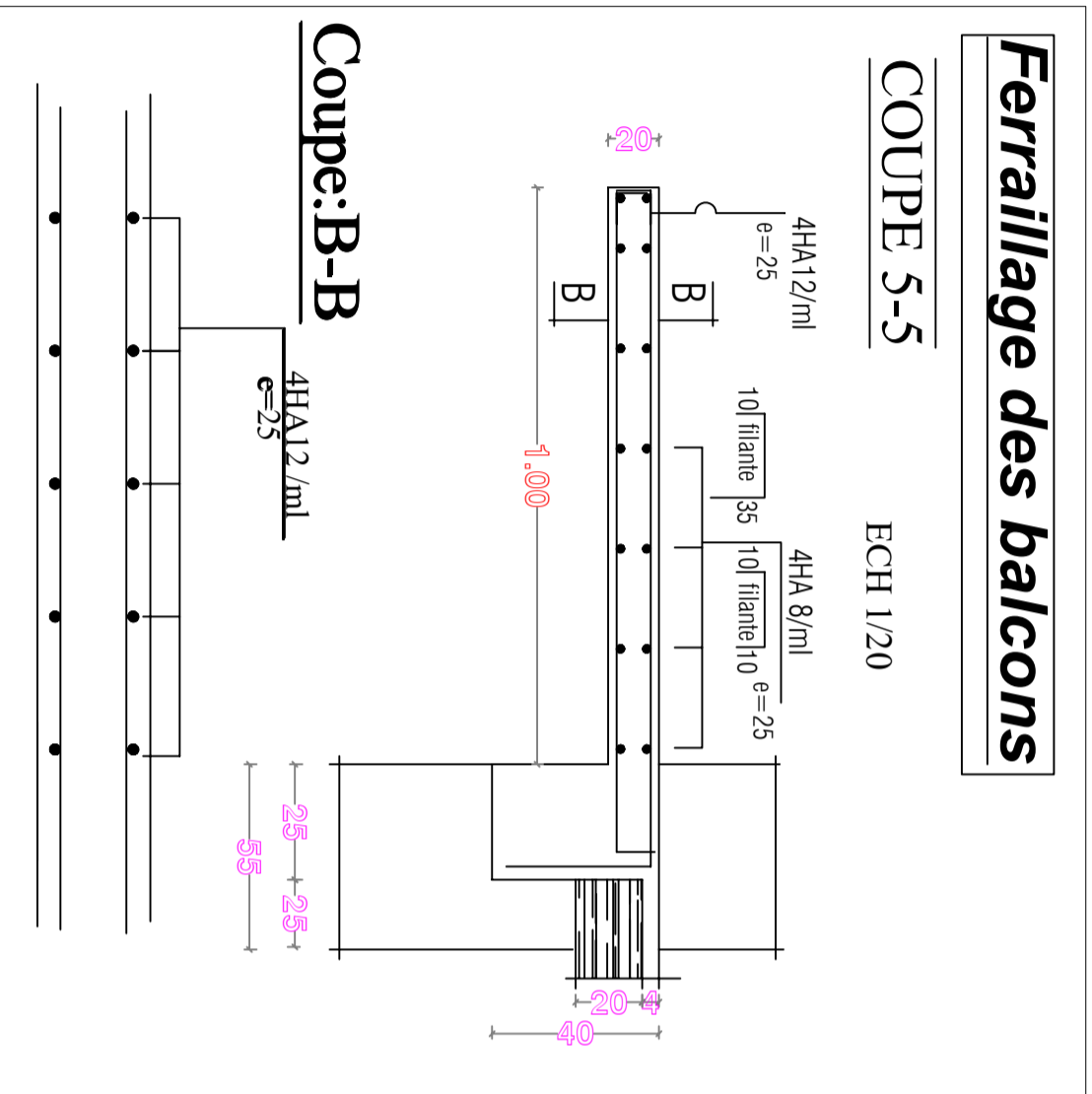
Ferrailage des balcons+acrotère



Ferrailage dalle salle machine



Ferrailage des balcons

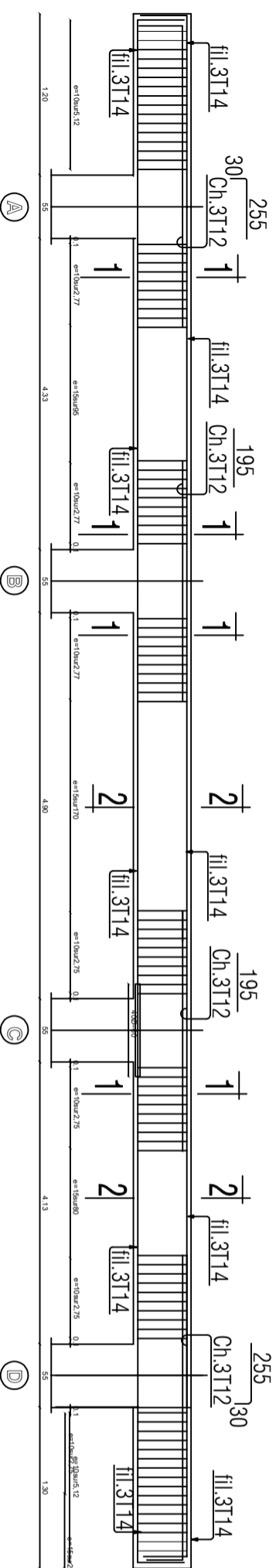


- NOTE:**
Caractéristique des matériaux :
- Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
F_{c28}=25Mpa.
 - Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
 - Acier (Haute adhérence) σ = 400MPA
 - Treillis soudés (T.S) σ = 520MPA
 - Longueur de recouvrement est de 40 Ø
 - Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

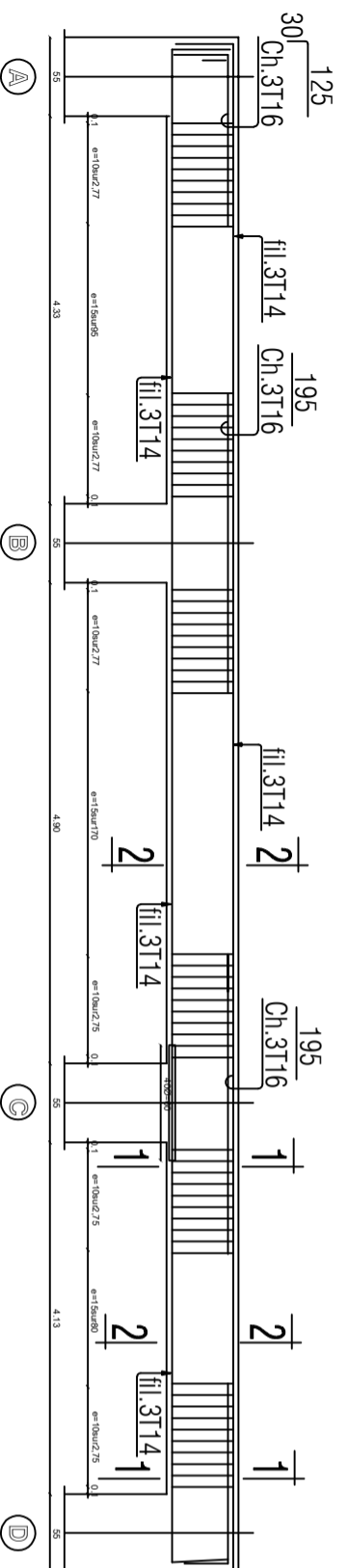
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+9 A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
PLAN DE COFFRAGE / FERRAILLAGE PLANCHER	
Réalise par : BELKACEM Kamel / HOUCHI Nabil. Encadrée par : Monsieur MEHADDEN .	
SITUATION: SORTIE EST DE TIZI-OUZOU	promotion : 2023/ 2024

Ferrailage des poutres principal (45x30) / Ferrailage des poutres secondaires PS (35x30)

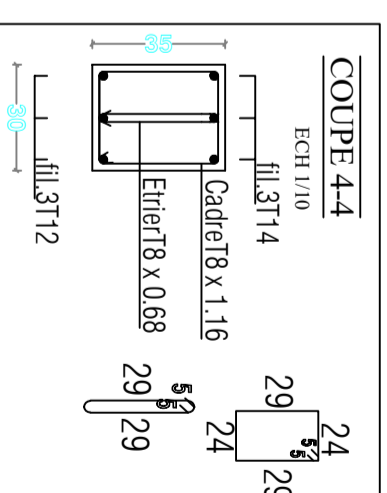
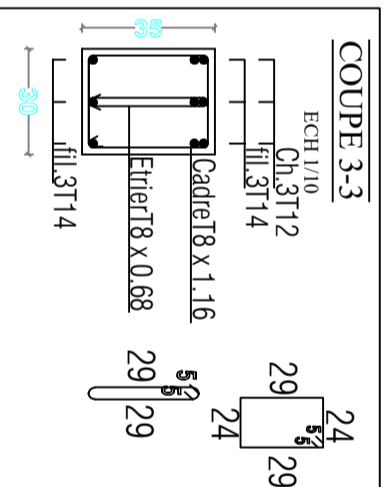
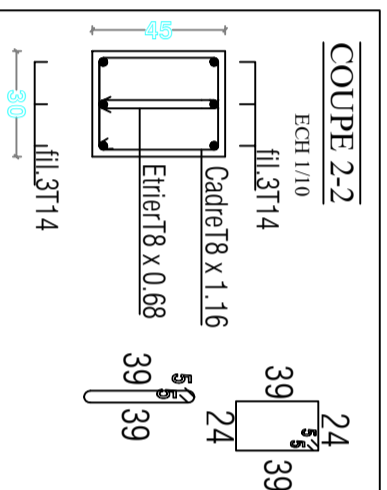
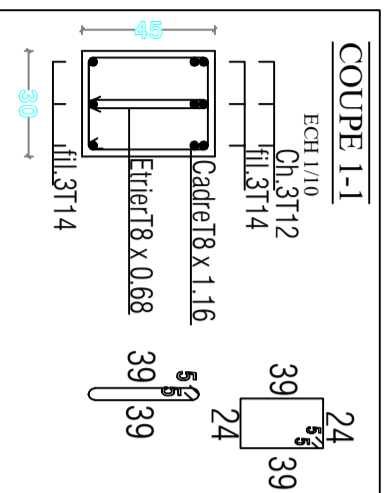
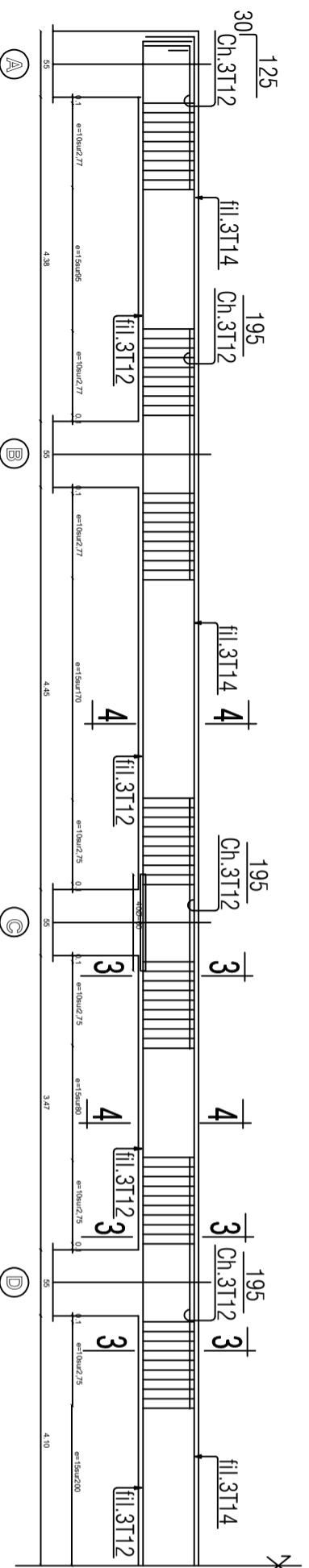
Poutre Principale:PP:(45*30);fil: 1*2*3*4



Poutre Secondaire:PS:(35*30);fil: 1*2*3*4



Poutre Secondaire:PS:(35*30)



NOTE:

Caractéristique des matériaux :

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

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Memoire de fin d'étude
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+9
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

PLAN DE COFFRAGE / FERRAILLAGE PLANCHER

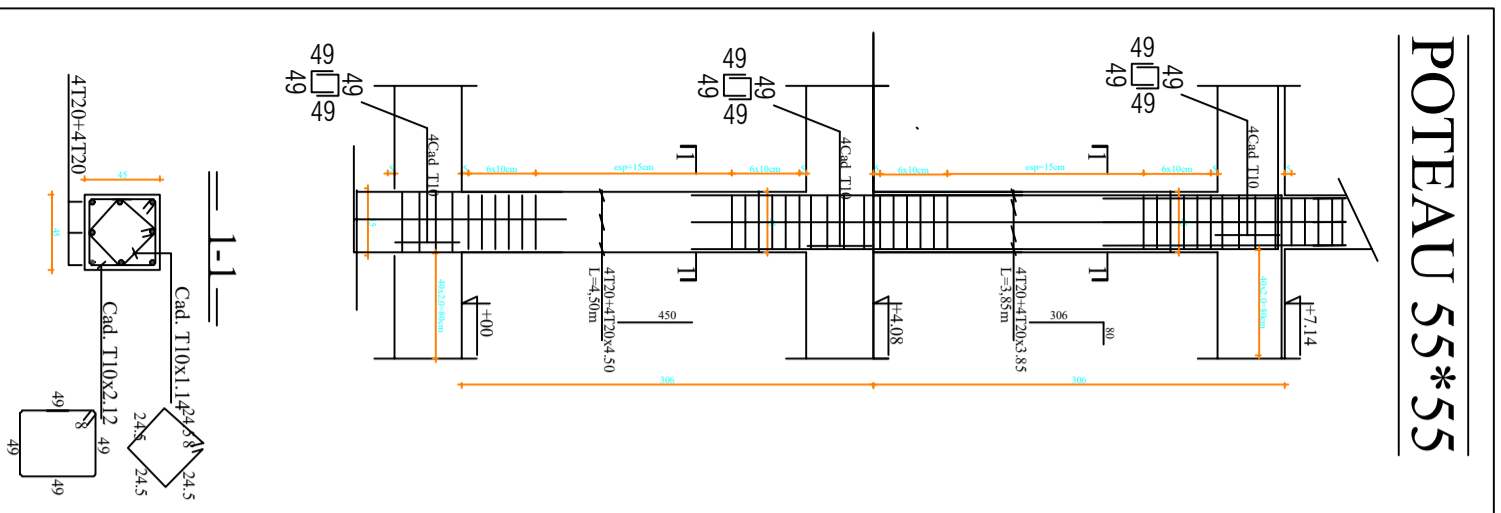
Réalise par : BELKACEM Kannel / HOUCHEI Nabli.
Encadrée par : Monsieur MEHADDEEN .

SITUATION :
SORTIE EST DE TIZI-OUZOU

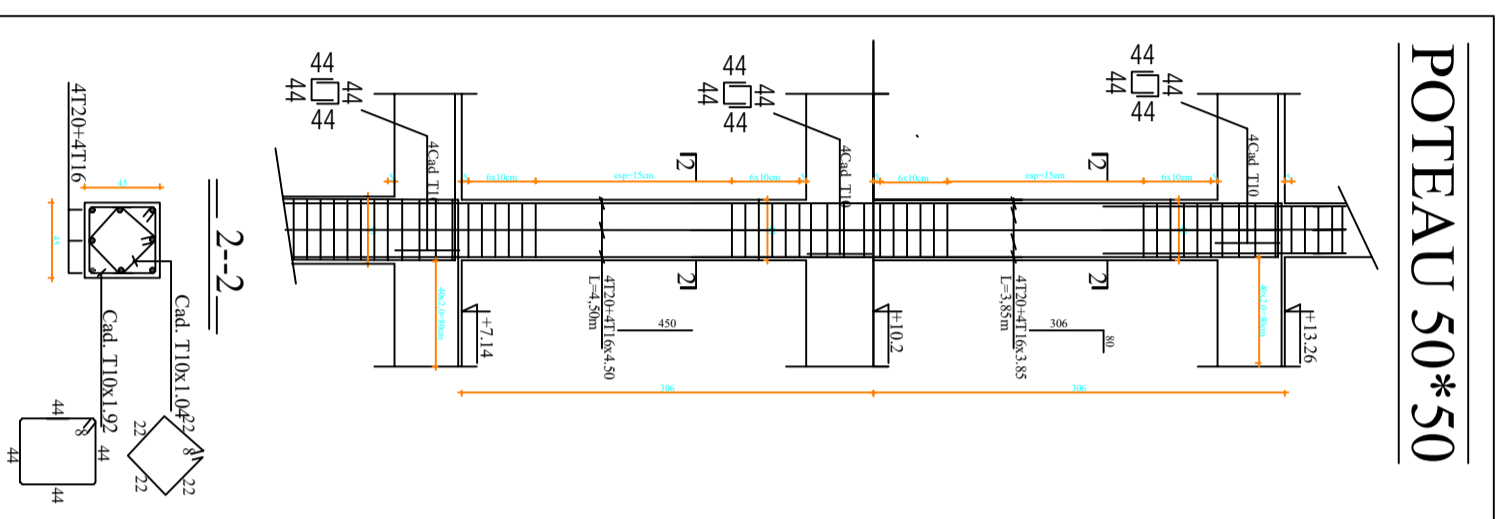
Promotion :2023/ 2024

FERRAILLAGES DES PTEAUX

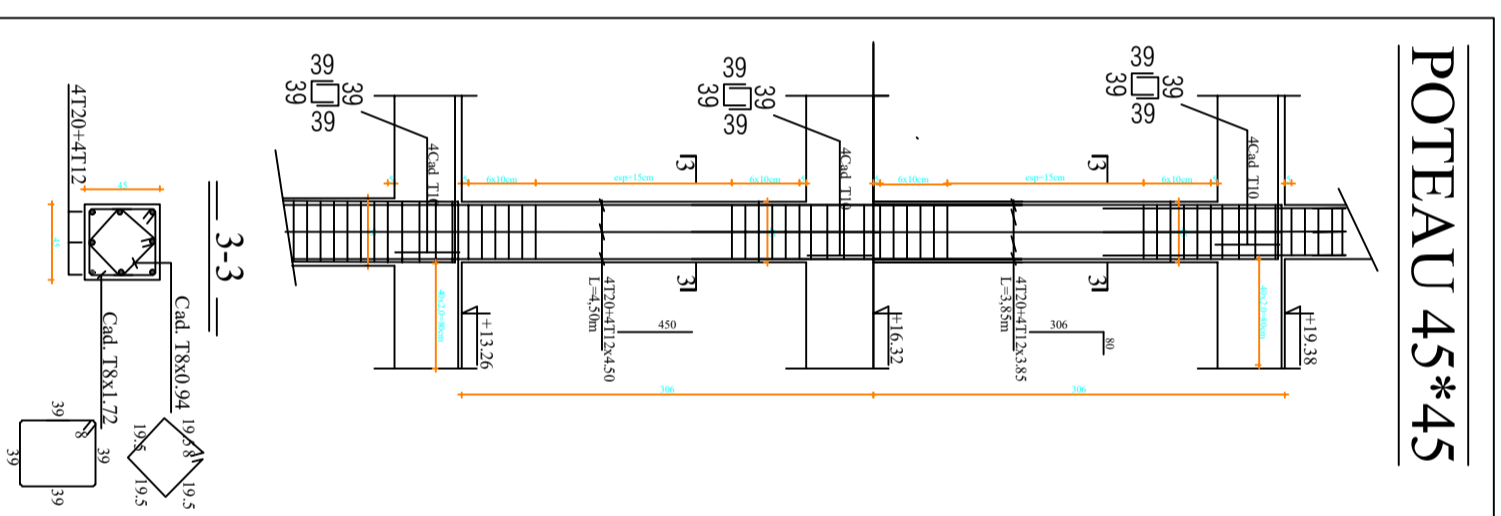
POTEAU 55*55



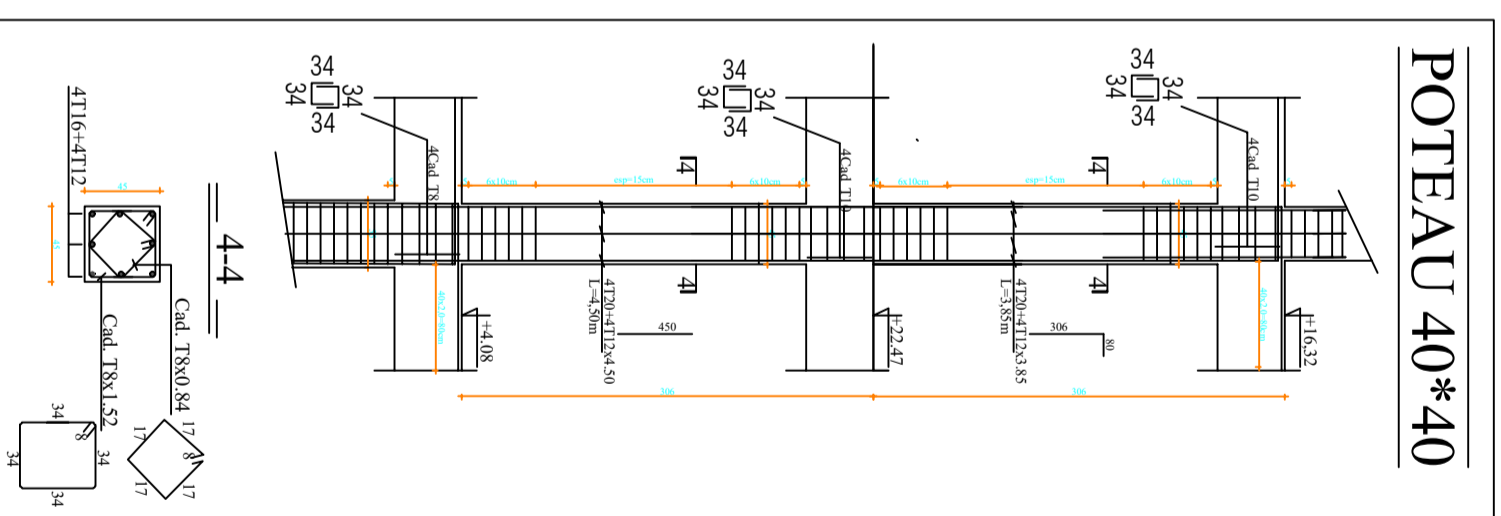
POTEAU 50*50



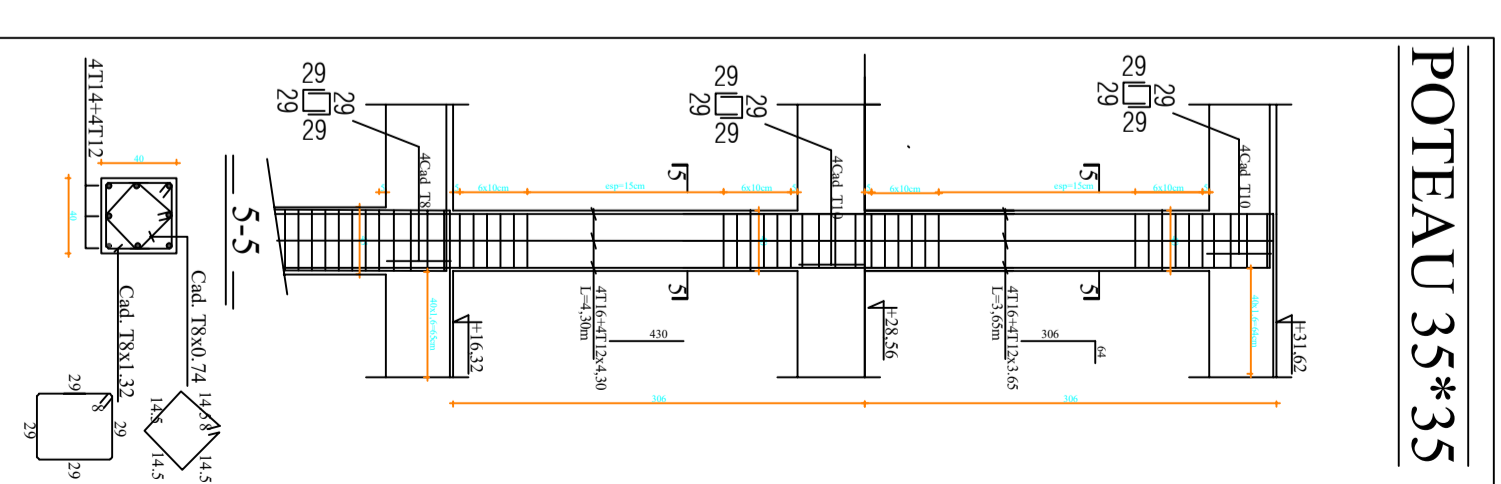
POTEAU 45*45



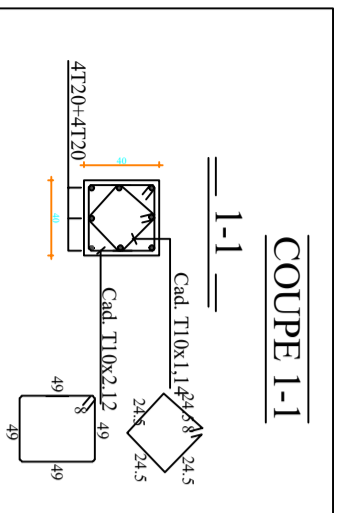
POTEAU 40*40



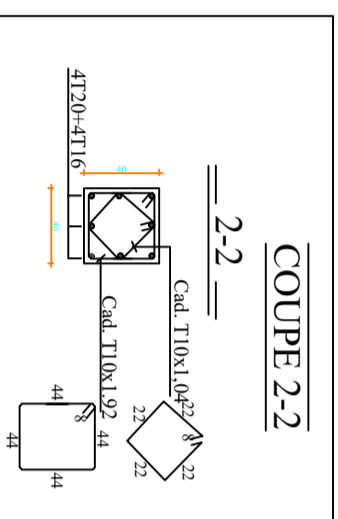
POTEAU 35*35



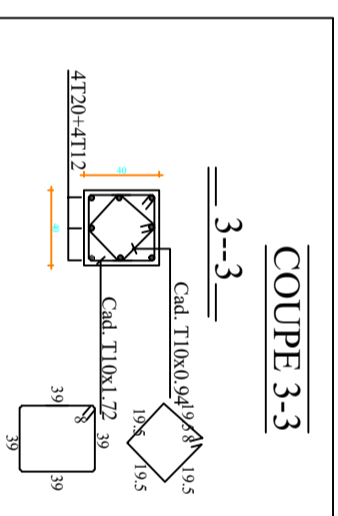
COUPE 1-1



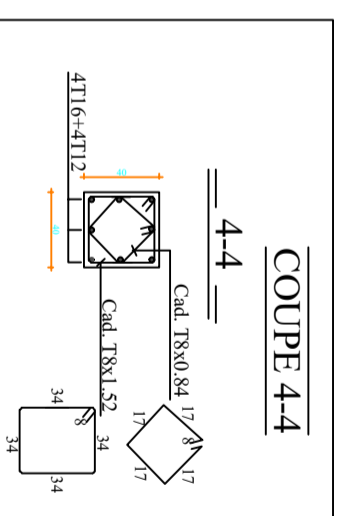
COUPE 2-2



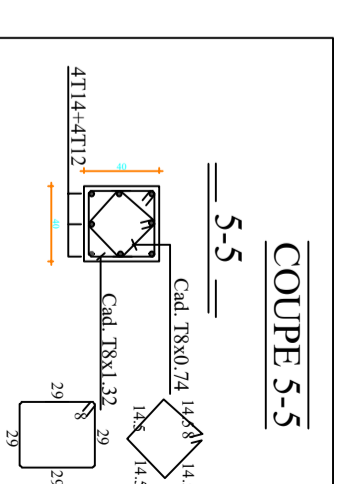
COUPE 3-3



COUPE 4-4

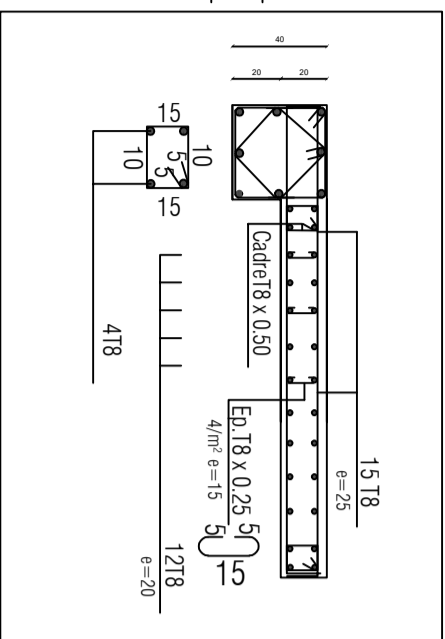


COUPE 5-5

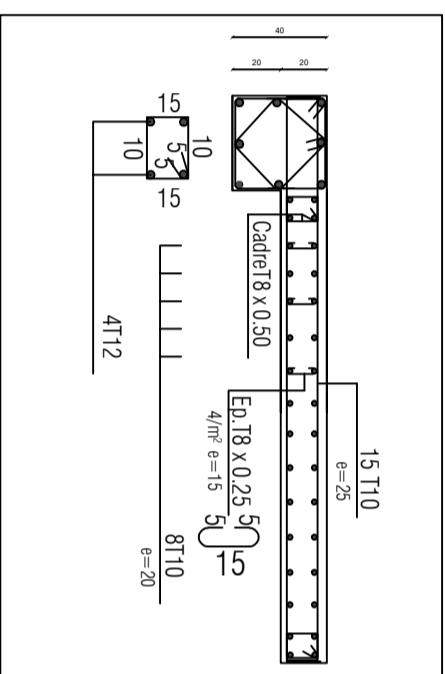


Plan de coffrage plancher niveau : +4,08 m; +13.26 m; +16.32 m; +19.38 m; +22.64 m; +25.5 m; +28.56 m

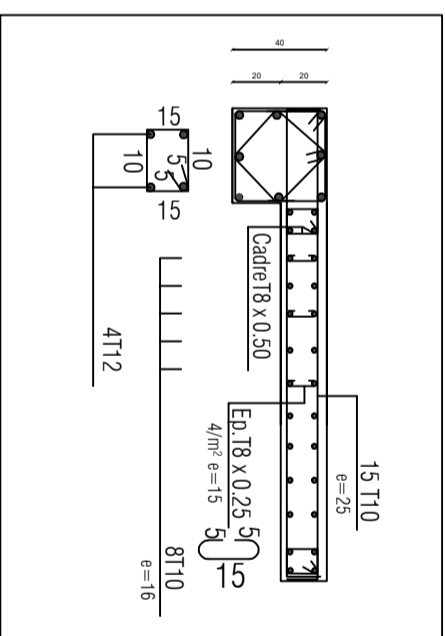
VLS



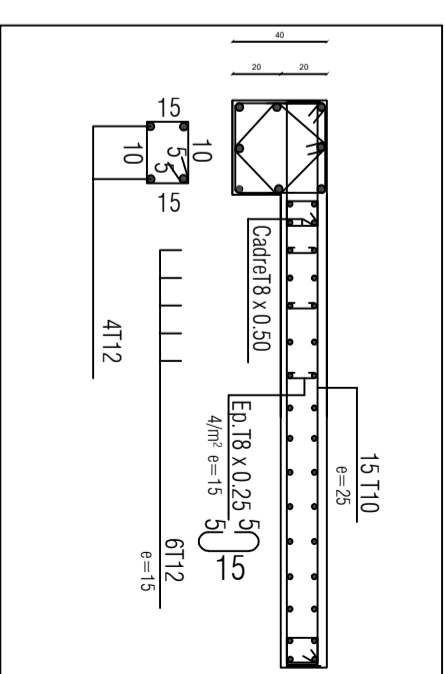
VL7 / VL8 / VL10



VT11 / VT15

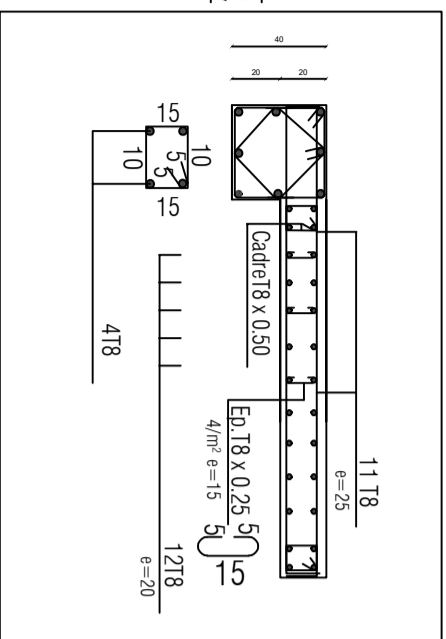


VT12 / VT13

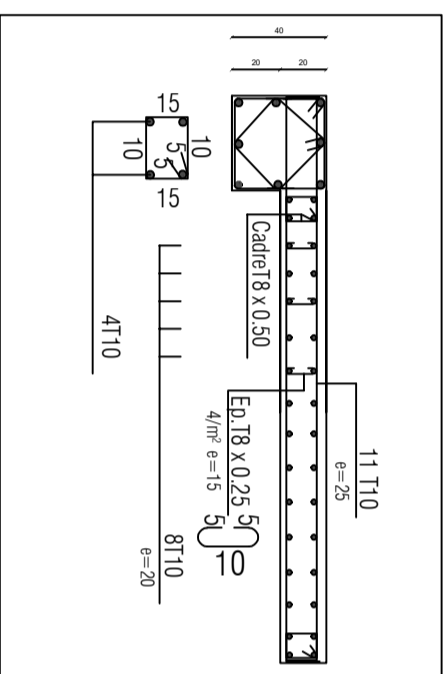


Zone 1

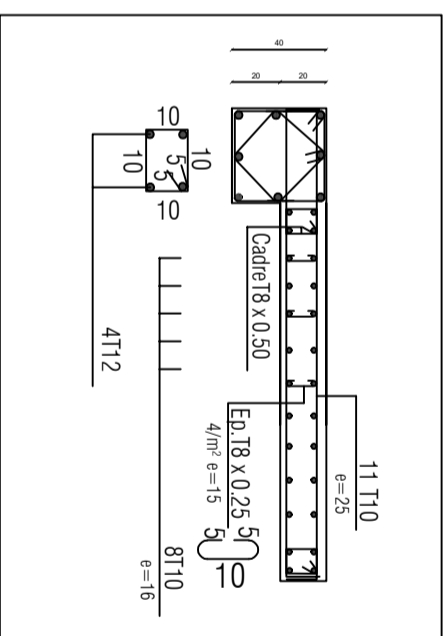
VLS



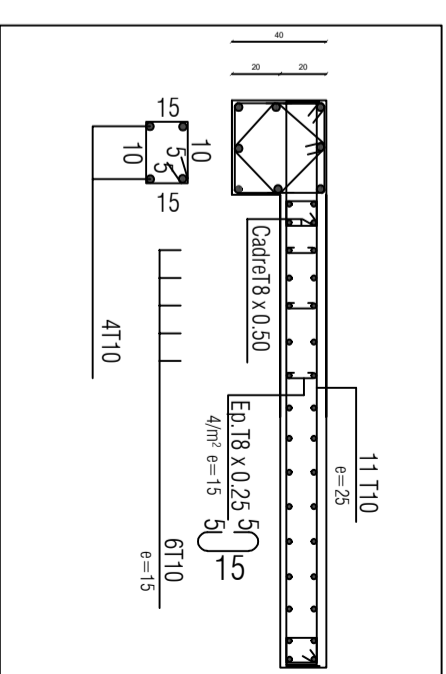
VL7 / VL8 / VL10



VT11 / VT15

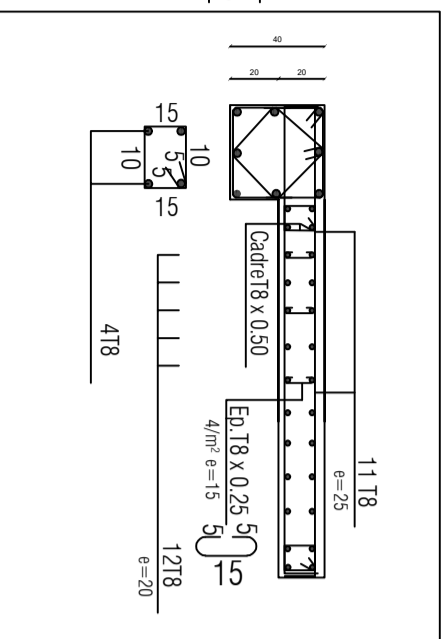


VT12 / VT13

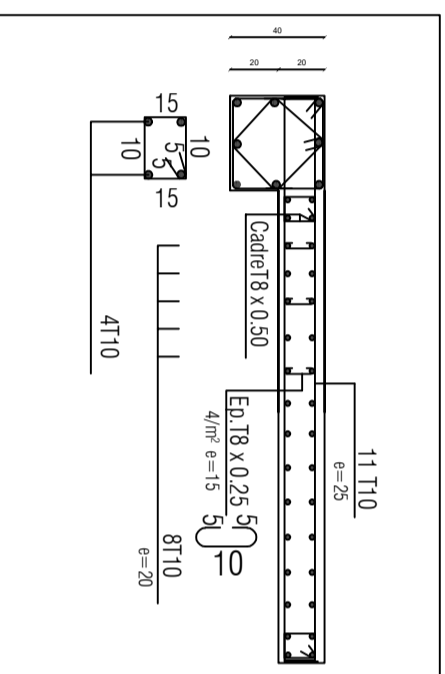


Zone 2

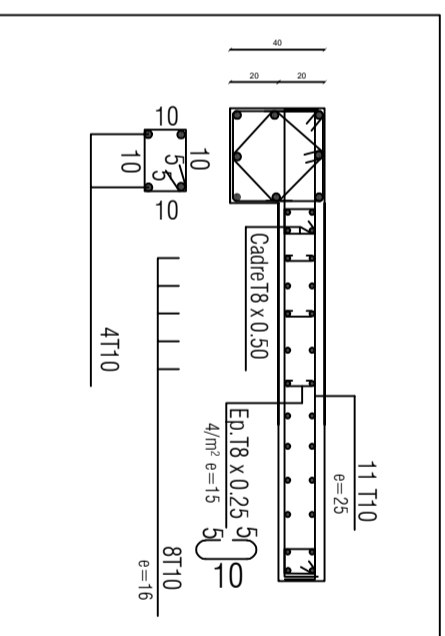
VLS



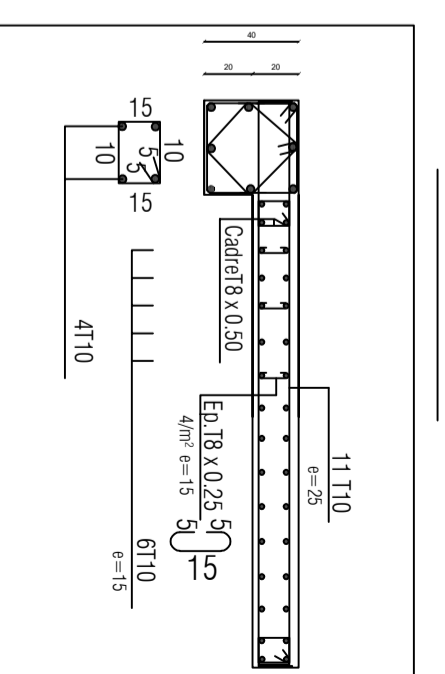
VL7 / VL8 / VL10



VT11 / VT15



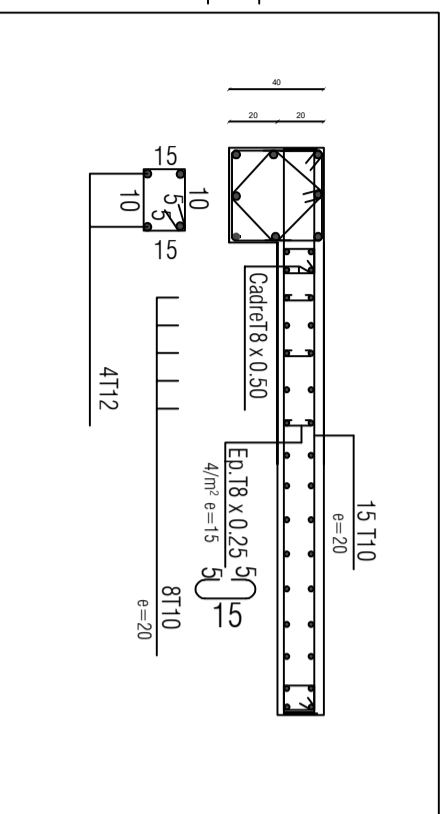
VT12 / VT13



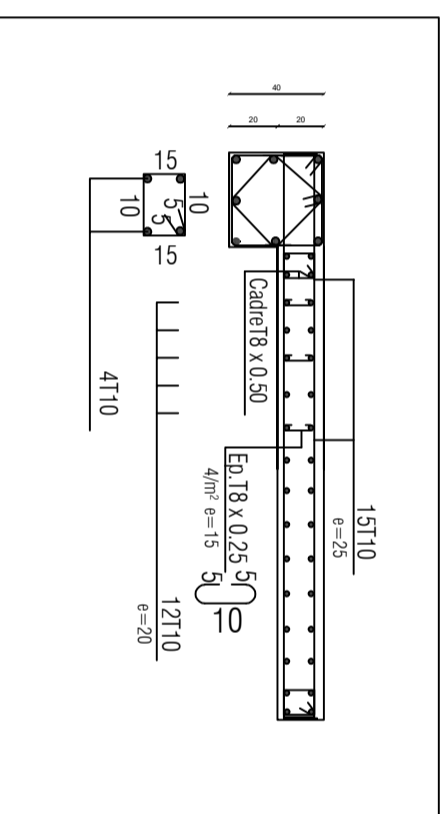
Zone 3

Plan de coffrage plancher niveau : +4,08 m; +13.26 m; +16.32 m; +19.38 m; +22.64 m; +25.5 m; +28.56 m

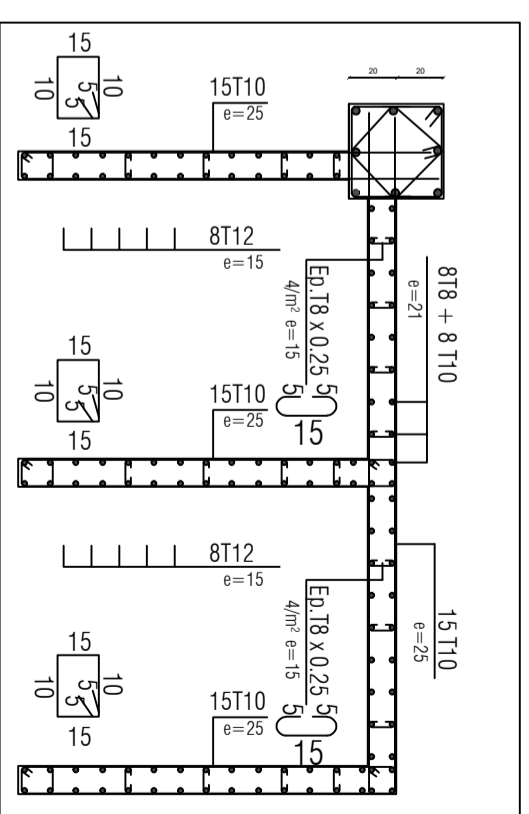
VL1 / VL2



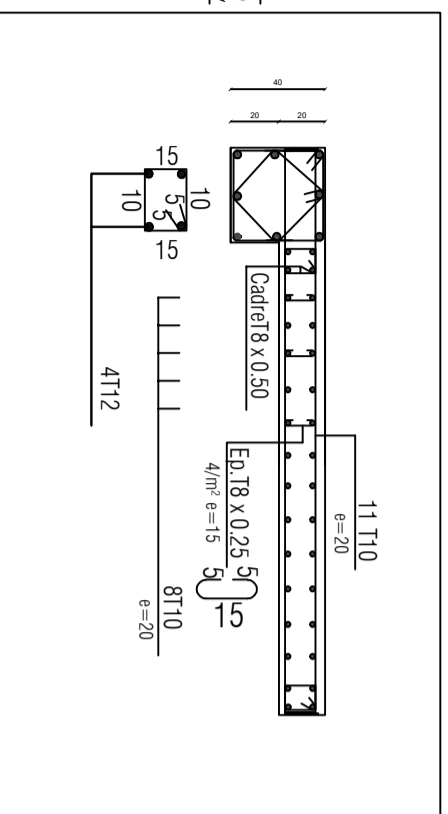
VL3 / VL4



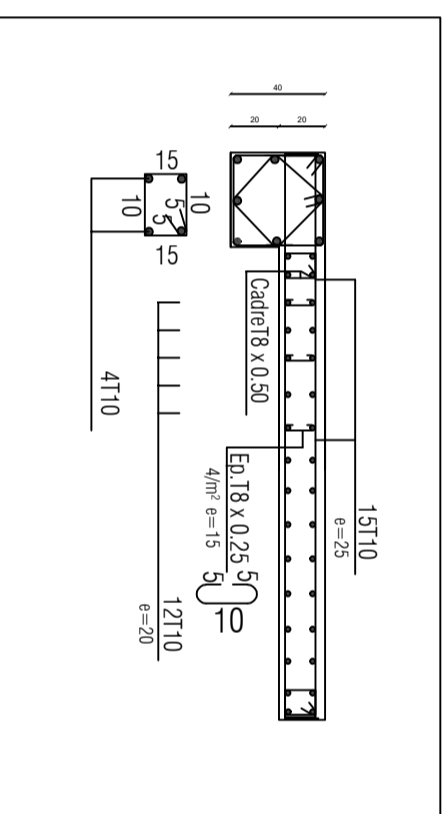
voile salle machine



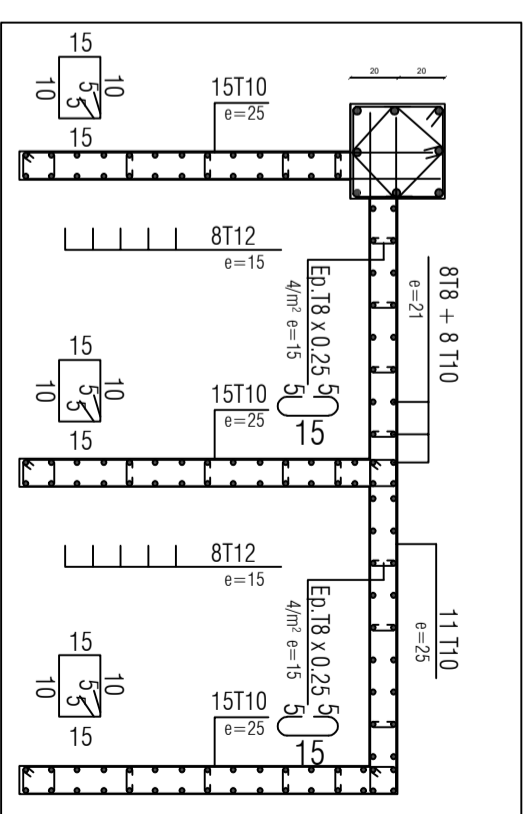
VL1 / VL2



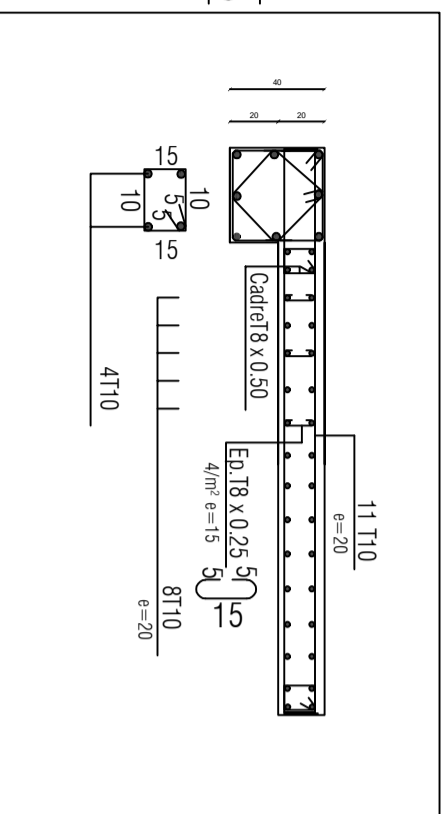
VL3 / VL4



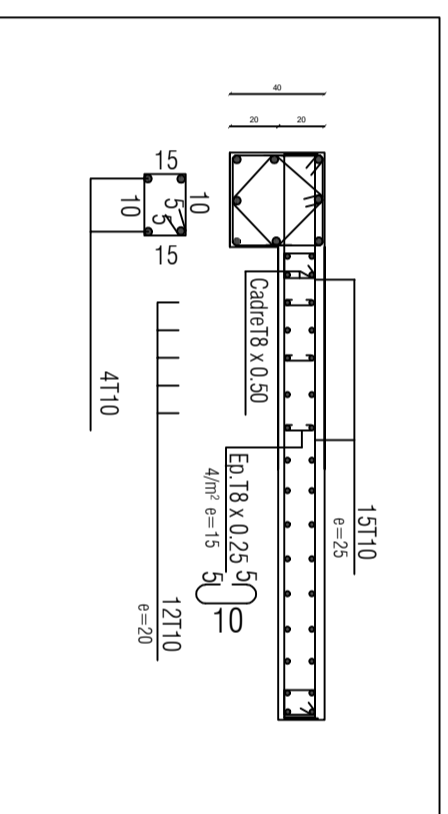
voile salle machine



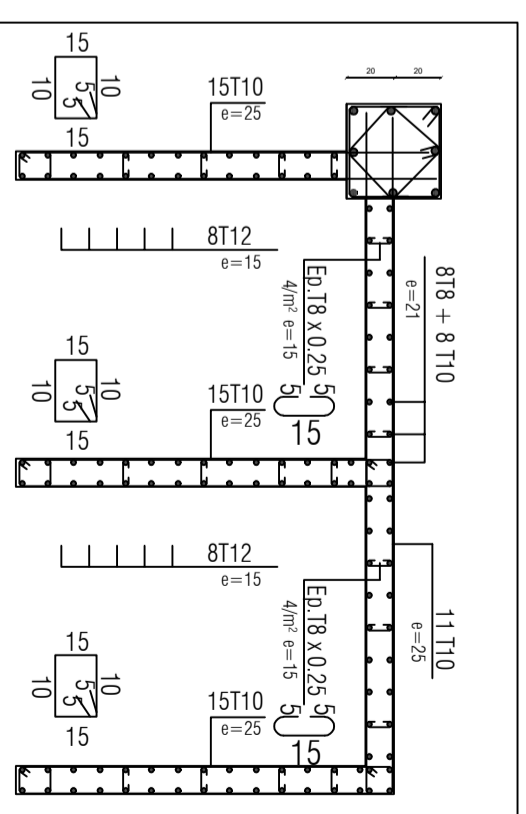
VL1 / VL2



VL3 / VL4



voile salle machine



Zone 3