

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



Mémoire de fin d'études

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

THEME

***CALCUL D'UN BÂTIMENT (RDC+10) À USAGE
D'HABITATION ET COMMERCIAL
CONTREVENTÉ PAR VOILES ET PORTIQUES
(MODÉLISÉ AVEC ETABS)***

Etudié par:

M^{elle}: HACHEMI THILELI
M^{elle}: BENSIALI MOUNIRA

Dirigé par :

Madame : SI-AHMED

Année 2018/2019

Remerciement

On remercie ALLAH le tout puissant, clément et miséricordieux de nous avoir motivé à réaliser ce modeste travail, ensuite on remercie infiniment nos parents qui nous ont aidé à arriver à ce stade de formation.

Avant de commencer la présentation de ce travail, nous profitons de l'occasion pour remercier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements pour M^{me} Si Ahmed d'avoir accepté de nous encadrer pour notre projet de fin d'études, ainsi que pour son soutien, ses remarques pertinentes et son encouragement.

Nos remerciements vont aussi à tous nos professeurs, enseignants et toutes les personnes qui nous ont soutenus jusqu'au bout, et qui n'ont pas cessé de nous donner des conseils très importants en signe de reconnaissance.

Enfin, nos sincères salutations aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Mounira et Thileli

Dédicace

Je remercie ALLAH le tout puissant, clément et miséricordieux de m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail.

Je le dédie

A ma chère mère.

Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager. Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

A mon cher père.

Grâce à ton tendre encouragement et ton grand sacrifice, tu as pu créer le climat affectueux et propice à la poursuite de mes études. Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect, ma considération et mes profonds sentiments pour toi . Je prie le bon Dieu de te bénir, de veiller sur toi, en espérant que tu sois toujours fier de moi.

A mes chers frères Moussa, Aissa et ma chère sœur Lisa.

A mes grands parents paternels et maternels.

A mon cher mari et sa famille.

A tout mes oncles, tentes, cousins et cousines

A tous mes amis sans exception.

A tous mes enseignants du primaire jusqu'à l'université.

A ma chère Mounira et sa famille

A toute la promo 2019

Thileli

Dédicace

Je remercie ALLAH le tout puissant, clément et miséricordieux de m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail.

Je le dédie

A ma chère mère.

Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager. Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

A mon cher père.

Grâce à ton tendre encouragement et ton grand sacrifice, tu as pu créer le climat affectueux et propice à la poursuite de mes études. Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect, ma considération et mes profonds sentiments pour toi . Je prie le bon Dieu de te bénir, de veiller sur toi, en espérant que tu sois toujours fier de moi.

A mon cher frère Syphax ; mes chères sœurs Kahina, Soraya et Taous

A ma chère grand-mère

A mon cher mari et sa famille

A tout mes oncles, tentes, cousins et cousines

A mes chères copines Lillya et Fettouma

A tous mes amis sans exception

A tous mes enseignants du primaire jusqu'à l'université

A ma chère Thileli et sa famille

A toute la promo 2019.

Mounira

SOMMAIRE :

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage Page 01

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges Page 07

Chapitre III : Calcul des éléments Page 20

III-1 : L'acrotère Page 20

III-2 : Les planchers Page 25

III-3 : Salle machine Page 40

III-4 : Balcons Page 47

III-5 : Les escaliers Page 52

III-6 : Poutre palière Page 74

III-7 : Poutre de chaînage Page 88

III-8 : Voile salle machine Page 94

Chapitre IV : Présentation ETABS et vérifications RPA Page 95

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux Page 109

V-1 : Poteaux Page 109

V-2 : Poutres Page 115

V-3 : Voiles Page 120

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure Page 125

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

LISTE DES TABLEAUX :

Chapitre I :

Tableau II-1 : Charges permanentes plancher étage courant	Page 08
Tableau II-2 : Charges permanentes plancher terrasse inaccessible	Page 08
Tableau II-3: Charges d'exploitation des planchers de l'ouvrage	Page 08
Tableau II-4: Charges et surcharges des balcons	Page 09
Tableau II-5: Charges et surcharges de la salle machine	Page 10
Tableau II-6: Charges permanentes revenant aux murs extérieurs	Page 11
Tableau II-7: Charges permanentes revenant aux murs intérieurs	Page 11
Tableau II-8: Récapitulatif des poutres principales et secondaires	Page 13
Tableau II-9: Charges revenant au poteau le plus sollicité	Page 15
Tableau II-10: Pré-dimensionnement des poteaux	Page 16
Tableau II-11: Sections des poteaux adoptées	Page 17
Tableau II-12: Vérifications des sections des poteaux aux recommandations du RPA2003	Page 17
Tableau II-13: Vérification des poteaux au flambement	Page 19

Chapitre III :

Tableau III-2-1 : chargement des planchers	Page 27
Tableau III-2-2 : Combinaisons des charges	Page 27
Tableau III-2-3 : Moments en travée	Page 29
Tableau III-2-4 : Moments corrigés aux appuis	Page 30
Tableau III-2-5 : Moments corrigés en travée	Page 30
Tableau III-2-6 : efforts tranchants à l'ELU	Page 30
Tableau III-2-7 : Moments aux appuis à l'ELS	Page 35
Tableau III-2-8 : Moments en travées à l'ELS	Page 35
Tableau III-2-8 : Efforts tranchants à l'ELS	Page 35
Tableau III-4-1 : poids propre du garde corps	Page 47
Tableau III-5-2-A-1 : Charges et surcharges de la volée	Page 53
Tableau III-5-2-A-2 : Charges et surcharges du palier	Page 54
Tableau III-5-2-A-3 : Récapitulatif des efforts internes à l'ELU	Page 55
Tableau III-5-2-A-3 : Récapitulatif des efforts internes à l'ELS	Page 60
Tableau III 5-2-B-1 : Charges et surcharges de la volée	Page 65
Tableau III 5-2-B-2 : Charges et surcharges de la volée	Page 65
Tableau III 5-2-B-3 : Récapitulatif des efforts internes à l'ELU	Page 66
Tableau III-5-2-B-4 : Récapitulatif des efforts internes a l'ELS	Page 70

Chapitre IV :

Tableau IV-1 : Vérification de l'excentricité	Page 101
Tableau IV-2 : Sections des poteaux	Page 102
Tableau IV-3 : Sections des poutres	Page 102
Tableau IV-4 : Justification du système de contreventement	Page 104
Tableau IV-5 : Vérification des déplacements relatifs	Page 107
Tableau IV-6 : Vérification de l'effet P-delta	Page 108
Tableau IV-7 : Vérification de l'effort normal réduit	Page 108

LISTE DES FIGURES

Chapitre I :

Figure I-1 : Diagramme de contraintes déformation du béton à l'ELU	Page 03
Figure I-2 : Diagramme de contraintes de déformation du béton à l'ELS	Page 04
Figure I-3 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier	Page 05

Chapitre II :

Figure II.1 : Coupe d'un plancher à corps creux	Page 07
Figure II-2 : Dimensions de l'acrotère	Page 10
Figure II-3 : Dimensions du mur extérieur	Page 11
Figure II-4: Dimensions du mur intérieur	Page 11
Figure II-5: Coupe verticale d'un mur extérieur	Page 11
Figure II-6: Coupe verticale d'un mur intérieur	Page 12
Figure II-7: Surface d'influence du poteau le plus sollicité	Page 14

Chapitre III :

Figure III-1-1 : coupe verticale de l'acrotère	Page 20
Figure III-1-2 : schéma statique de l'acrotère	Page 20
Figure III-1-3 : Diagramme de l'effort normal, l'effort tranchant et moment renversant	Page 21
Figure III-1-4 : Section soumise à la flexion	Page 21
Figure III-2-1 : Treillis soudée	Page 25
Figure III-2-2 : Coupe transversale de poutrelle	Page 26
Figure III-2-3 : Schémas statique de poutrelle	Page 26
Figure III-2-4 : Section de poutrelle après coulage de la dalle	Page 27
Figure III-2-5 : Schéma statique de la poutrelle à l'ELU	Page 28
Figure III-2-6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	Page 31
Figure III-2-7 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU	Page 31
Figure III-2-8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	Page 36
Figure III-2-9 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS	Page 36
Figure III-2-10:Section de la poutrelle	Page 38
Figure III-3-1 : Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen	Page 40
Figure III-3-2 : Les moments dans les deux sens	Page 41
Figure III-3-3 : Valeurs des moments dans les deux sens à l'ELU	Page 42
Figure III-3-4 : Valeurs des moments dans les deux sens à l'ELS	Page 42
Figure III-3-5 : Section soumise à la flexion simple	Page 42
Figure III-4-1 : Schéma statique du balcon	Page 47
Figure III-4-2 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	Page 47
Figure III-4-3 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU	Page 48
Figure III-4-4 : Dimensions de la section à ferrailer	Page 48
Figure III-4-5 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS	Page 50
Figure III-4-6 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS	Page 50
Figure III-5-1 : schéma d'un escalier	Page 52
Figure III-5-2-A-1 : schéma statique de l'escalier type 1	Page 52
Figure III-5-2-A-2 : schéma statique de l'escalier à l'ELU	Page 54
Figure III-5-2-A-3 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU	Page 56
Figure III-5-2-A-4 : Dimensions de la section à ferrailer	Page 57
Figure III-5-2-A-5 : schéma statique de l'escalier à l'ELS	Page 59
Figure III-5-2-A-6: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS	Page 61
Figure III 5-2-B-1 : Schéma statique de l'escalier type 2	Page 64
Figure III 5-2-B-2 : schéma statique de l'escalier à l'ELU	Page 66
Figure III-5-2-B-3 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU	Page 67
Figure III-5-2-B-4 : Dimensions de la section à ferrailer	Page 68
Figure III-5-2-B-5 : Dimensions de la section à ferrailer à l'ELS	Page 70
Figure III-5-2-B-6 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS	Page 71

LISTE DES FIGURES

Figure III-6-2-A-1 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU	Page 74
Figure III-6-2-A-2 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU	Page 75
Figure III-6-2-A-3 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS	Page 78
Figure III-6-2-A-4 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS	Page 79
Figure III-6-2-B-1 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU	Page 81
Figure III-6-2-B-2 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU	Page 82
Figure III-6-2-B-3 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS	Page 85
Figure III-6-2-B-4 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS	Page 86
Figure III-7-1 : Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU	Page 88
Figure III-7-2 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU	Page 89
Figure III-7-3 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS	Page 92
Figure III-8-1 : voile salle machine	Page 94

Chapitre VI :

Figure VI-1 : Semelle isolé	Page 125
Figure VI-2 : Diagramme des contraintes	Page 131
Figure VI-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux	Page 132
Figure VI-4 : Les moments dans les deux sens	Page 134
Figure VI-5 : Schéma statique du débord	Page 137
Figure VI-6 : Chargement à l'ELU	Page 139
Figure VI-7 : Diagramme des moments fléchissant	Page 139
Figure VI-8 : Diagramme des efforts tranchants	Page 139
Figure VI-9 : Chargement à l'ELS	Page 139
Figure VI-10 : Diagramme des moments fléchissant	Page 140
Figure VI-11 : Diagramme des efforts tranchants	Page 140
Figure VI-12 : Chargement à l'ELU	Page 140
Figure VI-13 : Diagramme des moments fléchissant	Page 140
Figure VI-14 : Diagramme des efforts tranchants	Page 141
Figure VI-15 : Chargement à l'ELS	Page 141
Figure VI-16 : Diagramme des moments fléchissant	Page 141
Figure VI-17 : Diagramme des efforts tranchants	Page 141

Introduction générale

Introduction Générale

Dans le cadre de la finalisation d'un master en Génie civil à l'université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, on a opté pour le calcul d'un bâtiment en RDC + 10 étages à usage d'habitation et commercial en cours de réalisation à la ville de Tizi-Ouzou.

Pour établir les plans de coffrage de notre structure, on s'est basé en premier lieu sur les plans d'architectures obtenus d'un bureau d'études et d'architecture ; ainsi que le rapport de sol réalisé par le laboratoire d'ingénierie géotechnique CONSOLIDA. Ce rapport nous permet de classer le site d'implantation de l'ouvrage selon le règlement parasismique Algérien 99/version 2003, et de déterminer ainsi le type et la profondeur d'ancrage des fondations.

A l'aide de ces documents, on procédera au pré-dimensionnement des éléments structuraux qui est fondé sur les différents règlements de conception et de calcul à savoir le RPA99 modifié 2003, le CBA 93, le DTR ainsi que le BAEL 91 modifié 99.

Vu la hauteur totale de notre structure 34.0m (dépassé 17m), et à l'avenant de l'article (3-4-A RPA 2003) le système de contreventement du bâtiment sera assuré soit : **par des voiles** soit **par des voiles et des portiques**. Le type de contreventement à adopter sera justifié au chapitre vérifications.

Le calcul des efforts internes sous combinaison d'action les plus défavorables se fera à l'aide du logiciel ETABS qui est basé sur la méthode des éléments finis. Par la suite on passe au ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) et on fini par l'étude des différents éléments de l'infrastructure (fondations).

Une vérification globale s'impose alors, c'est celle de la stabilité de l'ensemble (ouvrage-sol). En effet, l'ensemble doit être en équilibre statique il ne doit pas y avoir :

- De glissement horizontal.
- De renversement.
- De déplacement vertical.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

INTRODUCTION :

- Dans ce premier chapitre nous allons édifier la présentation générale de l'ouvrage, et cela à travers :
- La description de l'ouvrage (Caractéristiques géométriques, propriété du sol d'assise)
 - La réglementation utilisée.
 - La description des éléments de l'ouvrage.
 - La description des caractéristiques des matériaux.

I-1 : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :

Ce projet est un bâtiment composé d'un RDC et de 10 étages courants à usage d'habitation et commercial.

L'ouvrage est implanté à la ville de Tizi-Ouzou, classée selon le (RPA99/Version2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) et d'un groupe d'usage 2.

Le projet est réparti comme suit :

- Rez de chaussée à usage commercial.
- 10 étages courants à usage d'habitation.

I-2-1 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Hauteur totale du bâtiment (sans l'acrotère).....	34.0m
Hauteur du Rez-de-chaussée	3.40m.
Hauteur des étages courants	3.06m.
Longueur de l'ouvrage	24.80m.
Largeur de l'ouvrage	23.80m.

I-2-2 : Propriété mécanique du sol d'assise :

D'après les essais réalisés par le géotechnicien et conformément au RPA2003 (tableau 3.2), le site est considéré comme un site meuble S_3 ($\sigma_{sol} = 2.48$ bars).

I-2 : REGLEMENTATION UTILISEE :

L'étude de ce projet sera guidée par :

BAEL91 modifiées 99(Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).

C.B.A (Règles de Conception et Calcul des structures en Béton Armé).

RPA99 modifié 2003 (Règles parasismiques algériennes).

DTR-BC-22(Charges et surcharges).

I-3 : DESCRIPTION DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE :

I-3-1 : L'ossature :

Les plans d'architectures obtenus sont en portiques auto stable, Vu la hauteur totale du bâtiment qui est de 34.0m et conformément à l'article 3-4-A du RPA 2003, des voiles de contreventement seront injectés dans la structure.

I-3-2 : Les planchers :

Les planchers sont des airs planes limitant les niveaux.

Notre structure est constituée de Planchers en corps creux.

I-3-3 : Maçonnerie :

La maçonnerie de l'ouvrage est exécutée par des briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 8cm, on distingue deux types de murs :

Les murs extérieurs : pour le remplissage des façades, en double paroi.

Les murs intérieurs : pour la séparation, en paroi simple.

I-3-4 : Revêtements :

Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.
Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
Mortier de ciment pour les murs de façade.
Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I-3-5 : Les voiles :

Sont des murs en béton armé, utilisés pour reprendre les efforts horizontaux dus à l'action sismique et une partie des efforts verticaux pour équilibrer la structure en soulageant les poutres et les poteaux.

I-3-6 : Les escaliers :

Le bâtiment est composé d'une cage d'escalier qui relie les différents étages en béton armé coulé sur place.
Cet escalier est droit à deux volées avec un palier de repos et d'arrivée.

I-3-7 : Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voiles de béton armé coulé sur place.

I-3-8 : Les balcons :

Eléments en console réalisés en dalles pleines.

I-3-9 : La terrasse :

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

I-3-10 : L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

I-3-11 : Les fondations :

La fondation est la partie enterrée, elle permet de transmettre au sol les charges de la structure. Son choix dépend de l'importance de l'ouvrage, des charges, et de la contrainte admissible du sol qui sont obtenus à partir du rapport de sol.

I-4 : DESCRIPTION DES CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :

Notre bâtiment sera conçu avec les deux principaux matériaux à savoir le béton et l'acier qui seront choisis conformément au **BAEL99** et **RPA99 modifié 2003**.

I-4-1 : Le béton :

Le béton est un matériau hétérogène composé de granulats (sable et gravier), ciment et eau. Sa composition sera déterminée au laboratoire de façon à avoir une résistance caractéristique de 25Mpa.

Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours notée f_{c28} obtenue par un chargement sur éprouvettes normalisées $(16 \times 32) \text{cm}^2$ **NF.P-18.401** jusqu'à la rupture. Sa résistance à la compression est calculée par les formules suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83 \times j)} \times f_{c28} \quad \xrightarrow{\text{pour}} \quad f_{c28} \leq 40 \text{MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{(1.40 + 0.95 \times j)} \times f_{c28} \quad \xrightarrow{\text{pour}} \quad f_{c28} > 40 \text{MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \quad \text{(BAEL99 / Art A.2.1,11)}$$

Pour notre étude on prend : $f_{c28} = 25 \text{MPa}$

Résistance caractéristique à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible et est de l'ordre de 10% de la résistance à la Compression. Elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \rightarrow (\text{BAEL99 / Art A.2.1, 12})$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \quad \text{D'où: } f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$$

Contraintes limites du béton:

Contraintes limites de compression :

L'état limite ultime (ELU) :

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est donnée par la formule Suivante:

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ (MPa)} \rightarrow (\text{BAEL99 / Art A4.3.41})$$

γ_b : coefficient de sécurité il est égal à :
 1,5 situation courante
 1,15 situation accidentelle

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions :
 $\theta = 1$: si la durée d'application est supérieure à 24h
 $\theta = 0,9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h
 $\theta = 0,85$: si la durée d'application est inférieur à 1h

Pour $\gamma_b = 1,50$ et $\theta = 1$, on aura : $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPA}$
 Pour $\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 1$, on aura : $\sigma_{bc} = 18,48 \text{ MPA}$

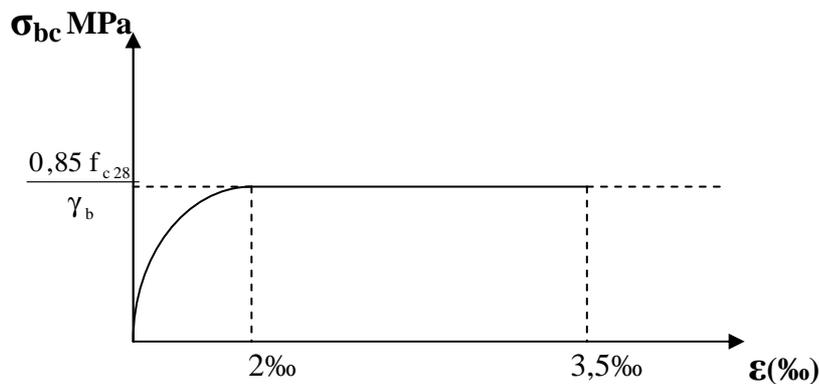


Figure I-1 : Diagramme de contraintes déformation du béton à l'ELU

L'état limite de service (ELS):

C'est l'état au-delà du quel les conditions normales d'exploitation et de durabilité de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Cette limite vise à empêcher l'ouverture de fissures parallèles à la fibre neutre.

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \rightarrow (\text{BAEL99/Art A4.5.2})$$

$$\text{D'où : } \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

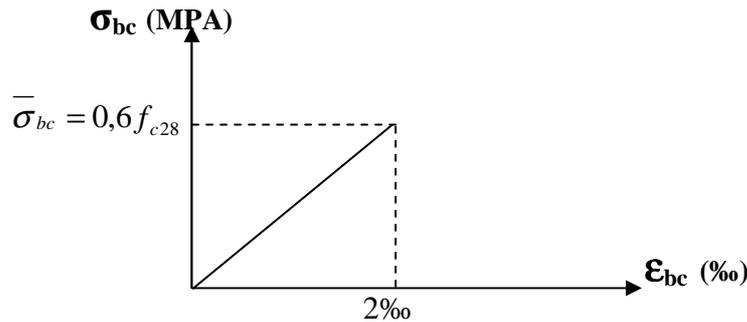


Figure I-2 : Diagramme de contraintes de déformation du béton à l'ELS

Contraintes limites de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est définie par :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} \rightarrow (\text{BAEL99/Art A5.1.1}).$$

Avec :

V_u : valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculé à l'ELU).

b : valeur de la longueur de la section cisailée.

d : Valeur de la hauteur utile (d = h-c).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Fissuration peu nuisible :	$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\}$	} (BAEL99/Art A5.1, 211)
Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :	$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\}$	

Module de déformation longitudinal:

Selon la durée d'application des charges, on distingue deux types de modules d'élasticité:

Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application **inférieure à 24 heures**, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

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

Pour : f_{c28} = 25 MPA E_{i28} = 32164,195 MPA

Module de déformation différée :

Sous contraintes de **longue durée** d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles. Le module d'élasticité est alors égal à:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPA} \rightarrow (\text{BAEL91/A.2.1,22})$$

Pour : f_{c28}=25MPa E_v = 10818.86 MPA.

Module de déformation transversal:

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

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

E : module de YOUNG (module d'élasticité).

ν : Coefficient de POISSON.

Coefficient de Poisson :

C'est le rapport entre la déformation transversale et déformation longitudinale en valeurs relatives il sera pris égal à :

$$\left. \begin{array}{l} \nu = 0,2 \text{ à l'état limite de service.} \\ \nu = 0 \text{ à l'état limite ultime.} \end{array} \right\} \text{ (BAEL99/ Art A.2.1,3)}$$

I-4-2 : L'acier:

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Il est utilisé pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal.

Pour notre cas :

On prend : Acier HA **feE400** : de limite d'élasticité **Fe=400MPA**.
 Treillis soudé HA de type **520** : de limite d'élasticité **Fe=520MPA**.

Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinal (E_s) a une valeur constante, quelque soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2.105 \text{ MPA} \rightarrow \text{(BAEL 99).}$$

Coefficient de POISSON des aciers :

Le coefficient de POISSON (ν) des aciers est pris égal à **0.3**

Diagramme contraintes déformations :

Le diagramme contraintes déformations est illustré dans la figure I-3 : (BAEL99/Art A-2.2, 2).

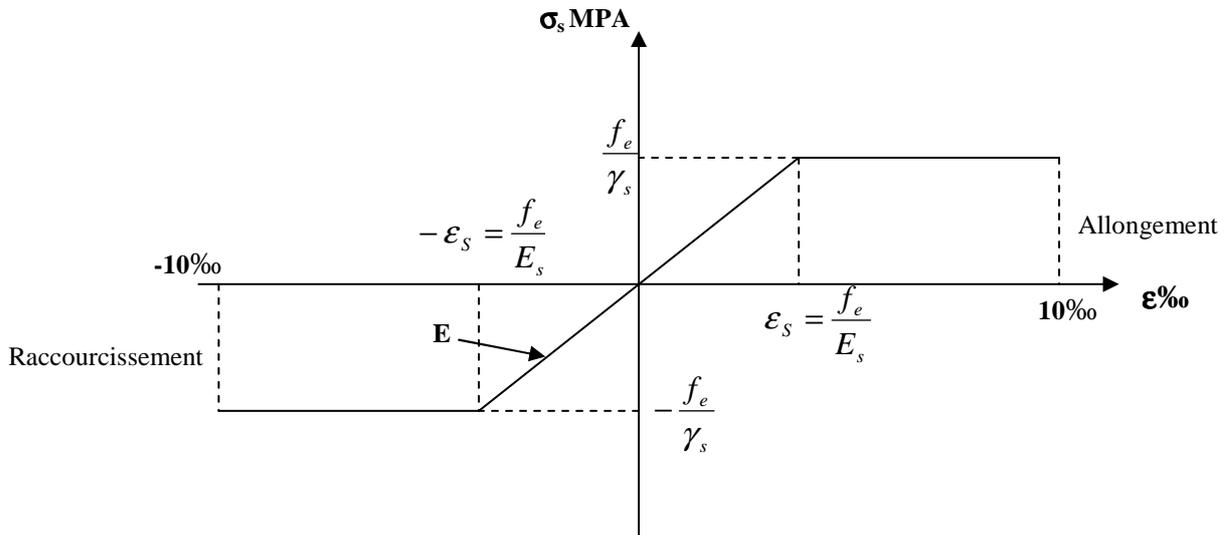


Figure I-3 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier.

Contrainte limite de l'acier :

Etat limite ultime :

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par (BAEL99/Art A-4.3, 2).

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ avec } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$$

$\gamma_s = 1,15$ En situation durable.

$\gamma_s = 1,00$ En situation accidentelle.

Etat limite de service :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture de fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action de sollicitation de service d'après les règles BAEL99.

On distingue trois cas de fissurations :

Fissuration peu nuisible : (BAEL99/Art A-4.5, 32) :

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

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

La valeur exacte obtenue est :

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPA} \quad \text{Pour les HA}$$

Fissuration préjudiciable : (BAEL 99/Art A.4.5, 33):

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il faut vérifier que la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\}$$

Fissuration très préjudiciable : (BAEL99/Art A-4.5.3) :

C'est le cas d'un milieu agressif ou doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 1/2 f_e , 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\}$$

Avec: η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,6$Pour les HA

La valeur obtenue est :

$$\bar{\sigma}_s = 165 \text{MPA} \dots\dots\dots \text{pour les HA}$$

Protection des armatures :(BAEL99/Art A-7.2, 4) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. Il faut que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

c ≥ 5cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ,ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

c ≥ 3 cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).

c ≥ 1cm : Pour les parois situées dans les locaux couverts et clos.

Chapitre II

Pré-dimensionnement et descente des charges

INTRODUCTION :

Après avoir défini les caractéristiques de notre ouvrage, nous passons au pré dimensionnement des différents éléments résistants de la structure à savoir les planchers, les poteaux, les poutres (principales et secondaires), les voiles et l'acrotère, ainsi la détermination des différentes charges qui seront appliquées sur ses éléments.

Ce « pré-calcul » se fera selon les règles suivantes : **CBA93, BAEL99** et le **RPA 2003**.

II -1 : LES PLANCHERS :**II-1-1 : Corps creux :****II-1-1-1 : Pré-dimensionnement :**

Les planchers sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée d'un treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, placées suivant le sens de la petite portée.

Le plancher sera conçu pour supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad \rightarrow \quad (\text{CBA 93/ Art B.6.8.4.2.4}).$$

Avec :

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

Remarque :

Selon le RPA2003, les dimensions minimales des poteaux dans zone IIa sont exigées à (25 x25) cm².

Dans notre cas on a :

$$L=400-25= 375\text{cm}$$

$$\text{D'où : } h_t \geq \frac{L}{22.5} = \frac{375}{22.5}$$

$$h_t \geq 16.67\text{cm}$$

On opte donc pour un plancher de **(16+4)** cm c'est-à-dire : **ht = 20 cm**

16cm : étant la hauteur du corps creux.

4cm : L'épaisseur minimal de la dalle de compression.

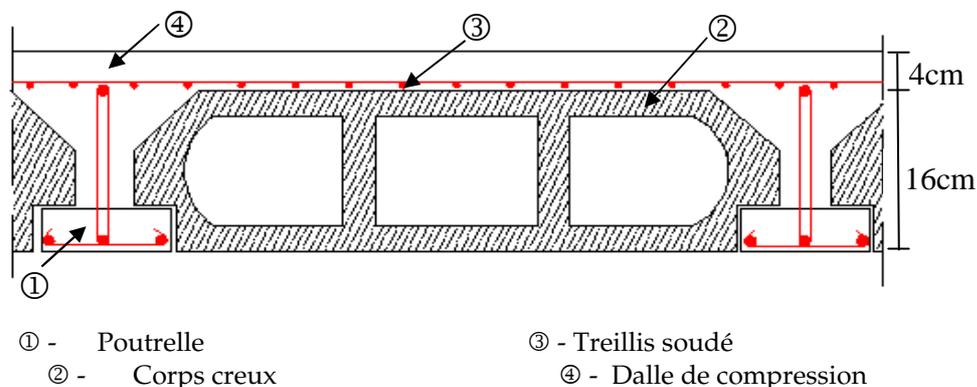


Figure II-1 : Coupe d'un plancher à corps creux

II-1-1-2 : Charges et surcharges : (DTR B.C.2-2).

Charges permanentes :

On a, la charge $G = \rho e$

ρ : Poids volumique

e : l'épaisseur de l'élément

Plancher étage courant :

N ^o	Matériaux	Epaisseur (e)m	Poids volumique (KN/m ³)	la charge G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher corps creux	0.20	14	2.8
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons intérieurs	0.10	9	0.9
Charge permanente totale G (KN/m2)				5.06

Tableau II-1 : Charges permanentes plancher étage courant

Plancher terrasse inaccessible :

N ^o	Matériaux	Epaisseur (e) m	Poids volumique (KN/m ³)	la charge G (KN/m ²)
1	Gravillon	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multi couches	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.08	22	1.76
4	Feuille de polyane	/	0.01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher corps creux	0.20	14	2.8
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale G (KN/m2) =5.9				

Tableau II-2 : Charges permanentes plancher terrasse inaccessible

Charges d'exploitation :

Planchers	Charges d'exploitation (KN/m2)
Plancher étage courant	1.5
Plancher terrasse inaccessible	1.0

Tableau II-3: Charges d'exploitation des planchers de l'ouvrage

II-1-2 : Dalle pleine :

II-1-2-1 : Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement des dalles pleines est déterminé en considérant les conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

Condition de résistance à l'incendie :

- 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

On choisi donc un plancher qui va résister a 2h de temps au feu d'où : **e = 11cm**

Condition d'isolation acoustique :

La protection contre le bruit est assurée par le plancher tel que :

$$h_0 \geq \frac{M}{\rho \text{ béton}} \rightarrow \text{(CBA93)}$$

Tel que:

M : la masse surfacique minimale du béton est de 350 kg/m².

ρ béton = 2500(Kg/ m³)

On obtient donc une épaisseur de :

e ≥ 14cm.

Condition de la résistance à la flexion :

Dalle pleine salle machine :

C'est une dalle pleine en béton armé qui repose sur 4 appuis avec les dimensions suivantes :

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

Avec l_x : petit côté du panneau de dalle.

On a : L_x = 165cm 3.3 ≤ e ≤ 4.125 d'où : **e = 4.125cm**

Dalle pleine balcons :

C'est une dalle pleine en béton armé qui repose sur 2 appuis avec les dimensions suivantes :

$$e \geq L/10$$

On a : L = 1.60m e ≥ 160/10 d'où : **e = 16cm**

Remarque : L'épaisseur doit être au moins égale à **12cm** selon le **RPA 2003**.

Conclusion :

Pour satisfaire les trois conditions si dessus ; on optera pour des dalles pleines de **16cm** d'épaisseur.

II-1-2- : Charges et surcharges :

Balcons :

N ^o	Matériaux	Epaisseur e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	la charge G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en BA	0.16	25	4
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente totale G (KN/m²) = 5.52				
La charge d'exploitation Q (KN/m²) = 3.5				

Tableau II-4: Charges et surcharges des balcons

Dalle salle machine :

N ⁰	Matériaux	Epaisseur e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	la charge G (KN/m ²)
1	Dalle pleine en BA	0.16	25	4
Charge permanente totale G (KN/m²) = 4				
La charge d'exploitation uniformément répartie Q (KN/m²) = 1				
La charge d'exploitation concentrique P(KN):				
La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 9tonnes, notons que le nombre de personnes transportées est de 8 P = 90KN.				

Tableau II-5: Charges et surcharges de la salle machine

II-2 : L'ACROTÈRE :

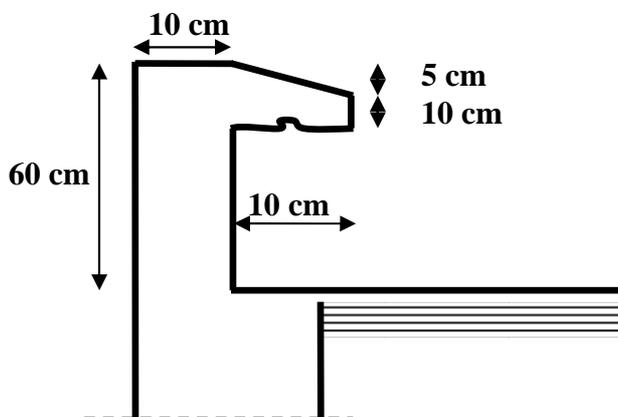


Figure II-2 : Dimensions de l'acrotère.

II-2-1 : Pré-dimensionnement :

Surface de l'acrotère :

$$S = (5 \cdot 10) / 2 + (10 \cdot 10) + (60 \cdot 10) = 725 \text{ cm}^2$$

D'où : $S = 0.0725 \text{ m}^2$

II-2-2 : Charges et surcharges :

Charge permanente :

$$G_{ac} = \rho \cdot S \cdot 1\text{ml} \quad \text{Avec: « } \rho \text{ » la masse volumique du béton}$$

D'où : $G_{ac} = 0,0725 \cdot 25 \cdot 1 = 1,8125 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation :

$$Q_{ac} = 1 \text{ KN/ml}$$

II-3 : LES MURS :

III-3-1 : Pré-dimensionnement :

Murs extérieurs :

En double cloisons avec briques creuses d'épaisseur égale à 10cm et une lame d'air de 8cm.

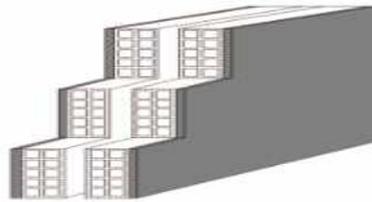


Figure II-3 : Dimensions du mur extérieur.

Murs intérieurs:

Ils sont constitués de briques creuses de 10cm.

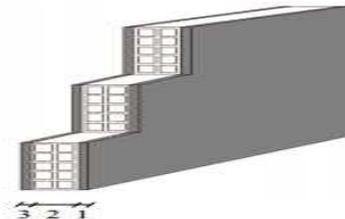


Figure II-4: Dimensions du mur intérieur.

III-3-2 : Charges permanentes :

Murs extérieurs :

N ⁰	Matériaux	Épaisseur e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	la charge G (KN/m ²)
1	Mortier ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.1	09	0.90
3	Lame d'air	0.08	/	/
4	Briques creuses	0.1	09	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G=2.36 KN/m²				

Tableau II-6: Charges permanentes revenant aux murs extérieurs.

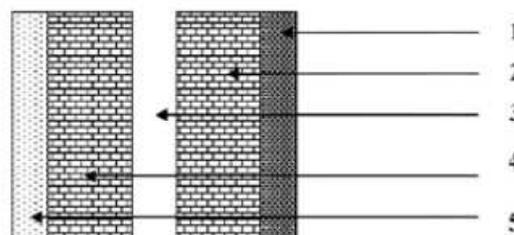


Figure II-5: Coupe verticale d'un mur extérieur.

Murs intérieurs :

N ⁰	Matériaux	Épaisseur e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	la charge G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
2	Briques creuses	0.1	9	0.9
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale G=1.3 KN/m²				

Tableau II-7: Charges permanentes revenant aux murs intérieurs.

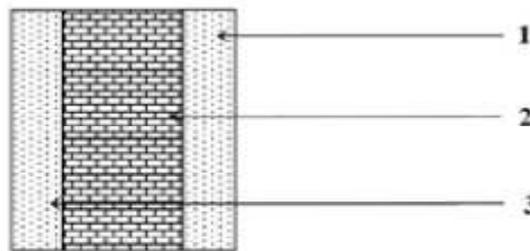


Figure II-6: Coupe verticale d'un mur intérieur.

II-4 : LES VOILES :

II-4 -1 : Pré-dimensionnement :

Les voiles sont des éléments en béton armé préfabriqués ou coulés sur place et ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article (7.7.1. du RPA99/2003) qui définit ces éléments comme devant satisfaire la condition :

$$L \geq 4a$$

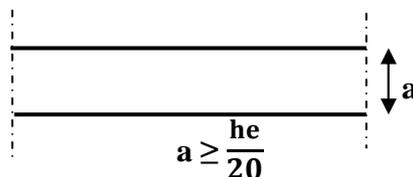
Avec :

a : épaisseur du voile

L : longueur du voile.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage « he » et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm.

Pour notre cas on a :



L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **he** et des conditions de rigidité aux extrémités :

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

Pour le RDC:

$$he = h_{\text{étage}} - e_{\text{dalle}} \rightarrow he = 340 - 20 = 320\text{cm}$$

$$\text{D'où: } a \geq \frac{320}{20} \quad a \geq 16\text{cm}$$

$$\text{On prend : } a = 16\text{cm}$$

Pour les étages courants :

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

$$\text{D'où : } a \geq 14.3\text{cm}$$

$$\text{On prend : } a = 14.3\text{cm.}$$

Conclusion :

On adoptera pour une épaisseur de **20cm** pour tous les voiles.

II-4 -2 : Vérification du 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. (RPA 2003/Art 7.7.1).

L_{min} ≥ 4e avec : L_{min} : la portée minimale d'un voile.

L_{min} = 1 m ≥ 4(0,20) = 0.80m → condition vérifiée

L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm a = **20 cm ≥ 15 cm → condition vérifiée.**

II-5 : LES POUTRES :

II-5-1 : Pré dimensionnement et vérifications RPA :

Les dimensions de la section rectangulaire de la poutre, à savoir la hauteur **h** et la longueur **b** doivent répondre aux conditions suivantes :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow \text{(BAEL 99/ Art A.4.1.4)}$$

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h$$

Avec :

h: la hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : étant l'entre axe de la plus grande travée considérée

Par ailleurs l'article (7.5.1 du RPA) exige les conditions suivantes :

b ≥ 20cm

h ≥ 30cm

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

On donne les résultats dans le tableau si dessous :

	L_{max} (cm)	Dimensions	Condition BAEL	Résultats	Conditions RPA	Obs
Poutres principales (sens transversal)	450-25 = 425cm	Hauteur : h	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$	28.33 ≤ h ≤ 42.5 h = 35cm	h=35cm > 30 condition vérifiée	$\frac{h}{b} = 1.4 < 4$ condition vérifiée
		Largeur : b	0,4 h ≤ b ≤ 0,7 h	14 ≤ b ≤ 24.5 b = 25cm	b=25cm > 20 condition vérifiée	
Poutres secondaires (sens longitudinal)	400-25 = 375cm	Hauteur : h	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$	25 ≤ h ≤ 37.5 h = 30cm	h=30cm = 30 condition vérifiée	$\frac{h}{b} = 1.5 < 4$ condition vérifiée
		Largeur : b	0,4 h ≤ b ≤ 0,7 h	12 ≤ b ≤ 21 b = 20cm	b=20cm = 20 condition vérifiée	

Tableau II-8: Récapitulatif des poutres principales et secondaires.

Conclusion :

On optera pour les dimensions suivantes :

Poutres principales : (25*35) cm².

Poutres secondaires : (20*30) cm².

II-6 : LES POTEAUX :

II-6-1 : pré dimensionnement :

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS en compression simple, par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité.

La section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec : $N_s = G + Q$

S : Section transversale du poteau.

N_s : Effort normal de compression repris par le poteau qui est considéré.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation

σ_{bc}: Contrainte admissible du béton à la compression simple.

D'où : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

Selon le (RPA2003/Art 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Min (b₁, h₁) ≥ 25 cm en zone IIa.

Min (b₁, h₁) ≥ h_e/20 avec: h_e est la hauteur libre entre étages

1/4 ≤ (b₁/h₁) ≤ 4.

Avec : (b₁, h₁) : section transversale des poteaux.

Sachant que la section minimale exigée par le (RPA 2003) pour la zone IIa est de : (25x25) cm².

Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité (F5):

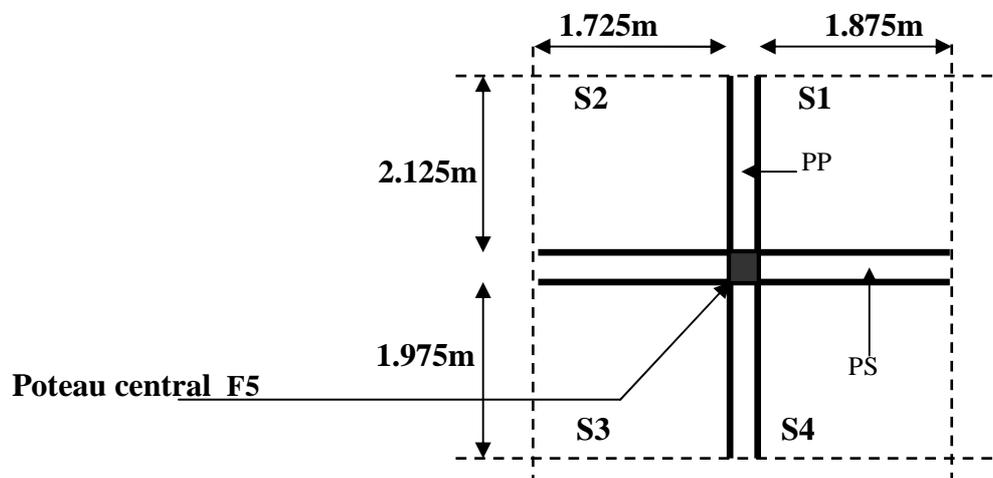


Figure II-7: Surface d'influence du poteau le plus sollicité

$S_{nette} : S1+S2+S3+S4$

Avec:

$S1= 1.875*2.125= 3.984 \text{ m}^2$

$S2= 1.725*2.125= 3.665 \text{ m}^2$

$S3= 1.725*1.975 = 3.406 \text{ m}^2$

$S4= 1.875*1.975 = 3.703 \text{ m}^2$

$S_{nette} = 14.75 \text{ m}^2$

Calcul du poids propre des éléments:

Eléments	dimensions	Poids propre	Résultats
Poutres principales	25*35	$(0.35*0.25)*(2.125+1.975)*25$	8.968KN
Poutres secondaires	20*30	$(0.30*0.20)*(1.725+1.875)*25$	5.4 KN
Poteaux RDC	H = 3.40m	$(0.25*0.25)*3.40*25$	5.312KN
Poteaux étage courant	H =3.06m	$(0.25*0.25)*3.06*25$	4.781KN
Plancher terrasse inaccessible	$S_{nette}=14.75 \text{ m}^2$	$S_{nette} *G= 14.75*5.9$	87.025KN
Plancher étage courant	$S_{nette}=14.75 \text{ m}^2$	$S_{nette} *G= 14.75*5.06$	74.635KN

Tableau II-9: Charges revenant au poteau le plus sollicité.

Calcul des charges d’exploitations des planchers :

Plancher étage courant :

$Q_0 = S_{nette} *Q =14.75*1.5 = 22.125\text{KN}$

Plancher RDC :

$Q_0 = S_{nette} *Q =14.75*2.5 = 36.875\text{KN}$

Plancher terrasse inaccessible:

$Q_0 = S_{nette} *Q =14.75*1 = 14.75\text{KN}$

Détermination des sections des poteaux:

Niveaux	Charges permanentes (KN)					Surcharges (KN)		Effort normal compression (KN)	Sections calculées (cm ²)	Sections trouvées (cm ²)
	Planchers	poutres	poteaux	G _{total}	G _{cumulé}	Q	Q _{cumulé}	N _s = G _c +Q _c	S ≥ N _s / σ _{bc}	
ET10	87.025	14.368	/	101.393	101.393	14.75	14.750	116.143	77.420	8.79*8.79
ET9	74.635	14.368	4.781	93.784	195.177	22.125	36.875	232.045	154.696	12.43*12.43
ET8	74.635	14.368	4.781	93.784	288.961	22.125	59.000	347.961	231.974	15.23*15.23
ET7	74.635	14.368	4.781	93.784	382.745	22.125	91.125	473.870	315.913	17.77*17.77
ET6	74.635	14.368	4.781	93.784	476.529	22.125	103.250	579.779	386.519	19.66*19.66
ET5	74.635	14.368	4.781	93.784	570.313	22.125	125.375	695.688	463.792	21.53*21.53
ET4	74.635	14.368	4.781	93.784	664.097	36.875	162.250	826.347	550.898	23.47*23.47
ET3	74.635	14.368	4.781	93.784	757.881	22.125	184.375	942.256	628.170	25.06*25.06
ET2	74.635	14.368	4.781	93.784	851.665	22.125	206.500	1058.165	705.443	26.56*26.56
ET1	74.635	14.368	4.781	93.784	945.449	22.125	228.625	1174.074	782.716	27.97*27.97
RDC	74.635	14.368	5.312	94.315	1039.764	36.875	265.500	1305.264	870.176	29.49*29.49

Tableau II-10: Pré-dimensionnement des poteaux.

Remarque :

Après calcul de la descente de charge, nous remarquons que les valeurs des sections trouvées sont inférieures aux sections minimales exigées par (RPA2003 /Art 7.4.1) :

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa.

Et les inerties des poutres principales sont supérieures aux inerties des poteaux minimum RPA ; donc il convient d’augmenter les sections de ces derniers pour éviter la rotule plastique selon le (RPA /2003 Art 2.5.5).

Niveaux	Sections trouvées (cm ²)	Sections adoptées (cm ²)
ET10	8.79*8.79	35*35
ET9	12.43*12.43	35*35
ET8	15.23*15.23	35*35
ET7	17.77*17.77	35*35
ET6	19.66*19.66	35*35
ET5	21.53*21.53	40*40
ET4	23.47*23.47	40*40
ET3	25.06*25.06	40*40
ET2	26.56*26.56	45*45
ET1	27.97*27.97	45*45
RDC	29.49*29.49	45*45

Tableau II-11: Sections des poteaux adoptées

II-6-2 : Vérification des sections selon le (RPA2003 /Art7.4.1) :

Poteaux	Condition exigée	Valeur calculée	Observation
45*45	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min}(b_1, h_1)=45 > 25$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$	$\frac{306 - 20}{20} = 14.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b_1/h \leq 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 1$	Condition vérifiée
40*40	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min}(b_1, h_1)=40 > 25$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$	$\frac{306 - 20}{20} = 14.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b_1/h \leq 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 1$	Condition vérifiée
35*35	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min}(b_1, h_1)=35 > 25$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$	$\frac{306 - 20}{20} = 14.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b_1/h \leq 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 1$	Condition vérifiée

Tableau II-12: Vérifications des sections des poteaux aux recommandations du RPA2003

II-6-3 : Vérification d'effort normal réduit (RPA2003 /Art 7.4.3.1) :

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

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

Où :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} est la résistance caractéristique du béton.

Pour les poteaux 35*35 :

$$V = \frac{579.779}{35 \cdot 35 \cdot 2.5} = 0.19 < 0.30 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Pour les poteaux 40*40 :

$$V = \frac{942.256}{40 \cdot 40 \cdot 2.5} = 0.23 < 0.30 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Pour les poteaux 45*45 :

$$V = \frac{1305.264}{45 \cdot 45 \cdot 2.5} = 0.25 < 0.30 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

II-6-4 : Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

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

On doit vérifier la condition de l'élancement suivante :

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

Où :

λ : Elancement du poteau.

i : Rayon de giration ($\sqrt{\frac{I}{B}}$).

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

B : Section transversale du poteau ($B = h \cdot b$).

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

l_0 : Hauteur libre du poteau.

Poteaux	Caractéristique géométrique		Longueur de flambement	Moment d'inertie (cm ⁴)	Rayon de giration (cm)	L'élanement du poteau	Observation
	l_0 (cm)	B (cm ²)					
			$L_f = 0,7l_0$	$I = \frac{hb^3}{12}$	$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$	$\lambda = \frac{L_f}{i}$	
45*45	340	2025	238	341718.75	12.99	18.321	Condition vérifiée
35*35	306	1225	214.2	125052.08	10.10	21.200	Condition vérifiée

Tableau II-13: Vérification des poteaux au flambement.

Conclusion :

La condition de l'élanement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont protégés contre le risque de flambement.

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III-1 : L'ACROTÈRE :

III-1-1 : Introduction :

L'acrotère est un élément structural en béton armé contournant le bâtiment destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre la poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, soumis à son poids propre **G** donnant un effort normal **N** et une charge d'exploitation horizontale **Q = 1 [KN/ml]** non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion **M** dans la section d'encastrement.

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

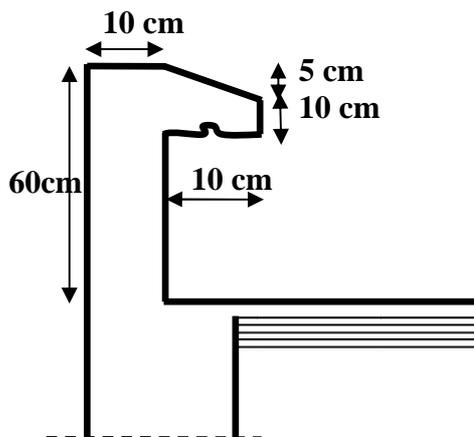


Figure III-1-1 : coupe verticale de l'acrotère

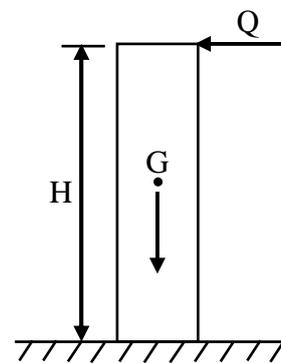


Figure III-1-2 : schéma statique de l'acrotère

Surface de l'acrotère :

$$S = (5 \cdot 10) / 2 + (10 \cdot 10) + (60 \cdot 10) = 725 \text{ cm}^2$$

D'où : $S = 0.0725 \text{ m}^2$

Charge permanente :

$$G = \rho \cdot S \cdot 1 \text{ ml}$$

$$G = 0,0725 \cdot 25 \cdot 1 \text{ ml} = 1,8125 \text{ KN/ml}$$

D'où : $G = 1.825 \text{ KN/ml}$

Avec: « ρ » la masse volumique du béton

Surcharge d'exploitation :

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

III-1-2 : Calcul des sollicitations :

✓ **Effort normal dû au poids propre :**

$$N = G \cdot H$$

$$N = 1 \cdot 1.8125 \text{ KN/ml}$$

$$N = 1.8125 \text{ KN/ml}$$

✓ **Effort horizontal :**

$$T = Q \cdot 1 \text{ ml}$$

$$T = 1 \cdot 1 \text{ ml}$$

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

✓ **Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :**

$$M = Q \cdot H$$

$$M = 1 \cdot 0.6 \cdot 1 \text{ ml}$$

$$M = 0.6 \text{ KN.m}$$

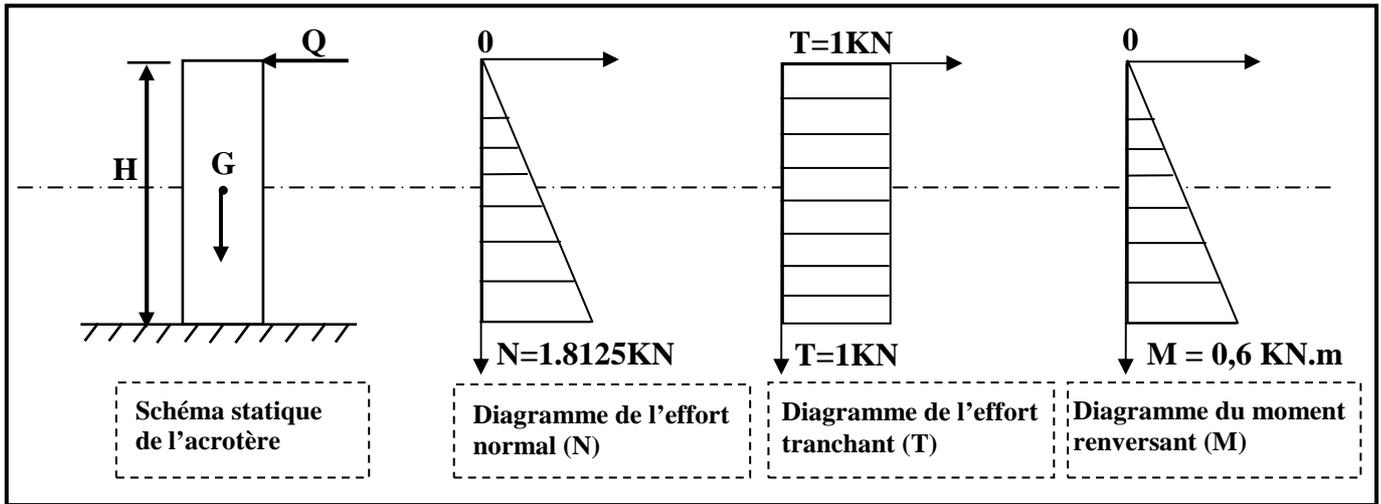


Figure III-1-3 : Diagramme de l'effort normal, l'effort tranchant et moment renversant

III-1-3 : Combinaisons des charges :

✓ **Etat limite ultime ELU : (1.35G + 1.5Q)**

$$N_u = 1.35 N = 1.35 * 1,8125 = 2.447 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 M = 1.5 * 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

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

✓ **Etat limite de service ELS : (G+Q)**

$$N_s = N = 1.8125 \text{ KN}$$

$$M_s = M = 0.6 \text{ KN.m}$$

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

III-1-4 : Calcul à l'ELU :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur $h = 15\text{cm}$ et de largeur $b = 100\text{cm}$, soumise à un effort normal N et un moment de renversement M .

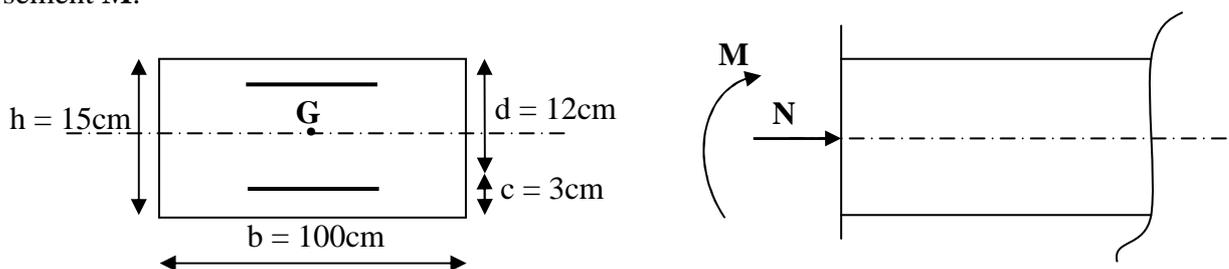


Figure III-1-4 : Section soumise à la flexion

Avec :

h : Epaisseur de la section.

c : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton

$d = h - c$: Hauteur utile

M : Moment calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

a- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.447} = 0.3678\text{m} \quad e_u = 36.78\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{15}{2} - 3 = 4.5\text{cm}$$

$$e_u = 36.78\text{cm} > \frac{h}{2} - c = 4.5\text{cm}$$

→ Le centre de pression (Cp) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif (Mf) puis se ramène à la flexion composée.

b- Calcul en flexion simple :

Moment fictif :

$$M_f = N_u * g \quad \text{avec : } g = e_u + \frac{h}{2} - c = 0.3678 + 0.15/2 - 0.03 = \mathbf{0.4128\text{m}}$$

$$M_f = 2.447 * 0.4128 = \mathbf{1.01\text{ KN.m}}$$

Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{1.01 * 10^6}{1000 * 120^2 * 14.2} = \mathbf{0.0049} < \mu_1 = \mathbf{0.392} \rightarrow \text{SSA (} A_s' = 0 \text{)}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma} = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.5} = 14.2 \text{MPa}$$

$$\mu = 0.0049 \text{ du tableau : } \alpha = 0.0061 \text{ et } \beta = 0.997$$

Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_{st}} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1.15 = 348 \text{MPa}$$

$$A_f = \frac{1.01 * 10^6}{0.997 * 120 * 348} * 10^{-2} = 0.242 \text{cm}^2$$

$$A_f = \mathbf{0.242\text{ cm}^2}$$

Armatures réelles (flexion composée) :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.242 - 20447/34.8 = 0.172 \text{cm}^2$$

$$A_s = \mathbf{0.172\text{ cm}^2}$$

$$A_s' = \mathbf{0}$$

III-1-5 : Vérifications à l'ELU:

✓ Vérification de la condition de non fragilité (Art : A.4.2.1/BAEL 99):

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}.b.d}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 2.1 \text{Mpa}$$

$$A_{min} = 0.23 (2.1 * 100 * 12) / (400) = 1.449 \text{cm}^2$$

$$\mathbf{A_{min} = 1.45\text{cm}^2}$$

Conclusion :

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

Armatures principales :

$$A = A_s = A_{min} = 1.45 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{A = 5HA8 = 2.51\text{ cm}^2}$$

$$\text{Avec un espacement par 1 ml de : } S_t = \mathbf{25\text{cm}}$$

Armatures de répartition:

$$Ar = \frac{A}{4} = 0.6275 \text{ cm}^2$$

Soit : **Ar = 4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement par 60 cm de : **S_t = 18cm**

✓ **Vérification au cisaillement (Art. A.5.1.1 BAEL 99) :**

On doit vérifier si : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ La fissuration est prise comme étant préjudiciable

$$d'où : \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{Tu}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{100.120} = 0.0125 \text{ MPA}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ **La condition est vérifiée**, pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1.1, 3 BAEL99):**

On doit vérifier si : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9.d \cdot \sum U_i}$$

Avec : $\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \cdot 3.14 \cdot 8 = 125.6 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 125.6} = 0.11 \quad \tau_{se} = \mathbf{0.11 \text{ MPA}}$$

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

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow$ **La condition est vérifiée**, Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

✓ **Vérification des espacements des barres :**

Armatures principales : $St \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$; $St = 25 \text{ cm} \rightarrow$ **condition vérifiée**

Armatures de répartition : $St \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$; $St = 12 \text{ cm} \rightarrow$ **condition vérifiée**

✓ **Ancrages des barres :**

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\Phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}} \text{ avec : } \bar{\tau}_{su} = 0.6 \cdot \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$L_s = \frac{8 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 282.18 \text{ mm} = 28.2 \text{ cm}$$

L_s = 30cm et $La = 0.4 L_s = 12 \text{ cm}$ **La = 12cm**

III-1-6 : Vérifications à L'ELS :

$$M_s = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$N_s = 1.8125 \text{ KN}$$

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

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

✓ **Vérification des contraintes dans l'acier :**

On doit vérifier si : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{n \cdot f_{t28}} \right\} = \min \{ 266.67 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \mathbf{201.63 \text{ MPa}} \quad \text{Avec : } n = 1.6 \text{ pour HA}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{0.6 \cdot 10^6}{0.926 \cdot 120 \cdot 2.51 \cdot 10^2} = 21.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{26.66 \text{ MPa}} \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 2.51}{100 \cdot 12} = 0.209 \\ \text{Tableau} \rightarrow \beta_1 = 0.926 \quad \text{et} \quad k_1 = 52.57 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \rightarrow \quad \mathbf{\text{condition vérifiée.}}$$

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

On doit vérifier si : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{21.51}{52.57} = 0.409 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{0.447 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \rightarrow \quad \mathbf{\text{condition vérifiée.}}$$

✓ **Vérification de l'acrotère au Séisme :**

Pour que l'acrotère résiste à la force horizontale **Fp**, elle doit être conçue de telle façon que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge **Q** donnée. On doit alors vérifier si : **Fp ≤ Q**

Selon (Art .6.2.3 RPA2003) : **Fp = 4A.Cp.Wp**

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (Art : 4.2.3 ; tab 4.1) RPA99/2003

Pour notre cas : Zone IIa

$$\text{Groupe d'usage 2} \quad \{A = 0,15\}$$

Cp : Facteur des forces horizontales (Art 6.2.3 ; tab 6.1) RPA99/2003

Pour notre cas : $\{Cp = 0,3\}$

Wp : poids de l'élément.

$$\{Wp = 1,8125 \text{ KN/ml}\}$$

$$\text{Donc : } Fp = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.8125 = \mathbf{0.87 \text{ KN/ml}}$$

$$\left. \begin{array}{l} Fp = 0.87 \text{ KN/ml} \\ Q = 1 \text{ KN} \end{array} \right\} \quad \mathbf{Fp < Q} \quad \rightarrow \quad \mathbf{\text{condition}}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, le calcul au séisme est inutile. On adoptera le ferrailage calculé précédemment.

Armatures principales : **5 HA8 = 2.51cm²**

Armatures de répartitions : **4 HA8 = 2.01cm²**

III-2 : LES PLANCHERS :

III-2-1 : Introduction :

Tous les planchers de notre bâtiment sont en corps creux d'épaisseur (20cm), avec une dalle de compression de 4cm, reposant sur des poutrelles préfabriquées de section en T, espacées de 65 cm disposées selon la petite portée (dans le sens longitudinal).

III-2-2 : Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TLS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par le **BAEL99/ (Art B.6.8.423)**

20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures

33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4.L}{f_e}$$

Avec :

A_{\perp} : Section d'armatures (cm²/ml)

L : Entre axes des poutrelles, exprimé en (cm) il est égal à 65cm. (50 cm < L < 80 cm).

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

Armatures parallèles aux poutrelles :

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

On résume les résultats dans le tableau ci dessous :

Section		Choix	Espacement
$A_{\perp} = \frac{6 \cdot 65}{520} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$	Armatures perpendiculaires aux poutrelles	5HA5 = 0.98 cm ²	St = 25cm
$A_{//} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$	Armatures parallèles aux poutrelles	5HA5 = 0.98 cm ²	St = 25cm

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLS 520) de dimension (5×5×250×250) mm².

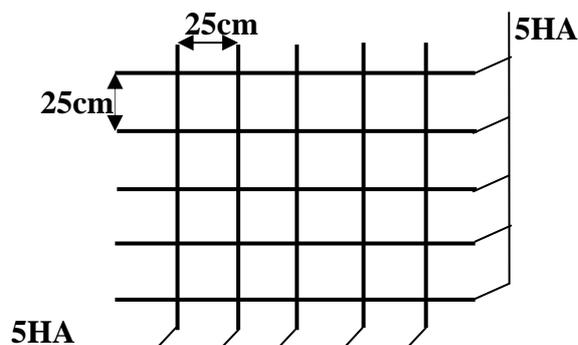


Figure III-2-1 : Treillis soudée

III-2-3 : Etude des poutrelles :

On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité. Elle se calcule comme une section en T.

Les poutrelles sont uniformément chargées, elles seront calculées en deux étapes :

III-2-3-A : Etape 1 : Avant coulage de la dalle de compression :

Avant coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant une poutre de section rectangulaire de (12×4) cm² simplement appuyée sur les poutres principales. Elle travaille en flexion simple, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et celui de la main d'œuvre.

Poids propre : $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12$ kN/ml

Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62$ kN/ml

La charge permanente : $G = G_1 + G_2 = 0.74$ kN/ml

Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1$ kN/ml

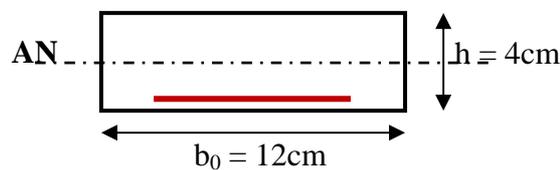


Figure III-2-2 : Coupe transversale de poutrelle

✓ **Ferraillage à l'ELU :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue) en considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.

Combinaisons de charges :

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5$ kN/ml

Moment max en travée :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2.5 \cdot 4^2}{8}$$

$$M_u = 5 \text{ kN.m}$$

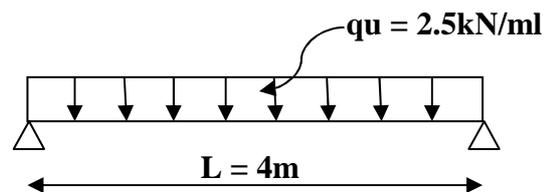


Figure III-2-3 : Schémas statique de poutrelle

Effort tranchant max aux appuis :

$$T = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2.5 \cdot 4}{2}$$

$$T = 5 \text{ KN}$$

Calcul des armatures :

Soit : $b = 12$ cm; $h = 4$ cm; $c = 2$ cm; $d = h - c = 2$ cm

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

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5 \cdot 100}{12 \cdot 2^2 \cdot 14.2} = 7.33 \gg \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SDA}$$

Remarque :

Comme la section de la poutrelle est faible (12×4) cm², on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul). On prévoit alors des étais intermédiaires

pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression. Ces étais sont en général distants de (0.80 à 1.20) m.

III-2-3-B : Etape 2 : Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

La section de la poutre est considérée comme une section en T de dimensions :

(Art A.4.1.3 BAEL99)

$h = (16+4) = 20\text{cm}$, hauteur du plancher.

$h_0 = 4\text{cm}$, épaisseur de la dalle

$b_0 = 12\text{cm}$, largeur de la nervure.

b_1 = largeur des hourdis à prendre en compte de chaque coté de la nervure.

$L = 4\text{m}$ la portée de la plus grande travée.

$b_1 \leq \min (L_0 / 2 ; L/10 ; 8 h_0)$

$L_0 = b - b_0 = 65 - 12 = 53\text{cm}$ (distance entre axes des poutrelles).

$b_1 \leq \min (26.5 ; 40 ; 32)$

D'où : **$b_1 = 26.5\text{cm}$**

Soit :

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

$b = 65\text{cm}$

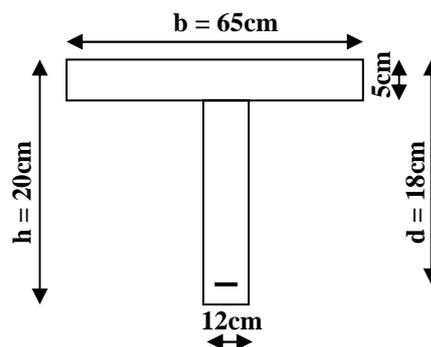


Figure III-2-4 : Section de poutrelle après coulage de la dalle

✓ **Chargement des planchers :**

	Charge permanente G (kN/ml)	Surcharge Q (kN/ml)
Etage courant	$G = 5.06 * 0.65 = 3.289$	$Q = 1.5 * 0.65 = 0.975$
Etage terrasse	$G = 5.9 * 0.65 = 3.835$	$Q = 1 * 0.65 = 0.65$

Tableau III-2-1 : chargement des planchers

✓ **Combinaisons des charges :**

	ELU $1.35 * G + 1.5 * Q$	ELS $G + Q$
Etage courant	5.902	4.264
Etage terrasse	6.152	4.485

Tableau III-2-2 : Combinaisons des charges

✓ **Calcul des moments et des efforts tranchants :**

Choix de la méthode :

Les efforts internes dans les planchers sont déterminés à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

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

Condition d'application de forfaitaire : (**Art B.6.2 ; 210 BAEL99**)

$Q_{max} \leq \max (2 \cdot G ; 5 \text{KN/ml})$ $Q_{max} = 0.975 < \max (2 \cdot 3.289 = 7.67 ; 5) = 7.67 \text{ KN/ml}$	Condition vérifiée
Fissuration non préjudiciable	Condition vérifiée
Moments d'inerties constants	Condition vérifiée
Le rapport des portées successives $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$ $0.8 > 3/4 = 0.75 < 1.25$	Condition non vérifiée

Conclusion :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable.

✓ **Principe de la méthode des trois moments :**

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

Moments aux appuis :

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2 \cdot M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = - (q_i \cdot l_i^3 / 4 + q_{i+1} \cdot l_{i+1}^3 / 4)$$

Moments en travées :

$$M(x) = \frac{q \cdot l}{2} \cdot x - \frac{q}{2} \cdot x^2 + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \cdot x$$

Avec :

$$x = l/2 + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Avec :

M_{i-1} , M_i et M_{i+1} : sont respectivement les moments sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

l_i : Portée de la travée à gauche de l'appui « i »

l_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui « i »

q_i : Charge répartie à gauche de l'appui « i »

q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui « i »

III-2-3-B-1 : Calcul à l'ELU :

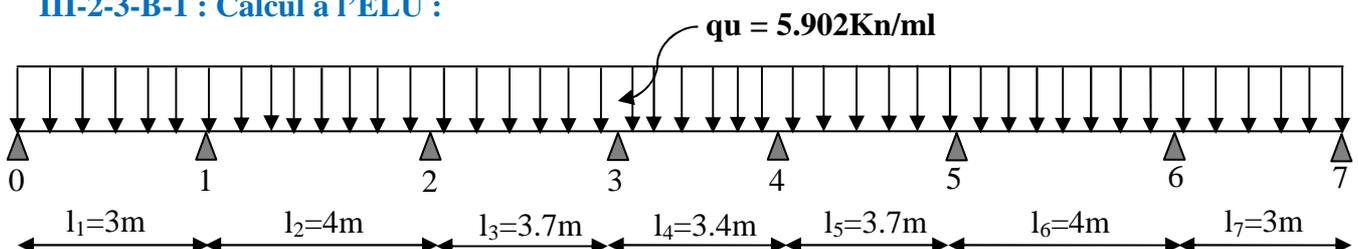


Figure III-2-5 : Schéma statique de la poutrelle à l'ELU.

✓ **Calcul des sollicitations :**

Calcul des moments aux appuis :

$$2M_0 + M_1 = -13.279 \dots\dots\dots(1)$$

$$3M_0 + 14M_1 + 4M_2 = -134.27\dots\dots\dots(2)$$

$$4M_1 + 15.4M_2 + 3.7M_3 = -169.17\dots\dots\dots(3)$$

$$3.7M_2 + 14.2M_3 + 3.4M_4 = -132.731\dots\dots\dots(4)$$

$$3.4M_3 + 14.2M_4 + 3.7M_5 = -132.731\dots\dots\dots(5)$$

$$3.7M_4 + 15.4M_5 + 4M_6 = -169.17\dots\dots\dots(6)$$

$$4M_5 + 14M_6 + 3M_7 = -134.270\dots\dots\dots(7)$$

$$M_6 + 2M_7 = -13.279\dots\dots\dots(8)$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_0 = -3.320 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -6.637 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -7.845 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -5.892 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -5.892 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -7.845 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -6.637 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -3.320 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments max en travée

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{q \cdot l}{2} * x - \frac{q}{2} * x^2 + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{li} * x$$

Avec : $x = l/2 + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot li}$

Travées	x (m)	M _(x) (KN.m)
0-1	1.31	1.764
1-2	1.94	4.570
2-3	1.93	3.254
3-4	1.70	2.630
4-5	1.76	3.254
5-6	2.05	4.570
6-7	1.68	1.764

Tableau III-2-3 : Moments en travée

Remarque :

La méthode des trois moments surestime les moments sur appuis contrairement à ceux en travées pour cela, on effectue les corrections suivantes :

- Réduire** les moments sur les appuis de **1/3** des valeurs calculées.
- Augmenter** les moments en travées de **1/3** des valeurs calculées.

Correction des moments :

Aux appuis :

Moments (Kn.m)	Moments corrigés (Kn.m)
M0 = -3.320	-2.213
M1= -6.637	-4.424
M2= -7.845	-5.230
M3= -5.892	-3.928
M4= -5.892	-3.928
M5= -7.845	-5.230
M6= -6.637	-4.424
M7= -3.320	-2.213

Tableau III-2-4 : Moments corrigés aux appuis

En travées :

Travées	Mx (Kn.m)	Mx corrigés (Kn.m)
0-1	1.764	2.352
1-2	4.57	6.093
2-3	3.254	4.338
3-4	2.63	3.506
4-5	3.254	4.338
5-6	1.764	6.093
6-7	4.57	2.352

Tableau III-2-5 : Moments corrigés en travée

✓ Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = -q_u *x + q_u *l/2 + \frac{M_{i+1}-M_i}{l_i}$$

Tableau récapitulatif :

Travées	Longueur (m)	T _{x=0} (KN)	T _{x=l} (KN)
0-1	3.0	8.116	-9.59
1-2	4.0	11.602	-12.002
2-3	3.7	11.27	-10.56
3-4	3.4	10.03	-10.03
4-5	3.7	10.56	-11.27
5-6	4.0	12.002	-11.602
6-7	3.0	9.59	-8.116

Tableau III-2-6 : efforts tranchants à l'ELU

✓ Diagramme des moments fléchissant à l'ELU :

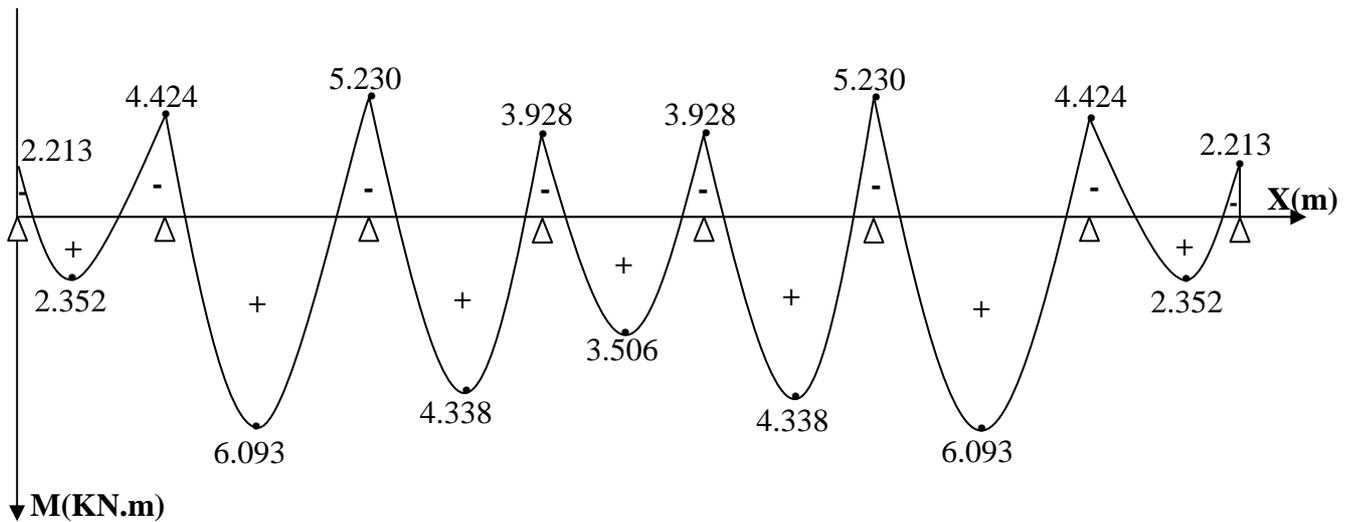


Figure III-2-6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

✓ Diagramme des efforts tranchant à l'ELU :

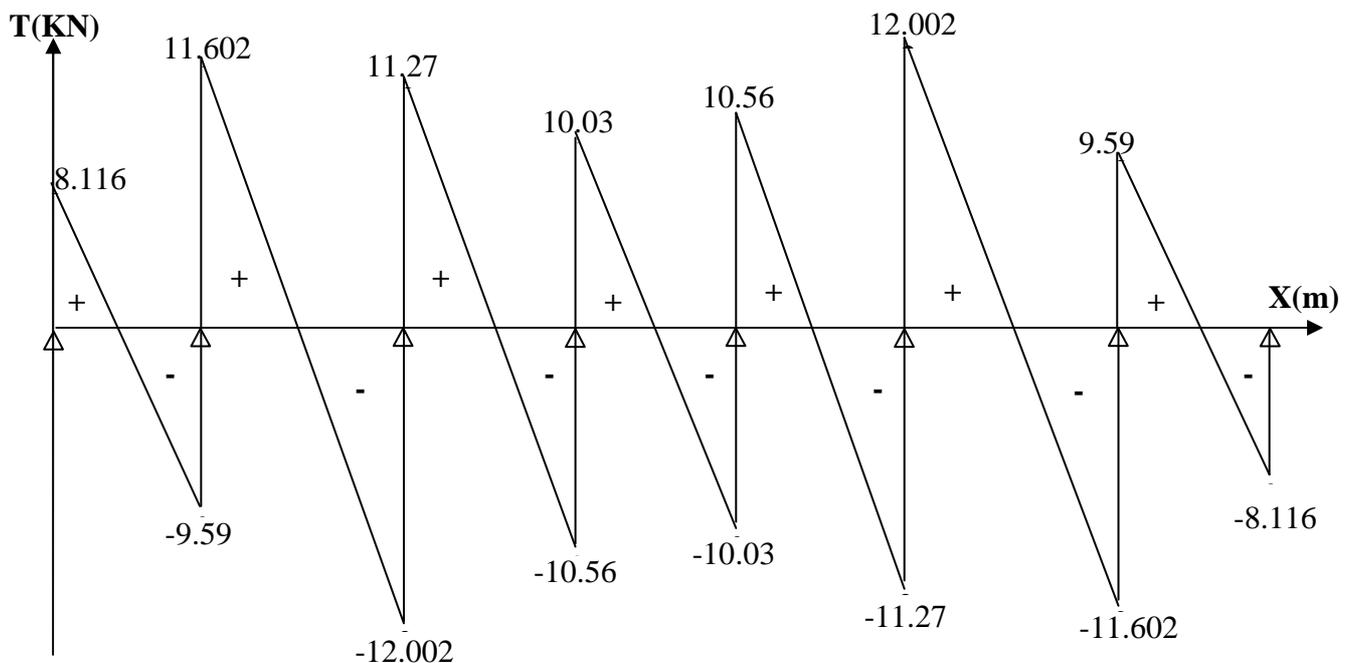


Figure III-2-7 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

✓ **Ferraillage des poutrelles :**

La poutrelle sera calculée comme une section en T soumise à la flexion simple.
Soit M_0 : le moment équilibré par la table de compression.

On a: $M_{max}^t = 6.09 \text{ Kn.m}$

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad \text{Avec:} \quad f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$M_0 = 0.65 \cdot 0.04 \cdot 14.2 \cdot 10^3 \cdot \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right)$$

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

$M_0 \gg M_{max}^t$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendue est négligé.
→ La section en T sera calculée comme une section rectangulaire ($b \cdot h$) ($65 \cdot 20$) cm^2 .

Armatures longitudinales :

En travées :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{6.09 \cdot 100}{65 \cdot 18^2 \cdot 1.42} = 0.02 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\alpha = 0.025 \quad \beta = 0.990$$

$$A_t = \frac{M_t \max}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} \quad \text{Avec:} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{6.09 \cdot 100}{0.99 \cdot 18 \cdot 34.8} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

La table est entièrement tendue, le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b_0 \cdot h$), ($12 \cdot 20$) cm^2

$$M_{max}^a = 5.23 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_a \max}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.23 \cdot 100}{12 \cdot 18^2 \cdot 1.42} = 0.094 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\alpha = 0.123 \quad \beta = 0.951$$

$$A_t = \frac{M_a \max}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{5.23 \cdot 100}{0.951 \cdot 18 \cdot 34.8} = 0.87 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = A_t^a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Armatures transversales (Art A.7.2,2 BAEL99) :

$$\phi \leq \min (h/35 ; \phi_{lmax} ; b_0/10)$$

$$\phi_{lmax} = \text{diamètre maximal des armatures longitudinales} = 1 \text{ cm}$$

$$\phi \leq \min (0.57 ; 1.2 ; 1.2) \text{ cm} \quad \Phi = 0.57 \text{ cm}$$

On choisi : $\Phi = 8 \text{ mm}$

$$A_t = 2\text{HA}8 = 1.00 \text{ cm}^2$$

Espacement des cadres (Art A.5.122 BAEL99) :

$$St \leq \min (0.9d ; 40\text{cm})$$

$$St \leq \min (16.2 ; 40\text{cm})$$

Soit: **St = 15cm**

III-2-3-B-2 : Vérifications à l'ELU :

✓ **La condition de non fragilité :(Art. A.4.21 BAEL99).**

Aux appuis :

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

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

En travées :

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

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.51, 211 BAEL99) :**

On doit vérifier si : $\tau_u \leq \tau_{\text{adm}}$

On a Tmax = 12.05Kn

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot d} = \frac{12.002 \cdot 10^3}{120 \cdot 180} = 0.55 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{\text{adm}} = \min \left\{ (0.2 \cdot f_{c28}) / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.55 \text{ Mpa.} < \tau_{\text{adm}} = 3.33 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée, Pas de risque de cisaillement.}$$

✓ **Vérification de la condition de l'entraînement des barres (Art A6.13 BAEL 99) :**

On doit vérifier si : $\tau_s < \bar{\tau}_{se}$

Aux appuis :

$$\tau_s = \frac{T_{\text{max}}}{0.9 \cdot d \cdot \Sigma u_i} = \frac{12.002 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 180 \cdot 62.8} = 1.18 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \Sigma u_i = n \times \phi \times \pi = 2 \cdot 10 \cdot 3.14 = 62.8 \text{ mm}$$

n : nombre des barres

ϕ : diamètre des barres.

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

$\Psi_s = 1.5$ pour HA

$$\text{D'où : } \tau_s = 1.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

En travée :

$$\tau_s = \frac{T_{\text{max}}}{0.9 \cdot d \cdot \Sigma u_i} = \frac{12.002 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 180 \cdot 113.04} = 0.655 \text{ MPa}$$

Avec : $\Sigma u_i = n \times \phi \times \pi = 3 \times 12 \times 3.14 = 113.04 \text{ mm}$

D'où : $\tau_s = 0.655 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$ **condition vérifiée**

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

✓ **Calcul de la longueur de scellement droit (Art .A.6.1, 221 BAEL99) :**

$$L_s = \frac{\phi * f_e}{4 * \tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$.
 $\psi_s = 1.5$ pour HA

$$L_s = \frac{1.2 * 400}{4 * 2.835} = \mathbf{42.32 \text{ cm}}$$

Le BAEL recommande pour les HA400 : $L_s = 40 \phi = 40 * 1.2 = 48 \text{ cm}$

Ls= 50cm

Soit les crochets de longueur : (Art .A.6.1, 253 BAEL99).

$L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$.

La= 20cm

✓ **Influence de l'effort tranchant au niveau de l'appui le plus sollicité:**

Sur le béton : (Art A.5.313 BAEL 99)

$$T_{\max} \leq 0.4 * b_0 * 0.9d * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

On a : $T_{\max} = 12002 \text{ N} = 12.002 \text{ KN}$

$$0.4 * 120 * 0.9 * 180 * (25/1.5) = 129.6 \text{ KN}$$

$T_{\max} = 12.002 < 129.6 \rightarrow$ **condition vérifiée.**

Sur les armatures : (Art A.5.321 BAEL 99)

$$A \geq (T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9 * d}) \gamma_s / f_e$$

NB: On prend T_{\max} et M_{\max} avec leurs signes.

$$A = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$(12.002 * 10^3 + \frac{-5.23 * 10^6}{0.9 * 180}) * 1.15 / 400 = -0.583 \text{ cm}^2 < 0 \rightarrow$$
 condition vérifiée.

III-2-3-B-3 : Calcul à l'ELS :

Pour obtenir les valeurs des moments en travées, aux appuis et des efforts tranchants à l'ELS, il suffit de **multiplier** les résultats trouvés à l'ELU par ' q_s ' et de **diviser** sur ' q_u '.

On a : $q_u = 5.903 \text{ KN/ml}$ et : $q_s = 4.264 \text{ KN/ml}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.264}{5.903} = 0.722$$

En multipliant les résultats obtenus à l'ELU par le coefficient (**0.722**) on obtient les résultats récapitulé dans les tableaux ci-dessous :

Moments aux appuis à l'ELS :

Moments	Valeurs (KN.m)
M_0	-1.597
M_1	-3.194
M_2	-3.776
M_3	-2.836
M_4	-2.836
M_5	-3.776
M_6	-3.194
M_7	-1.597

Tableau III-2-7 : Moments aux appuis à l'ELS

Moments en travées à l'ELS :

Travées	X (m)	M_x (KN.m)
0-1	1.31	1.698
1-2	1.94	4.399
2-3	1.93	3.132
3-4	1.70	2.531
4-5	1.76	3.132
5-6	2.05	4.399
6-7	1.68	1.698

Tableau III-2-8 : Moments en travées à l'ELS

Efforts tranchants à l'ELS :

Travées	Longueur (m)	$T_{x=0}$ (KN)	$T_{x=l}$ (KN)
0-1	3.0	5.859	-6.924
1-2	4.0	8.376	-8.665
2-3	3.7	8.137	-7.624
3-4	3.4	7.241	-7.241
4-5	3.7	7.624	-8.137
5-6	4.0	8.665	-8.376
6-7	3.0	6.924	-5.859

Tableau III-2-8 : Efforts tranchants à l'ELS

✓ Diagramme des moments fléchissant à l'ELS:

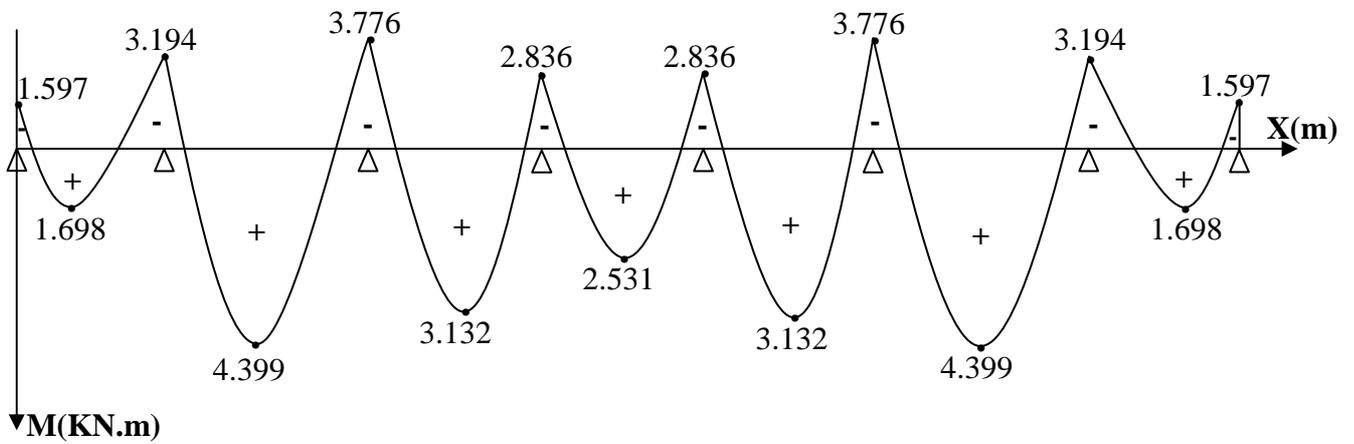


Figure III-2-8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

✓ Diagramme des efforts tranchant à l'ELS :

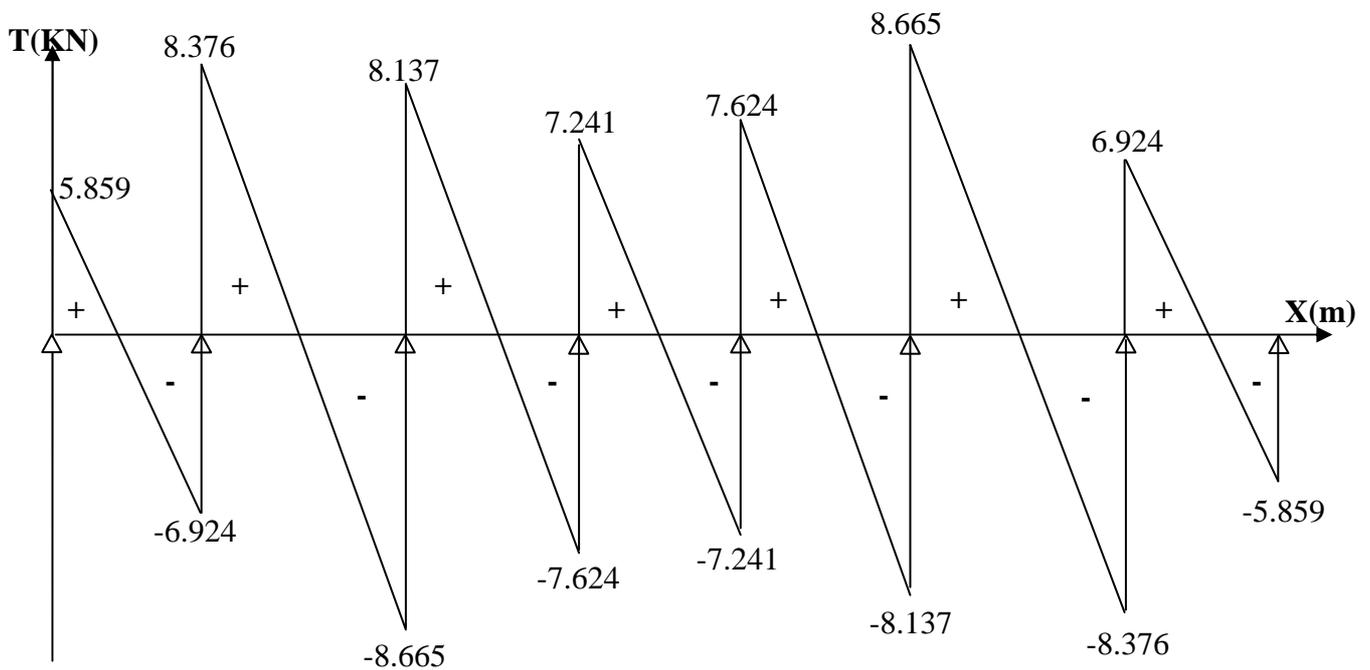


Figure III-2-9 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

III-2-3-B-4 : Vérifications à l'ELS :

$$M_{st}^{\max} = 4.399 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa}^{\max} = 3.776 \text{ KN.m}$$

$$T_s^{\max} = 8.665 \text{ KN}$$

✓ Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \sigma_s = \frac{M_{sa}^{\max}}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} \quad A_s = 1.57 \text{ cm}^2$$

K_1 en fonction de ρ_1

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726$$

Du tableau : $k_1 = 25.32$ et $\beta_1 = 0.867$

$$\sigma_s = \frac{3.776 \times 10^6}{0.876 \times 1.57 \times 10^2 \times 180} = 152.53 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{152.53}{25.32} = 6.027 \text{ Mpa}$$

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

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow$ condition vérifiée.

En travée :

On doit vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \sigma_s = \frac{M_{st}^{\max}}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} \quad A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

K_1 en fonction de ρ_1

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{65 \times 18} = 0.29$$

Du tableau : $k_1 = 43.82$ et $\beta_1 = 0.915$

$$\sigma_s = \frac{4.399 \times 10^6}{0.915 \times 3.39 \times 10^2 \times 180} = 78.78 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{78.78}{43.82} = 1.79 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les vérifications sont satisfaites donc les armatures trouvées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

✓ Etat limite d'ouverture des fissures (Art .B.6.3 BAEL99) :

La fissuration étant non préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

✓ **Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 BAEL99) :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

Avec :

A : section d'armature tendue (en travée).

L : portée maximale entre nus d'appuis.

h : hauteur du plancher.

M₀ : moment isostatique maximal.

M_{st}^{max} : moment maximal en travée.

On a : A = 3.39cm² ; L = 4m ; h = 20cm ; b₀ = 12cm ; d = 18cm ; F_e = 400

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = 8.528 \text{KN.m} ; M_{st}^{max} = 4.399 \text{KN.m}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e} ; \frac{3.39}{12 \times 18} \leq \frac{3.6}{400} ; 0.0156 > 0.009 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} ; \frac{20}{400} \geq \frac{1}{22.5} ; 0.05 > 0.044 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} ; \frac{20}{400} \geq \frac{4.399}{15 \times 8.528} ; 0.05 > 0.034 \quad \text{condition vérifiée}$$

La première condition n'est vérifiée, alors le calcul de la flèche est obligatoire.

✓ **Calcul de la flèche :**

On a : M_{st}^{max} = 4.399KN.m ; L = 4m ; E_v = 10818.86Mpa

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^{ser} L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{4000}{500} = 8 \text{mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,88 \text{MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictif de section homogène par rapport au CDG de la section.

$$I_{fv} = \frac{1,10I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$$

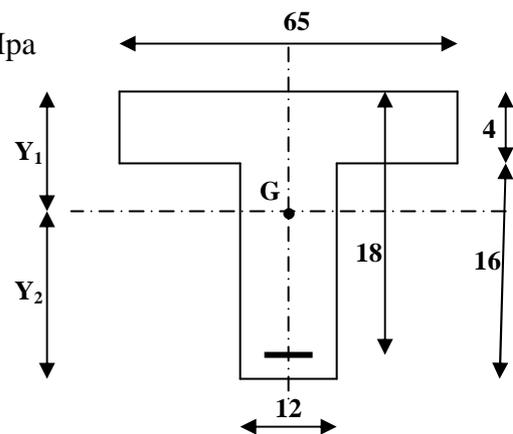


Figure III-2-10 : Section de la poutrelle

η : Coefficient d'équivalence acier-béton ($\eta=15$)

$$Y_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0}$$

ρ : Le rapport des aciers tendus de la section utile de la nervure (% d'armatures).

$S_{/xx}$: Moment statique de la section homogénéisée.

$$B_0 = b_0 (h - h_0) + b \cdot h_0 + \eta A_t$$

$$B_0 = 12 (20 - 4) + 65 \cdot 4 + 15 \cdot 3,39 = \mathbf{502.85 \text{ cm}^2}$$

$$S_{/xx} = b_0 \cdot h \frac{h}{2} + (b - b_0) h_0 \frac{h_0}{2} + \eta \cdot A_t \cdot d = 12 \cdot 20 \frac{20}{2} + (65 - 12) \cdot 4 \cdot \frac{4}{2} + 15 \cdot 3.39 \cdot 18$$

$$S_{/xx} = \mathbf{3739.3 \text{ cm}^3}$$

$$Y_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = \mathbf{7.43 \text{ cm}}$$

$$\Rightarrow Y_2 = h - Y_1 = 20 - 7.43 = \mathbf{12.56 \text{ cm}}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} [(7.43)^3 + (12.56)^3] + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + (7.43 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \cdot 3.39 (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = \mathbf{21770.14 \text{ cm}^4}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = 0.016 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0.978 \quad \text{et} \quad K_1 = 212.3$$

La contrainte dans les aciers tendus est :

$$\sigma_{St} = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{St}} = \frac{4.399 \cdot 10^6}{0,978 \cdot 180 \cdot 3,39 \cdot 10^2} = \mathbf{73.71 \text{ MPa}}$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot ft_{28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \cdot 2,1}{0,016 \left(2 + \frac{36}{65} \right)} = 1,028$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 ft_{28}}{4 \rho \sigma_s + ft_{28}} ; 0 \right\} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \cdot (0,016) \cdot 73,71 + 2,1} = 0.46$$

$$\mu = \mathbf{0.46}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 (21770.14)}{1 + 1.028 \cdot 0.46} = 16258.72 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^{ser} L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{4.399 \cdot 10^6 (4000)^2}{10 \cdot 10818,88 \cdot 16258.72 \cdot 10^4}$$

$$f = \mathbf{0.4 \text{ cm}} < \bar{f} = \mathbf{0.8 \text{ cm}} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III-3 : SALLE MACHINE :

III-3-1 : Introduction :

Notre immeuble est constitué d'une cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine de dimension $(1.65 \times 2.22) = 3.663 \text{ m}^2$. Repose sur trois cotés, pouvant charger 8 personnes, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9 tonnes.

III-3-2 : Dimensionnement :

Epaisseur de la dalle :

$$h_t \geq \frac{L_x}{30}$$

$$h_t \geq 165 / 30 = 5.5 \text{ cm}$$

ht : épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA ; donc on opte pour une épaisseur de **16cm**.

III-3-3 : calcul des sollicitations :

La dalle repose sur 4 côtés. 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.

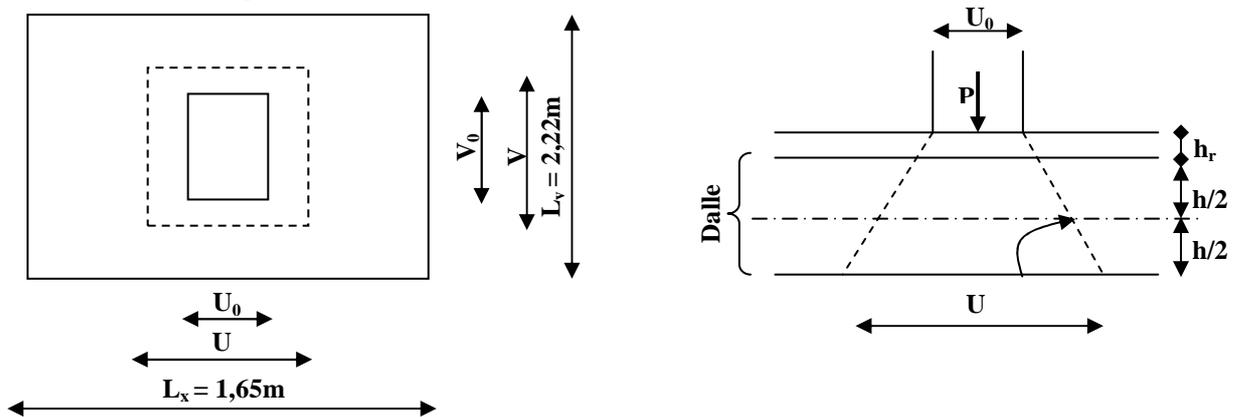


Figure III-3-1 : Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,65}{2,22} = 0,74$$

$0,4 < \rho < 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

✓ **Due aux chargements localisés :**

$$M_{x1} = P (M1 + \nu M2)$$

$$M_{y1} = P (M2 + \nu M1)$$

ν : Coefficient de POISSON

P : intensité de la charge concentrée

M1 et M2 sont donnés par les abaques de PIGEAUD en fonction de : l_x / l_y ; U/l_x ; V/l_y

$$U = U_0 + 2 \left(\xi * e + \frac{ht}{2} \right) \quad \text{et} \quad V = V_0 + 2 \left(\xi * e + \frac{ht}{2} \right)$$

Avec : $U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$, $e = 5 \text{ cm}$, $\xi = 1$ pour le revêtement en béton.

On aura : $U = V = 105 \text{ cm}$.

$$\rho = 0.74$$

ELU :

$$0,5M_x = 0,5 \cdot 13,34 = 6,67 \text{ KN.m.}$$

$$0,75M_x = 0,75 \cdot 13,34 = 10 \text{ KN.m.}$$

$$0,75M_y = 0,75 \cdot 7,999 = 5,999 \text{ KN}$$

$$0,5M_y = 0,5 \cdot 7,999 = 3,999 \text{ KN}$$

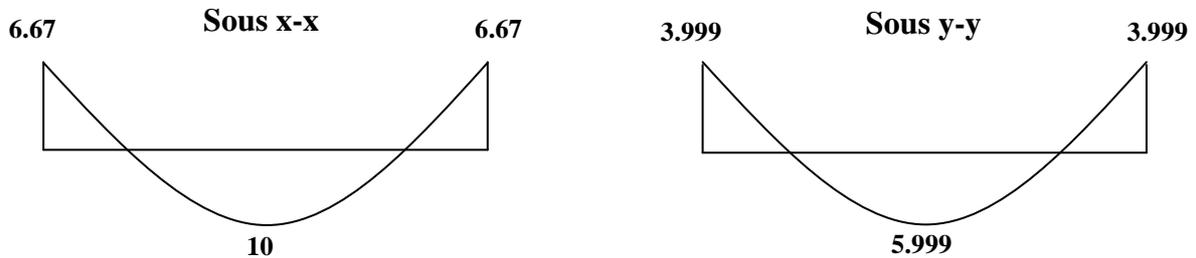


Figure III-3-3 : Valeurs des moments dans les deux sens à l'ELU

ELS:

$$0,5M_x = 0,5 \cdot 11,045 = 5,522 \text{ KN.m.}$$

$$0,75M_x = 0,75 \cdot 11,045 = 8,283 \text{ KN.m.}$$

$$0,75M_y = 0,75 \cdot 7,888 = 5,916 \text{ KN.m.}$$

$$0,5M_y = 0,5 \cdot 7,888 = 3,944 \text{ KN.m.}$$

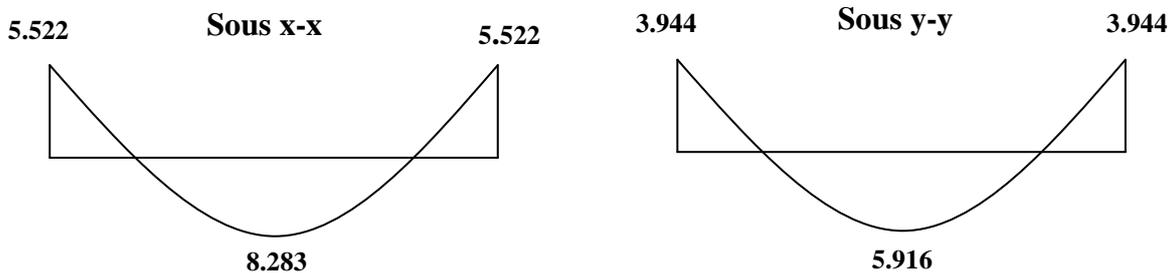


Figure III-3-4 : Valeurs des moments dans les deux sens à l'ELS

III-3-4 : Ferrailage à L'ELU :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1m de largeur dans les deux sens.

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$A_t = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$d = 16 - 2 = 14 \text{ cm}$$

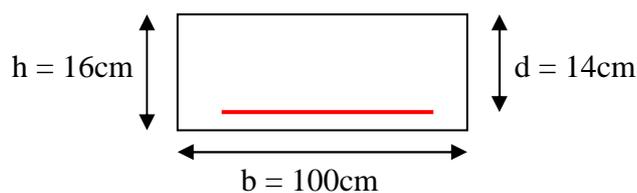


Figure III-3-5 : Section soumise à la flexion simple

Sens x-x :

	En travée	Aux appuis
Moment (KN.m)	10	6.67
Moment réduit (μ)	$\mu = \frac{M}{b.d^2.fbc} = \frac{10*100}{100*14^2*1.42}$ =0.035 < $\mu_l = 0.392$ → S.S.A ($A_c=0$).	$\mu = \frac{M}{b.d^2.fbc} = \frac{6.67*100}{100*14^2*1.42}$ =0.023 < $\mu_l = 0.392$ → S.S.A ($A_c=0$).
$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.044	0.029
$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	0.982	0.988
A_t (cm ²)	$A_t = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{10*100}{0.982*14*34.8} = 2.09 \text{ cm}^2$	$A_t = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{6.67*100}{0.988*14*34.8} = 1.38 \text{ cm}^2$
A_{adp} (cm ²)	4HA10= 3.14cm ²	4HA10= 3.14cm ²
Espacements	$S_t=25\text{cm}$	$S_t=25\text{cm}$

Sens y-y :

	En travée	Aux appuis
Moment (KN.m)	5.999	3.999
Moment réduit (μ)	$\mu = \frac{M}{b.d^2.fbc} = \frac{5.999*100}{100*14^2*1.42}$ =0.021 < $\mu_l = 0.392$ S.S.A ($A_c=0$)	$\mu = \frac{M}{b.d^2.fbc} = \frac{3.999*100}{100*14^2*1.42}$ =0.014 < $\mu_l = 0.392$ S.S.A ($A_c=0$)
$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.026	0.017
$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	0.989	0.993
A_t (cm ²)	$A_t = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{5.999*100}{0.989*14*34.8} = 1.24 \text{ cm}^2$	$A_t = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{3.999*100}{0.993*14*34.8} = 0.82 \text{ cm}^2$
A_{adp} (cm ²)	4HA10= 3.14cm ²	4HA10= 3.14cm ²
Espacements	$S_t=25\text{cm}$	$S_t=25\text{cm}$

III-3- 5 : Vérifications à L'ELU :

✓ Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL99):

$$A_{\min} = p_0 * \left(\frac{3-\rho}{2} \right) * b * h$$

Avec :

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

p_0 : taux d'acier minimal 0,8 ‰ = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,65}{2,22} = 0.74$$

b , h : dimensions de la dalle.

$$A_{\min} = 0.0008 * \left(\frac{3-0.74}{2} \right) * 100 * 15 = 1.356 \text{cm}^2$$

	At en travée (cm ²)	At aux appuis (cm ²)	La condition
Suivant x-x	3.14	3.14	A _x > A _{min} → cv
Suivant y-y	3.14	3.14	A _y > A _{min} → cv

✓ **Diamètre maximal des barres (Art A-7.21BAEL99) :**

On doit vérifier que :

$$\Phi_{\max} \leq h_0/10$$

$$\phi_{\max} \leq 160/10 = 16 \text{mm}$$

ϕ : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 16 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **L'espacement des barres (Art A.8.2.42 BAEL 99) :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées Fissuration non préjudiciable)

- Direction la plus sollicitée : **St ≤ min (2*h, 25 cm)**

- Direction perpendiculaire à la plus sollicitée : **St ≤ min (3*h, 33 cm).**

h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

$$A_x // L_x : S_t = 25 \text{cm} \leq \min (2 * h ; 25 \text{cm}) = 25 \text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_y // L_y : S_t = 25 \text{cm} \leq \min (3 * h ; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Condition de non poinçonnement (Art A.5.2, 42 BAEL99). :**

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

$$Q_u \leq 0.045 U_c h_t \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

Qu : la charge totale de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

ht : l'épaisseur totale de la dalle.

Uc : le périmètre du contour de l'air sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen.

$$Q_u = 1,35P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{KN}$$

$$U_c = 2(U \times V) = 2(105 + 105) = 420 \text{cm} = 4,20 \text{ m}$$

$$0.045 * 4.2 * 0.16 * (25 * 10^3 / 1.5) = 504 \text{KN}$$

$$Q_u = 121,5 \text{KN} < 504 \text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc : Aucune armature transversale n'est nécessaire.

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.2, 2 BAEL99):**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b * d} \leq \tau_{\text{adm}} = 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge avec U= V

Au milieu de U :

$$T = \frac{P}{2*U+v} = \frac{90}{2*1.05+1.05} = 28.57 \text{ KN}$$

Au milieu de V :

$$T = \frac{P}{3*U} = \frac{90}{3*1.05} = 28.57 \text{ KN}$$

$$D'o\grave{u} : \tau_u = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{28.57*10^3}{1000*130} = 0.219 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = 0.07 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 * 25/1.5 = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.219 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 1.16 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition v\^erifi\^ee.}$$

III-3- 6 : V\^erifications \^a L'ELS :

✓ **V\^erifications des contraintes :**

V\^erification de la contrainte dans les aciers :

Il faut v\^erifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_{St}}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_{St}}{b.d}$$

V\^erification de la contrainte dans le b\^eton :

Il faut s'assurer que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

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

Les r\^esultats sont r\^esum\^es dans le tableau suivant :

		Ms (Kn.m)	As cm ²	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	Obs
Sens x-x	Trav\^ee	8.283	3.14	0.224	0.924	50.79	203.91	348	4.01	15	cv
	Appui	5.522	3.14	0.224	0.924	50.79	135.94		2.67		
Sens y-y	Trav\^ee	5.916	3.14	0.224	0.924	50.79	145.64		2.86		
	Appui	3.944	3.14	0.224	0.924	50.79	97.09		1.91		

✓ **Etat limite de d\^eformation (Art B.7.5 BAEL99) :**

Dans le cas des dalles rectangulaires appuy\^ees sur leurs quatre c\^ot\^es, on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de proc\^eder au calcul des fl\^eches si les conditions suivantes sont v\^erifi\^ees :

- $\frac{ht}{lx} \geq \frac{Mtx}{20.Mx}$
- $\frac{Ax}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$

Avec :

ht : hauteur totale de la dalle.

Mtx : moment max en travée.

Mx : moment isostatique dans la direction lx.

Ax : section d'armature par bande de largeur de 1m.

d : hauteur utile.

b : largeur d'une bande égal à 1m.

fe : limite d'élasticité de l'acier.

$$- \frac{16}{165} = 0.096 > \frac{8.283}{20 \cdot 11.045} = 0.03 \quad \rightarrow \text{CV}$$

$$- \frac{3.14}{100 \cdot 14} = 0.0022 < \frac{2}{400} = 0.005 \quad \rightarrow \text{CV}$$

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

III-4 : BALCONS :

III-4-1 : Introduction :

Les balcons du projet sont en dalle pleine, calculés comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Soumis à des charges permanentes G, au poids du garde corps de hauteur h = 1 m en brique creuse de 10 cm d'épaisseur ainsi qu'aux charges d'exploitations Q.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par la formule suivante :

$$e \geq L/10 = 160 / 10 = 16 \text{ cm}$$

On optera pour une épaisseur de **16cm**

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

On a :

La charge permanente G = 5.52 KN / m².

La charge d'exploitation Q = 3.5 KN / m².

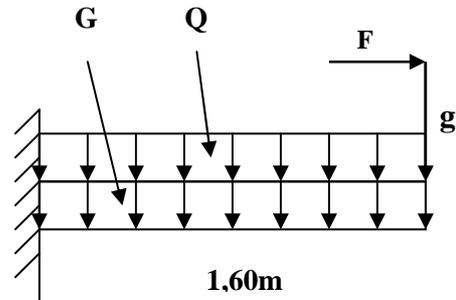


Figure III-4-1 : Schéma statique du balcon.

Calcul de la charge concentrée : (poids propre du garde corps).

N ₀	Matériaux	Epaisseur e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	la charge G (KN/m ²)
1	brique creuse	0.1	09	0.9
2	Enduit de ciment	0.04	18	0.72
G_{total} = 1.62 (KN/ m²)				

Tableau III-4-1 : poids propre du garde corps

P_{mur} = g = poids de brique creuse + 2 (poids de l'enduit en ciment, ep = 2cm).

$$P_{mur} = g = 0.9 + 0.72 = 1.62 \text{ KN/ m}^2.$$

Charge horizontale due à la main courante : F = 1kN/ml.

Remarque :

Le moment engendré par l'effort de la poussée due à la main courante est faible devant le moment d'encastrement des charges uniformément réparties. Donc, on néglige cet effort dans les calculs.

III-4-3 : Calcul à l'ELU:

✓ **Combinaison des charges :**

La dalle :

$$qu = 1,35G + 1,5Q = 1,35 * 5,52 + 1,5 * 3,5 = 12,702 \text{ KN/ml}$$

Garde corps :

$$gu = 1,35 * g = 1,35 * 1,62 = 2,187 \text{ KN/ml.}$$

✓ **Les efforts tranchants :**

L'effort tranchant provoqué par qu :

$$Tqu = qu * l = 12,702 * 1.60 = 20.323 \text{ KN.}$$

L'effort tranchant provoqué par gu :

$$Tgu = gu = 2,187 \text{ KN.}$$

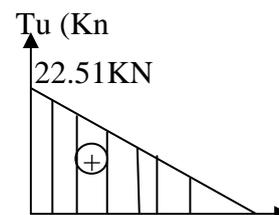


Figure III-4-2 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

L'effort tranchant total :

$$T_u = T_{qu} + T_{gu} = 20.323 + 2,187 = 22.51 \text{ KN.}$$

✓ **Les moments fléchissant :**

Le moment provoqué par qu :

$$M_{qu} = \frac{qu l^2}{2} = \frac{12.702 \times 1.60^2}{2} = 16.26 \text{ KN.m}$$

Le moment provoqué par gu :

$$M_g = g \cdot l = 2,187 \cdot 1,60 = 3.499 \text{ KN.m}$$

Le moment total :

$$M_u = 16.26 + 3.499 = 19.759 \text{ KN.m}$$

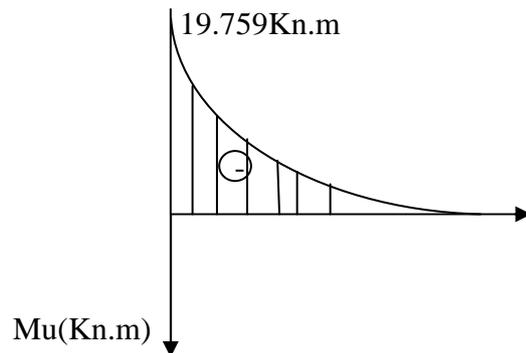


Figure III-4-3 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

✓ **Calcul des armatures :**

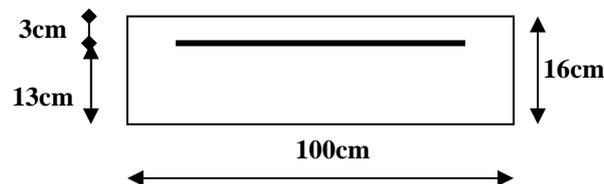


Figure III-4-4 : Dimensions de la section à ferrailer

Les armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19.759 \cdot 100}{100 \cdot 13^2 \cdot 1.42} = 0.082 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\alpha = 0.1071 \quad \beta = 0.957$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19.759 \cdot 100}{0.957 \cdot 13 \cdot 34.8} = 4.56 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65cm²**, avec un espacement : St= 20cm.

Les armatures de répartition :

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

Soit : **4HA10 = 3.14cm²**, avec un espacement : St=25cm.

III-4-4 : Vérifications à l'ELU:

✓ **La condition de non fragilité (Art. A.4.21 BAEL99) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 < A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.51, 211 BAEL99) :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{Tu}{b*d} = \frac{22.51 * 10^3}{1000 * 130} = 0.173 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{adm} = \min \left\{ (0.15 * f_{c28}) / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.173 \text{ Mpa.} < \tau_{adm} = 2.5 \text{ Mpa}$$

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

✓ **Vérification de la condition de l'entraînement des barres (Art A6.13 BAEL 99) :**

On doit vérifier que : $\tau_s < \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_s = \frac{Tu}{0.9*d*\Sigma u_i} = \frac{22.51 * 10^3}{0.9*130*188.4} = 1.021 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \Sigma u_i = n * \phi * \pi = 5 * 12 * 3.14 = 188.4 \text{ mm}$$

n : nombre des barres

ϕ : diamètre des barres

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

$$\psi = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$\text{D'où : } \tau_s = 1.021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

✓ **Vérification de l'espacement des barres :**

Pour les armatures principales :

$$St_{max} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = (45; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \text{ condition vérifiée.}$$

Pour les armatures de répartition :

$$St_{max} \leq \min(4h; 45\text{cm}) = (60; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 45\text{cm} \text{ condition vérifiée.}$$

✓ **calcul de la longueur de scellement droit (Art .A.6.1, 221 BAEL99) :**

$$L_s = \frac{\phi * f_e}{4 * \tau_{su}} = \frac{1.2 * 400}{4 * 2.835} = 42.32 \text{ cm} \quad L_s = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0.6\psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

Soit les crochets de longueur :

$$l_a = 0,4L_s = 0,4 * 45 = 18 \text{ cm. (Art .A.6.1, 253 BAEL99).}$$

III-4-5 : Calcul à l'ELS:

✓ **Combinaison des charges :**

La dalle :

$$q_s = G+Q = 5,52 + 3,5 = 9.02 \text{ KN/ml}$$

Garde corps :

$$g_s = g = 1,62 = 1,62 \text{ KN/ml.}$$

✓ **Les efforts tranchants :**

L'effort tranchant provoqué par qu :
 $T_{qs} = q_s * l = 9.02 * 1.60 = 14.432 \text{ KN.}$

L'effort tranchant provoqué par gu :
 $T_{gs} = g_s = 1.62 \text{ KN.}$

L'effort tranchant total :
 $T_s = T_{qs} + T_{gs} = 14.432 + 1.62 = 16.052 \text{ KN.}$

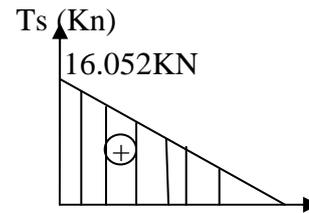


Figure III-4-5 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

✓ **Les moments fléchissant :**

Le moment provoqué par qs :

$$M_{qs} = \frac{q_s l^2}{2} = \frac{9.02 \times 1.60^2}{2} = 11.545 \text{ KN.m}$$

Le moment provoqué par gs :
 $M_{gs} = g * l = 1.62 * 1,60 = 2.592 \text{ KN.m}$

Le moment total :
 $M_s = 11.545 + 2.592 = 14.137 \text{ KN.m}$

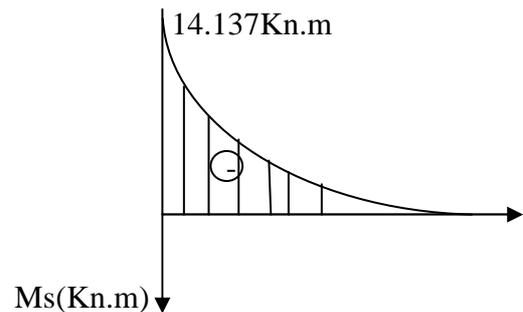


Figure III-4-6 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

III-4-6 : Vérifications à l'ELS:

✓ **Vérification des contraintes :**

La contrainte dans l'acier :

Il faut vérifier : $\leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 * 5.65}{100 * 13} = 0.43 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,899 \quad ; \quad K_1 = 34.5$$

$$\sigma_s = \frac{14.137 * 10^6}{0.899 * 130 * 5.65 * 10^2} = 214.09 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 14.137 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton :

Il faut s'assurer que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{14.137}{34.5} = 6.2 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 6.2 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

Il faut s'assurer que : $\leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$\sigma_s = 214.09 \text{ Mpa}$ (calculée précédemment)

$\sigma_s = 214.09 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

✓ **Vérification de la flèche (Art .B.6.5 ,1 BAEL99) :**

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{16}{160} = 0,10 > \frac{1}{16} = 0,062 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{Ms}{10.M_0} \quad \Rightarrow \quad \frac{16}{160} = 0,10 = \frac{14.137}{10 \times 14.137} = 0.10 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe} \quad \Rightarrow \quad \frac{5.65}{100 \times 13} = 0,0043 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

III-5 : LES ESCALIERS :

III-5-1 : Introduction :

Un escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer à pieds d'un étage de bâtiment à un autre. Notre ouvrage comporte 2 types d'escaliers :

- Escalier d'étage courant : escalier droit à 2 volées identiques (H = 3.06m)
- Escalier du RDC : escalier droit à 2 volées identiques (H = 3.4m)

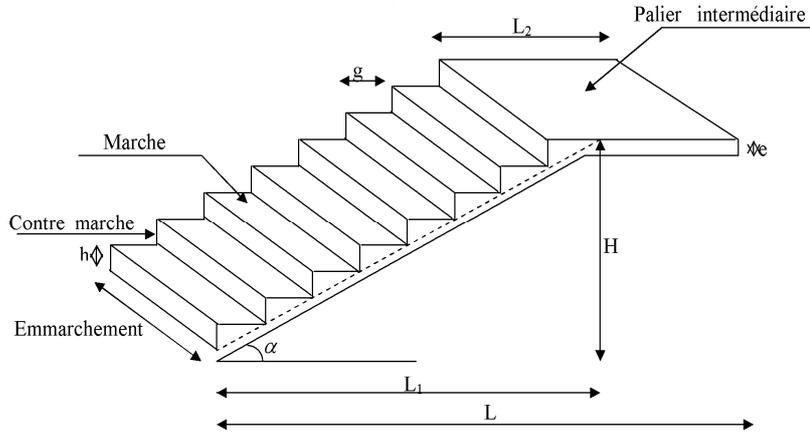


Figure III-5-1 : schéma d'un escalier

III-5-2-A : Calcul du 1^{er} type : Escalier d'étage courant (H = 3.06m) :

III-5-2-A-1 : Pré-dimensionnement :

Le pré-dimensionnement de l'escalier consiste à déterminer :

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

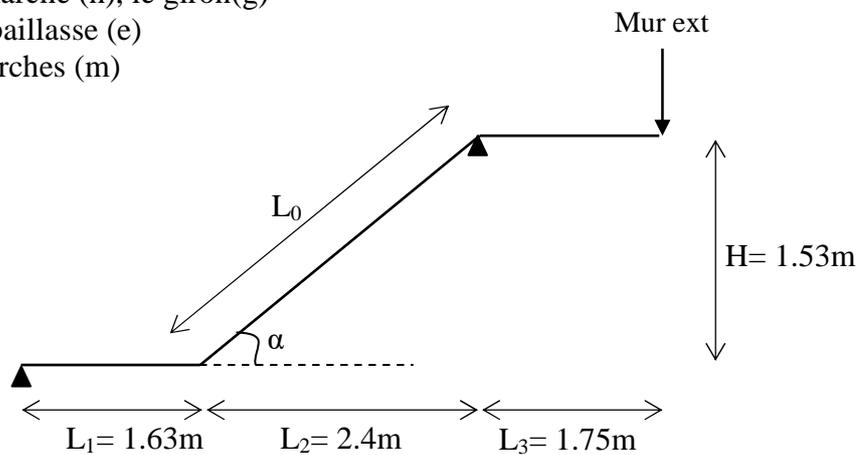


Figure III-5-2-A-1 : schéma statique de l'escalier type 1

Le pré dimensionnement des marches et contres marches se fera par la formule de « BLONDEL » :

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

Hauteur des contres marches h :

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

Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches : **h=17cm.**

Nombre de contre marches :

Le nombre de contre marches est : $n=H/h=306/17=18$, donc on a 18contres marches qui se divisent sur deux volées identiques telles que chacune comporte 9

n = 9 contre marches

Nombre de marches :

Le nombre de marches est pris égal à $m = n-1 = 9-1 = 8$ marches.

m = 8 marches

Calcul du giron :

$$g = \frac{L_2}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm}$$

g = 30cm.

Vérification de la relation de BLONDEL :

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

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

$59 \text{ cm} \leq 2h+g = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \rightarrow$ **La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.**

Epaisseur de la paillasse et du palier :

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

Avec :

L' longueur réelle de la paillasse et du palier $L' = L_0 + L_3$

L_0 : longueur de la paillasse projetée.

$$\tan \alpha = H / L_2 = 1.53 / 2.4 = 0.6375$$

$$d'où : \alpha = 32.51^\circ$$

$$L_0 = \frac{L_2}{\cos \alpha} = 2.84\text{m}$$

$$L' = L_0 + L_1 = 2.84 + 1.63 = 4.47\text{m} = 447\text{cm}$$

$$D'où : \frac{L'}{30} = 14.9\text{cm} \leq ep \leq \frac{L'}{20} = 22.35\text{cm}$$

Soit : **ep = 18cm**

III-5-2-A-2 : Le calcul à l'ELU :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée.

✓ Charges et surcharges :

La volée :

Eléments	ep (m)	Poids (Kn/m ²)	
Paillasse	0.18	25	(25*0.18) / cos α= 5.33
Marches	0.17	25	(25*0.17) / 2= 2.125
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Carrelage	0.02	20	0.4
Garde corps	/	/	0.2
			G1 =9.175
			Q1=2.5

Tableau III-5-2-A-1 : Charges et surcharges de la volée

Le palier :

Eléments	Poids (KN/m ²)
Dalle	25*0.18 = 4.5
Revêtement	1.52
	G₂ = 6.02
	Q₂ = 2.5

Tableau III-5-2-A-2 : Charges et surcharges du palier

Le mur :

G3 = charge concentrée à l'extrémité du palier (poids du mur extérieur)

$$G3 = (3.06-0.18) * 2.36 * 1m$$

$$G3 = 6.79KN$$

✓ **Combinaisons des charges :** (qu = 1.35G + 1.5Q)

Volée :

$$qu1 = 1.35G1 + 1.5Q1 = (1.35*9.175) + (1.5*2.5)$$

$$qu1 = 16.13KN/ml$$

Le palier :

$$qu2 = 1.35G2 + 1.5Q2 = (1.35*6.02) + (1.5*2.5)$$

$$qu2 = 11.87KN/ml$$

Mur extérieur :

$$qu3 = 1.35G3 = (1.35*6.79)$$

$$qu3 = 9.16KN/ml$$

✓ **Détermination des efforts internes :**

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM :

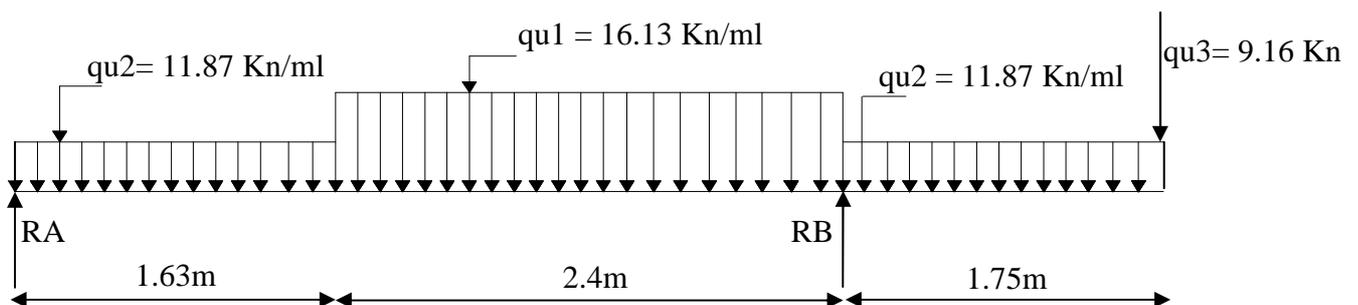


Figure III-5-2-A-2 : schéma statique de l'escalier à l'ELU

Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F/y = 0 \rightarrow RA - (11.87*1.63) - (16.13*2.4) + RB - (11.87*1.75) - 9.16 = 0$$

$$RA + RB = 87.99Kn$$

$$\Sigma M / A = 0 \rightarrow (11.87*1.63*0.81) + (16.13*2.4*2.83) - RB*4.03 + (11.87*1.75*4.9) + (9.16*5.78) = 0$$

$$RB = 69.51Kn$$

$$RA = 87.99 - 69.51 = 18.47 Kn$$

Donc : **RA = 18.47 Kn.**

RB = 69.51 Kn.

Calcul des efforts internes :

Tronçon (1) : $0m \leq x \leq 1.63m$

$$T(x) = -11.87x + 18.47$$

$$M(x) = -5.935x^2 + 18.47x$$

Tronçon (2) : $1.63 m \leq x \leq 4.03m$

$$T(x) = -16.13x + 25.41$$

$$M(x) = -8.065x^2 + 25.41x - 5.665$$

Tronçon (3) : $0m \leq x \leq 1.75m$

$$T(x) = 11.87x + 9.16$$

$$M(x) = -5.935x^2 - 9.16x$$

Tableau récapitulatif des efforts :

Tançons	X (m)	T(x) Kn	M(x) Kn.m
0m ≤ x ≤ 1.63m	0	18.47	0
	1.63	-0.88	14.33
1.63m ≤ x ≤ 4.03m	1.63	-0.88	14.33
	4.03	-39.59	-34.20
0m ≤ x ≤ 1.75m	1.75	29.93	-34.20
	0	9.16	0

Tableau III-5-2-A-3 : Récapitulatif des efforts internes à l'ELU

Calculer le moment max :

$$T(x) = -11.87x + 18.47 \rightarrow x = 1.55m$$

Le moment M(x) est maximum pour la valeur $x = 1.55m$. Donc $M_{max} = 14.37 \text{ Kn.m}$

Remarque : Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment Mmax aux niveaux des Appuis et en travée.

$$M \text{ max appui A} = -0.3 * 14.37 = -4.31 \text{ Kn.m}$$

$$M \text{ max travée} = 0.85 * 14.37 = 12.21 \text{ Kn.m}$$

✓ Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :

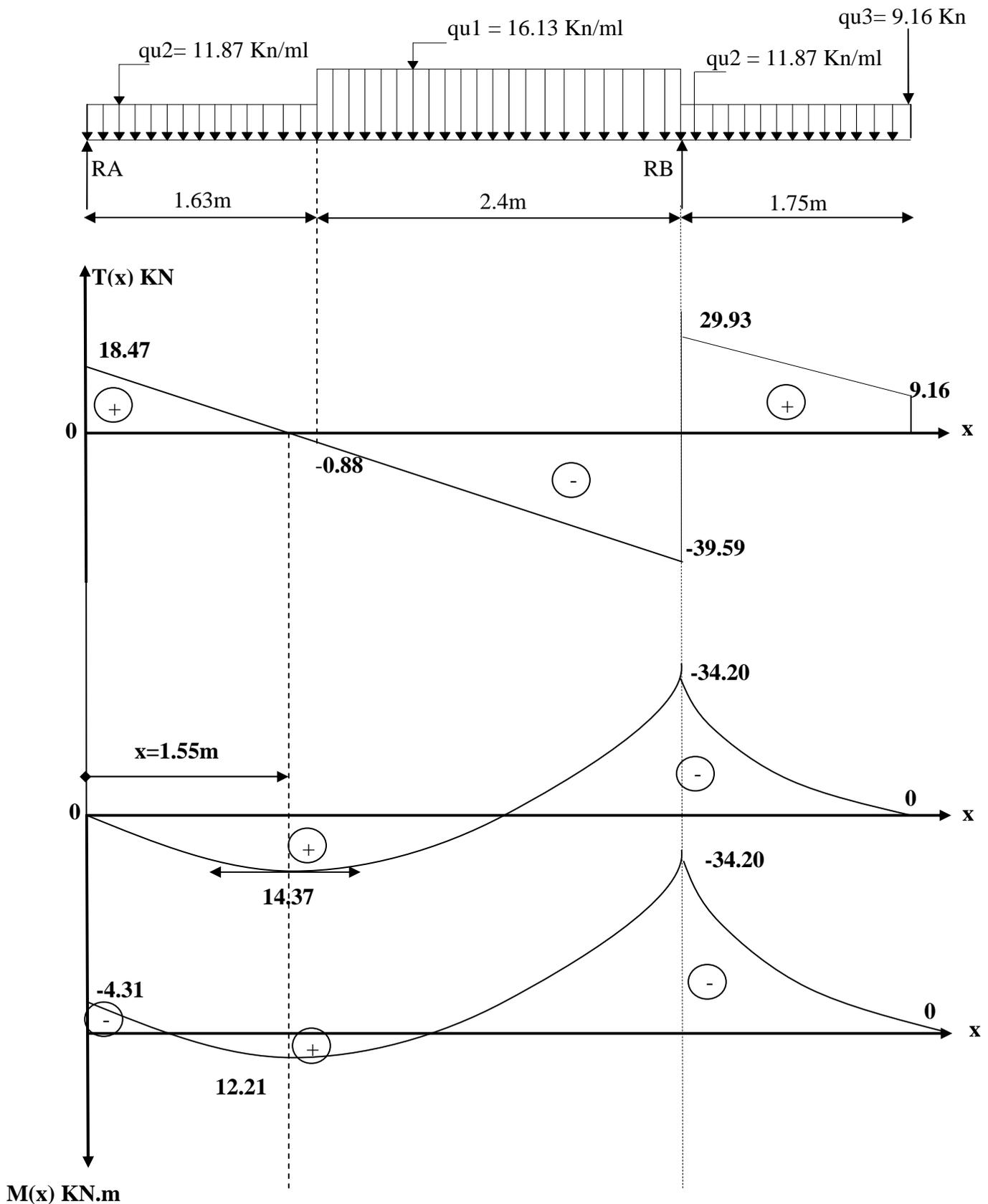


Figure III-5-2-A-3 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

✓ **Calcul des armatures :**

Le calcul se fera pour une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) dont les caractéristiques géométriques sont :

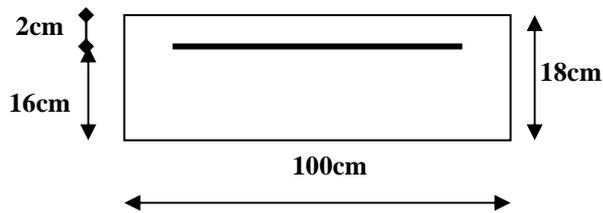


Figure III-5-2-A-4 : Dimensions de la section à ferrailer

	Aux appuis	En travée
Moment (KN.m)	Appuis A Ma = 4.31	Mt =12.21
Moment réduit (μ)	$\mu = \frac{M}{b.d^2.fbc} = \frac{4.31 \cdot 100}{100 \cdot 16^2 \cdot 1.42} = 0.011 < \mu_l = 0.392$ → S.S.A ($A_c=0$).	$\mu = \frac{M}{b.d^2.fbc} = \frac{12.21 \cdot 100}{100 \cdot 16^2 \cdot 1.42} = 0.033 < \mu_l = 0.392$ → S.S.A ($A_c=0$).
$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.013	0.041
$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	0.994	0.983
Armatures principales A_t (cm ²)	$A_a = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{4.31 \cdot 100}{0.994 \cdot 16 \cdot 34.8} = 0.778 \text{ cm}^2$	$A_t = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{12.21 \cdot 100}{0.983 \cdot 16 \cdot 34.8} = 2.23 \text{ cm}^2$
Aadop (cm ²)	5HA12 = 5.65cm²	5HA12 = 5.65cm²
Espacements	St = 20cm	St = 20cm
Armatures de répartitions A_r (cm ²)	$A_r = A_a / 4 = 1.41 \text{ cm}^2$ 4HA10 = 3.14cm² St=25cm	$A_r = A_t / 4 = 1.41 \text{ cm}^2$ 4HA10 = 3,14cm² St=25cm

III-5-2-A-3 : Vérifications à l'ELU:

✓ **La condition de non fragilité (Art. A.4.21 BAEL99) :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 100 \cdot 16 \cdot 2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2.$$

A l'appui A :

$$A_{min} = 1.93 \text{ cm}^2 < A_a = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En travée :

$$A_{min} = 1.93 \text{ cm}^2 < A_t = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.51, 211 BAEL99) :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{39.59 \cdot 10^3}{1000 \cdot 160} = 0.24 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{adm} = \min \{ (0.2 * f_{c28}) / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.24 \text{ Mpa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

✓ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art. A.5.1, 313 BAEL 99) :**

On doit vérifier que : $T_{max} < V_u$

$$V_u = \frac{0.4 \cdot f_{c28} \cdot 0.9 d \cdot b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \cdot 25 \cdot 0.9 \cdot 160 \cdot 1000}{1.5} = 960 \text{ Kn}$$

$$T_{max} = 39.59 \text{ Kn} < V_u = 960 \text{ Kn} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la condition de l'entraînement des barres (Art A6.13 BAEL 99) :**

On doit vérifier que : $\tau_s < \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot \Sigma u_i} = \frac{39.59 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 160 \cdot 188.4} = 1.45 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \Sigma u_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 5 \cdot 12 \cdot 3.14 = 188.4 \text{ mm}$$

n : nombre des barres

ϕ : diamètre des barres

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \psi = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$D'où : \tau_s = 1.45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

✓ **Vérification de l'espacement des barres :**

Pour les armatures principales :

$$S_t^{max} \leq \min (3h; 33\text{cm}) = (54; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- Aux appuis : Appuis A $S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm}$ condition vérifiée
- En travée : $S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm}$ condition vérifiée

Pour les armatures de répartition :

$$S_t^{max} \leq \min (4h; 45\text{cm}) = (72; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

- Aux appuis : $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$ condition vérifiée
- En travée : $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$ condition vérifiée

✓ **calcul de la longueur de scellement droit (Art .A.6.1, 221 BAEL99) :**

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

$$L_s = 45\text{cm}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Soit les crochets de longueur : (Art .A.6.1, 253 BAEL99)

$$l_a = 0,4L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

III-5-2-A-4 : Le calcul à l'ELS :

✓ **Combinaisons des charges :** ($q_s = G + Q$)

Volée :

$$q_{s1} = G_1 + Q_1 = 9.175 + 2.5$$

$$q_{s1} = 11.675 \text{ Kn/ml}$$

Le palier :

$$q_{s2} = G_2 + Q_2 = 6.02 + 2.5$$

$$q_{s2} = 8.52 \text{ Kn/ml}$$

Mur extérieur :

$$q_{s3} = G_3 = 6.79$$

$$q_{s3} = 6.79 \text{ Kn/ml}$$

✓ **Détermination des efforts internes :**

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM :

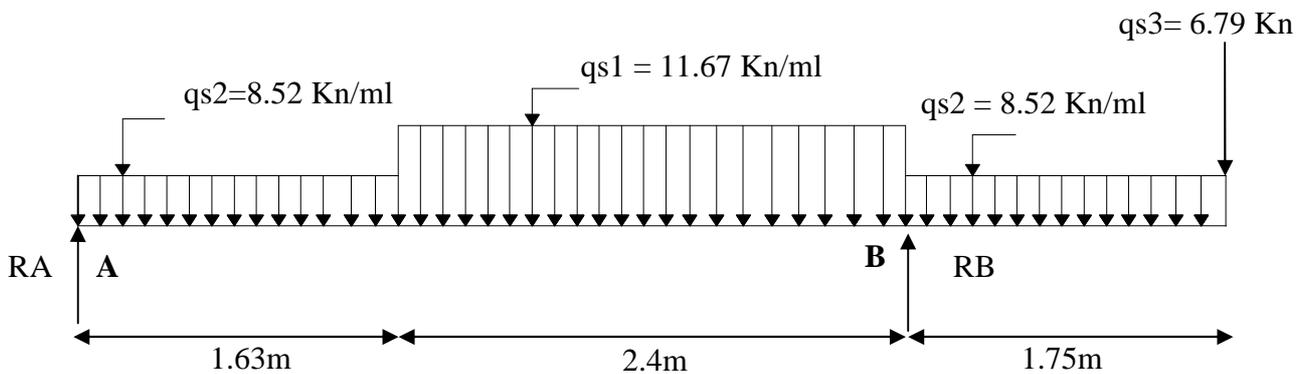


Figure III-5-2-A-5 : schéma statique de l'escalier à l'ELS

Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \rightarrow RA - (8.52 \times 1.63) - (11.67 \times 2.4) + RB - (8.52 \times 1.75) - 6.79 = 0$$

$$RA + RB = 63.59 \text{ Kn}$$

$$\sum M / A = 0 \rightarrow (8.52 \times 1.63 \times 0.81) + (11.67 \times 2.4 \times 2.83) - RB \times 4.03 + (8.52 \times 1.75 \times 4.9) + (6.79 \times 5.78) = 0$$

$$RB = 50.35 \text{ Kn}$$

$$RA = 63.59 - 50.35 = 13.23 \text{ Kn}$$

Donc : **RA = 13.23 Kn.**

RB = 63.59 Kn.

Calcul des efforts internes :

Tronçon (1) : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.63 \text{ m}$

$$T(x) = -8.52x + 13.23$$

$$M(x) = -4.26x^2 + 13.23x$$

Tronçon (2) : $1.63 \text{ m} \leq x \leq 4.03 \text{ m}$

$$T(x) = -11.67x + 18.37$$

$$M(x) = -5.835x^2 + 18.37x - 4.19$$

Tronçon (3) : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.75 \text{ m}$

$$T(x) = 8.52x + 6.79$$

$$M(x) = -4.26x^2 - 6.79x$$

Tableau récapitulatif des efforts :

Tançons	X (m)	T(x) Kn	M(x) Kn.m
0m ≤ x ≤ 1.63m	0	13.23	0
	1.63	-0.65	10.25
1.63m ≤ x ≤ 4.03m	1.63	-0.65	10.25
	4.03	-28.66	-24.92
0m ≤ x ≤ 1.75m	1.75	21.7	-24.92
	0	6.79	0

Tableau III-5-2-A-3 : Récapitulatif des efforts internes à l'ELS

Calcul du moment max :

$$T(x) = -8.52x + 13.23 \rightarrow x = 1.55m$$

Le moment M(x) est maximum pour la valeur x = 1.55m. Donc Mmax = 10.27 Kn.m

Remarque : Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment Mmax aux niveaux des Appuis et en travée.

$$M_{max} \text{ appui A} = -0.3 * 10.27 = - 3.081 \text{ Kn.m}$$

$$M_{max} \text{ travée} = 0.85 * 10.27 = 8.729 \text{ Kn.m}$$

✓ Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

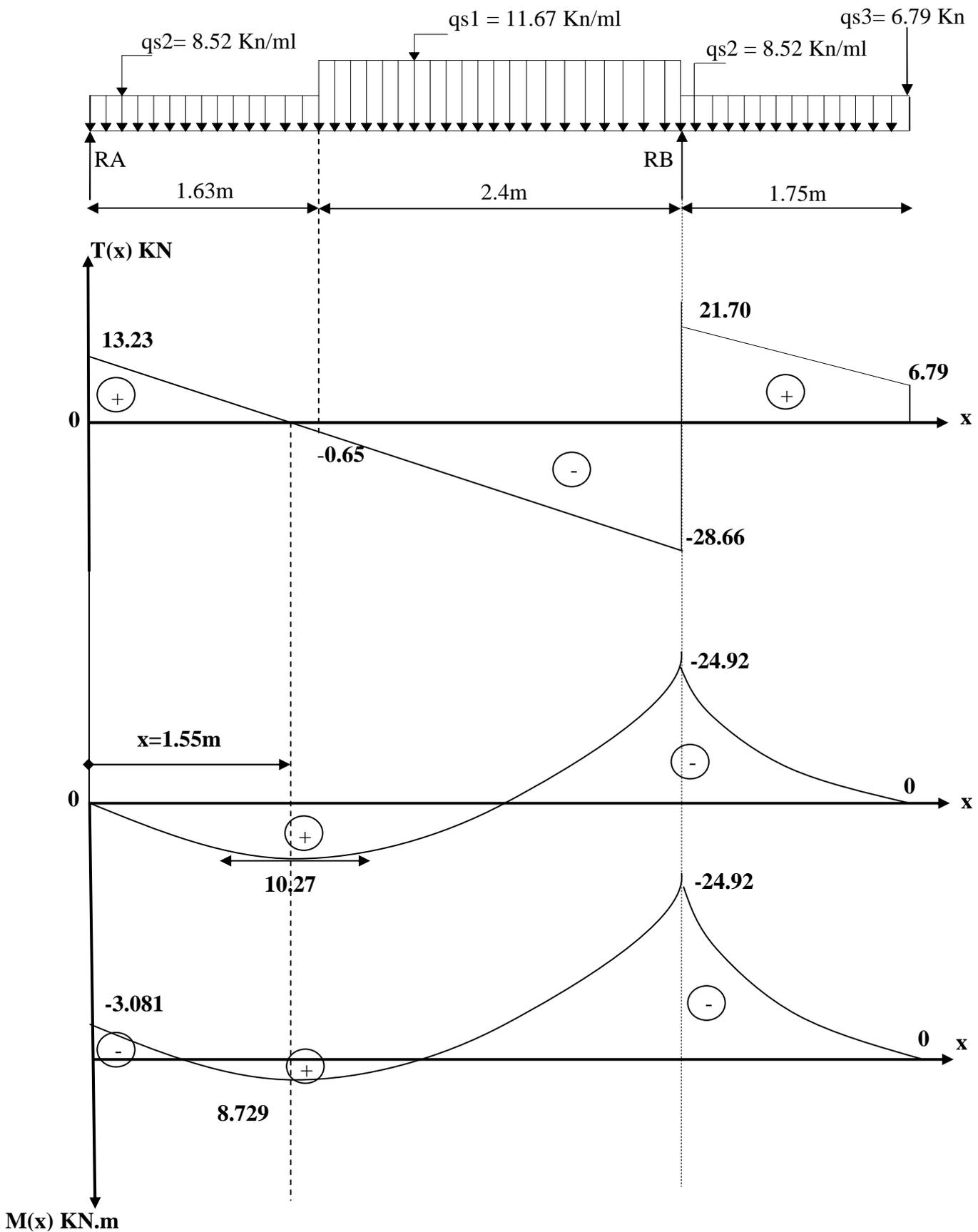


Figure III-5-2-A-6: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

III-5-2-A-5 : Vérifications à l'ELS :

✓ **Vérification des contraintes dans l'acier et le béton :**

La contrainte dans l'acier :

Il faut vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{St}}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{St}}{b \cdot d}$$

La contrainte dans le béton :

Il faut s'assurer que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

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

	Appui A	Travée
Ms (KN.m)	3.081	8.729
Ast (cm²)	5.65	5.65
ρ₁	0.35	0.35
β₁	0.908	0.908
K1	39.35	39.35
σ_s (Mpa)	$\sigma_s = 37.53 < \bar{\sigma}_s = 348$	$\sigma_s = 106.34 < \bar{\sigma}_s = 348$
σ_{bc} (Mpa)	$\sigma_{bc} = 0.95 < \bar{\sigma}_{bc} = 15$	$\sigma_{bc} = 2.7 < \bar{\sigma}_{bc} = 15$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures (Art .B.6.3 BAEL99) :**

La fissuration est peu préjudiciable car la cage d'escalier est à l'intérieur du bâtiment, donc aucune vérification à effectué.

✓ **Vérification de la flèche (Art .B.6.5 ,1 BAEL99) :**

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 \cdot M_0}$$

$$3/ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Calculons la première condition :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{18}{403} = 0,044 < \frac{1}{16} = 0,062 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche s'impose.

✓ calcul de la flèche:

$$f = \frac{5q_{\max}L^4}{384E_v I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$q_{\max} = \max (q_{\text{paillasse}} ; q_{\text{palier}})$

Alors : $q_{\max} = 11.66 \text{ Kn/ml}$

$L = 403 \text{ cm}$

E_v : module de déformation longitudinale du béton.

I : moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

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

$$V_1 = \frac{S/xx}{B_0} \quad V_2 = h - V_1$$

S/xx : Moment statique

$$S/xx = [(b \cdot h^2) / 2] + 15 \cdot A_t \cdot d = [(100 \cdot 18^2) / 2] + 15 \cdot 5.65 \cdot 16$$

$$S/xx = 17556 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

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

$$V_1 = 18048 / 1884.75 = 9.31 \text{ cm}$$

$$V_2 = 18 - 9.31 = 8.86 \text{ cm}$$

$$I_{fv} = 100/3 (9.31^3 + 8.86^3) + 15 \cdot 5.65 \cdot (8.86 - 2)^2 = 54070.33 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{11.67 \times 403^4}{10818.865 \times 10^2 \times 54070.33} = 0.068 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{403}{500} = 0.806 \text{ cm} \\ \rightarrow f = 0.068 \text{ cm} < \bar{f} = 0.806 \text{ cm} \rightarrow \text{la flèche est vérifiée} \end{array} \right.$$

CONCLUSION :

L'escalier sera ferrailé comme suit :

En travée :

Armatures principale : 5HA12 = 5.65cm² avec un espacement = 20 cm.

Armatures de répartition : 4HA10 = 3.14cm² avec un espacement = 25 cm.

A l'appui A :

Armatures principale : 5HA12 = 5.65cm² avec un espacement = 20 cm.

Armatures de répartition : 4HA10 = 3.14cm² avec un espacement = 25 cm.

III-5-2-B : Calcul du 2^{ème} type : Escalier RDC (H = 3.40m) :**III-5-2-B-1 : Pré-dimensionnement :**

Le pré-dimensionnement de l'escalier consiste à déterminer :

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

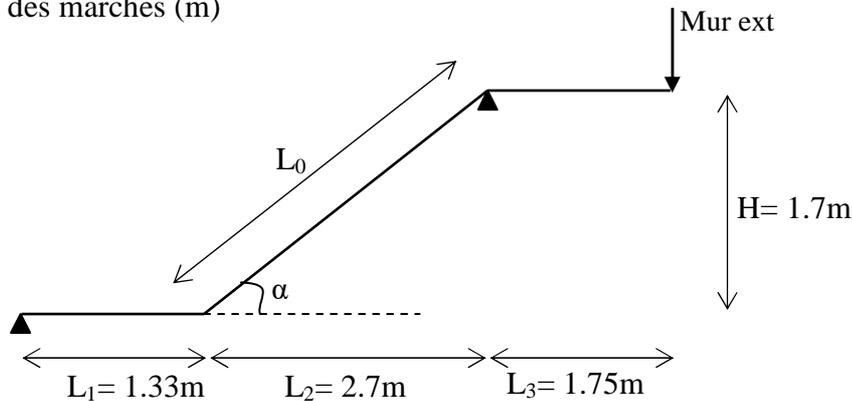


Figure III 5-2-B-1 : Schéma statique de l'escalier type 2

Le pré dimensionnement des marches et contres marches se fera par la formule de « BLONDEL » :
 $59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm}$.

Hauteur des contres marches h :

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

Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches : **$h=17\text{cm}$.**

Nombre de contre marches :

Le nombre de contre marches est : $n=H/h=170/17 = 20$, donc on a 20 contres marches qui se divisent sur deux volées identiques telles que chacune comporte **10**

$n = 10$ contre marches.

Nombre de marches :

Le nombre de marches est pris égal à $m = n-1 = 10 - 1 = 9$ marches.

$m = 9$ marches.

Calcul du giron :

$$g = \frac{L_2}{n-1} = \frac{270}{10-1} = 30 \text{ cm}$$

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

Vérification de la relation de BLONDEL :

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

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

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

La relation de BLONDEL est vérifiée donc l'escalier est confort.

Epaisseur de la paillasse et du palier :

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

Avec : L' longueur réelle de la paillasse et du palier $L' = L_1 + L_0$

L_0 : longueur de la paillasse projetée.

$$\tan \alpha = H / L_2 = 1.7 / 2.7 = 0.6296$$

D'où : $\alpha = 32.195^\circ$

$$L_0 = \frac{L_2}{\cos \alpha} = 3.19\text{m}$$

$$L' = L_1 + L_0 = 1.33 + 3.19 = 4.52\text{m} = 452\text{cm}$$

$$\text{D'où : } \frac{L'}{30} = 15.06 \leq ep \leq \frac{L'}{20} = 22.6\text{cm}$$

Soit : $ep = 18 \text{ cm}$

III-5-2-B-2 : Le calcul à l'ELU :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée.

✓ Charges et surcharges :

La volée :

Eléments	ep (m)	Poids (Kn/m^2)	
Paillasse	0.18	25	$(25*0.18)/\cos \alpha = 5.317$
Marches	0.17	25	$(25*0.17) / 2 = 2.125$
Revêtement	/	/	1.52
Garde corps	/	/	0.2
			G1 = 9.16
			Q1=2.5

Tableau III 5-2-B-1 : Charges et surcharges de la volée

Le palier :

Eléments	Poids (Kn/m^2)
Dalle	$25*0.18 = 4.5$
Revêtement	1.52
G2 = 6.02	
Q2= 2.5	

Tableau III 5-2-B-2 : Charges et surcharges de la volée

Le mur extérieur :

G_3 = charge concentrée à l'extrémité du palier (poids du mur extérieur)

$$G_3 = (3.4 - 0.18) * 2.36 * 1\text{m}$$

$$G_3 = 7.6\text{Kn}$$

✓ Combinaisons des charges : ($qu = 1.35G + 1.5Q$)

Volée :

$$qu_1 = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = (1.35*9.16) + (1.5*2.5)$$

$$qu_1 = 16.12 \text{ KN/ml}$$

Le palier :

$$qu_2 = 1.35G_2 + 1.5Q_2 = (1.35*6.02) + (1.5*2.5)$$

$$qu_2 = 11.87 \text{ KN/ml}$$

Mur extérieur :

$$qu_3 = 1.35G_3 = (1.35*7.6)$$

$$qu_3 = 10.26\text{KN/ml}$$

✓ **Détermination des efforts internes :**

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM :

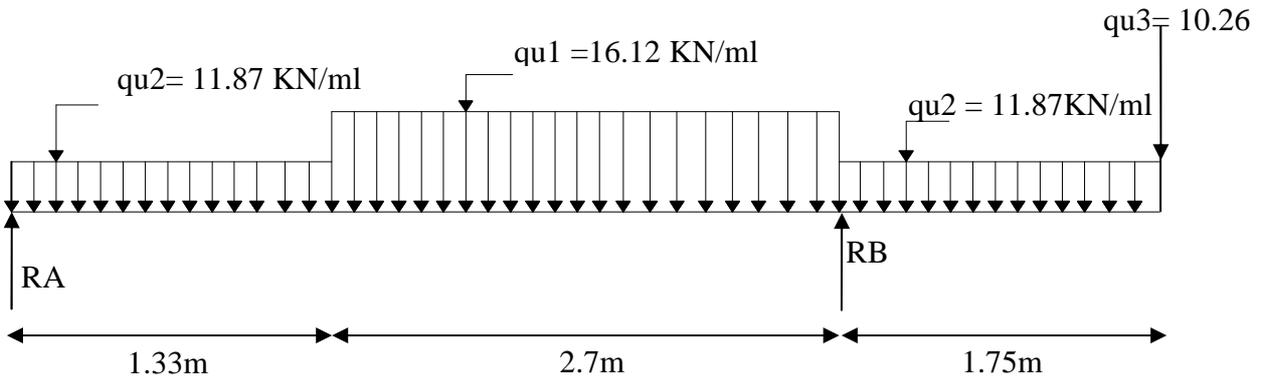


Figure III 5-2-B-2 : schéma statique de l'escalier à l'ELU.

Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \rightarrow RA - (11.87 \cdot 1.33) - (16.12 \cdot 2.7) + (11.87 \cdot 1.75) + RB - 10.26 = 0$$

$$RA + RB = 90.34 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \rightarrow (11.87 \cdot 1.33^2 / 2) + (16.12 \cdot 2.7 \cdot 2.68) + (11.87 \cdot 1.75 \cdot 4.905) - RB \cdot 4.03 + (10.26 \cdot 5.78) = 0$$

$$RB = 71.54 \text{ KN}$$

$$RA = 90.34 - 71.54 = 18.8 \text{ KN}$$

Donc : **RA = 18.8 Kn.**

RB = 71.54 Kn.

Calcul des efforts internes :

Tronçon (1) : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.33 \text{ m}$

$$T(x) = -11.87x + 18.8$$

$$M(x) = -5.935x^2 + 18.8x$$

Tronçon (2) : $1.33 \text{ m} \leq x \leq 4.03 \text{ m}$

$$T(x) = -16.12x + 24.45$$

$$M(x) = -8.06x^2 + 24.45x - 3.759$$

Tronçon (3) : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.75 \text{ m}$

$$T(x) = 11.87x + 10.26$$

$$M(x) = -5.935x^2 - 10.26x$$

Tableau récapitulatif des efforts :

Tançons	X (m)	T(x) KN	M(x) KN.m
0m ≤ x ≤ 1.8m	0	18.8	0
	1.33	3.01	14.5
1.8m ≤ x ≤ 4.2m	1.33	3.01	14.5
	4.03	-40.51	-36.13
0m ≤ x ≤ 1.35m	1.75	31.03	-36.13
	0	10.26	0

Tableau III 5-2-B-3 : Récapitulatif des efforts internes à l'ELU

Calculer le moment max :

$$T(x) = -11.87x + 18.8 \rightarrow x = 1.58 \text{ m}$$

Le moment M(x) est maximum pour la valeur $x = 1.58 \text{ m}$. Donc $M_{\text{max}} = 14.88 \text{ Kn.m}$

Remarque :

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

$$M_{max} \text{ appuis} = -0.3 * 14.88 = -4.464 \text{ Kn.m}$$

$$M_{max} \text{ travée} = 0.85 * 14.88 = 12.648 \text{ Kn.m}$$

✓ **Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU :**

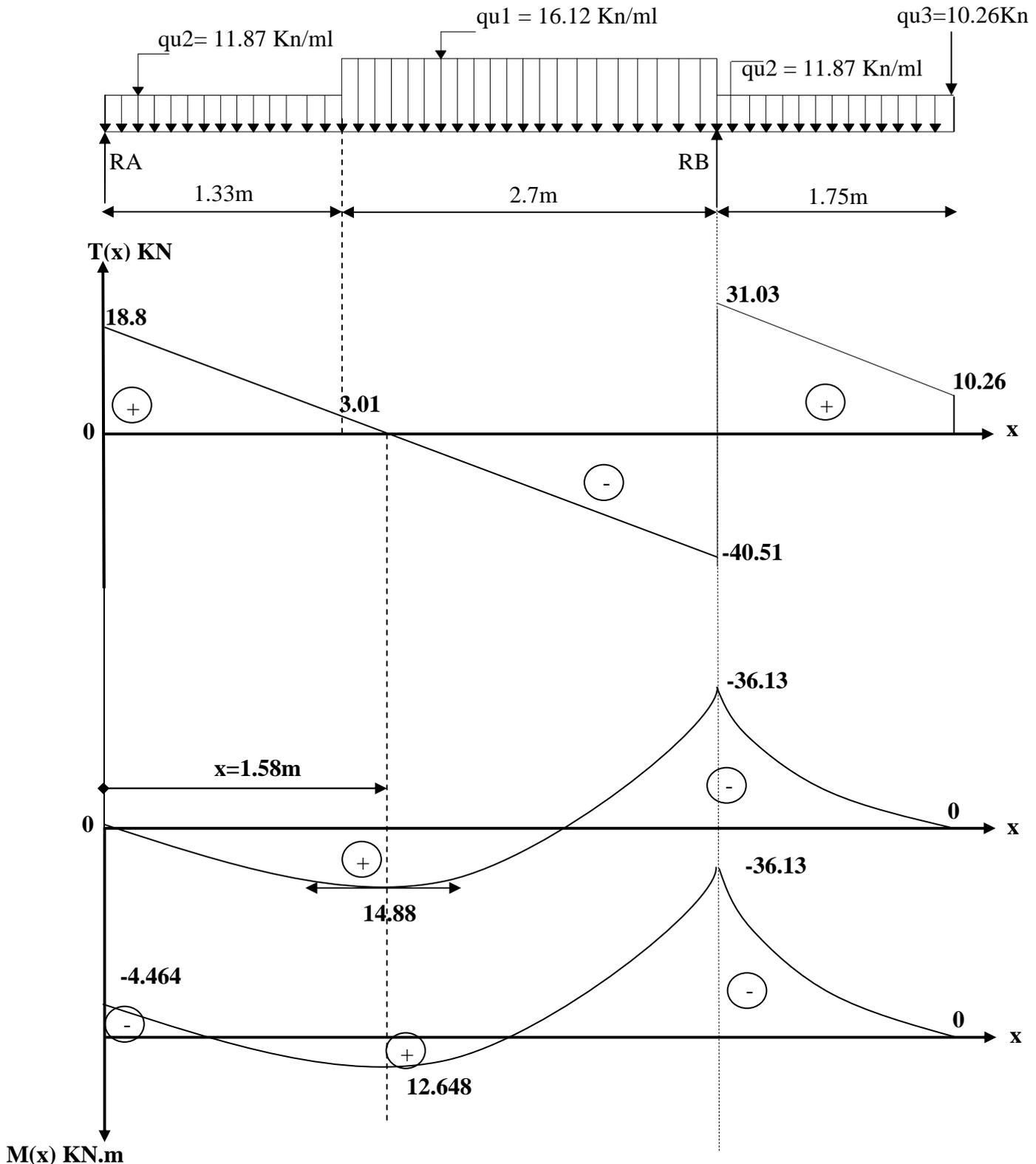


Figure III-5-2-B-3 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU

✓ **Calcul des armatures :**

Le calcul se fera pour une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) dont les caractéristiques géométriques sont :

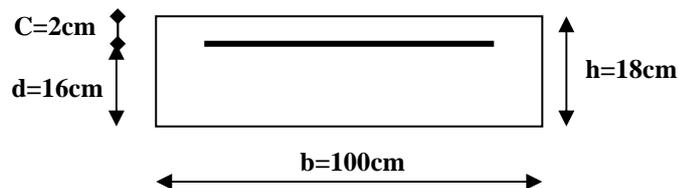


Figure III-5-2-B-4 : Dimensions de la section à ferriller

	Aux appuis	En travée
Moment (KN.m)	Ma = 4.464	Mt = 12.648
Moment réduit (μ)	$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot fbc}$ $= \frac{4.464 \cdot 100}{100 \cdot 16^2 \cdot 1.42}$ $= 0.0122 < \mu_1 = 0.392$ <p>→ SSA (Ac=0).</p>	$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot fbc}$ $= \frac{12.648 \cdot 100}{100 \cdot 16^2 \cdot 1.42}$ $= 0.0347 < \mu_1 = 0.392$ <p>→ SSA (Ac=0).</p>
$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.015	0.044
$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	0.993	0.982
Armatures principales At (cm²)	$A_a = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}}$ $= \frac{4.464 \cdot 100}{0.993 \cdot 16 \cdot 34.8}$ <p>0.807cm²</p>	$A_t = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}}$ $= \frac{12.648 \cdot 100}{0.982 \cdot 16 \cdot 34.8}$ <p>2.312 cm²</p>
A_{adop} (cm²)	5HA12 = 5.65cm²	5HA12 = 5.65cm²
Espacements	St=20cm	St=20cm
Armatures de répartitions Ar (cm²)	$Ar = A_a / 4$ $= 1.41 \text{ cm}^2$ <p>4HA10 = 3,14cm² St=25cm</p>	$Ar = A_t / 4$ $= 1.41 \text{ cm}^2$ <p>4HA10 = 3,14cm² St=25cm</p>

III-5-2-B-3 : Vérifications à l'ELU:

✓ **La condition de non fragilité (Art. A.4.21 BAEL99) :**

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

Aux appuis :

$$A_{min} = 1.932 \text{ cm}^2 < A_a = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

En travée :

$$A_{min} = 1.932 \text{ cm}^2 < A_t = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.51, 211 BAEL99) :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Avec : $\tau_u = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{31.03 * 10^3}{1000 * 160} = 0.194 \text{ Mpa}$

$\tau_{adm} = \min \{ (0.2 * f_{c28}) / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ Mpa}$

$\tau_u = 0.194 \text{ Mpa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ Mpa} \rightarrow$ **condition vérifiée**

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

✓ **Vérification de la condition de l'entraînement des barres (Art A6.13 BAEL 99) :**

On doit vérifier que : $\tau_s < \bar{\tau}_{se}$

$\tau_s = \frac{T_u}{0.9*d*\Sigma u_i} = \frac{31.03 * 10^3}{0.9*160*150.72} = 1.42 \text{ MPa}$

Avec : $\Sigma u_i = n * \phi * \pi = 4 * 12 * 3.14 = 150.72 \text{ mm}$

n : nombre des barres

ϕ : diamètre des barres

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

$\psi = 1.5$ pour HA

D'où : $\tau_s = 1.42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$ **condition vérifiée.**

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

✓ **Vérification de l'espacement des barres :**

Pour les armatures principales : $St^{max} \leq \min (3h; 33\text{cm}) = (54; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Aux appuis : $St = 20\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow$ **condition vérifiée**

En travée : $St = 20\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow$ **condition vérifiée**

Pour les armatures de répartition : $St^{max} \leq \min (4h; 45\text{cm}) = (72; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

Aux appuis : $St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \rightarrow$ **condition vérifiée**

En travée : $St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \rightarrow$ **condition vérifiée**

✓ **calcul de la longueur de scellement droit (Art .A.6.1, 221 BAEL99) :**

$L_s = \frac{\phi * f_{te}}{4 * \tau_{su}} = \frac{1.2 * 400}{4 * 2.835} = 42.32 \text{ cm} \quad L_s = 45\text{cm}$

Avec : $\tau_{su} = 0.6\psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

Soit les crochets de longueur :

$La = 0.4L_s = 0.4 * 45 = 18 \text{ cm. (Art .A.6.1, 253 BAEL99)}$

III-5-2-B-4 : Le calcul à l'ELS :

✓ **Combinaisons des charges : (qu = G + Q)**

Volée :

$qs1 = G1 + Q1 = 9.16 + 2.5$

$qs1 = 11.66 \text{ Kn/ml}$

Le palier :

$qs2 = G2 + Q2 = 6.02 + 2.5$

$qs2 = 8.52 \text{ Kn/ml}$

Mur extérieur :

$qs3 = G3 = 7.6$

$qs3 = 7.6 \text{ Kn/ml}$

✓ **Détermination des efforts internes :**

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM:

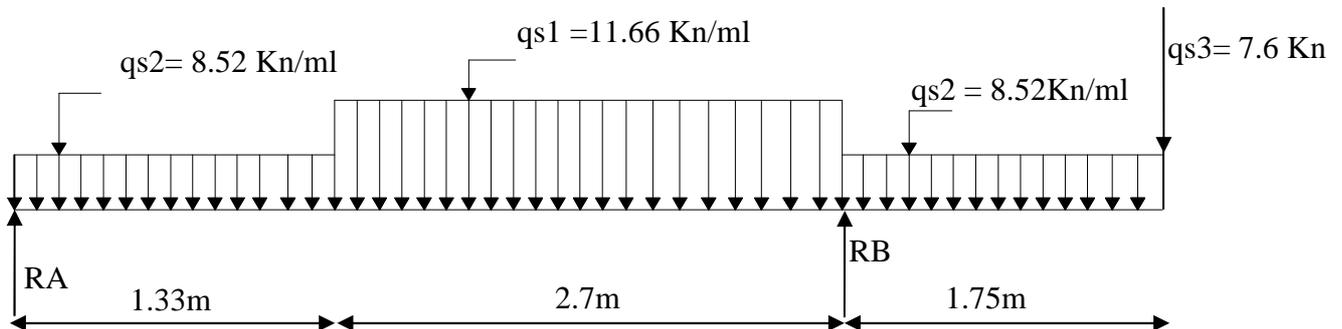


Figure III-5-2-B-5 : Dimensions de la section à ferrailer à l'ELS

Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \rightarrow RA - (8.52 \cdot 1.33) - (11.66 \cdot 2.7) - (8.52 \cdot 1.75) + RB - 7.6 = 0$$

$$RA + RB = 65.32 \text{Kn}$$

$$\sum M / A = 0 \rightarrow (8.52 \cdot 1.33^2 / 2) + (11.66 \cdot 2.7 \cdot 2.68) + (8.52 \cdot 1.75 \cdot 4.905) - RB \cdot 4.03 + (7.6 \cdot 5.78) = 0$$

$$RB = 51.85 \text{Kn}$$

$$RA = 65.32 - 51.85 = 13.46 \text{Kn}$$

Donc : **RA = 13.46 Kn.**

RB = 51.85 Kn.

✓ **Calcul des efforts internes :**

Tronçon (1) : $0 \text{m} \leq x \leq 1.33 \text{m}$

$$T(x) = -8.52x + 13.46$$

$$M(x) = -4.26x^2 + 13.46x$$

Tronçon (2) : $1.33 \text{ m} \leq x \leq 4.03 \text{m}$

$$T(x) = -11.66x + 17.637$$

$$M(x) = -5.83x^2 + 17.637x - 2.775$$

Tronçon (3) : $0 \text{m} \leq x \leq 1.75 \text{m}$

$$T(x) = 8.52x + 7.6$$

$$M(x) = -4.26x^2 - 7.6x$$

Tableau récapitulatif des efforts :

Tançons	X (m)	T(x) Kn	M(x) Kn.m
0m ≤ x ≤ 1.33m	0	13.46	0
	1.33	2.13	10.36
1.33m ≤ x ≤ 4.03m	1.33	2.13	10.36
	4.03	-29.35	-26.35
0 m ≤ x ≤ 1.75m	1.75	22.51	-26.35
	0	7.6	0

Tableau III-5-2-B-4 : Récapitulatif des efforts internes a l'ELS

Calculer le moment max :

$$T(x) = -8.52x + 13.46 \rightarrow x = 1.58 \text{m}$$

Le moment M(x) est maximum pour la valeur $x = 1.58 \text{m}$. Donc $M_{\text{max}} = 10.63 \text{KN.m}$

Remarque : Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{max} aux niveaux des Appuis et en travée.

$M_{max} \text{ appui} = -0.3 * 10.63 = -3.189 \text{ KN.m}$

$M_{max} \text{ travée} = 0.85 * 10.63 = 9.035 \text{ KN.m}$

✓ **Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS :**

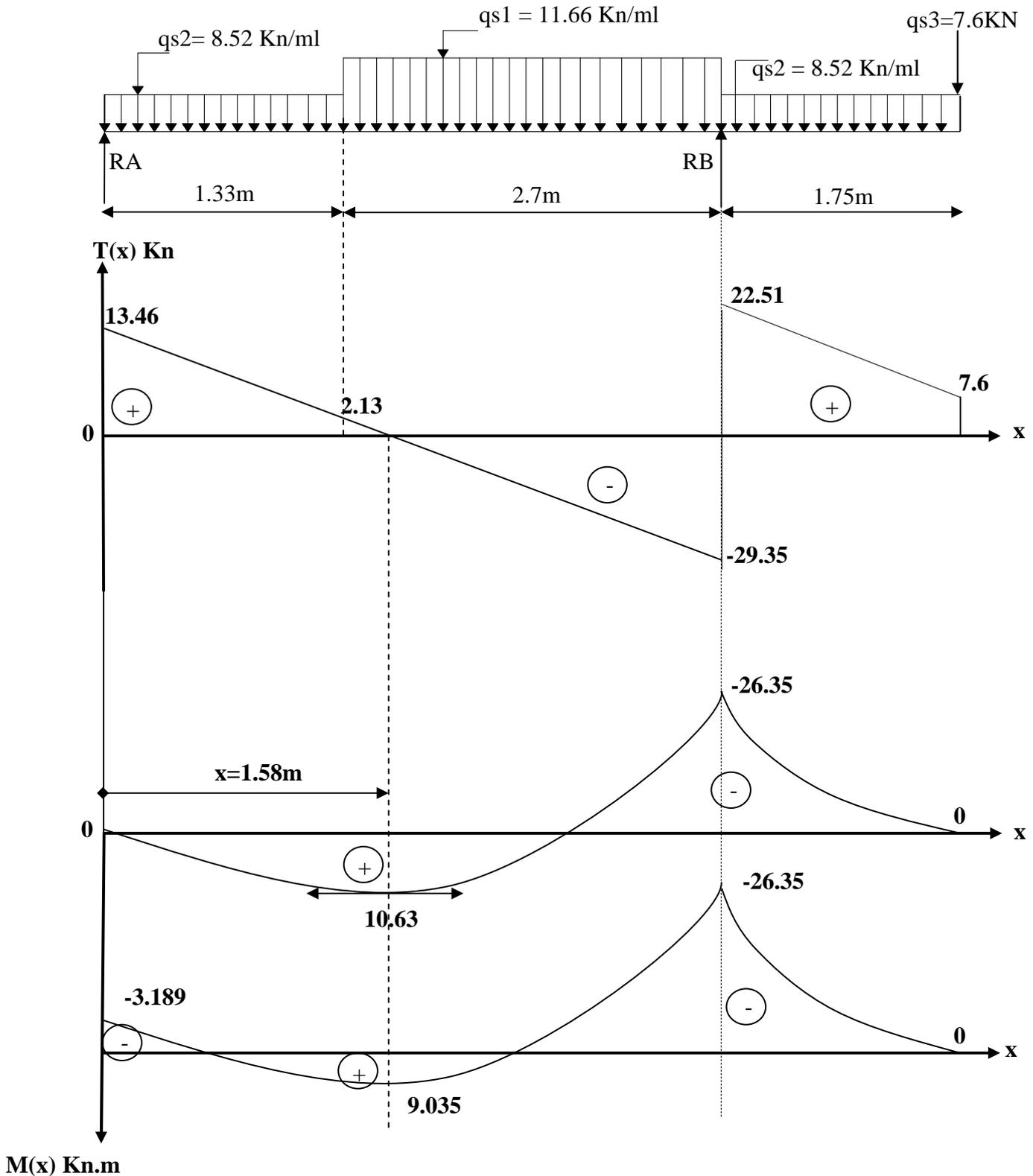


Figure III-5-2-B-6 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS

III-5-2-B-5-Vérifications à l'ELS :

✓ Vérification des contraintes dans l'acier et le béton :

La contrainte dans l'acier :

Il faut vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d}$$

La contrainte dans le béton :

Il faut s'assurer que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

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

	Aux Appuis	En Travée
Ms (Kn.m)	3.189	9.035
Ast (cm²)	5.65	5.65
ρ₁	0.35	0.35
β₁	0.908	0.908
K₁	39.35	39.35
σ_s (Mpa) (Acier)	$\sigma_s = 38.85 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348$	$\sigma_s = 110.07 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348$
σ_{bc} (Mpa) (Béton)	$\sigma_{bc} = 0.99 < \bar{\sigma}_{bc} = 15$	$\sigma_{bc} = 2.79 < \bar{\sigma}_{bc} = 15$

✓ Etat limite d'ouverture des fissures (Art .B.6.3 BAEL99) :

La fissuration est peu préjudiciable car la cage d'escalier est à l'intérieur du bâtiment, donc aucune vérification à effectuer.

✓ Vérification de la flèche (Art .B.6.5 ,1 BAEL99) :

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 \cdot M_0}$$

$$3/ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Calcul de la première condition :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{578} = 0,031 < \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche s'impose.

✓ calcul de la flèche:

$$f = \frac{5q_{\max}L^4}{384E_v I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$q_{\max} = \max (q_{\text{paillasse}} ; q_{\text{palier}})$

Alors : $q_{\max} = 11.66 \text{ Kn/ml}$

$L = 403 \text{ cm}$

E_v : module de déformation longitudinale du béton.

I : moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$E_{vj} = 37000 \sqrt{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

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

$$V_1 = \frac{S/xx}{B_0} \quad V_2 = h - V_1$$

S/xx : Moment statique

$$S/xx = [(b \cdot h^2) / 2] + 15 \cdot A_t \cdot d = [(100 \cdot 18^2) / 2] + 15 \cdot 5.65 \cdot 16$$

$$S/xx = 17556 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

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

$$V_1 = 18048 / 1884.75 = 9.31 \text{ cm}$$

$$V_2 = 18 - 9.31 = 8.86 \text{ cm}$$

$$I_{fv} = 100/3 (9.31^3 + 8.86^3) + 15 \cdot 5.65 \cdot (8.86 - 2)^2 = 54070.33 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{11.67 \times 403^4}{10818.865 \times 10^2 \times 54070.33} = 0.068 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{403}{500} = 0.806 \text{ cm} \\ \rightarrow f = 0.068 \text{ cm} < \bar{f} = 0.806 \text{ cm} \rightarrow \text{la flèche est vérifiée} \end{array} \right.$$

CONCLUSION :

L'escalier sera ferrailé comme suit :

En travée :

Armatures principale : 5HA12 = 5.65cm² avec un espacement = 20 cm.

Armatures de répartition : 4HA10 = 3.14cm² avec un espacement = 25 cm.

A l'appui A :

Armatures principale : 5HA12 = 5.65cm² avec un espacement = 20 cm.

Armatures de répartition : 4HA10 = 3.14cm² avec un espacement = 25 cm.

III-6 : LA POUTRE PALIERE :**III-6-1 : Introduction :**

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

III-6-2-A : calcul du 1^{er} type : (étage courant)**III-6-2-A-1 : Pré-dimensionnement :**

Hauteur de la poutre :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$L = 3.4\text{m}$: Longueur libre de la poutre.

$$\frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \rightarrow 22.66\text{cm} \leq h \leq 34\text{cm}$$

On prend $h = 35\text{cm}$

Largeur de la poutre : $0.4h \leq b \leq 0.7h$

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

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

Remarque :

On choisit h et b selon les exigences de l'article (7.5.1 RPA2003)

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$h/b \leq 4$$

Donc notre poutre a pour dimension $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

III-6-2-A-2 : Le calcul à l'ELU :**✓ Charges et surcharges :**

Poids propre de la poutre: $G = 0.35 * 0.30 * 25 = 2.625 \text{ Kn/m}$.

Réaction de palier à l'ELU:

$$\text{ELU: } R_u = 69.51 / 1\text{m} = 69.51 \text{ Kn / ml}$$

✓ Combinaisons des charges :

$$q_u = 1.35 * G + R_u = (1.35 * 2.625) + 69.51$$

$$q_u = 73.05 \text{ Kn / ml}$$

✓ Détermination des efforts internes :

Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = (q_u * l) / 2 = (73.05 * 3.4) / 2 = 124.18\text{Kn}$$

$$R_A = R_B = 124.18\text{Kn}$$

✓ Calcul des efforts internes :

Effort tranchant :

$$T(x) = -q_u * x + R_A = - (73.05 * x) + 124.18$$

$$\text{Pour : } x = 0 \rightarrow T(x) = 124.18\text{KN}$$

$$x = 3.4\text{m} \rightarrow T(x) = -124.19\text{KN}$$

Moment fléchissant:

$$M_{\text{max}} = M_0 = (q_u * l^2) / 8 = 105.55 \text{ Kn.m}$$

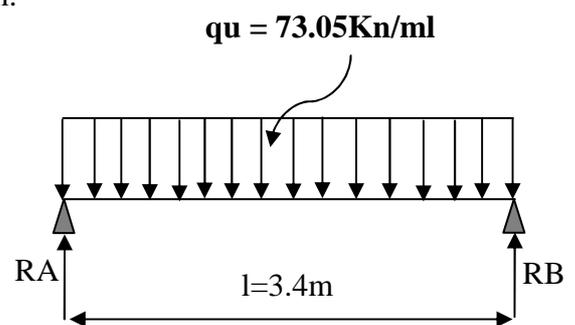


Figure III-6-2-A-1 : Schéma statique de la poutre palier à l'ELU

Remarque : Compte tenu du semi encastrement, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments en travées et aux appuis.

$M_{travées} = 0.85 * M_0 = 0.85 * 105.55 = 89.71 \text{ KN.m}$

$M_{appuis} = -0.3 * M_0 = -0.3 * 105.55 = -31.66 \text{ KN.m}$

✓ **Diagrammes des efforts internes à l'ELU :**

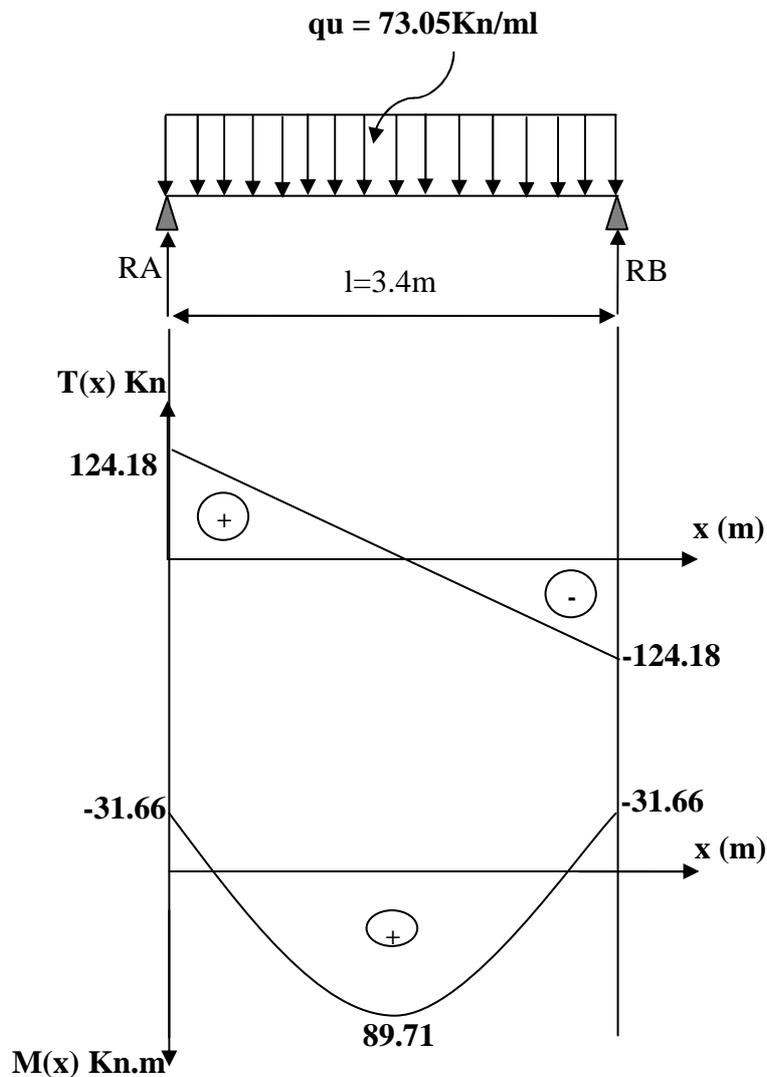


Figure III-6-2-A-2 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU

✓ **Calcul des armatures :**

Armatures longitudinales :

	Aux appuis	En travée
Moment (KN.m)	31.66	89.71
Moment réduit (μ)	$\mu = \frac{M}{b.d^2.fbc} = \frac{31.66*100}{30*33^2*1.42} = 0.052 < \mu = 0.068$ → S.S.A ($A_c=0$).	$\mu = \frac{M}{b.d^2.fbc} = \frac{89.71*100}{30*33^2*1.42} = 0.193 < \mu = 0.392$ → S.S.A ($A_c=0$).
$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.088	0.27
$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	0.964	0.892
Armatures principales A_t (cm²)	$A_a = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{31.66*100}{0.964*33*34.8} = 2.85 \text{ cm}^2$	$A_t = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{89.71*100}{0.892*33*34.8} = 8.75 \text{ cm}^2$
A_{adp} (cm²)	4HA12 = 4.52cm²	4HA14+2HA14 = 9.23cm²

Armatures transversales (Art. A.7.2, 2 BAEL 99) :

$$\Phi_t \leq \min (h / 35 ; \Phi_1 ; b / 10) = \min (10 ; 12 ; 30)$$

$$\Phi_t \leq 10\text{mm}$$

On adoptera : 2 cadres en **HA8**

$$St = 25\text{cm}$$

✓ **Espacement des barres :**

Selon: (Art. A.5.1, 22 BAEL 99)

$$St \leq \min (0.9*d; 40\text{cm}) = \min (29.7; 40)$$

$$St = 25 \text{ cm.}$$

Selon: (Art 7.5.2. RPA2003)

L'espacement est donné selon deux zones :

En zone nodale :

$$St \leq \min (h/4; 12\Phi) = \min (8.75; 14.4)$$

$$\text{Soit: } St = 8\text{cm}$$

En zone courante :

$$St \leq h/2 = 17.5\text{cm.}$$

$$\text{Soit: } St = 15\text{cm.}$$

III-6-2-A-3 : Vérifications à l'ELU:

✓ **La condition de non fragilité (Art. A.4.21 BAEL99) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 30 \cdot 33 \cdot 2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2.$$

A l'appui :

$$A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2 < A_a = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

En travée :

$$A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2 < A_t = 9.23 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.51, 211 BAEL99) :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{124.18 \cdot 10^3}{300 \cdot 330} = 1.25 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{adm} = \min \{ (0.2 \cdot f_{c28}) / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1.25 \text{ Mpa.} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

✓ **Vérification de la condition de l'entraînement des barres (Art A6.13 BAEL 99) :**

On doit vérifier que : $\tau_s < \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot \Sigma u_i} = \frac{124.18 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 330 \cdot 150.72} = 2.77 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \Sigma u_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 4 \cdot 12 \cdot 3.14 = 150.72 \text{ mm}$$

n : nombre des barres

ϕ : diamètre des barres.

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

$$\psi = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\text{D'où : } \tau_s = 2.77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

✓ **calcul de la longueur de scellement droit (Art .A.6.1, 221 BAEL99) :**

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

Avec :

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

Soit les crochets de longueur :

$$l_a = 0.4 L_s = 0.4 \cdot 42.32 = 16.93 \text{ cm. (Art .A.6.1, 253 BAEL99)}$$

✓ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art. A.5.1, 313 BAEL 99) :**

On doit vérifier : $T_{\max} < V_u$

$$V_u = \frac{0.4 \cdot f_{c28} \cdot 0.9 d \cdot b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \cdot 25 \cdot 0.9 \cdot 330 \cdot 300}{1.5} = 594 \text{ Kn}$$

$T_{max} = 124.18 \text{ KN} < V_u = 594 \text{ KN} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

III-6-A-4 : Le calcul à l'ELS :

✓ **Charges et surcharges :**

Poids propre de la poutre: $G = 0.35 * 0.30 * 25 = 2.625 \text{ Kn/m}$.

Réaction de palier à l'ELS:

ELS: $R_s = 63.59 / 1 \text{ m} = 63.59 \text{ Kn / ml}$.

✓ **Combinaisons des charges :**

$q_s = G + R_s = 2.625 + 63.59$

$q_s = 66.21 \text{ Kn / ml}$

✓ **Détermination des efforts internes :**

Calcul des réactions d'appuis :

$R_A = R_B = (q_s * l) / 2 = 112.56 \text{ Kn}$

Calcul des efforts internes :

Effort tranchant:

$T(x) = -q_s * x + R_A = -(66.21 * x) + 112.56$

Pour $x = 0 \rightarrow T(x) = 112.56 \text{ Kn}$

$x = 3.4 \text{ m} \rightarrow T(x) = -112.56 \text{ Kn}$

Moment fléchissant:

$M_{max} = M_0 = (q_s * l^2) / 8 = 95.67 \text{ Kn.m}$

Remarque : Compte tenu du semi encastrement, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments en travées et aux appuis.

$M_{travées} = 0.85 * M_0 = 0.85 * 95.67 = 81.31 \text{ Kn.m}$

$M_{appuis} = -0.3 * M_0 = -0.3 * 95.67 = -28.70 \text{ Kn.m}$

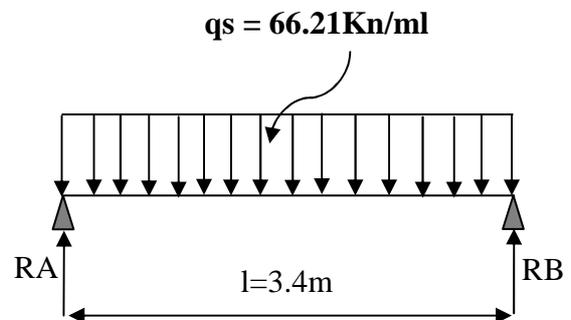


Figure III-6-2-A-3 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS

✓ Diagrammes des efforts internes à l'ELS :

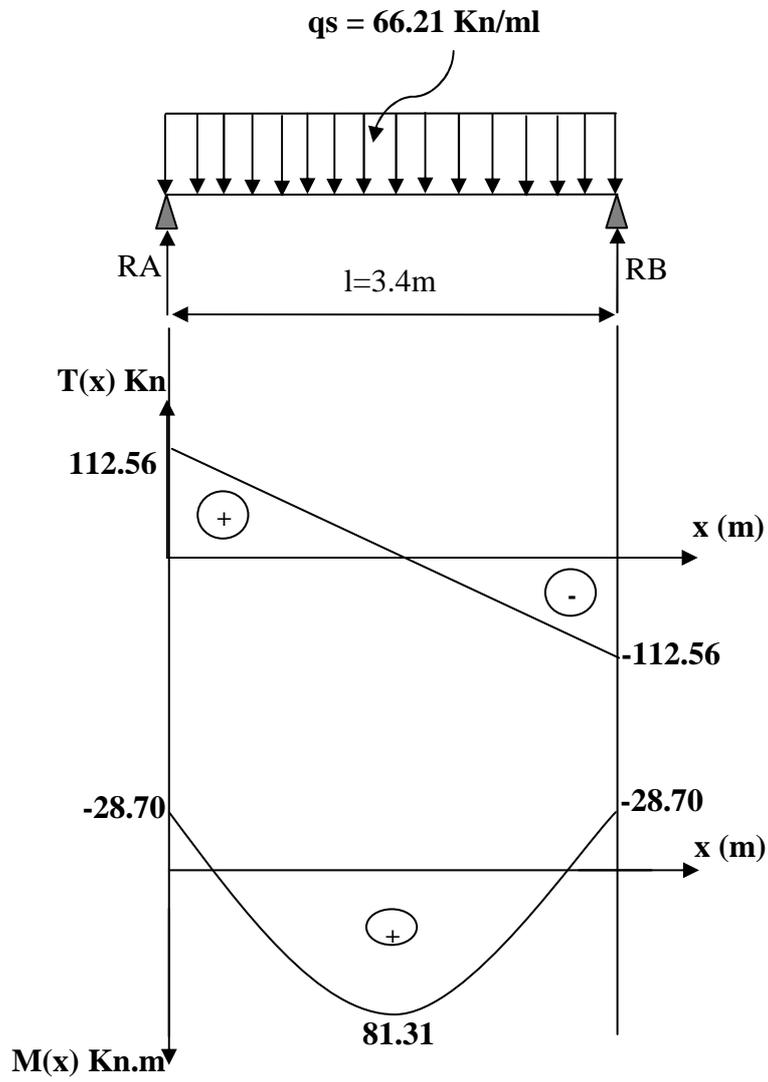


Figure III-6-2-A-4 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

III-6-2-A-5 : Vérifications à l'ELS :

✓ **Vérification des contraintes dans l'acier et le béton :**

La contrainte dans l'acier :

Il faut vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{St}}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_{St}}{b \cdot d}$$

La contrainte dans le béton :

Il faut s'assurer que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

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

	Appui	Travée
Ms (Kn.m)	28.70	81.31
Ast (cm²)	4.52	9.23
ρ₁	0.45	0.93
β₁	0.897	0.864
K₁	34.02	21.76
σ_s (Mpa)	$\sigma_s = 214.5 < \bar{\sigma}_s = 348$	$\sigma_s = 308.96 < \bar{\sigma}_s = 348$
σ_{bc} (Mpa)	$\sigma_{bc} = 6.3 < \bar{\sigma}_{bc} = 15$	$\sigma_{bc} = 14.19 < \bar{\sigma}_{bc} = 15$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures (Art .B.6.3 BAEL99) :**

La fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification à effectuée.

✓ **Vérification de la flèche (Art .B.6.5 ,1 BAEL99) :**

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{340} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 \cdot M_0} \rightarrow \frac{30}{340} = 0.088 > \frac{81.31}{10 \cdot 95.67} = 0.084 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{9.23}{30 \cdot 33} = 0.0093 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

III-6-2-B : calcul du 2^{ème} type : (RDC)

III-6-2-B-1 : Pré-dimensionnement :

Hauteur de la poutre :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L=3.4m : Longueur libre de la poutre.

$$\frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \rightarrow 22.66\text{cm} \leq h \leq 34\text{cm}$$

On prend **h= 35cm**

Largeur de la poutre :

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

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

On prend **b = 30cm**

Remarque :

On a choisie h et b selon les exigences de l'article (7.5.1 RPA2003)

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$h / b \leq 4$$

Donc notre poutre a pour dimension (**b× h**) = (**30 × 35**) cm².

III-6-2-B-2 : Le calcul à l'ELU :

✓ **Charges et surcharges :**

Poids propre de la poutre: $G = 0.35 * 0.30 * 25 = 2.625 \text{ Kn/m}$.

Réaction de palier à l'ELU:

ELU: $R_U = 71.54 / 1\text{m} = 71.54 \text{ Kn / ml}$.

✓ **Combinaisons des charges :**

$$q_u = 1.35 * G + R_u = (1.35 * 2.625) + 71.54$$

$$q_u = 75.08 \text{ Kn / ml}$$

✓ **Détermination des efforts internes :**

Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = (q_u * l) / 2 = (75.08 * 3.4) / 2 = 127.64 \text{ Kn}$$

$$R_A = R_B = 127.64 \text{ Kn}$$

Calcul des efforts internes :

Effort tranchant:

$$T(x) = -q_u * x + R_A = - (75.08 * x) + 127.64$$

Pour : $x = 0 \rightarrow T(x) = 127.64 \text{ Kn}$

$x = 3.4\text{m} \rightarrow T(x) = -127.64 \text{ Kn}$

Moment fléchissant:

$$M_{\text{max}} = M_0 = (q_u * l^2) / 8 = 108.49 \text{ Kn.m}$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments en travées et aux appuis.

$$M_{\text{travées}} = 0.85 * M_0 = 0.85 * 108.49 = 92.21 \text{ Kn.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0.3 * M_0 = -0.3 * 108.49 = -32.55 \text{ Kn.m}$$

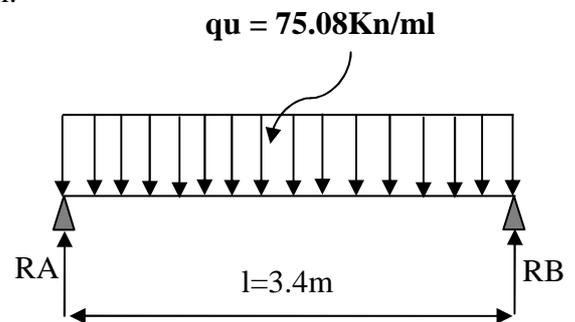


Figure III-6-2-B-1 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

✓ Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

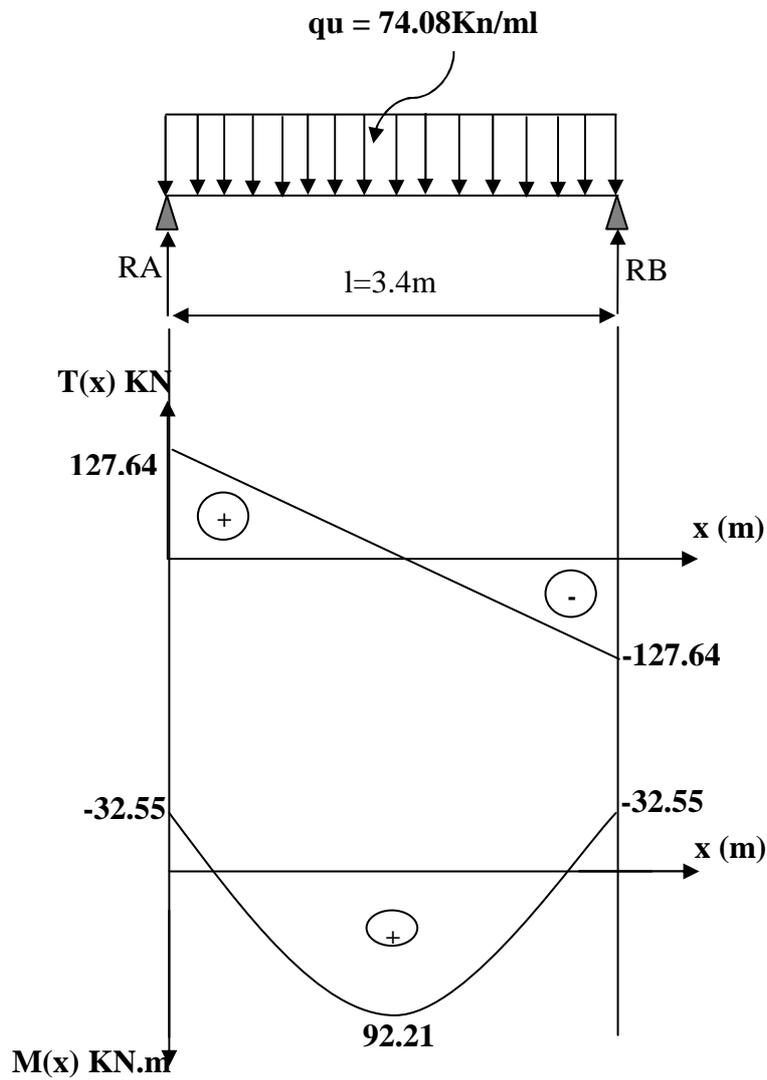


Figure III-6-2-B-2 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU

✓ **Calcul des armatures :**

Armatures longitudinales :

	Aux appuis	En travée
Moment (KN.m)	32.55	92.21
Moment réduit (μ)	$\mu = \frac{M}{b.d^2.fbc} = \frac{32.55 \cdot 100}{30 \cdot 33^2 \cdot 1.42} = 0.070 < \mu_l = 0.068$ → S.S.A ($A_c=0$).	$\mu = \frac{M}{b.d^2.fbc} = \frac{92.21 \cdot 100}{30 \cdot 33^2 \cdot 1.42} = 0.198 < \mu_l = 0.392$ → S.S.A ($A_c=0$).
$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.091	0.279
$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	0.963	0.888
Armatures principales A_t (cm²)	$A_a = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{32.55 \cdot 100}{0.963 \cdot 33 \cdot 34.8} = 2.94 \text{ cm}^2$	$A_t = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{92.21 \cdot 100}{0.888 \cdot 33 \cdot 34.8} = 9.042 \text{ cm}^2$
Aadp (cm²)	4HA12 = 4.52cm²	4HA14+2HA14 = 9.23cm²

✓ **Espacement des barres :**

Selon : (Art. A.5.1, 22 BAEL 99)

$$St \leq \min (0.9 \cdot d; 40\text{cm}) = \min (29.7; 40)$$

Soit: **St = 25 cm.**

Selon : (Art 7.5.2. RPA2003)

L'espacement est donné selon deux zones :

En zone nodale :

$$St \leq \min (h/4; 12\Phi) = \min (8.75; 14.4)$$

Soit: **St = 8cm**

En zone courante :

$$St \leq h/2 = 17.5\text{cm.}$$

Soit: **St = 15cm**

III-6-2-B-3 : Vérifications à l'ELU:

✓ **La condition de non fragilité (Art. A.4.21 BAEL99) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 30 \cdot 33 \cdot 2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2.$$

A l'appui :

$$A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2 < A_a = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

En travée :

$$A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2 < A_t = 9.23 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.51, 211 BAEL99) :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{127.64 \cdot 10^3}{300 \cdot 330} = 1.29 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{adm} = \min \{ (0.2 \cdot f_{c28}) / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1.29 \text{ Mpa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

✓ **Vérification de la condition de l'entraînement des barres (Art A6.13 BAEL 99) :**

On doit vérifier que : $\tau_s < \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot \Sigma u_i} = \frac{127.64 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 330 \cdot 150.72} = 2.85 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \Sigma u_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 4 \cdot 12 \cdot 3.14 = 150.72 \text{ mm}$$

n : nombre des barres

ϕ : diamètre des barres.

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

$$\psi = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\text{D'où : } \tau_s = 2.85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

✓ **calcul de la longueur de scellement droit (Art .A.6.1, 221 BAEL99) :**

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

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

Soit les crochets de longueur :

$$L_a = 0.4 L_s = 0.4 \cdot 42.32 = 16.93 \text{ cm. (Art .A.6.1, 253 BAEL99).}$$

✓ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art. A.5.1, 313 BAEL 99) :**

On doit vérifier : $T_{max} < V_u$

$$V_u = \frac{0.4 \cdot f_{c28} \cdot 0.9 \cdot d \cdot b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \cdot 25 \cdot 0.9 \cdot 330 \cdot 300}{1.5} = 594 \text{ Kn}$$

$$T_{max} = 127.64 \text{ Kn} < V_u = 594 \text{ Kn} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-6-2-B-4 : Le calcul à l'ELS :

✓ Charges et surcharges :

Poids propre de la poutre: $G = 0.35 * 0.30 * 25 = 2.625 \text{ Kn/m}$.

Réaction de palier à l'ELS:

ELS: $R_s = 51.85 / 1 \text{ m} = 51.85 \text{ Kn / ml}$.

✓ Combinaisons des charges :

$q_s = G + R_s = 2.625 + 51.85$

$q_s = 54.47 \text{ Kn / ml}$

✓ Détermination des efforts internes :

Calcul des réactions d'appuis :

$R_A = R_B = (q_s * l) / 2 = 92.599 \text{ Kn}$

Calcul des efforts internes :

Effort tranchant:

$T(x) = -q_s * x + R_A = -(54.47 * x) + 92.599$

Pour : $x = 0 \rightarrow T(x) = 92.599 \text{ Kn}$

$x = 3.4 \text{ m} \rightarrow T(x) = -92.599 \text{ Kn}$

Moment fléchissant:

$M_{\max} = M_0 = (q_s * l^2) / 8 = 78.71 \text{ Kn.m}$

Remarque : Compte tenu du semi encastrement, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments en travées et aux appuis.

$M_{\text{travées}} = 0.85 * M_0 = 0.85 * 78.71 = 66.90 \text{ Kn.m}$

$M_{\text{appuis}} = -0.3 * M_0 = -0.3 * 78.71 = -23.61 \text{ Kn.m}$

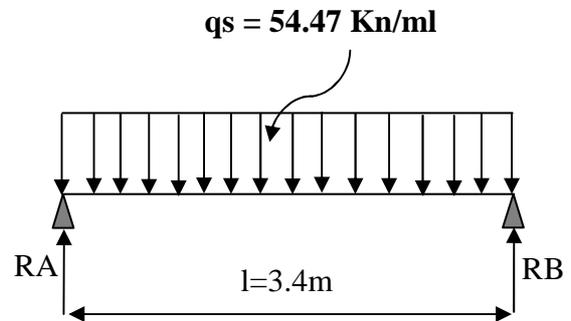


Figure III-6-2-B-3 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS

✓ Diagrammes des efforts internes à l'ELS :

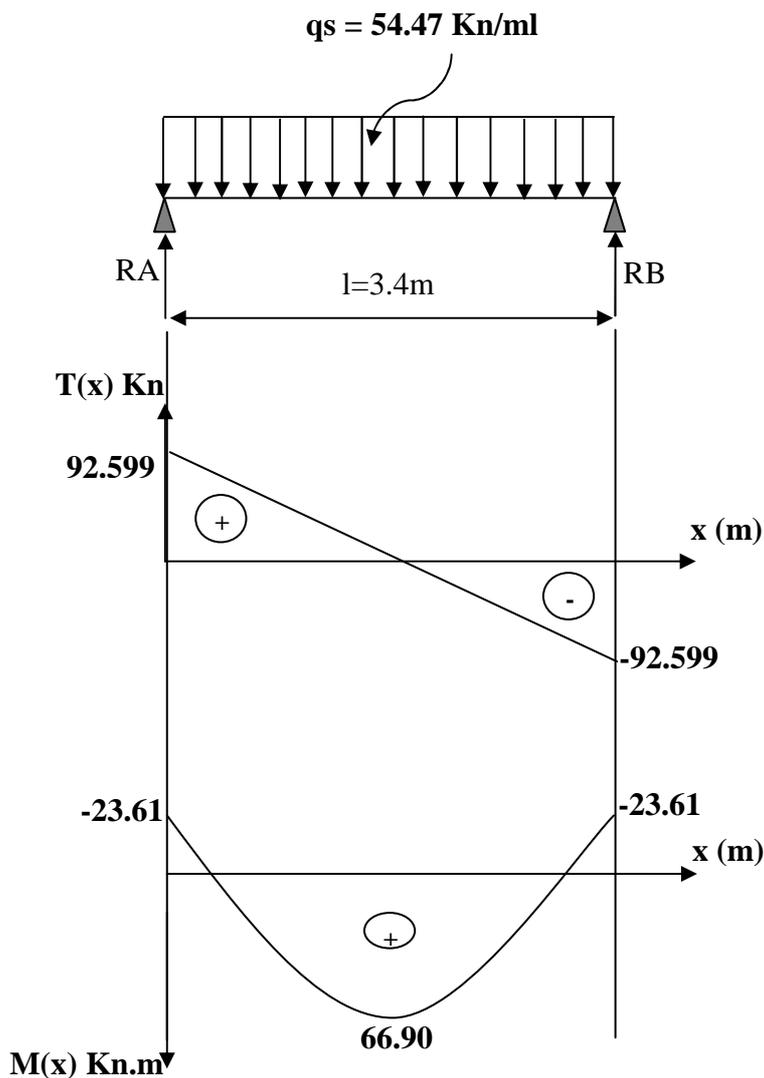


Figure III-6-2-B-4 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

III-6-2-B-5 : Vérifications à l'ELS :

✓ **Vérification des contraintes dans l'acier et le béton :**

La contrainte dans l'acier :

Il faut vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d}$$

La contrainte dans le béton :

Il faut s'assurer que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

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

	Appui	Travée
Ms (Kn.m)	23.61	66.90
Ast (cm²)	4.52	9.23
ρ₁	0.45	0.93
β₁	0.897	0.864
K₁	34.02	21.76
σ_s (Mpa)	$\sigma_s = 176.46 < \bar{\sigma}_s = 348$	$\sigma_s = 254.21 < \bar{\sigma}_s = 348$
σ_{bc} (Mpa)	$\sigma_{bc} = 5.18 < \bar{\sigma}_{bc} = 15$	$\sigma_{bc} = 11.73 < \bar{\sigma}_{bc} = 15$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures (Art .B.6.3 BAEL99) :**

La fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification à effectuer.

✓ **Vérification de la flèche (Art .B.6.5 ,1 BAEL99) :**

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{340} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 \cdot M_0} \rightarrow \frac{30}{340} = 0.088 > \frac{66.90}{10 \cdot 78.71} = 0.085 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{9.23}{30 \cdot 33} = 0.0093 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

III-7 : LA POUTRE DE CHAINAGE :

III-7-1- Introduction :

Pour notre cas son rôle est de chaîner entre deux poutres principales; elle est destinée à supporter son poids propre et le poids du plancher.

III-7-2- Pré-dimensionnement :

Hauteur de la poutre :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L=3.4m : Longueur libre de la poutre.

$$\frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \rightarrow 22.66\text{cm} \leq h \leq 34\text{cm}$$

On prend **h = 30cm**

Largeur de la poutre :

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

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

On prend **b = 25cm**

Remarque :

On a choisie h et b selon les exigences de l'article (7.5.1 RPA2003)

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$h / b \leq 4$$

Donc notre poutre a pour dimension (**b × h**) = (25 × 30) cm².

III-7-3 : Le calcul à l'ELU :

✓ **Charges et surcharges :**

Poids propre de la poutre: 0.25 * 0.30 * 25 = 1.875 Kn/m.

Poids du plancher : 5.06*(0.65/2) = 1.644 Kn/m.

$$G_t = 3.52 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5*(0.65/2) = 0.49 \text{ KN/ml}$$

✓ **Combinaisons des charges :**

$$q_u = 1.35*G + 1.5*Q = (1.35*3.52) + (1.5*0.49)$$

$$q_u = 5.48 \text{ Kn / ml}$$

✓ **Détermination des efforts internes :**

Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = (q_u * l) / 2 = (5.48*3.4) / 2 = 9.316\text{Kn}$$

$$R_A = R_B = 9.316\text{Kn}$$

Calcul des efforts internes :

Effort tranchant:

$$T(x) = -q_u*x + R_A = -5.48x + 9.316$$

$$\text{Pour : } x = 0 \rightarrow T(x) = 9.316\text{Kn}$$

$$x = 3.4\text{m} \rightarrow T(x) = -9.316\text{Kn}$$

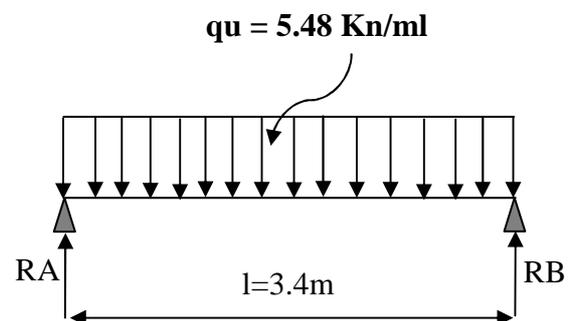


Figure III-7-1 : Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU

Moment fléchissant:

$$M_{\max} = M_0 = (qu * l^2) / 8 = (5.48 * 3.4^2) / 8 = 7.92 \text{ Kn.m}$$

Remarque : Compte tenu du semi encastrement, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments en travées et aux appuis.

$$M_{\text{travées}} = 0.85 * M_0 = 0.85 * 7.92 = \mathbf{6.732 \text{ Kn.m}}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0.3 * M_0 = -0.3 * 7.92 = \mathbf{-2.376 \text{ Kn.m}}$$

✓ **Diagrammes des efforts internes à l'ELU :**

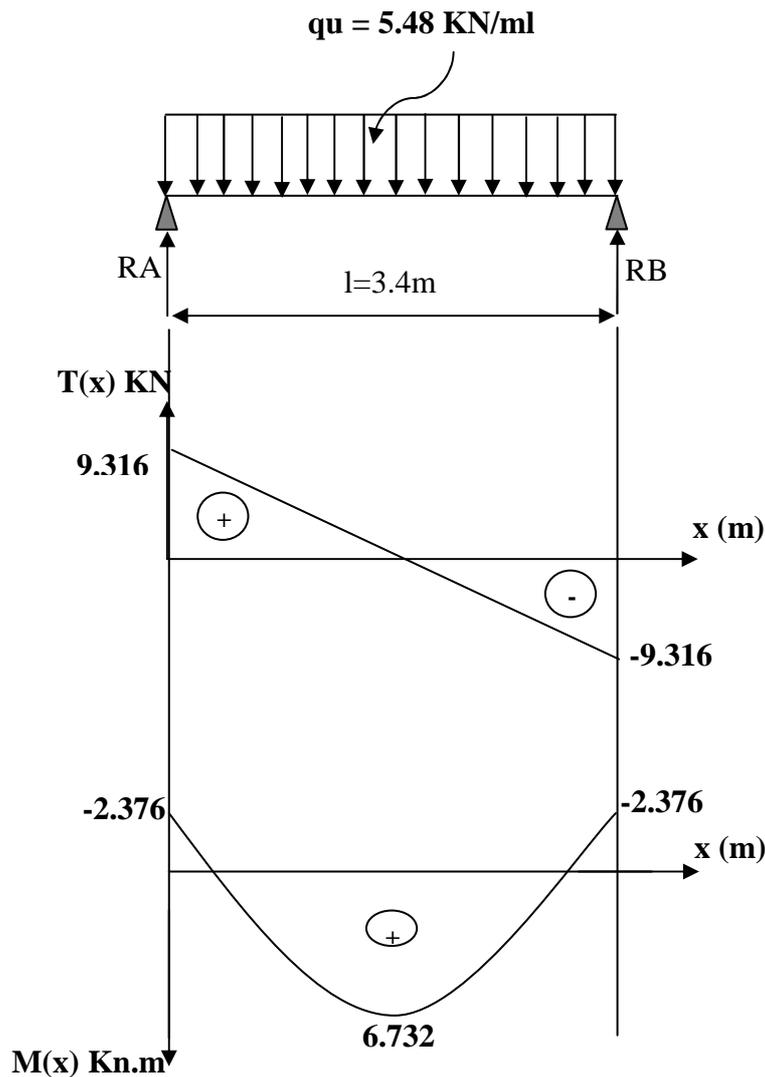


Figure III-7-2 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

✓ **Calcul des armatures :**

Armatures longitudinales :

	Aux appuis	En travée
Moment (KN.m)	2.376	6.732
Moment réduit (μ)	$\mu = \frac{M}{b.d^2.fbc} = \frac{2.376*100}{25*28^2*1.42} = 0.008 < \mu_l = 0.022$ → S.S.A ($A_c=0$).	$\mu = \frac{M}{b.d^2.fbc} = \frac{6.732*100}{25*28^2*1.42} = 0.024 < \mu_l = 0.392$ → S.S.A ($A_c=0$).
$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.0107	0.0304
$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	0.995	0.988
Armatures principales A_t (cm²)	$A_a = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{2.376*100}{0.995*28*34.8} = 0.245 \text{ cm}^2$	$A_t = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{6.732*100}{0.988*28*34.8} = 0.699 \text{ cm}^2$
A_{adop} (cm²)	3HA12 = 3.39cm²	3HA12+2HA12 = 5.65cm²

Armatures transversales (Art. A.7.2, 2 BAEL 99) :

$$\Phi_t \leq \min (h / 35 ; \Phi_1 ; b / 10) = \min (8.57 ; 12 ; 25)$$

$$\Phi_t \leq 8.57\text{mm}$$

On adoptera : 1 cadre et un étrier en **HA8**

✓ **Espacement des barres :**

Suivant (Art. A.5.1, 22 BAEL 99) :

$$St \leq \min (0.9*d; 40\text{cm}) = \min (25.2 ; 40)$$

Soit: **St = 25 cm.**

Suivant (Art 7.5.2. RPA2003) :

L'espacement est donné selon deux zones :

En zone nodale :

$$St \leq \min (h/4; 12\Phi) = \min (7.5; 14.4)$$

Soit: **St = 8cm**

En zone courante :

$$St \leq h/2 = 15\text{cm.}$$

Soit: **St = 12cm.**

III-7-4 : Vérifications à l'ELU:

✓ **La condition de non fragilité (Art. A.4.21 BAEL99) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23*b*d*ft28}{fe} = \frac{0.23*25*28*2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2.$$

A l'appui :

$$A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2 < A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

En travée :

$$A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2 < A_t = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.51, 211 BAEL99) :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{\text{adm}}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{9.316 \cdot 10^3}{250 \cdot 280} = 0.133 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{\text{adm}} = \min \left\{ (0.2 \cdot f_{c28}) / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.133 \text{ Mpa} < \tau_{\text{adm}} = 3.33 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

✓ **Vérification de la condition de l'entraînement des barres (Art A6.13 BAEL 99) :**

On doit vérifier que : $\tau_s < \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot \Sigma u_i} = \frac{9.316 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 280 \cdot 188.4} = \mathbf{0.19 \text{ MPa}}$$

$$\text{Avec : } \Sigma u_i = n \cdot \phi \cdot \pi = (3 \cdot 12 + 2 \cdot 12) \cdot 3.14 = 188.4 \text{ mm}$$

n : nombre des barres

ϕ : diamètre des barres.

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

$\psi = 1.5$ pour HA

$$\text{D'où : } \tau_s = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

✓ **calcul de la longueur de scellement droit (Art A.6.1, 221/ BAEL99) :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1.2 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 42.32 \text{ cm.} \quad \mathbf{L_s = 45 \text{ cm}}$$

$$\text{Avec : } \tau_u = 0.6 \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

Soit les crochets de longueur : (Art .A.6.1, 253 BAEL99)

$$L_a = 0.4 L_s = 0.4 \cdot 45 = \mathbf{18 \text{ cm.}}$$

✓ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art. A.5.1, 313 BAEL 99) :**

On doit vérifier que : $T_{\max} < V_u$

$$V_u = \frac{0.4 \cdot f_{c28} \cdot 0.9 \cdot d \cdot b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \cdot 25000 \cdot 0.9 \cdot 0.28 \cdot 0.25}{1.5} = 420 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 9.316 \text{ KN} < V_u = 420 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-7-5 : Le calcul à l'ELS :

✓ **Charges et surcharges :**

$$G_t = 3.52 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5 \cdot (0.65/2) = 0.49 \text{ KN/ml.}$$

✓ **Combinaisons des charges :**

$$q_s = G + Q = 3.52 + 0.49 = 4.01$$

$$q_s = \mathbf{4.01 \text{ KN/ml}}$$

✓ **Détermination des efforts internes :**

Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = (q_s * l) / 2 = 6.82 \text{Kn}$$

$$R_A = R_B = 6.82 \text{KN}$$

Calcul des efforts internes :

Effort tranchant:

$$T(x) = -q_s * x + R_A = -4.01x + 6.82$$

Pour : $x = 0 \rightarrow T(x) = 6.82 \text{Kn}$

$x = 3.4\text{m} \rightarrow T(x) = -6.82 \text{Kn}$

Moment fléchissant:

$$M_{\text{max}} = M_0 = (q_s * l^2) / 8 = (4.01 * 3.4^2) / 8 = 5.79 \text{ Kn.m}$$

Remarque : Compte tenu du semi encastrement, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments en travées et aux appuis.

$$M_{\text{travées}} = 0.85 * M_0 = 0.85 * 5.79 = 4.92 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0.3 * M_0 = -0.3 * 5.79 = -1.737 \text{ KN.m}$$

✓ **Diagrammes des efforts internes à l'ELS :**

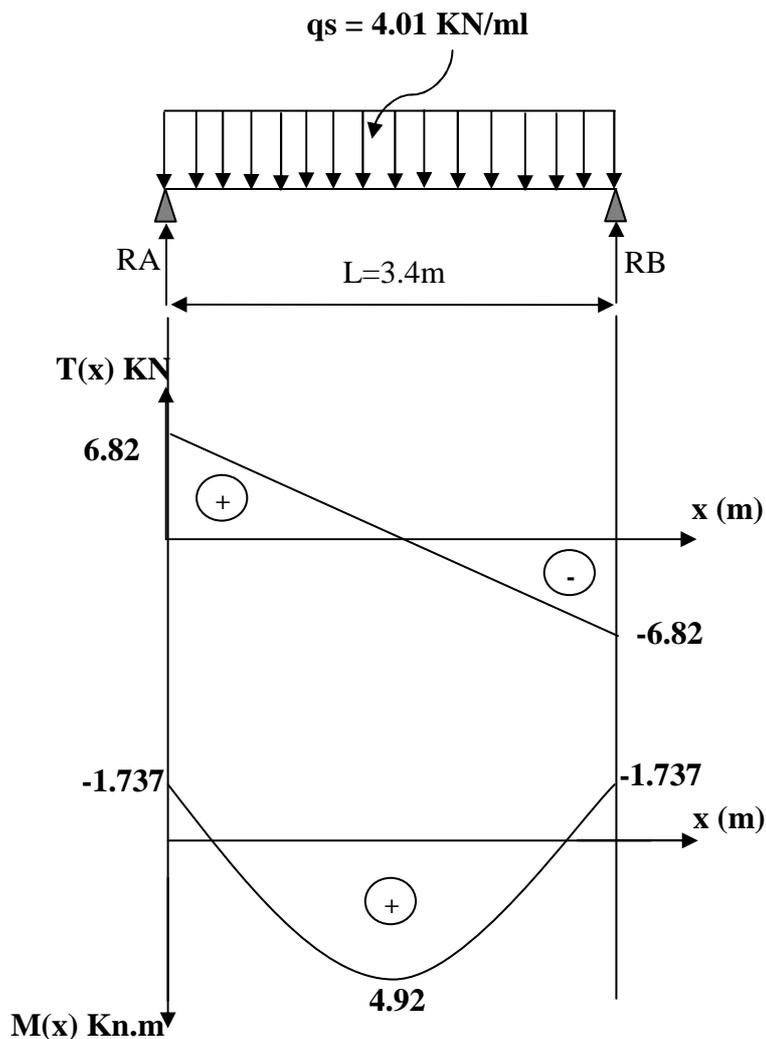


Figure III-7-3 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS

III-7-6 : Vérifications à l'ELS :

✓ **Vérification des contraintes dans l'acier et le béton :**

La contrainte dans l'acier :

Il faut vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d}$$

La contrainte dans le béton :

Il faut s'assurer que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

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

	Appui	Travée
Ms (Kn.m)	1.737	4.92
Ast (cm²)	3.39	5.65
ρ₁	0.483	0.807
β₁	0.895	0.871
K₁	32.62	23.76
σ_s (Mpa)	$\sigma_s = 20.44 < \bar{\sigma}_s = 348$	$\sigma_s = 35.70 < \bar{\sigma}_s = 348$
σ_{bc} (Mpa)	$\sigma_{bc} = 0.62 < \bar{\sigma}_{bc} = 15$	$\sigma_{bc} = 1.50 < \bar{\sigma}_{bc} = 15$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures (Art .B.6.3 BAEL99) :**

La fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification à effectuée.

✓ **Vérification de la flèche (Art .B.6.5 ,1 BAEL99) :**

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{340} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0.062 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 \cdot M_0} \rightarrow \frac{30}{340} = 0.088 > \frac{4.92}{10 \cdot 5.79} = 0.085 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{5.65}{25 \cdot 28} = 0.008 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

III-8 : LE VOILE SALLE MACHINE :**III-8-1 : Introduction :**

Les voiles de la salle machine seront réalisés en béton armée, ferrailer selon le BAEL99 (Art A.8.1, 21) avec le ferrailage minimum.

On a : $L_y = 2.30$ m
 $L_x = 1.80$ m
 $e = 0.15$ m
 $B = 0.345\text{m}^2$

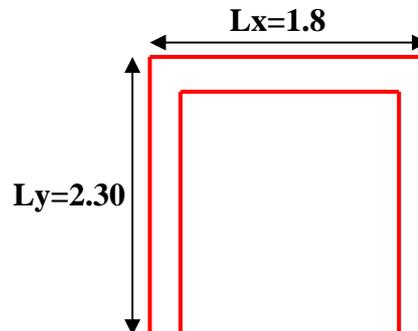


Figure III-8-1 : voile salle machine

III-8-2 : Calcul des armatures verticales minimales :

✓ Selon le BAEL91 (Art A.8.1, 21) :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} \geq 4\text{cm}^2 \\ 0.2\% \leq A_{\min} / B \leq 5\% \end{array} \right.$$

Soit : $A_{\min} = 8 \text{ cm}^2$

$$0.2\% \leq \frac{8 \cdot 10^{-4}}{0.345} \leq 5\%$$

$0.002 \leq 0.0023 \leq 0.05 \rightarrow$ condition vérifiée

Choix des armatures :

$$A_{\min} = 8 \text{ cm}^2$$

On prend : **6HA14/ml** = 9.23 cm^2 avec un espacement de **St = 20 cm**

III-8-3 : Calcul des armatures horizontales :

Selon le BAEL99 : $A_h = A_v / 4 = 9.23 / 4 = 2.30 \text{ cm}^2$

Selon le RPA2003 : $A_h \geq 0.15\% * B = \frac{0.15 * 0.345 * 10^4}{100} = 5.17 \text{ cm}^2$

On prend : **10HA10** = 7.85 cm^2 avec un espacement de **St = 25 cm**

III-8-3 : Calcul des armatures transversales :

Soit **4 épingles de HA8.**

Chapitre IV

Modélisation et Vérifications RPA

INTRODUCTION :

La méthode dynamique modale spectrale permet d’avoir le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, pour chaque mode de vibration .Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour notre étude, nous avons décidé de faire cette partie de calculs en utilisant le logiciel **ETABS Version 9.7** (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems).

IV-1 : DESCRIPTION DU 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, basé sur la méthode des éléments finis. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments suivant les différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.) grâce à une interface graphique unique. Il permet aussi : la prise en compte des propriétés des matériaux, le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme, la visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc. ETABS permet également le transfert de donnée avec d’autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000 et SAFE*).

IV-2- ETAPES DE MODELISATION:

Les étapes de modélisation peuvent être résumées de la façon suivante :

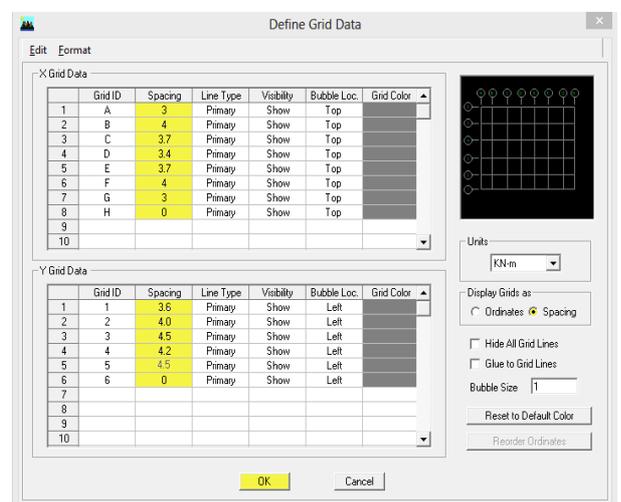
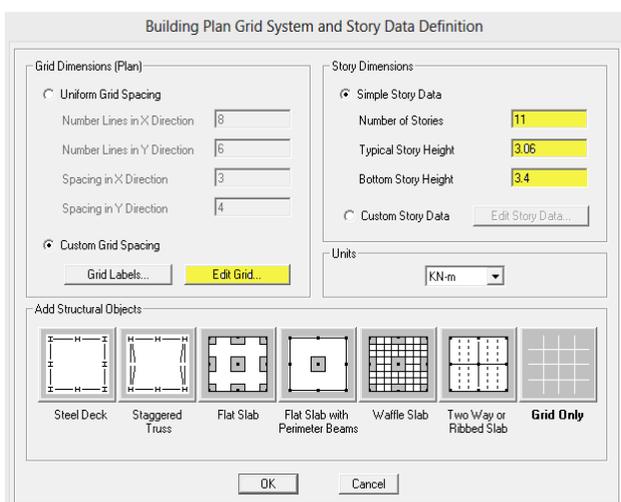
- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l’acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4- Définition des charges statiques (G, Q).
- 5- Chargement des éléments.
- 6- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 7- Définition de la charge sismique E.
- 8- Introduction des combinaisons d’actions.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10-Déroulement de l’analyse.

IV-2-1 : Introduction de la géométrie du modèle :

a- Choix des unités : c’est la première étape qui vient juste après le lancement de l’ETABS, elle consiste à choisir l’unité de calcul où on sélectionne (**KN.m**)

b- Géométrie de base : on clique sur :

File→ **New model** →**No** → **Custom grid spacing** → **Edit grid**

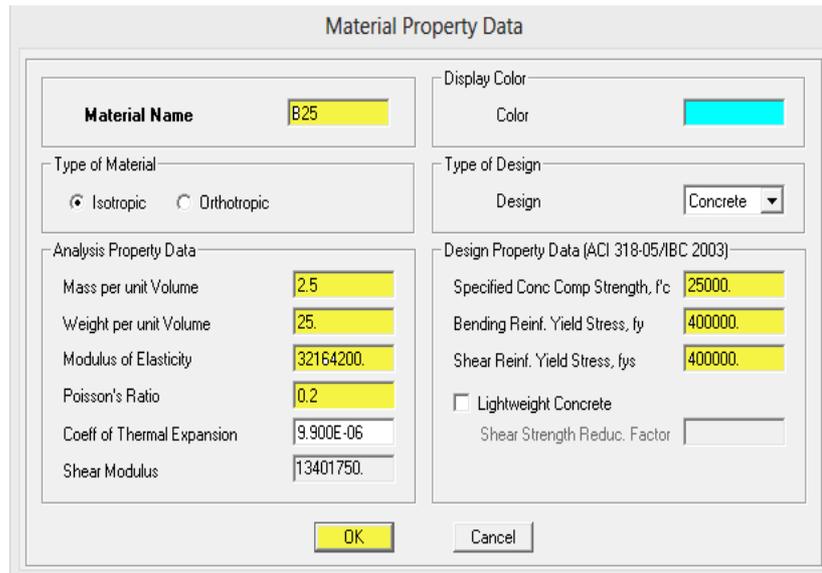


IV-2-2 : Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton :

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux béton et acier, on clique sur :

Define → **Material properties** → **conc** → **Modify/Show Material**

Dans la boîte de dialogue qui apparait on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

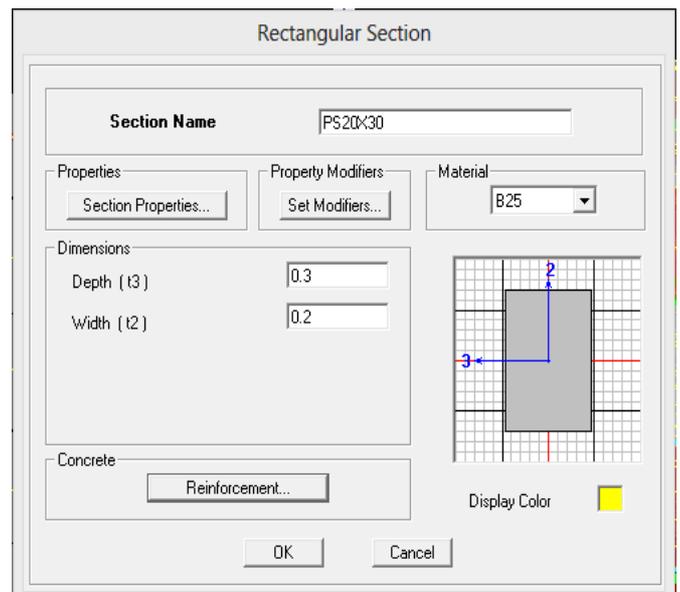
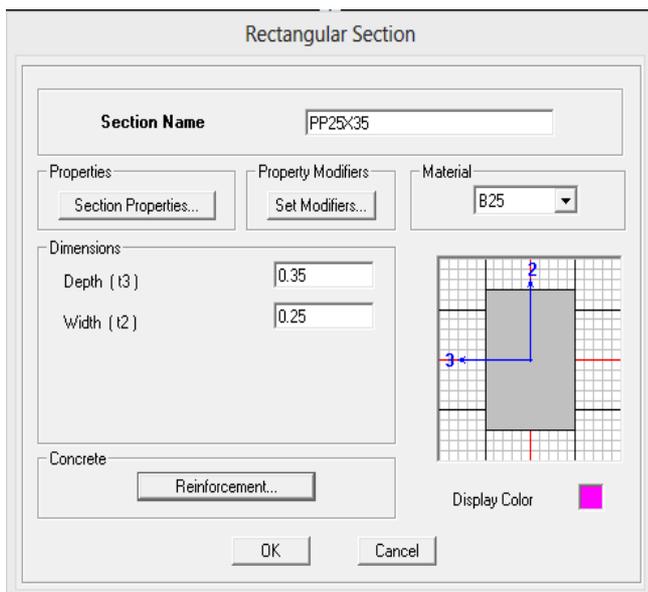


IV-2-3 : Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...) :

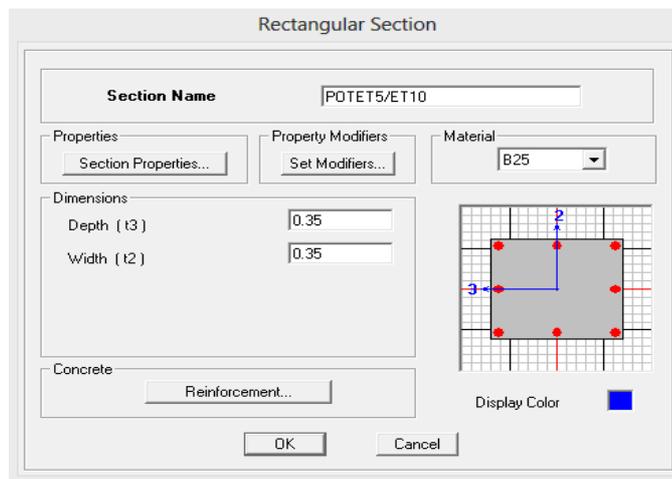
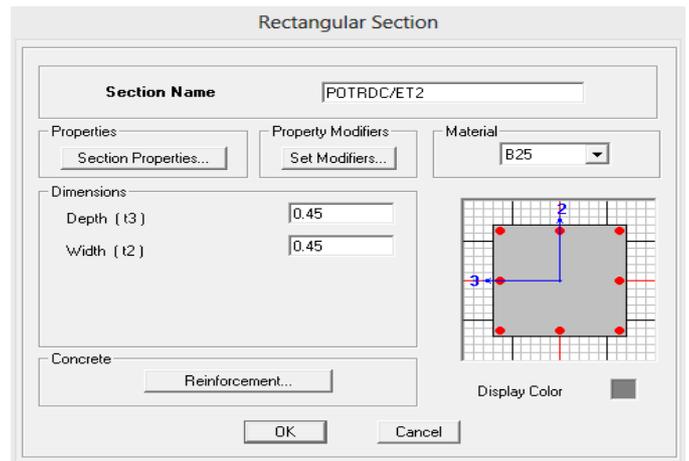
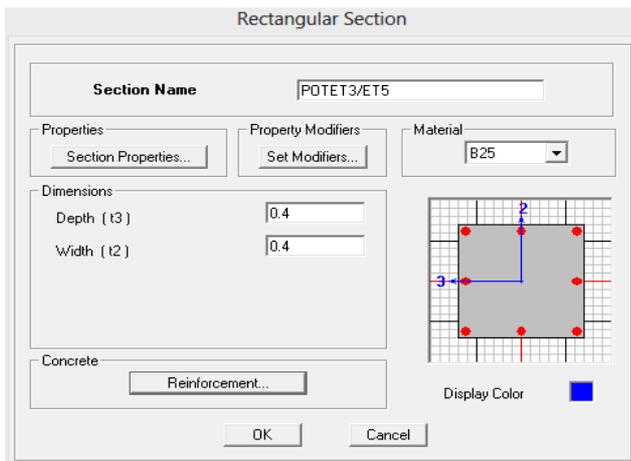
La troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles).

On commence par les poutres principales (PP) puis les poutres secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

Define → **Frame sections** → **Add rectangular**.



On procède de la même manière pour les poteaux.

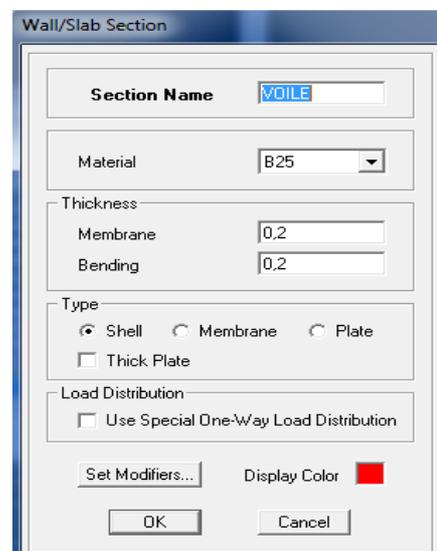
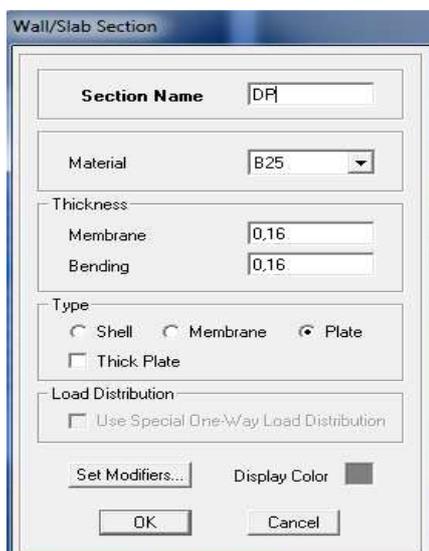


Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : Les planchers, les dalles pleines (DP), les voiles et les balcons,...

On commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

Define → wall/slab → **Add New slab** (Pour les dalles pleines et planchers).

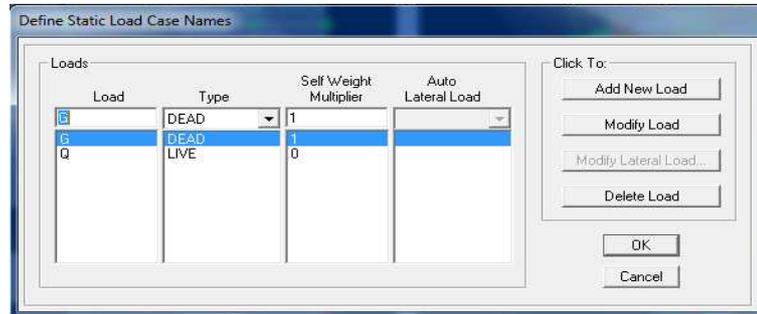
Define → wall/slab → **Add New wall** (Pour les voiles).



IV-2- 4: Définition des charges statiques (G, Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des charges d’exploitations (Q), pour les définir on clique sur:

Define→ **Static Load Cases**



IV-2-5 : Chargement des éléments :

Après sélection de l’élément à charger on procède comme suit :

Assign→ **frame/line loads** (Pour les éléments barres).

Define→ **shell/area loads**..... (Pour les éléments plaques).

IV-2-6 : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003 :

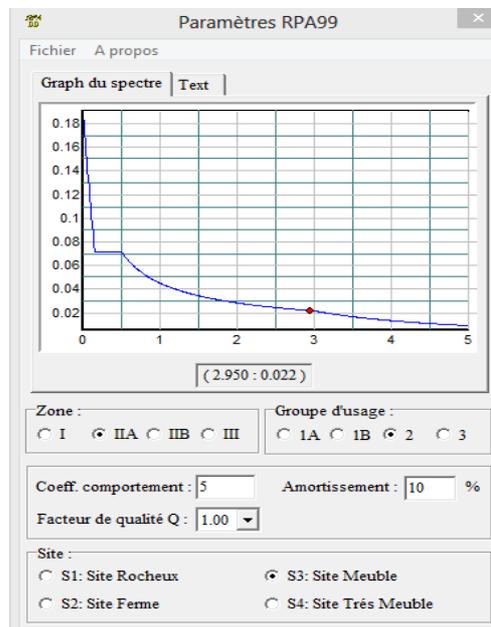
Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, il s’agit d’une courbe de réponse maximale d’accélération pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre T.

Données à introduire dans le logiciel :

- Zone sismique : **IIa**
- Groupe d’usage : **2**
- Coefficient de comportement global du bâtiment en fonction du système de contreventement donné par le tableau 4.3 RPA2003 on prend **R=5** ; qu’on doit le justifier par la suite.
- Pourcentage d’amortissement critique $\xi = 10\%$: Remplissage (Dense, béton armé/maçonnerie)
- Site : meuble **S3**
- Facteur de qualité : **Q** donné par le RPA2003 par la formule (4-4)

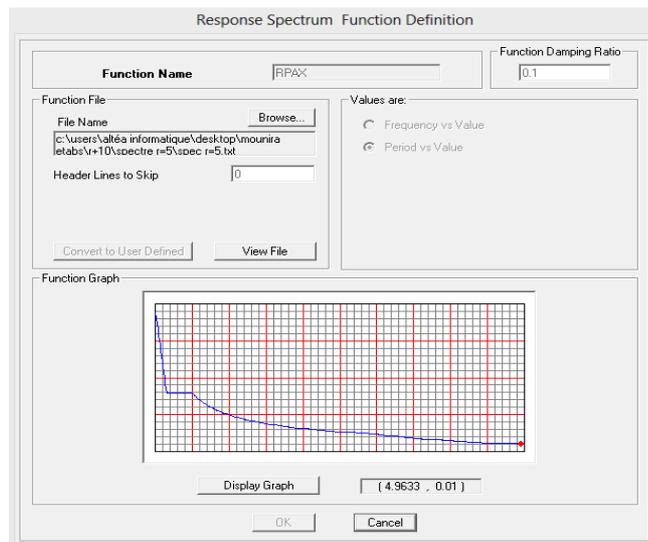
$Q = 1 + \sum p_q$ Avec : p_q c’est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q (tableau 4.4 RPA2003).

On prend : **Q=1**

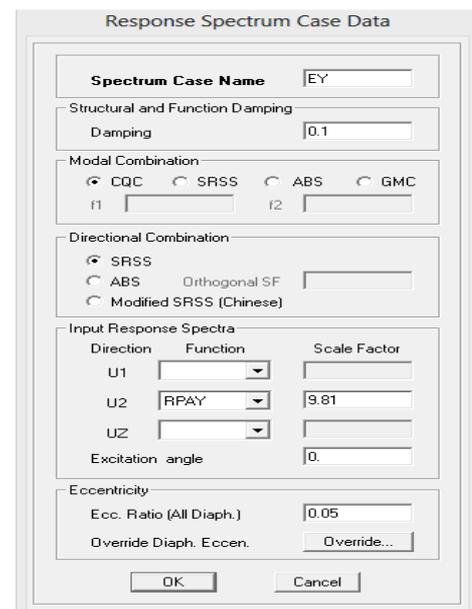
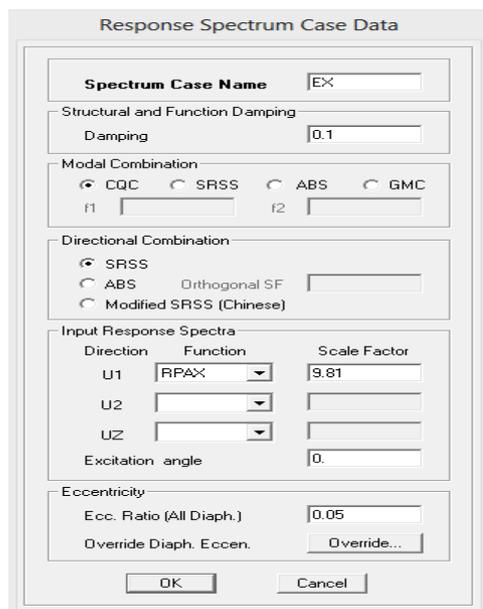


IV-2-7 : Définition de la charge sismique E.

Pour définir les charges sismiques EX et EY on doit d'abord injecter le spectre dans le logiciel ETABS on cliquant sur : **Define** → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file**



Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on cliquant sur : **Define** → **Response Spectrum cases Add New Spectrum**



IV-2-8 : Introduction des combinaisons d'actions :

Combinaisons aux états limites :

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

Combinaisons accidentelle du RPA :

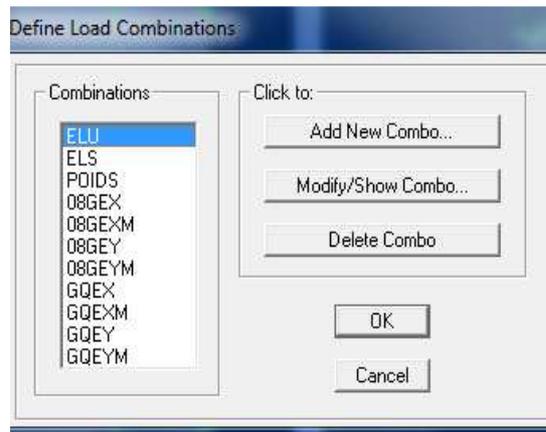
GQE : G+Q±E

08GE : 0.8G±E

Combinaison poids :

G+0.2Q

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :
Define→ **Load Combinations**→ **Add New Combo**.

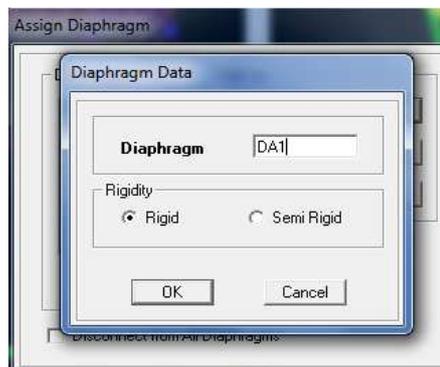


IV-2-9 : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel. On sélectionne le premier plancher puis on clique sur :

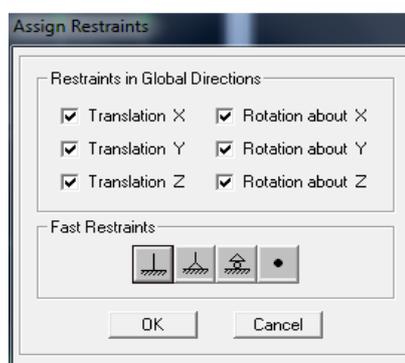
Assign→ **Joint/point**→ **Diaphragm**→ **Add New Diaphragm**



- **Appuis :**

On doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne les nœuds de la base puis on clique sur :

Assign→ **Joint/point**→ **Restraints**



IV-2-10 : Déroulement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur :

Analyze→ **Run Analysis**

IV-3 : VERIFICATIONS RPA:

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de faire certaines vérifications qui sont :

1. Vérification de l'excentricité.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale.
3. Justification du système de contreventement.
4. La résultante des forces sismiques de calcul.
5. Les déplacements relatifs.
6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
7. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV-3-1 : Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05L$.

(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

On doit vérifier si :

$$XCM - XCR \leq 5\% L_x$$

$$YCM - YCR \leq 5\% L_y$$

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	5%lx	5%ly	Obs
RDC	12.44	10.743	12.361	10.072	0.079	0.671	1.26	1.19	cv
ET1	12.404	10.775	12.327	10.166	0.077	0.609	1.26	1.19	cv
ET2	12.404	10.786	12.314	10.227	0.09	0.559	1.26	1.19	cv
ET3	12.404	10.795	12.313	10.264	0.091	0.531	1.26	1.19	cv
ET4	12.404	10.795	12.319	10.284	0.085	0.511	1.26	1.19	cv
ET5	12.404	10.795	12.329	10.293	0.075	0.502	1.26	1.19	cv
ET6	12.404	10.795	12.341	10.293	0.063	0.502	1.26	1.19	cv
ET7	12.404	10.795	12.354	10.287	0.050	0.508	1.26	1.19	cv
ET8	12.404	10.795	12.368	10.277	0.036	0.518	1.26	1.19	cv
ET9	12.404	10.795	12.382	10.265	0.022	0.530	1.26	1.19	cv
ET10	12.386	10.651	12.393	10.255	0.007	0.396	1.26	1.19	cv

Tableau IV-1 : Vérification de l'excentricité

IV-3-2 : Le pourcentage de participation de la masse modale.

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

(Article 4.3.4 RPA 2003).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci après :

Mode	SumUX	SumUY
1	71.5952	0.0010
2	71.5952	72.7729
3	72.2436	72.8614
4	86.3409	72.8614
5	86.3412	86.4344
6	86.4617	86.4679
7	91.9350	86.4680
8	91.9352	91.8288
9	91.9844	91.8376
10	92.3094	91.8376
11	92.3094	92.0437
12	92.3159	92.0437
13	95.0891	92.0437
14	95.0892	95.0231
15	95.1279	95.0259
16	96.9671	95.0259

La somme des masses modales dans le 8^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

IV-3-3 : Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles afin de justifier la valeur du coefficient de comportement R à considérer.

Remarque :

Plusieurs dispositions des voiles ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du RPA.

On a dû augmenter l'épaisseur des voiles ($e = 25\text{cm}$), les sections des poteaux, des poutres principales et secondaires comme indiqué ci-dessous :

➤ Sections des poteaux :

Niveau	Section avant	Section après
RDC	45*45	50*50
ET1/ET4	40*40	45*45
ET5/ET8	35*35	40*40
ET9/ET10	35*35	35*35

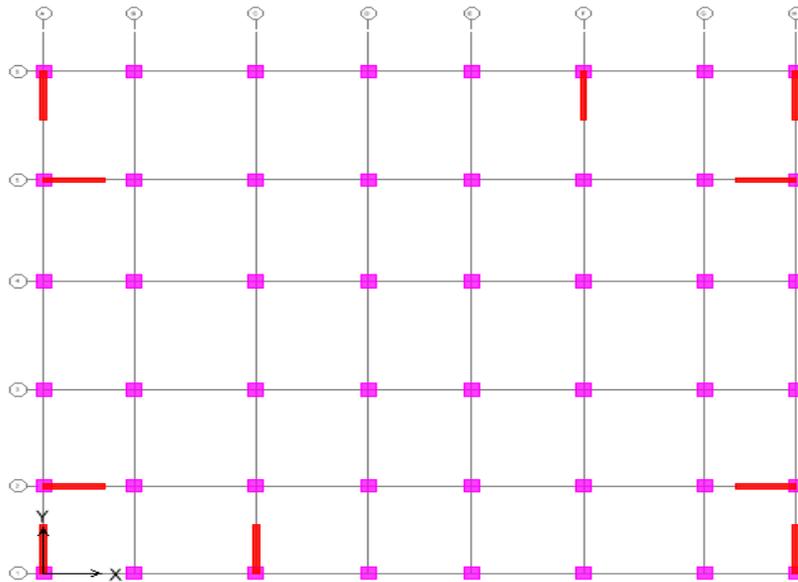
Tableau IV-2 : Sections des poteaux

➤ Sections des poutres :

Types	Section avant	Section après
Poutre principale	25*35	35*40
Poutre secondaire	20*30	30*35

Tableau IV-3 : Sections des poutres

➤ La disposition des voiles adoptée :



➤ Justification du système de contreventement :

Les charges horizontales et verticales reprises par les voiles sont données par ETABS en suivant les étapes ci-après :

- On choisi d'abord la combinaison en cliquant sur :

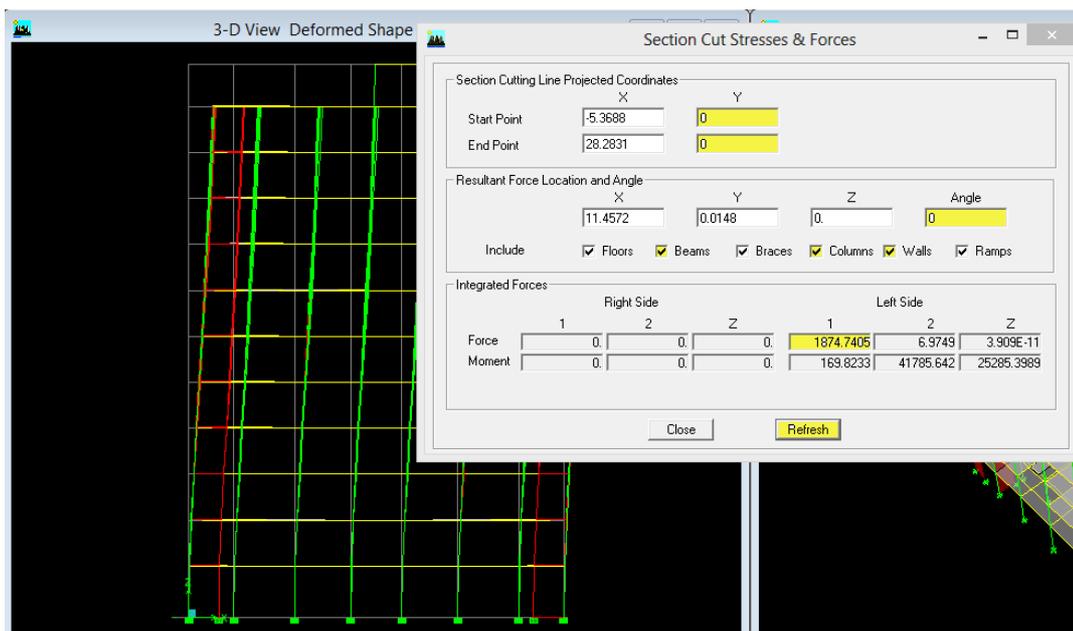
Display → **show deformed shape** → **Load: Ex spectra**

Puis : **View** → **Set 3D View** → **xz**

- Puis on coupe à la base avec :

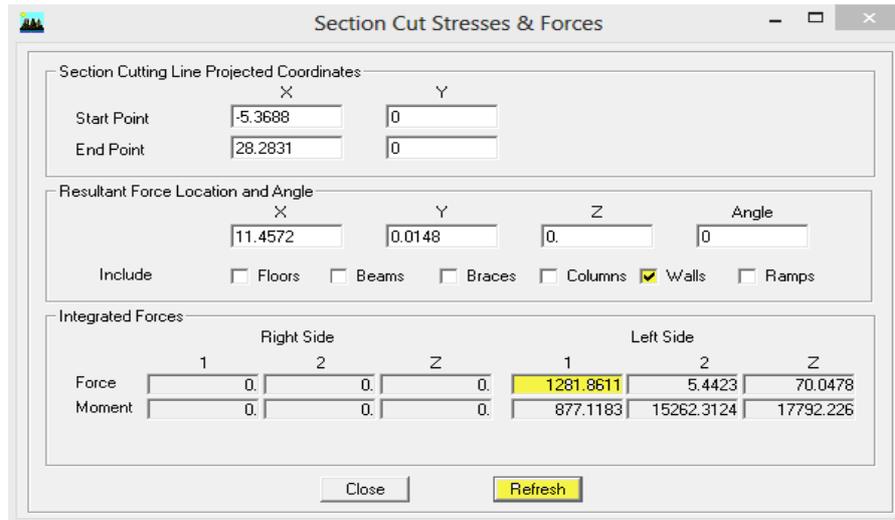
Draw → **Draw Section Cut**

- Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



- Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les portiques à la fois.

- Puis on décoche la case **columns** et **beams** ; on clique sur **Refresh**
 On relève de nouveau la valeur de la force reprise par **les voiles uniquement** comme indiqué sur l'image suivante :



- On suit les mêmes procédures pour le **sens transversal**, il suffit de changer la combinaison **Ex** par **Ey** et de relever les valeurs sur la case (**Force-2**).

- Ainsi pour calculer le pourcentage des **charges verticales**, on choisit la combinaison "**Poids**" puis on relève les valeurs sur la case (**Force-Z**).

Récapitulatif des résultats :

	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les voiles uniquement	
	Forces (kN)	Participations (%)	Forces (kN)	Participations (%)
Sens Ex	1874.7405	100	1281.8611	68.37
Sens Ey	2014.6045	100	1470.6153	72.9
poids	60821.09	100	12040.661	19.7

Tableau IV-4 : Justification du système de contreventement

➤ **Analyse des résultants :**

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que :

$$\left\{ \frac{\sum F_{voiles}}{(\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles})} \right\} < 75\%$$

→ **Les voiles reprennent moins de 75% des sollicitations dues aux charges horizontales.**

$$\left\{ \frac{\sum F_{voiles}}{(\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles})} \right\} < 20\%$$

→ **Les voiles reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.**

Conclusion :

En examinant les résultats obtenus, nous avons constaté que les voiles reprennent moins de 75% des sollicitations dans le sens transversal et le sens longitudinal ; et moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Cela nous ramène à dire que nous avons un système de **contreventement mixte** assuré par des **voiles et des portiques** avec justification d'interaction portiques -voiles (RPA 2003/Art 3.4).
 D'où le coefficient de comportement **R= 5** (tableau 4.3 RPA 2003).

IV-3-4 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (art 4.3.6 RPA3003) :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'Vt' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la **méthode statique équivalente** (Article 4.2 RPA 2003).

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

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Calcul des paramètres A, D et Q :

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le (Tableau 4.1 RPA 2003) suivant la zone sismique (IIa) et le groupe d'usage(2) du bâtiment : **A= 0.15**.

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s. \\ 2,5 \eta (T_2/3)^{2/3} * (3/T)^{5/3} & \dots\dots\dots T > 3s. \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

(Site S3) T₂= 0,5 s

η : le facteur de correction d'amortissement donné par la formule : (formule (4-3) RPA2003).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}} \geq 0,7$$

ε (%) : le pourcentage de l'amortissement critique ; il est fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages ; il est donné par le tableau (4-2 RPA 2003).

$\varepsilon = 10\% \rightarrow \eta = 0,76$

On a : **T_{etabs} = 0.90s**

$T_2 \leq T_{etabs} \leq 3s \rightarrow 0.5s \leq 0.90s \leq 3s$

D'où : $D = 2,5 \eta (T_2/T_{etabs})^{2/3}$ **D = 1.28**

- **Q** : Facteur de qualité $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$ (Formule (4-4) RPA2003).

P_q : pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non; sa valeur est donnée par le tableau (4-4 RPA 2003)

Critère Q	Observé (oui ou non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en élévation	Oui	0,00
4- Régularité en plan	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0,00

$Q = 1 + (0+0+0+0+0+0) = 1$

Alors : **Q=1**

W_t: poids de la structure donné par le logiciel ETABS **W_t = 60821.09Kn.**

R : coefficient de comportement **R= 5**

$$V = \frac{0.15 \cdot 1.28 \cdot 1}{5} \cdot 60821.09 = 2335.52 \text{Kn}$$

$$V_x = V_y = 2335.52 \text{Kn}$$

- **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 tables → building output → story shears

Sélectionné les combinaisons **EX** et **EY** (bottom)

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ET4	EY	Bottom	0.00	5.79	1655.84	23541.046	23262.343	80.15
ET4	EX	Top	0.00	1639.04	6.46	21488.275	86.892	21443.7
ET3	EX	Bottom	0.00	1639.04	6.46	21488.275	106.144	26027.9
ET3	EY	Top	0.00	6.22	1781.91	25503.110	23262.343	80.15
ET3	EY	Bottom	0.00	6.22	1781.91	25503.110	28340.905	98.44
ET2	EX	Top	0.00	1739.43	6.72	22981.573	106.144	26027.9
ET2	EX	Bottom	0.00	1739.43	6.72	22981.573	126.174	30879.9
ET2	EY	Top	0.00	6.53	1882.05	27131.737	28340.905	98.44
ET2	EY	Bottom	0.00	6.53	1882.05	27131.737	33695.228	117.67
ET1	EX	Top	0.00	1814.19	6.89	24201.258	126.174	30879.9
ET1	EX	Bottom	0.00	1814.19	6.89	24201.258	146.705	35951.9
ET1	EY	Top	0.00	6.74	1955.06	28443.713	33695.228	117.67
ET1	EY	Bottom	0.00	6.74	1955.06	28443.713	39261.397	137.51
RDC	EX	Top	0.00	1874.74	6.97	25280.286	146.705	35951.9
RDC	EX	Bottom	0.00	1874.74	6.97	25280.286	169.823	41785.6
RDC	EY	Top	0.00	6.84	2014.60	29634.571	39261.397	137.51
RDC	EY	Bottom	0.00	6.84	2014.60	29634.571	45627.648	160.00

V_{Xetabs} = 1874.74Kn.

V_{yetabs} = 2014.60Kn.

Vérification : **Sens xx** : V_{Xetabs} = 1874.74Kn > 80% V_x= 1868.41 Kn
Sens yy : V_{yetabs} = 2014.60Kn > 80% V_y= 1868.41 Kn

Condition vérifiée.
Condition vérifiée.

IV-3-5 : vérification des déplacements relatifs:

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur d'étage (he). (Article 5.10 RPA 2003).

D'après l'article 4.43 RPA 2003, le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec : δ_{ek} : déplacement dû au forces sismiques F_i.
R : coefficient de comportement (R = 5).

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

Les déplacements maximaux sont tirés du logiciel ETABS comme suit :

Dans le sens longitudinal :

Display → show tables → Displacements → Displacement Data → Table: Diaphragm CM Displacements
 Définir la combinaison **Ex**

Dans le sens transversal :

De même pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison **Ex** par **Ey**.

Story	Diaphragme	Load	UX
ET10	DA11	EX	0.0222
ET9	DA10	EX	0.0205
ET8	DA9	EX	0.0186
ET7	DA8	EX	0.0165
ET6	DA7	EX	0.0142
ET5	DA6	EX	0.0119
ET4	DA5	EX	0.0094
ET3	DA4	EX	0.007
ET2	DA3	EX	0.0046
ET1	DA2	EX	0.0025
RDC	DA1	EX	0.0008

Story	Diaphragme	Load	UY
ET10	DA11	EY	0.0177
ET9	DA10	EY	0.0164
ET8	DA9	EY	0.015
ET7	DA8	EY	0.0134
ET6	DA7	EY	0.0116
ET5	DA6	EY	0.0097
ET4	DA5	EY	0.0077
ET3	DA4	EY	0.0057
ET2	DA3	EY	0.0038
ET1	DA2	EY	0.0021
RDC	DA1	EY	0.0007

Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :

Etages	Diaphragme	UX (m)	UY (m)	$\Delta Kx = \delta k - \delta k-1$ (m)	$\Delta Ky = \delta k - \delta k-1$ (m)	1%he (m)	Obs
ET10	DA11	0.0222	0.0177	0.0017	0.0013	0.0306	cv
ET9	DA10	0.0205	0.0164	0.0019	0.0014	0.0306	cv
ET8	DA9	0.0186	0.0150	0.0021	0.0016	0.0306	cv
ET7	DA8	0.0165	0.0134	0.0023	0.0018	0.0306	cv
ET6	DA7	0.0142	0.0116	0.0023	0.0019	0.0306	cv
ET5	DA6	0.0119	0.0097	0.0025	0.0020	0.0306	cv
ET4	DA5	0.0094	0.0077	0.0024	0.0020	0.0306	cv
ET3	DA4	0.0070	0.0057	0.0024	0.0019	0.0306	cv
ET2	DA3	0.0046	0.0038	0.0021	0.0017	0.0306	cv
ET1	DA2	0.0025	0.0021	0.0017	0.0014	0.0306	cv
RDC	DA1	0.0008	0.0007	0.0008	0.0007	0.0340	cv

Tableau IV-5 : Vérification des déplacements relatifs.

Conclusion :

D’après les valeurs trouvées dans le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

IV-3-6 : Justification vis-à-vis de l’effet P-Delta:

L’effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

D’après l’article 5.9 RPA 2003, l’effet P-Delta ou effet du 2^{ème} ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk \cdot \Delta k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.1$$

Avec :

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

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

Δ_k: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k: hauteur de l’étage « k ».

Etages	Pk	Sens x-x (sous Ex)					Sens y-y (sous Ey)				
		Δk	Vkx	h _k	θ	$\theta < 0.1$	ΔK	Vky	h _k	θ	$\theta < 0.1$
ET10	6322.84	0.0017	449.26	3.06	0.0078	cv	0.0013	467.74	3.06	0.0057	cv
ET9	5329.08	0.0019	712.42	3.06	0.0046	cv	0.0014	746.9	3.06	0.0033	cv
ET8	5466.78	0.0021	927.96	3.06	0.0040	cv	0.0016	987.04	3.06	0.0029	cv
ET7	5466.78	0.0023	1104.74	3.06	0.0037	cv	0.0018	1189.88	3.06	0.0027	cv
ET6	5466.78	0.0023	1254.52	3.06	0.0033	cv	0.0019	1361.74	3.06	0.0025	cv
ET5	5466.78	0.0025	1390.13	3.06	0.0032	cv	0.0020	1514.57	3.06	0.0024	cv
ET4	5622.84	0.0024	1518.92	3.06	0.0029	cv	0.0020	1655.84	3.06	0.0022	cv
ET3	5622.85	0.0024	1639.04	3.06	0.0027	cv	0.0019	1781.91	3.06	0.0020	cv
ET2	5622.84	0.0021	1739.43	3.06	0.0022	cv	0.0017	1882.05	3.06	0.0017	cv
ET1	5622.84	0.0017	1814.19	3.06	0.0017	cv	0.0014	1955.06	3.06	0.0013	cv
RDC	6065.22	0.0008	1874.74	3.40	0.0008	cv	0.0007	2014.6	3.40	0.0008	cv

Tableau IV-6 : Vérification de l'effet P-delta.

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\theta < 0.1$

IV-3-7: Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux:

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : (art 7.4.3.1 RPA 2003)

$$V = \frac{Nd}{Bc * f_{c28}} \leq 0.30$$

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

Bc : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Poteaux	Nd	Bc * f _{c28}	V	Observation
Zone I (50*50)	1602.04	6250	0.25	cv
Zone II (45*45)	1428.48	5062.5	0.28	cv
Zone III (40*40)	764.16	4000	0.19	cv
Zone IV (35*35)	235.38	3062.5	0.07	cv

Tableau IV-7 : Vérification de l'effort normal réduit.

Conclusion :

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

Chapitre V

Ferraillage des éléments structuraux

INTRODUCTION :

Après l'analyse, nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément. Notre structure est constituée de trois types d'éléments structuraux principaux qui sont : les poteaux, les poutres et les voiles.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans le tableau suivant :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	f_{bu} (Mpa)	γ_s	Fe (Mpa)	σ_s (Mpa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

V-1 : FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation. Chaque poteau est soumis à un effort **N** et à un moment fléchissant **M**, qui sont extraits à partir de logiciel ETABS (V9.7), ils sont donc calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations suivantes :

- ❖ **Effort normal maximal N_{max} → Moment correspondant M_{cor}**
- ❖ **Moment maximal M_{max} → Effort normal correspondant N_{cor}**
- ❖ **Effort normal minimal N_{min} → Moment correspondant M_{cor}**

Pour le ferraillement des poteaux on adopte le même ferraillement pour certain niveaux, On aura donc les zones suivantes :

- Zone I** : poteaux RDC (50*50) cm²
- Zone II** : poteaux ET2/ET4 (45*45) cm²
- Zone III** : poteaux ET5/ET8 (40*40) cm²
- Zone IV** : poteaux ET9/ET10 (35*35) cm²

Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 99** : ELU : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$
ELS : Situation durable : $G + Q$
- **Selon le RPA 2003** : Situation accidentelle (Art 5.2)

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra à la maximale des trois valeurs (le cas le plus défavorable).

V-1-1 : Recommandation du RPA 99/Version 2003 :**Armatures longitudinales :**

D'après le RPA99/2003 (Art 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à :

- Le pourcentage minimal est de $A_{min}=0.8\%$ de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Section des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal (cm ²) $A_{min}=0.8\% (b*h)$	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{max}=6\% (b*h)$	Zone courante $A_{max}=4\% (b*h)$
(50*50)	20	150.0	100
(45*45)	16.2	121.5	81
(40*40)	12.8	96.0	64
(35*35)	9.8	73.5	49

Selon le règlement RPA :

- Le diamètre minimal est de 12 (mm).
- En zone IIa la longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ .
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25[cm] en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

V-1-2 : Calcul du ferrailage des poteaux :

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

Section (cm ²)	comb	N (KN)	M (KN.m)	c (cm)	Obs	A_{sup} (cm ²)	A_{inf} (cm ²)
Zone I (50*50)	ELU	Nmax=1802.95	M _{2cor} = 9.366	2	SEC	0	0
			M _{3cor} = 0.562	2	SEC	0	0
	ACC	Nmin = 572.18	M _{2cor} = 7.881	2	SEC	0	0
			M _{3cor} = 0.193	2	SEC	0	0
ACC	Ncor =1021.28	M _{2cor} = 49.166	2	SEC	0	0	
		Ncor= 1281.48	M _{3cor} = 42.084	2	SEC	0	0
Zone II (45*45)	ELU	Nmax=1607.11	M _{2cor} =22.649	2	SEC	0	0
			M _{3cor} = 1.952	2	SEC	0	0
	ACC	Nmin = 511.67	M _{2cor} =22.67	2	SEC	0	0
			M _{3cor} = 0.19	2	SEC	0	0
ACC	Ncor =909.78	M _{2cor} = 67.117	2	SEC	0	0	
		Ncor =1142.12	M _{3cor} = 35.857	2	SEC	0	0
Zone III (40*40)	ELU	Nmax=915.87	M _{2cor} =35.898	2	SEC	0	0
			M _{3cor} = 8.612	2	SEC	0	0
	ACC	Nmin = 340.54	M _{2cor} =22.941	2	SEC	0	0
			M _{3cor} = 1.289	2	SEC	0	0
ACC	Ncor =568.69	M _{2cor} =73.023	2	SEC	0	0	
		Ncor = 652.25	M _{3cor} = 39.511	2	SEC	0	0
Zone IV (35*35)	ELU	Nmax=302.49	M _{2cor} =38.476	2	SEC	0	0
			M _{3cor} = 10.562	2	SEC	0	0
	ACC	Nmin = 130.61	M _{2cor} =4.393	2	SEC	0	0
			M _{3cor} = 2.427	2	SEC	0	0
ACC	Ncor =205.9	M _{2cor} = 51.936	2	SPC	0	1.65	
		Ncor = 214.92	M _{3cor} = 29.301	2	SEC	0	0

Remarque : les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

Sections des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Ferrailage
Zone I (50*50)	20	20.36	4HA16+8HA14
Zone II (45*45)	16.2	17.09	4HA16+8HA12
Zone III (40*40)	12.8	15.2	4HA14+8HA12
Zone IV (35*35)	9.8	13.57	4HA12+8HA12

➤ **Longueur de recouvrement :**

La longueur maximale de recouvrement des armatures longitudinales :

$$L_r = 40\Phi^{\min} = 40 * 1.2 = 48\text{cm}$$

V-1-3 : Vérifications à l'ELU :

✓ **Les armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3 / BAEL99)

$$\Phi_t \geq \frac{1}{3} \Phi_L^{\min} = 4 \text{ mm}$$

- Les poteaux seront encadrés par des cadres de $\Phi 10$ pour les zones de section (50*50) et (45*45) avec ($A_t = 3.92\text{cm}^2$).
- Et des cadre de $\Phi 8$ pour les zones de sections (40*40) et (35*35) avec ($A_t = 2.01\text{cm}^2$)

Espacement des armatures transversales :

t : espacement des armatures transversales.

Selon le BAEL 99 (Art A8.1.3)	Selon le RPA2003 art : 7.4.2.2
$S_t \leq \min\{15\phi^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$ $S_t \leq \{15 * 1.2 ; 40\text{cm}; (50 + 10) \text{ cm}\}$ Avec : a : la petite dimension transversale des poteaux $S_t \leq 18\text{cm}$ Soit : $S_t = 10\text{cm}$	En zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\Phi_1 ; 15\text{cm})$ $t \leq \text{Min}(10\Phi_1 ; 15\text{cm}) \rightarrow t \leq 12\text{cm}$ soit : $t = 7\text{cm}$ En zone courante : $t' \leq (15\Phi_1)$ $\rightarrow t \leq 18 \text{ cm}$ soit : $t = 10\text{cm}$

La quantité d'armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimale ($A_t/t.b_1$) en % est donnée comme suit:

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{t\min} = 0,3\% S_t . b_1$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{t\min} = 0,8\% S_t . b_1$$

$3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ interpolation entre les valeurs limites précédentes

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ minimal.

Avec : λ_g est l'élançement géométrique du poteau. $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$

Et : **a** et **b** dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L'expression de la longueur de flambement du poteau l_f est donnée suivant l'article (B.8.3, 3 du BAEL91/99) :

$$l_f = 0.7 l_0$$

l₀ : c'est la hauteur du poteau

Poteaux	Hauteur (m)	l _f (m)	$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$	A _t min cm ² (zone nodale)	A _t min cm ² (zone courante)	A adoptée (cm ²)	Obs
50*50	3.40	2.38	4.76	2.59	3.7	3.92	Cv
45*45	3.06	2.142	4.76	2.33	3.33	3.92	Cv
40*40	3.06	2.142	5.35	0.84	1.2	2.01	Cv
35*35	3.06	2.142	6.12	0.73	1.05	2.01	Cv

✓ **Calcul de la longueur de scellement droit (Art .A.6.1, 221 BAEL99) :**

$$L_s = \frac{\phi * f_e}{4 * \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1.5$ pour HA

Pour les HA12 :

$$L_s = \frac{1.2 * 400}{4 * 2.835} = 42.32$$

On prend : L_s = 45 cm

Pour les HA14 :

$$L_s = \frac{1.4 * 400}{4 * 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

On prend : L_s = 50 cm

Pour les HA16 :

$$L_s = \frac{1.6 * 400}{4 * 2.835} = 56.43 \text{ cm}$$

On prend : L_s = 60 cm

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art 7.4.3, 2 RPA99) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous la combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_{bu}$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad \tau_u = \frac{T_{max}}{b * d}$$

Poteaux	T _{max} (KN)	ρ_d	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observations
Zone I (50*50)	24.48	0.04	0.102	1	Cv
Zone II (45*45)	42.01	0.04	0.21	1	Cv
Zone III (40*40)	49.51	0.075	0.32	1.875	Cv
Zone IV (35*35)	34.91	0.075	0.302	1.875	Cv

Conclusion : Pas de risque de cisaillement.

V-1-4 : Vérifications à l'ELS :

✓ **Condition de non fragilité :**

La section d'armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Section (cm ²)	comb	N (KN)	M (KN.m)	es (cm)	A _{min} (cm ²)	AS adoptée (cm ²)
Zone I (50*50)	ELS	Nmax=1907.75	M _{2cor} =2.05	0.10	7.17	20.36
			M _{3cor} = 0.068	0.003	7.12	
	ELS	Nmin=413.81	M _{2cor} =1.262	0.30	7.27	
			M _{3cor} = 4.167	1.00	7.66	
ELS	Ncor =1292.91	M _{2cor} = 10.401	0.804	7.54		
		Ncor= 904.62	M _{3cor} = 6.836	0.75		7.51
Zone II (45*45)	ELS	Nmax=1723.49	M _{2cor} =5.905	0.34	5.88	17.09
			M _{3cor} = 0.429	0.02	5.73	
	ELS	Nmin = 339.96	M _{2cor} =0.586	0.17	5.80	
			M _{3cor} = 5.093	1.49	6.51	
ELS	Ncor =1169.13	M _{2cor} = 16.414	1.40	6.45		
		Ncor =785.77	M _{3cor} = 11.901	1.51		6.52
Zone III (40*40)	ELS	Nmax=1022.75	M _{2cor} =5.494	0.53	4.73	15.20
			M _{3cor} = 2.645	0.25	4.61	
	ELS	Nmin =175.19	M _{2cor} =0.276	0.15	4.57	
			M _{3cor} = 7.965	4.54	9.39	
ELS	Ncor =666.43	M _{2cor} =26.055	3.9	7.85		
		Ncor = 508.37	M _{3cor} = 20.654	4.06		8.17
Zone IV (35*35)	ELS	Nmax=409.65	M _{2cor} =0.926	0.22	3.50	13.57
			M _{3cor} = 2.034	0.49	3.60	
	ELS	Nmin = 41.67	M _{2cor} =0.136	0.32	3.54	
			M _{3cor} = 7.319	17.56	0.30	
ELS	Ncor =220.64	M _{2cor} = 37.946	17.19	0.27		
		Ncor = 138.57	M _{3cor} = 28.835	20.80		0.54

D'après les résultats trouvés, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée suivant les deux sens car $A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$.

✓ **Etat limites d'ouverture de fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

✓ **Etat limite de compression du béton :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous Ms et Ns, on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

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

Les résultats sont donnés à l'aide du logiciel SOCOTEC et récapitulés dans les tableaux suivants :

Section (cm ²)	comb	N (KN)	M (KN.m)	σ_{bsup} (MPa)	σ_{binf} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Zone I (50*50)	ELS	Nmax=1907.75	M _{2cor} =2.05	6.19	6.07	15	Cv
			M _{3cor} = 0.068	6.13	6.13		
	ELS	Nmin=413.81	M _{2cor} =1.262	1.37	1.29		
			M _{3cor} = 4.167	1.45	1.21		
ELS	Ncor =1292.91	M _{2cor} = 10.401	4.46	3.85			
		Ncor= 904.62	M _{3cor} = 6.836	3.11	2.71		
Zone II (45*45)	ELS	Nmax=1723.49	M _{2cor} =5.905	7.03	6.55	15	Cv
			M _{3cor} = 0.429	6.81	6.77		
	ELS	Nmin = 339.96	M _{2cor} =0.586	1.36	1.32		
			M _{3cor} = 5.093	1.55	1.13		
ELS	Ncor =1169.13	M _{2cor} = 16.414	5.27	3.94			
		Ncor =785.77	M _{3cor} = 11.901	3.58	2.62		
Zone III (40*40)	ELS	Nmax=1022.75	M _{2cor} =5.494	5.28	4.67	15	Cv
			M _{3cor} = 2.645	5.12	4.83		
	ELS	Nmin =175.19	M _{2cor} =0.276	0.87	0.84		
			M _{3cor} = 7.965	1.29	0.41		
ELS	Ncor =666.43	M _{2cor} =26.055	4.68	1.80			
		Ncor = 408.37	M _{3cor} = 25.654	3.62	1.33		
Zone IV (35*35)	ELS	Nmax=409.65	M _{2cor} =0.926	2.73	2.57	15	Cv
			M _{3cor} = 2.034	2.83	2.48		
	ELS	Nmin = 41.67	M _{2cor} =0.136	0.28	0.26		
			M _{3cor} = 7.319	0.98	0.00		
ELS	Ncor =220.64	M _{2cor} = 27.946	5.08	0.00			
		Ncor = 138.57	M _{3cor} = 28.835	3.74	0.00		

V-2 : FERRAILLAGE DES POUTRES :

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivantes :

- Selon BAEL 99 : ELU : Situation durable : **1,35 G +1,5 Q**
ELS : Situation durable : **G + Q**
- Selon le R.P.A 2003 : Situation accidentelle (Art 5.2)

$$\begin{cases} \mathbf{G + Q \pm E} \\ \mathbf{0,8 G \pm E} \end{cases}$$

V-2-1 : Recommandation du RPA 99/version 2003 :

Armatures longitudinales :

D'après le RPA99/2003 (Art 7.5.2.1), le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement:

Section des poutres (cm ²)	Pourcentage minimal (cm ²) A _{min} = 0.5% (b*h)	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement A _{max} = 6% (b*h)	Zone courante A _{max} = 4% (b*h)
Poutres principales (35*40)	7	84	56
Poutres secondaires (30*35)	5.25	63	42

La longueur minimale de recouvrement est de : 40 en zone IIa

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

V-1-2 : Calcul du ferrailage des poutres :

Exemple de calcul :

Poutres principales (35*40) :

Armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{94.872 \cdot 100}{35 \cdot 38^2 \cdot 1.848} = 0.102 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \quad \rightarrow \beta = 0.946$$

$$A_t = \frac{M_t \max}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{Mpa}$$

$$\frac{94.872 \cdot 100}{0.946 \cdot 38 \cdot 40} = 6.59 \text{cm}^2$$

Soit : **A_t = 3HA14+3HA12 = 8.01 cm²**

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

		M_u (kN.m)	μ	obs	β	A_{min} (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Ferrailage
Poutres principales (35*40)	Travées	94.872	0.102	SSA	0.946	7	6.59	8.01	3HA14 + 3HA12
	Appuis	100.612	0.108	SSA	0.943		7.01	9.24	3HA14 + 3HA14
Poutres secondaires (30*35)	Travées	77.824	0.128	SSA	0.931	5.25	6.33	6.88	3HA14 + 2HA12
	Appuis	97.272	0.162	SSA	0.911		8.09	9.24	3HA14 + 3HA14

Armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :(Art A.7.2,2/BAEL 99) :

Le diamètre des armatures transversales est donné par: $\Phi_t \leq \min \{h/35, b/10, \Phi_l\}$.

h : hauteur totale d'élément ($h=40cm$).

Φ_l : diamètre maximal d'armatures longitudinales.

b : Largeur d'élément ($b=35cm$).

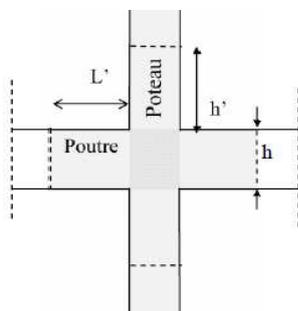
$\Phi_t \leq \min \{11.4mm, 35mm, 14mm\} = 11.4 mm$

Nous adopterons Cadre + Etrier **HA8**.

Calcul d'espacements :

Selon le BAEL 99	Selon le RPA2003 art : 7.5.2.2	
$St \leq \min \{0,9d, 40cm\}$ $St \leq \min \{34.2, 40cm\}$ Soit: $st = 25cm$	Poutres principales (35*40) : En zone nodale : $st \leq \min (h/4 ; 12 \Phi_l)$ $st \leq \min (10 ; 14.4cm)$ soit : $st = 8cm$ En zone courante : $st \leq (h/2)$ $\rightarrow st \leq 20 cm$ soit : $st = 15cm$	Poutres secondaires (30*35) : En zone nodale : $st \leq \min (h/4 ; 12 \Phi_l)$ $st \leq \min (8.75 ; 14.4cm)$ soit : $st = 8 cm$ En zone courante : $st \leq (h/2)$ $\rightarrow st \leq 17.5cm$ soit : $st = 15cm$

Délimitation de la zone nodale :



$$\begin{cases} L' = 2 \cdot h \\ h' = \max (h_e/6, b_1, h_1, 60 \text{ cm}) \end{cases}$$

Avec :

h : Hauteur des poutres.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

Poutres principales (35*40) :

$$L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$$

Poutres secondaires (30*35) :

$$L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$$

On aura :

- **Poteaux RDC** : $h' = \max \{56.66 ; 50 ; 50 ; 60\text{cm}\} = 60\text{cm}$
- **Poteaux ET1 / ET4** : $h' = \max \{51 ; 45 ; 45 ; 60\text{cm}\} = 60\text{cm}$
- **Poteaux ET5 / ET8** : $h' = \max \{51 ; 40 ; 40 ; 60\text{cm}\} = 60\text{cm}$
- **Poteaux ET9 / ET10** : $h' = \max \{51 ; 35 ; 35 ; 60\text{cm}\} = 60\text{cm}$

V-1-3 : Vérifications à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité: BAEL99 (Art A.4.2, 1)**

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

		$A_{\text{adoptée}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	observations
Poutres principales (35*40)	En travées	8.01	1.60	cv
	Aux appuis	9.24		
Poutres secondaires (30*35)	En travées	6.88	1.19	cv
	Aux appuis	9.24		

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.51, 211 BAEL99) :**

On doit vérifier si : $\tau_u \leq \tau_{\text{adm}}$

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

$$\tau_{\text{adm}} = \min \left\{ (0.2 \cdot f_{c28}) / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa (fissurations peu nuisibles.)}$$

	$T_{\max} (\text{Kn})$	$\tau_u (\text{Mpa})$	$\tau_{\text{adm}} (\text{Mpa})$	observations
Poutres principales (35*40)	180.78	1.359	3.33	cv
Poutres secondaires (30*35)	123.29	1.245	3.33	cv

✓ **Vérification de la condition de l'entraînement des barres (Art A6.13 BAEL 99) :**

On doit vérifier si : $\tau_s < \tau_{se}$

$$\tau_s = \frac{T_{\max}}{0.9 \cdot d \cdot \Sigma u_i}$$

Avec :

$$\Sigma u_i = n \times \phi \times \pi$$

n : nombre des barres

ϕ : diamètre des barres.

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

$\Psi_s = 1,5$ pour HA

		Ferraillage	Tmax (KN)	Σui (mm)	τs (MPa)	τse (MPa)	Obs
Poutres principales (35*40)	Travées	3HA14 + 3HA12	180.78	244.92	2.158	3.15	Cv
	Appuis	3HA14 + 3HA14		263.76	2.004		
Poutres secondaires (30*35)	Travées	3HA14 + 2HA12	123.29	207.24	2.003		
	Appuis	3HA14 + 3HA14		263.76	1.573		

Conclusion : Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

✓ **Calcul de la longueur de scellement droit (Art .A.6.1, 221 BAEL99) :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$\psi_s = 1.5$ pour HA

Pour les HA12 :

$$L_s = \frac{1.2 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 42.32$$

On prend : $L_s = 45 \text{ cm}$

Pour les HA14 :

$$L_s = \frac{1.4 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 50 \text{ cm}$

✓ **Influence de l'effort tranchant au niveau de l'appui le plus sollicité:**

Sur le béton :(Art A.5.313 BAEL 99).

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \cdot b_0 \cdot 0.9d \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

	Tu (Kn)	\bar{T}_u (Kn)	Obs
Poutres principales (35*40)	180.78	798	Cv
Poutres secondaires (30*35)	123.29	594	Cv

Sur les armatures :(Art A.5.321 BAEL 99).

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - (M_u / 0.9d) > 0$ on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à

$$A \geq \left(T_{max} + \frac{M_{max}}{0.9 \cdot d} \right) \gamma_s / f_e$$

NB: On prend Tmax et Mmax avec leurs signes.

	Tmax (Kn)	Mmax (Kn.m)	$(T_{max} + \frac{M_{max}}{0.9*d}) \gamma_s / f_e$	A _{adoptée} (cm ²)	Obs
Poutres principales (35*40)	180.78	-100.612	-0.32	9.24	cv
Poutres secondaires (30*35)	123.29	-97.272	-0.58	9.24	cv

V-1-4 : Vérifications à l'ELS :

✓ **Etat limites d'ouverture de fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

✓ **Etat limite de compression du béton :**

Il faut vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} ; \quad \sigma_s = \frac{M_{sa}^{max}}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d}$$

K₁ en fonction de ρ₁

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d}$$

		M _s ^{max} (Kn.m)	A _{adoptée} (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs
Poutres principales (35*40)	Travées	30.027	8.01	0.60	0.885	28.48	111.46	3.91	15	cv
	Appuis	34.942	9.24	0.69	0.879	26.32	113.21	4.30		
Poutres secondaires (30*35)	Travées	12.932	6.88	0.69	0.879	26.32	64.79	2.46		
	Appuis	14.23	9.24	0.93	0.864	21.76	54.01	2.48		

✓ **Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

✓ **Vérification de la flèche :**

➤ **Sens des poutres principales :**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{l_{max}}{500} = \frac{450}{500} = 0.900\text{cm}$.

La flèche retirée par ETABS : est f = 0.124cm

D'où : $f < \bar{f}$ → condition vérifiée.

➤ **Sens des Poutres secondaires :**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{l_{max}}{500} = \frac{400}{500} = 0.800\text{cm}$

La flèche retirée par ETABS : est f = 0.081cm

D'où : $f < \bar{f}$ → condition vérifiée.

V-3 : FERRAILLAGE DES VOILES :

Les voiles seront calculés en flexion composée avec effort normal sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales (G et Q) et aux charges horizontales (E).

Dans le but de faciliter la réalisation, et d'alléger les calculs, on décompose le bâtiment en (4) zones :

Zone I : RDC

Zone II: ET1 / ET4

Zone III : ET5 / ET8

Zone IV : ET9 et ET10

V-3-1 : Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations les plus défavorables (N, M) favorisant la traction avec les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} - V$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} - V'$$

Avec : B : section du voile $B = e * L$.

I : inertie du voile.

V : bras de levier ($V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$).

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » : (Art 7.7.4 RPA 99)

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right)$$

L_c : longueur de la zone comprimée.

h_e : hauteur d'étage.

V-3-2 : Calcul des armatures :

Armatures verticales :

Section partiellement comprimée (SPC) :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t}$$

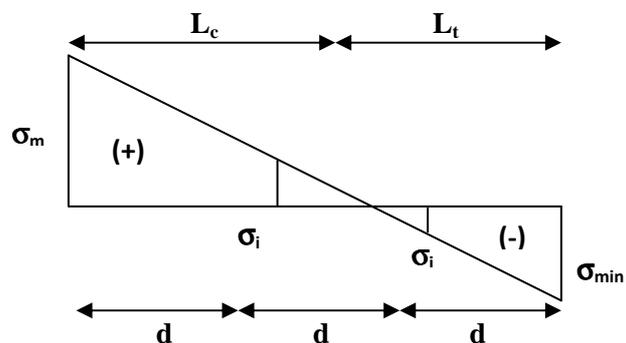
Avec : $L_t = L - L_c$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

Armatures verticales : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$

Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,002 B\right)$$



Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

- D'après l'article 7.7.4.3 RPA 2003 :

$A_H \geq 0,15 \% B$ Globalement dans la section du voile.

$A_H \geq 0,10 \% B$ En zone courante.

- D'après le BAEL 99 :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est calculée avec la formule :

$$A_{vj} = \frac{1,1 \times \bar{T}}{f_e}$$

Avec : $\bar{T} = 1,4 \times T$

T : effort tranchant de calcul repris par le voile considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Armatures transversales :

Ce sont généralement des épingles reliant les deux nappes d'armatures verticales dont le rôle est d'empêcher le flambement de ces derniers.

D'après l'article 7.7.4.3 RPA2003, les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré.

Les armatures des potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet. La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins **4 HA10 (RPA 2003)**.

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

Dans ce cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

Dispositions constructives :

- **Espacement constructive** : (Art 7.7.4.3, RPA 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_i \geq \min \{1,5e; 30cm\}$$

Avec : e : épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

- **Diamètre maximal** : (Art 7.7.4.3, RPA 2003)

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\Phi_{\max} = \frac{e}{10} = 25\text{mm} \text{ Avec } e = 250\text{mm}$$

- **Longueur de recouvrement** : (Art 7.7.4.3, RPA 2003)

La longueur de recouvrement doit être égale à :

- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V-3-3 : Vérifications à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

Avec : $N_s = G + Q$ (effort normal maximal de service)

B : section du béton.

A = A_v : section d'armatures adoptées.

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée à :

Selon le RPA2003 (Art 7.7.2) :

$$\tau_b = \frac{1,4 T}{e d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

d = **0,9 h** : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

Selon le BAEL99 (Art A.51, 211) :

$$\tau_u \leq \tau_{\text{adm}}$$

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

$$\tau_{\text{adm}} = \min (0,2 \cdot f_{c28}) / \gamma b ; 5 \text{ Mpa}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles longitudinaux : VL

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.75	1.80	1.90	1.95		
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25		
	B (m)	0.4375	0.44375	0.45	0.45625		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	7677.56	5920.28	5283.34	4811.38		
	σ_{min} [KN/m ²]	-2886.23	-2646.3	-2400.18	-2646.3		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	1285.33	1036.17	559.53	264.67		
	L _t (m)	0.48	0.55	0.56	0.65		
	L _c (m)	1.27	1.23	1.24	1.18		
	d (m)	0.239	0.274	0.281	0.324		
	σ_1 [KN/m ²]	1443.115	1323.150	1200.090	1323.150		
	N (kN)	N ₁	272.56	248.23	227.85	248.29	
		N ₂	43.125	45.344	42.174	53.553	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	6.81	6.21	5.70	6.21	
		A _{v2}	1.08	1.13	1.05	1.34	
	A _{vj} (cm ²)		49.49	39.89	21.54	10.19	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	19.19	16.18	11.08	8.75	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	13.45	11.11	6.44	3.89	
	A _{min} (cm ²)		3.14	3.60	3.69	4.25	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	24.12	18.46	13.56	13.56	
		Bonde 2	15.4	11.3	11.3	11.3	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 6HA16	2x 6HA14	2x 6HA12	2x 6HA12
			Bonde 2	2x 5HA14	2x 5HA12	2 x 5HA12	2 x 5HA12
S _t (cm)		Bonde1	10cm	10cm	10cm	10cm	
		Bonde2	15cm	15cm	15cm	15cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		0.90	1.03	1.05	1.21		
A _H /nappe (cm ²)		6.03	4.62	3.39	3.39		
Choix des barres/nappe (cm ²)		14HA10/nappe	12HA10/nappe	12HA10/nappe	12HA10/nappe		
S =25cm		(A=10.99cm ²)	(A=9.42cm ²)	(A=9.42cm ²)	(A=9.42cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²				
	contrainte	t _u (MPa)	3.264	2.594	1.382	0.645	
		t _b (MPa)	4.570	3.632	1.934	0.902	
	ELS	N _s (kN)	2035.41	1747.01	1201.93	971.66	
		s _b (MPa)	4.10	3.58	2.47	1.97	

Voiles transversaux : VT

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.75	1.80	1.90	1.95		
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25		
	B (m)	0.4375	0.44375	0.45	0.45625		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	8551.17	6645.25	4918.07	3719.29		
	σ_{min} [KN/m ²]	-3069.81	-2964.65	-2358.9	-1935.65		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	1303.93	1179.34	674.85	313.27		
	L _t (m)	0.46	0.55	0.58	0.62		
	L _c (m)	1.29	1.23	1.22	1.20		
	d (m)	0.231	0.274	0.292	0.312		
	σ_1 [KN/m ²]	1534.905	1482.325	1179.450	967.825		
	N (kN)	N ₁	291.41	278.16	222.36	183.00	
		N ₂	44.347	50.731	43.012	37.787	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	7.29	6.95	5.56	4.57	
		A _{v2}	1.11	1.27	1.08	0.94	
	A _{vi} (cm ²)		50.20	45.40	25.98	12.06	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	19.84	18.31	12.05	7.59	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	13.66	12.62	7.57	3.96	
	A _{min} (cm ²)		3.03	3.59	3.83	4.10	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	24.12	18.46	13.56	13.56	
		Bonde 2	15.4	11.3	11.3	11.3	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 6HA16	2x 6HA14	2x 6HA12	2x 6HA12
			Bonde 2	2x 5HA14	2x 5HA12	2 x 5HA12	2 x 5HA12
S _t (cm)		Bonde1	10cm	10cm	10cm	10cm	
		Bonde2	15cm	15cm	15cm	15cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		0.87	1.03	1.09	1.17		
A _H /nappe (cm ²)		6.03	4.62	3.39	3.39		
Choix des barres/nappe (cm ²)		14HA10/nappe	12HA10/nappe	12HA10/nappe	12HA10/nappe		
S =25cm		(A=10.99cm ²)	(A=9.42cm ²)	(A=9.42cm ²)	(A=9.42cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²				
	contrainte	t _u (MPa)	3.312	2.953	1.666	0.763	
		t _b (MPa)	4.636	4.134	2.333	1.068	
	ELS	N _s (kN)	2967.63	2001.16	1436.87	988.69	
s _b (MPa)		5.97	4.05	2.95	2.00		

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

INTRODUCTION :

La fondation est la partie enterrée d'un ouvrage qui permet la transmission des charges de la superstructure au sol.

VI-1 : ETUDE GEOTECHNIQUE DU SOL :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2.48$ bars à 1m de profondeur.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI-2 : CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- ❖ Type d'ouvrage à construire.
- ❖ Les caractéristiques du sol.
- ❖ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ❖ La charge totale transmise au sol.
- ❖ L'économique.
- ❖ La facilité de réalisation.

Pour le cas de notre structure, on adoptera le type de fondation en fonction des résultats de dimensionnement.

VI-2-1 : Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s max qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

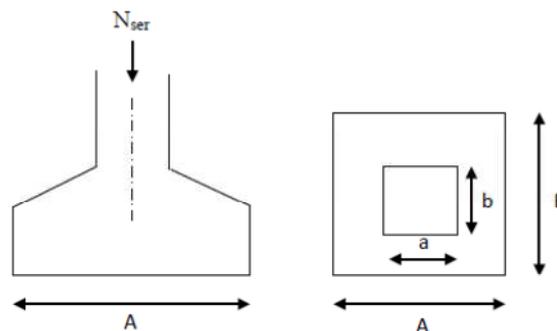


Figure VI-1 : Semelle isolé.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions:

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k = \frac{50}{50} = 1 \quad \rightarrow \quad A=B$$

$$D'où : B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

$$N_{ser} = 1907.75 \text{Kn}$$

$$\sigma_{sol} = 2.48 \text{bars}$$

$$A = B = 2.77 \text{m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles engendre un chevauchement, donc il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

VI-2-2 : Semelles filantes :

Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

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 donnés sur le tableau suivant :

Sens y-y :

	Ns^{max} (Kn)	L(m)	B (m)	S= B*L (m²)
VT	1064.11	2	2.14	4.28

Semelles filantes sous poteaux :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

Etapas de calcul :

a) Déterminer la résultante des charges $R = \sum N_i$

b) Déterminer la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

c) Déterminer la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ **Répartition trapézoïdale**

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ **Répartition triangulaire**

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

On fera le calcul sur le portique transversal (fil de poteaux le plus sollicité). Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	NS (Kn)	e_i (m)	$N \cdot e_i$	M_{inf} (Kn.m)
C31	1602.64	-10.4	-16667.456	4.418
C32	1547.69	-6.8	-10524.292	-0.501
C33	1714.16	-2.8	-4799.648	-1.171
C34	1745.09	1.7	2966.653	2.444
C35	1311.66	5.9	7738.794	6.781
C36	2159.56	10.4	22459.424	1.968
Somme	10080.8	/	1173.475	13.939

Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{1173.475 + 13.939}{10080.8} = 0.11m$$

Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle :

$$e = 0.11m < \frac{L}{6} = \frac{20.8}{6} = 3.46m \quad \text{d'où la répartition est trapézoïdale.}$$

$$q_{min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{10080.8}{20.8} * \left(1 - \frac{6 \cdot 0.11}{20.8}\right) = 469.27 \text{ Kn/ml}$$

$$q_{max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{10080.8}{20.8} * \left(1 + \frac{6 \cdot 0.11}{20.8}\right) = 500.03 \text{ Kn/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{10080.8}{20.8} * \left(1 + \frac{3 \cdot 0.11}{20.8}\right) = 492.34 \text{ Kn/ml}$$

Détermination de la largeur de la semelle:

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{492.34}{248} = 1.98m \quad \text{On prend : } B = 2$$

$$\text{On aura donc } S = B \cdot L = 2 \cdot 20.8 = 41.6m^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \cdot n$

$$S_v = 4.28 m^2$$

$$S_t = \sum S_p + \sum S_v = 8 \cdot (20.8 \cdot 2) + 4.28 = 332.8 m^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = L \cdot l = 20.8 \cdot 24.8 = 515.84m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{structure}} = \frac{332.8}{515.84} = 0,64$$

Conclusion :

La surface totale des semelles filantes dépasse 50 % de la surface de la structure $S_{semelle} > 50\% S_{structure}$

Donc on opte pour un radier général.

VI-3 : ÉTUDE DU RADIER GENERAL :

Un radier est défini comme étant un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux et les voiles, il est soumis à la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

VI-3-1 : Pré dimensionnement du radier :**Le radier :****Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au moins 25cm

$$h_{\min} \geq 25\text{cm}$$

Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{450}{8} = 56.25\text{cm} \leq h \leq \frac{450}{5} = 90\text{cm}$$

On prend $h = 80\text{cm}$

Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot B}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

L_{\max} : portée maximale. ($L = 4.5\text{m}$)

L_e : longueur élastique.

E : module de young. ($E = 10818,86\text{MPa}$).

I : inertie de la section du radier.

K : module de raideur d'un sol moyen, rapporté à l'unité de surface. ($K = 40\text{MPa}$).

B : Largeur de la bande ($B = 1\text{m}$).

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{10818.86} \left(\frac{2 \times 4.50}{3,14} \right)^4} = 0.908\text{m}$$

On prend : $h_r = 100\text{cm}$

La dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{4.50}{20} = 0.225\text{m} \quad \text{Soit} \quad h_d = 30\text{cm}$$

La nervure :

La hauteur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{4.5}{10} = 0.45\text{m} \quad \text{Soit} \quad h_n = 100\text{cm}$$

La largeur de la nervure :
 $0.4 \cdot h_n \leq b_n \leq 0.7 \cdot h_n$
 $40\text{cm} \leq b_n \leq 70\text{cm}$ soit : $b_n = 55\text{cm}$

Conclusion :

D'après les calculs précédents, on opte les dimensions suivantes :

- $h_r = 100\text{cm}$ hauteur totale du radier.
- $h_d = 30\text{cm}$ hauteur de la dalle.
- $h_n = 100\text{cm}$hauteur de la nervure.
- $b_n = 55\text{cm}$largeur de la nervure.

VI-3-2 : Calcul de la surface nécessaire au radier :

Chargement :

$G = 60045.03\text{Kn}$.
 $Q = 11105.31\text{Kn}$.

Combinaison des charges :

$N_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \cdot 60045.03) + (1.5 \cdot 11105.31) = 97718.75\text{Kn}$
 $N_s = G + Q = 60045.03 + 11105.31 = 71150.34\text{Kn}$

Détermination de la surface nécessaire du radier :

A l'ELU $S_{rad} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{97718.75}{1,33 \times 248} = 296.26\text{m}^2$

A l'ELS $S_{rad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{71150.34}{248} = 286.89\text{m}^2$

D'où :

$S_{rad} = \max(S_{rad}^{ELU}; S_{rad}^{ELS}) = 296.26\text{m}^2$
 $S_{structure} = 515.84\text{m}^2 > S_{rad} = 296.26\text{m}^2$

On remarque que la surface totale de la structure est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL :

$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) \Rightarrow L_{deb} \geq \max\left(\frac{100}{2}; 30\text{cm}\right) = 50\text{cm}$

On opte pour un débord de : $L_{deb} = 50\text{cm}$

Surface des débords :

$S_{deb} = [(20.8 \cdot 0.5) + (24.8 \cdot 0.5)] \times 2 = 45.6\text{m}^2$

Donc la surface totale du radier est :

$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 515.84 + 45.6 = 561.44\text{m}^2$
 $S_{rad} = 561.44\text{m}^2$

VI-3-3 : Calcul des sollicitations à la base du radier :

Poids du radier

$P_{rad} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante.}$

Poids de la dalle :

$P_d = S_{rad} \cdot h_d \cdot \rho_b = 561.44 \cdot 0.3 \cdot 25 = 4210.8\text{Kn}$

Poids de la nervure :

$$P_n = b_n \cdot h_n \cdot \rho_b \cdot [(l_x \cdot n) + (l_y \cdot m)] = 0.55 \cdot 1 \cdot 25 [(24.8 \cdot 6) + (20.8 \cdot 8)] = 4334 \text{ Kn}$$

Poids de la dalle flottante libre :

$$P_{df} = S_{rad} \cdot e_{p_{dalle \text{ flottante}}} \cdot \rho_b = 561.44 \cdot 0.12 \cdot 25 = 1684.32 \text{ Kn}$$

Avec : ($e_p = 12\text{cm}$).

Poids de TVO:

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_n) (h_n - h_d) \rho_{TVO} = [(561.44 - 173.36) (1 - 0.3)] \cdot 17 = 4618.152 \text{ Kn}$$

$$\text{Avec : } S_n = [(24.8 \cdot 6) + (20.8 \cdot 8)] \cdot 0.55 = 173.36 \text{ m}^2$$

Le poids total du radier est :

$$P_{rad} = 4210.8 + 4334 + 1684.32 + 4618.152 = \mathbf{14847.272 \text{ Kn.}}$$

Charge permanente apportée sur le radier GT:

$$G_{tot} = G_{superstructure} + G_{infrastructure}$$

$$G_{tot} = 60045.03 + 14847.272 = 74892.302 \text{ Kn}$$

Charge d'exploitation apportée sur le radier QT:

$$Q_{tot} = Q_{superstructure} + Q_{radier}$$

$$Q_{superstructure} = 11105.31 \text{ Kn}$$

$$Q_{radier} = S_{rad} \cdot 1.5 = 561.44 \cdot 1.5 = 842.16 \text{ Kn}$$

$$Q_{tot} = 11105.31 + 842.16 = 11105.31 \text{ Kn}$$

Combinaison d'actions:**ELU :**

$$N_u \text{ total} = 1.35 G_{tot} + 1.5 Q_{tot} = 117762.57 \text{ Kn}$$

ELS :

$$N_s \text{ total} = G_{tot} + Q_{tot} = 85997.612 \text{ Kn}$$

VI-3-4 : Vérifications:**✓ Vérification à la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 0.9 \cdot h_d = 0.9 \times 0.30 = 0.27 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{117762.57 \times 1}{561.44} \times \frac{4.50}{2} = 471.94 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{471.94}{1 \times 0.27} = 1747.92 \text{ kN} / \text{m}^2 = 1.74 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

✓ **Vérification de la stabilité du radier :**

Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Notre radier présente une symétrie parfaite dans le sens XX.

$X_G = 12.4 \text{ m}$ et $Y_G = 10.76 \text{ m}$

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = 18597.75 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 26438.52 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

M_0 : moment isostatique à la base.

T_0 : effort tranchant à la base.

h : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{SOL}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

Avec :

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens longitudinal :

$$M_0^x = 41785.642 \text{ Kn.m}$$

$$T_0^x = 1874.74 \text{ Kn}$$

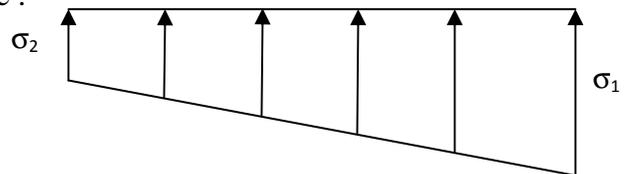


Figure VI-2 : Diagramme des contraintes

Longitudinal								
	X _G (m)	I _{yy} (m ⁴)	N (Kn)	M = M ₀ + T ₀ · h (Kn.m)	σ ₁ (Kn/m ²)	σ ₂ (Kn/m ²)	σ _M (Mpa)	Obs
ELU	12.4	26438.52	Nu=117762.57	43660.38	230.22	189.27	0.223	σ _M < 1.33* σ _{sol} =0.32
ELS			Ns=85997.612		173.64	132.7	0.166	σ _M < σ _{sol} =0.248

Sens transversal :

M₀^y = 45627.647 Kn.m

T₀^y = 2014.6Kn

Transversal								
	Y _G (m)	I _{xx} (m ⁴)	N (Kn)	M = M ₀ + T ₀ · h (Kn.m)	σ ₁ (Kn/m ²)	σ ₂ (Kn/m ²)	σ _M (Mpa)	Obs
ELU	10.76	18597.75	Nu=117762.57	47642.247	237.31	182.19	0.223	σ _M < 1.33* σ _{sol} =0.32
ELS			Ns=85997.612		180.73	121.61	0.166	σ _M < σ _{sol} =0.248

✓ **Vérification au poinçonnement :**

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 U_c h t \frac{f_c 28}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m)

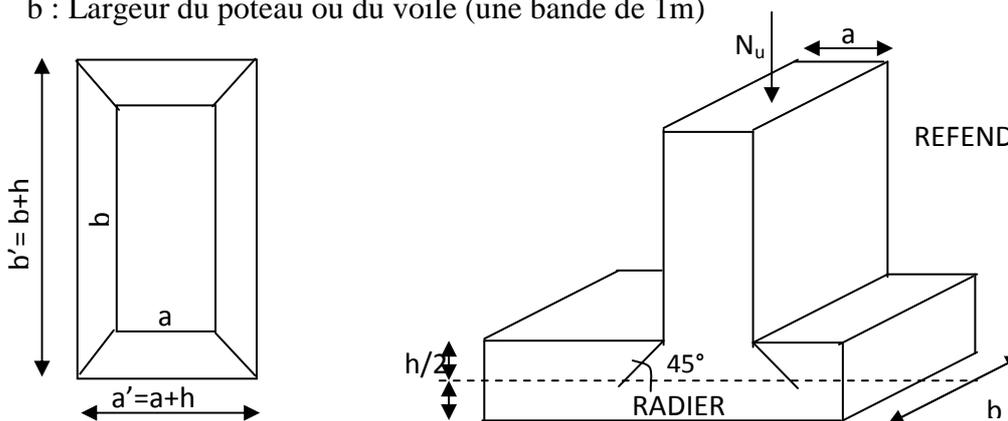


Figure VI-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du périmètre utile μ_c

Poteaux :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.5 + 0.5 + 2 \times 1) = 6m$$

$$N_u = 1802.95 kN$$

$$N_u < (0,045 * 6 * 1 * 25000) / 1.5 = 4500 \text{ kN}$$

Voile

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,25 + 2 + 2 * 1) = 8.5m$$

$$N_u = 2970.5 \text{ kN}$$

$$N_u < (0,045 * 8.5 * 25000) / 1.5 = 6375 \text{ kN}$$

→ **Pas de risque de poinçonnement**

VI-3-5 : Ferrailage du radier:

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91 .Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

VI-3-5-A : Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas :

Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \quad (L_x < L_y)$$

Identification du panneau le plus sollicité :

On distingue 35 panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés.

On choisira le panneau le plus défavorable

-Ferrailage du panneau :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.0}{4.5} = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0488 \\ \mu_y = 0,721 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les 2 sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A l'ELU

$$q_u^{moy} = \sigma_{moy}^{ELU} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 223 - \frac{14847.272}{561.44}$$

$$q_u^{moy} = 196.61 \text{ kN} / \text{m}^2$$

A l'ELS

$$q_s^{moy} = \sigma_{moy}^{ELS} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 166 - \frac{14847.272}{561.44}$$

$$q_s^{moy} = 139.61 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Calcul à l'ELU :

Evaluation des moments de flexion M_x et M_y

$$M_x = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_x = 0.0488 * 196.61 * 4.0^2 = 153.5 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 0.721 * 153.5 = 110.67 \text{ KN.m}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront pondérés en leur affectant des coefficients de :

Le sens x-x : (0.5) aux appuis et (0.75) en travée.

Le sens y-y : (0.5) aux appuis et (0.85) en travée.

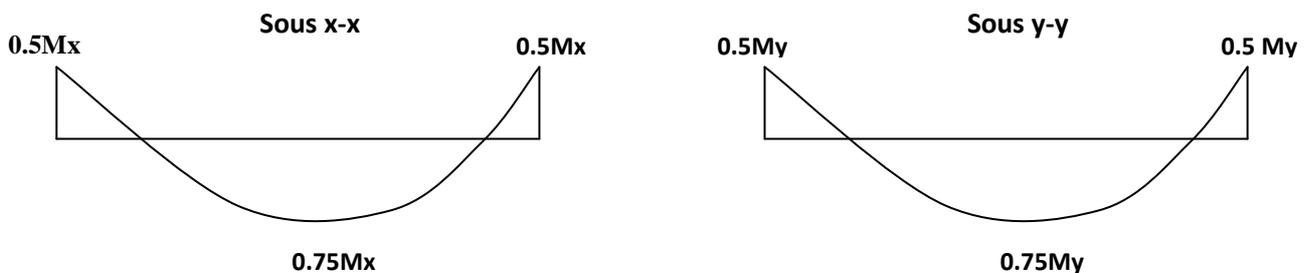


Figure VI-4 : Les moments dans les deux sens.

Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0.5 * 153.5 = 76.75 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 * 110.67 = 55.33 \text{ Kn.m}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 * 153.5 = 115.12 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 * 110.67 = 83 \text{ Kn.m}$$

Ferraillage dans le sens x-x :

	En travée	Aux appuis
Moment (KN.m)	115.12	76.75
Moment réduit (μ)	$\mu = \frac{M}{b.d^2.fbc} = \frac{115.12*100}{100*28^2*1.42}$ $= 0.103 < \mu_l = 0.392$ \rightarrow S.S.A ($A_c=0$).	$\mu = \frac{M}{b.d^2.fbc} = \frac{76.75*100}{100*28^2*1.42}$ $= 0.068 < \mu_l = 0.392$ \rightarrow S.S.A ($A_c=0$).
$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.136	0.089
$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	0.945	0.964
A_t (cm ²)	$A_t = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{115.12*100}{0.945*28*34.8} =$ 12.50 cm²	$A_t = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{76.75*100}{0.964*28*34.8} =$ 8.17 cm²
A_{adp} (cm ²)	8HA16=16.08cm²	8HA14=12.31cm²
Espacements	$S_t=12$ cm	$S_t=12$ cm

Ferrailage dans le sens y-y :

	En travée	Aux Appuis
Moment (KN.m)	83	55.33
Moment réduit (μ)	$\mu = \frac{M}{b.d^2.fbc} = \frac{83*100}{100*28^2*1.42}$ $= 0.074 < \mu_l = 0.392$ S.S.A ($A_c=0$).	$\mu = \frac{M}{b.d^2.fbc} = \frac{55.33*100}{100*28^2*1.42}$ $= 0.049 < \mu_l = 0.392$ S.S.A ($A_c=0$).
$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.096	0.063
$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	0.961	0.975
A_t (cm ²)	$A_t = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{83*100}{0.961*28*34.8} =$ 8.86 cm²	$A_t = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{55.33*100}{0.975*28*34.8} =$ 5.82 cm²
A_{adp} (cm ²)	6HA16 = 12.06cm²	6HA14 = 9.23cm²
Espacements	$S_t=18$ cm	$S_t=18$ cm

Vérifications à L'ELU :

- ✓ **Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL99):**

$$A_{min} = p_0 * \left(\frac{3-\rho}{2} \right) * b * h$$

Avec :

A_{min} : section minimale d'armatures.

p_0 : taux d'acier minimal 0,8 ‰ = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.0}{4.5} = 0.88$$

b, h : dimensions de la dalle.

$$A_{\min} = 0.0008 * \left(\frac{3-0.88}{2}\right) * 100 * 30 = 2.533 \text{ cm}^2$$

	At en travée (cm ²)	At aux appuis (cm ²)	La condition
Suivant X-X	16.08	12.31	$A_x > A_{\min} \rightarrow \text{CV}$
Suivant Y-Y	12.06	9.23	$A_y > A_{\min} \rightarrow \text{CV}$

✓ **L'espace des barres (Art A.8.2.42 BAEL 99) :**

- Direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min(2 * h, 25 \text{ cm})$.

- Direction perpendiculaire à la plus sollicitée : $S_t \leq \min(3 * h, 33 \text{ cm})$.

h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens (x-x): $S_t = 12 \text{ cm} \leq \min(2 * h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

Sens (y-y): $S_t = 18 \text{ cm} \leq \min(3 * h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b * d} \leq \tau_{\text{adm}} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

$$T_{\max} = (q_u * l_y) / 2 = (196.61 * 4.5) / 2 = 442.37 \text{ Kn}$$

$$D'où : \tau_u = \frac{T_{\max}}{b * d} = \frac{442.37 * 10^3}{1000 * 280} = 1.57 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{\text{adm}} = 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 * 25 / 1.5 = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.57 \text{ MPa} < \tau_{\text{adm}} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcul à l'ELS :

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient :

$$M_x = 0.0488 * 139.61 * 4.0^2 = 109 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 0.721 * 109 = 78.59 \text{ kN.m}$$

Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0.5 * 109 = 54.5 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 * 78.59 = 39.29 \text{ Kn.m}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.85 * 109 = 92.65 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 * 78.59 = 66.8 \text{ Kn.m}$$

Vérifications à l'ELS :

✓ Vérification de la contrainte dans les aciers :

Il faut vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d}$$

✓ Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

Il faut s'assurer que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

		Ms (Kn.m)	As cm ²	ρ1	β1	K1	σs (Mpa)	σs (Mpa)	σb (Mpa)	σb (Mpa)	obs
Sens x-x	Travée	92.65	16.08	0.58	0.887	29.25	232	348	7.93	15	cv
	Appui	54.5	12.31	0.439	0.899	34.5	175.88		5.09		
Sens y-y	Travée	66.8	12.06	0.43	0.890	34.75	222.27		6.39		
	Appui	39.29	9.23	0.330	0.95	40.87	160		3.91		

VI-3-5-B : Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie .Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

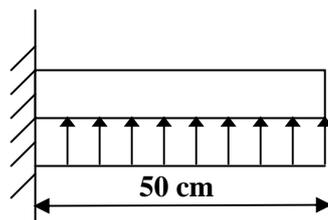


Figure VI-5 : Schéma statique du débord

Sollicitation de calcul :

A l'ELU :

$$P_u = 196.61 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-196.61 * 0.50^2}{2} = -24.57 \text{ kN.m}$$

A P'ELS

$$P_s = 139.61 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-139.61 * 0.50^2}{2} = -17.45 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Comme le débord est moins sollicité que la dalle, et afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

VI-3-5-C : Etude des nervures :

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide du logiciel ETABS.

$$q_u = 196.61 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = 139.61 \text{ kN/ml}$$

Détermination des efforts :

✓ Sens longitudinal :

ELU :

$q_u = 196.61 \text{ kN/ml}$

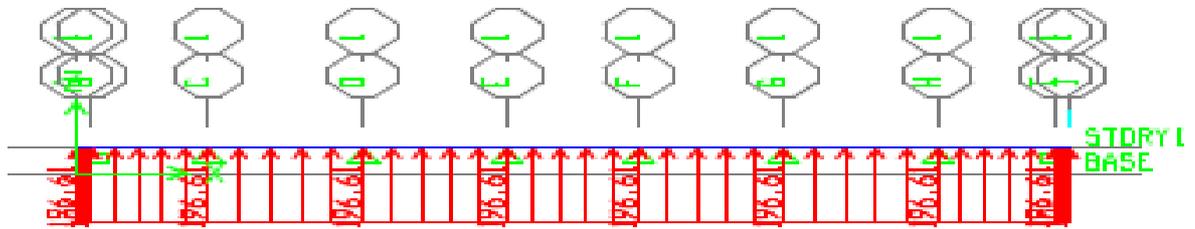


Figure VI-6 : Chargement à l'ELU.

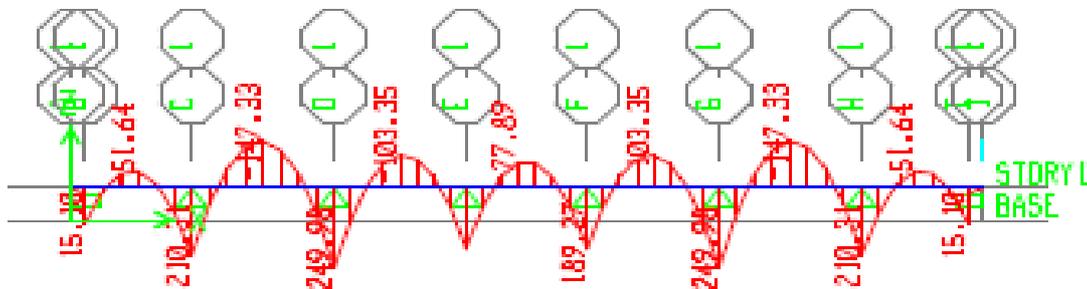


Figure VI-7 : Diagramme des moments fléchissant.

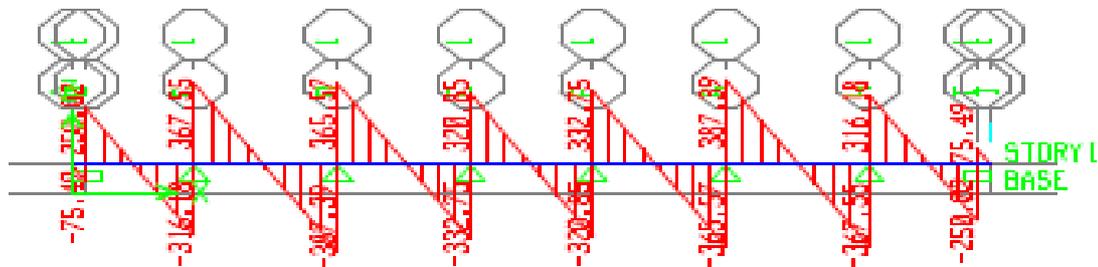


Figure VI-8 : Diagramme des efforts tranchants.

ELS :

$q_s = 139.61 \text{ kN/ml}$

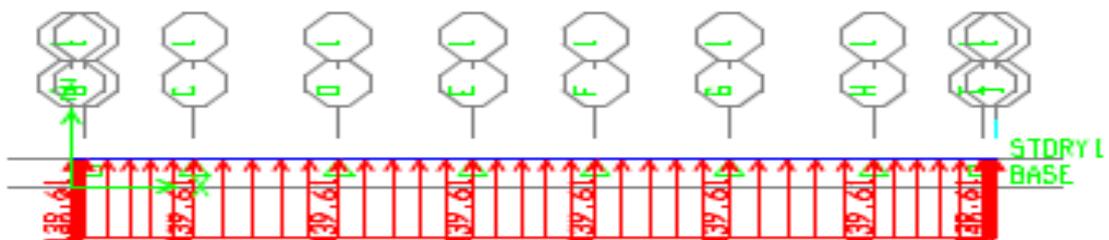


Figure VI-9 : Chargement à l'ELS.

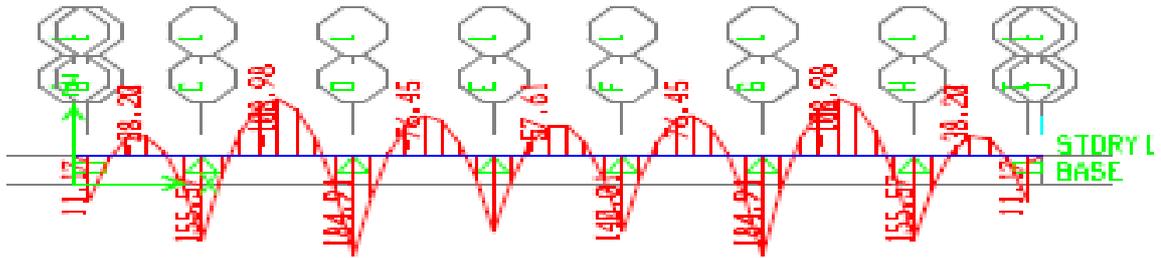


Figure VI-10 : Diagramme des moments fléchissant.

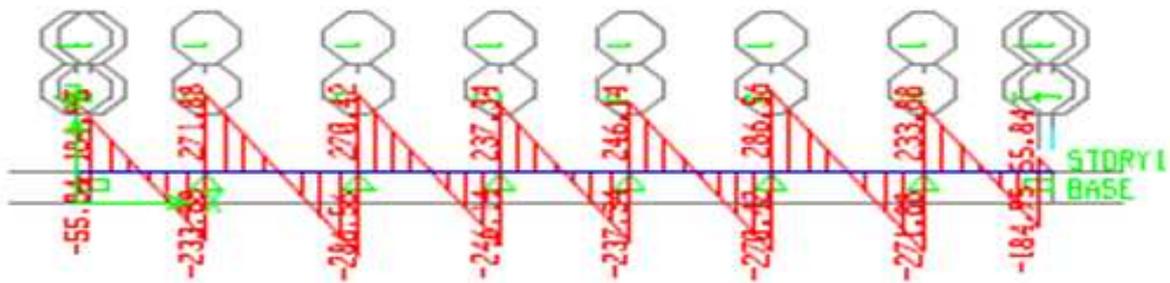


Figure VI-11 : Diagramme des efforts tranchants.

✓ Sens transversal :

ELU :

$q_u = 139.61 \text{ kN/ml}$

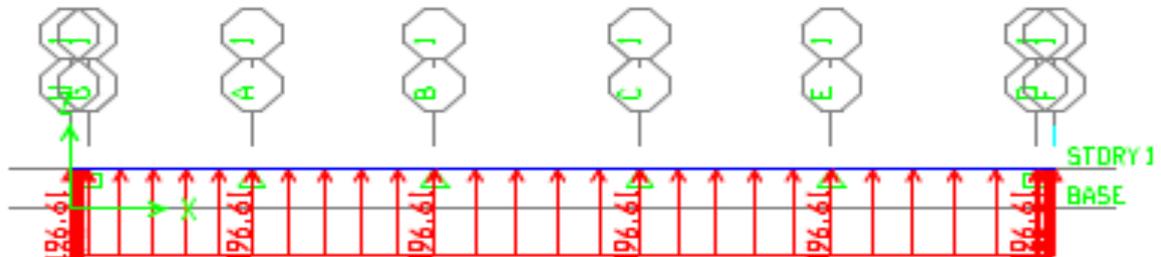


Figure VI-12 : Chargement à l'ELU.

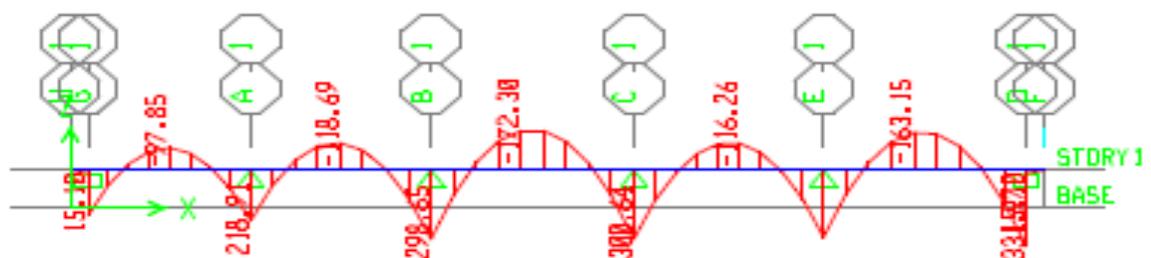


Figure VI-13 : Diagramme des moments fléchissant.

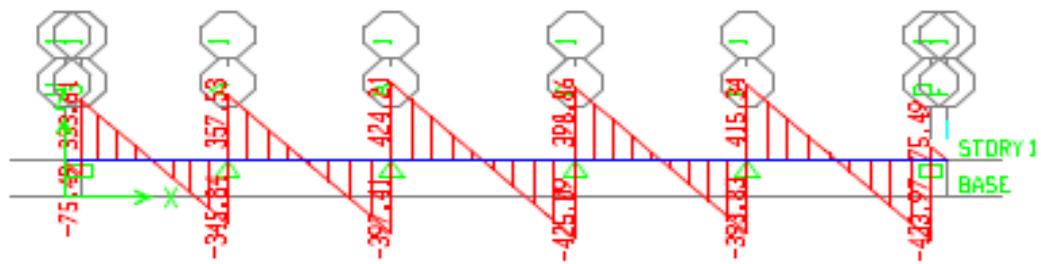


Figure VI-14 : Diagramme des efforts tranchants.

ELS :

$q_s = 139.61 \text{ kN/ml}$

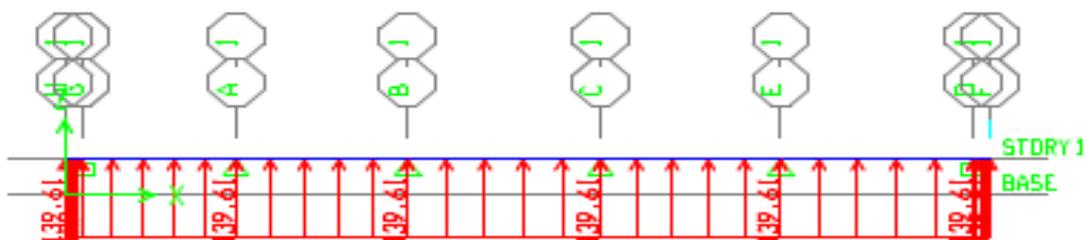


Figure VI-15 : Chargement à l'ELS.

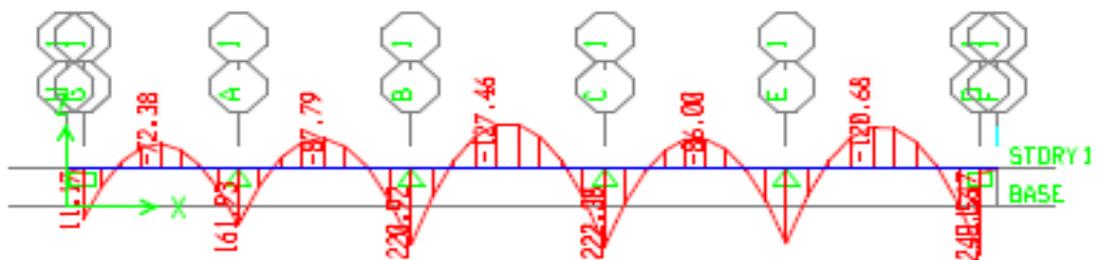


Figure VI-16 : Diagramme des moments fléchissant.

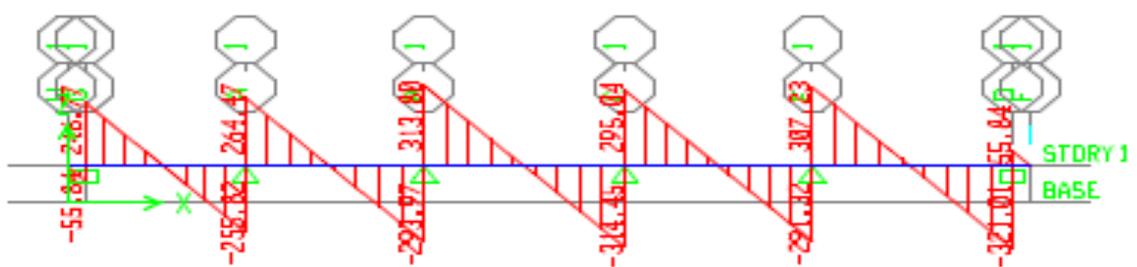


Figure VI-17 : Diagramme des efforts tranchants.

Armatures longitudinales :

Pour le ferrailage on prend les moments maximaux aux appuis et en travées. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant:

	Efforts internes	Sens longitudinal	Sens transversal
ELU	Tmax(KN)	387.39	433.97
	Ma (KN.m)	249.08	331.97
	Mt(KN.m)	147.33	172.30
ELS	Ma(KN.m)	184.91	245.56
	Mt(KN.m)	108.98	127.46

Le calcul du ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

		Mu(KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	β	Ast (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Choix des barres
x-x	Appui	249.08	55	95	0.035	0.982	7.67	12.06	4HA16+2HA16
	Travée	147.33			0.020	0.989	4.5	11.12	4HA16+2HA14
y-y	Appui	331.97			0.047	0.975	10.29	16.58	4HA20+2HA16
	Travée	172.30			0.024	0.987	5.28	12.56	4HA20

Armatures transversales :

Espacement des armatures :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Soit : **2 cadres de ϕ 10**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{ 25 ; 24 \} = 24 \text{ cm}$$

S_t = 15cm.

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.003 * S_t * b = 2.47 \text{ cm}^2$$

Soit **A_t = 4HA10 = 3.14 cm².**

Armatures de peau : (BAEL/Art A.8.3)

Les armatures de peau sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risque d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

$$A_p = \frac{3 * 1}{1} = 3 \text{ cm}^2$$

Soit **A_t = 2HA10 = 3.08 cm².**

Vérifications à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 6.309 \text{ cm}^2$$

$A_a = 12.06 > A_{\min}$ condition vérifiée

$A_t = 11.12 > A_{\min}$ condition vérifiée

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 433.97 \text{ kn}$

$$\tau_u = \frac{433.97 \times 10^3}{550 \times 950} = 0.83 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.83 \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

Vérifications à l'ELS :

✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

Il faut vérifier : $\leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_{St}}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{St}}{b.d}$$

✓ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

Il faut s'assurer que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

		Ms (Kn.m)	As cm ²	ρ1	β1	K1	σs (Mpa)	σ̄s (Mpa)	σb (Mpa)	σ̄b (Mpa)	Obs
Sens x-x	Travée	108.98	11.12	0.211	0.926	52.57	111.40	348	2.11	15	cv
	Appui	184.91	12.06	0.127	0.941	69.75	171.51		2.45		
Sens y-y	Travée	127.46	12.56	0.132	0.940	68.32	113.64		1.66		
	Appui	245.56	16.58	0.174	0.932	58.53	167.27		2.85		

Conclusion générale

Conclusion Générale

Au cours de ce projet de fin d'études, un calcul d'un bâtiment en RDC+10 étages à usage d'habitation et commercial a été réalisé, situé à la ville de Tizi-Ouzou. Cet immeuble en béton armé est caractérisé par un contreventement mixte.

Le travail mené sur cette structure nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

-Concernant le pré dimensionnement des éléments structuraux (portiques – voiles), nous avons veillé à pré dimensionner ces derniers en choisissant les dimensions les plus proches du minimum recommandé par les règlements parasismique et le CBA.

Pour notre cas nous n'avons pas pu valider ces choix dans le chapitre vérifications, on a dû augmenter les sections des poteaux, poutres et l'épaisseur des voiles pour satisfaire les conditions du RPA.

-Concernant le choix du système de contreventement, du fait que la structure est composée de plusieurs portiques nous avons pris la décision de faire participer ces derniers au contreventement tout en veillant à injecter le minimum de voiles possibles, dans le but de ramener le système à un contreventement mixte, conformément à l'article 3.4.4a du RPA99 Version 2003. On a essayé de respecter le critère de symétrie et d'éloigner le plus possible les voiles du centre de gravité de la structure afin d'éviter tout problème de torsion. Nous pouvons constater que les ferrailages des voiles et portiques sont presque du même ordre de grandeur. Cette remarque vient du fait qu'on a un contreventement mixte.

-Le choix du type de fondation est conditionné par la lecture du rapport géotechnique et le respect de ses recommandations. Nous avons opté pour un radier général à une profondeur de 1m.

Les recommandations exigées par les règlements concernant les fondations sont toutes vérifiées.

-Après calculs, les déplacements et la stabilité du bâtiment ont été vérifiés. Au final, le bâtiment est stable au renversement et au soulèvement.

-En définitif, nous pouvons conclure que grâce au calcul effectué avec le logiciel ETABS, nous avons pu accélérer le travail surtout concernant les dispositions des voiles et en tirant rapidement les efforts internes max.

Bibliographie

- Règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

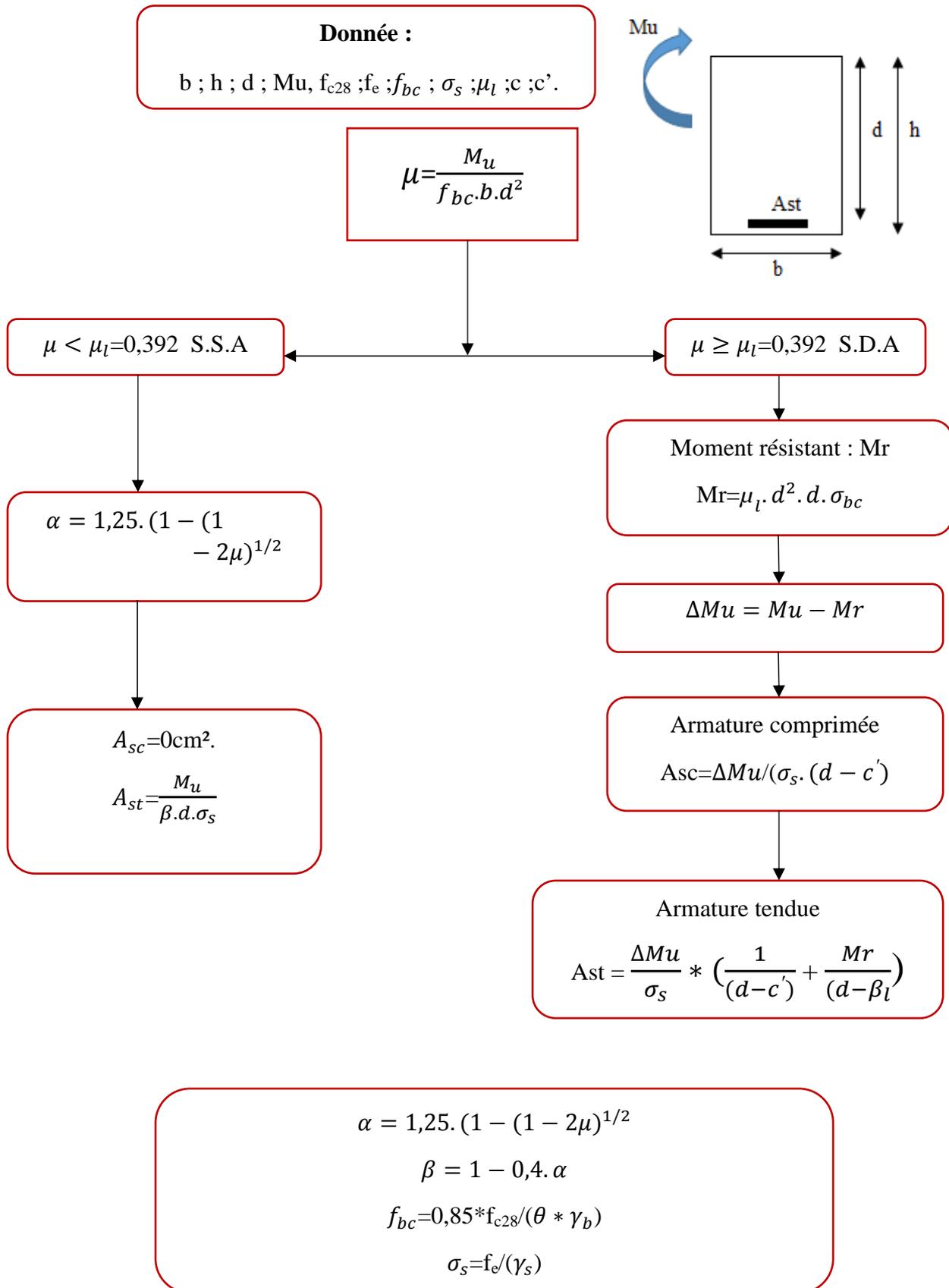
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL91 modifiées 99.

- Règles de Conception et Calcul des structures en Béton Armé C.B.A.

- DTR-BC-22 Charges et surcharges.

Annexes

Flexion simple (Section rectangulaire) :



Flexion simple (Section en T) :

Flexion simple - section en T - ELU

$$M_u, b, b_0, h_0, d, d', f_{c23}, f_c$$

$$M_b^T = b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \sigma_{bc}$$

$$M_u > M_b^T$$

La table est entièrement comprimée

$$M_d = (b - b_0) h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \sigma_{bc}$$

$$M_2 = M_u - M_d$$

$$\mu = \frac{M_2}{b_0 d^2 \sigma_{bc}}$$

$$\mu \leq \mu_R$$

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha)$$

$$A = \left[\frac{M_2}{z} + \frac{M_d}{\left(d - \frac{h_0}{2} \right)} \right] \frac{\gamma_s}{f_c}$$

$$M_u \leq M_b^T$$

La table n'est pas entièrement comprimée

Calcul comme si on a une section rectangulaire $b \times d$

$$\mu > \mu_R$$

$$A' \neq 0$$

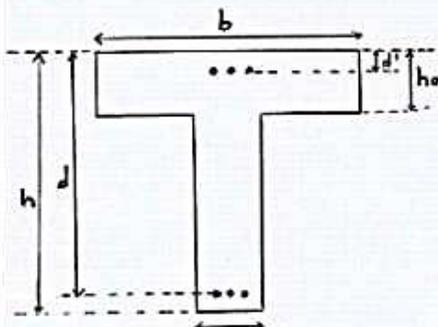
$$\varepsilon_{sc} = (3,5 \cdot 10^{-3} + \varepsilon_e) \left(\frac{d - d'}{d} \right) - \varepsilon_e$$

$$\sigma_{sc} = E_s \varepsilon_{sc}$$

$$M_R = \mu_R b_0 d^2 \sigma_{bc}$$

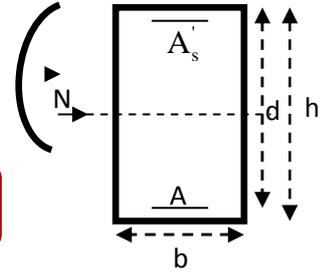
$$A' = \frac{M_2 - M_R}{(d - d') \sigma_{sc}}$$

$$A = \left[\frac{M_d}{d - \frac{h_0}{2}} + \frac{M_2 - M_R}{z} + \frac{M_2 - M_R}{d - d'} \right] \frac{\gamma_s}{f_c}$$

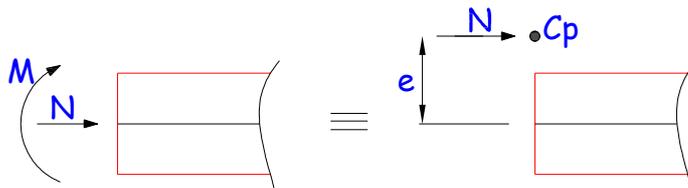


Flexion composée :

Section partiellement comprimée :



$$e_u \geq 0,5h - c$$



$$g = e_u + (0,5h - c)$$

$$M_f = N_{uc} * g$$

$$\mu = \frac{M_f}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

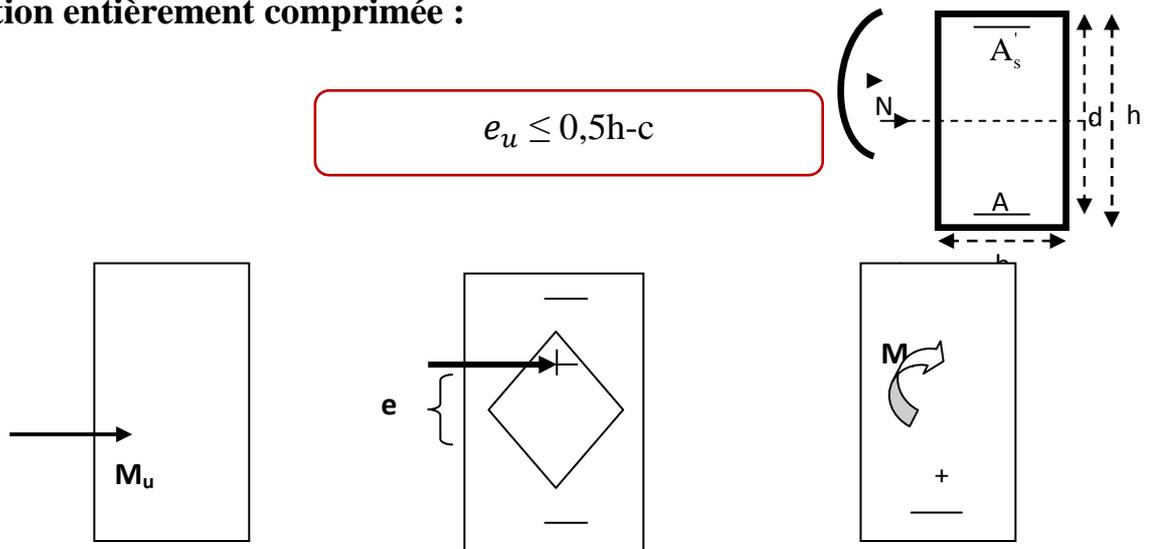
S.S.A. ou bien S.D.A (les mêmes étapes qu'une section rectangulaire soumise à la flexion)

A_{sf} : (armatures tendue), A_{sc}' : (armature comprimée)

$$A_{st} = A_{sf} - \left(\frac{N_{uc}}{\sigma_s}\right)$$

$$A_{sc} = A_{sc}'$$

Section entièrement comprimée :



$$a = e_u + (0,5h - c)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81 \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$$

OUI

S.E.C

NON

$$N_u (d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$$

S.P.C

OUI

NON

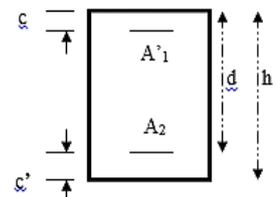
S.S.A

S.D.A

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$A'_1 = \frac{M_f (d - 0.5h) bh f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$



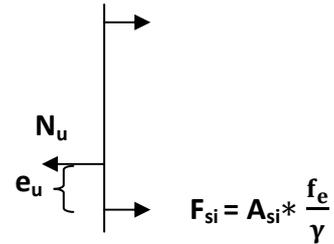
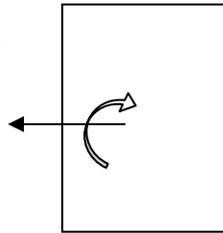
$$A'_1 = 0$$

$$A_2 = \frac{N - \Psi bh f_{bc}}{\sigma_s}$$

Section entièrement comprimée :

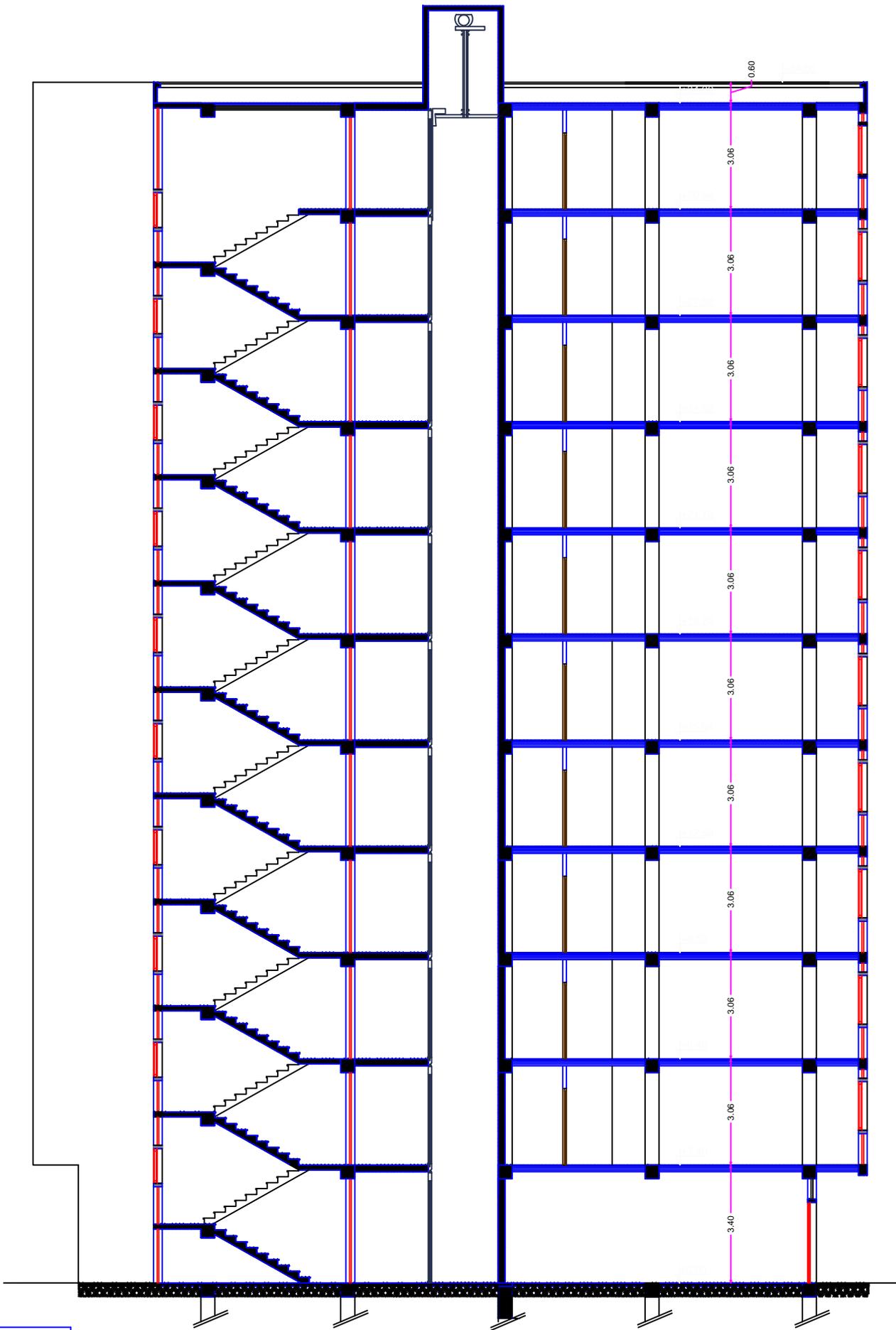
$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)} \quad F_{ss} = A_{ss} \times \frac{f_e}{\gamma}$$



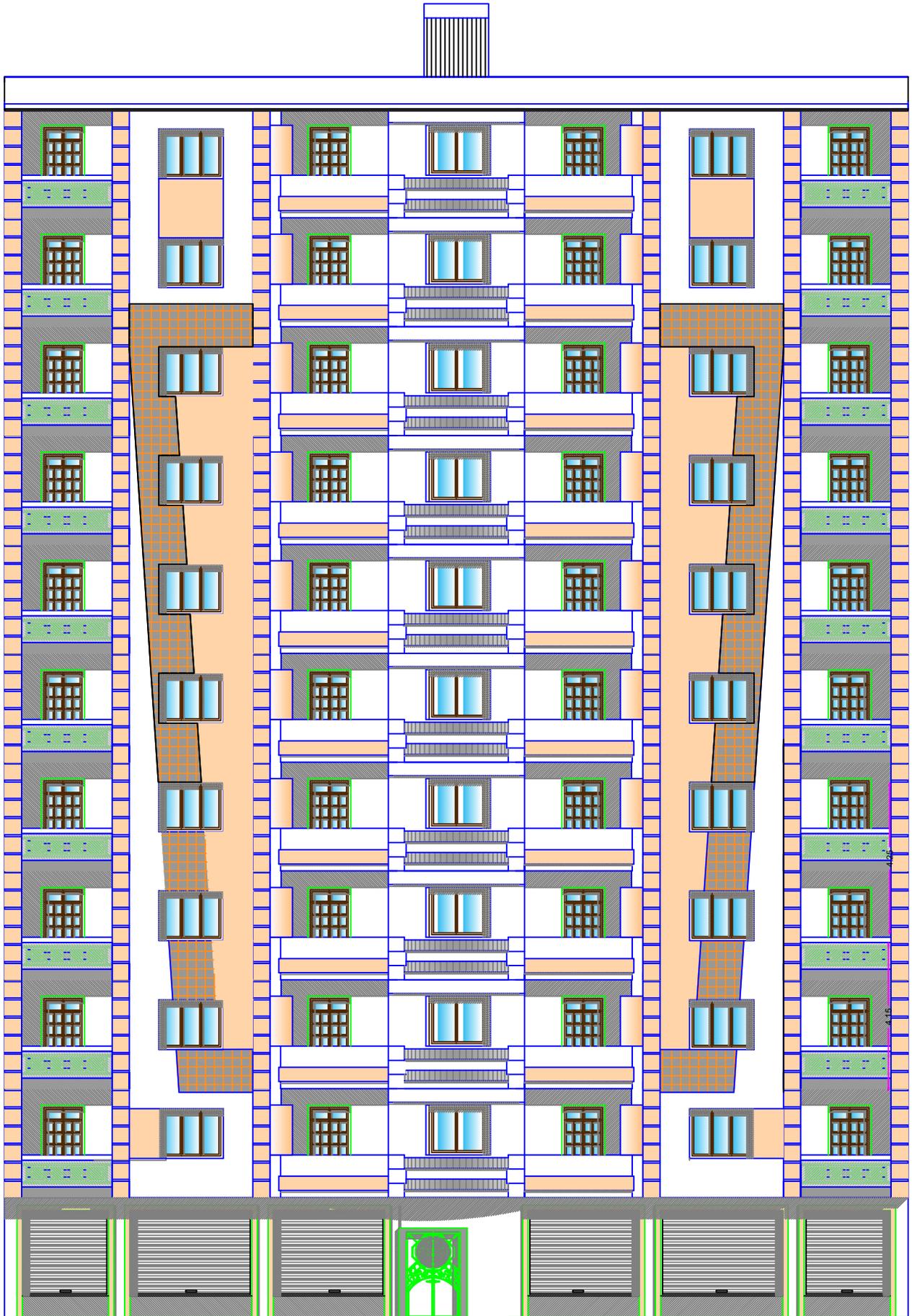
$$A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right)$$

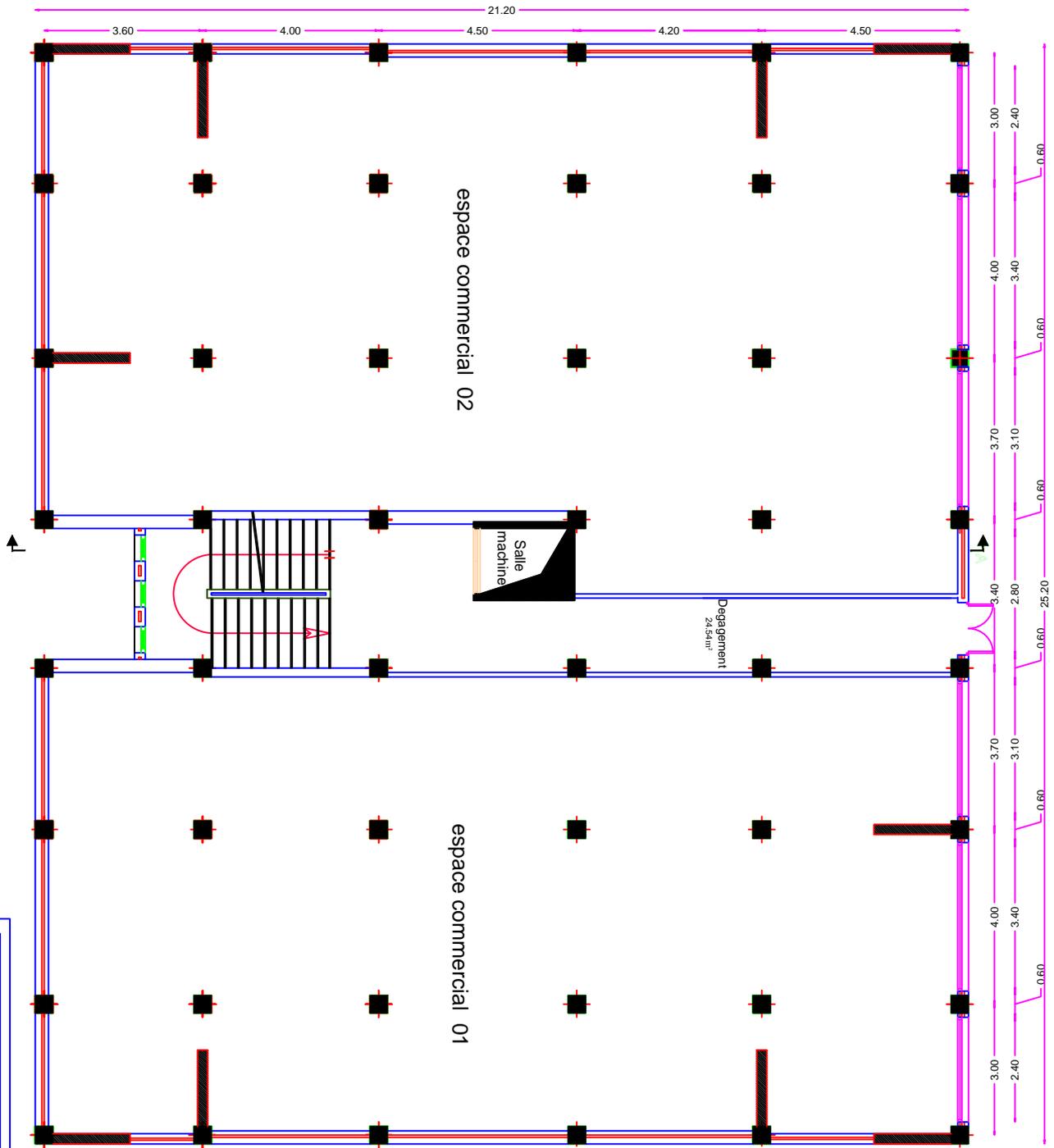
Avec : $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$



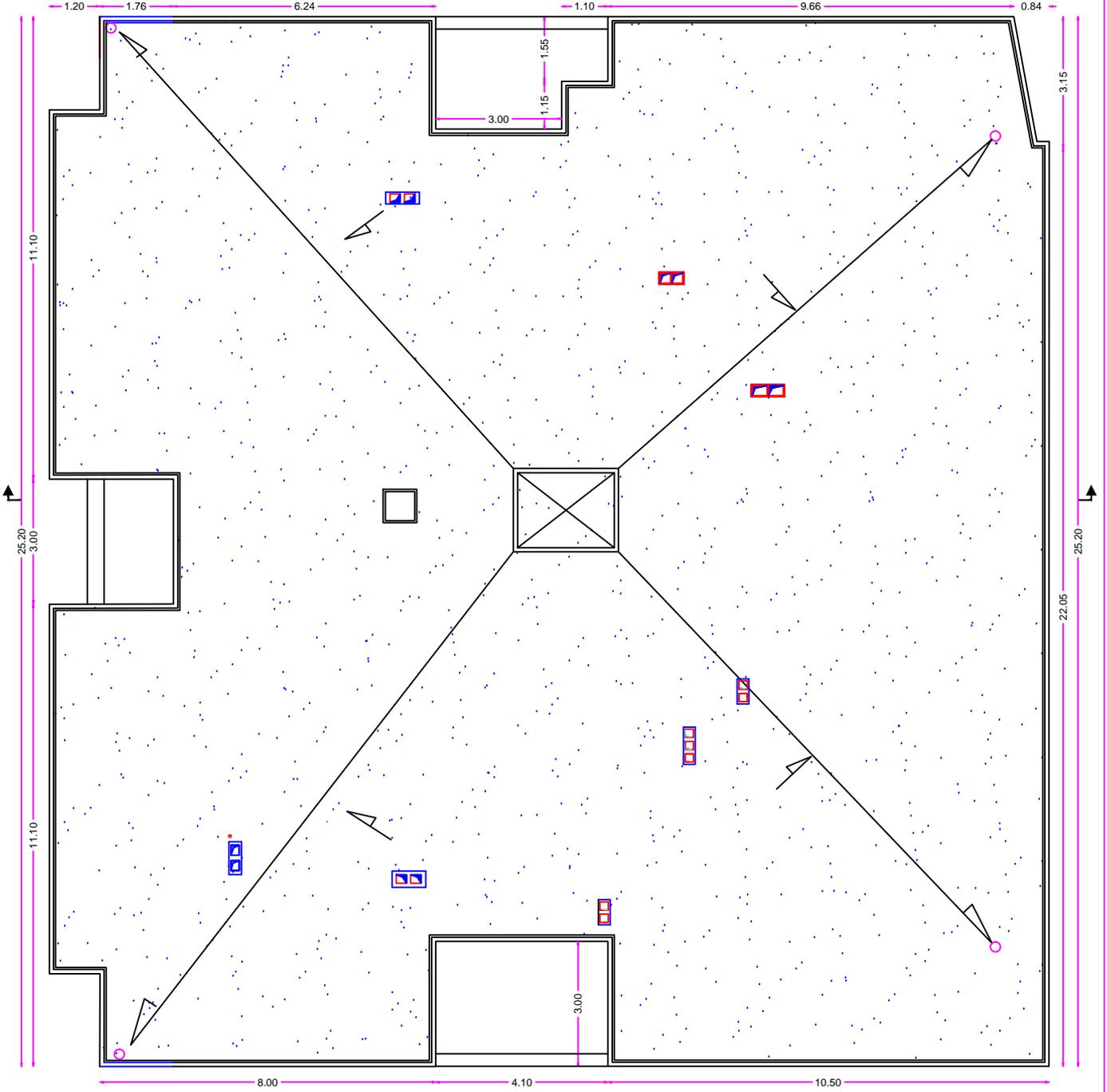
04

COUPE AA

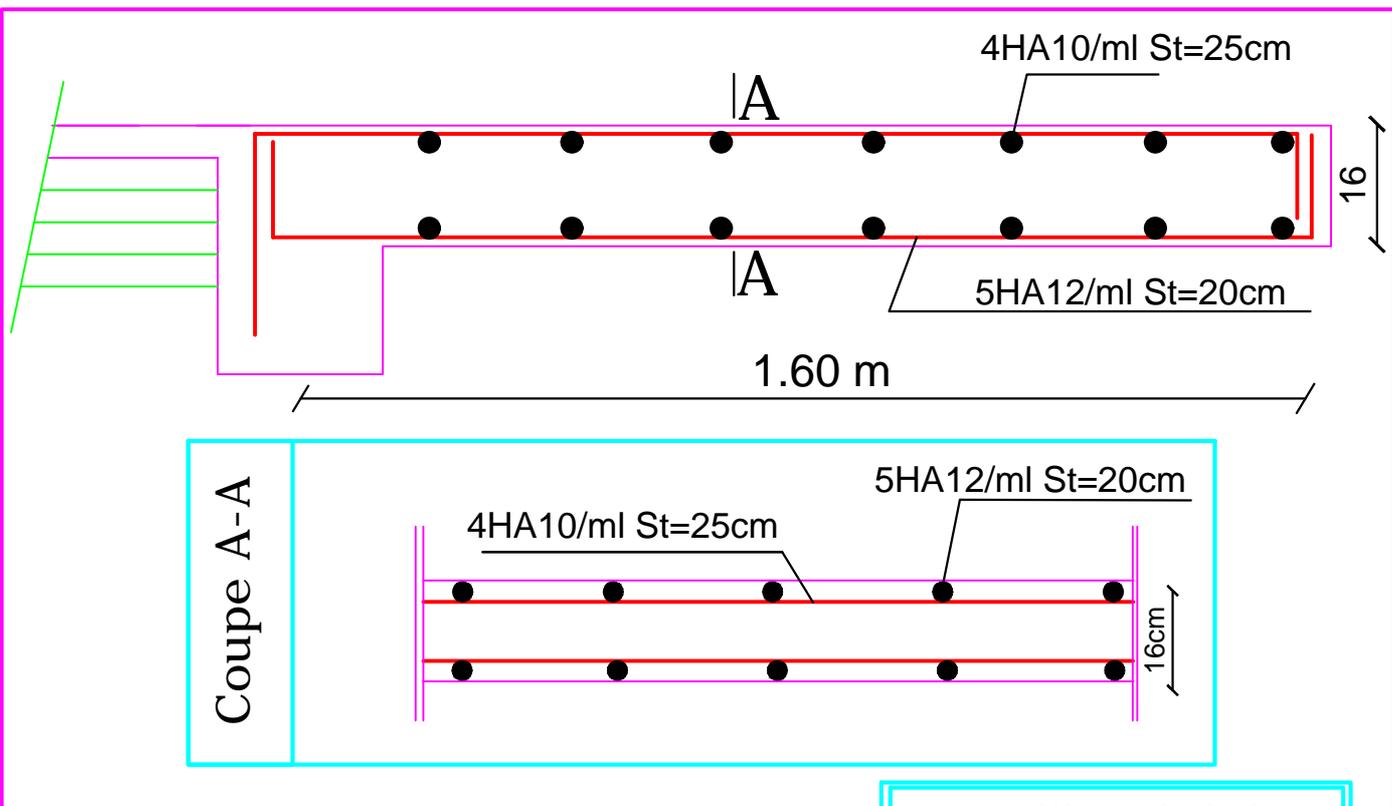




03



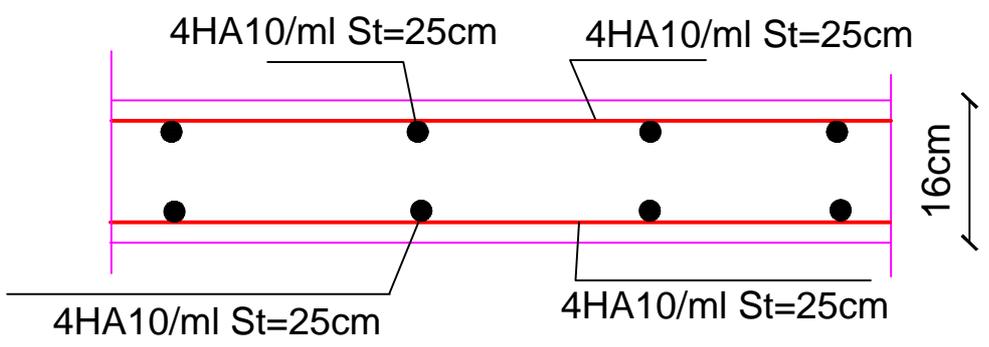
Plan de Toiture



Ferraillage du balcon

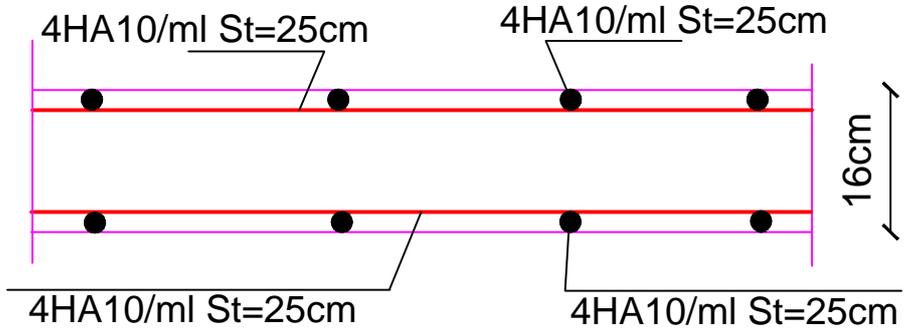
sens X-X

L=1.65m



sens Y-Y

L=2.22m



Ferraillage de la dalle salle machine

3 HA12

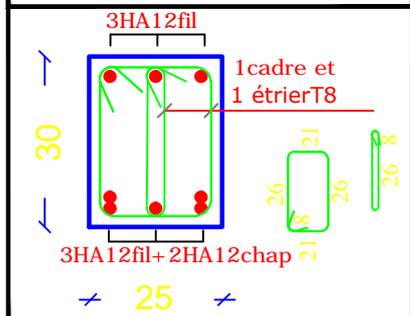
A



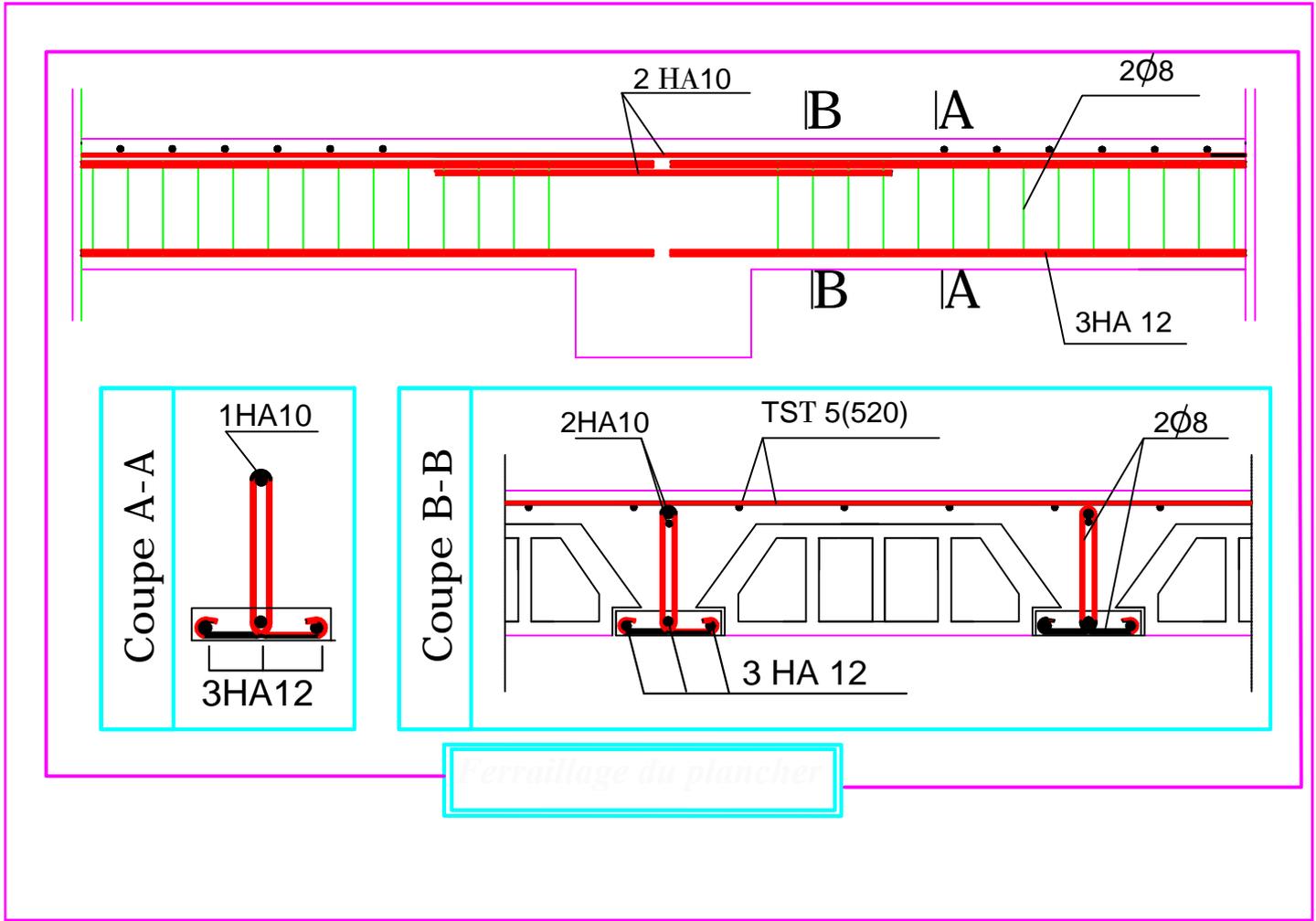
A

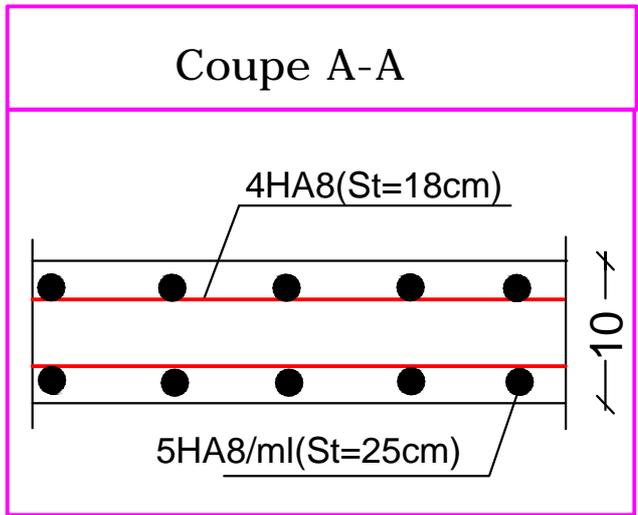
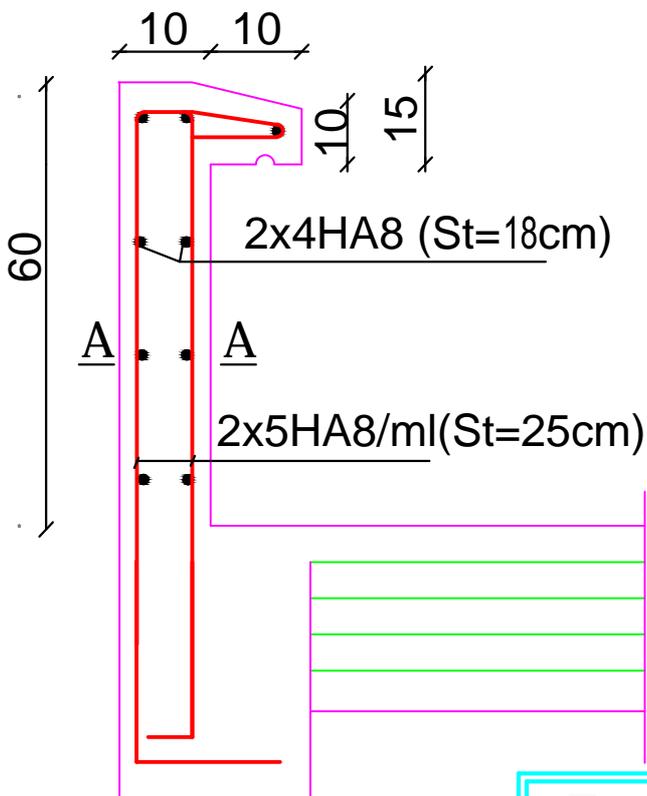
3HA12fil+2HA12chap

Coupe A-A



Ferrailage de la poutre de chaînage



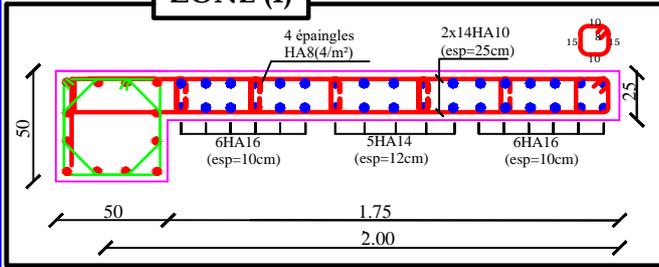


Ferraillage de l'acrotère

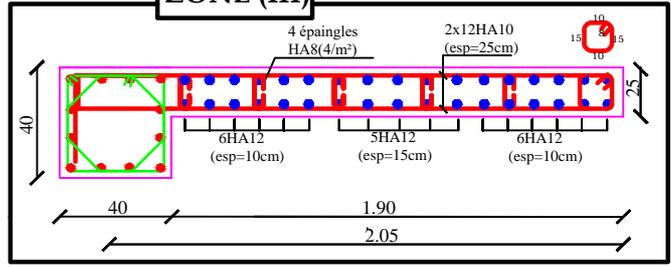
Voile Transversal :VT

-L=2.00m

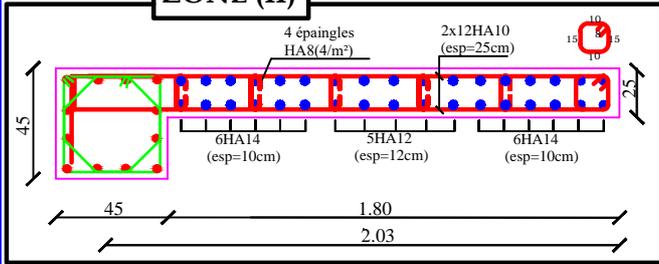
ZONE (I)



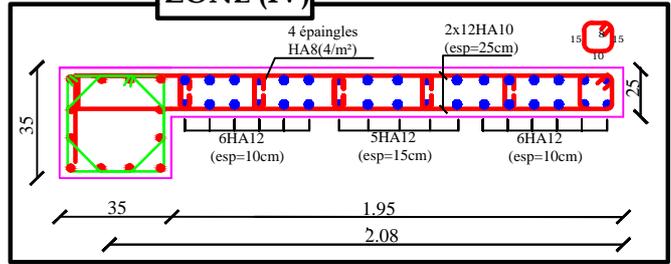
ZONE (III)



ZONE (II)



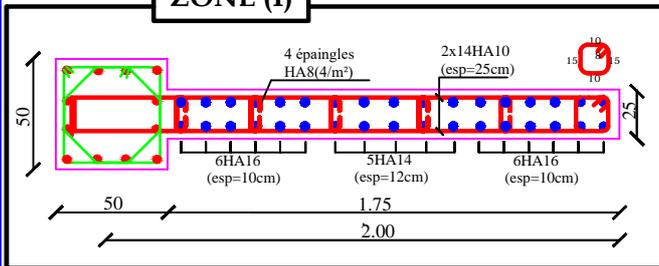
ZONE (IV)



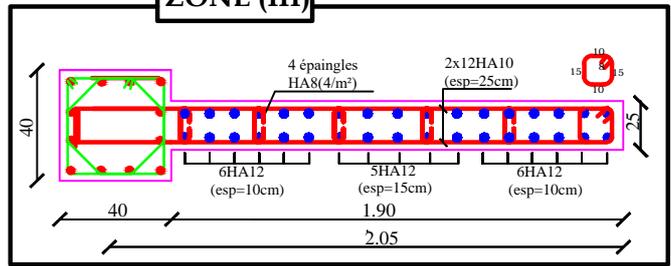
Voile Longitudinal:VL

-L=2.00m

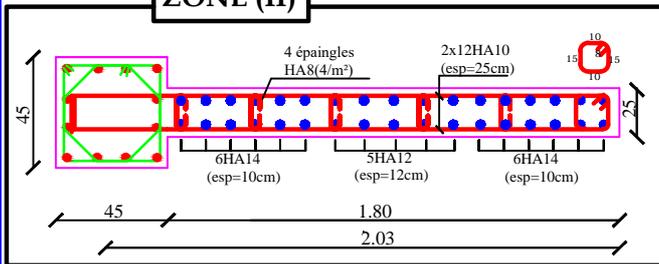
ZONE (I)



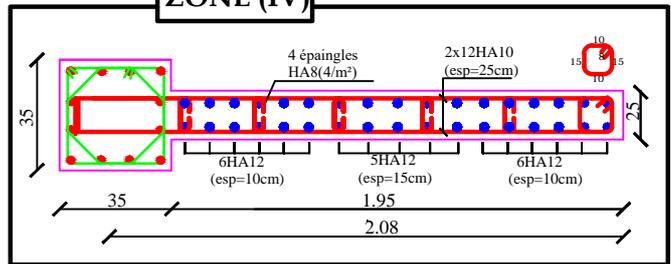
ZONE (III)



ZONE (II)



ZONE (IV)



**FERRAILLAGE DES VOILES
LONGITUDINAUX ET TRANSVERSAUX
VL et VT**

Pour les Zones (I), Zone (II), Zone (III)
et Zone (IV)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} BENSALI Mounira
-M^{elle} HACHEMI Thileli

Dirigé par :

-M^{me} SI AHMED.H

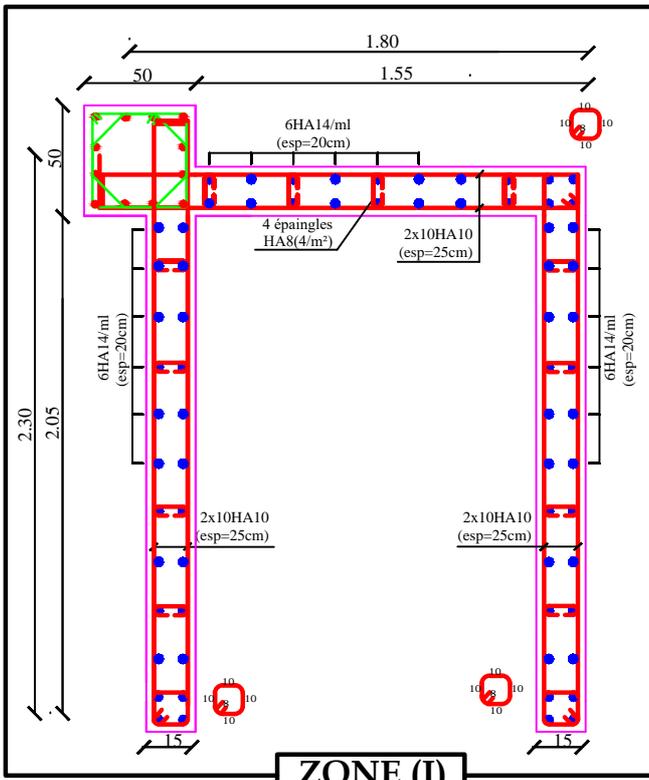
Titre :

FERRAILLAGE DES VOILES
LONGITUDINAUX ET TRANSVERSAUX
VL et VT

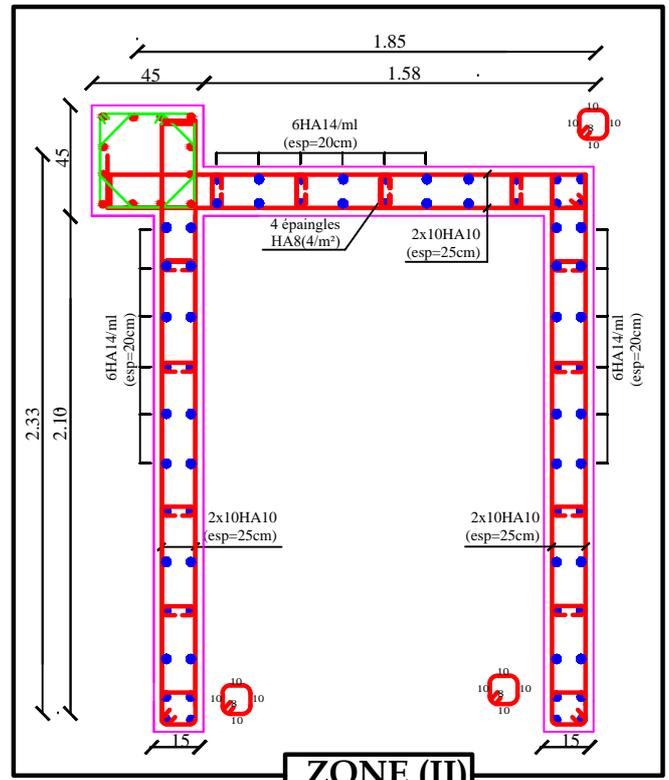
Echelle°: 1/50

Plan N°: 12

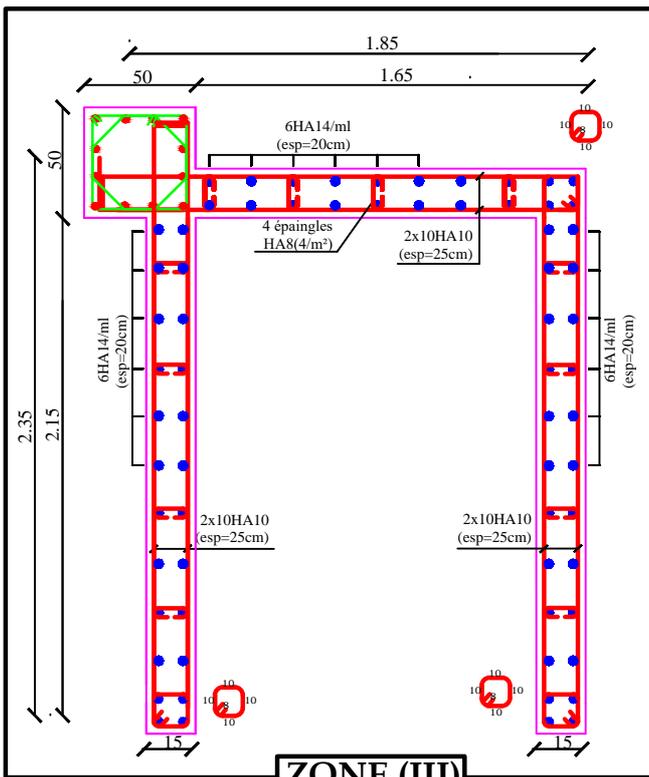
Promotion:
2019



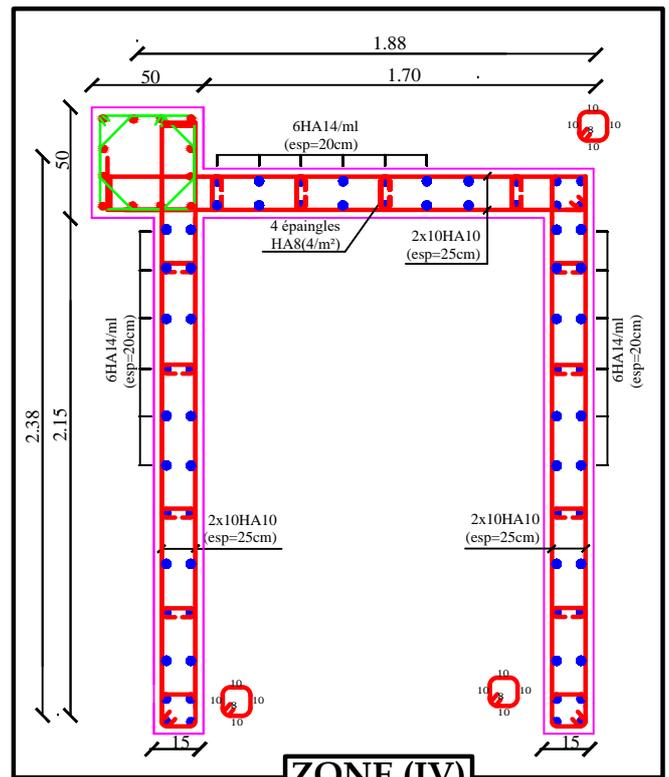
ZONE (I)



ZONE (II)

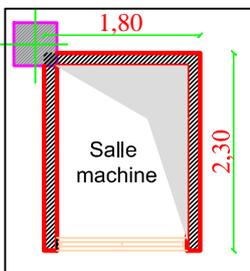


ZONE (III)

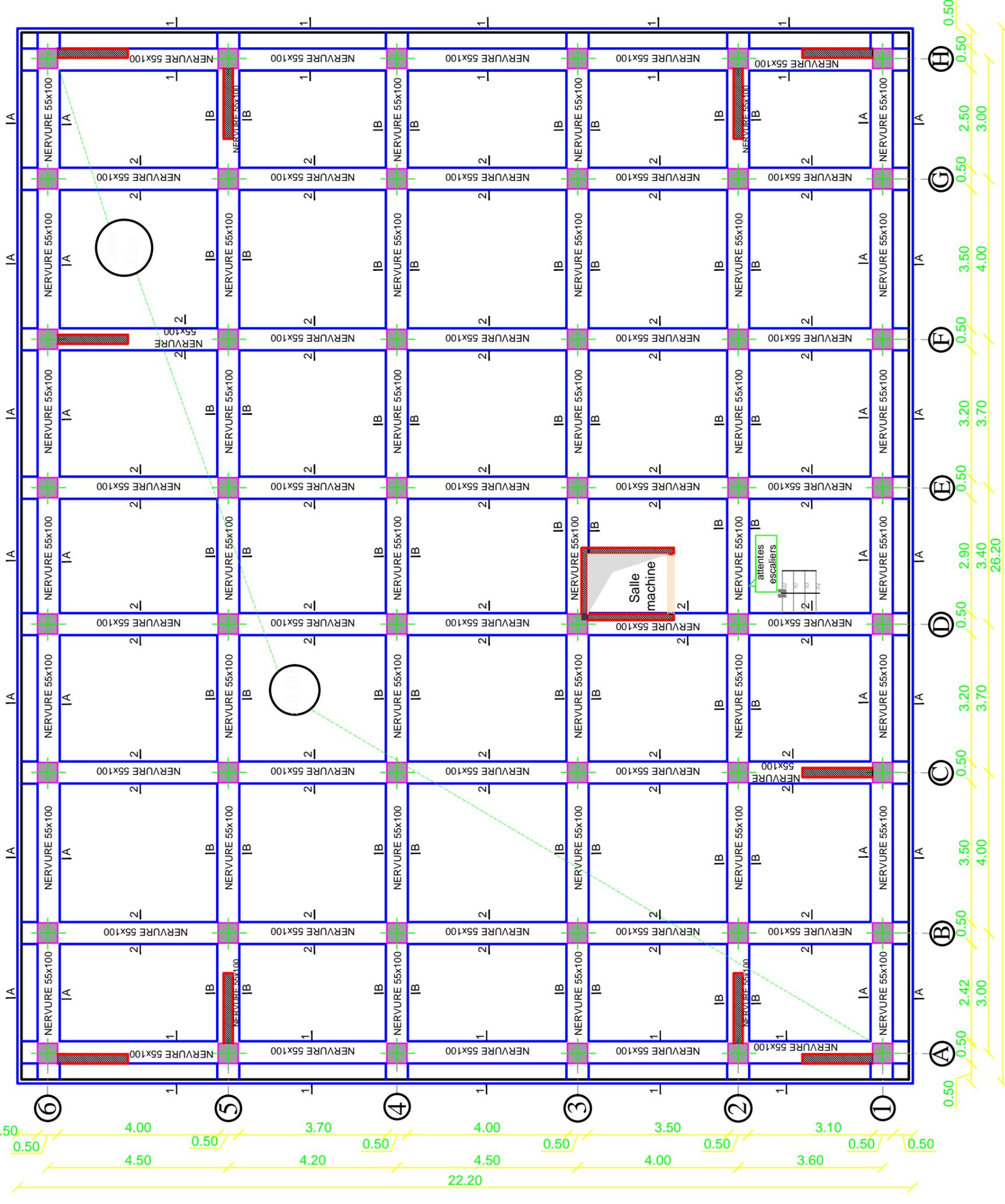


ZONE (IV)

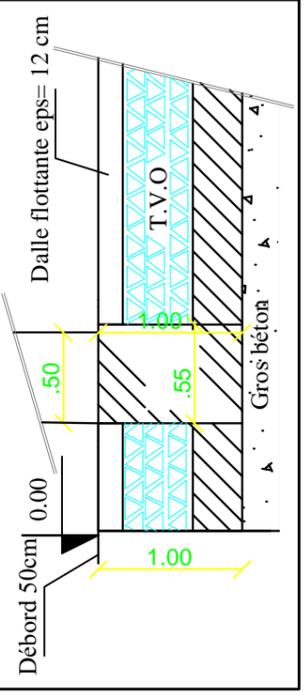
Plan de Ferrailage des voiles (salle machine) Zone (I), (II), (III) et (IV)



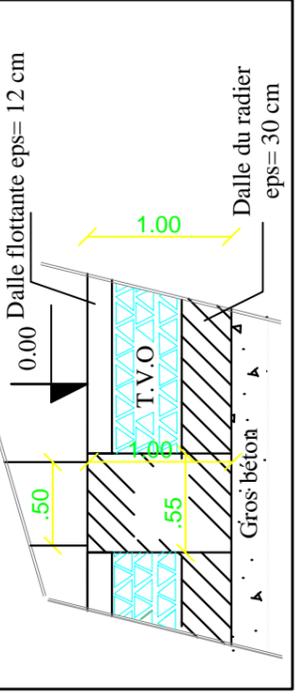
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
<u>Etudié par :</u> -M ^{elle} BENSIALI Mounira -M ^{elle} HACHEMI Thileli	<u>Titre :</u> PLAN DE FERRAILAGE DES VOILES (salle machine) Zone (I), (II), (III) et (IV)	<u>Echelle°:</u> 1/50
<u>Dirigé par :</u> -M ^{me} SI AHMED.H		<u>Plan N°:</u> 13
		<u>Promotion:</u> 2019



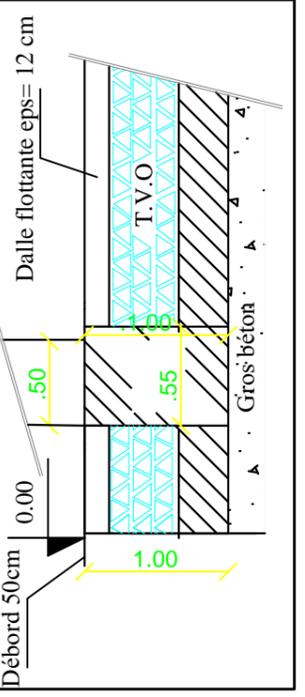
Coupe 1-1



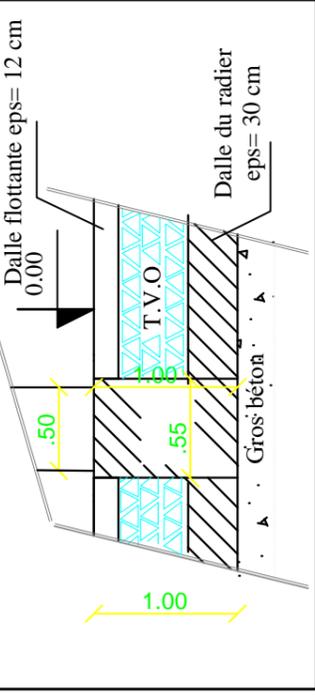
Coupe 2-2



Coupe A-A



Coupe B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil
 Etudié par :
 -M^{lle} BENSIALI Mounira
 -M^{lle} HACHEMI Thileli
 Dirigé par :
 -M^{me} SI AHMED.H
 Echelle : 1/50
 Plan N° : 01
 Promotion : 2019

- Zone: (I)**
- Poteaux: (50X50)
 - Nervure : (55X100)
 - Débord : 50Cm
 - Dalle flottante: ep=12cm
 - Dalle de radier: ep=30cm

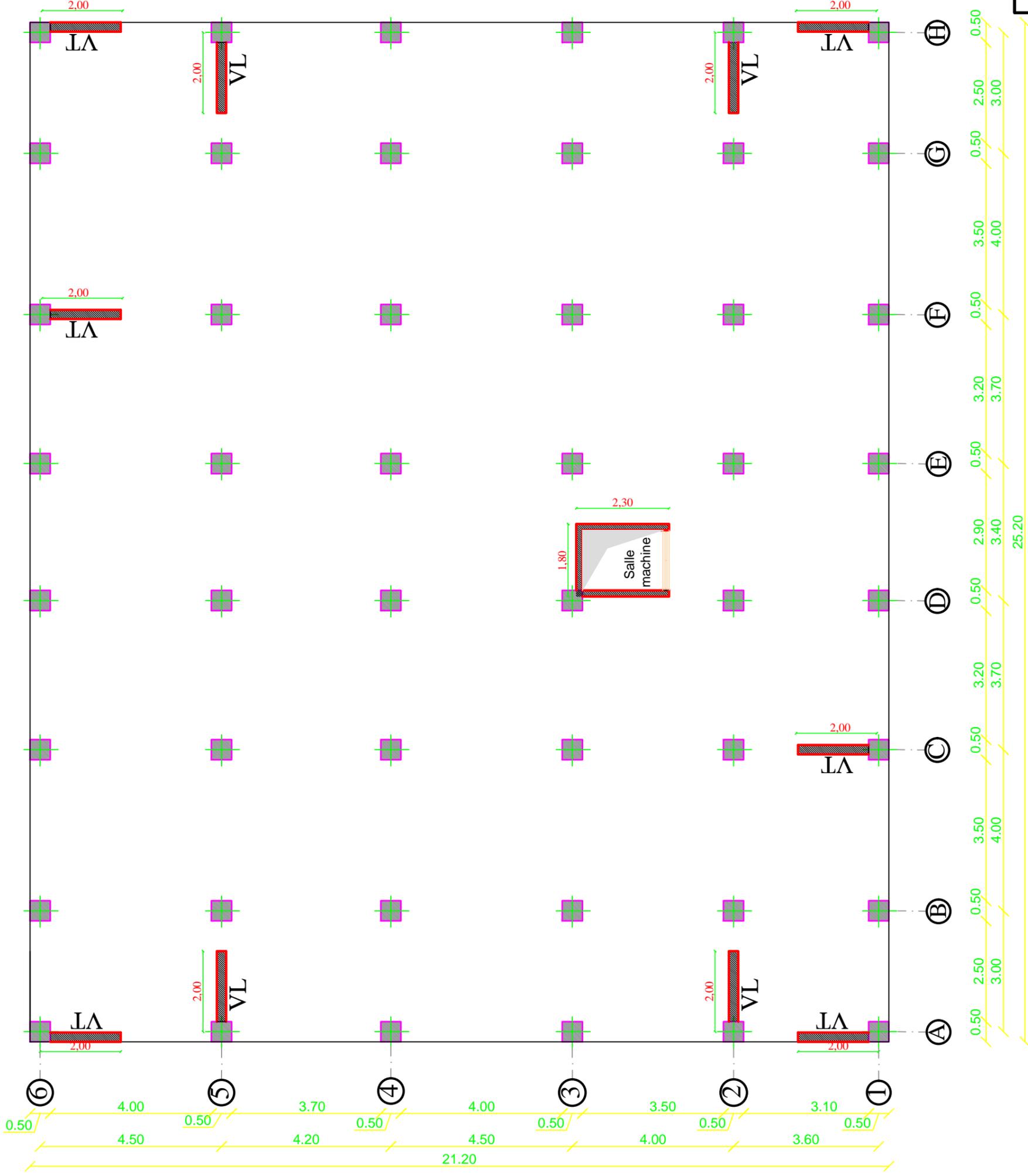
PLANE DE FONDATIONS
 NIV=±0.00 (RDC)

***Les Voiles Longitudinaux:**

VL = 2.00 m

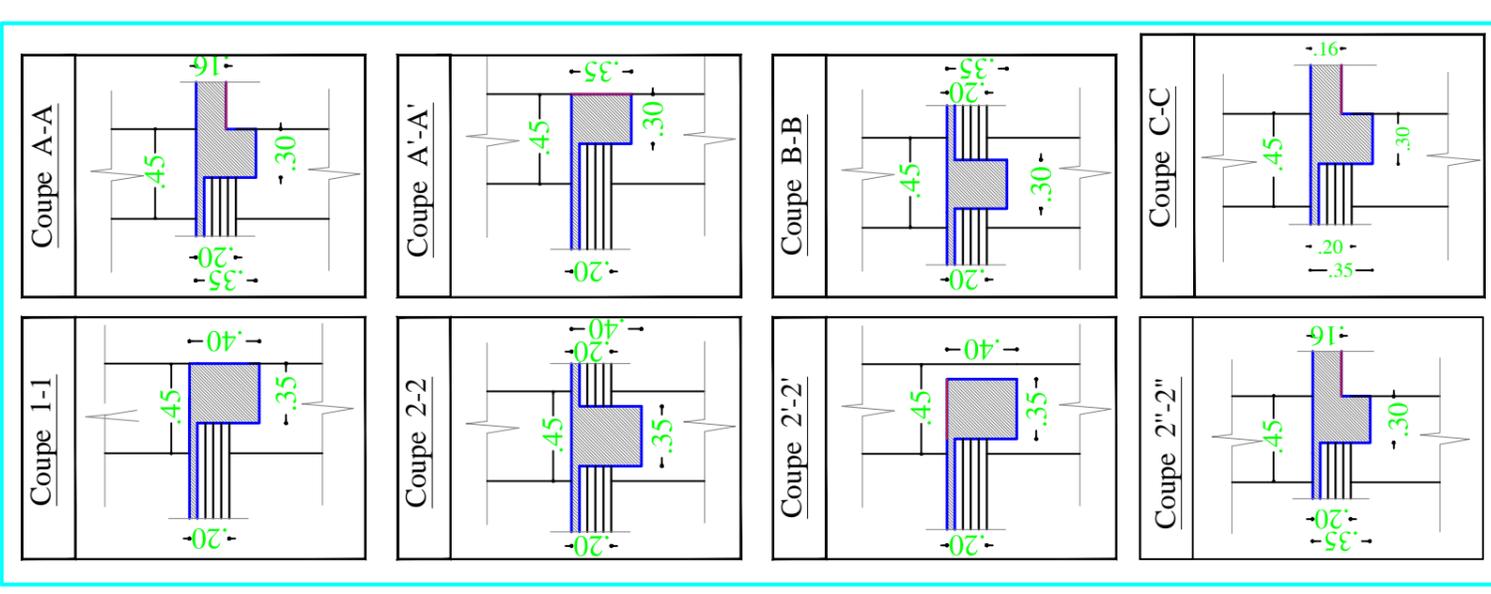
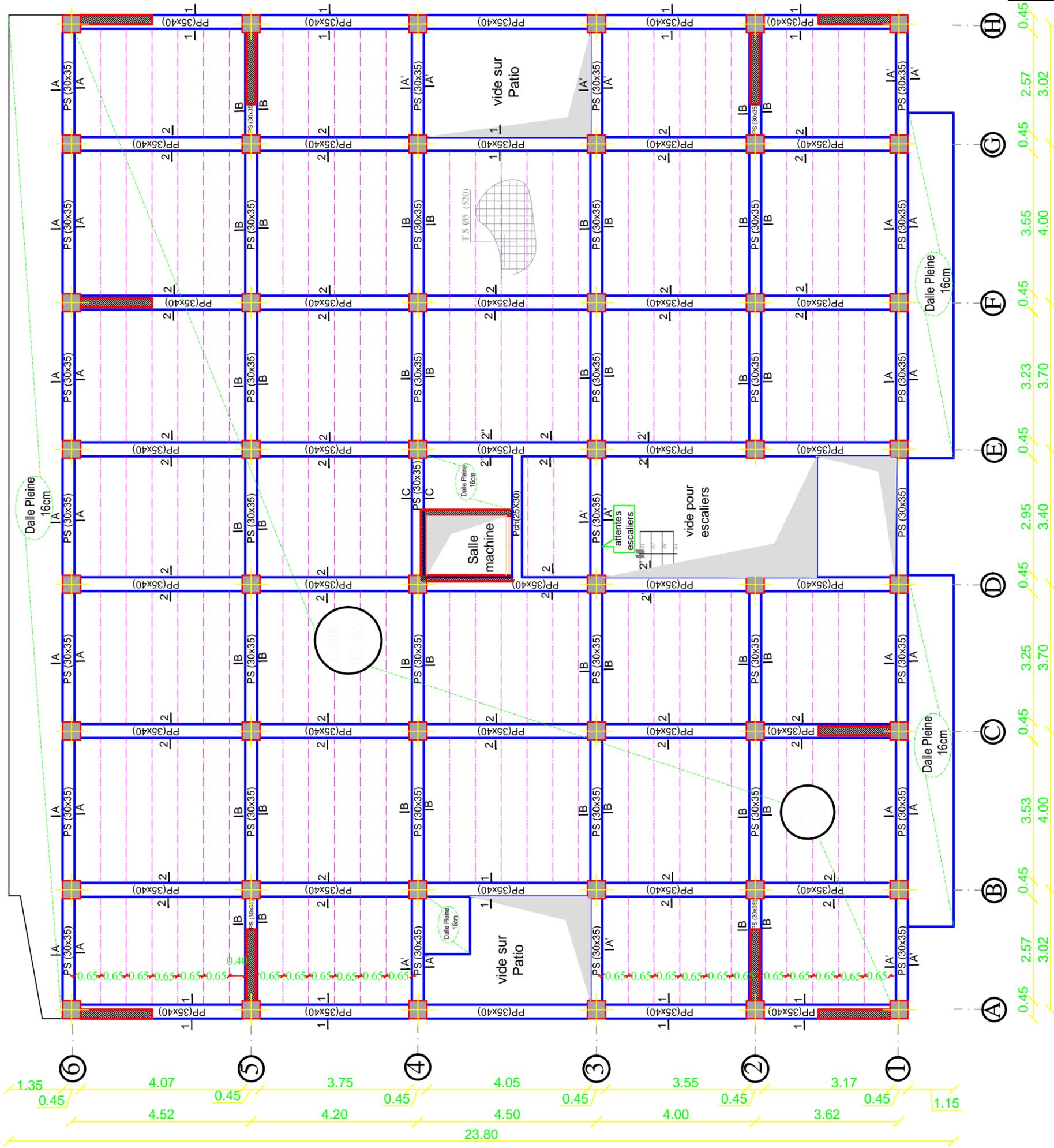
***Les Voiles Transversaux :**

VT = 2.00m



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Etudié par : -M ^{lle} BENSIALI Mounira -M ^{lle} HACHEMI Thileli	Titre : LA DISPOSITION DES VOILES
Dirigé par : -M ^{me} SI AHMED.H	Echelle: 1/50
	Plan N°: 02
	Promotion: 2019

LA DISPOSITION DES VOILES



Zone: (II)
 -Poteaux: (45X45)
 -Poutres principales:(35X40)
 -Poutres secondaires:(30X35)
 -Dalle (CC) :ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
 N°1340, 646, 1959 ET 1258
 (1^{er} 2^{ème} 3^{ème} 4^{ème} 5^{ème} ET 6^{ème} ETAGE)

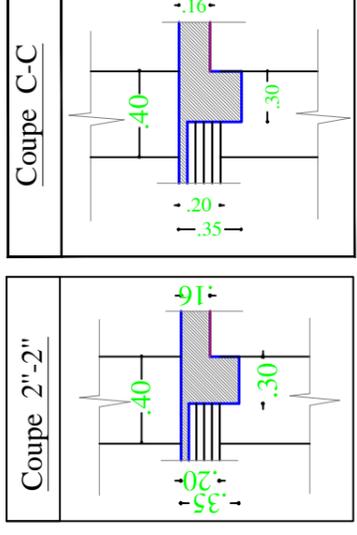
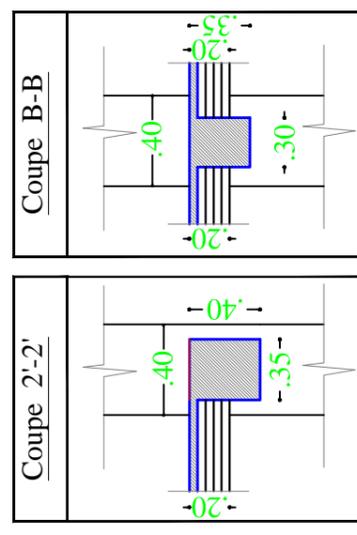
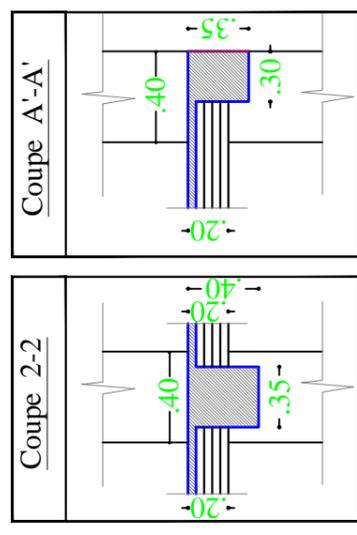
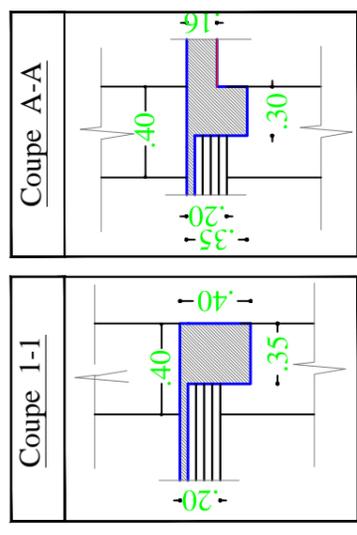
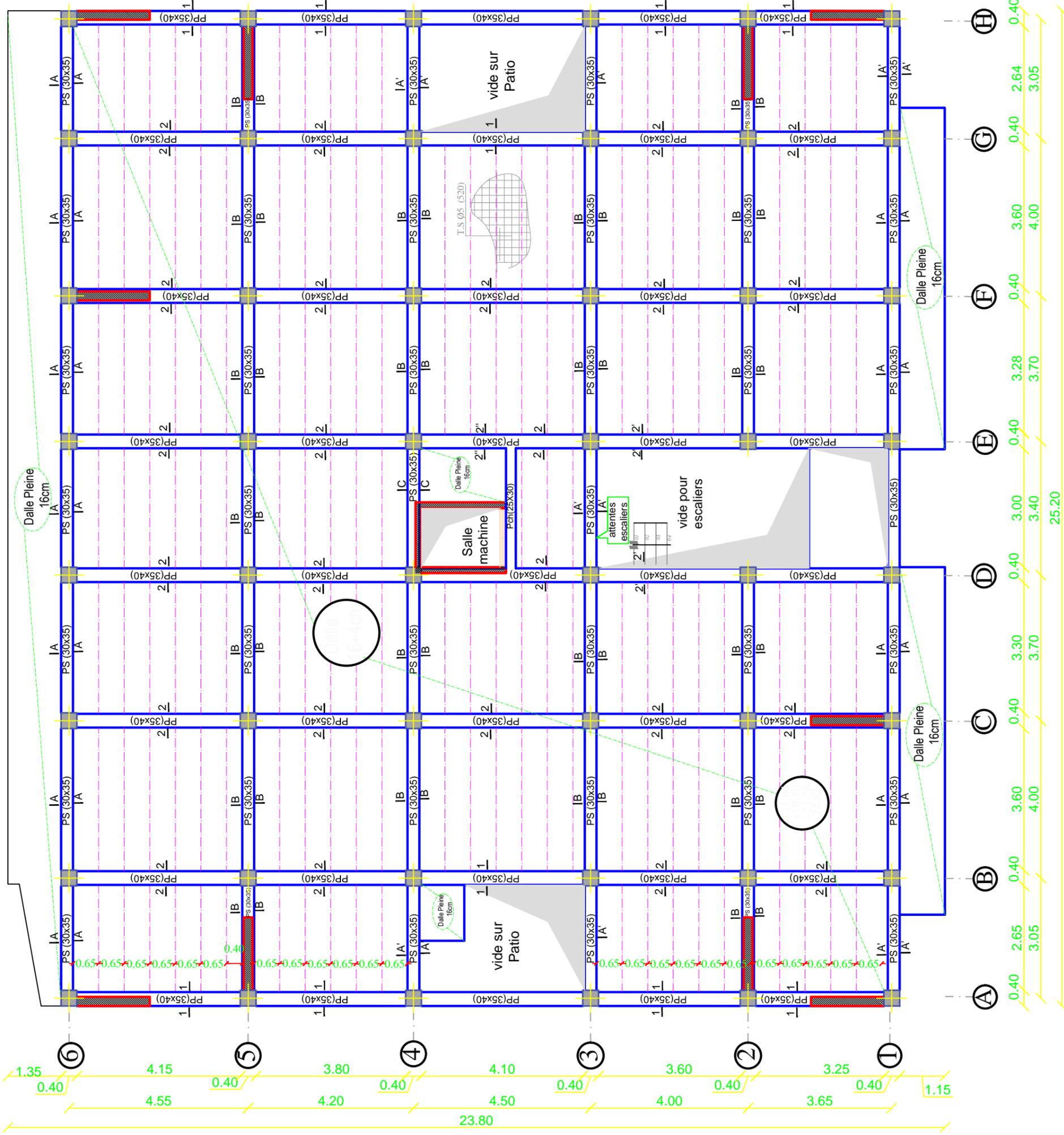
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
 -M^{lle} BENSIALI Mounira
 -M^{lle} HACHEMI Thileli

Dirigé par :
 -M^{me} SI AHMED.H

Titre :
 PLAN DE COFFRAGE

Echelle°: 1/50
 Plan N°: 03
 Promotion: 2019

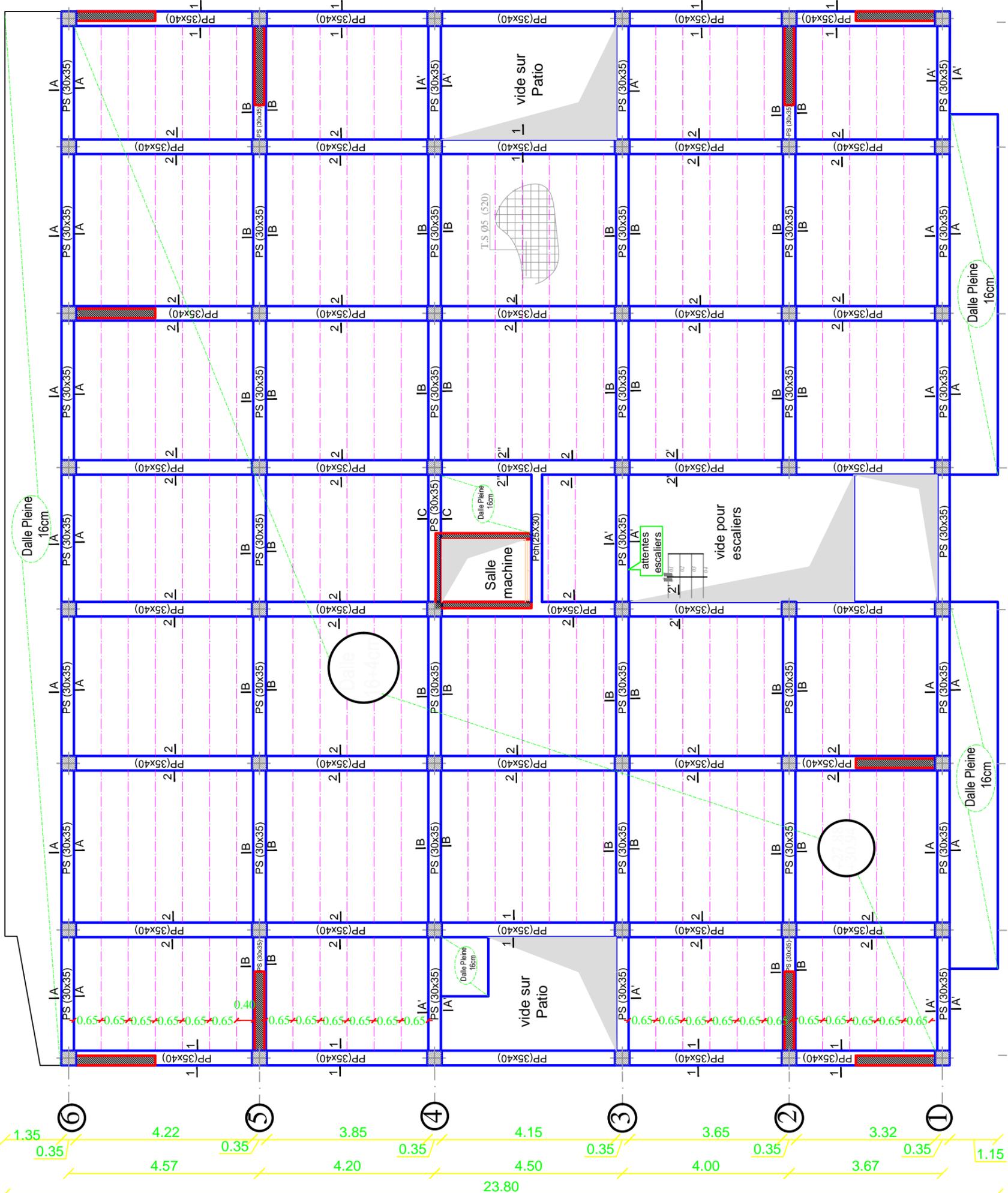


Zone: (III)
 Poteaux: (40x40)
 Poutres principales: (35x40)
 Poutres secondaires: (30x35)
 dalle (CC) : ep=20cm

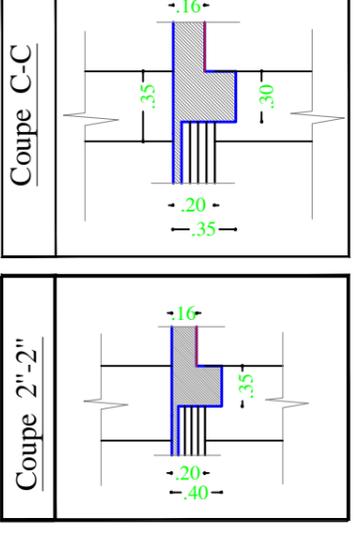
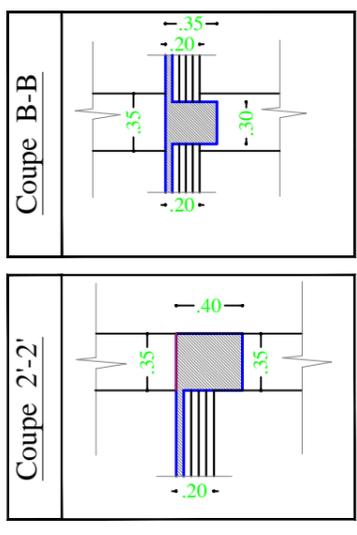
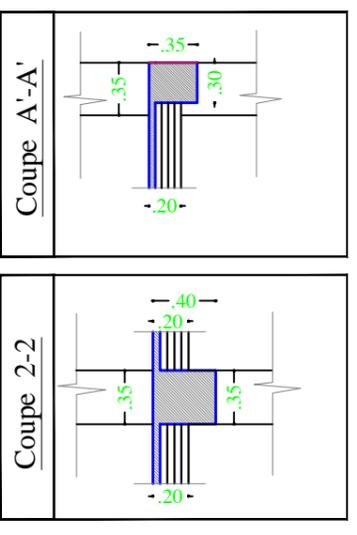
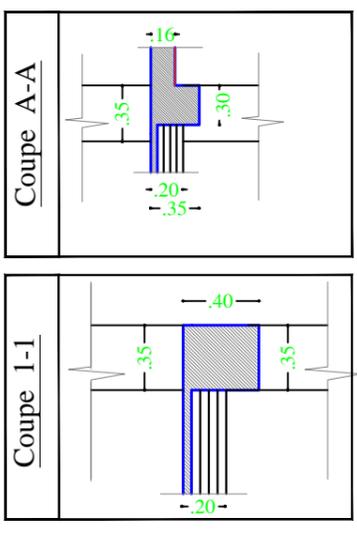
PLAN DE COFFRAGE
 MK+15.64+18.70+21.76 ET +24.82
 (Salle Machine, 7ème ET 8ème ETAGE)

Etudié par :
 -M^{lle} BENSIALI Mounira
 -M^{lle} HACHEMI Thileti
 Dirigé par :
 -M^{me} SI AHMED.H

Titre :
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil
 Echelle: 1/50
 Plan N°: 04
 Promotion: 2019



⑥	⑤	④	③	②	①	⑧	⑦	⑥	⑤	④	③	②	①
0.35	4.22	3.85	4.15	3.65	3.32	0.35	0.35	0.35	0.35	3.35	3.65	3.35	0.35
4.57	0.35	4.20	0.35	4.00	0.35	25.20	3.05	3.40	3.70	4.00	3.65	3.70	3.07
							3.05	3.40	3.70	4.00	3.65	3.70	3.07
							3.05	3.40	3.70	4.00	3.65	3.70	3.07



Zone: (IV)
 Poteaux: (35X35)
 Poutres principales: (35X40)
 Poutres secondaires: (30X35)

PLAN DE COFFRAGE
 NIV +27.88 ET +30.94
 (9^{ème} ET 10^{ème} ETAGE)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

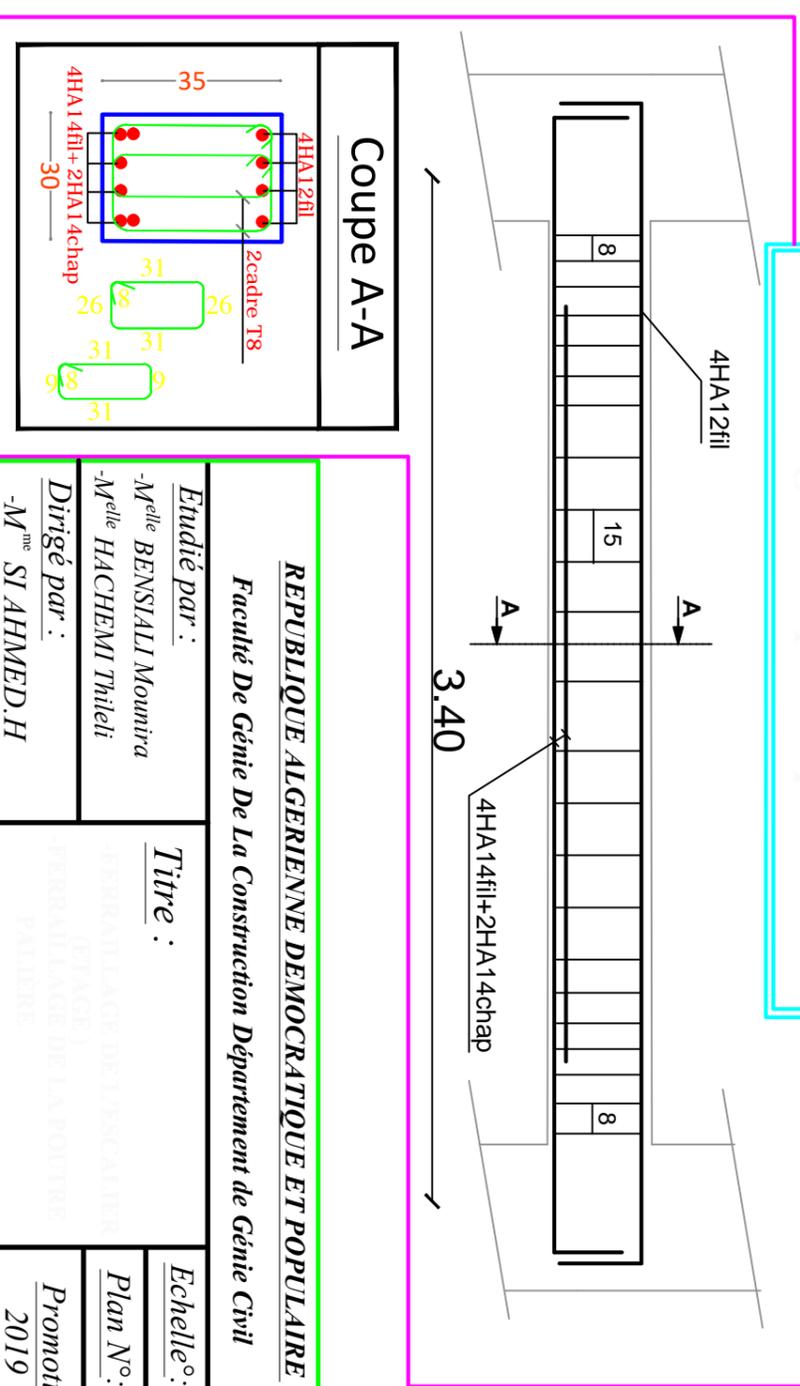
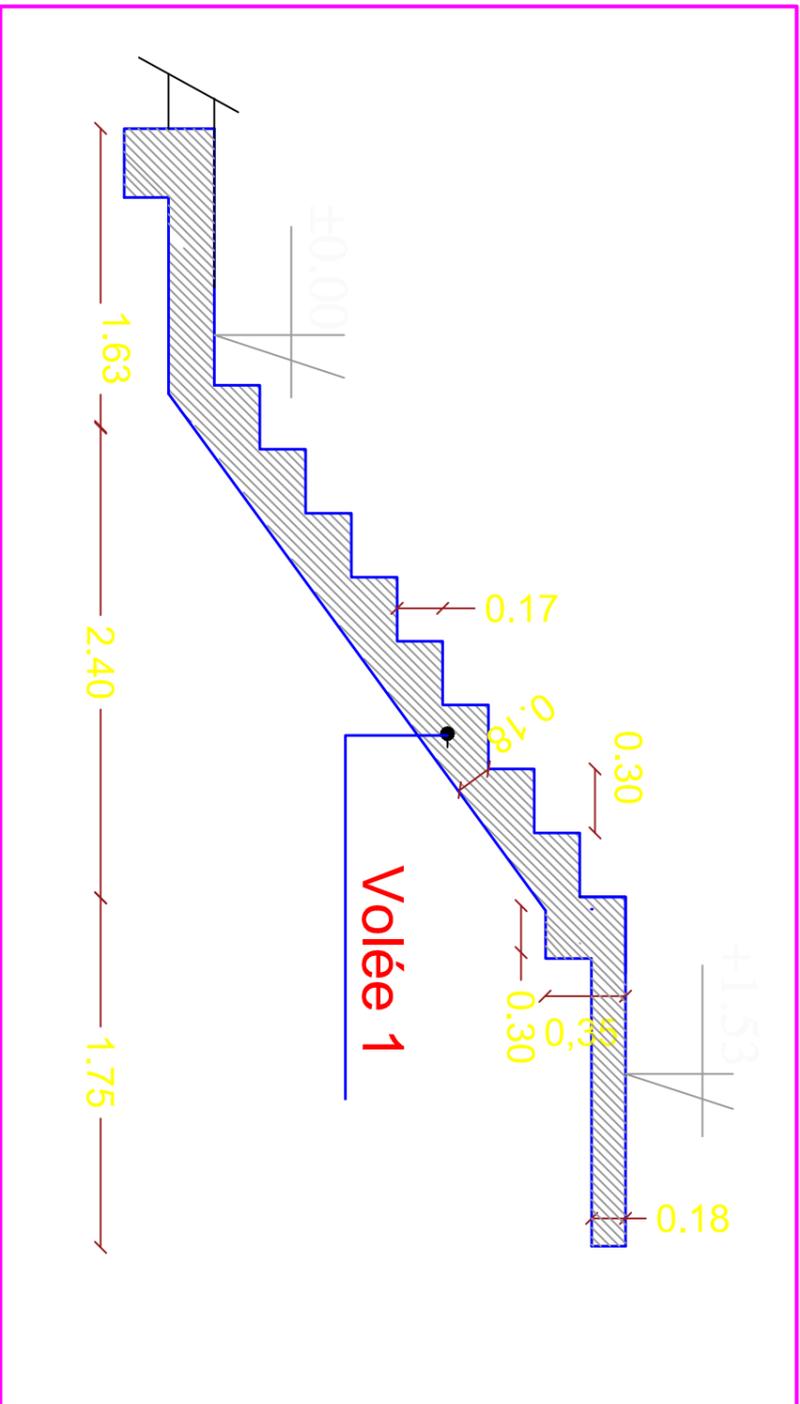
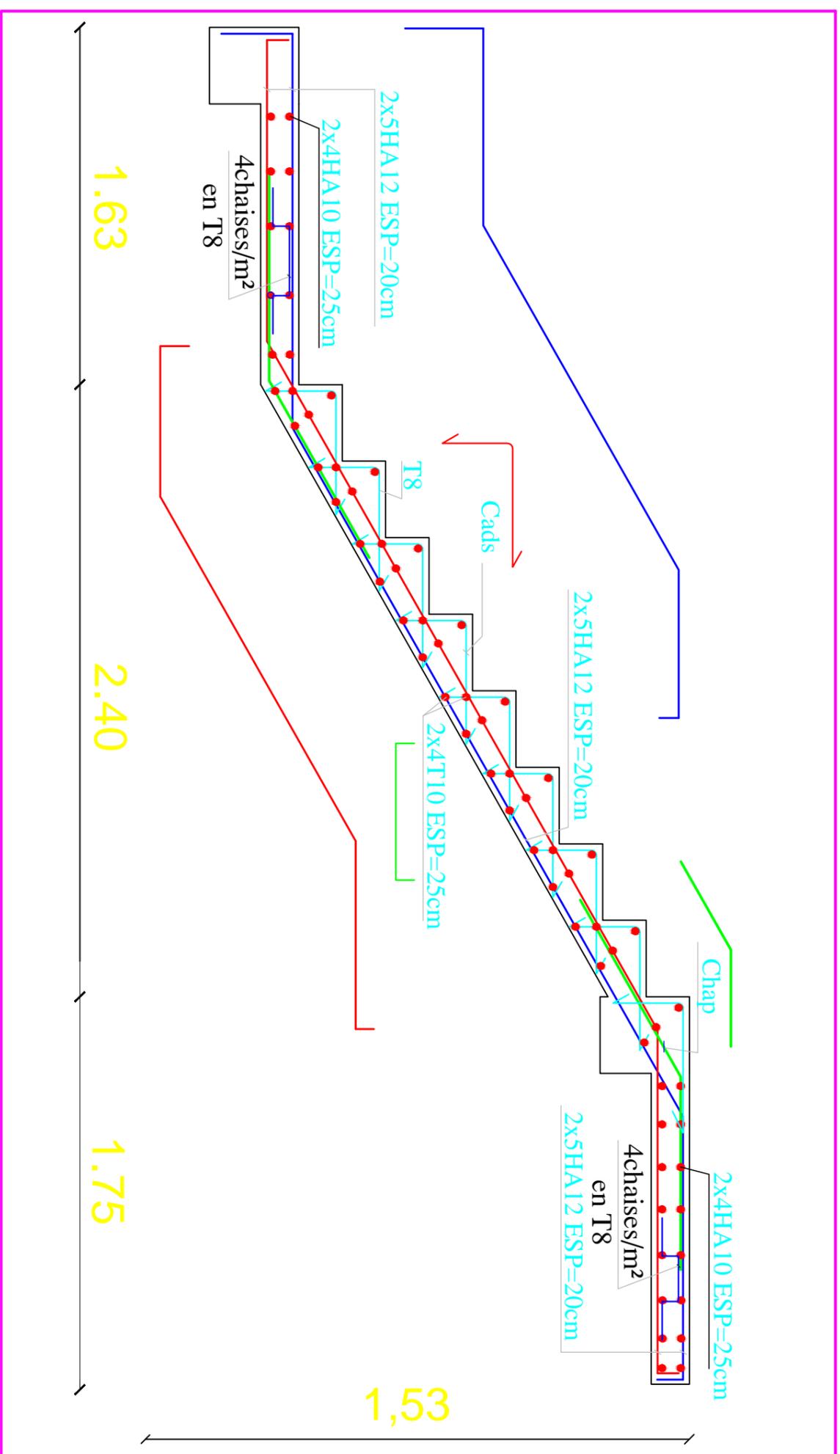
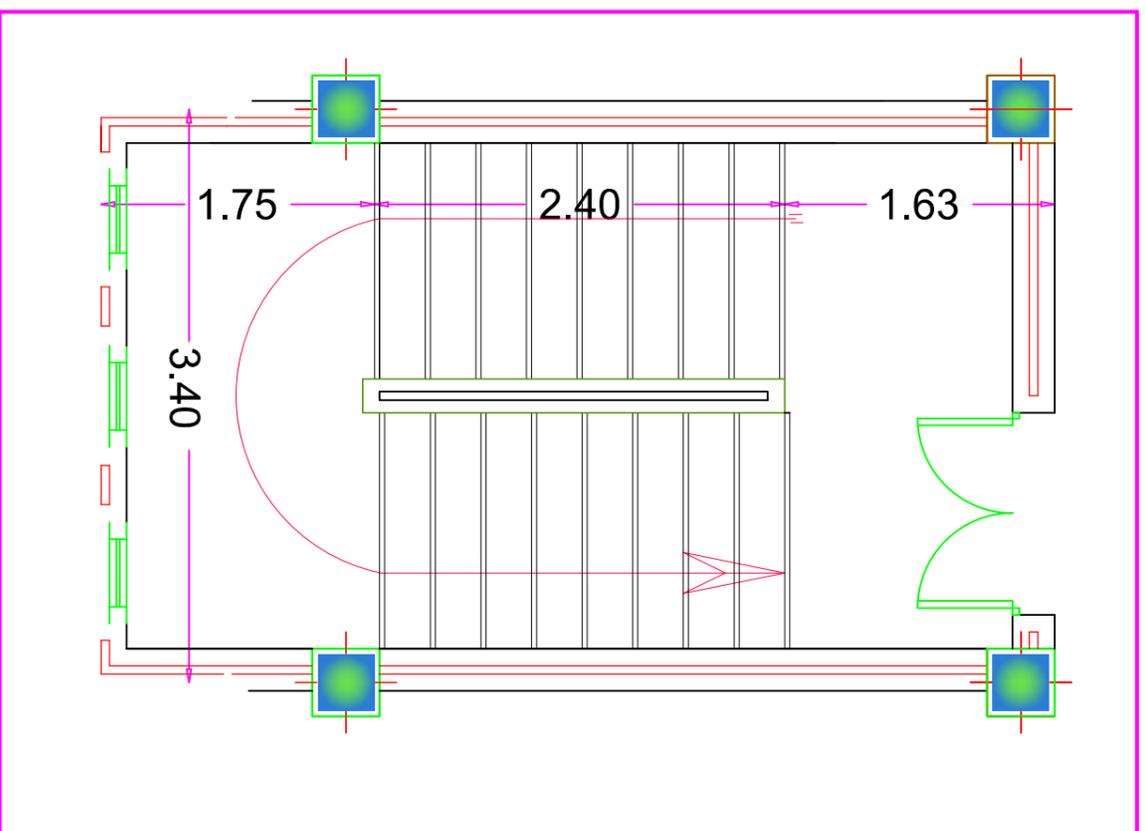
Etudié par :
 -M^{lle} BENSIALI Mounira
 -M^{lle} HACHEMI Thileli

Dirigé par :
 -M^{me} SI AHMED.H

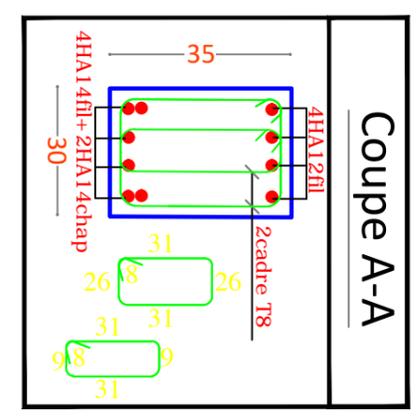
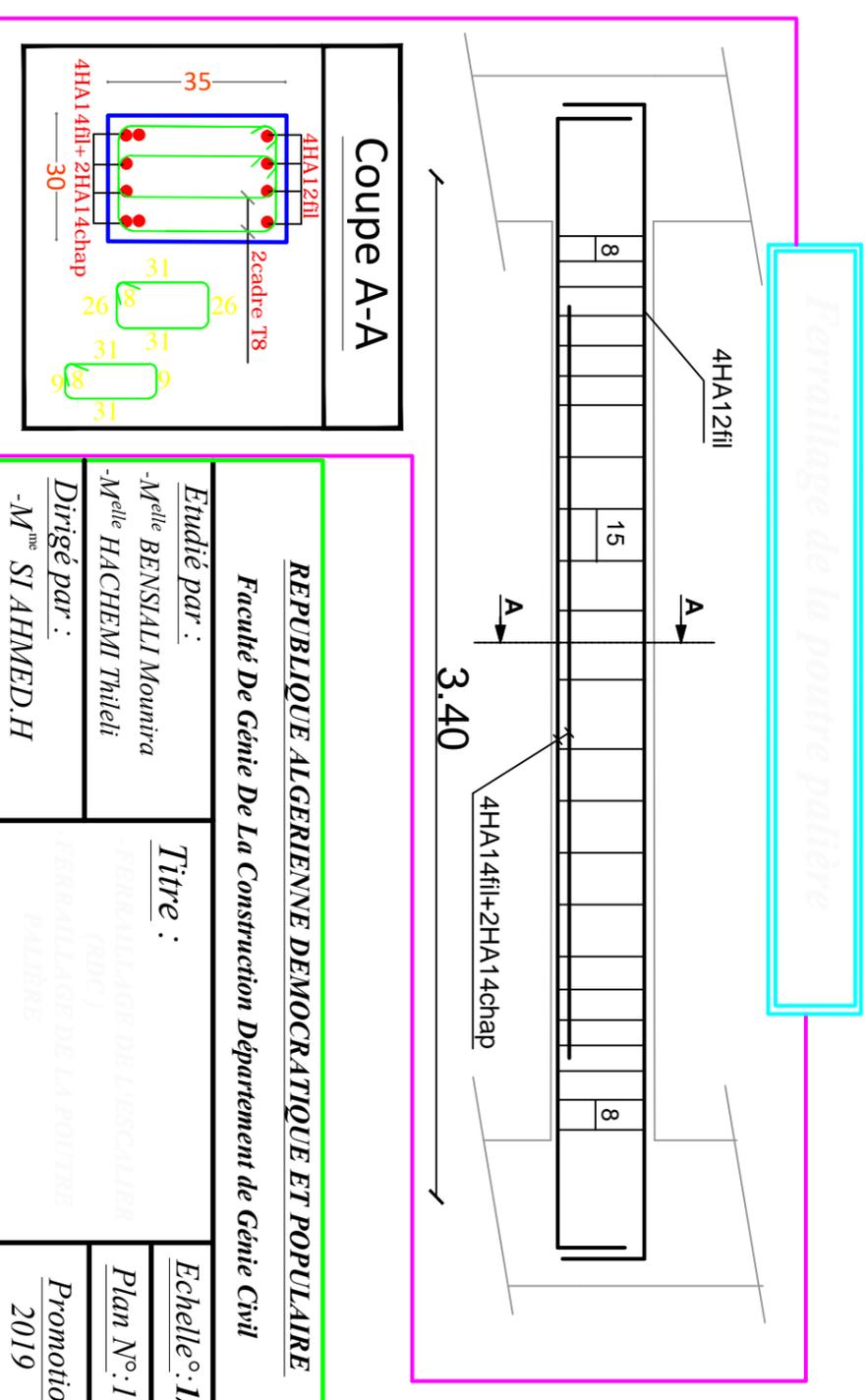
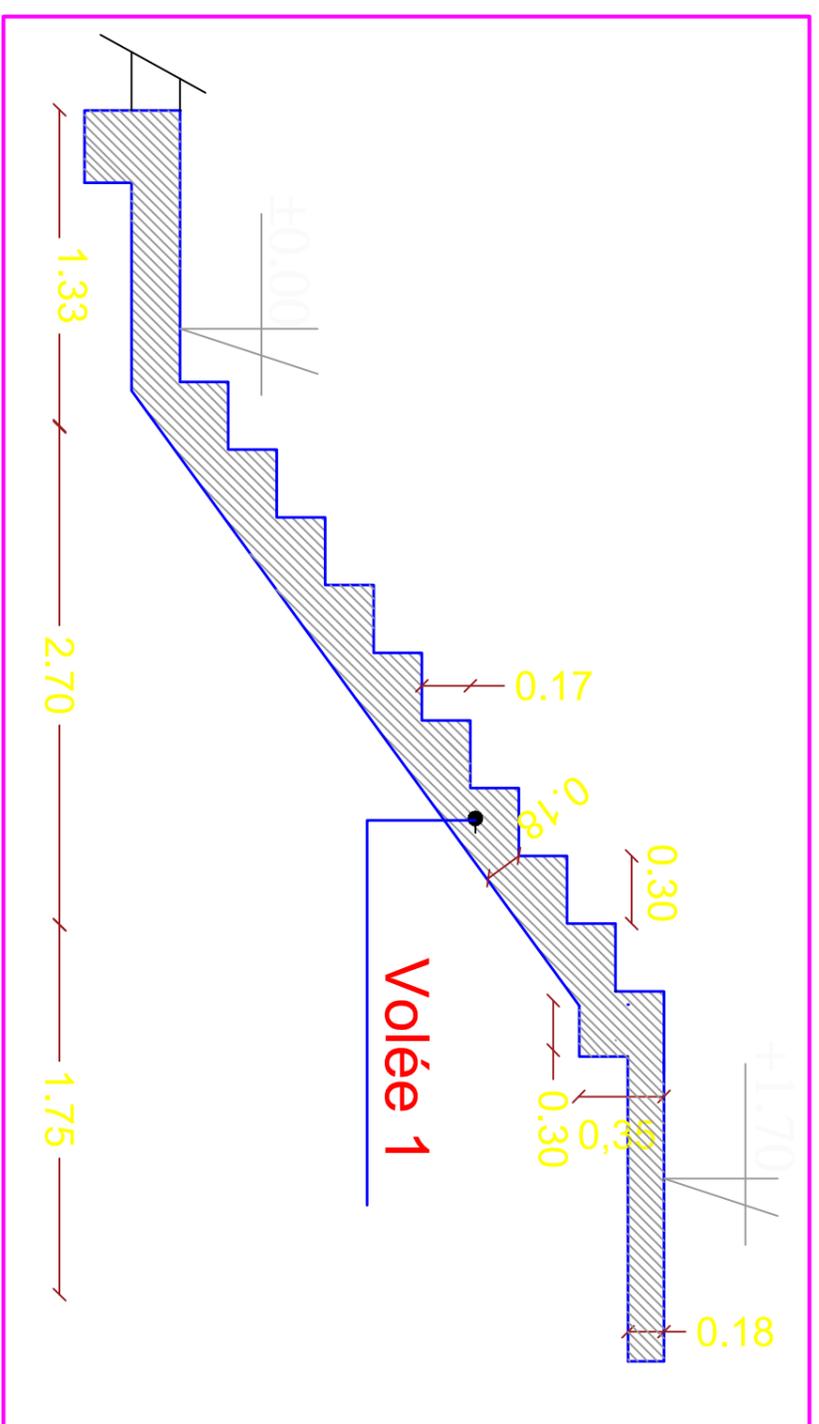
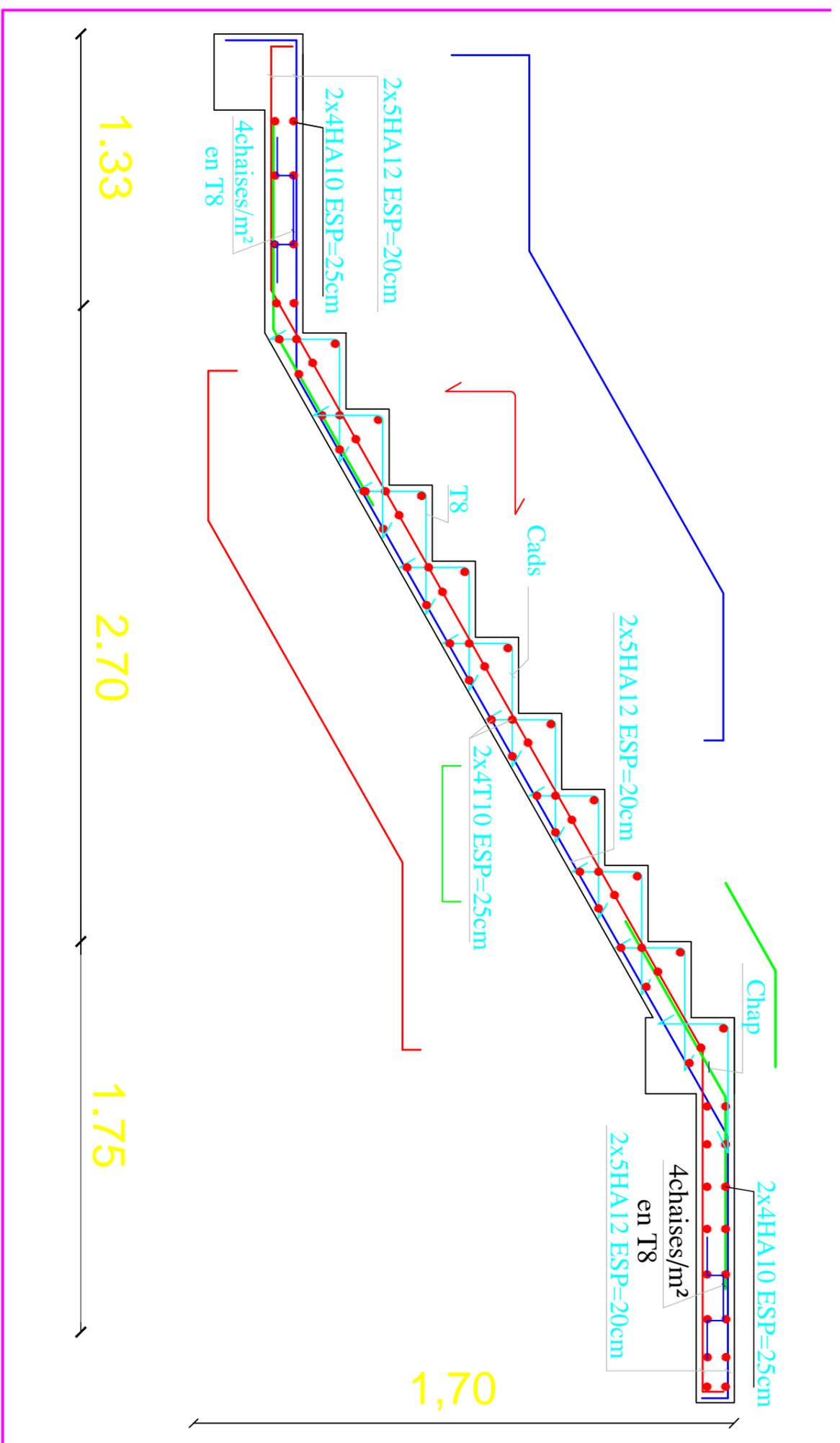
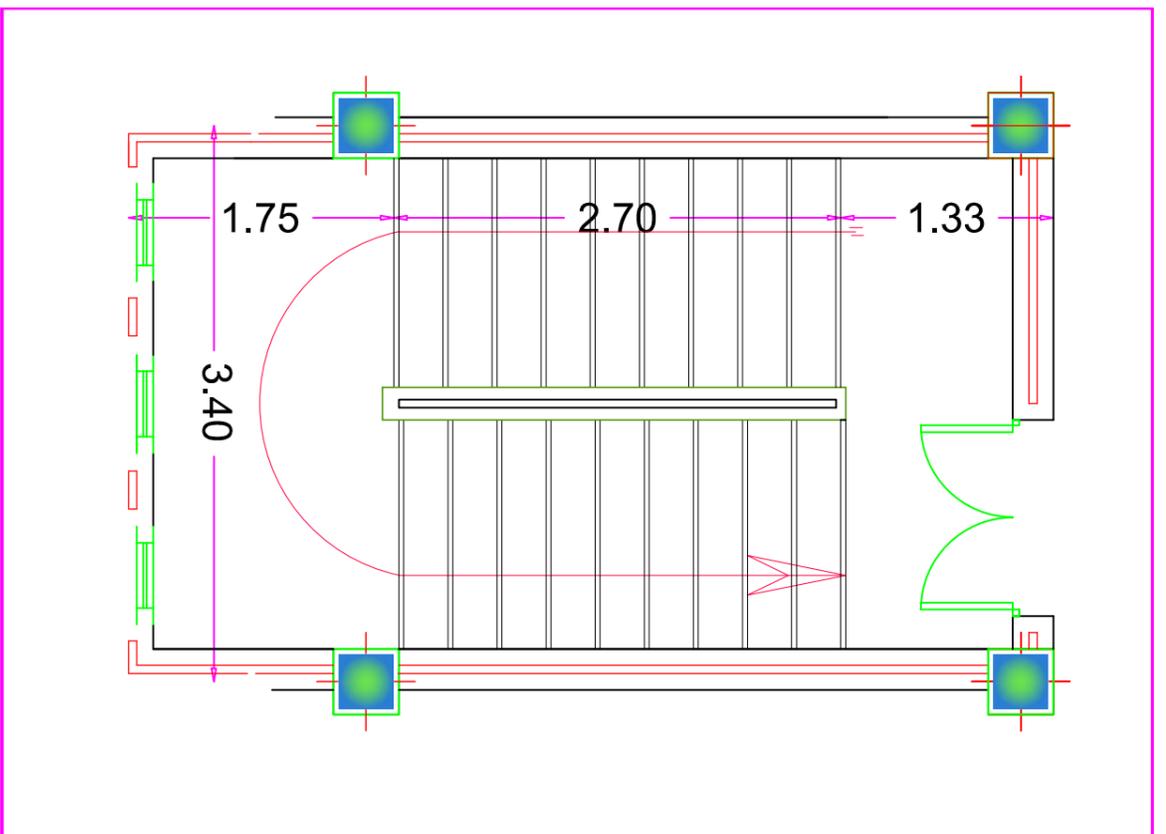
Titre :

PLAN DE COFFRAGE
 NIV +27.88 ET +30.94
 (9^{ème} ET 10^{ème} ETAGE)

Echelle: 1/50
 Plan N°: 05
 Promotion: 2019



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Etudié par : -M ^{elle} BENSIALI Mounira -M ^{elle} HACHEMI Thileli	
Dirigé par : -M ^{me} SI AHMED.H	
Titre : FERRAILLAGE DE LA POUTRE PATÈRE	
Echelle: 1/50	Plan N°: 15
Promotion: 2019	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
 -M^{lle} BENSALI Mounira
 -M^{lle} HACHEMI Thileli

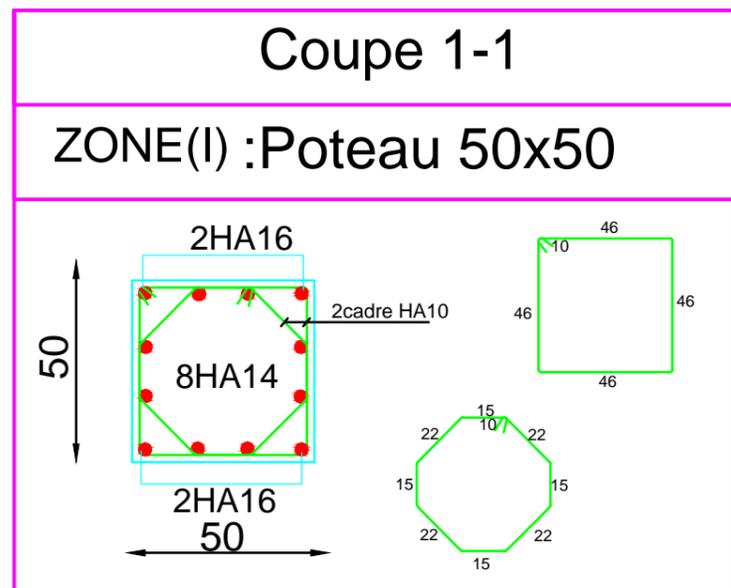
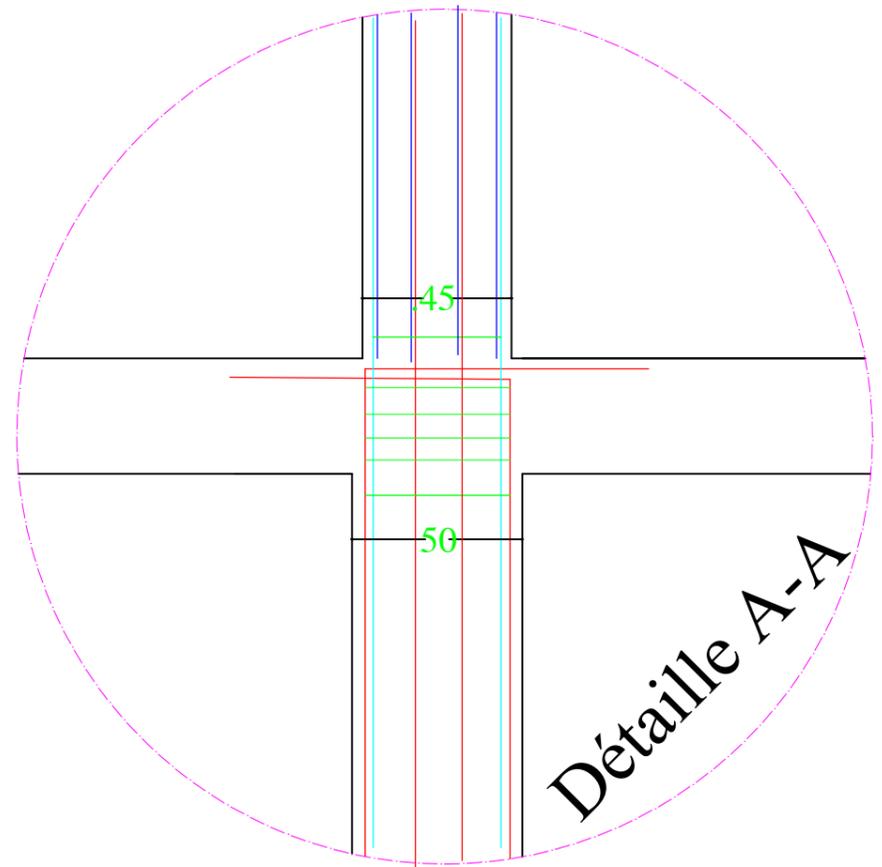
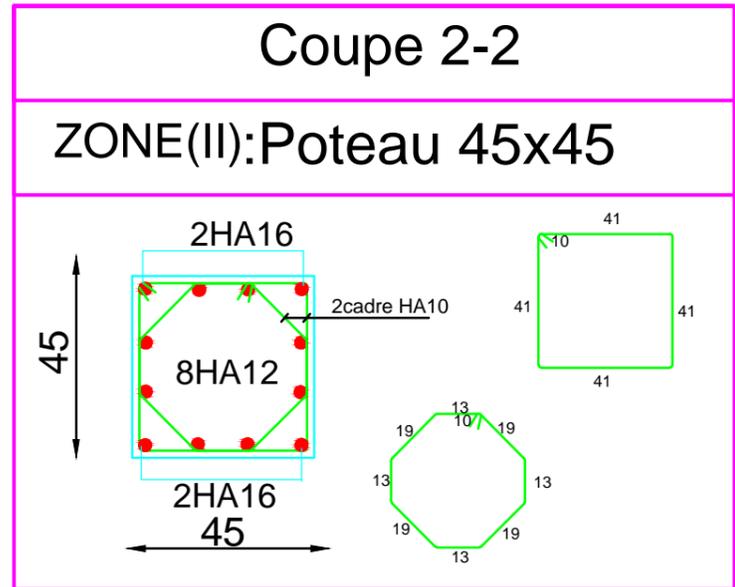
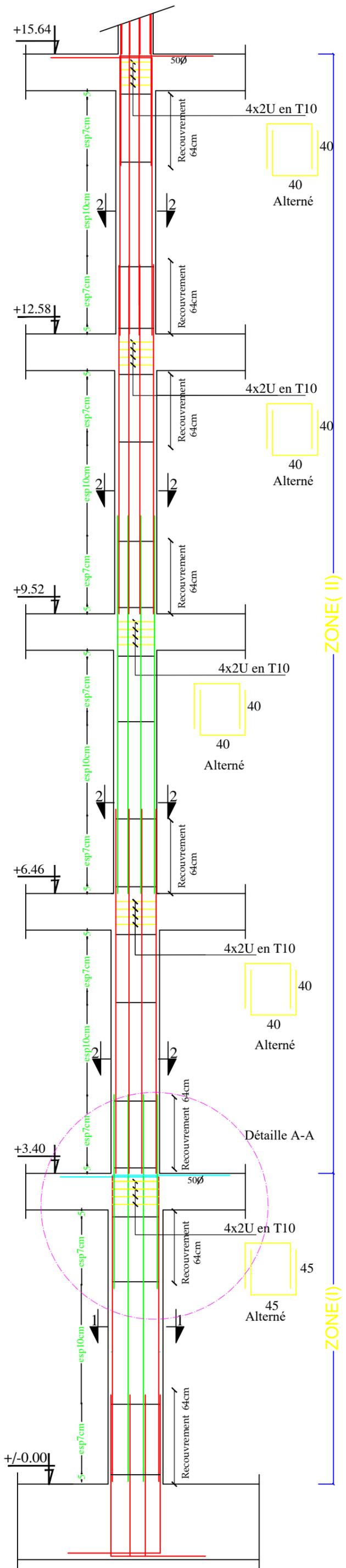
Dirigé par :
 -M^{me} SI AHMED.H

Titre :
 FERRAILLAGE DE L'ESCALIER
 (DGC)
 FERRAILLAGE DE LA POUTRE
 PALÉTRE

Echelle°: 1/50
 Plan N°: 14
 Promotion:
 2019

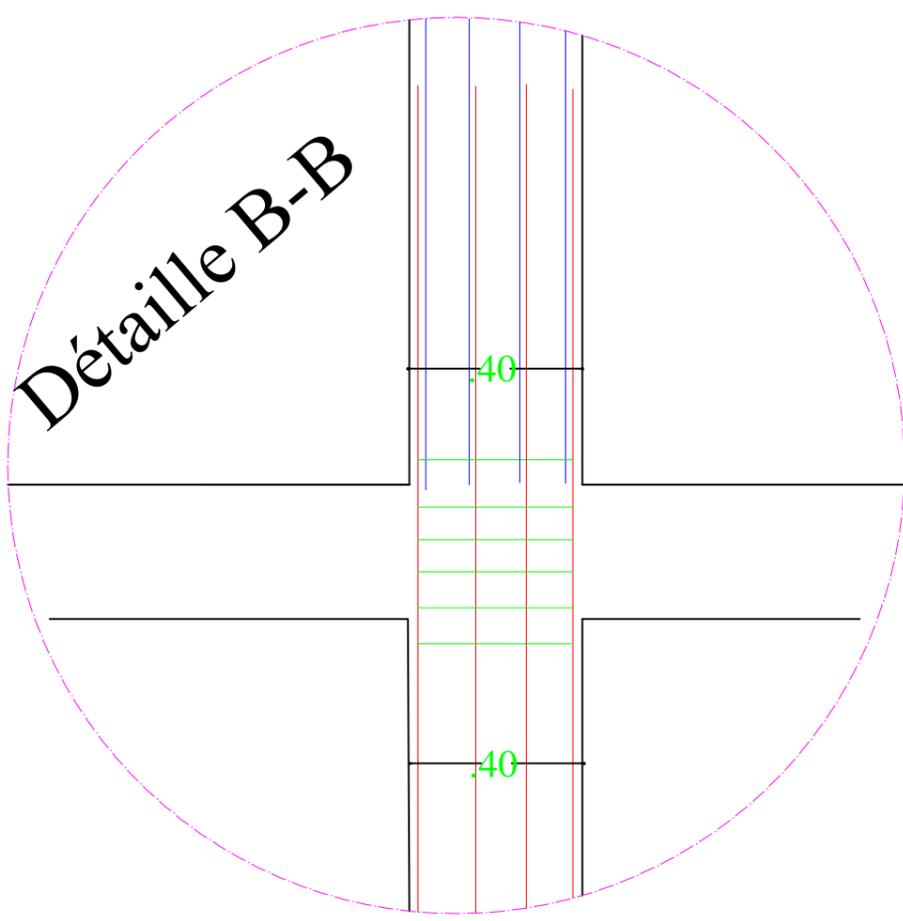
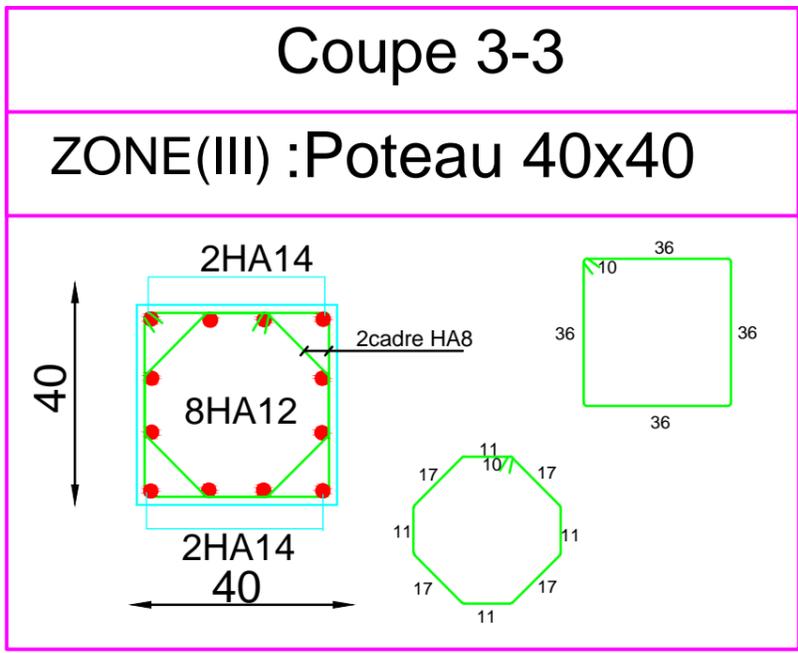
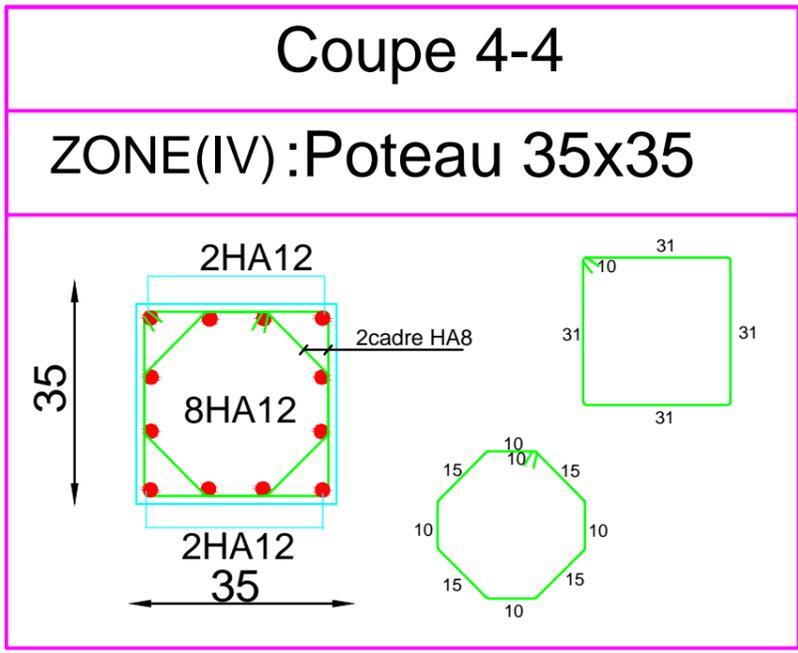
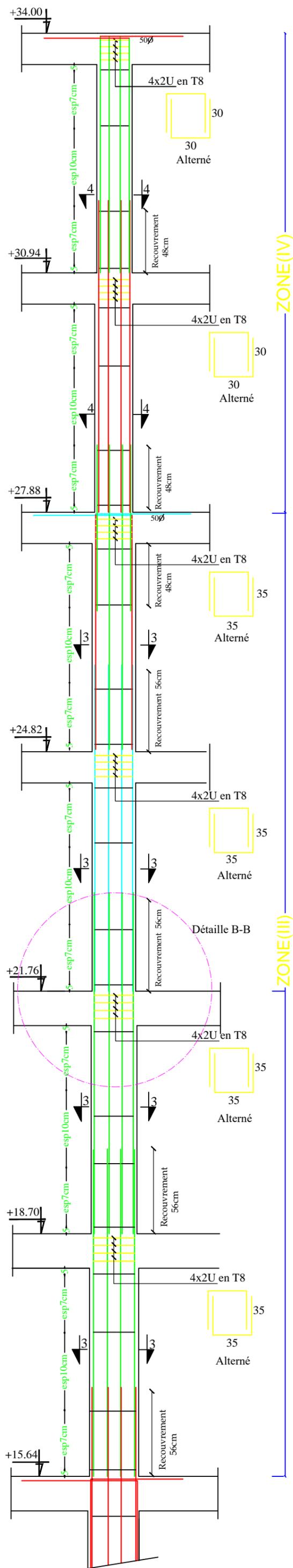
FERRAILLAGE DES POTEAUX

Pour les : Zone (I) ,Zone (II)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<u>Etudié par :</u> -M ^{elle} BENSIALI Mounira -M ^{elle} HACHEMI Thileli	<u>Titre :</u> FERRAILLAGE DES POTEAUX Pour les : Zone (I) ,Zone (II)	<u>Echelle°:</u> 1/50
<u>Dirigé par :</u> -M ^{me} SI AHMED.H		<u>Plan N°:</u> 10
		<u>Promotion:</u> 2019

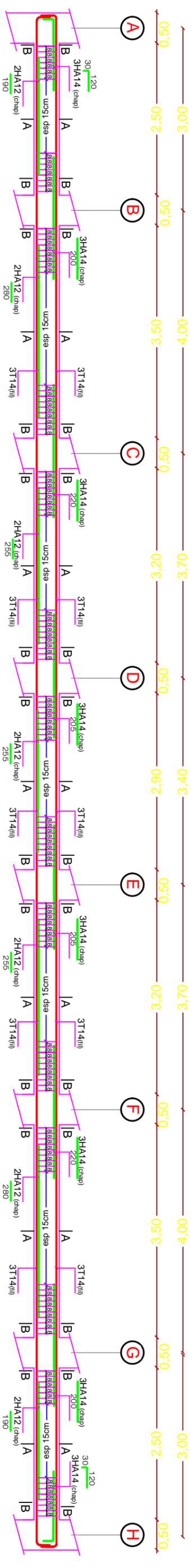
FERRAILLAGE DES POTEAUX Pour les : Zone (III) et Zone (IV)



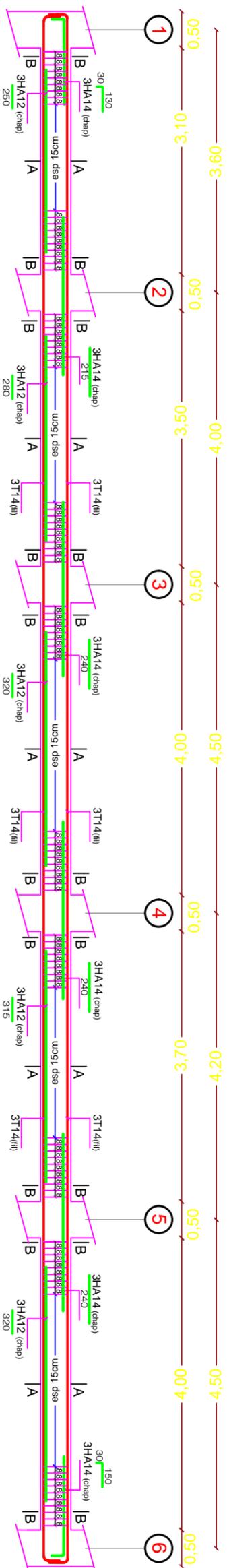
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
<u>Etudié par :</u> -M ^{elle} BENSIALI Mounira -M ^{elle} HACHEMI Thileli	<u>Titre :</u> FERRAILLAGE DES POTEAUX Pour les : Zone (III) et Zone (IV)	<u>Echelle°:</u> 1/50
<u>Dirigé par :</u> -M ^{me} SI AHMED.H		<u>Plan N°:</u> 11
		<u>Promotion:</u> 2019

FERRAILLAGE DES POUTRES

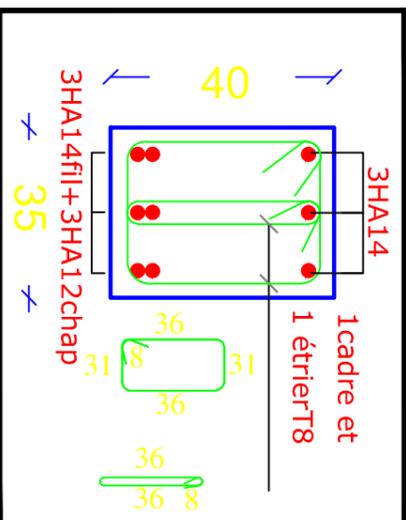
Ferrailage des poutres secondaires (30x35)cm² axe 1; 2; 3; 4; et 5



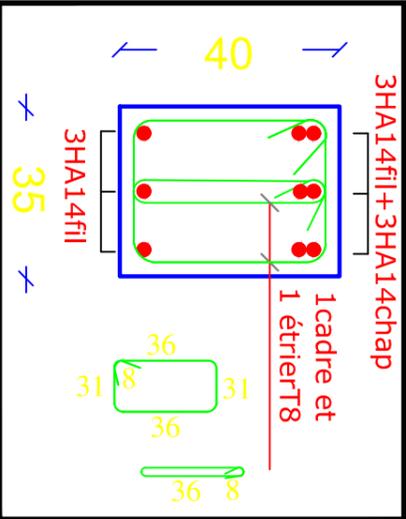
Ferrailage des poutres principales (25X40)cm² files: A,B,C,D,E,F,G et H



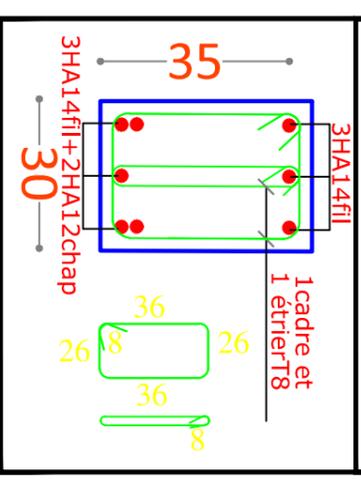
Coupe A-A/Travée



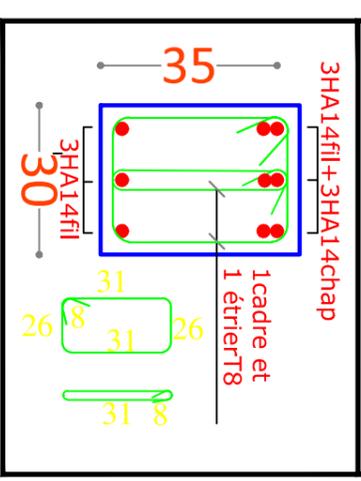
Coupe B-B/Appui



Coupe A-A/Travée



Coupe B-B/Appui



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{lle} BENSIALI Mounira

-M^{lle} HACHEMI Thileli

Dirigé par :

-M^{me} SI AHMED.H

Titre :

FERRAILLAGE
DES POUTRES

Echelle: 1/25

Plan N°:09

Promotion:

2019

