



Faculté : sciences de l'ingénierie
Département : génie civil
Domaine : science et technologie
Filière : génie civil
Spécialité : structure

Mémoire:

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Intitulé du mémoire:

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+9+2SOUSOL) A
CONTREVENTEMENT MIXTE A USAGE MULTIPLE**

Présenté par :

- DAROU I HIND
- CHERFI JIHENE

Encadrent :

Dr. HAMMOUDA A/AZIZ

grade

MCA

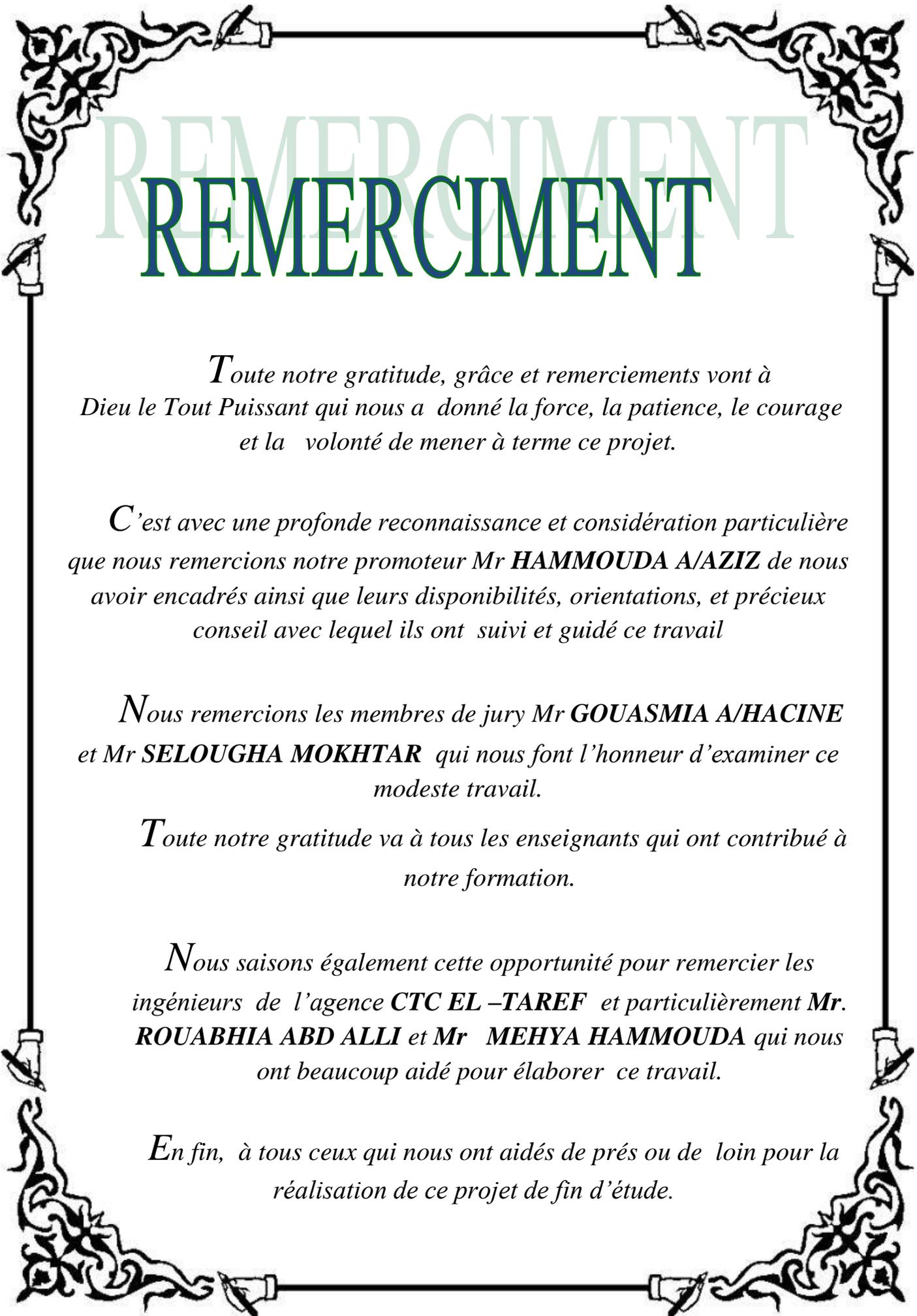
université

Badji mokhtar Annaba

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Qualité
GOUASMIAA/HACINE	Professeur	Badji Mokhtar Annaba	Président
HAMMOUDA A/AZIZ	MCA	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
SELOUGHAMOKHTAR	MAA	Badji Mokhtar Annaba	Examinateur

Année universitaire : 2019-2020



REMERCEMENT

Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont à Dieu le Tout Puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur Mr **HAMMOUDA A/AZIZ** de nous avoir encadrés ainsi que leurs disponibilités, orientations, et précieux conseil avec lequel ils ont suivi et guidé ce travail*

*Nous remercions les membres de jury Mr **GOUASMIA A/HACINE** et Mr **SELOUGHA MOKHTAR** qui nous font l'honneur d'examiner ce modeste travail.*

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

*Nous saisissons également cette opportunité pour remercier les ingénieurs de l'agence **CTC EL -TAREF** et particulièrement Mr. **ROUABHIA ABD ALLI** et Mr **MEHYA HAMMOUDA** qui nous ont beaucoup aidé pour élaborer ce travail.*

En fin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Dédicaces

Je m'incline devant dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir.

Je dédie ce modeste travail :

Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation, source d'affectation de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A mon frère et mes sœurs. Vous m'avez épaulé en tout temps.

A mes oncles et mes tantes

A mes cousins, cousines

*A ma très chère binôme **jihene** et sa famille*

A celle qui a l'exaltante mission de partager mes joies et peines.

A tous mes amis

A toute la promotion 2019-2020

A tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.

A tous mes parents et proches.

HIND

Dédicaces

Je m'incline devant dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir.

Je dédie ce modeste travail :

Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation, source d'affectation de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A mon frère et mes sœurs. Vous m'avez épaulé en tout temps.

A mes oncles et mes tantes

A mes cousins, cousines

*A ma très chère binôme **Hind** et sa famille*

A celle qui a l'exaltante mission de partager mes joies et peines.

A tous mes amis

A toute la promotion 2019-2020

A tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.

A tous mes parents et proches.

Jihene

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من طابق ارضي +9 طوابق + طابقين سفليين, يتم انجازها بولاية الطارف المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **II** حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (**RPA99 version 2003**)

إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمون بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران خرسانية مسلحة دراسة و تحليل البناية تمت باستعمال برنامج (**Autodesk Robot**)

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (**RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifié 99**).

تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة و العارضات) تم بواسطة **Robot Expert** , أما الجدران الخرسانية المسلحة تم يدويا .

نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس)

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de R+9 étages+2 sous sol qui sera implantée dans la wilaya EL TAREF, classée en zone **II** selon le règlement parasismique Algérien

(**RPA 99 version 2003**).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (**Autodesk Robot**).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (**BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003**).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage **Robot Expert**, alors que celui des voiles et a été fait manuellement.

La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

Summary

The aim of this study is to design a structure for residential and commercial use of R+9 floors +2 underground which will be located in the Wilaya of EL TAREF, classified in zone **II** according to the Algerian parasismic **(RPA 99 version 2003)**.

The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and the walls. The study and the analysis of this project had been established by the software **(Autodesk Robot)**.

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing **(BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003)**.

Reinforcement of structural elements (columns, beams) was done by the software **Robot Expert**, while the shell element was done manually.
The foundation system is consisted by rib raft foundation.

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I-1) présentation de l'ouvrage.....	01
I.2) Règles et hypothèse de calcul.....	03
I-3) Caractéristiques des matériaux des constructions.....	06

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II-1) Introduction.....	25
II-2) Pré dimensionnement des éléments résistants	25
II-2-1) Les poutres.....	25
II-2-2) Les Poteaux.....	27
II-2-3) Les planchers.....	28
II-2-4) Les planchers dalle pleine	30
II-2-5) Les balcons	30
II-2-6) Les voiles.....	31
II-2-7) Les escalier.....	32

CHAPITRE III : EVALUATION ET DECENTE DE CHARGE

III-1) Introduction	35
III-2) Évaluation des charges	35
III-3) descente des charge	44

CHAPITRE IV : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV -1) Introduction	71
IV -2) Étude d'escalier	71
IV -3) Étude de la poutre palier	92
IV -4) Étude des balcons	99
IV -5) Étude de l'acrotère	103

CHAPITRE V : ETUDE DES PLANCHER

V-1) Introduction	108
V-2) plancher terrasse	112
V-3) plancher étage courante.....	148
V-4) plancher rez de chaussée.....	188
V-5) plancher sous sol (dalle pleine).....	228

CHAPITRE VI : ETUDE DES PORTIQUES

VI-1) Introduction	240
VI-2) ferrailage des poutres.....	240
VI-3) ferrailage des poteaux.....	253

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE

VII-1) Introduction	277
VII -2) objectif de cette étude sismique	277
VII -3) Les différentes méthodes d'estimation des forces sismiques.....	277
VII-4) classification de l'ouvrage selon le RPA99/VERSION2003.....	278
VII -5) la modélisation de la structure.....	279
VII -6) calcule des forces sismiques totales	284
VII-7) la méthode d'analyse Modale Spectrale.....	288
VII -8) conclusion	294

CHAPITRE VIII : ETUDE DES VOILES

VIII.1.Introduction.....	295
VIII.2.Rôles des voiles	295
VIII.3.emploi des voiles	296
VIII.4.Méthode de ferrailage des voiles.....	297
VIII.4 .1. Ferrailage de voile sans ouverture	299
VIII.4.2. Ferrailage de voile avec ouverture	302

CHAPITRE IX : ETUDE DE LA DALLE MACHINE

IX-1) Introduction	307
IX-2) Caractéristique de l'ascenseur.....	307
IX-3) calcule des charge sollicitant la dalle	307
IX-4) les charges sollicitant la dalle du locale machinent	308

CHAPITRE X : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

X-1) Introduction.....	318
X-2) définition.....	318
X-3) étude du sol	319
X-4) choix de type de fondation	319
X-5) radier générale.....	321

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

Liste des tableaux

Tableau I.1. La gamme des diamètres nominaux pour les aciers en barres.

Tableau I.2. Les caractéristiques mécaniques des aciers.

Tableau I.3. Valeur des paramètres de flexion.

Tableau I.4 : caractéristiques des aciers on domaine élastique.

Tableau I.5 : caractéristiques des aciers on zone de raffermissent.

Tableau I.6. Contrainte et coefficient de sécurité.

Tableau III.1 : La charge permanente et la charge d'exploitation plancher
Terrasse.

Tableau III.2 : La charge permanente et la charge d'exploitation plancher
Etage courant

Tableau III.3 : La charge permanente et la charge d'exploitation plancher
Sous-sols

Tableau III.4: La charge permanente et la charge d'exploitation balcons

Tableau III.5: La charge permanente et la charge d'exploitation murs à une
seule cloison

Tableau III.6: La charge permanente et la charge d'exploitation murs à
Double cloison

Tableau III.7: La charge permanente et la charge d'exploitation d'escalier

Tableau III.8: Dégression des surcharges

Tableau IV.1 : évaluation des charges d'escalier

Tableau IV.2: Moments et l'effort tranchants

Tableau V.1: Les valeurs de x_{μ} et y_{μ} en fonction de α

Tableau VI.1 : calcul des contraintes

Tableau VI.2 : évaluation des charges des poutres principales

Tableau VI.3 : évaluation des charges des poutres secondaires

Tableau VI.5 : évaluation des charges des poteaux

Tableau VII. 1 : Classification du Site

Tableau VII. 2: Coefficient d'Accélération de Zone A)

Tableau VII. 3:facteur de qualité

Tableau VII. 4: Valeurs de ξ (%)

Tableau VII. 5 : valeurs du coefficient CT

Tableau VII. 6: le période les facteurs de participation massique de chaque mode

Tableau VII. 7 : Vérification de l'excentricité.

Tableau VII. 8: Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens X-X

Tableau VII. 9 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens Y-Y

Tableau VII. 10: vérification de l'effet P- Δ à chaque niveau dans

le sens XX et le Sens Y-Y

Tableau VII. 11 : Vérification au renversement

Tableau IX.1 : charge permanente de la dalle machine

Tableau X.1 : les sections des semelles filantes

Liste des figures

- **Figure I.1:** diagramme des déformations limites de la section.
- **Figure I.2:** Relation contrainte-déformation dans le béton
- **Figure I.3:** Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.
- **Figure I 4:** Diagramme contraintes-déformations à l'ELU
(Loi de Hooke)
- **Figure I.5:** diagramme parabole-rectangle Des contraintes
Déformation d'un béton comprimé
- **Figure II.1:** plancher à corps creux
- **Figure II.2:** Section de la poutrelle (3D)
- **Figure II.3:** Coupe de voile en élévation
- **Figure II.4:**schéma de l'escalier.
- **Figure III.1:**Coupe verticale du plancher courant (corps creux)
- **Figure III.2:**Coupe verticale du plancher courant (dalle pleine)
- **Figure III.3:** Acrotère.
- **Figure III.4:** remplissage extérieur
- **Figure III.5:** Les poteaux centraux
- **Figure III.6:** Section réduite du Poteau
- **Figure III.7:** Les poteaux de rive
- **Figure III.8:** Les poteaux d'angle
- **Figure IV.1 :** escalier à paillasse orthogonal

- **Figure IV.2:** Diagramme de chargement de (paillasse-palier)
- **Figure IV.3:** Diagramme de chargement de (paillasse-palier)
- **Figure IV.4 :** Ferrailage d'escalier
- **Figure IV.5 :** Ferrailage de la poutre palière
- **Figure IV.6:**Ferrailage du balcon
- **Figure IV.7:**Ferrailage de l'acrotère
- **Figure V.1 :** Coupe du plancher du corps creux
- **Figure V.2 :** Epaisseur de la plancher (corps creux + dalle de compression)
- **Figure V.3 :** ferrailage de la nervure de plancher terrasse
- **Figure V.4 :** ferrailage de la nervure de plancher 1^{er} à 8^{ème} étages
- **Figure V.5 :** ferrailage de la nervure de plancher rez-de-chaussée
- **Figure V.6 :** ferrailage de dalle pleine de sous-sol
- **Figure VI.1 :** schéma ferrailage de poutre principale
- **Figure VI.2 :** schéma ferrailage de poutre secondaire
- **Figure VI.3 :** Ferrailage des poteaux du sous-sol1, sous-sol2, et RDC
- **Figure VI.4:** Ferrailage des poteaux du 1^{er}, 2^{ème}, et 3^{ème} étage
- **Figure VI.5 :** Ferrailage des poteaux du 4^{ème} à 9^{ème} étage
- **Figure VII.1:** les types des structures en logiciel de robot
- **Figure VII.2 :** la structure modélisée en 3d
- **Figure VII.3 :** Vue en plan de la structure (terrasse)
- **Figure VII.4 :** Vue en plan de la structure (sous sols 1-2)

- **Figure VII.5** : Vue en plan de la structure (au niveau des appuis)
- **Figure VII.6** : Disposition des voiles avec et sans ouverture
- **Figure VIII.1**:les voiles
- **Figure VIII.2**:sous sol
- **Figure VIII.3**:cage d'ascenseur
- **Figure VIII.4**:schéma de ferrailage des voiles (sens X-X)
- **Figure VIII.5**:schéma de ferrailage linteau (sens Y-Y)
- **Figure IX.1** :l'ascenseur
- **Figure IX.2** : Ferrailage de dalle machine
- **Figure X.1** : semelle filante
- **Figure X.2** : Schéma d'un radier
- **Figure X.3** : Schéma statique de débord
- **Figure X.4**. Schéma des nervures
- **Figure X.5** : Schéma de ferrailage de radier général
- **Figure X.6** : Schéma de ferrailage des nervures

LISTE DES SYMBOLES

La signification des principales notations est la suivante :

❖ **Notations en majuscules :**

A	Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
As	Aire d'une section d'acier,
At	Section d'armatures transversales,
B	Aire D'une section de béton,
D	Diamètre,
E	Module d'élasticité longitudinale,
Eb	Module de déformation longitudinale du béton,
Ei	Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours),
Es	Module d'élasticité de l'acier,
Ev	Module de déformation différé (E_{vj} à l'âge de j jours),
F	Force ou action en général,
G	Action permanente, module d'élasticité transversale,
Q	Charges d'exploitations,
I	Moment d'inertie,
K	Coefficient,
L	Longueur ou portée,
Lf	Longueur de flambement.
M	Moment en général, moment de flexion le plus souvent,
Mu	Moment de calcul ultime,
Mser	Moment de calcul de service,
Mt	Moment en travée,
Ma	Moment sur appuis,
N	Effort normal,

St	Espacement des armatures transversales,
T	Effort Tranchant, période,
V0	Effort tranchant a la base,
R	Force résultante,
E.L.U	Etat limite ultime,
E.L.S	Etat limite service,
ELA	Etat limite accidentelle

❖ **Notations en minuscules :**

a	une dimension,
b	une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section),
d	distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée,
fe	limite d'élasticité de l'acier,
fcj	résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours,
ftj	résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours,
fc28, ft28	grandeurs précédentes avec j =28 jours,
h	hauteur totale d'une section de béton armé,
i	rayon de giration d'une section,
j	nombre de jours,
k	coefficient en général,
l	longueur ou portée (on utilise aussi L),
s	espacement des armatures en générales,
st	espacement des armatures transversales,
x	coordonnée en général, abscisse en particulier,
y	coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie, Profondeur de l'axe neutre,
Ø	diamètre des armatures, mode propre,
γs	coefficient de sécurité dans l'acier,

γ_b	coefficient de sécurité dans le béton,
ε	déformation relative,
ε_{bc}	raccourcissement relatif du béton comprimé,
ε_s	allongement relatif de l'acier tendu,
ε'_s	raccourcissement relatif de l'acier comprimé,
η	coefficient de fissuration relatif à une armature,
ν	coefficient de poisson, coefficient sans dimension,
ρ	rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton,
σ	contrainte normale en général,
λ	Élancement,
τ	contrainte tangente (de cisaillement),
σ_{bc}	contrainte de compression,
Φ	Angle de frottement,
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier,
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton,
σ_{sol}	Contrainte du sol,
σ_m	Contrainte moyenne.

∞ INTRODUCTION ∞

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, surtout celle de grande hauteur qui offrent une grande surface aux forces du vent.

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol, Ces activités se partagent en deux grandes catégories :

Les bâtiments : ouvrages abritant des individus ou des biens

Les Travaux Publics : ouvrages de construction d'utilité générale

Au sens large, tout objet fabriqué dans le but de transmettre les charges qui lui sont imposée sans subir des déformations importantes est une structure.

Pour l'ingénieur en structure de génie-civil dans un projet de construction d'un Immeuble est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de

la Structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité et une sécurité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique.

Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature

particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes

d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans

les règles parasismiques (Règlement Parasismique Algérien "**RPA99**

version 2003") et le **CBA93**, Les règles techniques de conception et de

calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limites

(B.A.E.L.91) l'objectif de ces règlements est d'assurer la sécurité et l'économie de vie humaine et de construction.

Certains calculs sont effectués avec le logiciel **ROBOT** et les autres calculs ont été faits manuellement, tous les dessins de coffrage et ferrailage ont été réalisés avec le logiciel **AUTOCAD**.

Notre projet porte sur l'étude d'un bâtiment en béton armé (**RDC+9+2SS**) à usage multiple (d'habitation, commerce et stockage), L'étude de ce projet est faite suivant les différentes étapes ci-après :

- Le chapitre I constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation et les caractéristiques des matériaux utilisés.
- Le chapitre II qui est le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, planchers et voiles), et les éléments qui comporte notre bâtiment (l'acrotère, les escaliers, et les balcons).
- Dans le chapitre III nous avons étudié la distribution des charges au niveau de tous les éléments porteurs des charges des planchers.
- En l'occurrence les chapitres IV, V, VI on va faire des études sur les éléments qui comporte la structure (études les éléments secondaires, les planchers, les portiques)
- le chapitre VII qui est l'étude dynamique et sismique, c'est l'étape la plus importante dans l'étude d'un projet. La modélisation est fait par **le logiciel ROBOT version.14, qui est un logiciel de calcul et d'optimisation** Le ferrailage des poteaux, poutres et des voiles se fera avec les résultats finaux de l'étude dynamique tout en vérifiant les critères imposés par le **RPA99** et le **BAEL91**.
- le chapitre VIII qui présente l'étude générale sur les voiles dans les deux directions qui joue le rôle de participer au contreventement de la construction.

- En l'occurrence le chapitre IX qui contient l'étude de la dalle machine qui joue le rôle de transporter les personnes.
- Le chapitre X consiste à exploiter les résultats de l'étude du sol dans le dimensionnement et le ferrailage de la fondation (la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et les surcharges supportées par l'ouvrage).

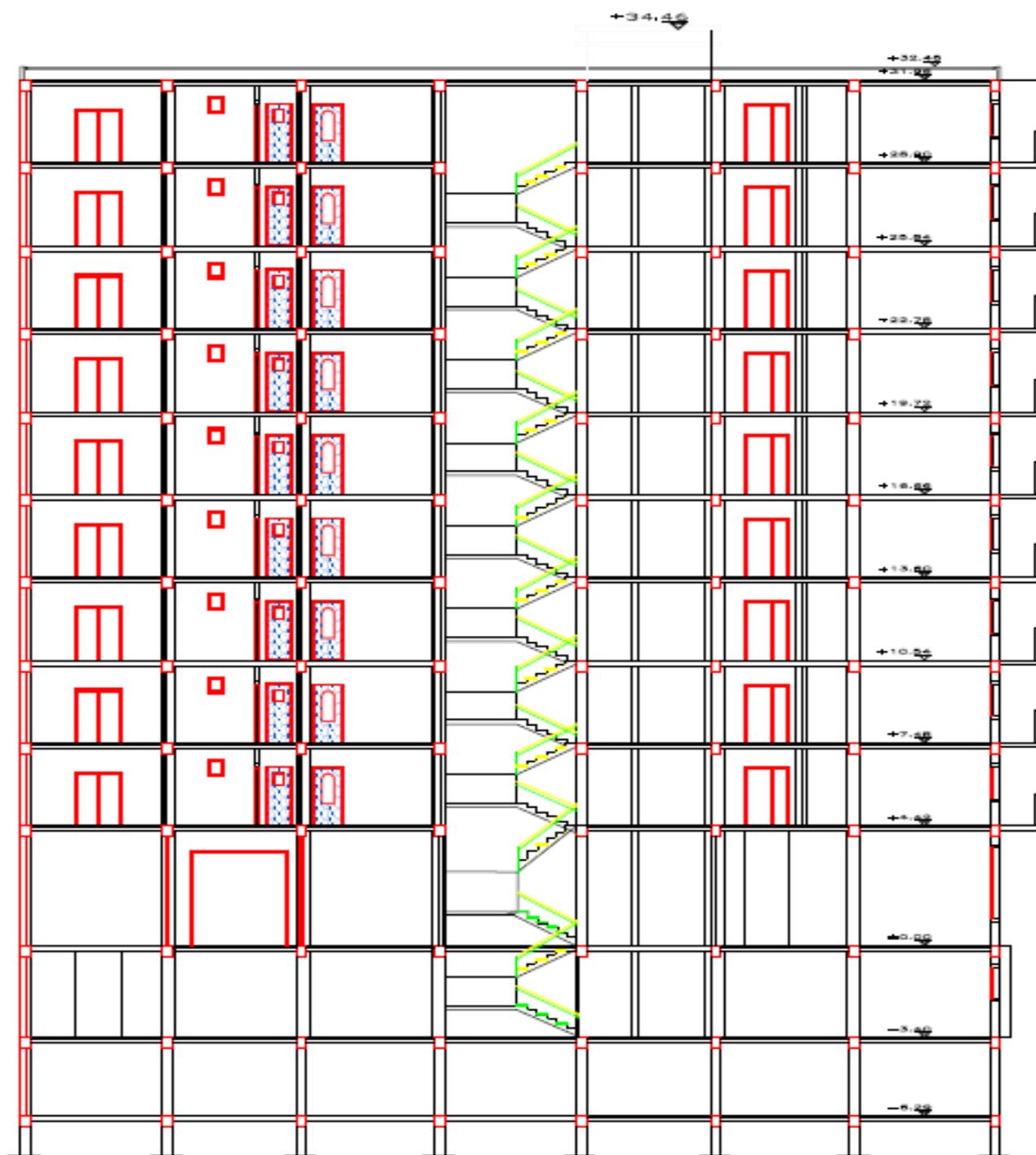
Enfin nous terminons notre travail par une conclusion générale dans laquelle nous discutons nos résultats.

PLAN D'ARCHITECTURE

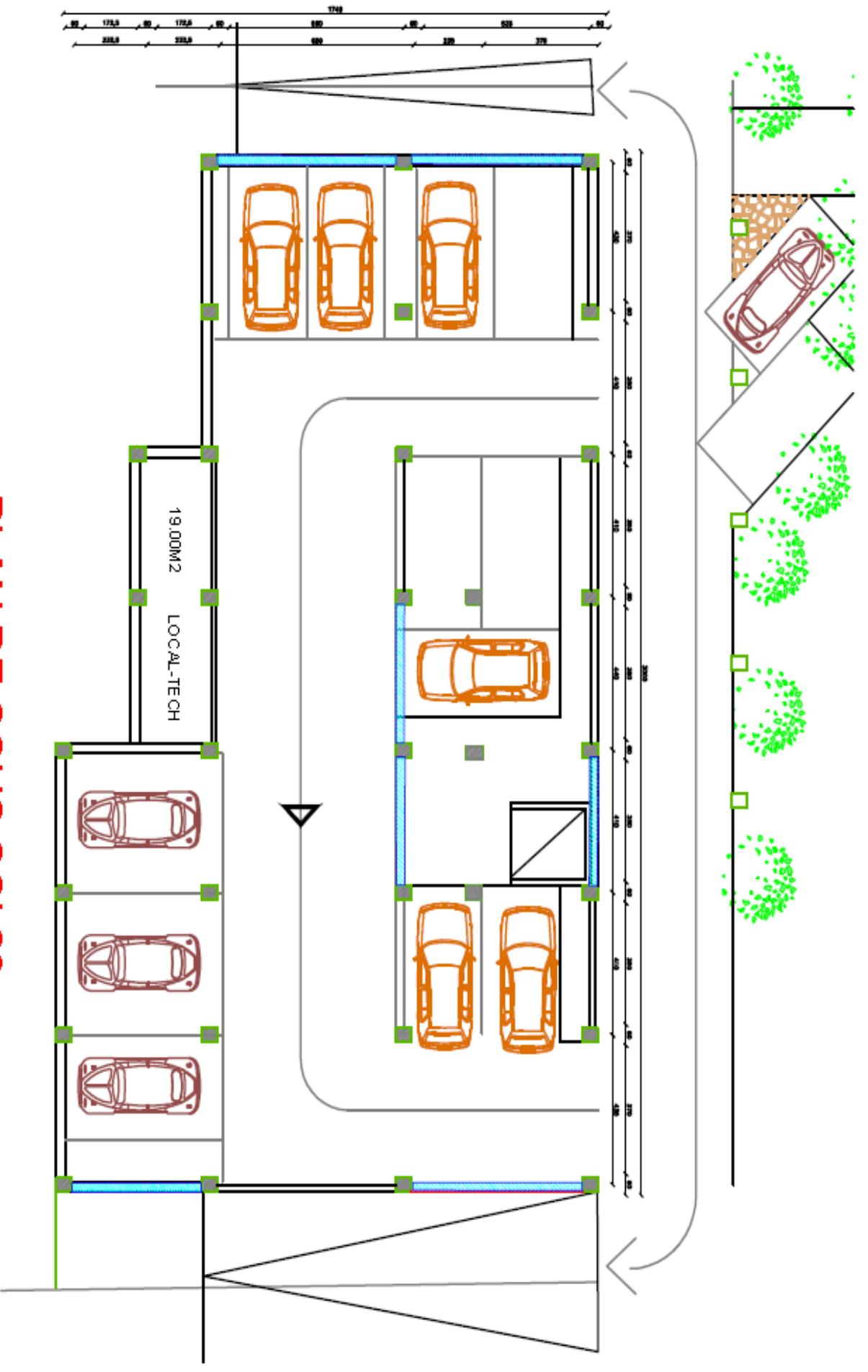




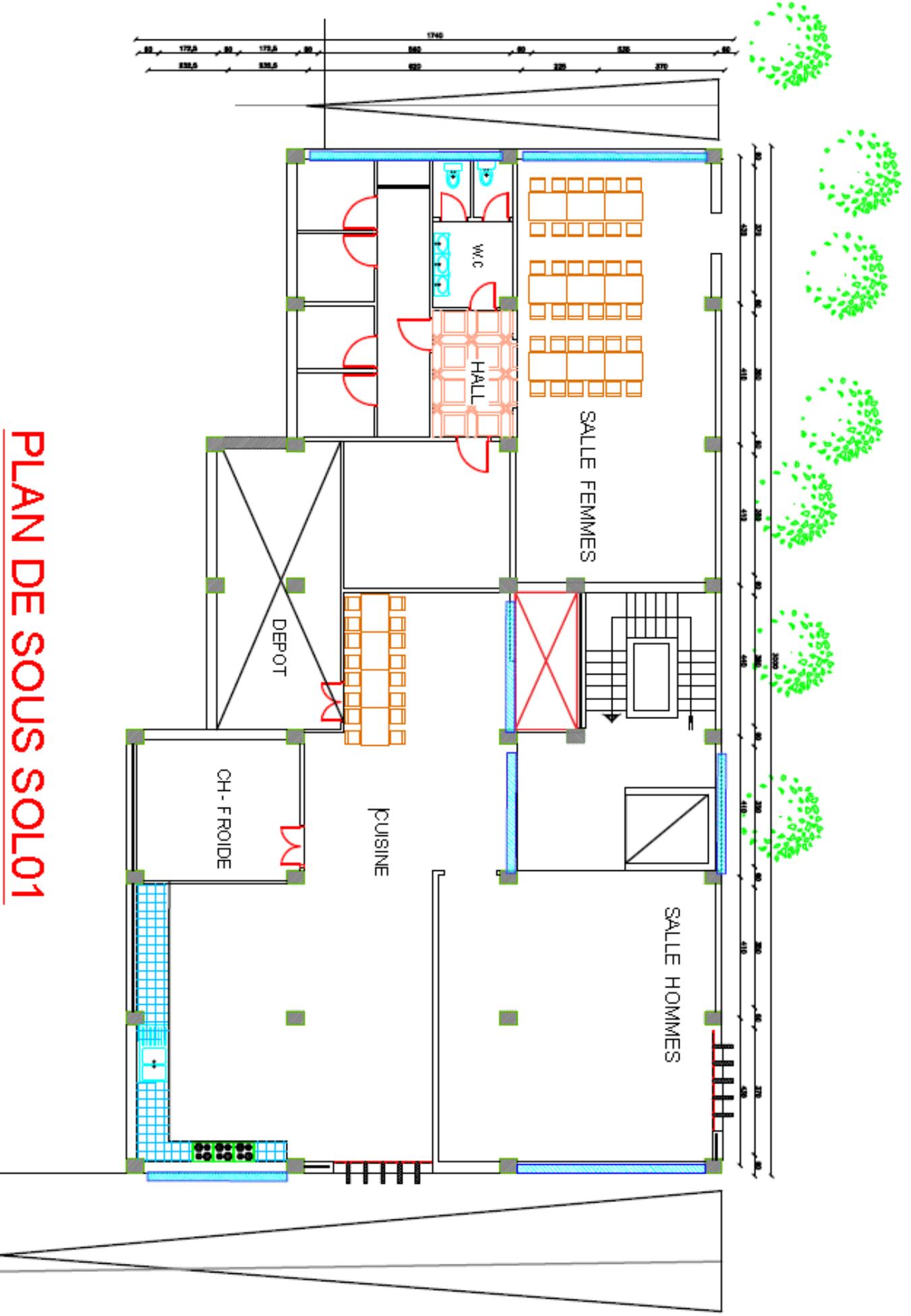
FACADE Pple



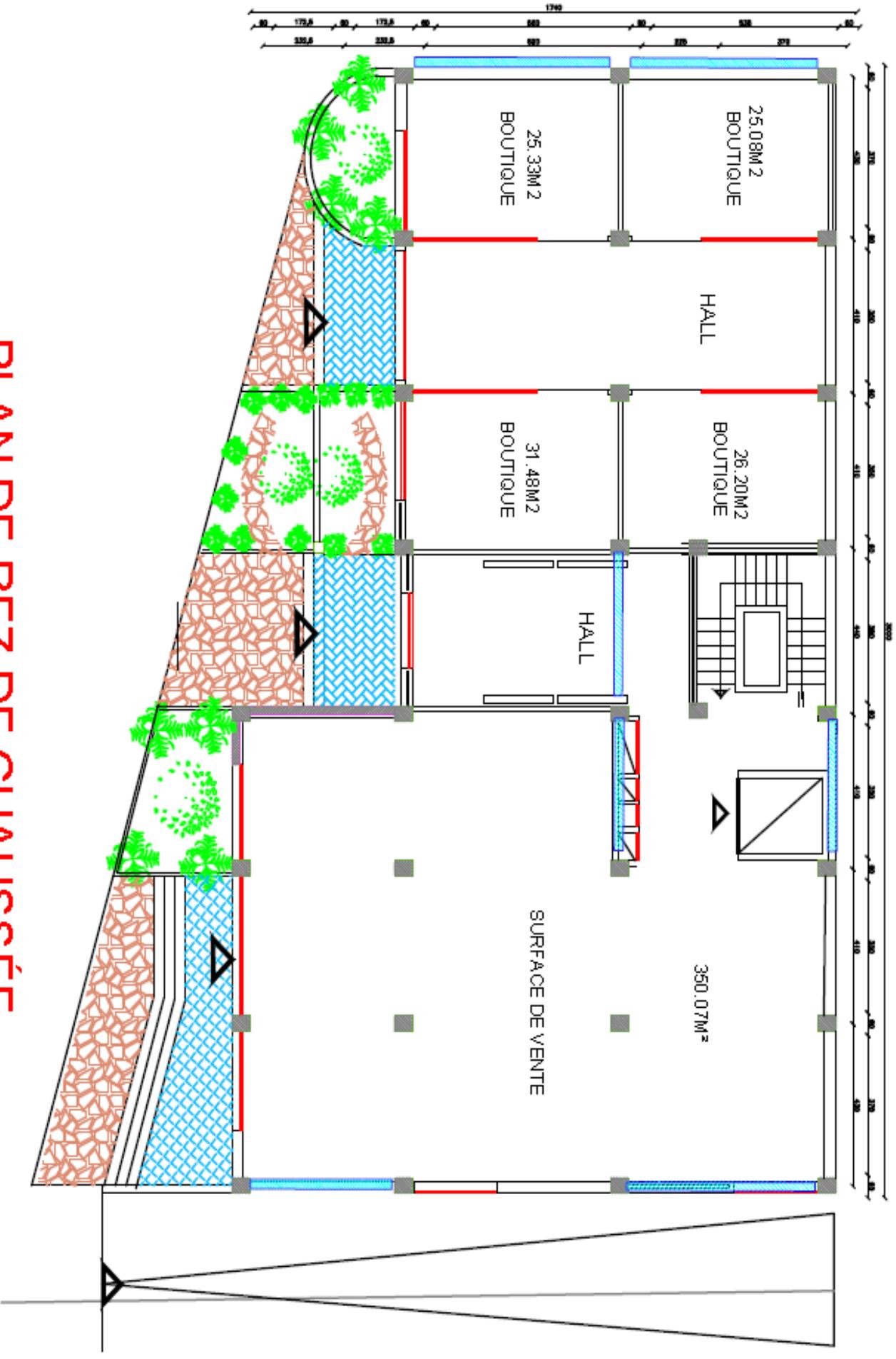
la coupe A-A



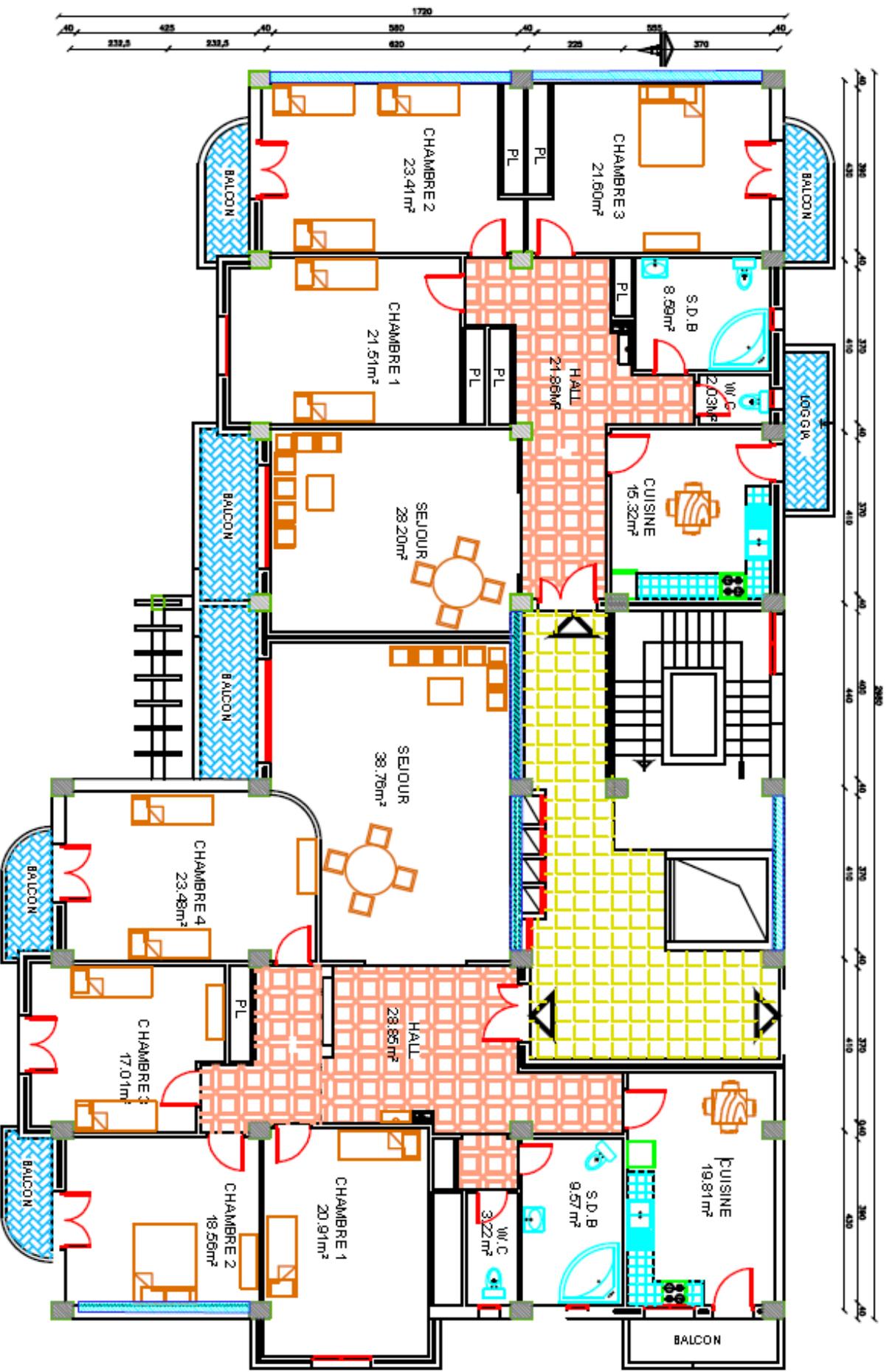
PLAN DE SOUS SOL02
PARKING + ANNEXES



PLAN DE SOUS SOL01



PLAN DE REZ DE CHAUSSÉE

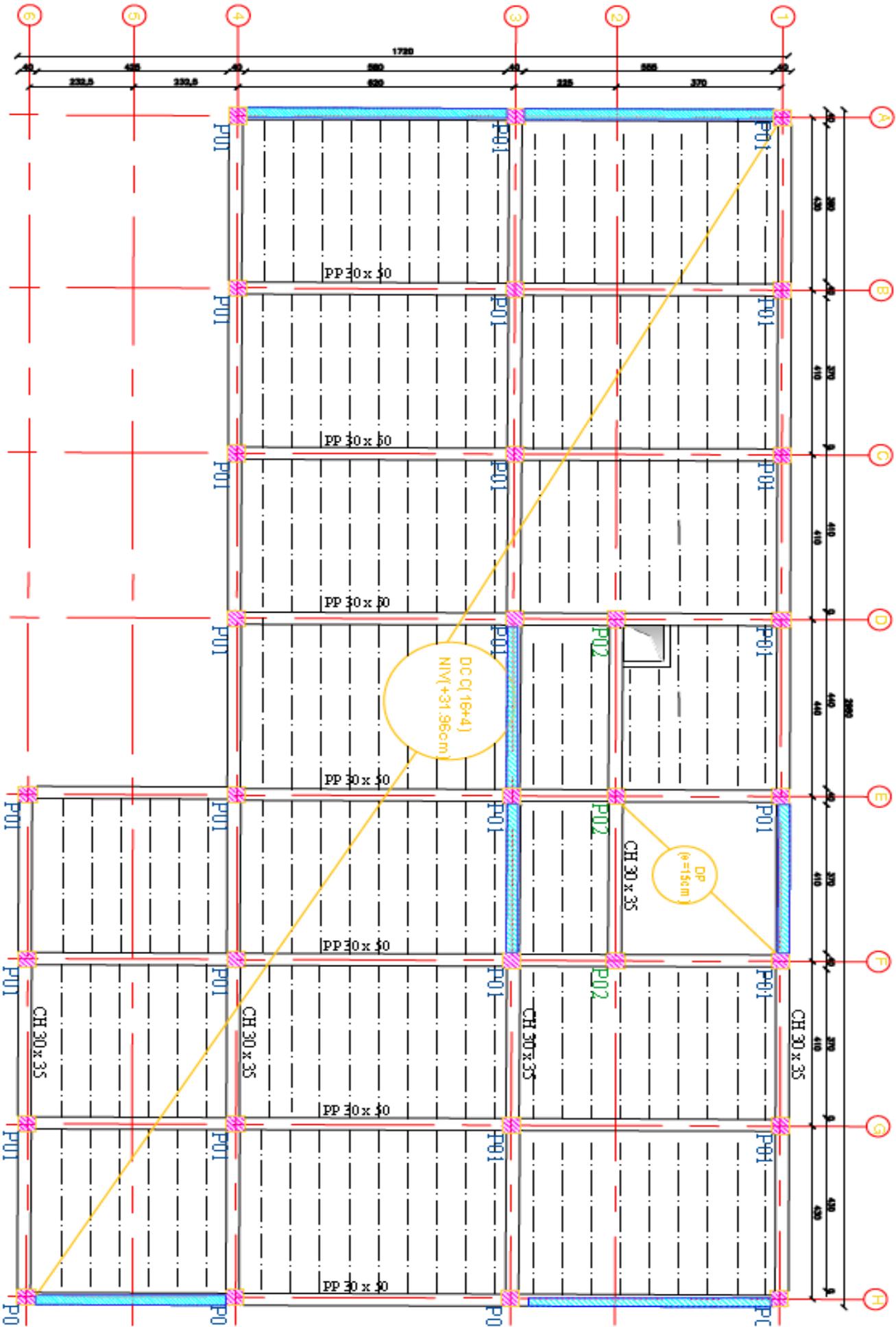


PLAN D'ÉTAGE COURANT

PLAN DE COFFRAGE



plan coffrage Niv:31.96m



PLAN COFFRAGE

NIV: +16.66

+19.72

+22.78

+25.84

+28.90

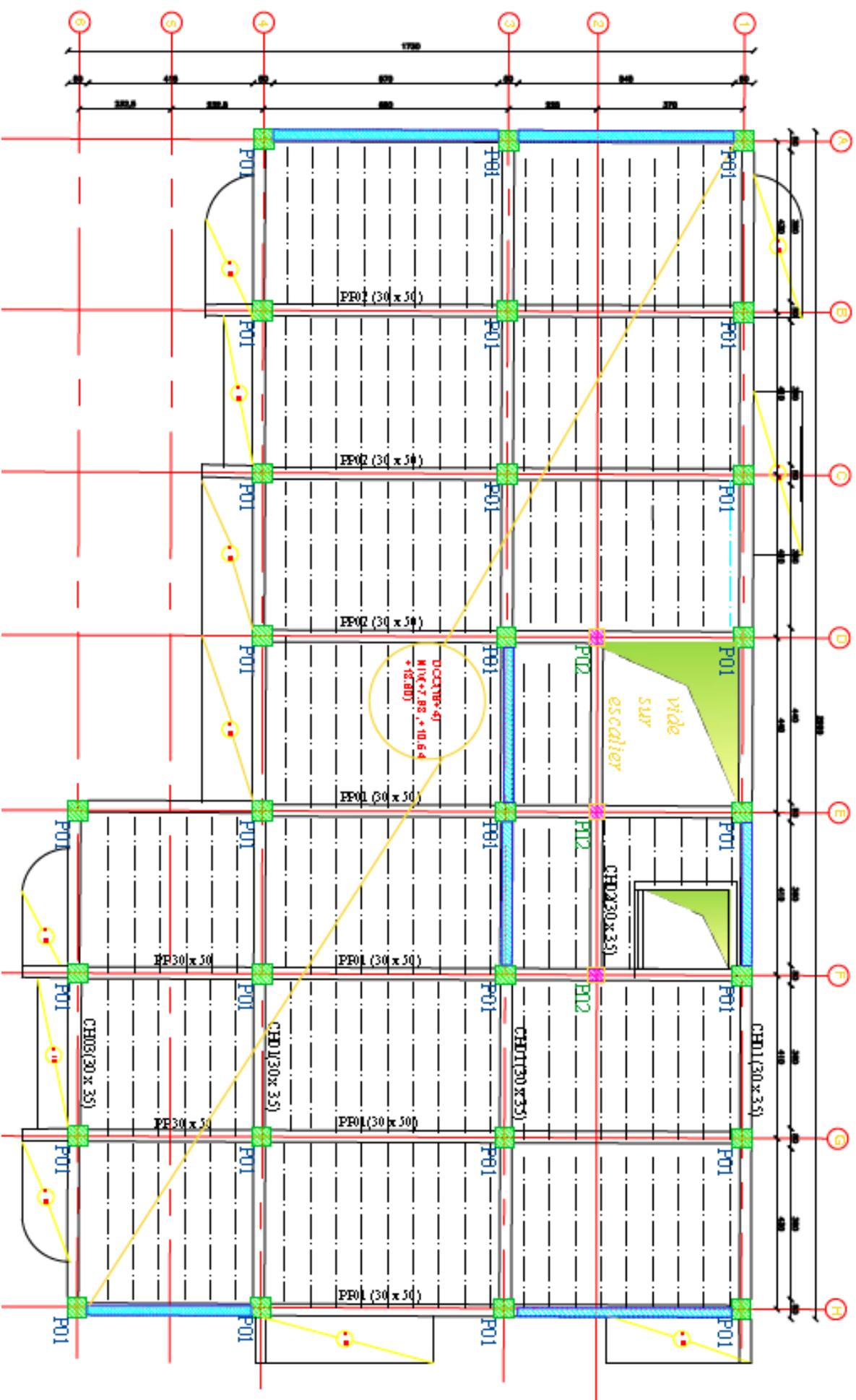


plan coffrage

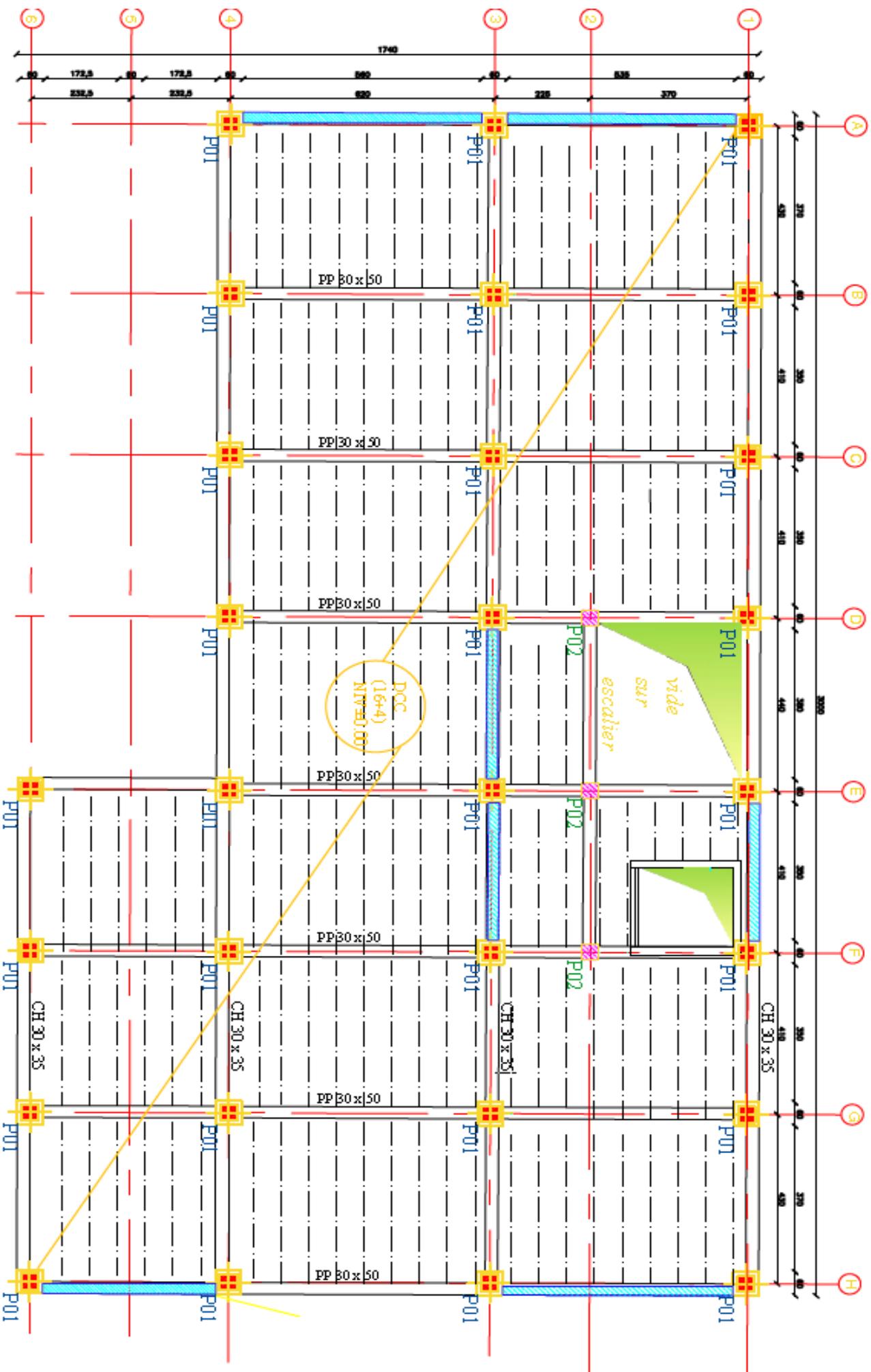
NIV: +7.98

+10.54

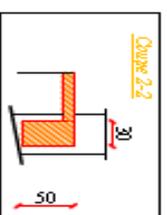
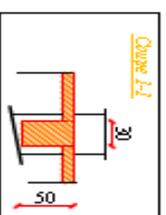
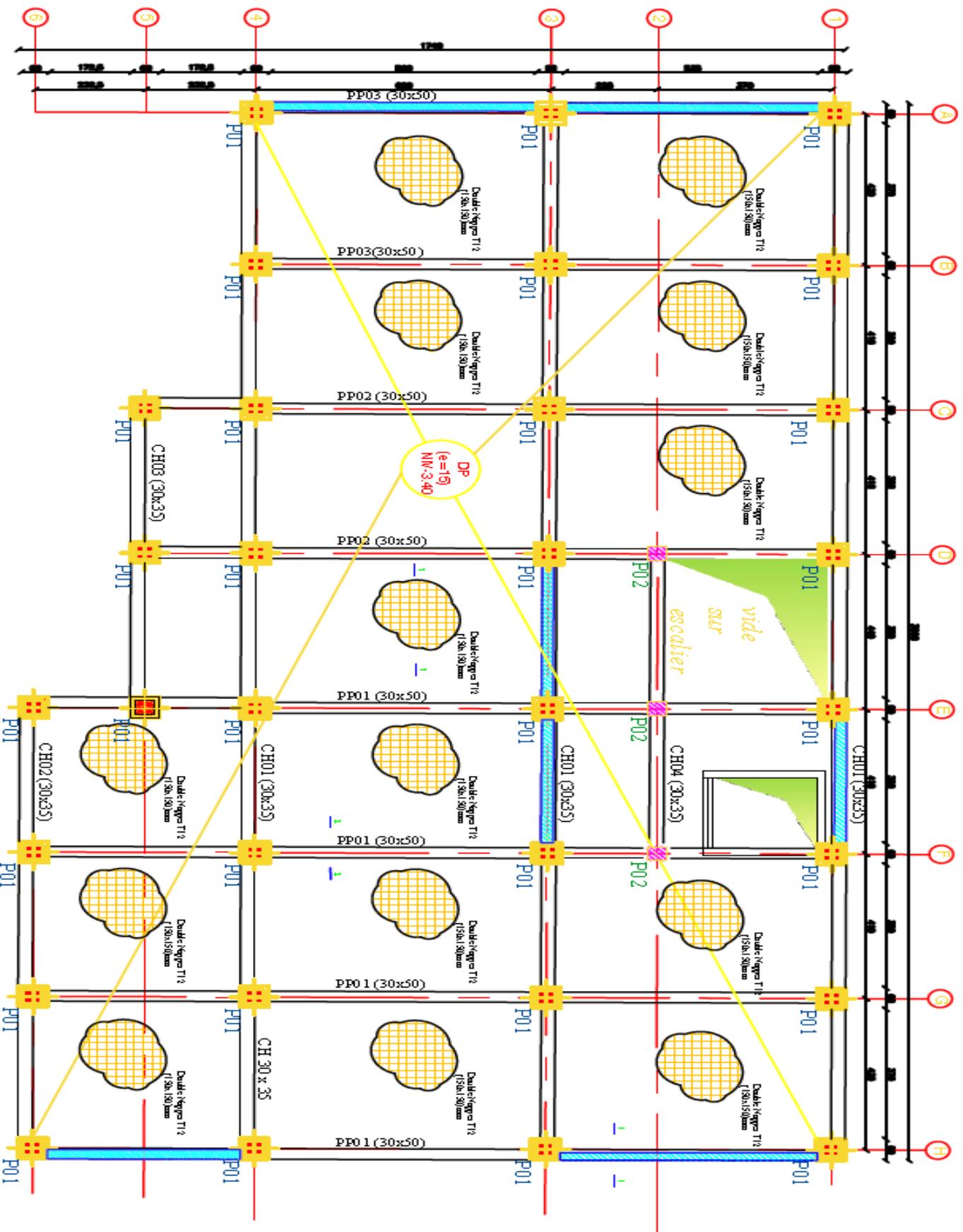
+13.60



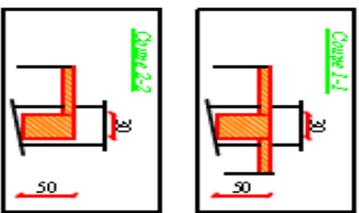
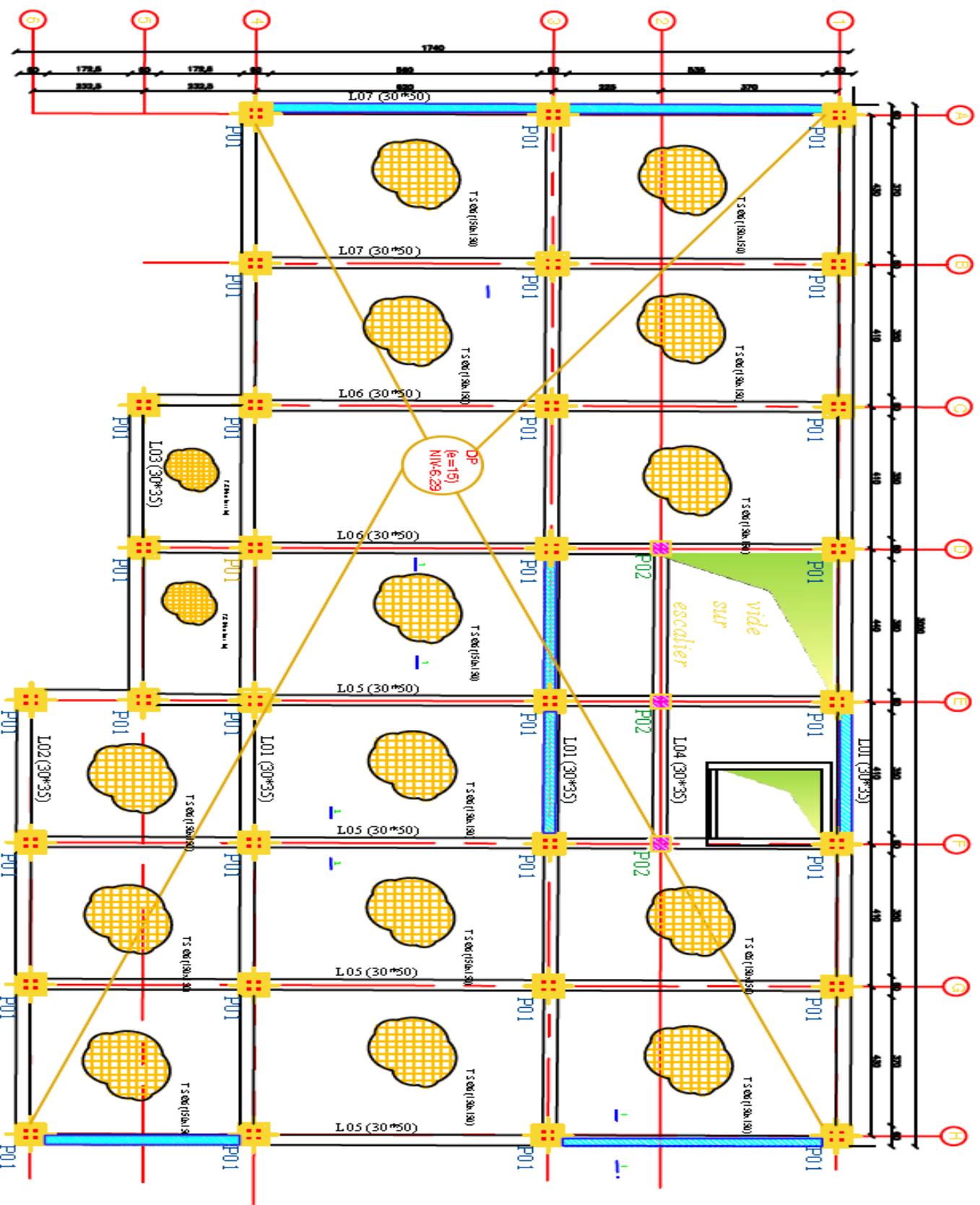
plan coffrage Niv: +0.00



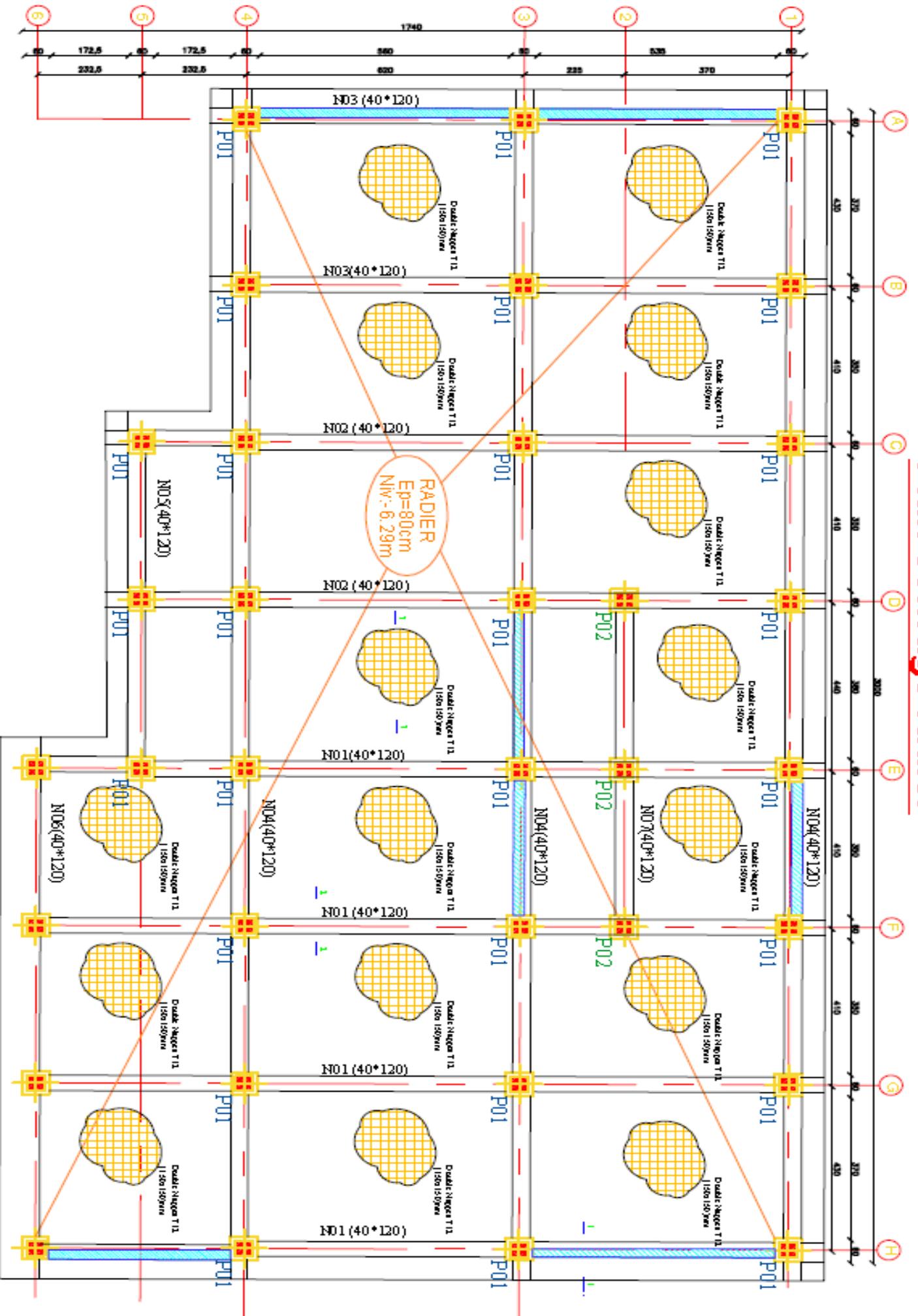
Plan coffrage dalle pleine (Ep=15cm) Niv: -3.40m



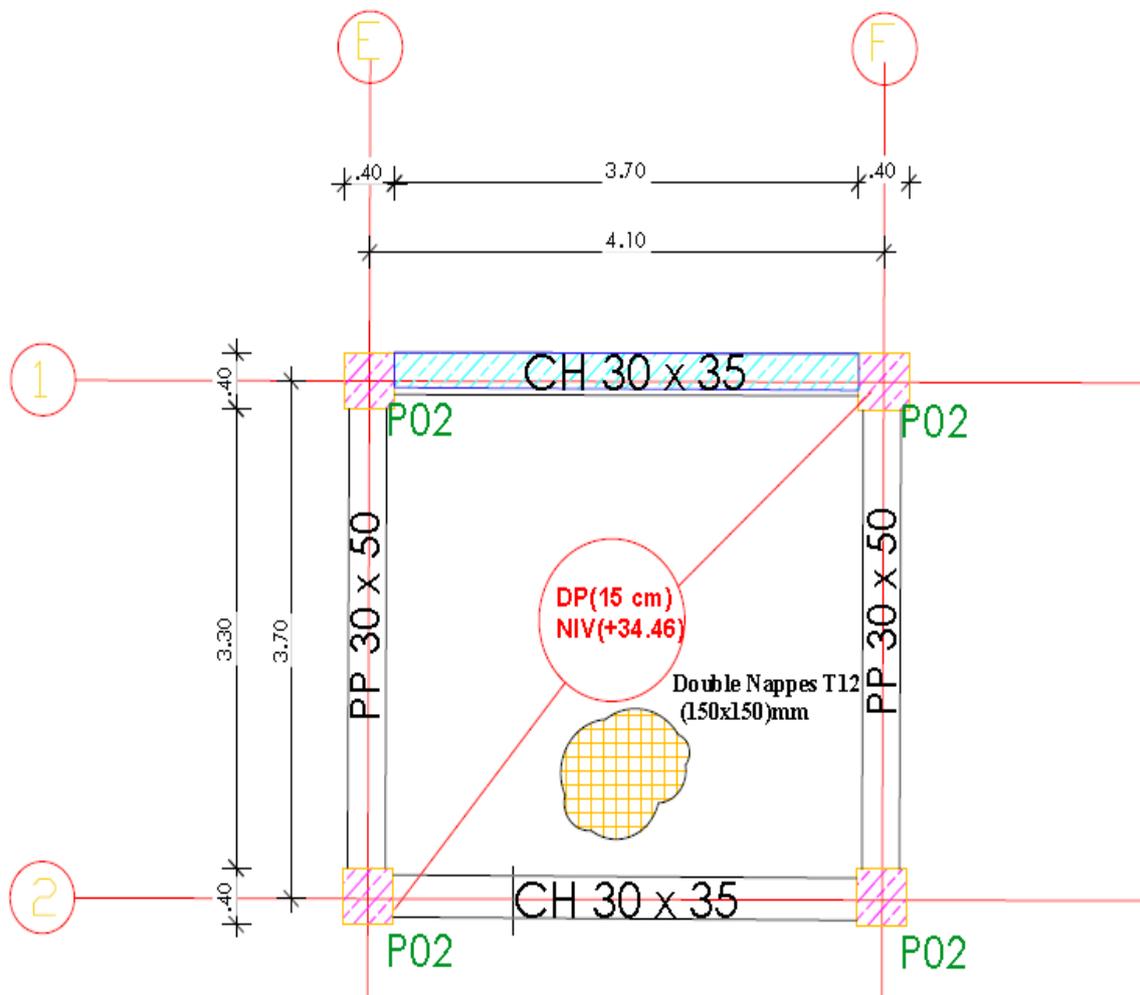
Plan coffrage DALLAGE Niv: -6.29m



Plan coffrage radier



plan de coffrage dalle machine
Niv:+34.46





CHAPITRE I
PRESENTATION
DU PROJET

I.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1.1. INTRODUCTION :

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment usage multiple (d'habitation, commercial), composée de 3blocs séparée l'un de l'autre par des joints, mais on fait l'étude d'un seul bloc en (RDC+9etages+2sous sol), l'ouvrage sera implanté à ELTAREF qui est classé comme zone de sismicité élevée

Zone IIa (zone de moyenne sismicité) selon le classement des zones établies par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment.

Cette structure est composée de

- 9 étages à usage d'habitation
- rez - du - chaussée (RDC) à usage commercial
- sous sol(1) à usage commercial
- sous sol (2)destiné comme un parking et annexe

I.1.2. Caractéristiques dimensionnelles :

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+9+2S/Sol) à usage multiple constitué de :

Longueur en plan	29,80 m
Largeur en plan	17,30m
Hauteur du RDC	4,42 m
Hauteur étage courant	3,06 m
Hauteur de 2sous sol	6.29m
Hauteur total	40.75m
Hauteur	38,75 m. « acrotère compris »
La hauteur de l'acrotère	0.5m

Plancher :

Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour deux types de plancher:

- Plancher en corps creux pour le RDC et les étages courants.
- Plancher en dalle pleine (la dalle du sous sol, balcon, cage d'escalier, ascenseur).

Escaliers :

Ce sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulés sur place, La structure comporte un type d'escalier :

-Les escaliers sont à paillasse orthogonal comprenant trois volées

Local d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (elle fait le mouvement de vas et Vien) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

Revêtement :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.
- céramique pour la salle d'eau.

Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- ✓ Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées
Brique creuse de 15cm d'épaisseur.
L'âme d'air de 5cm d'épaisseur.
Brique creuse de 10cm d'épaisseur.
- ✓ Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10cm d'épaisseur.

L'acrotère:

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 50cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

Terrasse:

La terrasse du bâtiment est inaccessible sauf pour entretien avec des revêtements

Système porteur :

La structure est composée d'une ossature en béton armée pour laquelle on a proposé pour son contreventement les variantes différentes :

Portique : (poteau-poutre)**Conception structurelle:**

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

Infrastructure :

La structure repose sur un sol ferme (site 2), a une capacité portante de 2.5bars, Vu l'importance des charges, il serait de faire une construction sur un radier nervuré

I.2 Règles et hypothèse de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

I-2-1 Le règlement [BAEL 91] (Béton Armé aux Etats Limites) :

Basé sur la théorie des états limites.

a. Etats limites ultimes (ELU) : correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- ✓ Equilibre statique (renversement du bâtiment).
- ✓ Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).

✓ Stabilité de forme. (non flambement des poteaux et des voiles)

La Combinaison d'action à l'état limite ultime est: $q = 1,35G + 1,5Q$

Hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à $100/1000$ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à $3.50/1000$ dans le cas de la flexion simple ou composée et à $20/1000$ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).
- **Pivot A** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple

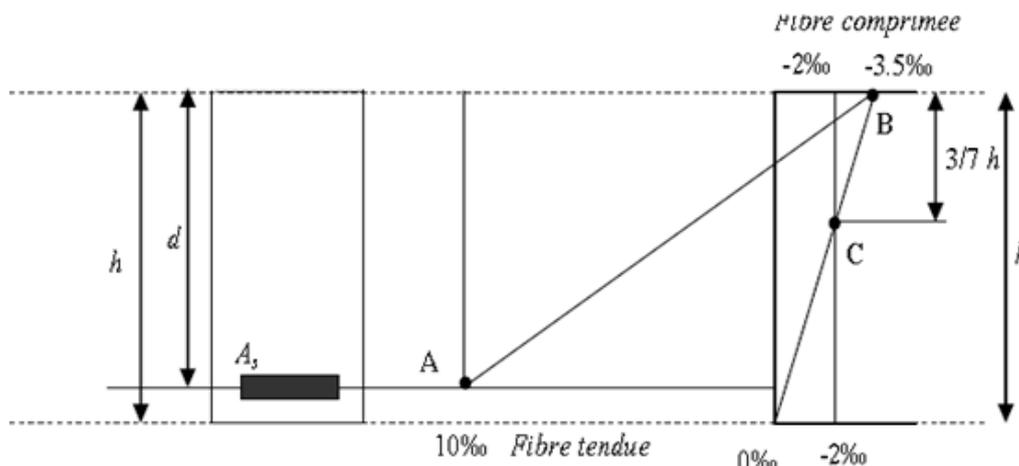


Figure (I.1) : diagramme des déformations limites de la section

b. Etats limites de service (ELS) : constituent les frontières aux de là desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures (limité la contrainte de traction des aciers pour limité l'ouverture des fissures).
- Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).
- Résistance à la compression du béton.

La Combinaison d'action à l'état limite de service est : $q = G + Q$

I-2-2-[RPA99]/version2003 (Règles Parasismiques Algériennes) :

Elles sont applicables à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière.

Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit:

- Une classification selon les zones sismiques et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondations.
- Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux

I.2. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

DE CONSTRUCTION

Le béton armé se compose de béton et d'armatures. Il ne représente pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement, l'acier offre une bonne résistance aux efforts de traction, de l'association de ces deux matériaux, il résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

I-2.1 BETON:

1. Définition :

- Le béton est apparu durant 19^{ème} siècle suite à l'industrialisation. Depuis, il a été le principal matériau universellement utilisé dans les ouvrages de Génie civil.

Ceci généralement grâce à sa durabilité sans entretien, sa mise en œuvre facile et les différentes formes possibles à réaliser.

- Le béton est un matériau hétérogène composé de granulats (sable, gravier), de ciment et de l'eau dans des proportions bien déterminées afin de donner un mélange ayant des caractéristiques requises pour l'ouvrage pendant l'exécution et après durcissement.

2. Composition du béton:

2.1. Ciment :

Le ciment est un liant hydraulique ayant de bonnes caractéristiques d'adhérence et de cohésion. Hydraté par l'eau, il devient une pâte permettant la liaison et l'enrobage des granulats, puis à travers une réaction chimique exothermique il durcit et donne un matériau solide et compact.

La quantité de ciment dans 1m³ de béton (400 litres de sable, 800 litres de gravier) est appelée "dosage". Ce dernier conditionne la résistance du béton qui serait plus au moins élevée d'autant plus que le dosage l'est.

En général le dosage varie entre $(150 \div 500)$ kg/m³, fréquemment on utilise un dosage à 350 kg/m³.

Le ciment est un mélange d'un constituant principal et d'un ou plusieurs autres constituants secondaires.

Les différents composés qui constituent essentiellement le ciment sont:

Le clinker:

C'est un mélange, broyé et homogénéisé, composé d'environ 80% de calcaire et de 20% d'argile, obtenu par cuisson jusqu'à fusion partielle.

Le laitier de haut fourneau:

C'est un sous produit de la fabrication de la fonte dans les hauts fourneaux sidérurgiques. Il est fortement basique et présente des propriétés hydrauliques qui lui confèrent une très bonne résistance vis à vis des eaux agressives.

La pouzzolane: C'est une roche volcanique siliceuse, à structure alvéolaire.

Les fillers:

Ils sont obtenus par broyage de roches de qualités convenable et qui, par leur granularité, agissent sur certaines qualités des ciments par exemple la maniabilité.

Il existe différents types de ciment dont:

- **Ciment Portland artificiel (CPA):** contient au moins 97 % de clinker, le reste étant du filler.
- **Ciment Portland composé (CPJ):** contient au moins 65 % de clinker, le reste étant l'un ou plusieurs des constituants énumérés ci-dessus.
- **Ciment du haut fourneau (CHF):** contient entre 60 % et 75 % de laitier, le reste étant du clinker avec, éventuellement, du filler.
- **Ciment de laitier au clinker (CLK):** contient au moins 80 % de laitier, le reste étant de clinker avec, éventuellement, du filler.

2.2. Les granulats:

C'est l'élément qui constitue le squelette du béton et occupe environ les 70 à 75 % du volume. Les agrégats sont un mélange de roches de différents grosseurs, sable (0 ÷ 5) mm et gravier (5 ÷ 25) mm pour un béton ordinaire.

Il est évident que plus la densité est importante, c'est à dire le béton est compact et plus sa résistance l'est aussi: pour cela la granulométrie des éléments constituant le béton doit être bien étudiée, elle est fondamentale. Les granulats doivent avoir certaines caractéristiques, à savoir une résistance élevée, une durabilité, et n'ayant pas d'impureté telle que l'argile ou les matières organiques, qui peuvent avoir des effets défavorables sur l'adhérence ciment-agrégats ou sur la réaction chimique de durcissement.

2.3. Eau:

C'est un élément très important dans l'hydratation du ciment et la maniabilité du béton. Une insuffisance comme un excès d'eau peut entraîner une chute de la résistance, essentiellement à la porosité. Un rapport eau-ciment compris entre (0,4 ÷ 0,6) est très convenable.

3- caractéristiques physiques et mécaniques du béton:

a). Caractéristiques physiques:

- Masse volumique:

Elle varie de 2,2 à 2,5 t/m³ suivant la quantité d'acier mise dans le béton. Dans les calculs, elle peut être considérée égale à 2,5 t/m³.

- Coefficient de dilatation:

Comme tout matériau, le béton réagit à la température; son effet est très important surtout dans les constructions hyperstatiques où des dégâts considérables peuvent surgir, pour cela une attention particulière est nécessaire. La variation de température à considérer est de (-40 ÷ +30) C° avec une température initiale de (5 à 10) C°. Le coefficient de dilatation thermique du béton varie entre (0,7 ÷ 1,2).10⁻⁵.

Et en moyenne. Il est de l'ordre de 10⁻⁵.

$\Delta l / l = \alpha \cdot \Delta T$ avec :

- * α : Coefficient de dilatation
- * α : 10^{-5} (même que l'acier)
- * ΔT : variation de température
- * $\Delta l / l$: déformation de dilatation

• **Retrait hygrométrique:**

Le retrait est raccourcissement du béton pendant le durcissement suite à l'évaporation de l'eau en excès nécessaire à la maniabilité du béton. On peut déduire que le retrait est une fonction de la quantité du ciment, d'eau, et des conditions climatiques.

1.5×10^{-4} régions très humide

1.2×10^{-4} régions humide

3.0×10^{-4} régions tempérée sèche

4.0×10^{-4} régions sèches et chaudes

5.0×10^{-4} régions très chaude ou désertique

• **Retrait sous charges ou fluage:**

Le fluage est une déformation complémentaire, croissante dans le temps obtenu après le chargement permanent, cette déformation tend vers une limite égale au double de celle instantanée.

b). Caractéristiques mécaniques:

b).1. Résistance caractéristique du béton à la compression:

Dans les cas courants un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette valeur, dite résistance caractéristique, et représentée par le symbole f_{c28} , est soit fixée a priori, soit déterminée par des essais.

Dans ce dernier cas, on écrase, au moyen d'une presse, des éprouvettes constituées par des cylindres droits de béton ayant une section de 200 cm^2 , soit un diamètre de 15,95 cm, et une hauteur double du diamètre. La valeur de la contrainte de rupture, exprimée en **MPa** ou en **bars** est égale à

la valeur de l'effort maximal supporté par l'éprouvette divisée par l'aire de la section droite. On fait un nombre suffisant d'essais et on calcule la résistance caractéristique moyenne obtenue et de l'écart type résultant des essais.

La résistance d'un béton à la rupture par compression varie avec le dosage en ciment (elle augmente avec le dosage), l'âge du béton (elle augmente avec l'âge), la granulométrie et la quantité d'eau de gâchage.

Si l'on a à considérer la résistance caractéristique d'un béton d'âge inférieur à 28 jours on peut admettre que l'on a pour $j \leq 28$:

$$f_{cj} = 0,685 \cdot f_{c28} \cdot \text{Log}(j + 1) \quad (\text{log désignant le logarithme décimal}).$$

$$\text{Et pour } j \geq 28 \text{ jours} \quad f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

b).2. Résistance du béton à la traction:

Le béton a une résistance très faible à la traction. Elle est déterminée approximativement comme suit :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}.$$

j : nombre de jour

f_{tj} : résistance du béton à la traction à (j) jour

f_{cj} : résistance du béton à la compression à (j) jour

En traction, le béton représente une résistance de 10 à 15 fois plus petite que la résistance en compression.

b).3. Relation contrainte-déformation :

La relation contrainte-déformation dans le béton varie considérablement selon les conditions de chargement. Il est démontré expérimentalement que la vitesse de chargement influe directement sur le comportement du béton.

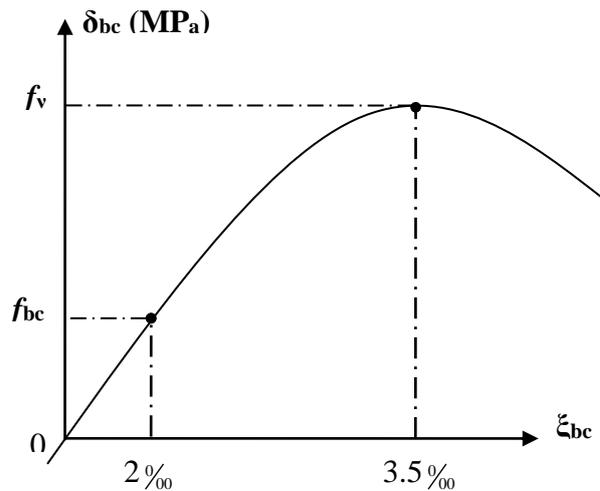


Figure I.2: Relation contrainte-déformation dans le béton

b)-3-1) sous chargement instantané (durée ≤ 24h) :

Le béton est chargé à vitesse constante jusqu' à la rupture, on obtient une courbe représentant la relation contrainte-déformation :

Une première phase plus ou moins élastique, suivie d'un comportement élastoplastique.

Défini par une courbe parabolique à une déformation de 2‰, pour ensuite tendre vers une rupture à 3,5‰, cette tendance vers la rupture brusque est irréversible.

a. Le module de déformation instantané :

Il représente la tangente a la courbe au point d'origine et permet d'analyser le béton dans la phase élastique, en appliquant la loi de Hooke $\sigma = E_i \times \varepsilon$

Ce module de déformation instantané est une fonction de la résistance à la rupture du béton et peut être déterminé empiriquement par :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$$

b. Le module de déformation sécant :

Il représente la tangente de la droite passant par l'origine et coupant la

courbe au point $0.5f_{cj}$

$$E_{SJ} = \frac{E_{ij}}{1,1}$$

b-3-2) Sous chargement de longue durée (durée $\geq 24h$) :

Sous ce type de charge, le béton continue à se déformer pour tendre vers une limite égale à trois fois la déformation instantanée.

Le module de déformation différée égale à 1/3 du module de déformation instantanée.

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij}$$

a. Coefficient de poisson:

C'est le rapport entre la déformation longitudinale et la déformation transversale:

$V = 0,2$ béton non fissuré.

$V = 0$ béton fissuré

I.2.2. ACIER:**1-Définition:**

Les armatures sont en acier, elles sont caractérisées par un même comportement en traction et une résistance très élevée par rapport au béton ainsi qu'une ductilité importante.

La contrainte élastique ainsi que le module de Young constant pour tous les types d'armatures et égale à 2×10^5 MPa, sont les caractéristiques les plus importantes des aciers.

Le coefficient de dilatation de l'acier d'environ $1,1 \times 10^{-5}$ est du même ordre de grandeur que celui du béton. Ceci a permis l'association de l'acier et du béton en éliminant les dilatations différentielles pouvant nuire à l'adhérence de ces deux matériaux.

Deux types sont utilisés en béton armé :

- Les armatures de résistance modérées qui ne mettent pas en jeu des forces d'adhérence importantes. Elles sont obtenues par un simple laminage
- avec une surface parfaitement lisse et ayant une capacité d'adhérence normale définie par un coefficient d'adhérence acier – béton $\psi_s = 1$.
- Les armatures de résistance élevées nécessitent une adhérence beaucoup plus importante (haute adhérence), elle est obtenue par amélioration de la surface des aciers mécaniquement en faisant des saillies ou des nervures, Leur coefficient d'adhérence $\psi_s = 1,5$

2- Types d'acier:

2.1. Les ronds lisses:

Les aciers ronds lisses sont fabriqués à partir d'acier naturelle, on utilise les nuances **FeE22 (fe=215MPa)** et **FeE24 (fe=235MPa)**. Leurs diamètres normalisés en mm sont :6-8-10-12-14-16-20-25-32-40-50.

2.2. Acier de haute adhérence:

Pour augmenter l'adhérence entre le béton et l'acier, on utilise des armatures de forme spéciales qui la plupart du temps ont subit des traitements mécaniques pour augmenter le domaine d'élasticité. On utilise les nuances FeE40 et FeE50.

- Barres à haute adhérence à surface latérale munie de nervure obliques régulièrement espacées (dites « barres HA »).
- Fils tréfilés et /ou Laminés à froid, à surface latérale munie d'empreinte ou de nervures (appelé « files HA »).
- C'est le type 3 existe deux classes de files à hautes adhérence FeT400, FeT500. Les diamètres normalisés sont en mm :

On distingue deux types :

Type 1 :

Il correspond aux armatures HA obtenus par laminage à chaud d'un acier naturellement dur.

Type 2 :

Il correspond aux armatures HA obtenus par laminage H-Q suivi d'un écrouissage par traction ou par torsion, les diamètres sont :

6-8-10-12-14-16-20-25-32-40-50.

Les aciers de classe FeE40B équivalent à ceux de la classe FeE40A sauf en ce qui concerne les possibilités de façonnage.

2.3. Les treilles soudés :

Treille soudés obtenues par assemblage de barres ou de files (lisses ou HA) en mailles carrées ou rectangulaires avec soudage électrique en usine de chaque point de croisement.

Ces armatures sont utilisées pour les dalles et les voiles, les diamètres normalisés sont 3-3,5-4-4,5-5-6-7-8-9-10-12 (mm)

Les espacements entres axes sont (mm) : 75-100-125-150-200-250-300

3- Caractéristiques géométriques :

Une barre (lisse ou HA) ou un file (lisse ou HA) sont caractérisés par un diamètre nominal, désigné par ϕ = diamètre du rond lisse et une masse linéique.

A chaque diamètre nominal ϕ correspond une section nominale $A = \frac{\pi\phi^2}{4}$

La gamme des diamètres nominaux (en mm) pour les aciers en barres est la suivante :

Ø (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Section (cm²)	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.56
Poids (kg /m)	0.22 2	0.39 5	0.61 6	0.88 8	1.208	1.579	2.46 6	3.854	6.31 3	9.864

Tableau(I.1) : La gamme des diamètres nominaux pour les aciers en barres

4- Caractéristiques mécaniques :

Les aciers sont caractérisés par la limite d'élasticité garantie en traction (résistance caractéristique) Fe

On utilise le plus souvent :

Type	Désignation	Fe	Obtention
Ronds lisses	FeE235	235MP a	
Barres à hautes adhérences (HA)	FeE420	500MPa	
Fils tréfilés à hautes adhérences (HA) Treilles soudés formés de ces fils (T5HA)	FeTe500	500MPa	
Fils tréfilés lisses assemblés en Treille soudés (T5L)	TSL500	500MPa	Ø > 6mm

Tableau(I.2) : les Caractéristiques mécaniques des aciers

Relation contrainte – déformation ($\sigma \times \epsilon$) :

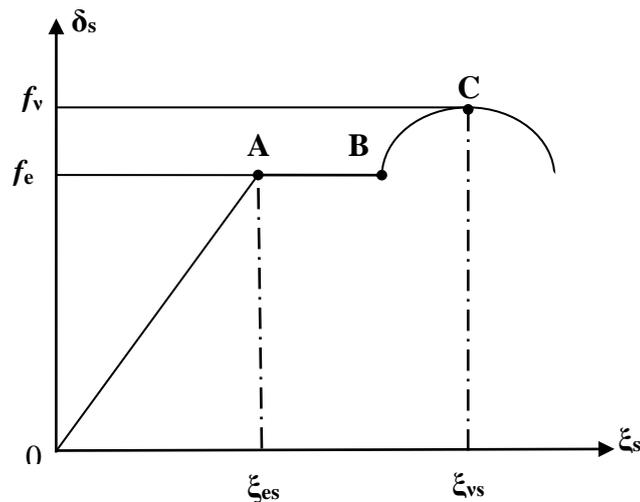


Figure I.3: Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.

Lorsqu' on soumet une éprouvette de section S à un effort à chaque déformation Δl ou note l'effort F. On appelle contrainte de traction

$$\sigma_s = \frac{F}{S} . \text{ Et la déformation unitaire : } \xi_s = \frac{\Delta L}{L}$$

Si on reporte les résultats sur un graphe, nous obtenons la courbe : $\sigma_s =$

$f(\epsilon_s)$.

➤ **Entre O- A (domaine élastique et linéaire) :**

Domaine linéaire car les allongements sont proportionnelles aux contraintes

$$\sigma_s = E_s \cdot \xi_s \rightarrow \text{Loi de HOOK}$$

ξ_s : Déformation unitaire

E_s : Module d'élasticité longitudinale (de Young) est constant pour l'acier :

$$E_s = 200000 \text{MPa}$$

Si on mesure en même temps les déformations longitudinales $\frac{\Delta L}{L}$ et

transversales $\frac{\Delta d}{d}$

On constate :

$$\frac{\Delta d}{d} = \lambda \frac{\Delta l}{l} \quad \Leftrightarrow \quad \lambda \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta l}{l}}$$

On mesure le $\Delta l > 0$ et $\Delta d < 0$: le coefficient λ s'appelle coefficient de poisson $\lambda = 0.3$ pour l'acier.

La contrainte correspondante à la limite de proportionnalité est appelé limite d'élasticité F_e , la déformation correspondante à cette contrainte : $\xi_{es} = \frac{F_e}{E_S}$

Caractéristiques des aciers utilisés :

Nuance	Fe (MPa)	ξ_{es}
FeE22	215	1.075×10^{-3}
FeE24	235	1.175×10^{-3}
FeE40	400	2.000×10^{-3}
FeE50	500	2.500×10^{-3}

Tableau I.4 : caractéristiques des aciers on domaine élastique

Le domaine OA est un domaine élastique car il est réversible.

➤ Entre B.C (domaine plastique) :

L'éprouvette s'allonge à un effort constant, il n'y a plus de réversibilité, il subsiste (reste) un allongement permanent $> \xi_{es}$

➤ Entre B.C (zone de raffermissment) :

Pour que L'éprouvette puisse, contenue de sa longueur. Il faut que la contrainte diminue. La contrainte atteint un maximum c'est la contrainte de rupture (Fr).

Caractéristiques des aciers utilisés :

Nuance	Fe (MPa)	ξ_{es}
FeE22	330.49	22×10^{-2}
FeE24	410.49	25×10^{-2}
FeE40	480	14×10^{-2}
FeE50	500	12×10^{-2}

Tableau I.5 : caractéristiques des aciers on zone de raffermissment

5-Contrainte limite de l'acier :

Notion d'état limite :

Un état limite est celui pour le quel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite. Au – de là de ce seuil, une structure, cesse de remplir la fonction pour les quelles elle a été conçue

1) Etat limite ultime (ELU):

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante au de là de cette limite, on aura :

- la perte de stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la structure.
- La rupture d'une ou de plusieurs sections critiques de la structure
- La transformation de lav structure en un mécanisme déformable
- L'instabilité de la forme au flambement
- La détérioration par effet de fatigue

On adopte le diagramme contraint déformations suivant avec :

σ_s : contrainte de l'acier.

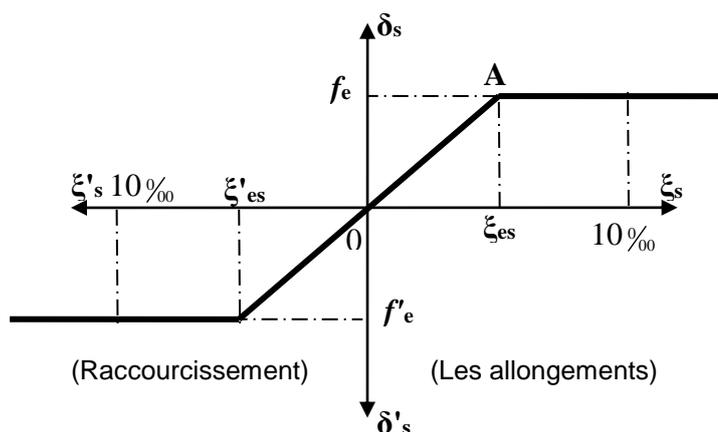
γ_s : coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur.

$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas d'actions courantes} \\ 1 & \text{cas d'actions accidentelles.} \end{cases}$

ξ_s : allongement relatif de l'acier

$$\xi_s = \frac{\Delta L}{L}$$

E_s : Module de young = $2 \cdot 10^5$ MPa



Figure(I.4) : Diagramme contraintes-déformations à l'ELU (loi de Hooke)

$$0 \leq \xi_s \leq \xi_{es} \text{ (domaine élastique).}$$

$$\sigma_s = E_s \cdot \xi_s$$

$\xi_{es} \leq \xi_s \leq 10\%$ (domaine plastique).

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

ξ_s : limite d'élasticité de déformation maximale.

$$\xi_s = \xi_{es} \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \xi_{es} = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Donc obtient :

$$\xi_{es} = \frac{F_e}{E_s \cdot \gamma_s}$$

2) Etat limite de service (E.L.S) :

La contrainte de l'acier est limitée lorsqu'il y a un état d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible. Pas de limitation
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \sigma_s = \min \{ 2/3 F_e . 110 \sqrt{nfti} \}$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \sigma_s = \min \{ 1/2 F_e . 90 \sqrt{nfti} \}$

2.1. Etat limite d'ouverture des fissures :

On est amené à effectuer une vérification des contraintes de traction de l'acier dans le but de limiter l'ouverture des fissures, les risques de corrosion de la déformation de la pièce.

2.1. a. Cas ou la fissuration est peu nuisible :

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque les éléments concernés sont situés dans des locaux couverts et clos non soumis à des condensations

Dans ce cas aucune limitation de la contrainte de traction de l'acier n'est à considérer est déterminée à l'état limite ultime d'où $\sigma_s \leq \frac{F_e}{\gamma_s}$

2.1. b. Cas ou la fissuration est préjudiciable :

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments concernés sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Ils peuvent être alternativement immergés ou moyés dans l'eau douce.

Dans ce cas il importe de respecter les conditions suivantes :

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 F_e . 110 \sqrt{nfti} \} \text{MPa}$$

Avec

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour l'acier rond lisse.

$\eta = 1,6$ pour l'acier haute adhérence

2.1. C. Cas ou la fissuration st très préjudiciable :

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments considérés sont exposés à milieu agressif où nécessite une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limité à :

I.2.3. BETON ARME:

L'association de l'acier au béton a donné lieu à un autre matériau plus performant que le béton par ces caractéristiques mécaniques .L'adhérence acier-béton permet de considérer le matériau composite comme un monobloc et préserver l'acier contre la corrosion.

1. Etat limite ultime (E.L.U):

C'est la limite au delà de laquelle la structure est supposée en ruine; on distingue:

1. Etat limite de résistance.
2. Etat limite de stabilité de forme.
3. Etat limite d'équilibre statique.

1-1 Etat limite de résistance :

La destruction de la structure est due a l'atteinte de la résistance a la rupture de l'un des matériaux constituant le béton –armé.

1-2 Etat limite de stabilité de forme :

C'est la ruine d'un élément de la structure par perte de stabilité avant l'atteinte de la résistance .il s'agit généralement le flambement.

1-3 Etat limite d'équilibre statique :

C'est l'instabilité de l'ensemble de la structure C'est-à-dire le renversement de celle-ci.

1-4 sollicitation en E. L .U :

Elle est déterminée selon la combinaison la plus défavorable à partir des différents coefficients.

La combinaison fondamentale est

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + 1,5Q_i + \sum 1.3\psi_{oi}Q_i$$

G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes défavorables

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes favorables

Q 1 : Une action de bas

Qi : Action d'accompagnement

2. Etat limite de service (E.L.S):

Cet état correspond à l'équation liant les sollicitations d'actions réelles non majorées et les sollicitations résultantes calculées, on distingue:

- 1- Etat limite de compression du béton.
- 2- Etat limite d'ouverture des fissures.
- 3- Etat limite de déformation.

2-1 Etat limite de compression du béton :

Cette limite permet d'éviter le problème de la fissuration du béton comprimé.

2-2 Etat limite d'ouverture des fissures :

Le béton tendu est supposé non résistant ce qui cause la possibilité de la fissuration elle peut engendrer l'attaque des aciers par le milieu environnant.

2-3 Etat limite de déformation

Tout élément soumis à des sollicitations se déforme .il est donc indispensable de limiter toute déformation causée par n'importe quel type de sollicitation dans la structure résistance.

2-4 sollicitations en ELS:

La combinaison fondamentale est :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_i + \sum_{i=1}^n \Psi Q_i$$

Condition de non fragilité:

Afin de prévoir un pourcentage minimal d'armature pour éviter les grandes fissures des pièces en béton, il faut que la section A_s de l'acier adopté vérifie la condition suivante:

$$A_s \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f_t}{f_e} \right)$$

La contrainte de béton :

On doit vérifier que la contrainte du béton ne dépasse pas la contrainte admissible :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28}$$

3. Etat limite accidentelle(ELA) :

Dans le cas accidentelle, les sollicitations est basée sur les deux règlements (BAEL 91 et RPA 88) qui définissent les actions qui interviennent ainsi que les coefficients appropriés.

Selon BAEL 91 :

$$G_{max} + G_{min} + E + \psi_{11}.Q_1 + \sum \psi_{21}.Q_i$$

Selon RPA 88 :**En général :**

$$G + Q \pm E$$

Pour les ossatures auto stables :

$$0.8 G \pm E$$

4) Sollicitation de résistance des matériaux :

La vérification des différents états oblige à dimensionner les éléments de telle sorte que la sollicitation d'action soit toujours inférieure à la sollicitation de résistance.

état limite	matériaux	fk	γ_m
ultime	-béton	fc28	1,5
	-acier	Fe	1,15
accidentel	-béton	fc28	1,15
	-acier	Fe	1

Tableau I.6 : contrainte et coefficient de sécurité

Pour cela, la détermination du coefficient de sécurité et de la contrainte caractéristique des matériaux est importante.

a). La contrainte de compression du béton (contrainte de résistance du béton) :

$$\sigma_b = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

θ : dépend du fluage

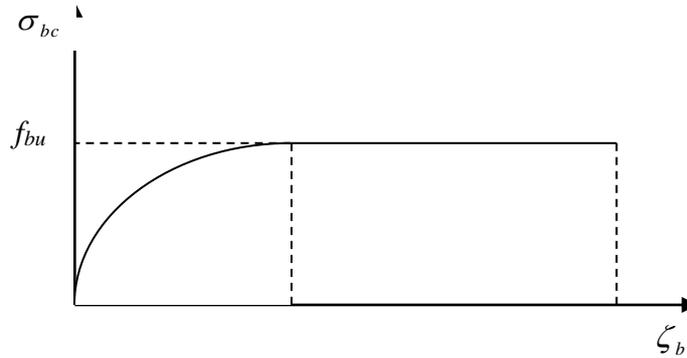
$\theta=1$: durée supérieur à 24 heures.

$\theta=0.9$:durée inférieur à 24 heures.

b). La contrainte de traction de l'acier:

$$\sigma_s = \frac{Fe}{\gamma_s} \quad \epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \cdot \gamma_s}$$

Diagramme de calcul :



Figure(I.5) : diagramme parabolique-rectangle Des contraintes déformation d'un béton comprimé

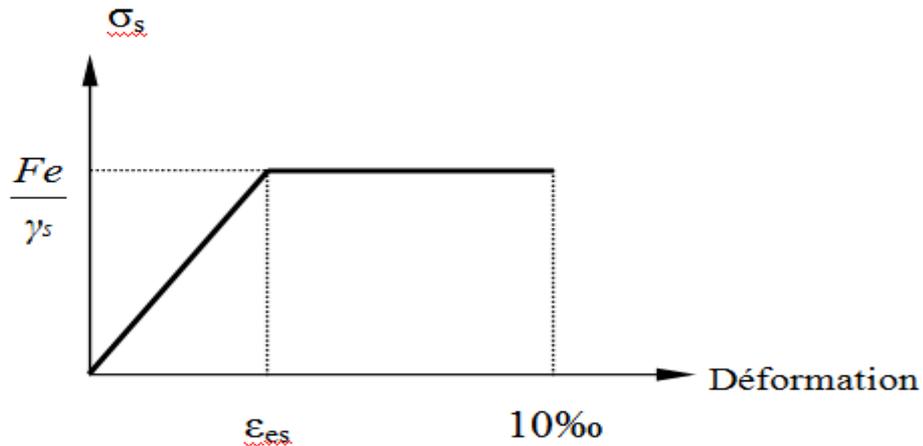


Diagramme contrainte-déformation des aciers

5-Effort tranchant :

Contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement est une loi parabolique qui atteint son maximum au niveau de l'axe neutre.

Par convention la contrainte de cisaillement est égale

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

Les bielles comprimées et tendues sont les causes principales de la fissuration due à l'effort tranchant.

Fissuration peu nuisible:

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,2 \cdot f_c}{\gamma_b} ; 5Mpa \right]$$

Fissuration préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,15 \times f_c}{\gamma_b} ; 4Mpa \right]$$

L'espace maximal, la section minimale, et le diamètre maximal des armatures d'âme sont :

$$S_t \leq \min [0,9d ; 40cm]$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_o \times S_t} \geq 0,4MPa$$

$$\varphi_t \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \varphi_t ; \frac{b_o}{10} \right]$$

➤ Choix des matériaux :

1) Béton :

- Cas d'action courante : $\gamma_b=1,5$, $\theta=1$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$$\sigma_b = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,5} = 14,2MPa$$

$$\sigma_b = 0,6 \cdot 25 = 15MPa$$

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

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,52 \text{ Mpa}$$

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 10721,4 \text{ Mpa.}$$

- **Cas d'action accidentel :** ($\gamma_b=1,15$, $\theta=1$, $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$)

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,5 \text{ MPa}$$

2) Aciers :

-Des barres à HA FeE40 du type 1

-Des ronds lisses FeE24 pour les cadres, les épingles ainsi que les armatures de répartition.

-Acier de type H.A $\Rightarrow \eta=1.6$; $F_e=400 \text{ MPa}$.

- **Cas des actions courantes :** ($\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$, $\gamma_s = 1,15$)

$$\sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 0,6 \times 25 = 14,2 \text{ Mpa}$$

Acier HA $\eta = 1,6$

$$\sigma_s = \min(216,67 ; 201,6) = 202 \text{ Mpa}$$

- **Cas des actions accidentelles :** ($\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$, $\gamma_s = 1$)

$$\sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 0,6 \times 25 = 14,2 \text{ Mpa}$$

- **Contrainte de cisaillement :**

➤ Fissuration peu nuisible:

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,2 \times 25}{1,5} = 3,33 ; 5 \text{ Mpa} \right] = 3,25 \text{ Mpa}$$

➤ Fissuration préjudiciable:

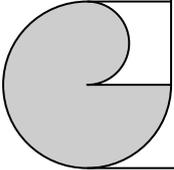
$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,15 \times 25}{1,5} = 2,5 ; 4 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ Mpa.}$$



CHAPITRE II

PREDIMMENSIONNEMENT

DES ELEMENTS



II. PRÉDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II. 1. Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but “ le pré calcul “des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99 modifié 2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d’éviter un sur plus d’acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments :

II.2.1) pré-dimensionnement les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré-dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

❖ Selon BAEL91

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.5h \end{array} \right.$$

❖ Vérification d’après RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Avec: L: la portée de la poutre.

h: la hauteur de la poutre.

b: la largeur de la poutre.

a) Les poutres principales : $L = L_{1\max} = 620 - 50 = 570 \text{ cm}$

Par BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 38 \leq h \leq 57 \\ 15 \leq b \leq 25 \end{array} \right.$$

On prend : **h = 50** **b = 30 cm**

❖ **Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b=30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h=50\text{cm} \dots \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier} \\ \frac{h}{b} = 1.66 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

—————> **Donc on adopte (b*h)=(30*50)cm**

b) **Les poutres secondaire :** L = L_{max} = 410.cm

• **Par BAEL 91 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 27.33 \leq h \leq 41 \\ 10.50 \leq b \leq 17.50 \end{array} \right.$$

On prend : **h = 35cm**

b = 30cm

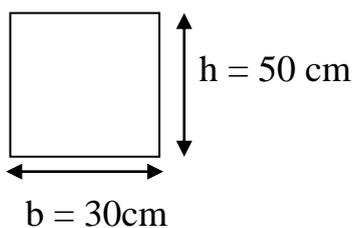
❖ **Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

b=30cm > 20cm Vérifier

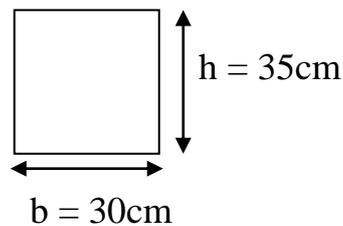
h=40 > 30cm vérifier

$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.166 \leq 4$ vérifier

—————> **Donc on adopte (b*h) = (30*35)**



Poutre principale



Poutre secondaire

II.2.2 predimensionnement des poteaux :**a)-selon le :BAEL91 :**Condition de flambement :

$$\frac{l_f}{b} \leq 14.4$$

$$l_f = 0.7l_0$$

$$b > \frac{l_f}{14.4}$$

b)-selon le RPA99(modifier2003) :

Les dimensions de la section transversale du poteau doivent satisfaire :

$$1) \min(b ; h) \geq 25\text{cm}$$

$$2) 1/4 < b_1/h_1 < 4$$

$$3) \min(b ; h) \geq \frac{h_e}{20}$$

a)-Selon le BAEL91 :Condition de flambement :

$$b \geq \frac{L_f}{14.4}$$

$$L_f = 0.7L_0$$

$$L_0 = 442 - 35 = 407\text{cm}$$

$$L_f = 0.7(407) = 284.9\text{cm}$$

$$b \geq 284.9/14.4 = 19.78\text{ cm}$$

on prend $b = 30\text{cm}$ **b)- RPA99(modifié 2003) :**

Les dimensions de la section transversale du poteau doivent satisfaire :

$$h \leq 4b \Rightarrow h \leq 4(30) \Rightarrow h \leq 120\text{cm}$$

$$h \geq \frac{b}{4} \Rightarrow h \geq 30/4 \Rightarrow h \geq 7.5\text{cm}$$

donc $7.5 \leq h \leq 120$ On adopte préalablement la section des poteaux (**b1xh1**) comme suite :

Etages	Section (m ²)
Les 2 sous-sol ,RDC	60x60
Etages 1,2 ,3	50x50
Etages 4,5 ,6,7,8,9	40x40

Tableau II.1 : Sections préalables des poteaux

➤ Pour la section (60x60) :

1) $b = 60\text{cm}$ et $h = 60\text{cm} \geq 25\text{cm}$CV

2) $h/b = 60/60 = 1 \Rightarrow 1/4 \leq 1 \leq 4$CV

3) $b = 60\text{cm}$ et $h = 60\text{cm} \geq h_e/20 = 442/20 = 22.1$CV

* les trois conditions sont vérifiées.

➤ Pour la section (50x50) :

1) $b = 50\text{cm}$ et $h = 50\text{cm} \geq 25\text{cm}$CV

2) $h/b = 50/30 = 1 \Rightarrow 1/4 \leq 1 \leq 4$CV

3) $b = 30\text{cm}$ et $h = 50\text{cm} \geq h_e/20 = 306/20 = 15.3$CV

* les trois conditions sont vérifiées.

➤ Pour la section (40x40) :

1) $b = 40\text{cm}$ et $h = 40\text{cm} \geq 25\text{cm}$CV

2) $h/b = 40/40 = 1.66 \Rightarrow 1/4 \leq 1 \leq 4$CV

3) $b = 40\text{cm}$ et $h = 40\text{cm} \geq h_e/20 = 306/20 = 15.3$CV

* les trois conditions sont vérifiées.

II.2.3 Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

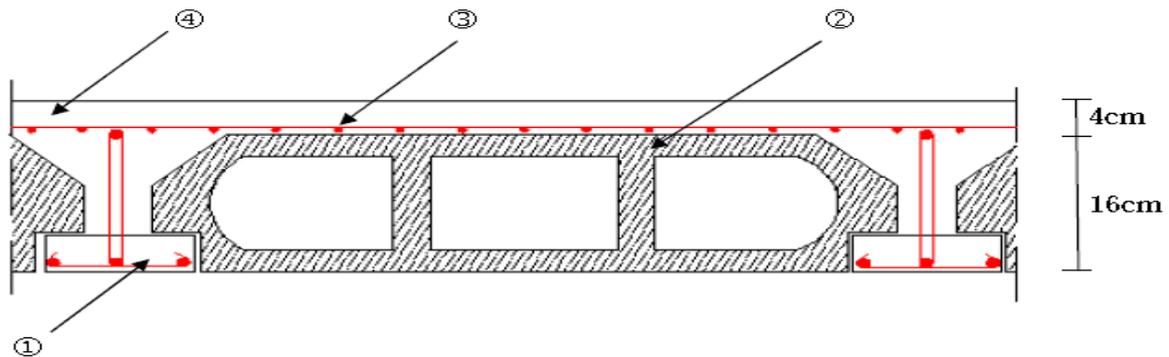
On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

-la facilité de réalisation.

-les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 3.90 m)

-diminuer le poids de la structure et par conséquent le résultant de la force sismique.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance

A)Plancher corps creux :- F¹ elle- Tre³ soude

② - Corps creux

④ - Dalle de compression

Figure(II.1) : plancher à corps creux**1) Epaisseur du plancher :**

$$ht/L \geq 1/22.5 \Rightarrow ht \geq L/22.5$$

$$ht \geq 410/22.5 \quad ht \geq 18.22 \text{ cm}$$

on adopte un plancher (16+4) 16 pour le corps-creux et 4 pour la dalle de compression.

2) Dimensionnement des poutrelles :

hauteur de la dalle de compression :

$$h_0 = 4\text{cm}$$

hauteur de la section totale :

$$ht=20\text{cm}$$

largeur de la nervure :

$$b_0 = (0.30 \div 0.50) ht$$

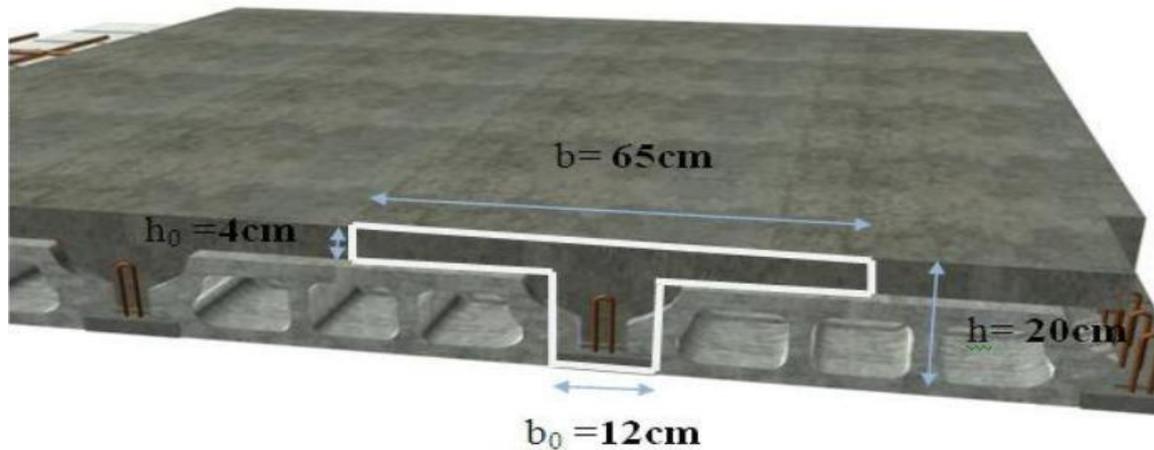
$$0.3ht \leq b_0 \leq 0.5ht.$$

pour des raisons constructives on prend : $b_0 = 12\text{cm}$

largeur des débords :

$$b_1 = \min \left(\frac{b - b_0}{2}; \frac{L_x}{10} \right) = \min(65-12/2, 410/10)$$

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



Figure(II.2) : Section de la poutrelle (3D)

II.2.4 planchers dalle pleine(sous sol) :

1-Résistance au feu: D'après [BEAL 91]:

$e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.

$e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17,5$ pour un coupe feu de quatre heures

On admet que : **$e = 15$ cm**

2-Résistance à la flexion :

Dalles reposant sur deux cotés : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.

Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $L_x / 45 \leq e \leq L_x / 40$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre cotés à une portée égale à :

$L_x = 410$ cm

Ceci engendre donc $410 / 45 \leq e \leq 410 / 40 = 9.11 \text{ cm} \leq e \leq 10.25 \text{ cm}$

On prend : **$e = 15$ cm**

II.2.5.planchers dalle pleine(balcons) :

Ce type de plancher va être utilisé pour les balcons :

$$L_x / 45 \leq e \leq L_x / 40.$$

La portée maximal des travées $L_{\max} = 620$ cm

$$620 / 45 \leq e \leq 620 / 40.$$

$$13.77 \leq e \leq 15.50.$$

On adopte : **$e = 15$ cm**

II.2.6. Dimensionnement des voiles:

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99 ils servent d'une part à contreventé le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

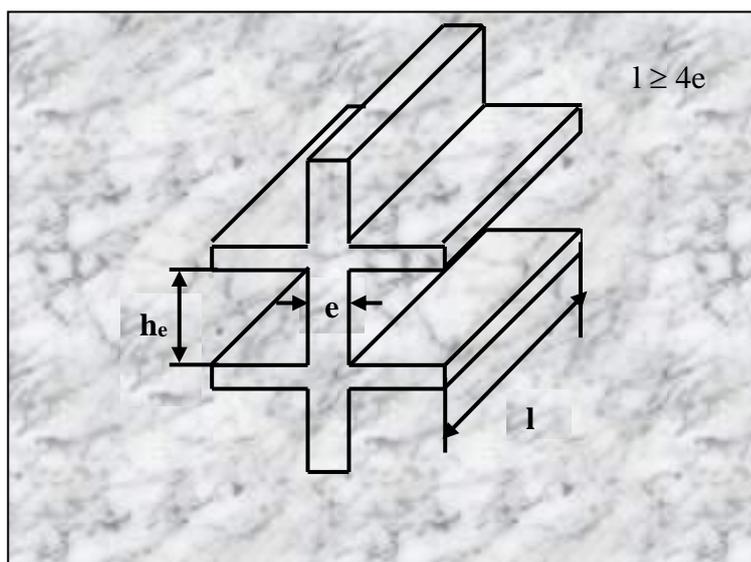
Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.)

D'après le RPA 99 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99 « l'épaisseur minimale est de 15 cm » .de plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure (3.7)



Figure(II.3) : Coupe de voile en élévation

Donc l'épaisseur du voile doit être telle que :

$$a \geq h_e/25 = 442/25 = 17.68\text{cm}$$

$$a \geq h_e/22 = 442/22 = 20.09\text{cm}$$

$$a \geq h_e/20 = 442/20 = 22.1\text{cm}$$

D'après l'architecteur on a : $a = 25\text{cm}$

II.2.5 .Pré dimensionnement des escaliers :

A)-Définition générale :

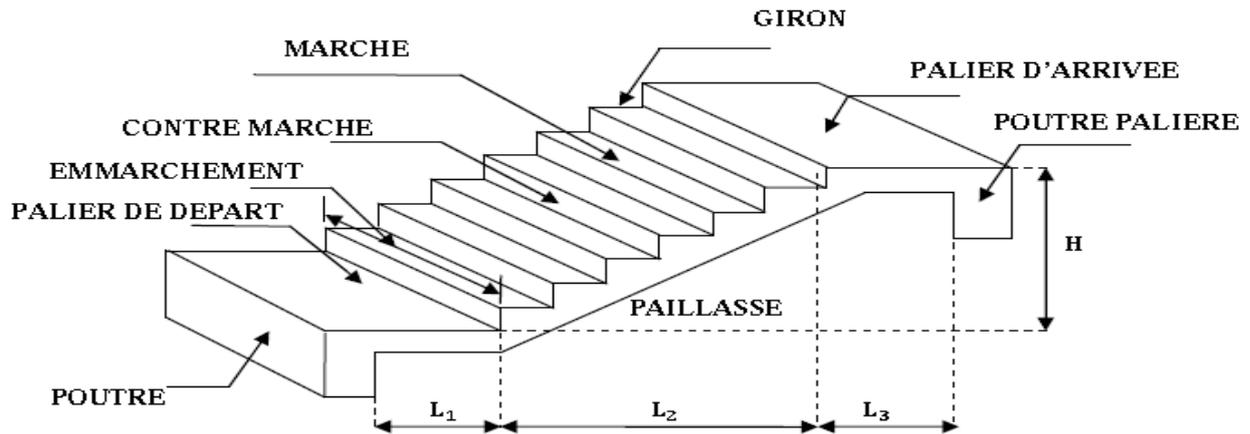
Un escalier dans une construction, est une suite régulière de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre, Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

B)-Composition d'un escalier :

Il est caractérisés par :

- La montée ou la hauteur de la volée (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La contre marche : la partie verticale d'une marche.
- La paillasse : plafond qui monte sous marches.
- Le palier : la partie horizontale.
- La volée : suite ininterrompues des marches.
- Longueur du palier de départ(L1)
- longueur projeté de la volée. (L2)
- longueur du palier d'arrivée. (L3)



Figure(II.4) : schéma de l'escalier.

Remarque

L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de trois volées et deux paliers intermédiaires.

C)-Dimensionnement d'escalier :

➤ Caractéristiques techniques :

• Hauteur de marche :

Valeur moyenne : $13 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$. On prend $h = 17 \text{ cm}$

• Escalier d'étage courant :

- ✓ Hauteur d'étage : $H = 3.06 \text{ m}$.
- ✓ Hauteur de gravir = 1.02 m .

Choix de la hauteur de la marche

• D'après Relation de Blondel :

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel

On a : $59 < 2h + g < 66$

On prend $h = 17 \text{ cm}$

✓ Détermination du nombre de marche et contre marche :

$$\bullet N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

Donc On aura 18 contre marches entre chaque deux étage (On a trois volées, donc 6 contre marches par volée)

$$\bullet N = N_c - 1 = 6 - 1 = 5 \text{ marches}$$

✓ **Détermination de giron à partir de la formule de Blondel on a :**

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

$$\text{Soit : } g+2h \leq 66 \implies g \leq 66-2h$$

$$g \leq 66-2(17) \implies g \leq 32\text{cm.}$$

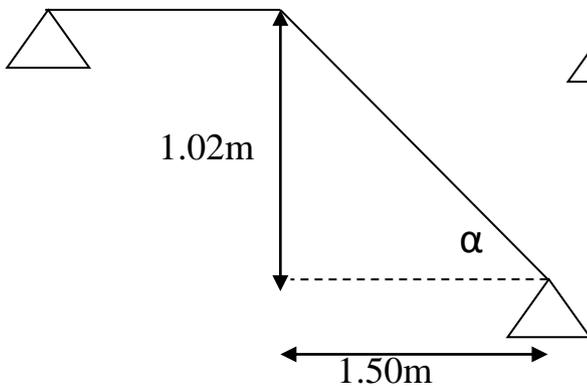
$$\text{On prend: } g= 30 \text{ cm} \implies g+2h = 64 \text{ cm}$$

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

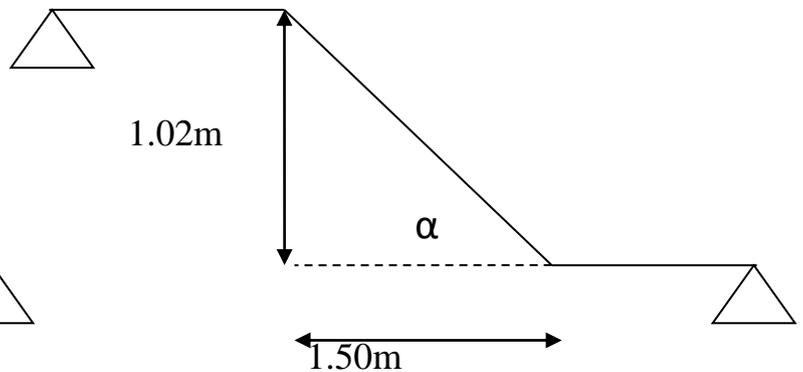
La relation blondel est vérifiée.

Nous allons étudier deux paillasse comme représenté dans les schémas suivants :

Paillasse 1 :



paillasse 2



✓ **Inclinaison de la paillasse:**

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H'}{L'}$$

$$H' = N_c \times h \quad H' = 6 \times 17 \quad H' = 1.02\text{m}$$

$$L' = (n-1) g \quad L' = (6-1) \times 30 \quad L' = 1.50\text{m}$$

$$\text{Tg } \alpha = \frac{1.02}{1.5} \quad \alpha = 34.21^\circ$$

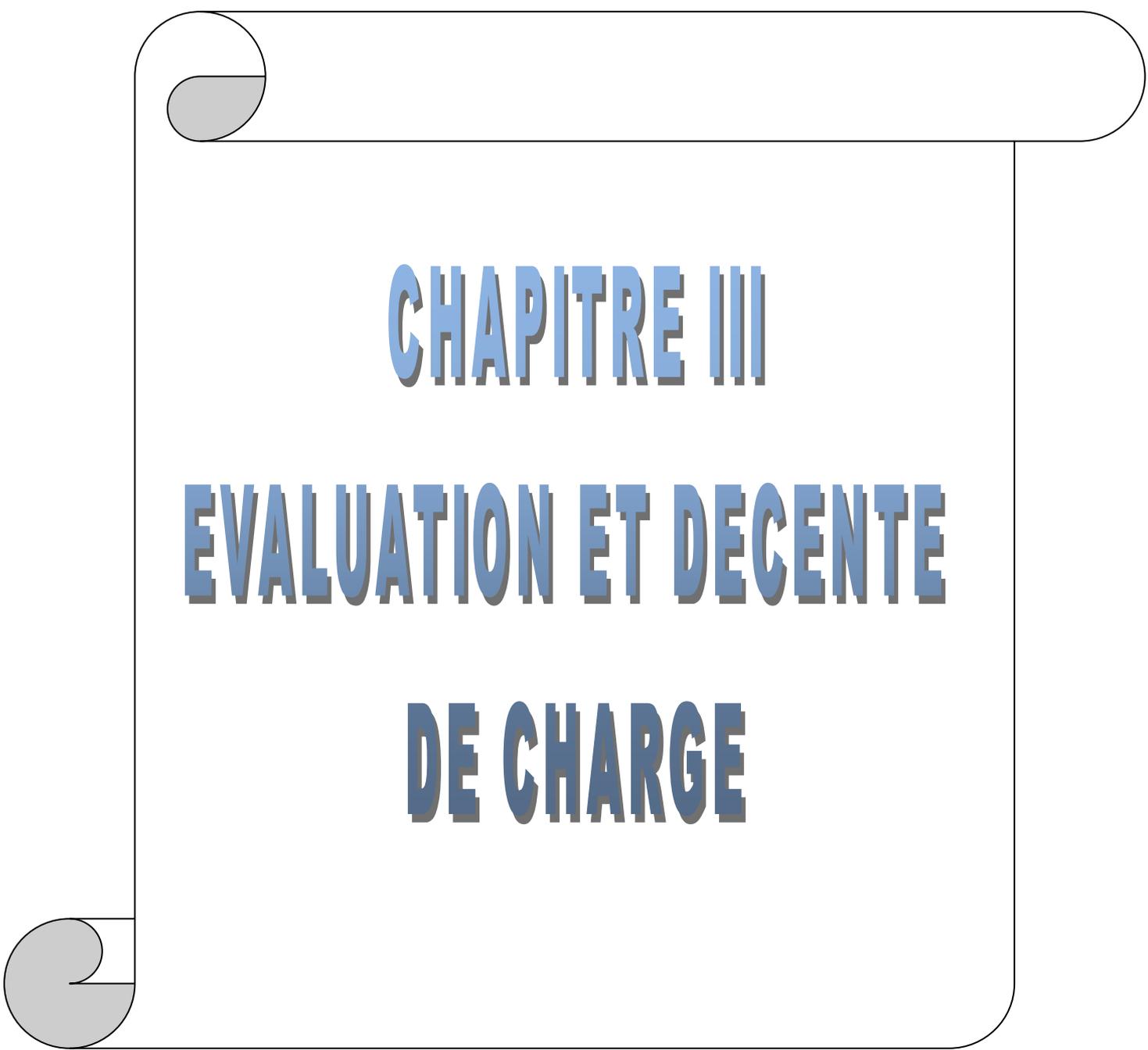
La longueur de volée est : $L = 1.02 / \sin \alpha \quad L = 1.81\text{m} = 181 \text{ cm}$

✓ **Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

Conclusion :

On adopte pour une paillasse d'épaisseur $e_p = 15\text{cm}$



CHAPITRE III

EVALUATION ET DECENTE

DE CHARGE

III. EVALUATION DES CHARGES

III.1.introduction:

Pour l'obtention d'une bonne résistance et d'une bonne stabilité de l'ouvrage il est nécessaire d'uniformiser la distribution des charges au niveau de tous les éléments porteurs de charges des planchers.

✓ **Les charges réglementaires :**

Les charges réglementaire sont en général de :

Les charges permanentes qui présentent le poids mort.

Les charges d'exploitation ou surcharges.

✓ **Les charges permanentes :**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés.

✓ **Les charges d'exploitation :**

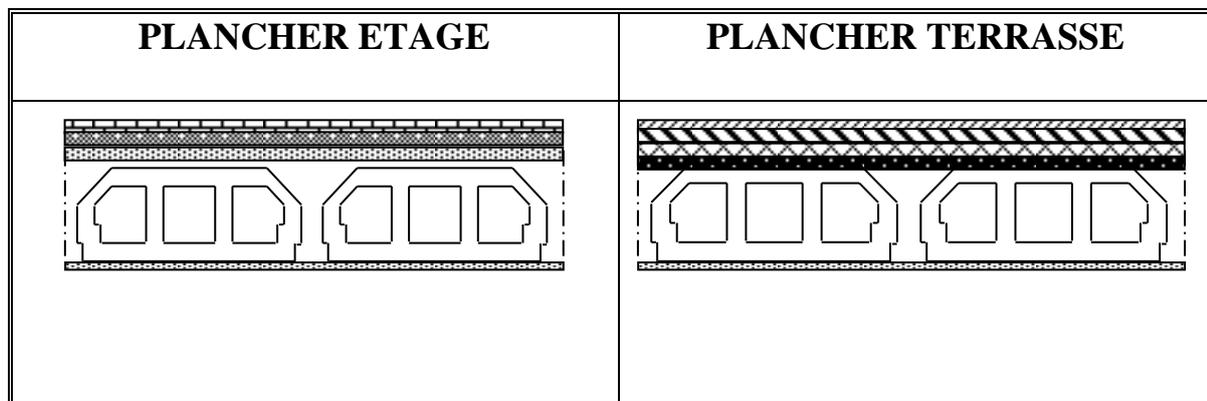
Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale".

On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

III.2. évaluation des charges :

La descente de charge a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

a) LES PLANCHERS :



a).1. Plancher terrasse :

. Charge permanente et charge d'exploitation:

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Gravillon de protection	4	17	0.68
2-Etanchéité multi couche	-	-	0.12
3-Isolation thermique	5	3	0.15
4-Forme de pente	8	22	1.76
5-Dalle à corps creux	-	-	2.80
6-Enduit de plâtre	2	10	0.20

G =	5.71	(KN/m²)
Q =	1	(KN/m²)

Tableau III.1 : La charge permanente et la charge d'exploitation plancher Terrasse

a).2. Plancher étage courant :

. Charges permanentes et charge d'exploitation :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	2	20	0.40
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3- Couche de sable	2	19	0.38
4- Dalle à corps creux	-	-	2.80
5- Enduit de plâtre	2	18	0.36
6-Brique creux	-	-	1.00

G =	5.34	(KN/m²)
Q_{étage} =	1.5	(KN/m²)
Q_{RDC} =	4	(KN/m²)

Tableau III.2 : La charge permanente et la charge d'exploitation plancher Etage courant

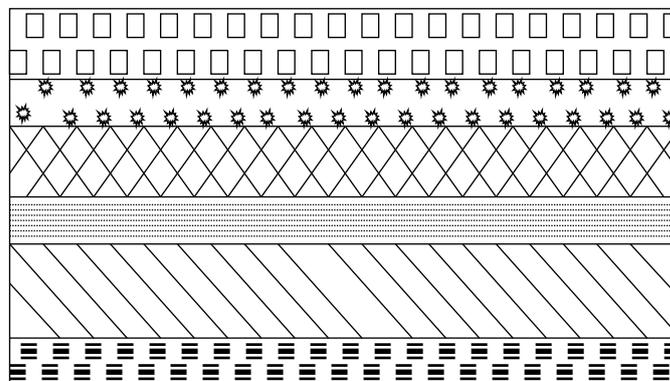


Figure. III.1 : Coupe verticale du plancher courant (corps creux)

a). 3.1.Dalle pleine : (sous sol (2) parking)

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	3	20	0,60
Dalle en béton armé	15	25	3,75
Enduit de ciment	2	18	0,36
cloison	10	/	1,00
Enduit en plâtre	2	10	0,20

G =	6.35	(KN/m²)
Q =	2.5	(KN/m²)

a). 3.1.Dalle pleine : (sous sol (1) commercial)

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	3	20	0,60
Dalle en béton armé	15	25	3,75
Enduit de ciment	2	18	0,36
cloison	10	/	1,00
Enduit en plâtre	2	10	0,20

G =	6.35	(KN/m²)
Q =	2.5	(KN/m²)

Tableau III.3 : La charge permanente et la charge d'exploitation plancher
Sous-sols

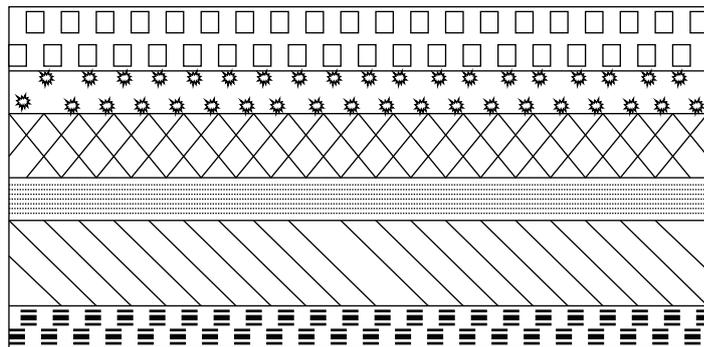


Fig. III 2 : Coupe verticale du plancher courant (dalle pleine)

b).les balcons :

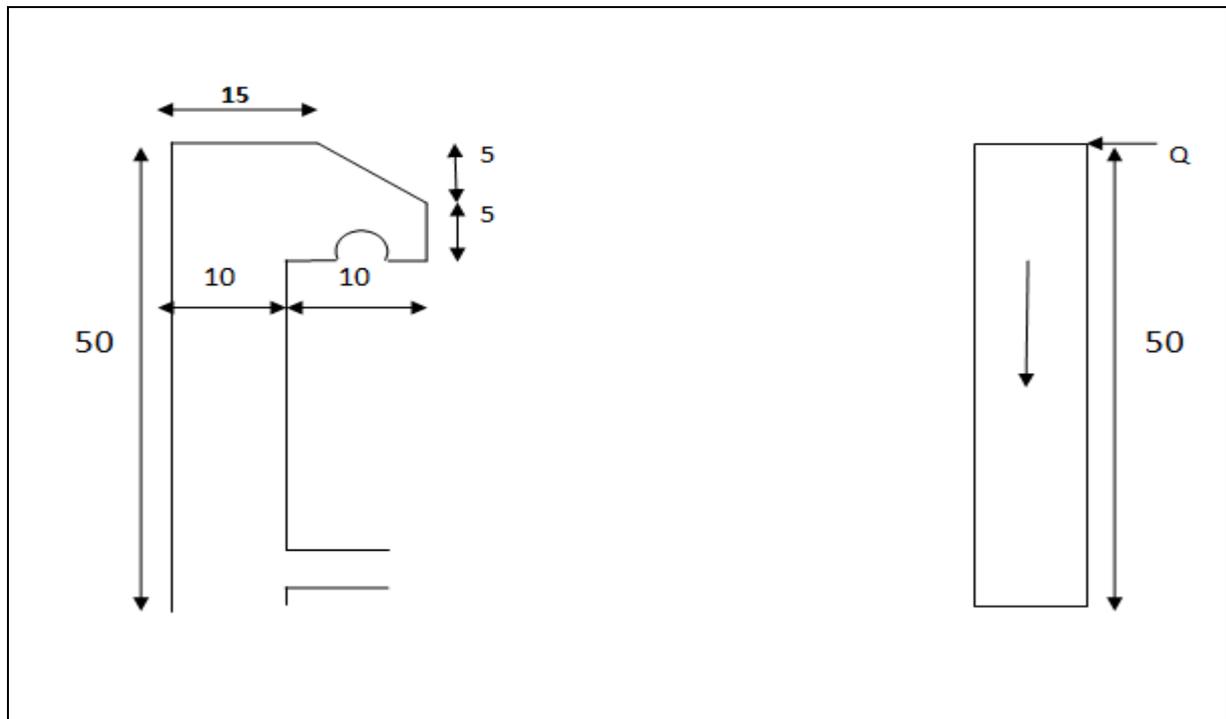
b.1 .Balcon d'étage courant :

. Charges permanentes et charge d'exploitation :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	2	20	0.40
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3-Sable fin	2	19	0.38
4-Brique creux	-	-	1.00
5-Dalle pleine en BA	15	25	3.75
6-Enduit de ciment	2	18	0.36

G =	6.39	(KN/m²)
Q =	3.5	(KN/m²)

Tableau III.4: La charge permanente et la charge d'exploitation balcons

c) L'acrotère :**Figure(III.3) : Acrotère.****Poids propre de l'acrotère :**

$$G_1 = 25 S_{acr} \text{ (l'acrotère est fait en B.A)}$$

$$G_1 = \left[(0.4 \times 0.1) + \left[\frac{(0.15 + 0.20)}{2} \times 0.01 \right] \right] \times 25$$

$G_1 =$	1.044	(KN/ml)
---------	--------------	----------------

Poids de l'enduit de ciment :

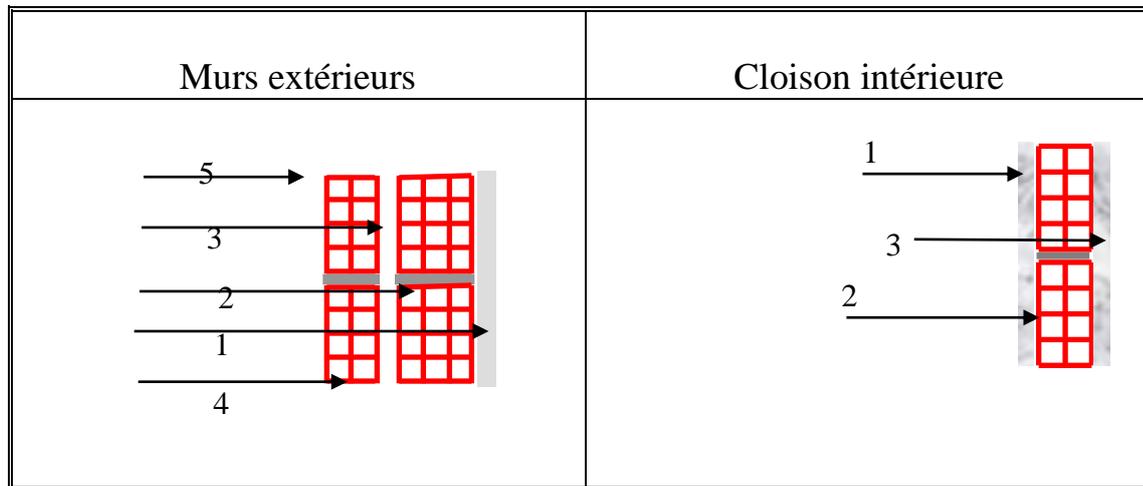
$$G_2 = 0.02 \times 18 (0.5 + 0.1 + 0.071 + 0.05 + 0.1 + 0.4) = 0.439 \text{ KN/ml}$$

$G_2 =$	0.439	(KN/ml)
---------	--------------	----------------

$$G_{acr} = G_1 + G_2 = 1.044 + 0.439 = 1.483 \text{ KN/ml}$$

$G_{acr} =$	1.483	(KN/ml)
-------------	--------------	----------------

d). les murs :



Figure(III.4) : remplissage extérieur

d).1. Cloison extérieur):

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Enduit de ciment	2	18	0.36
2-Brique creux	15	-	1.30
3-Ame d'air	5	-	-
4-Brique creux	10	-	0.90
5-Enduit de plâtre	2	10	0.20

G =	2.76	(KN/m²)
------------	-------------	---------------------------

d).2. Cloison intérieure de 10cm:

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Enduit de plâtre	2	10	0.20
2-Brique creux	10	-	0.90
3-Enduit de plâtre	2	10	0.20

G =	1.30	(KN/m²)
------------	-------------	---------------------------

Tableau III.5: La charge permanente et la charge d'exploitation murs à une seule cloison

d).3. Cloison intérieure à double paroi :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Enduit de plâtre	2	10	0.20
2-Brique creux	15	-	1.30
3-Ame d'air	5	-	-
4-Brique creux	10	-	0.90
5-Enduit de plâtre	2	10	0.20

G =	2.60	(KN/m²)
------------	-------------	---------------------------

Tableau III.6: La charge permanente et la charge d'exploitation murs à Double cloison

d) Escaliers :**d).1. Palier :**

matériaux	épaisseur (cm)	pois volumique (KN/m ³)	pois (KN/m ²)
1-Carrelage	2	20	0.40
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3-Couche de sable	3	18	0.36
4-Enduit en plâtre	2	10	0.20
5-Palier	12	25	3

G	4.36	(KN/M)
Q	2.5	(KN/m)

d) 2. La volée :

matériaux	épaisseur (cm)	pois volumique (KN/m ³)	pois (KN/m ²)
1-Carrelage	2	20	0.40
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3-Couche de sable	2	18	0.36
4-Enduit en plâtre	$e/\cos \alpha$	10	0.20
5- Paillasse	$e/\cos \alpha$	25	4
6- Marche.	8.5	25	2.125
7- Garde-corps	/	/	0.6

G	8.085	(KN/M)
Q	2.5	(KN/m)

Tableau III.7: La charge permanente et la charge d'exploitation d'escalier

Poteaux :

$$(0.40 \times 0.40) \times 25 = 4 \text{ kN/ml}$$

$$(0.50 \times 0.50) \times 25 = 6.25 \text{ kN/ml}$$

$$(0.60 \times 0.60) \times 25 = 9 \text{ kN/ml}$$

Poutres principales :

$$(0.30 \times 0.50) \times 25 = 3.75 \text{ kN/ml}$$

Poutres chaînages:

$$(0.30 \times 0.35) \times 25 = 2.625 \text{ kN/ml}$$

III.3.Descente des charges :

-La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer les charges revenant à un élément porteur, depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation, elle est très utile pour la fondation, elle est très utile pour le pré dimensionnement de ces éléments.

-Les charges considérées concernent les charges permanentes, les Charges d'exploitation et les surcharges climatiques si elles existent.

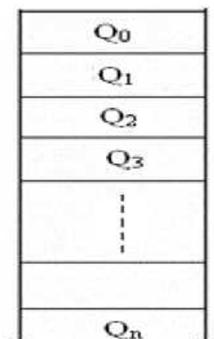
II.3.1.Loi de dégression des charges : (D.T.R.B.C.2.2; A: 6.3)

La loi de dégression verticale des charges variables s'applique pour les bâtiments à grand nombre de niveaux dont les occupations peuvent être considérées comme indépendantes.

Le principe de cette loi est exposé comme suit :

- Soit Q_0 la surcharge appliquée à la terrasse de couverture,
- Soit Q_i la surcharge appliquée à l'étage "i".

Les étages étant numérotés de haut en bas



On adoptera pour le calcul :

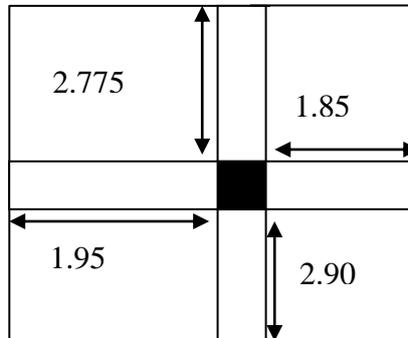
Niveau :	
Sous la terrasse	Q_0
Sous le 8 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$
Sous le 7 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
Sous le 6 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Sous le 5 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
Sous le 4 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
Sous le 3 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
Sous le 2 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
Sous le 1 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
RDC	$Q_0 + 0.67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$
Sous-sol 1	$Q_0 + 0.65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$
Sous-sol 2	$Q_0 + 0.63(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$

Tableau III.8: Dégression des surcharges

1) Poteau centrale :

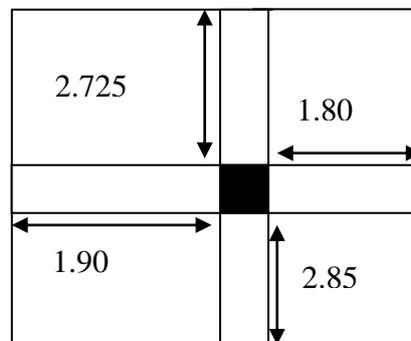
- Terrasse Plancher 4, 5, 6, 7,8 : B3

$S=21.565m^2$



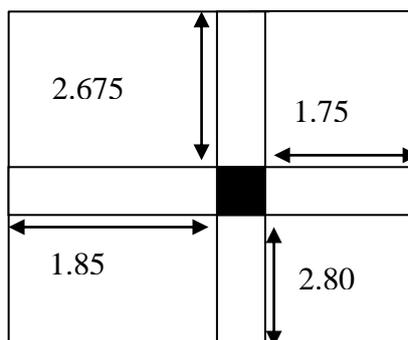
- Plancher 1, 2,3 :B3

$S=20.6275m^2$



- RDC, sous-sol01, sous-sol02 :B3

$S=19.71m^2$



Figure(III.5) : Les poteaux centraux

Niveau	Section	Elément	$\sum G$ (T)	$\sum Q$ (T)
Sous le 9 ^{ème} étage	N ₁	<u>Plancher terrasse :</u> 0.571x21.565=.....12.314 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x5.675x2.5=.....2.1281 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x3.8x2.5=.....0.9975	15.4396	0.1x(21.565) = 2.1565
	N ₂	<u>Venant de :</u> N ₁ :.....15.4396 <u>Poteau :</u> (0.4x0.4) x2.5x3.06=.....1.224	16.6636	
Sous le 8 ^{ème} étage	N ₃	<u>Venant de :</u> N ₂16.6636 <u>Plancher étage :</u> 0.534x21.565=.....11.516 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x5.675x2.5=.....2.1281 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x3.8x2.5=.....0.9975	31.3052	2.1565+ (0.15x 21.565) = 5.391
	N ₄	<u>Venant de :</u> N ₃31.3052 <u>Poteau :</u> (0.4x0.4) x2.5x3.06=.....1.224	32.5292	
Sous le 7 ^{ème} étage	N ₅	<u>Venant de :</u> N ₄32.5292 <u>Plancher étage :</u> 0.534x21.565=.....11.516 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x5.675x2.5.....2.1281 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x3.8x2.5=.....0.9975	47.1708	8.30
	N ₆	<u>Venant de :</u> N ₅ :..... 47.1708 <u>Poteau :</u> (0.4x0.4) x2.5x3.06=.....1.224	48.3948	

Sous le 6 ^{ème} étage	N ₇	<u>Venant de :</u> N ₆48.3948 <u>Plancher étage :</u> 0.534x21.565=.....11.516 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x5.675x2.5=.....2.1281 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x3.8x2.5=.....0.9975	63.0364	10.891
	N ₈	<u>Venant de :</u> N ₃ :..... 63.0364 <u>Poteau :</u> (0.4x0.4) x2.5x3.06=.....1.224	64.2604	
Sous le 5 ^{ème} étage	N ₉	<u>Venant de :</u> N ₈64.2604 <u>Plancher étage :</u> 0.534x21.565=.....11.516 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x5.675x2.5=.....2.1281 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x3.8x2.5=.....0.9975	78.902	13.155
	N ₁₀	<u>Venant de :</u> N ₉ :.....78.902 <u>Poteau :</u> (0.4x0.4) x2.5x3.06=.....1.224	80.126	
Sous le 4 ^{ème} étage	N ₁₁	<u>Venant de :</u> N ₁₀80.126 <u>Plancher étage :</u> 0.534x21.565=.....11.516 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x5.675x2.5=.....2.1281 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x3.8x2.5=.....0.9975	94.7676	15.096
	N ₁₂	<u>Venant de :</u> N ₁₁ :.....94.7676 <u>Poteau :</u> (0.4x0.4) x2.5x3.06=.....1.224	95.9916	

Sous le 3 ^{ème} étage	N ₁₃	<u>Venant de :</u> N ₁₂95.9916 <u>Plancher étage :</u> 0.534x20.6275 =11.015 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x5.575x2.5=2.0906 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x3.7x2.5=0.9712	110.0684	16.61
	N ₁₄	<u>Venant de :</u> N ₁₃ :110.0684 <u>Poteau :</u> (0.5x0.5) x2.5x3.06=1.9125	111.9809	
Sous le 2 ^{ème} étage	N ₁₅	<u>Venant de :</u> N ₁₄111.9809 <u>Plancher étage :</u> 0.534x20.6275=11.015 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x5.575x2.5=2.0906 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x3.7x2.5=0.9712	126.0577	18.034
	N ₁₆	<u>Venant de :</u> N ₁₅ :126.0577 <u>Poteau :</u> (0.5x0.5) x2.5x3.06=1.9125	127.9702	
Sous le 1 ^{ème} étage	N ₁₇	<u>Venant de :</u> N ₁₆127.9702 <u>Plancher étage :</u> 0.534x20.6275=11.015 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x5.575x2.5=2.0906 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x3.7x2.5=0.9712	142.047	19.722
	N ₁₈	<u>Venant de :</u> N ₁₇ :142.047 <u>Poteau :</u> (0.5x0.5) x2.5x3.06=1.9125	143.9595	

RDC	N ₁₉	<u>Venant de :</u> N ₁₈143.9595 <u>Plancher étage :</u> 0.534x19.71=..... 10.525 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x5.475x2.5=.....2.053 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x3.6x2.5=.....0.945	157.4825	24.494
	N ₂₀	<u>Venant de :</u> N ₁₉ :.....157.4825 <u>Poteau :</u> (0.6x0.6) x2.5x4.42=.....3.978	161.4605	
Sous-sol 1	N ₂₁	<u>Venant de :</u> N ₂₀161.4605 <u>Plancher dalle pleine :</u> 0.635x19.71=.....12.516 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x5.475x2.5=.....2.053 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x3.6x2.5=.....0.945	176.9745	27.031
	N ₂₂	<u>Venant de :</u> N ₂₁ :.....176.9745 <u>Poteau :</u> (0.6x0.6) x2.5x3.40=.....3.06	180.034	
Sous-sol 2	N ₂₃	<u>Venant de :</u> N ₂₂ 180.034 <u>Plancher dalle pleine :</u> 0.635x19.71=.....12.516 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x5.475x2.5=.....2.053 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x3.6x2.5=.....0.945	195.548	29.801
	N ₂₄	<u>Venant de :</u> N ₂₃ :.....195.548 <u>Poteau :</u> (0.6x0.6) x2.5x2.89=.....2.601	198.149	

III.3.2Combinaisons des charges :

a) **Poteau (40x40) :**- **À l'ELU :**

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = (1.35 \times 95.9916) + (1.5 \times 15.096) = 152.233t$$

$$N_u = 152.233t$$

- **À l'ELS :**

$$N_s = N_G + N_Q = 95.9916 + 15.096 = 114.0876t$$

$$N_s = 114.0876t$$

➤ **Vérification de la stabilité de forme :**

- **Moment d'inertie :** $I = bh^3 / 12 = 40 \times 40^3 / 12 = 213333.33 \text{ cm}^4$

- **La section :** $B = b \times h = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$

- **Le rayon de giration :** $i = \sqrt{I/B} = \sqrt{\frac{213333.33}{1600}} = 11.54$

- **Longueur de flambement :** $l_f = 0.7 (l_0) = 0.7 (3.06 - 0.35) = 1.897 \text{ m} = 189.7 \text{ cm}$

- **L'élanement du poteau :** $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{189.7}{11.54} = 16.44$

- $\alpha = \frac{0.85}{\left(1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right)} = \frac{0.85}{\left(1 + 0.2 \left(\frac{16.44}{35}\right)^2\right)} = 0.814$

- **La surface réduite :** $B_r = (a - 0.02) (b - 0.02) = 38 \times 38 = 1444 \text{ cm}^2$

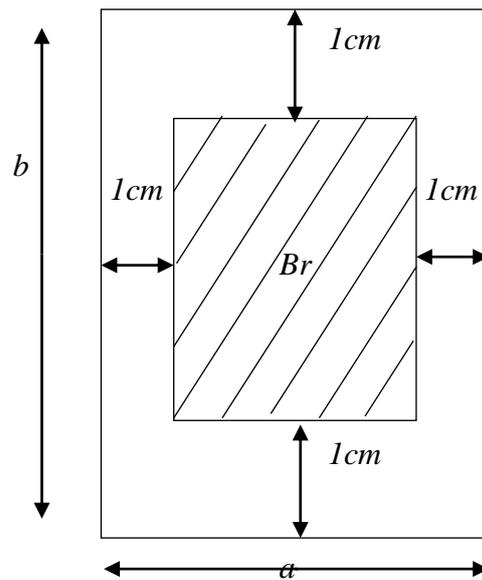


Figure (III.6) Section réduite du Poteau

$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2\% b * h = \frac{0.2 \times 40 \times 40}{100} = 3.2 \text{ cm}^2 \\ 8(b + h)\% = \frac{8(40 + 40)}{100} = 6.4 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$N_u < \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1.35} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.814 \left[\frac{1444 \times 250}{1.35} + \frac{4000}{1.15} \right]$$

$$= 235789 \text{ kgf} = 235.789 \text{ tf}$$

$$N_u = 152.233 \text{ tf} < 235.789 \text{ tf}$$

b) Poteau (50x50) :**- À l'ELU :**

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = (1.35 \times 143.9595) + (1.5 \times 19.722) = 223.928t$$

$$N_u = 223.928t$$

- À l'ELS :

$$N_s = N_G + N_Q = 143.9595 + 19.722 = 163.681t$$

$$N_s = 163.681t$$

➤ Vérification de la stabilité de forme :

- **Moment d'inertie :** $I = bh^3 / 12 = 50 \times 50^3 / 12 = 520833.33 \text{ cm}^4$

- **La section :** $B = b \times h = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$

- **Le rayon de giration :** $i = \sqrt{I/B} = \sqrt{\frac{520833.33}{2500}} = 14.43$

- **Longueur de flambement :** $l_f = 0.7 (l_0) = 0.7 (3.06 - 0.35) = 1.897 \text{ m} = 189.7 \text{ m}$

- **L'élanement du poteau :** $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{189.7}{14.43} = 13.15$

- $\alpha = \frac{0.85}{(1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2)} = \frac{0.85}{(1 + 0.2(\frac{13.15}{35})^2)} = 0.827$

- **La surface réduite :** $B_r = (a - 0.02)(b - 0.02) = 48 \times 48 = 2304 \text{ cm}^2$

$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2\% b * h = \frac{0.2 \times 50 \times 50}{100} = 5 \text{ cm}^2 \\ 8(b + h)\% = \frac{8(50 + 50)}{100} = 8 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$N_u < \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1.35} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.827 \left[\frac{2304 \times 250}{1.35} + 8 \left(\frac{4000}{1.15} \right) \right]$$

$$= 375865 \text{ kgf} = 375.865 \text{ tf}$$

$$N_u = 223.928 \text{ tf} < 375.865 \text{ tf}$$

c) **Poteau (60x60) :**- **À l'ELU :**

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = (1.35 \times 198.149) + (1.5 \times 29.801) = 312.203t$$

$$N_u = 312.203t$$

- **À l'ELS :**

$$N_s = N_G + N_Q = 198.149 + 29.801 = 227.95t$$

$$N_s = 227.95t$$

➤ **Vérification de la stabilité de forme :**

- **Moment d'inertie :** $I = bh^3 / 12 = 60 \times 60^3 / 12 = 1080000 \text{cm}^4$

- **La section :** $B = b \times h = 60 \times 60 = 3600 \text{cm}^2$

- **Le rayon de giration :** $i = \sqrt{I/B} = \sqrt{\frac{1080000}{3600}} = 17.32$

- **Longueur de flambement :** $l_f = 0.7 (l_0) = 0.7 (4.42 - 0.35) = 2.849 \text{m} = 284.9 \text{m}$

- **L'élanement du poteau :** $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{284.9}{17.32} = 16.45$

- $\alpha = \frac{0.85}{(1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2)} = \frac{0.85}{(1 + 0.2(\frac{16.45}{35})^2)} = 0.814$

- **La surface réduite :** $B_r = (a - 0.02)(b - 0.02) = 58 \times 58 = 3364 \text{cm}^2$

$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2\% b * h = \frac{0.2 \times 60 \times 60}{100} = 7.2 \text{cm}^2 \\ 8(b + h)\% = \frac{8(60 + 60)}{100} = 9.60 \text{cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$N_u < \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1.35} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.814 \left[\frac{3364 \times 250}{1.35} + 9.60 \left(\frac{4000}{1.15} \right) \right]$$

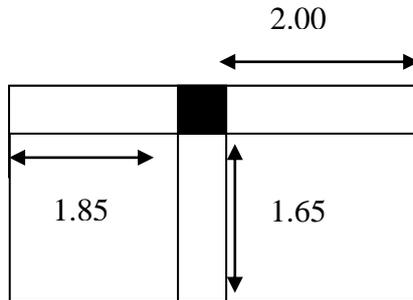
$$= 534272 \text{kgf} = 534.272 \text{tf}$$

$$N_u = 312.203 \text{tf} < 534.272 \text{tf}$$

2) Poteau de rive :

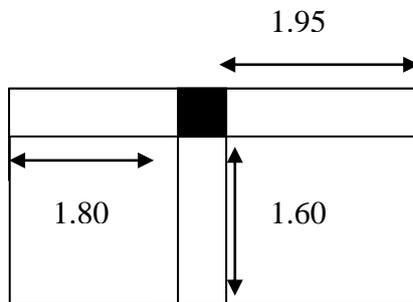
- Terrasse Plancher 4, 5, 6, 7,8 : D1

S=6.3525m²



- Plancher 1, 2,3 :

S=6m



- RDC, sous-sol01, sous-sol02 :D3

S=5.6575m²

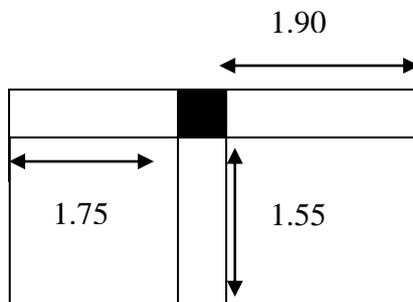


Figure (III.7) : Les poteaux de rive

Niveau	Section	Elément	$\sum G$ (T)	$\sum q$ (T)
Sous le 9 ^{ème} étage	N ₁	<u>Plancher terrasse :</u> 0.571x6.3525=.....3.6272 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x1.65x2.5=.....0.61875 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x3.85x2.5=.....1.01 <u>Acrotère :</u> 0.1483x4.25=.....0.6303	5.8862	0.1x (0.6352) = 0.6352
	N ₂	<u>Venant de :</u> N ₁ :.....5.8862 <u>Poteau :</u> (0.4x0.4) x2.5x3.06=.....1.224	7.1102	
Sous le 8 ^{ème} étage	N ₃	<u>Venant de :</u> N ₂7.1102 <u>Plancher étage :</u> 0.534x6.3525.....3.3922 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x1.65x2.5=.....0.61875 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x3.85x2.5=.....1.01	12.131	0.6352+ (0.15x 6.3525) = 1.5880
	N ₄	<u>Venant de :</u> N ₃ :.....12.131 <u>Poteau :</u> (0.4x0.4) x2.5x3.06=.....1.224	13.355	
Sous le 7 ^{ème} étage	N ₅	<u>Venant de :</u> N ₄13.355 <u>Plancher étage :</u> 0.534x6.3525=.....3.3922 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x1.65x2.5.....0.61875 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x3.85x2.5=.....1.01	18.376	2.4455

	N ₆	<u>Venant de :</u> N ₅ :.....18.376 <u>Poteau :</u> (0.4x0.4) x2.5x3.06=.....1.224	19.6	
Sous le 6 ^{ème} étage	N ₇	<u>Venant de :</u> N ₆19.6 <u>Plancher étage :</u> 0.534x6.3525=.....3.3922 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x1.65x2.5=.....0.61875 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x3.85x2.5=.....1.01	24.621	3.208
	N ₈	<u>Venant de :</u> N ₃ :.....24.621 <u>Poteau :</u> (0.4x0.4) x2.5x3.06=.....1.224	25.845	
Sous le 5 ^{ème} étage	N ₉	<u>Venant de :</u> N ₈25.845 <u>Plancher étage :</u> 0.534x6.3525=.....3.3922 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x1.65x2.5=.....0.61875 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x3.85x2.5=.....1.01	30.866	3.8747
	N ₁₀	<u>Venant de :</u> N ₉ :.....30.866 <u>Poteau :</u> (0.4x0.4) x2.5x3.06=.....1.224	32.09	
Sous le 4 ^{ème} étage	N ₁₁	<u>Venant de :</u> N ₁₀32.09 <u>Plancher étage :</u> 0.534x6.3525=.....3.3922 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x1.65x2.5=.....0.61875 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x3.85x2.5=.....1.01	37.111	4.446

	N ₁₂	<u>Venant de :</u> N ₁₁ :..... 37.111 <u>Poteau :</u> (0.4x0.4) x2.5x3.06=.....1.224	38.335	
Sous le 3 ^{ème} étage	N ₁₃	<u>Venant de :</u> N ₁₂38.335 <u>Plancher étage :</u> 0.534x6 =.....3.204 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x1.60x2.5=.....0.6 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x3.75x2.5=.....0.984	43.123	4.8832
	N ₁₄	<u>Venant de :</u> N ₁₃ :.....43.123 <u>Poteau :</u> (0.5x0.5) x2.5x3.06=.....1.9125	45.0355	
Sous le 2 ^{ème} étage	N ₁₅	<u>Venant de :</u> N ₁₄45.0355 <u>Plancher étage :</u> 0.534x6=.....3.204 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x1.60x2.5=.....0.60 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x3.75x2.5=.....0.984	49.8235	5.296
	N ₁₆	<u>Venant de :</u> N ₁₅ :..... 49.8235 <u>Poteau :</u> (0.5x0.5) x2.5x3.06=.....1.9125	51.736	
Sous le 1 ^{ème} étage	N ₁₇	<u>Venant de :</u> N ₁₆51.736 <u>Plancher étage :</u> 0.534x6=.....3.204 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x1.60x2.5=.....0.6 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x3.75x2.5=.....0.984	56.524	5.785
	N ₁₈	<u>Venant de :</u> N ₁₇ :.....56.524 <u>Poteau :</u> (0.5x0.5) x2.5x3.06=.....1.9125	58.4365	

RDC	N ₁₉	<u>Venant de :</u> N ₁₈58.4365 <u>Plancher étage :</u> 0.534x5.6576=..... 3.021 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x1.55x2.5=.....0.581 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x3.65x2.5=.....0.958	62.9965	7.152
	N ₂₀	<u>Venant de :</u> N ₁₉ :.....62.9965 <u>Poteau :</u> (0.6x0.6) x2.5x4.42=.....3.978	66.9745	
Sous-sol 1	N ₂₁	<u>Venant de :</u> N ₂₀66.9745 <u>Plancher dalle pleine :</u> 0.635x5.6575=.....3.5925 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x1.55x2.5=.....0.581 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x3.65x2.5=.....0.958	72.106	7.877
	N ₂₂	<u>Venant de :</u> N ₂₁ :.....72.106 <u>Poteau :</u> (0.6x0.6) x2.5x3.40=.....3.06	75.166	
Sous-sol 2	N ₂₃	<u>Venant de :</u> N ₂₂75.166 <u>Plancher dalle pleine :</u> 0.635x5.6575=.....3.5925 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x1.55x2.5=.....0.581 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x3.65x2.5=.....0.958	80.2975	8.671
	N ₂₄	<u>Venant de :</u> N ₂₃ :.....80.2975 <u>Poteau :</u> (0.6x0.6) x2.5x2.89=.....1.224	81.5215	

III.3.3 Combinaisons des charges :

a) Poteau (40x40) :**- À l'ELU :**

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = (1.35 \times 38.335) + (1.5 \times 4.446) = 58.421 \text{ t}$$

$$N_u = 58.421 \text{ t}$$

- À l'ELS :

$$N_s = N_G + N_Q = 38.335 + 4.446 = 42.781 \text{ t}$$

$$N_s = 42.781 \text{ t}$$

➤ Vérification de la stabilité de forme :

- **Moment d'inertie :** $I = bh^3 / 12 = 40 \times 40^3 / 12 = 213333.33 \text{ cm}^4$

- **La section :** $B = b \times h = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$

- **Le rayon de giration :** $i = \sqrt{I/B} = \sqrt{\frac{213333.33}{1600}} = 11.54$

- **Longueur de flambement :** $l_f = 0.7 (l_0) = 0.7 (3.06 - 0.35) = 1.897 \text{ m} = 189.7 \text{ cm}$

- **L'élanement du poteau :** $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{189.7}{11.54} = 16.44$

- $\alpha = \frac{0.85}{(1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2)} = \frac{0.85}{(1 + 0.2(\frac{16.44}{35})^2)} = 0.814$

- **La surface réduite :** $B_r = (a - 0.02) (b - 0.02) = 38 \times 38 = 1444 \text{ cm}^2$

$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2\% b * h = \frac{0.2 \times 40 \times 40}{100} = 3.2 \text{ cm}^2 \\ 8(b + h)\% = \frac{8(40 + 40)}{100} = 6.4 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$N_u < \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1.35} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.814 \left[\frac{1444 \times 250}{1.35} + 6.4 \frac{4000}{1.15} \right]$$

$$= 235789 \text{ kgf} = 235.789 \text{ tf}$$

$$N_u = 58.421 \text{ tf} < 235.789 \text{ tf}$$

b) Poteau (50x50) :

- **À l'ELU :**

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = (1.35 \times 58.4365) + (1.5 \times 5.785) = 87.566t$$

$$N_u = 87.567t$$

- **À l'ELS :**

$$N_s = N_G + N_Q = 58.4365 + 5.785 = 64.221t$$

$$N_s = 64.221t$$

➤ **Vérification de la stabilité de forme :**

• **Moment d'inertie :** $I = bh^3 / 12 = 50 \times 50^3 / 12 = 520833.33 \text{ cm}^4$

• **La section :** $B = b \times h = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$

• **Le rayon de giration :** $i = \sqrt{I/B} = \sqrt{\frac{520833.33}{2500}} = 14.43$

• **Longueur de flambement :** $l_f = 0.7 (l_0) = 0.7 (3.06 - 0.35) = 1.897 \text{ m} = 189.7 \text{ cm}$

• **L'élancement du poteau :** $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{189.7}{14.43} = 13.15$

• $\alpha = \frac{0.85}{\left(1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right)} = \frac{0.85}{\left(1 + 0.2 \left(\frac{13.15}{35}\right)^2\right)} = 0.827$

• **La surface réduite :** $B_r = (a - 0.02) (b - 0.02) = 48 \times 48 = 2304 \text{ cm}^2$

$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2\% b * h = \frac{0.2 \times 50 \times 50}{100} = 5 \text{ cm}^2 \\ 8(b + h)\% = \frac{8(50 + 50)}{100} = 8 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$N_u < \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1.35} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.827 \left[\frac{2304 \times 250}{1.35} + 8 \left(\frac{4000}{1.15} \right) \right]$$

$$= 375865 \text{ kgf} = 375.865 \text{ tf}$$

$$N_u = 87.567 \text{ tf} < 375.865 \text{ tf}$$

c) **Poteau (60x60) :**

- À l'ELU :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = (1.35 \times 81.5215) + (1.5 \times 8.671) = 123.060t$$

$$N_u = 123.060t$$

- À l'ELS :

$$N_s = N_G + N_Q = 81.5215 + 8.671 = 90.192t$$

$$N_u = 90.192t$$

➤ Vérification de la stabilité de forme :

- Moment d'inertie : $I = bh^3 / 12 = 60 \times 60^3 / 12 = 1080000 \text{ cm}^4$

- La section : $B = b \times h = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2$

- Le rayon de giration : $i = \sqrt{I/B} = \sqrt{\frac{1080000}{3600}} = 17.32$

- Longueur de flambement : $l_f = 0.7 (l_0) = 0.7 (4.42 - 0.35) = 2.849 \text{ m} = 284.9 \text{ cm}$

- L'élanement du poteau : $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{284.9}{17.32} = 16.45$

- $\alpha = \frac{0.85}{(1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2)} = \frac{0.85}{(1 + 0.2(\frac{16.45}{35})^2)} = 0.814$

- La surface réduite : $B_r = (a - 0.02)(b - 0.02) = 58 \times 58 = 3364 \text{ cm}^2$

$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2\% b \times h = \frac{0.2 \times 60 \times 60}{100} = 7.2 \text{ cm}^2 \\ 8(b + h)\% = \frac{8(60 + 60)}{100} = 9.60 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$N_u < \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1.35} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.814 \left[\frac{3364 \times 250}{1.35} + 9.60 \left(\frac{4000}{1.15} \right) \right]$$

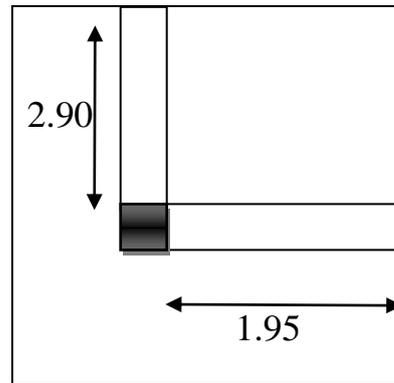
$$= 534272 \text{ kgf} = 534.272 \text{ tf}$$

$$N_u = 123.060 \text{ tf} < 534.272 \text{ tf}$$

3) Poteau d'angle :

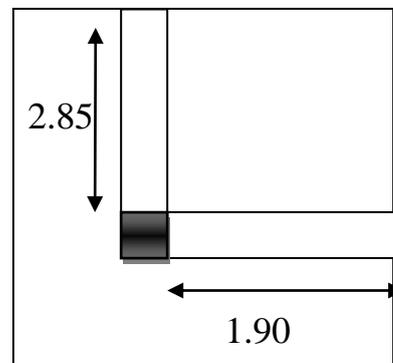
- Terrasse Plancher 4, 5, 6, 7,8 : D1

$S=5.655m^2$



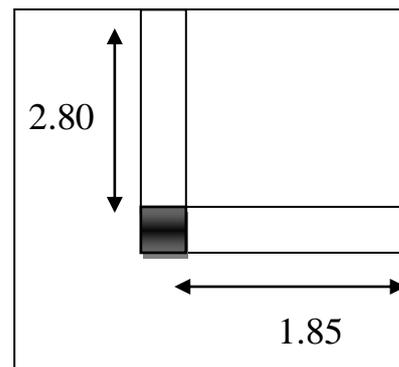
- Plancher 1, 2,3 :

$S=5.415m^2$



- RDC, sous-sol01, sous-sol02 :D3

$S=5.18m^2$



Figure(III.8) : Les poteaux d'angle

Niveau	Section	Elément	$\sum G$	$\sum Q$
--------	---------	---------	----------	----------

			(T)	(T)
Sous le 9 ^{ème} étage	N ₁	<u>Plancher terrasse :</u> $0.571 \times 5.655 = \dots\dots\dots 3.2290$ <u>Poutre principale :</u> $(0.3 \times 0.5) \times 2.90 \times 2.5 = \dots\dots\dots 1.0875$ <u>Poutre secondaire :</u> $(0.3 \times 0.35) \times 1.95 \times 2.5 = \dots\dots\dots 0.5119$ <u>Acrotère :</u> $0.1483 \times 5.65 = \dots\dots\dots 0.8379$	5.6663	$0.1 \times (5.655)$ $=$ 0.5655
	N ₂	<u>Venant de :</u> N ₁ : $\dots\dots\dots 5.6663$ <u>Poteau :</u> $(0.4 \times 0.4) \times 2.5 \times 3.06 = \dots\dots\dots 1.224$	6.8903	
Sous le 8 ^{ème} étage	N ₃	<u>Venant de :</u> N ₂ $\dots\dots\dots 6.8903$ <u>Plancher étage :</u> $0.534 \times 5.655 = \dots\dots\dots 3.01977$ <u>Poutre principale :</u> $(0.3 \times 0.5) \times 2.90 \times 2.5 = \dots\dots\dots 1.0875$ <u>Poutre secondaire :</u> $(0.3 \times 0.35) \times 1.95 \times 2.5 = \dots\dots\dots 0.5119$	11.509	$0.5655 +$ $(0.15 \times$ $5.655)$ $=$ 1.4137
	N ₄	<u>Venant de :</u> N ₃ : $\dots\dots\dots 11.509$ <u>Poteau :</u> $(0.4 \times 0.4) \times 2.5 \times 3.06 = \dots\dots\dots 1.224$	12.733	
Sous le 7 ^{ème} étage	N ₅	<u>Venant de :</u> N ₄ $\dots\dots\dots 12.733$ <u>Plancher étage :</u> $0.534 \times 5.655 = \dots\dots\dots 3.01977$ <u>Poutre principale :</u> $(0.3 \times 0.5) \times 2.90 \times 2.5 = \dots\dots\dots 1.0875$ <u>Poutre secondaire :</u> $(0.3 \times 0.35) \times 3.85 \times 2.5 = \dots\dots\dots 1.01$	17.850	2.177
	N ₆	<u>Venant de :</u> N ₅ : $\dots\dots\dots 17.850$ <u>Poteau :</u> $(0.4 \times 0.4) \times 2.5 \times 3.06 = \dots\dots\dots 1.224$	19.074	

Sous le 6 ^{ème} étage	N ₇	<u>Venant de :</u> N ₆19.074 <u>Plancher étage :</u> 0.534x5.655=.....3.01977 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x2.90x2.5=.....1.0875 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x1.95x2.5=.....0.5112	23.692	2.856
	N ₈	<u>Venant de :</u> N ₃ :..... 23.692 <u>Poteau :</u> (0.4x0.4) x2.5x3.06=.....1.224	24.916	
Sous le 5 ^{ème} étage	N ₉	<u>Venant de :</u> N ₈24.916 <u>Plancher étage :</u> 0.534x5.655=.....3.01977 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x2.90x2.5=.....1.0875 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x1.95x2.5=.....0.5112	29.534	3.3928
	N ₁₀	<u>Venant de :</u> N ₉ :..... 29.534 <u>Poteau :</u> (0.4x0.4) x2.5x3.06=.....1.224	30.758	
Sous le 4 ^{ème} étage	N ₁₁	<u>Venant de :</u> N ₁₀30.758 <u>Plancher étage :</u> 0.534x5.655=.....3.01977 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x2.90x2.5=.....1.0875 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x1.95x2.5=.....0.5112	35.3764	3.9583
	N ₁₂	<u>Venant de :</u> N ₁₁ :..... 35.3764 <u>Poteau :</u> (0.4x0.4) x2.5x3.06=.....1.224	36.60	

Sous le 3 ^{ème} étage	N ₁₃	<u>Venant de :</u> N ₁₂36.60 <u>Plancher étage :</u> 0.534x5.415 =.....2.8916 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x2.85x2.5=.....1.0687 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x1.90x2.5=.....0.4987	41.059	4.355
	N ₁₄	<u>Venant de :</u> N ₁₃ :..... 41.059 <u>Poteau :</u> (0.5x0.5) x2.5x3.06=.....1.9125	42.9715	
Sous le 2 ^{ème} étage	N ₁₅	<u>Venant de :</u> N ₁₄42.9715 <u>Plancher étage :</u> 0.534x5.415=.....2.8916 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x2.86x2.5=.....1.0687 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x1.90x2.5=.....0.4987	47.4305	4.730
	N ₁₆	<u>Venant de :</u> N ₁₅ :..... 47.4305 <u>Poteau :</u> (0.5x0.5) x2.5x3.06=.....1.9125	49.343	
Sous le 1 ^{ème} étage	N ₁₇	<u>Venant de :</u> N ₁₆49.343 <u>Plancher étage :</u> 0.534x5.415=.....2.8916 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x2.86x2.5=.....1.0687 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x3.75x2.5=.....0.4987	53.802	5.173
	N ₁₈	<u>Venant de :</u> N ₁₇ :.....53.802 <u>Poteau :</u> (0.5x0.5) x2.5x3.06=.....1.9125	55.7145	

RDC	N ₁₉	<u>Venant de :</u> N ₁₈55.7145 <u>Plancher étage :</u> 0.534x5.18= 2.76612 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x2.80x2.5=.....1.05 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x1.85x2.5=.....0.4856	60.0162	6.428
	N ₂₀	<u>Venant de :</u> N ₁₉ :..... 60.0162 <u>Poteau :</u> (0.6x0.6) x2.5x4.42=.....3.978	63.9942	
Sous-sol 1	N ₂₁	<u>Venant de :</u> N ₂₀63.9942 <u>Plancher dalle pleine :</u> 0.635x5.18=.....3.2893 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x2.80x2.5=.....1.05 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x1.85x2.5=.....0.4856	68.8191	7.095
	N ₂₂	<u>Venant de :</u> N ₂₁ :..... 68.8191 <u>Poteau :</u> (0.6x0.6) x2.5x3.40=.....3.06	71.8791	
Sous-sol 2	N ₂₃	<u>Venant de :</u> N ₂₂71.8791 <u>Plancher dalle pleine :</u> 0.635x5.18=.....3.2893 <u>Poutre principale :</u> (0.3x0.5) x2.80x2.5=.....1.05 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3x0.35) x1.85x2.5=.....0.4856	76.704	7.8231
	N ₂₄	<u>Venant de :</u> N ₂₃ :..... 76.704 <u>Poteau :</u> (0.6x0.6) x2.5x2.89=.....2.601	79.301	

III.3.4. Combinaisons des charges :

a) Poteau (40x40) :

- **À l'ELU :**

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = (1.35 \times 36.60) + (1.5 \times 3.9583) = 55.347t$$

$$N_u = 55.347t$$

- **À l'ELS :**

$$N_s = N_G + N_Q = 36.60 + 3.9583 = 40.5583 t$$

$$N_s = 40.5583 t$$

➤ **Vérification de la stabilité de forme :**

• **Moment d'inertie :** $I = bh^3 / 12 = 40 \times 40^3 / 12 = 213333.33 \text{ cm}^4$

• **La section :** $B = b \times h = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$

• **Le rayon de giration :** $i = \sqrt{I/B} = \sqrt{\frac{213333.33}{1600}} = 11.54$

• **Longueur de flambement :** $l_f = 0.7 (l_0) = 0.7 (3.06 - 0.35) = 1.897 \text{ m} = 189.7 \text{ cm}$

• **L'élanement du poteau :** $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{189.7}{11.54} = 16.44$

• $\alpha = \frac{0.85}{(1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2)} = \frac{0.85}{(1 + 0.2(\frac{16.44}{35})^2)} = 0.814$

• **La surface réduite :** $B_r = (a - 0.02) (b - 0.02) = 38 \times 38 = 1444 \text{ cm}^2$

$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2\% b * h = \frac{0.2 \times 40 \times 40}{100} = 3.2 \text{ cm}^2 \\ 8(b + h)\% = \frac{8(40 + 40)}{100} = 6.4 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$N_u < \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1.35} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.814 \left[\frac{1444 \times 250}{1.35} + 6.4 \frac{4000}{1.15} \right]$$

$$= 235789 \text{ kgf} = 235.789 \text{ tf}$$

$$N_u = 55.347 \text{ tf} < 235.789 \text{ tf}$$

b) Poteau (50x50) :**- À l'ELU :**

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = (1.35 \times 55.7145) + (1.5 \times 5.173) = 82.974 \text{ t}$$

$$N_u = 82.974 \text{ t}$$

- À l'ELS :

$$N_s = N_G + N_Q = 55.7145 + 5.173 = 60.8875 \text{ t}$$

$$N_s = 60.8875 \text{ t}$$

➤ Vérification de la stabilité de forme :

- **Moment d'inertie :** $I = bh^3 / 12 = 50 \times 50^3 / 12 = 520833.33 \text{ cm}^4$

- **La section :** $B = b \times h = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$

- **Le rayon de giration :** $i = \sqrt{I/B} = \sqrt{\frac{520833.33}{2500}} = 14.43$

- **Longueur de flambement :** $l_f = 0.7 (l_0) = 0.7 (3.06 - 0.35) = 1.897 \text{ m} = 189.7 \text{ cm}$

- **L'élanement du poteau :** $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{189.7}{14.43} = 13.15$

- $\alpha = \frac{0.85}{(1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2)} = \frac{0.85}{(1 + 0.2(\frac{13.15}{35})^2)} = 0.827$

- **La surface réduite :** $B_r = (a - 0.02)(b - 0.02) = 48 \times 48 = 2304 \text{ cm}^2$

$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2\% b * h = \frac{0.2 \times 50 \times 50}{100} = 5 \text{ cm}^2 \\ 8(b + h)\% = \frac{8(50 + 50)}{100} = 8 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$N_u < \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1.35} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.827 \left[\frac{2304 \times 250}{1.35} + 8 \left(\frac{4000}{1.15} \right) \right]$$

$$= 375865 \text{ kgf} = 375.865 \text{ tf}$$

$$N_u = 82.974 \text{ tf} < 375.865 \text{ tf}$$

c) **Poteau (60x60) :**- **À l'ELU :**

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = (1.35 \times 79.301) + (1.5 \times 7.8231) = 118.791 \text{ t}$$

$$N_u = 118.791 \text{ t}$$

- **À l'ELS :**

$$N_s = N_G + N_Q = 79.301 + 7.8231 = 87.1241 \text{ t}$$

$$N_s = 87.1241 \text{ t}$$

➤ **Vérification de la stabilité de forme :**

- **Moment d'inertie :** $I = bh^3 / 12 = 60 \times 60^3 / 12 = 1080000 \text{ cm}^4$

- **La section :** $B = b \times h = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2$

- **Le rayon de giration :** $i = \sqrt{I/B} = \sqrt{\frac{1080000}{3600}} = 17.32$

- **Longueur de flambement :** $l_f = 0.7 (l_0) = 0.7 (4.42 - 0.35) = 2.849 \text{ m} = 284.9 \text{ cm}$

- **L'élanement du poteau :** $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{284.9}{17.32} = 16.45$

- $\alpha = \frac{0.85}{(1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2)} = \frac{0.85}{(1 + 0.2(\frac{16.45}{35})^2)} = 0.814$

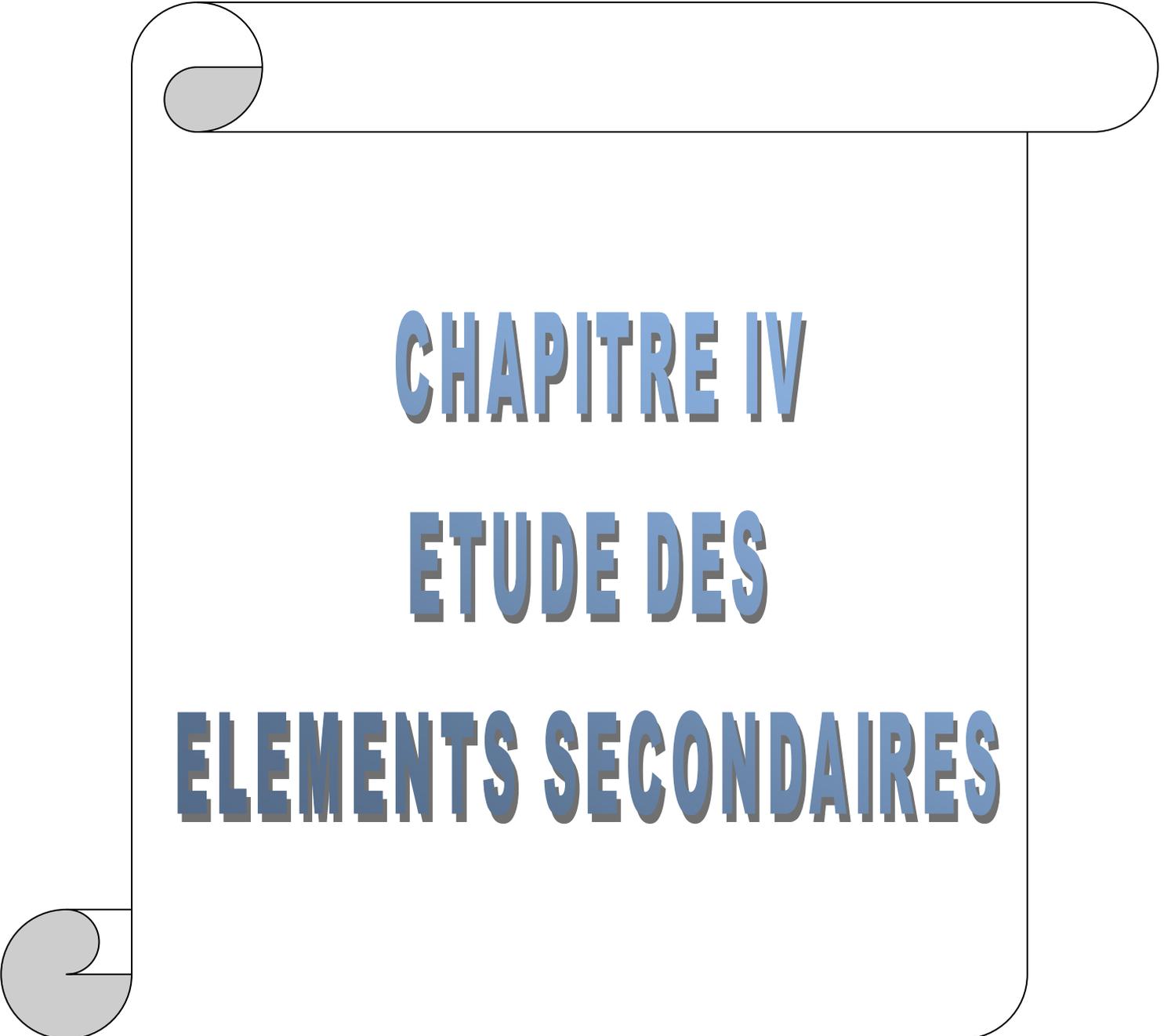
- **La surface réduite :** $B_r = (a - 0.02)(b - 0.02) = 58 \times 58 = 3364 \text{ cm}^2$

$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2\% b \times h = \frac{0.2 \times 60 \times 60}{100} = 7.2 \text{ cm}^2 \\ 8(b + h)\% = \frac{8(60 + 60)}{100} = 9.60 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$N_u < \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1.35} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.814 \left[\frac{3364 \times 250}{1.35} + 9.60 \left(\frac{4000}{1.15} \right) \right]$$

$$= 534272 \text{ kgf} = 534.272 \text{ tf}$$

$$N_u = 118.791 \text{ tf} < 534.272$$

A decorative graphic of a scroll with a black outline and rounded corners. The top and bottom edges are slightly curved, and there are two grey, semi-circular elements on the left side, one at the top and one at the bottom, resembling the ends of the scroll.

CHAPITRE IV
ETUDE DES
ELEMENTS SECONDAIRES

IV.ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV.1. INTRODUCTION :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier, l'acrotère et le balcon sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

∞ IV.2.CALCUL DE L'ESCALIER ∞

L'escalier est un composant important puisqu'il permet de monter ou de descendre afin de changer de niveau, il est d'un ensemble de marches ou de degrés, conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité, l'escalier peut être considéré comme purement fonctionnel ; il ne joue qu'un rôle de service ou de sécurité dans un bâtiment.

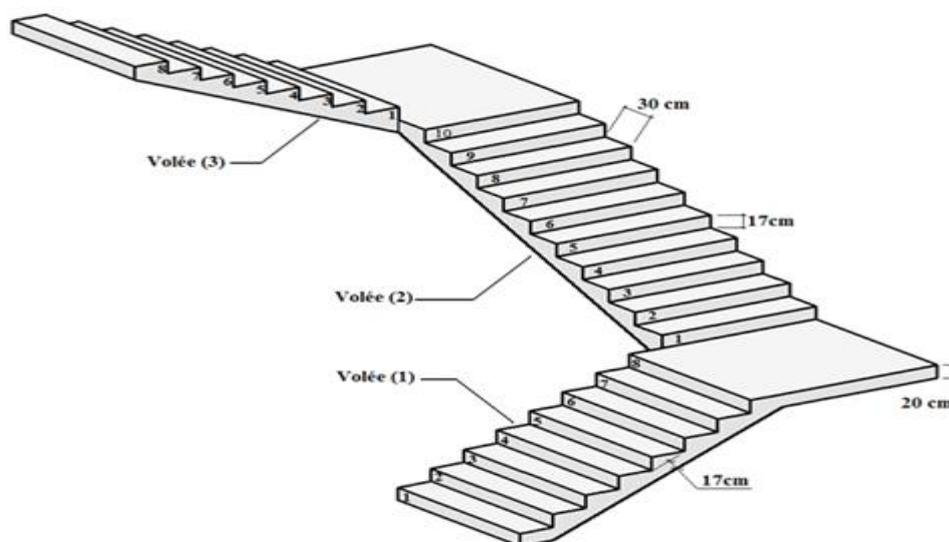


Figure IV.1 : escalier à paillasse orthogonal

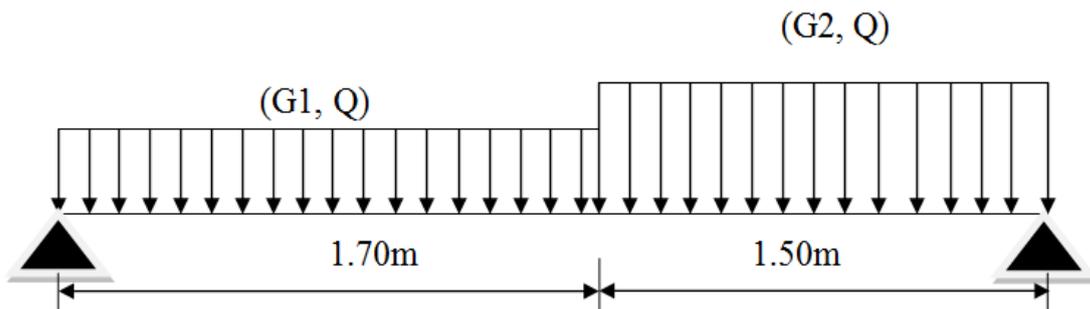
IV.2.1. Evaluation des charges : pour une bonde de 1m de largeur

	PALLIASSE	PALIER
Charge permanente	$G1 = 0.8085 \text{ t/m}$	$G2 = 0.436 \text{ t/m}$
Charge d'exploitation	$Q = 0.250 \text{ t/m}$	$Q = 0.250 \text{ t/m}$

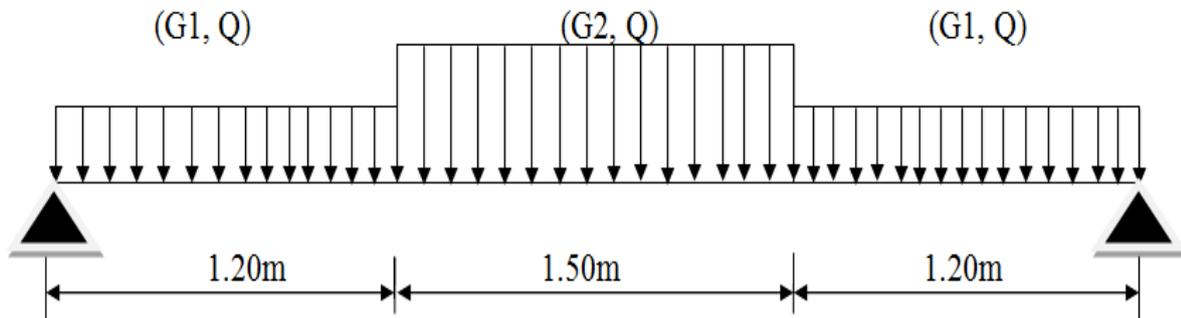
Tableau IV.1 : évaluation des charges d'escalier

Schéma statique de l'escalier :

Type01 :



Type02 :



IV.2.2.calcul des sollicitations :

A) Combinaisons de charge : pour une bonde de 1m de largeur

➤ **Paillasse :**

• **à l'ELU :**

$$Q_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35(0.8085) + 1.5(0.250) = 1.4665 \text{ t/ml}$$

• **à l'ELS :**

$$Q_S = G + Q = 0.8085 + 0.250 = 1.0585 \text{ t/ml}$$

➤ **Palier:**

• **à l'ELU :**

$$Q_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35(0.436) + 1.5(0.250) = 0.9636 \text{ t/ml}$$

• **à l'ELS :**

$$Q_S = G + Q = 0.436 + 0.250 = 0.686 \text{ t/ml}$$

Type01 :

A) ELU :

A-1) Calcul des réactions d'appuis :

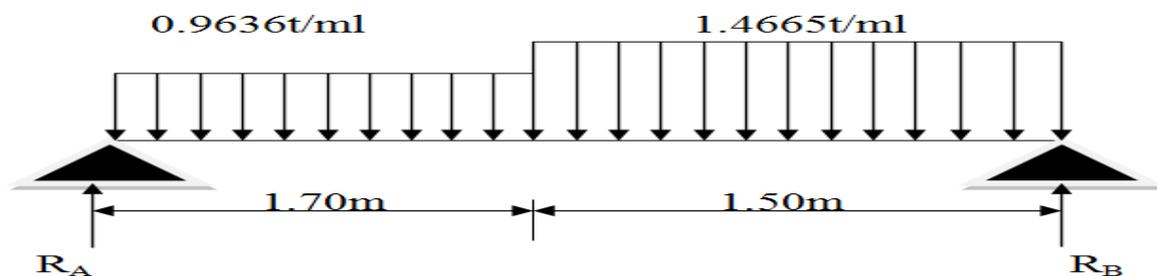


Figure IV.2: Diagramme de chargement de (paillasse-palier)

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et le palier, on fera référence aux Lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + palier) comme une poutre

Isostatique partiellement encastrée aux appuis.

$$\begin{aligned} \sum M /_B &= R_A (1.70 + 1.50) - (0.9636 \times 1.70) \left(\frac{1.70}{2} + 1.50 \right) - (1.4665 \times 1.50) \left(\frac{1.50}{2} \right) \\ &=> R_A = 1.72 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M /_A &= R_B (1.70 + 1.50) - (1.4665 \times 1.50) \left(\frac{1.50}{2} + 1.70 \right) - (0.9636 \times 1.70) \left(\frac{1.70}{2} \right) \\ &=> R_B = 2.12 \text{ t} \end{aligned}$$

A-2) Calcul des efforts internes :

▪ 1er tronçon : $0 \leq x \leq 1.70\text{m}$

$$M_{(x)} = R_A * x - \frac{Q_U * x^2}{2} = 1.72x - 0.4818x^2$$

- Pour $x=0 \longrightarrow M_{(x)}=0$
- Pour $x=1.70 \longrightarrow M_{(x)}=1.53\text{t.m}$

$$T_{(x)} = \frac{d(M(x))}{dx} = 1.72 - 0.9636x$$

- Pour $x=0 \longrightarrow T_{(x)}=1.72\text{t}$
- Pour $x=1.70 \longrightarrow T_{(x)}=0.08\text{t.m}$

▪ 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.50\text{m}$

$$M_{(x)} = R_B * x - \frac{Q_U * x^2}{2} = 2.12x - 0.7332 x^2$$

- Pour $x=0 \longrightarrow M_{(x)}=0$
- Pour $x=1.50 \longrightarrow M_{(x)}=1.53\text{t.m}$

$$T_{(x)} = \frac{d(M(x))}{dx} = 2.12 - 1.4665x$$

- Pour $x=0 \longrightarrow T_{(x)}=2.12\text{t}$
- Pour $x=1.50 \longrightarrow T_{(x)}=-0.08\text{t.m}$

$$M_{(x)} \text{ atteint la valeur max a } x = \frac{2.12}{1.4665} = 1.445$$

En injectant $x=1.445\text{m}$ dans $M_{(x)}^{\text{max}}$, on obtient $M_{(x)}^{\text{max}}=1.53\text{t.m}$

▪ Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie $M_{(x)}^{\text{max}}$ par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants

Moment en travée :

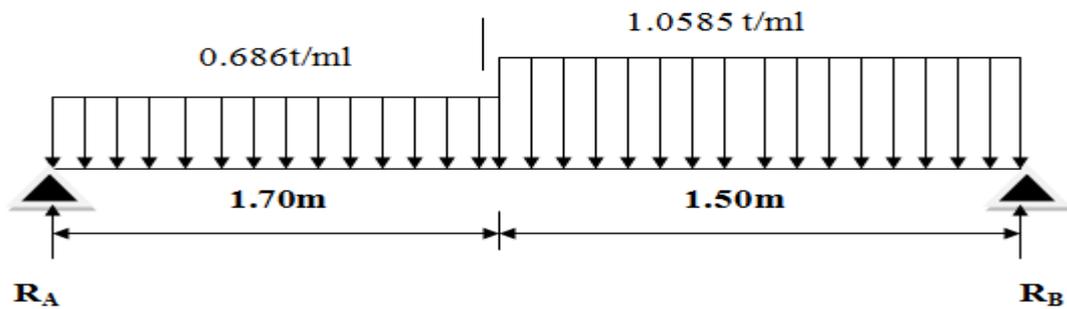
$$M_t = 0.85x M_{(x)}^{\text{max}} = 0.85x 1.53 = 1.3\text{t.m}$$

Moment sur appui :

$$M_a = 0.30x M_{(x)}^{\text{max}} = 0.3x 1.53 = 0.46\text{t.m}$$

B) ELS :

B-1) Calcul des réactions d'appuis :



Pour déterminer les efforts dans la pailasse et le palier, on fera référence aux Lois de la RDM en prenant l'ensemble (pailasse + palier) comme une poutre Isostatique partiellement encastrée aux appuis.

$$\sum M /_B = R_A (1.70+1.50) - (0.686 \times 1.70) \left(\frac{1.70}{2} + 1.50 \right) - (1.0585 \times 1.50) \left(\frac{1.50}{2} \right)$$

$$\Rightarrow R_A = 1.23t$$

$$\sum M /_A = R_B (1.70+1.50) - (1.0585 \times 1.50) \left(\frac{1.50}{2} + 1.70 \right) - (0.686 \times 1.70) \left(\frac{1.70}{2} \right)$$

$$\Rightarrow R_B = 1.53t$$

B-2) Calcul des efforts internes :

▪ 1er tronçon : $0 \leq x \leq 1.70m$

$$M_{(x)} = R_A * x - \frac{Q_s * x^2}{2} = 1.23x - 0.343x^2$$

- Pour $x=0 \longrightarrow M_{(x)}=0$
- Pour $x=1.70 \longrightarrow M_{(x)}=1.10t.m$

$$T_{(x)} = \frac{d(M(x))}{dx} = 1.23 - 0.686x$$

- Pour $x=0 \longrightarrow T_{(x)}=1.23t$
- Pour $x=1.70 \longrightarrow T_{(x)}=0.06t.m$

▪ 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.50m$

$$M_{(x)} = R_B * x - \frac{Q_s * x^2}{2} = 1.53x - 0.529 x^2$$

- Pour $x=0 \longrightarrow M_{(x)}=0$
- Pour $x=1.50 \longrightarrow M_{(x)}=1.10t.m$

$$T_{(x)} = \frac{d(M(x))}{dx} = 1.53 - 1.0585x$$

- Pour $x=0 \longrightarrow T_{(x)}=1.53t$
- Pour $x=1.50 \longrightarrow T_{(x)}=-0.06t.m$

$$M_{(x)} \text{ atteint la valeur max a } x = \frac{1.53}{1.0585} = 1.445$$

En injectant $x=1.445\text{m}$ dans $M_{(x)}^{\max}$, on obtient

$$M_{(x)}^{\max} = 1.53x - 0.529 x^2 = 1.10\text{t.m}$$

▪ **Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie $M_{(x)}^{\max}$ par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

Moment en travée :

$$M_t = 0.85x M_{(x)}^{\max} = 0.85x 1.10 = 0.935\text{t.m}$$

Moment sur appui :

$$M_a = 0.30x M_{(x)}^{\max} = 0.3x 1.10 = 0.33\text{t.m}$$

IV.2.3.Ferraillage :

➤ **à l'ELU :**

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)
Tel que : $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$
- Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur

A /En travée : $M_t=1.30\text{t.m}$

Les données :

$b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=13.50\text{cm}$

$\sigma_b=14.20\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Enrobages des armatures $c=c'=2\text{cm}$

Béton: $f_{c28}=25\text{MPa}$

Acier: FeE400

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.30 \times 10^5}{100 \times (13.50)^2 \times 142} = 0.05 \leq \mu_R = 0.186 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.05)}}{0.8} = 0.065$$

$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 13.5 (1 - 0.4(0.065)) = 13.15$

$$A_s = \frac{M_U}{z \cdot \sigma_b} = \frac{1.30 \times 10^5}{13.15 \times 3480} = 2.84\text{cm}^2$$

Donc on adopte : 4HA10=3.14cm²

Condition de non-fragilité:

$$A_{st_{min}} = 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 * 100 * 13.50 * \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st_{min}} < A_{st_c} \rightarrow A_{st_f} = A_{st_c} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Ecartement des armatures de résistance :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(3 * 15; 33) \text{ cm} \quad \text{on adopte: } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armature de repartition:

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

Donc on adopte : 3HA10=2.36cm²

Ecartement des armatures de repartition:

$$S_t \leq \text{Min}(4h ; 45 \text{ cm}) = \text{Min}(4 * 15 ; 45) \text{ cm} \quad \text{on adopte: } S_t = 20 \text{ cm}$$

B /En appuis : M_a=0.46t.m

Les données :

b=100cm ; h=15cm ; d=13.50cm

σ_b=14.20MPA; σ_s=348MPA

Enrobages des armatures c=c'= 2cm

Béton: f_{c28}=25MPA

Acier: FeE400

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{0.46 * 10^5}{100 * (13.50)^2 * 142} = 0.02 \leq \mu_R = 0.186 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.02)}}{0.8} = 0.025$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13.5(1 - 0.4(0.025)) = 13.36$$

$$A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_b} = \frac{0.46 * 10^5}{13.36 * 3480} = 0.99 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 3HA10=2.36cm²

Condition de non-fragilité:

$$A_{st_{min}} = 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 * 100 * 13.50 * \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st_{min}} < A_{st_c} \rightarrow A_{st_f} = A_{st_c} = 2.36 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE IV ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE

Ecartement des armatures de résistance :

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

on adopte: $S_t=20\text{cm}$

Armature de repartition:

$$A_r = \frac{A_{St}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.63\text{cm}^2$$

Donc on adopte : $3\text{HA}10=2.36\text{cm}^2$

Ecartement des armatures de repartition:

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

on adopte: $S_t=20\text{cm}$

	M_U	b	d	μ	α	z	A_{st}	$A_{st_{min}}$	A_{st}	A_r	A_r
	(t.m)	(cm)	(cm)			(cm)	(cm ²)	(cm ²)	adopté	(cm ²)	adopté
Appui	0.46	100	13.5	0.02	0.025	13.36	0.99	1.63	3HA10	0.63	3HA10
travée	1.30	100	13.5	0.05	0.065	13.15	2.84	1.63	4HA10	0.785	3HA10

➤ vérification à ELS :

1/En Travée : $M_t \text{ max} = 0.935t.m$

- Position de l'axe neutre : L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 A_s' (x-c') - 15 A_s (d-x) = 0 \quad \text{avec} \quad (A_s'=0)$$

$$bx^2/2 - 15 A_s (d-x) = 0$$

$$(100/2) x^2 - 15 * 3.14 (13.5-x) = 0$$

$$50x^2 + 47.1x - 635.85 = 0$$

$$\Delta = 129388.41 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 359.71 \longrightarrow x = -47.1 + 359.71/100 = 3.13\text{cm}$$

$$x = +3.13$$

- Moment d'Inertie:

$$I = bx^3/3 + 15 A_s (d-x)^2 = 100(3.13)^3/3 + 15 * 3.14 (13.5-3.13)^2$$

$$I = 6087.13 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul et Vérification des Contraintes :

- ✓ Condition dans le Béton :

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x/I_b < 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (0.935 \times 10^5 \times 3.13) / 6087.13$$

$$\sigma_{bc} = 48.08 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

✓ **Condition dans l'acier :** D'après BAEL91 :

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 \text{ Mt max } (d-x)/I = 15 \times 0.935 \times 10^5 \times (13.5 - 3.13) / 6087.13 = 2389.29 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2389.29 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

2/En Appuie : Ma max = 0.33t.m

• **Position de l'axe neutre :** L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 As' (x-c') - 15 As (d-x) = 0 \quad \text{avec } (As'=0)$$

$$bx^2/2 - 15 As (d-x) = 0$$

$$(100/2) x^2 + 15 \times 2.36 (13.5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 35.4x - 477.9 = 0$$

$$\Delta = 96833.16 \quad \longrightarrow \quad \sqrt{\Delta} = 311.18 \quad \longrightarrow \quad x = -35.4 + 311.18/100 = 3.72 \text{ cm}$$

$$x = +2.76$$

• **Moment d'Inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15As (d-x)^2 = 100(2.76)^3/3 + 15 \times 2.36(13.5 - 2.76)^2$$

$$I = 4784.12 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

-Condition dans le Béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} x / I_b < 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (0.33 \times 10^5 \times 2.76) / 4784.12$$

$$\sigma_{bc} = 19.04 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

-Condition dans l'acier : D'après BAEL91 :

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 \text{ Mt max } (d-x)/I = 15 \times 0.33 \times 10^5 \times (13.5 - 2.76) / 4784.12 = 1111.24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1111/24 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{320} = 0.046 \leq 0.062 \rightarrow \text{c.n.v} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.046 \leq \frac{0.935}{11} = 0.085 \rightarrow \text{c.v} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0.002 \leq 0.01 \rightarrow \text{c.v} \end{array} \right.$$

On a la 1^{er} condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche par « **la méthode exposée** » dans les références du béton armé ; selon les règles de **BAEL 91**.

➤ **calcul de la flèche :**

D'après le BAEL91 la flèche totale est : $\Delta \delta_t = \delta_v - \delta_i$

La flèche admissible est :

$$\begin{array}{ll} f=L(m) /500 & \text{si } L<5m \\ f=0.5+L(m) & \text{si } L>5m \end{array}$$

Avec :

$$\delta_i = \frac{M_{tser} L^2}{10 \cdot E_i \cdot I \delta_i}$$

δ_i : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes

$$\delta_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 \cdot E_v \cdot I \delta_v}$$

δ_v : La flèche de longue durée à l'ensemble des charges permanentes

• **Moment d'inertie :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 3.14 \times \left(\frac{15}{2} - 13.5 \right)^2 = 29820.6 \text{ cm}^2$$

• **Moment d'inertie fictive:**

$$I_{\delta i} = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)}$$

$$I_{\delta v} = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\rho(2 + 3 \cdot b_0/b)} \quad \text{pour la déformation instantanée} \\ \lambda_v = 0.4 \lambda_i \quad \text{pour la déformation différée} \end{array} \right.$$

• **pourcentage d'acier :**

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0.0023$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\rho(2 + 3 \cdot b_0/b)} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{0.0023(2 + 3 \times 100/100)} = 9.13 \\ \lambda_v = 0.4 \lambda_i = 0.4 \times 9.13 = 3.652 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] \\ \sigma_s = \frac{M_{tser}}{A_s \cdot Z} \end{array} \right.$$

$$Z = d - (x/3) = 13.5 - \frac{3.13}{3} = 12.46 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{tser}}{A_s \cdot z} = \frac{0.935 \times 10^5}{3.14 \times 12.46} = 2389.81 \text{ t/m}^2$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.0023 \times 2389.81) + 2.1} \right] = 0.847$$

$$I_{\delta i} = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)} = \frac{1.1 \times 29820.6}{(1 + 9.13 \times 0.847)} = 3756.12 \text{ cm}^4$$

$$I_{\delta v} = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu)} = \frac{1.1 \times 29820.6}{(1 + 3.652 \times 0.847)} = 8013.85 \text{ cm}^4$$

• **Module de déformation :**

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPA}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.85 \text{ MPA}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \delta_i &= \frac{M_{ser} L^2}{10 \cdot E_i \cdot I \delta_i} = \frac{0.935 \times 10^3 \times (3.2)^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 3756.12} = 0.079 \\ \delta_v &= \frac{M_{ser} L^2}{10 \cdot E_v \cdot I \delta_v} = \frac{0.935 \times 10^3 \times (3.2)^2 \times 10^4}{10 \times 10818.85 \times 8013.85} = 0.110 \end{aligned} \right.$$

$$\Delta \delta t = \delta_v - \delta_i = 0.110 - 0.079 = 0.031$$

$$0.031 < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{320}{500} = 0.64 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Type02 :

A) ELU :

A-1) Calcul des réactions d'appuis :

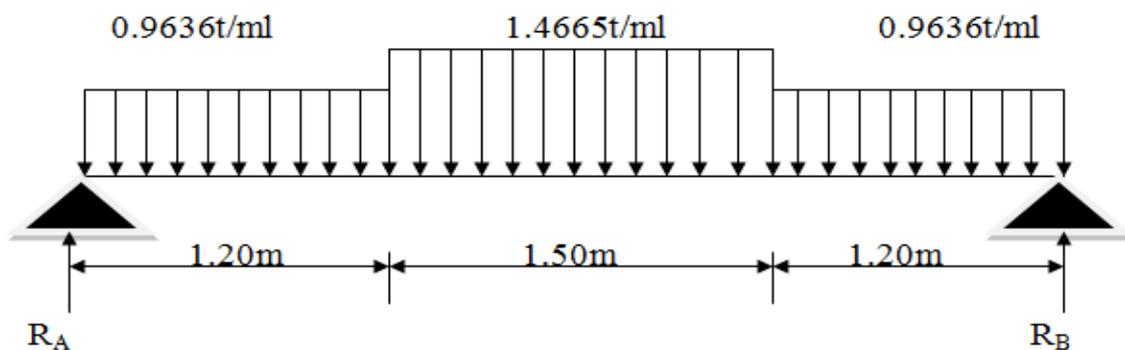


Figure IV.3: Diagramme de chargement de (paillasse-palier)

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et le palier, on fera référence aux Lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + palier) comme une poutre Isostatique partiellement encastree aux appuis.

$$\sum M /_B = R_A (1.20+1.50+1.2) - (0.9636 \times 1.20) \left(\frac{1.20}{2} + 1.50 + 1.20 \right) - (1.4665 \times 1.50)$$

$$\left(\frac{1.50}{2} + 1.20 \right) - (0.9636 \times 1.20) \left(\frac{1.20}{2} \right) \Rightarrow R_A = 2.256t$$

$$\begin{aligned} \sum M /_A &= R_B (1.20+1.50+1.2) - (0.9636 \times 1.20) \left(\frac{1.20}{2} + 1.50 + 1.20 \right) - (1.4665 \times 1.50) \\ &\left(\frac{1.50}{2} + 1.20 \right) - (0.9636 \times 1.20) \left(\frac{1.20}{2} \right) \Rightarrow R_B = 2.256t \end{aligned}$$

A-2) Calcul des efforts internes :

▪ 1er tronçon : $0 \leq x \leq 1.20\text{m}$

$$M_{(x)} = R_A * x - \frac{Q_U * x^2}{2} = 2.256x - 0.4818x^2$$

- Pour $x=0 \longrightarrow M_{(x)}=0$
- Pour $x=1.20 \longrightarrow M_{(x)}=2.013\text{t.m}$

$$T_{(x)} = \frac{d(M(x))}{dx} = 2.256 - 0.9636x$$

- Pour $x=0 \longrightarrow T_{(x)}=2.256\text{t}$
- Pour $x=1.20 \longrightarrow T_{(x)}=1.10\text{t.m}$

▪ 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.50\text{m}$

$$M_{(x)} = T * x - \frac{Q_U * x^2}{2} + M_{(x)} = 1.10x - 0.7332 x^2 + 2.013$$

- Pour $x=0 \longrightarrow M_{(x)}=2.013\text{t.m}$
- Pour $x=1.50 \longrightarrow M_{(x)}=2.013\text{t.m}$

$$T_{(x)} = \frac{d(M(x))}{dx} = 1.10 - 1.4665x$$

- Pour $x=0 \longrightarrow T_{(x)}=1.10\text{t}$
- Pour $x=1.50 \longrightarrow T_{(x)}=-1.10\text{t.m}$

$$M_{(x)} \text{ atteint la valeur max a } x = \frac{1.10}{1.4665} = 0.75\text{m}$$

En injectant $x=0.75\text{m}$ dans $M_{(x)}^{\max}$, on obtient $M_{(x)}^{\max}=2.425\text{t.m}$

▪ 3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.20\text{m}$

$$M_{(x)} = R_B * x - \frac{Q_U * x^2}{2} = 2.256x - 0.4818x^2$$

- Pour $x=0 \longrightarrow M_{(x)}=0$
- Pour $x=1.20 \longrightarrow M_{(x)}=2.013\text{t.m}$

$$T_{(x)} = \frac{d(M(x))}{dx} = 2.256 - 0.9636x$$

- Pour $x=0 \longrightarrow T_{(x)}=2.256\text{t}$
- Pour $x=1.20 \longrightarrow T_{(x)}=-1.10\text{t.m}$

▪ Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie

$M_{(x)}^{\max}$ par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

Moment en travée :

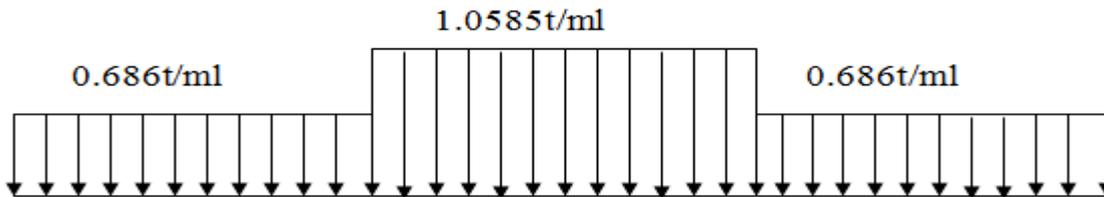
$$M_t = 0.85 \times M_{(x)}^{\max} = 0.85 \times 2.425 = 2.061 \text{ t.m}$$

Moment sur appui :

$$M_a = 0.30 \times M_{(x)}^{\max} = 0.30 \times 2.425 = 0.727 \text{ t.m}$$

B) ELS :

B-1) Calcul des réactions d'appuis :



Pour déterminer les efforts dans la paillasse et le palier, on fera référence aux Lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + palier) comme une poutre Isostatique partiellement encastrée aux appuis.

$$\sum M /_B = R_A (1.20 + 1.50 + 1.20) - (0.686 \times 1.20) \left(\frac{1.20}{2} + 1.50 + 1.20 \right) - (1.0585 \times 1.50) \left(\frac{1.50}{2} + 1.20 \right) - (0.686 \times 1.20) \left(\frac{1.20}{2} \right) \Rightarrow R_A = 1.617 \text{ t}$$

$$\sum M /_A = R_B (1.20 + 1.50 + 1.20) - (0.686 \times 1.20) \left(\frac{1.20}{2} + 1.50 + 1.20 \right) - (1.0585 \times 1.50) \left(\frac{1.50}{2} + 1.20 \right) - (0.686 \times 1.20) \left(\frac{1.20}{2} \right) \Rightarrow R_B = 1.617 \text{ t}$$

B-2) Calcul des efforts internes :

▪ 1er tronçon : $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$

$$M_{(x)} = R_A \cdot x - \frac{Q_S \cdot x^2}{2} = 1.617x - 0.343x^2$$

- Pour $x=0 \longrightarrow M_{(x)}=0$
- Pour $x=1.70 \longrightarrow M_{(x)}=1.446 \text{ t.m}$

$$T_{(x)} = \frac{d(M(x))}{dx} = 1.617 - 0.686x$$

- Pour $x=0 \longrightarrow T_{(x)}=1.617 \text{ t}$
- Pour $x=1.20 \longrightarrow T_{(x)}=0.794 \text{ t.m}$

▪ 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.50\text{m}$

$$M_{(x)} = T * x - \frac{Q_S * x^2}{2} + M_{(x)} = 0.794x - 0.529x^2 + 1.446$$

- Pour $x=0 \longrightarrow M_{(x)} = 1.446\text{t.m}$
- Pour $x=1.50 \longrightarrow M_{(x)} = 1.446\text{t.m}$

$$T_{(x)} = \frac{d(M_{(x)})}{dx} = 0.794 - 1.0585x$$

- Pour $x=0 \longrightarrow T_{(x)} = 0.794\text{t}$
- Pour $x=1.50 \longrightarrow T_{(x)} = -0.794\text{t.m}$

$$M_{(x)} \text{ atteint la valeur max a } x = \frac{0.794}{1.0585} = 0.75\text{m}$$

En injectant $x=0.75\text{m}$ dans $M_{(x)}^{\text{max}}$, on obtient $M_{(x)}^{\text{max}} = 1.744\text{t.m}$

▪ 3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.20\text{m}$

$$M_{(x)} = R_B * x - \frac{Q_S * x^2}{2} = 1.617x - 0.343 x^2$$

- Pour $x=0 \longrightarrow M_{(x)} = 0$
- Pour $x=1.20 \longrightarrow M_{(x)} = 1.447\text{t.m}$

$$T_{(x)} = \frac{d(M_{(x)})}{dx} = 1.617 - 0.686x$$

- Pour $x=0 \longrightarrow T_{(x)} = 1.617\text{t}$
- Pour $x=1.20 \longrightarrow T_{(x)} = -0.794\text{t.m}$

▪ Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie $M_{(x)}^{\text{max}}$ par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants

Moment en travée :

$$M_t = 0.85x M_{(x)}^{\text{max}} = 0.85x 1.744 = 1.482\text{t.m}$$

Moment sur appui :

$$M_a = 0.30x M_{(x)}^{\text{max}} = 0.3x 1.744 = 0.523\text{t.m}$$

IV.2.3.Ferraillage :

➤ à l'ELU :

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)
Tel que : b=100cm ; h=15cm
- Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur

A /En travée : $M_t=2.061t.m$

Les données :

$b=100cm$; $h=15cm$; $d=13.50cm$

$\sigma_b=14.20MPa$; $\sigma_s=348MPa$

Enrobages des armatures $c=c'=2cm$

Béton: $f_{c28}=25MPa$

Acier: FeE400

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2.061 \times 10^5}{100 \times (13.50)^2 \times 142} = 0.08 \leq \mu_R = 0.186 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.08)}}{0.8} = 0.104$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 13.5 (1 - 0.4(0.104)) = 12.94$$

$$A_s = \frac{M_U}{z \cdot \sigma_b} = \frac{2.061 \times 10^5}{12.94 \times 3480} = 4.58 \text{cm}^2$$

Donc on adopte : 5HA12=5.65cm²

Condition de non-fragilité:

$$A_{st_{min}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 13.50 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{cm}^2$$

$$A_{st_{min}} < A_{st_c} \rightarrow A_{st_f} = A_{st_c} = 5.65 \text{cm}^2$$

Ecartement des armatures de résistance :

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

on adopte: $S_t=20cm$

Armature de repartition:

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

Donc on adopte : 3HA10=2.36cm²

Ecartement des armatures de repartition:

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

on adopte: $S_t=20cm$

A /En appuis : $M_a=0.727t.m$

Les données :

$b=100cm$; $h=15cm$; $d=13.50cm$

$\sigma_b=14.20MPa$; $\sigma_s=348MPa$

Enrobages des armatures $c=c'=2cm$

CHAPITRE IV ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE

Béton: $f_{c28}=25\text{MPa}$

Acier: FeE400

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.727 \times 10^5}{100 \times (13.50)^2 \times 142} = 0.028 \leq \mu_R = 0.186 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.028)}}{0.8} = 0.035$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 13.5 (1 - 0.4(0.035)) = 13.31$$

$$A_s = \frac{M_U}{z \cdot \sigma_b} = \frac{0.727 \times 10^5}{13.31 \times 3480} = 1.62 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 3HA10=2.36cm²

Condition de non-fragilité:

$$A_{st_{min}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 13.50 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st_{min}} < A_{st_c} \rightarrow A_{st_f} = A_{st_c} = 2.36 \text{ cm}^2$$

Ecartement des armatures de résistance :

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

on adopte: S_t=20cm

Armature de repartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 3HA10=2.35cm²

Ecartement des armatures de repartition:

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

on adopte: S_t=20cm

	M _U	b	d	μ	α	z	A _{st}	A _{st_{min}}	A _{st}	A _r	A _r
	(t.m)	(cm)	(cm)			(cm)	(cm ²)	(cm ²)	adopté	(cm ²)	adopté
Appui	0.727	100	13.5	0.028	0.035	13.31	1.62	1.63	3HA10	1.62	3HA10
travée	2.061	100	13.5	0.08	0.104	12.94	4.58	1.63	5HA12	1.41	3HA10

➤ **vérification à ELS :**

1/En Travée : Mt max= 1.482t.m

- **Position de l'axe neutre :** L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 As' (x-c') - 15 As (d-x) = 0 \quad \text{avec} \quad (As'=0)$$

$$bx^2/2 - 15 As (d-x) = 0$$

$$(100/2) x^2 - 15 * 5.65 (13.5-x) = 0$$

$$50x^2 + 84.75x - 1144.125 = 0$$

$$\Delta = 236007.5625 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 485.81 \longrightarrow x = -84.75 + 485.81/100 = 4.01 \text{ cm}$$

$$x = +4.01$$

- **Moment d'Inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15As (d-x)^2 = 100(4.01)^3/3 + 15*5.65 (13.5-4.01)^2$$

$$I = 9781.97 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

- ✓ **Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = Mt \text{ ser } x/I_b < 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (1.482 \times 10^5 \times 4.01) / 9781.97$$

$$\sigma_{bc} = 60.75 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

- ✓ **Condition dans l'acier :** D'après BAEL91 :

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_{te}; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 Mt \text{ max } (d-x)/I = 15 \times 1.482 \times 10^5 \times (13.5-4.01) / 9781.97 = 2156.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2156.65 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

2/En Appuie : Ma max= 0.523t.m

- **Position de l'axe neutre :** L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 As' (x-c') - 15 As (d-x) = 0 \quad \text{avec} \quad (As'=0)$$

$$bx^2/2 - 15 As (d-x) = 0$$

$$(100/2) x^2 + 15 x 2.36 (13.5-x) = 0$$

$$50x^2 + 35.4x - 477.9 = 0$$

$$\Delta = 96833.16 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 311.18 \longrightarrow x = -35.4 + 311.18/100 = 3.72 \text{ cm}$$

$$x = +2.76$$

• **Moment d’Inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15As (d - x)^2 = 100(2.76)^3 / 3 + 15 \cdot 2.36(13.5 - 2.76)^2$$

$$I = 4784.12 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

-Condition dans le Béton :

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x / I_b < 0.6 \cdot f_c / 28$$

$$\sigma_{bc} = (0.523 \times 10^5 \times 2.76) / 4784.12$$

$$\sigma_{bc} = 30.17 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

-Condition dans l’acier : D’après BAEL91 :

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_t}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg /cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_t \max (d-x) / I = 15 \times 0.523 \times 10^5 \times (13.5 - 2.76) / 4784.12 = 1761.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1761.14 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kg /cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Il n’est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

➤ **vérification de la flèche :**

Il n’est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{390} = 0.038 \leq 0.062 \rightarrow \text{c.n.v} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow 0.038 \leq \frac{1.482}{17.44} = 0.085 \rightarrow \text{c.v} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.004 \leq 0.01 \rightarrow \text{c.v} \end{array} \right.$$

On a la 1^{er} condition n’est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche par « la méthode exposée » dans les références du béton armé ; selon les règles de **BAEL 91**.

➤ **calcul de la flèche :**

D’après le BAEL91 la flèche totale est : $\Delta \delta_t = \delta_v - \delta_i$

La flèche admissible est :

$$f=L(m) /500 \quad \text{si } L<5m$$

$$f=0.5+L(m) \quad \text{si } L>5m$$

Avec :

$$\delta_i = \frac{M_{tser} L^2}{10 \cdot E_i \cdot I \delta_i}$$

δ_i : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes

$$\delta_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 \cdot E_v \cdot I \delta_v}$$

δ_v : La flèche de longue durée à l'ensemble des charges permanentes

- **Moment d'inertie :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 5.65 \times \left(\frac{15}{2} - 13.5 \right)^2 = 31176 \text{ cm}^2$$

$$I_0 = 31176 \text{ cm}^2$$

- **Moment d'inertie fictive:**

$$I \delta_i = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)}$$

$$I \delta_v = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \cdot ft28}{\rho(2 + 3 \cdot b_0/b)} \end{array} \right.$$

pour la déformation instantanée

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i$$

pour la déformation différée

- **pourcentage d'acier :**

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.004$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \cdot ft28}{\rho(2 + 3 \cdot b_0/b)} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{0.004(2 + 3 \times 100/100)} = 5.25 \\ \lambda_v = 0.4 \lambda_i = 0.4 \times 9.13 = 2.1 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] \\ \sigma_s = \frac{M_{t\ ser}}{A_s \cdot Z} \\ Z = d - (x / 3) = 13.5 - \frac{4.01}{3} = 12.16\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{t\ ser}}{A_s \cdot z} = \frac{2.061 \times 10^5}{4.01 \times 12.16} = 4226.69\text{t/m}^2$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.004 \times 4226.69) + 2.1} \right] = 0.947$$

$$I\delta_i = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)} = \frac{1.1 \times 31176}{(1 + 5.25 \times 0.947)} = 5742.64\text{cm}^4$$

$$I\delta_v = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu)} = \frac{1.1 \times 31176}{(1 + 2.1 \times 0.947)} = 11474.42\text{cm}^4$$

• **Module de déformation :**

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c\ 28}} = 32164.2\text{MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c\ 28}} = 10818.85\text{MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{M_{\ ser} L^2}{10 \cdot E_i \cdot I\delta_i} = \frac{2.061 \times 10^3 \times (3.9)^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 5742.64} = 0.17 \\ \delta_v = \frac{M_{\ ser} L^2}{10 \cdot E_v \cdot I\delta_v} = \frac{2.061 \times 10^3 \times (3.9)^2 \times 10^4}{10 \times 10818.85 \times 11474.42} = 0.252 \end{array} \right.$$

$$\Delta \delta_t = \delta_v - \delta_i = 0.252 - 0.17 = 0.082$$

$$0.082 < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{390}{500} = 0.78 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

VI .3.Étude de la poutre palière :

La poutre palière c'est une poutre partiellement encadrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

VI .3.1.pré dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93 et vérifié en considérant le RAP 99/version 2003.

➤ Selon le CBA 93:

- La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

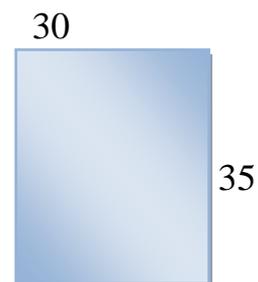
$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

- Avec :**
- h : hauteur de la poutre,
 - b : largeur de la poutre,
 - L : portée maximum entre nus d'appuis.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} \\ \frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \text{ cm} \\ 26 \leq h \leq 39 \text{ cm} \end{array} \right. , \text{ on prend : } \mathbf{h = 35 \text{ cm}}$$

- La largeur b de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3h \leq b \leq 0,7h \\ 10.5 \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \end{array} \right. , \text{ on prend : } \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$



➤ Selon le RPA99/ version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 : \text{vérifier} , \quad h = 35 \dots \dots \dots \mathbf{\text{condition vérifier}} \\ b \geq 20 : \text{vérifier} , \quad b = 30 \dots \dots \dots \mathbf{\text{condition vérifier}} \\ h/b = 35/30 = 1.167 < 4 \dots \dots \dots \mathbf{\text{condition vérifier}} \end{array} \right.$$

➡ Donc on choisie une section de la poutre palière (**b × h = 30×35**) cm²

IV.3.2 .Evaluation des charges :

- Poids propre : $0.35 \times 0.30 \times 2.5 = 0.2625 \text{ t/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 0.25 \times 0.3 = 0.075 \text{ t/ml}$
- Réactions des escaliers :

$$R_{AU} = 2.256 \text{ t/ml}$$

$$R_{AS} = 1.6176 \text{ t/ml}$$

IV.3.3. Pondérations des charges :

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q + R_{AU} = (1.35 \times 0.2625) + (1.5 \times 0.075) + 2.256$$

$$q_u = 2.723 \text{ t/ml}$$

ELU :

$$q_s = G + Q + R_{AS} = 0.2625 + 0.075 + 1.6176$$

$$q_s = 1.954 \text{ t/ml}$$

IV.3.4. calcul des moments et l'effort tranchant :

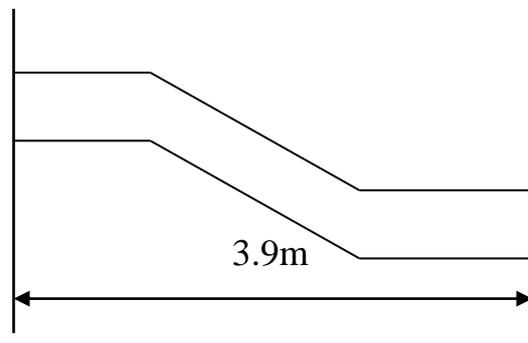
Avec : $L = 3.9 \text{ m}$; $q_u = 2.723 \text{ t/ml}$; $q_s = 1.954 \text{ t/ml}$

Moment isostatique : $M_0 = ql^2 / 8$

Effort tranchant : $T = q \cdot l / 2$

Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0$

Moment en appuis : $M_a = 0.5 M_0$



	M_0 (t.ml)	T(t)	M_t (t/ml)	M_a (t/ml)
<u>ELU</u>	5.18	5.31	4.40	2.59
<u>ELS</u>	3.71	3.81	3.15	1.85

Tableau IV.2. Moments et l'effort tranchant

IV.3.5.Ferraillage :

➤ à l'ELU :

A /En travée : $M_t=4.40\text{t.m}$

Les données :

$b=30\text{cm}$; $h=35\text{cm}$; $d=31.5\text{cm}$

$\sigma_b=14.20\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Enrobages des armatures $c=c'=2\text{cm}$

Béton: $f_{c28}=25\text{MPa}$

Acier: FeE400

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4.40 \times 10^5}{30 \times (31.50)^2 \times 142} = 0.104 \leq \mu_R = 0.392 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.104)}}{0.8} = 0.137$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 31.5 (1 - 0.4(0.137)) = 29.77$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_b} = \frac{4.40 \times 10^5}{29.77 \times 3480} = 4.25 \text{cm}^2$$

Donc on adopte : 4HA12=4.52cm²

Condition de non-fragilité:

$$A_{s\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 30 \times 31.50 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{cm}^2$$

$$A_{s\min} < A_{s_c} \rightarrow A_{s_f} = A_{s_c} = 4.52 \text{cm}^2$$

B /En appuis : $M_a=2.59\text{t.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2.59 \times 10^5}{30 \times (31.50)^2 \times 142} = 0.061 \leq \mu_R = 0.392 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.061)}}{0.8} = 0.079$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 31.5 (1 - 0.4(0.079)) = 30.50$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_b} = \frac{2.59 \times 10^5}{30.50 \times 3480} = 2.44 \text{cm}^2$$

Donc on adopte : 4HA10=3.14cm²

Condition de non-fragilité:

$$A_{s\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 30 \times 31.50 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{cm}^2$$

$$A_{st_{min}} < A_{st_c} \rightarrow A_{st_f} = A_{st_c} = 3.14 \text{ cm}^2$$

➤ **vérification à ELS :**

1/En Travée : $M_t \text{ max} = 3.15 \text{ t.m}$

- **Position de l'axe neutre :** L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 A_{s'} (x-c') - 15 A_s (d-x) = 0 \quad \text{avec} \quad (A_{s'}=0)$$

$$bx^2/2 - 15 A_s (d-x) = 0$$

$$(30/2) x^2 - 15 * 4.52 (31.5-x) = 0 \quad 4596.84$$

$$15x^2 + 67.8x - 2135.7 = 0$$

$$\Delta = 132738.84 \quad \longrightarrow \quad \sqrt{\Delta} = 364.33 \quad \longrightarrow \quad x = -67.8 + 364.33/30 = 9.88 \text{ cm}$$

$$x = +9.88 \text{ cm}$$

- **Moment d'Inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15 A_s (d-x)^2 = 30(9.88)^3/3 + 15 * 4.52 (31.5-9.88)^2$$

$$I = 41335.68 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

- ✓ **Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x/I_b < 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (3.15 \times 10^5 \times 9.88) / 41335.67$$

$$\sigma_{bc} = 75.29 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

- ✓ **Condition dans l'acier :** D'après BAEL91 :

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_{te}; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_t \text{ max } (d-x)/I = 15 \times 3.15 \times 10^5 \times (31.5-9.88) / 41335.67 = 2471.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2471.34 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

2/En Appuie : $M_a \text{ max} = 1.85 \text{ t.m}$

- **Position de l'axe neutre :** L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 A_{s'} (x-c') - 15 A_s (d-x) = 0 \quad \text{avec} \quad (A_{s'}=0)$$

$$bx^2/2 - 15 A_s (d-x) = 0$$

$$(30/2) x^2 - 15 \times 3.14 (31.5-x) = 0 \quad 2218.41$$

$$15x^2 + 47.1x - 1483.65 = 0$$

$$\Delta = 91237.41 \quad \longrightarrow \quad \sqrt{\Delta} = 302.05 \quad \longrightarrow \quad x = -47.1 + 302.05/30 = 8.5 \text{ cm}$$

x=+8.50

• **Moment d'Inertie:**

$$I=bx^3/3+ 15As (d - x)^2 =30(8.50)^3 /3 +15*3.14(31.5-8.50)^2$$

$$I=31057.15 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

-Condition dans le Béton :

$$\sigma_{bc}=Mt \text{ ser } x/I_b < 0.6*fc28$$

$$\sigma_{bc}= (1.85 \times 10^5 \times 8.5) / 31057.15$$

$$\sigma_{bc}=50.63 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

-Condition dans l'acier : D'après BAEL91 :

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3f_e; 110\sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15Mt \text{ max } (d-x)/I = 15 \times 1.85 \times 10^5 \times (31.5-8.50) / 31057.15 = 2055.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2055.08 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **vérification de l'effort tranchant :** Tu max=5.31t

$$\tau_u = \frac{Tu \text{ max}}{b*d} = \frac{5.31 \times 10^3}{30 \times 31.50} = 5.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.15fc28 / 1.5 ; 4 \text{ MPA}] = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 5.61 \text{ kg/cm}^2 = 0.561 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$$

➤ **vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{390} = 0.09 \geq 0.062 \rightarrow \text{c.v} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.09 \geq \frac{3.15}{37.1} = 0.085 \rightarrow \text{c.v} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{30 \times 31.5} = 0.0047 \leq 0.0105 \rightarrow \text{c.v} \end{array} \right.$$

Conclusion :

Les 3 conditions sont vérifiées, donc on se dispense du calcul de la flèche.

➤ **calculer la poutre à la torsion :**

Suivant la condition : $\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u^2$

$$M_{tor} = M_t * l / 2 = 4.40 \times 3.90 / 2 = 8.58 \text{ t.m}$$

• **Calcul de l'aire de la section efficace « Ω » :**

$$b \leq h$$

$$\Omega = (h-e)(b-e) \rightarrow e = b/6 = 30/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (35-5)(30-5) = 750 \text{ cm}^2$$

• **Calcul le périmètre de la section efficace :**

$$U = [(h-e) + (b-e)] \times 2 = (30+25) \times 2 = 110 \text{ cm}$$

Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion (τ_t) :

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot e} = \frac{8.58 \times 10^4}{2 \times 750 \times 5} = 11.44 \text{ kgf/cm}^2 = 1.144 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.15 f_{c28} / 1.5 ; 4 \text{ MPA}] = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = 0.561^2 + (1.144)^2 = 1.623 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u^2 = 6.25 \text{ MPA} \rightarrow \text{c.v}$$

➤ **Calcul du ferrailage à la torsion :**

$$A_t = \frac{M_{tor} \cdot U}{2 \cdot \Omega \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{8.58 \times 10^4 \times 110}{2 \times 750 \times 3480} = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.80 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

➤ **En travée :**

$$A_l = A_{fle} + A_{tor} = 4.52 + 1.80 = 6.32 \text{ cm}^2$$

On adopte :5HA14 = 7.70 cm²

➤ **Sur appui :**

$$A_l = A_{fle} + A_{tor} = 3.14 + 1.80 = 4.94 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA12 = 5.65 cm²

Ecartement des armatures de résistance :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 35; 33) \text{ cm}$$

on adopte: $S_t = 20 \text{ cm}$

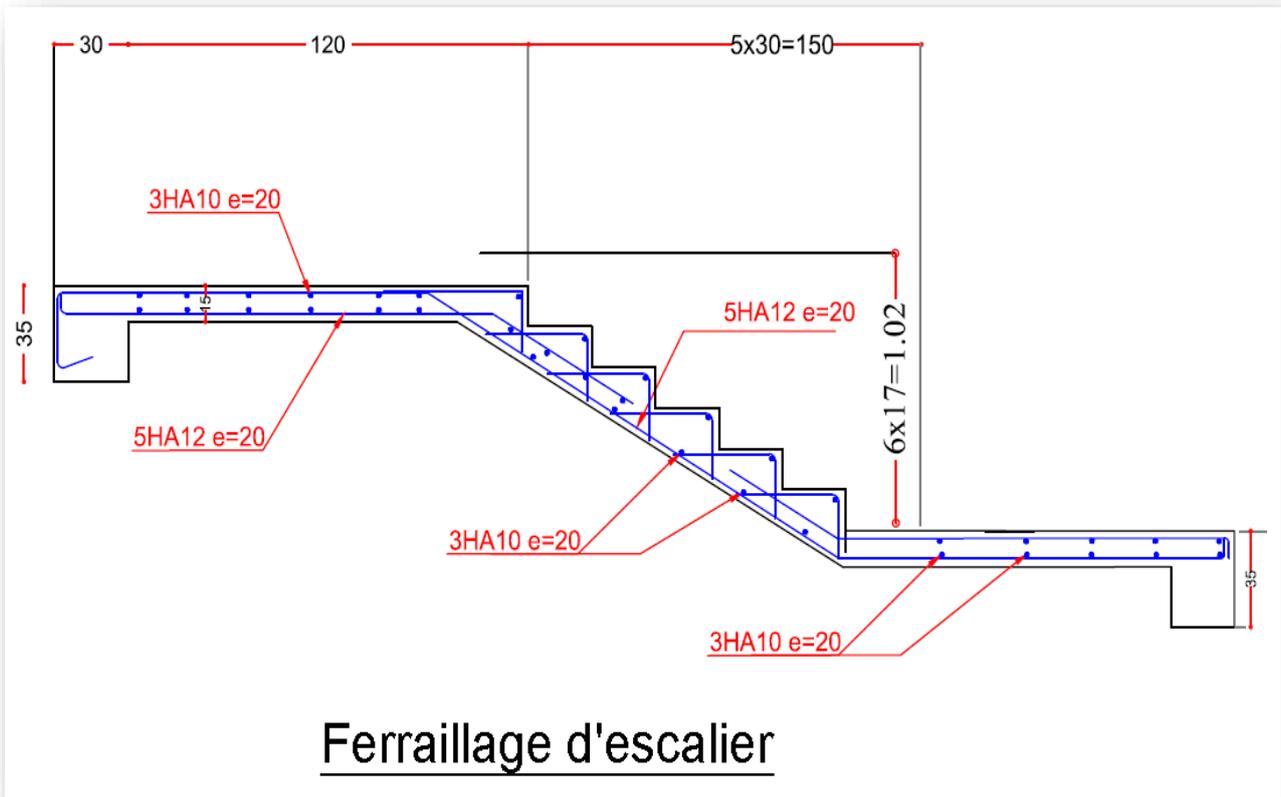


Figure IV.4 : Ferrailage d'escalier

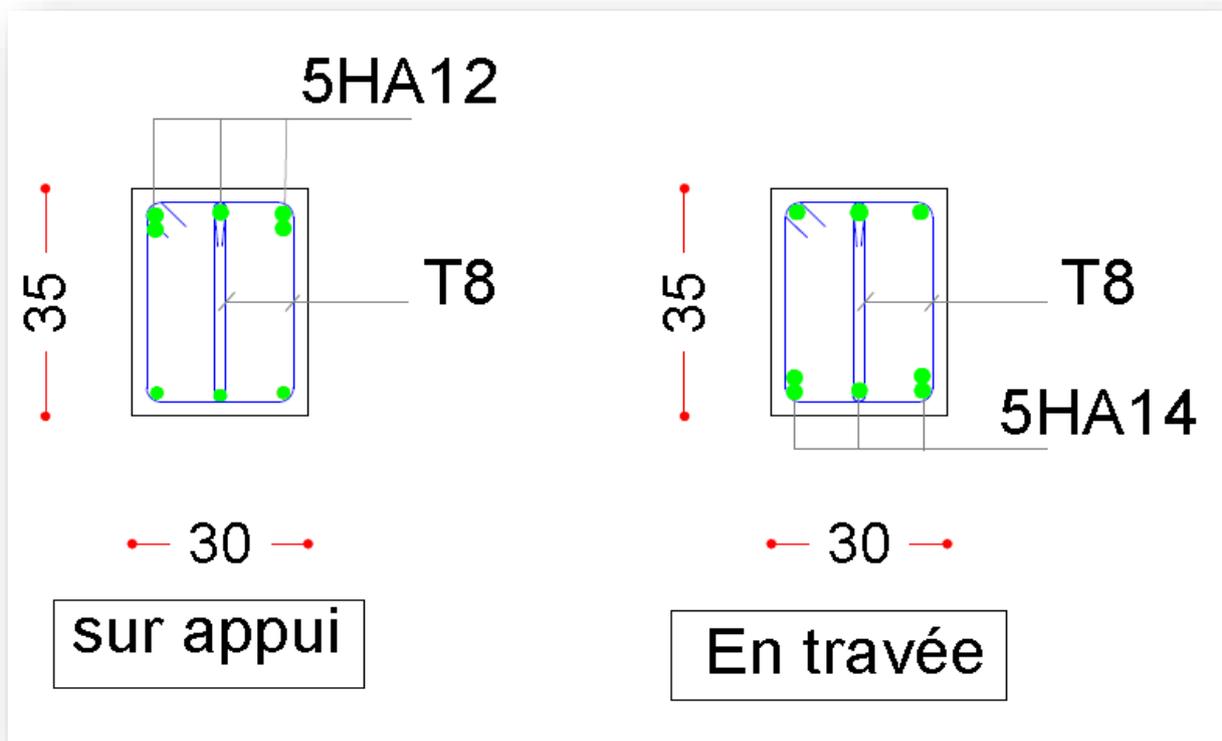


Figure IV.5 : Ferrailage de la poutre palière

IV.3.LES BALCONS

Le balcon est une dalle pleine qui est supposée de plaque horizontale mince en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui est comprise entre 8 et 15 cm. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions. Il est calculé comme un console et ferrillée en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q.

IV.3.1.Evaluation des charges:

- Poids propre : $G = 0.639 \text{ /ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 0.350\text{tf/ml}$.
- Force concentrée due aux poids de mur : $P = 0.748\text{tf /m}$
- Mur extérieur: $G= 2.76\text{kN/m}^2$
- Hauteur du mur: $h= 3.06-0.35 =2.71\text{m}$
 $P = 2.71 \times 2.76 = 7.48\text{kN}$

IV.3.2 .Combinaisons des charges :

1/ ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q = (1.35 \times 0.639) + (1.5 \times 0.350) = 1.388\text{tf/ml}$$

$$P_u = 1.35 p = 1.35 \times 0.748 = 1.0098\text{tf/ml}$$

2/ ELS:

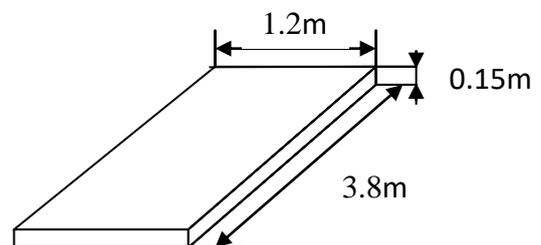
$$q_s = G + Q = 0.639 + 0.350 = 0.989\text{tf/ml}$$

$$P_u = p = 0.748\text{tf/ml}$$

$L_x = 1.2$ la petite porté

$L_y = 3.8$ la grande porté

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.2}{3.8} = 0.31 < 0.4 \text{ la dalle portant dans un seul sens } \longrightarrow \text{ console}$$



IV.3.3 .Calcul des moments et efforts tranchants :

$$M_U = \frac{q_u \cdot l^2}{2} + P_u \cdot l$$

$$M_U = \frac{1.388 \times (1.2)^2}{2} + (1.0098 \times 1.2) = 2.21 \text{ t.m}$$

$$M_S = \frac{q_s \cdot l^2}{2} + P_s \cdot l$$

$$M_S = \frac{0.989 \times (1.2)^2}{2} + 0.748 \times 1.2 = 1.61 \text{ t.m}$$

$$T_u = (q_u \cdot l) + 1.35 p = (1.388 \times 1.2) + (1.35 \times 1.0098) = 3.03 \text{ t}$$

$$T_s = (q_s \cdot l) + p = (0.989 \times 1.2) + 1.0098 = 2.20 \text{ t}$$

IV.3.4 .Calcul de ferrailage :

A/ELU : $M_u = 2.21 \text{ t.m}$

On prend :

$$b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad h = 15 \text{ cm} \quad ; \quad d = 15 - 3 = 12 \text{ cm} \quad ; \quad c = 3 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2.21 \times 10^5}{142 \cdot 100 \cdot 12^2} = 0.108$$

$$\mu = 0.108 < \mu_R = 0.392 \dots \dots \dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.108)}}{0.8} = 0.143$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 12 (1 - 0.4(0.143)) = 11.31$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{2.21 \times 10^5}{11.31 \times 3480} = 5.61 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc on adopte: } 6 \text{ HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : BAEL 91 (ART –A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2 < A_s = 6.79 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte : } A_r = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures :**

a/ Armature longitudinal :

$$S_l \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 15 ; 33 \text{ cm}) = \min (45 ; 33) \text{ cm}$$
$$S_l \leq 33 \quad \text{On adopte: } S_l = 25 \text{ cm}$$

b/ Armature de répartition :

$$S_t \leq \min (4.h ; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 15 ; 45) \text{ cm} = \min (60 ; 45) \text{ cm}$$
$$S_t \leq 45 \quad \text{on adopt: } S_t = 25 \text{ cm}$$

B/ELS: $M_s = 1.61 \text{ t.m}$

- **Profondeur de l'axe neutre :**

$$bx^2/2 + 15A_s'(x-c') - 15A_s(d-x) = 0 \quad \text{avec } (A_s' = 0)$$

$$bx^2/2 - 15A_s(d-x) = 0$$

$$50x^2 + 101.85x - 1222.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 504.79 \quad \text{d'où } x = 4.02 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = bx^3/3 + 15A_s(d-x)^2 = 100(4.02)^3/3 + 15 \times 6.79(12-4.02)^2$$

$$I = 7027.21 \text{ cm}^4$$

- **vérification des contraintes :**

-condition dans le béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} x / I_b < 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (1.61 \times 10^5 \times 4.02) / 7027.21$$

$$\sigma_{bc} = 92.10 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

-condition dans l'acier : D'après le BAEL91 :

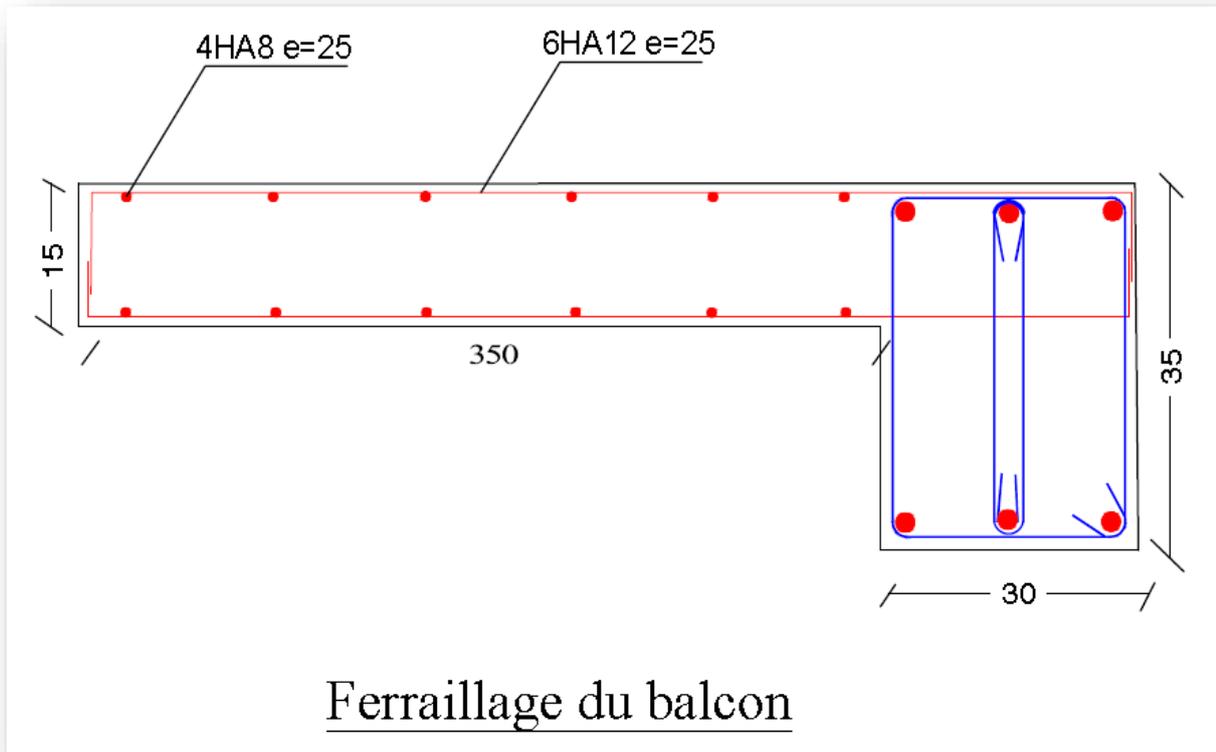
La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15M_s \max (d-x)/I = 15 \times 1.61 \times 10^5 \times (12-4.02)/7027.21 = 2742.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2742.36 \text{ kgf /cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kgf /cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

• **Schéma ferrailage du balcon :**



Ferrailage du balcon

Figure IV.6: Ferrailage du balcon

∞ IV.4.L'ACROTÈRE ∞

IV.4.1.L'acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

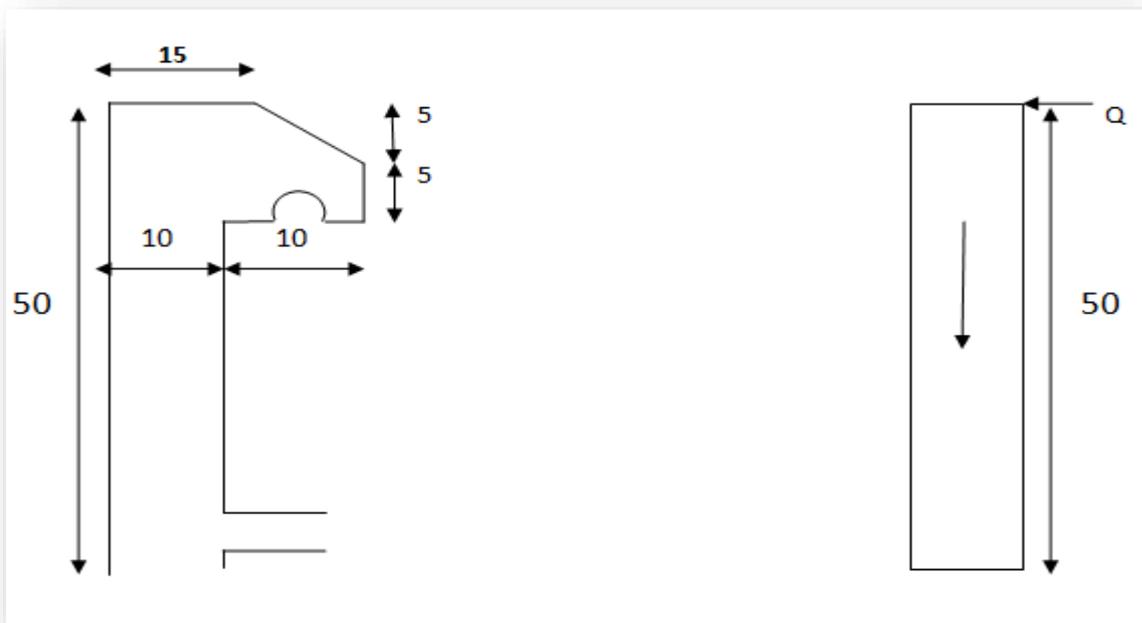
L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale.

Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.

IL a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde corps.
- Entretien des façades.



-Poids propre de l'acrotère : $G = 0.1483t/ml.$

-Surcharge de l'acrotère : $Q = 0.1\text{tf/ml}$.

IV.4.2.principe de calcul :

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS

- **Effort normale et moment de flexion à l'ELU :**

$$N_u = 1,35 N_G = 1,35 \times 0.1483 = 0.200\text{tf/ml}$$

$$M_Q = Q \cdot h = 0.1 \times 0.5 = 0.05\text{tf/ml}$$

$$M_u = 1.5 \cdot M_Q = 1.5 \times 0.05 = 0.075\text{tf/ml}$$

- **Effort normale et moment de flexion à l'ELS :**

$$N_s = G = 0.1483 \text{ t f/ml}$$

$$M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0.05\text{tf/ml}$$

- **Effort tranchant à l'ELS et l'ELU :**

$$T_u = 1.5 T_Q = 1.5 \cdot 0.1 = 0.15\text{tf}$$

$$T_s = T_Q = 0.1 = 0.1\text{tf}$$

IV.4.3.Ferraillage :

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

C : centre de poussée

e : excentricité

1/ vérification à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.075}{0.200} = 0.375 \text{ m} = 37.5 \text{ cm}$$

$$e = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2$$

$e_u = 37.5 > e=2$: le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section

limitée par les armatures, et l'effort normale (N) est un effort de compression,

donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculer en flexion simple

sous l'effet d'un moment fictif M_{ua}

$$M_{ua} = M_u + (N_u \cdot e) = 0.075 + (0.200 \times 0.02) = 0.079 \text{ tf/ml}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.079 \times 10^5}{142 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0.011$$

$$\mu = 0.011 < \mu_R = 0.392 \dots \dots \dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.011)}}{0.8} = 0.014$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 7(1 - 0.4(0.014)) = 6.96$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{0.075 \times 10^5}{6.96 \times 3480} = 0.31 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 6 HA 8 = 3.02 cm²

• **Condition de non fragilité :** BAEL 91 (ART – A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2 < A_s = 3.02 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

1/ vérification à l'ELS :

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

$$N_s = 0.1483 \text{ tf/ml} \quad ; \quad M_s = 0.05 \text{ tf/ml}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.05}{0.1483} = 0.34 \text{ m} = 34 \text{ cm}$$

$e_s = 34 > 3$ la section est partiellement comprimée

$$A_s = 3.02 \text{ cm}^2$$

Profondeur de l'axe neutre :

$$bx^2/2 + 15A_s'(x-c') - 15A_s(d-x) = 0 \quad \text{avec } (A_s' = 0)$$

$$bx^2/2 - 15A_s(d-x) = 0$$

$$100x^2/2 - 15 \times 3.02(7-x) = 0$$

$$50x^2 + 45.3x - 317.1 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 255.87 \quad \text{d'où } x = 2.10 \text{ m}$$

Moment d'inertie:

$$I = bx^3 / 3 + 15A_s (d-x)^2 = 100(2.10)^3 / 3 + 15 \times 3.02 (7-2.10)^2$$

$$I = 1396.353 \text{ cm}^4$$

• vérification des contraintes :

-condition dans le béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} x / I_b < 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (0.05 \times 10^5 \times 2.10) / 1396.353$$

$$\sigma_{bc} = 7.52 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

-condition dans l'acier :

D'après le BAEL91 :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_{te}; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_s \max (d-x) / I = 15 \times 0.05 \times 10^5 \times (7-2.10) / 1396.353 = 263.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 263.18 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kgf/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.02}{4} = 0.75 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$\Rightarrow A_r = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification de l'acrotère au séisme:

D'après le RPA 99V2003 (article 6.2.3) les éléments structuraux doivent être calculés sous l'action des forces suivantes suivant la forme suivante :

$$F_p = \max (F_p, F_q)$$

Avec :

WP : poids de l'acrotère $G = 148.3 \text{ kgf/ml}$

A : coefficient d'accélération de zone. ($A = 0.15$)

Cp : facteur de force horizontale variante entre 0.3 et 0.8 on prend $C_p = 0.8$

F_q : la poussée horizontale $F_q = 100\text{kg/ml}$

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 148.3 = 71.184\text{kgf/ml}$$

$F_p = 71.184\text{kgf/ml} < F_q = 100\text{kg/ml}$ Verifier

Ferraillage de l'acrotère :

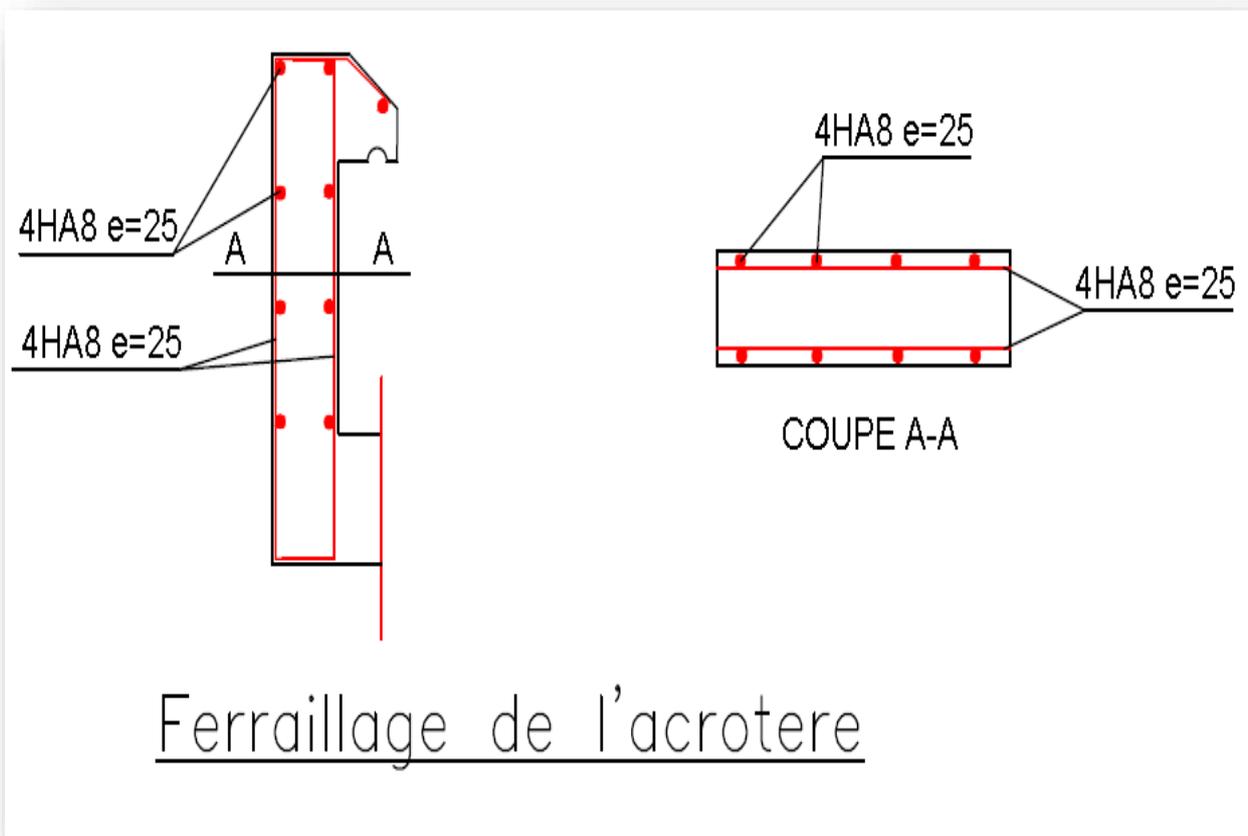


Figure IV.7: Ferraillage de l'acrotère

A decorative graphic of a scroll with a grey shadow, framing the text. The scroll is open at the top and bottom, with the top edge curving to the right and the bottom edge curving to the left.

CHAPITRE V

ETUDE

DES PLANCHERS

V.ETUDE DES PLANCHERS

V.1.INTRODUCTION :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux

A/ définition :

Le plancher est un élément horizontal séparant deux niveaux successifs. Il peut être exécuté en bois, acier ou en béton armé.

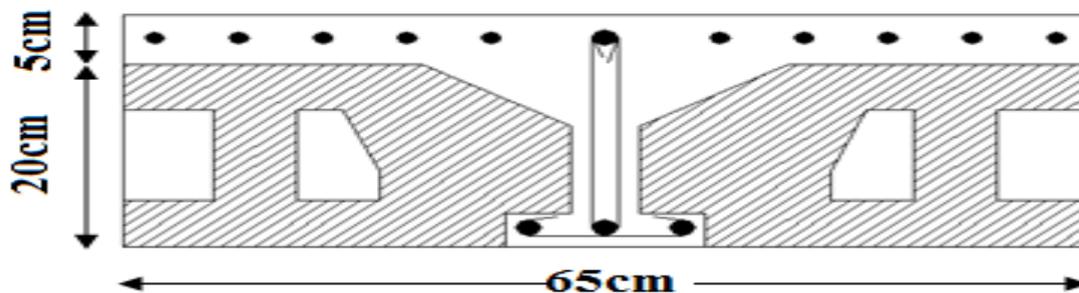


Figure V.1 : Coupe du plancher du corps creux

B/fonction principale :

- Porter les charges des structures
- Assurer l'isolation thermique et phonétique entre les différents niveaux
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux

C/différents type de plancher :

➤ Plancher terrasse :

Le plancher terrasse constitue la couverture du bâtiment. Il est soumis à des contraintes différentes de celles des plancher courant, il doit assurer l'étanchéité d'eau (pluie, neige)

- Comporte une isolation thermique.
- Empêche les pertes thermiques et les condensations dans les logements situés en dessous.

➤ **Plancher étage courant**

Il peut être de forme de corps creux ou bien en béton armé (dalle pleine)
D/ réalisation du plancher :

Dans notre projet, les plancher terrasse et les plancher des étages courants et les plancher RDC seront présentés sous forme de corps creux d'une hauteur de $H=20\text{cm}$.

-16 cm pour la hauteur de l'hourdis.

-4 cm pour l'épaisseur de la dalle de compression.

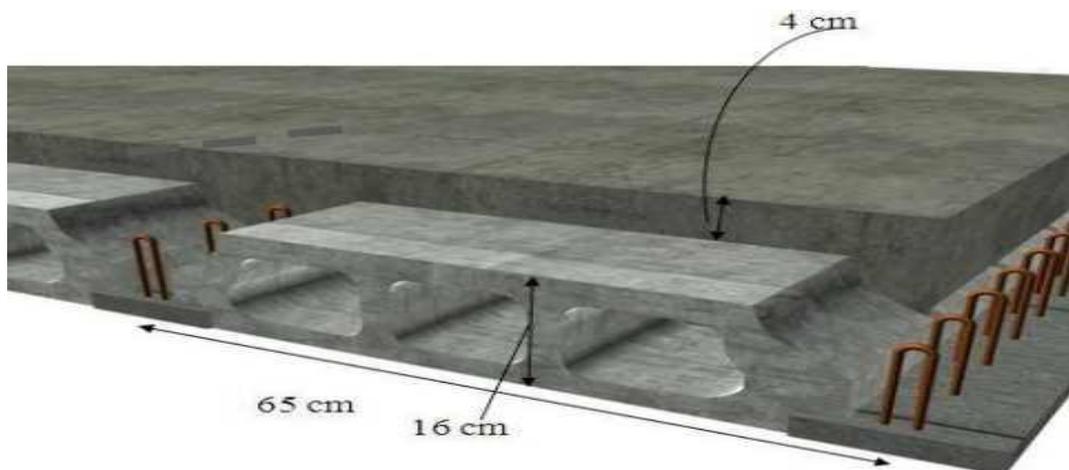


Figure V.2 : Epaisseur de la plancher (corps creux + dalle de compression)

- la surcharge d'exploitation du plancher terrasse égale à 100kgf/m^2 , car la terrasse est inaccessible et 400kgf/m^2 pour le RDC.

Pour le sous sols présenté sous forme de béton armé (dalle pleine).

Dans notre projet, nous avons choisi le plancher à corps creux pour les raisons suivantes

- absence de la charge concentrée importante sur le plancher.
- exécution simple
- très économique
- plus léger que la dalle pleine.
- bonne isolation phonétique et thermique.

Et nous avons choisi le plancher aussi à dalle pleine pour les raisons suivantes :

- le temps de réalisation est plus rapide.
- l'importance des sous sols (parking – commerce)

E/Méthodes de calcul des moments :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

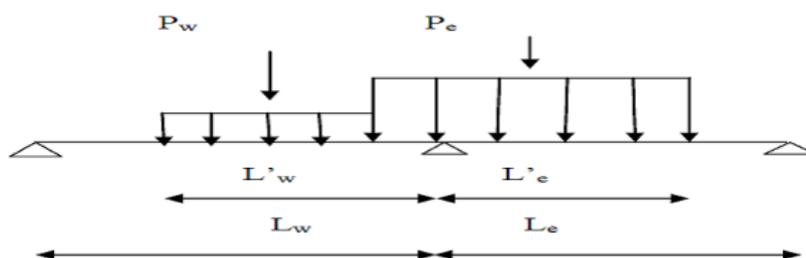
Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.**
- Méthode de Caquot.**

E.1.Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.



E.1.1-Exposé de la méthode :

- **Moment sur appuis :**

$$M_a = -0.2M_0 \dots\dots\dots \text{ appuis de rive}$$

$$M_a = -\frac{p_w(L_w)^3 + p_e(L_e)^3}{8.5(L_w + L_e)} \dots\dots\dots \text{ appuis intermédiaire}$$

Avec : $M_0 = Q_U L^2 / 8$

- **Moment en travée :**

$$M_a = \frac{(Q_U L) X}{2} - \frac{Q_U X^2}{2} + M_w + \left[\left(\frac{M_e + M_w}{L} \right) \right] X$$

Avec :

M_t : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(M_w ; M_e) : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

p_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

p_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives " L'_w " à gauche et " L'_e " à droite, avec :

$L' = L \dots\dots\dots$ pour une travée de rive

$L' = 0,8L \dots\dots\dots$ pour une travée intermédiaire

Où " L " représente la portée de la travée libre.

- **Effort tranchant :** $T(x) = \frac{dM}{dx}$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré

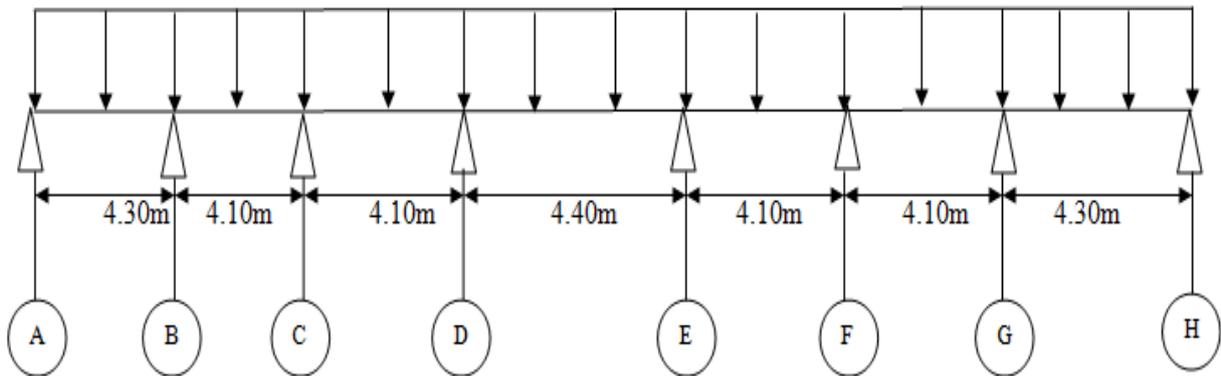
E1.2-Les différents types des poutrelles :

On remarque qu'on le même type pour plancher terrasse et étage courant

Les travées entre nus :

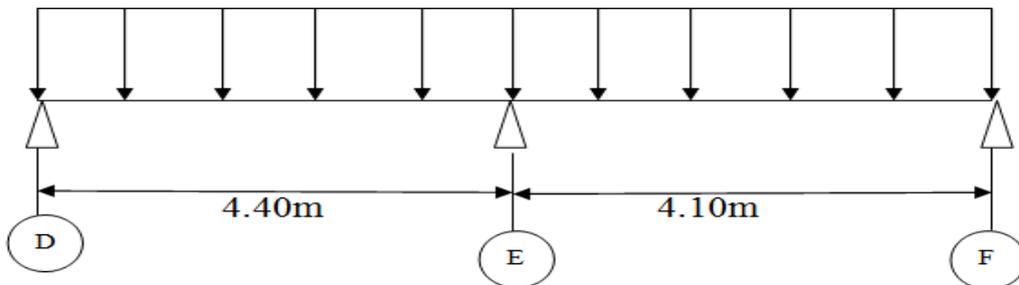
Type1 :7travée :

Schéma statique de calcul :



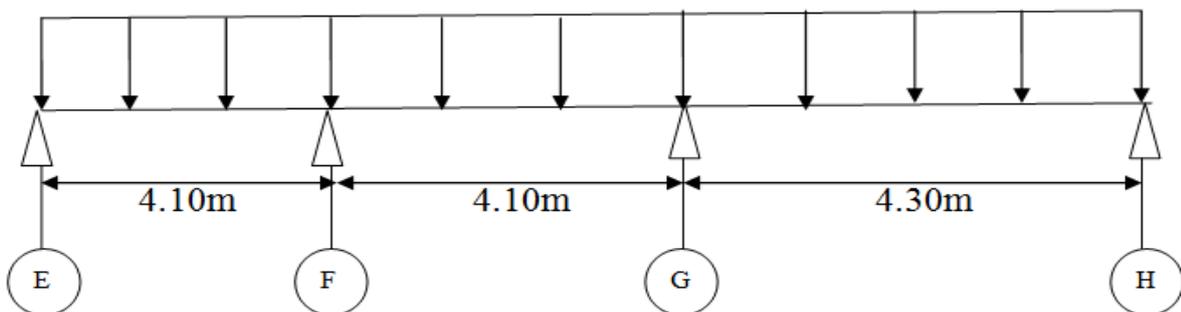
Type2 : 2travée :

Schéma statique de calcul :



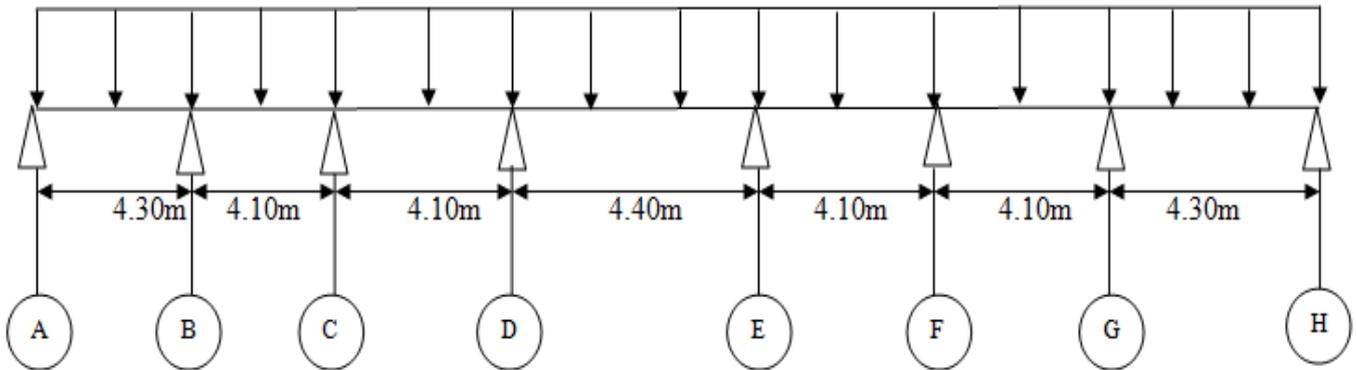
Type 3 :3Travée :

Schéma statique de calcul :



V.2.Plancher Terrasse (corps creux) :

A)-Type1 : $G=571\text{kg/m}^2$ $Q=100\text{kg/m}^2$



➤ **Calcul des moments :**

• **À l'ELU :**

$$Q_U = 0.65 (1.35G + 1.5Q) = 0.65 (1.35 \times 0.571 + 1.5 \times 0.1)$$

$$Q_U = 0.598 \text{ t/m}$$

➤ **Moment en Appui :**

✓ **Appui de rive :**

$$Q_U = 0.598 \text{ t/m}$$

Appui de rive A :

$$M_0 = Q_U L^2 / 8$$

$$M_1 = (-0.2M_0) = -0.2(Q_U L^2) / 8 = (-0.2)(0.598)(4.30)^2 / 8$$

$$M_1 = -0.276 \text{ t.m}$$

Appui de rive	M_0 (t.m)	$M_a = -0.2 M_0$ (t.m)
1	1.382	-0.276
8	1.382	-0.276

✓ **Appui intermédiaire :**

Appui B (intermédiaire) :

$$M_2 = - \frac{Q_U(L_w)^3 + (0.8L_e)^3}{8.5(L_w + 0.8L_e)} = - \frac{0.598(4.30)^3 + (0.8 \times 4.10)^3}{8.5(4.30 + 0.8(4.10))} = -1.065 \text{ t.m}$$

Appui D'intermédiaire	L _w	L _e	P _w	P _e	M _a
2	4.30	4.10	0.598	0.598	-1.065
3	4.10	4.10	0.598	0.598	-0.757
4	4.10	4.40	0.598	0.598	-0.816
5	4.40	4.10	0.598	0.598	-0.816
6	4.10	4.10	0.598	0.598	-0.757
7	4.10	4.30	0.598	0.598	-1.065

➤ **Moment en travée :**

$$Q_U = 0.65 (1.35G + 1.5Q) = 0.65 (1.35 \times 0.571 + 1.5 \times 0.1)$$

$$Q_U = 0.598 \text{ t/m}$$

travée 1 – 2: (De rive) :

$$M_{1-2} = \frac{(Q_U L) X}{2} - \frac{Q_U X^2}{2} + M_w + \left[\frac{M_e + M_w}{L} \right] X$$

$$M_{1-2} = \frac{0.598(4.30)X}{2} - \frac{0.598X^2}{2} - 0.276 + \left[\frac{-1.065 + 0.276}{4.30} \right] X$$

$$M_{1-2} = -0.299X^2 + 1.103X - 0.276$$

$$T_{1-2} = -0.598X + 1.103$$

$$T_{1-2} = 0 ; \rightarrow X = 1.84 \text{ m}$$

$$M_t = -0.299(1.84)^2 + 1.103(1.84) - 0.276$$

$$M_t = 0.740 \text{ t.m}$$

➤ **Les efforts tranchant:**

$$T_{1-2} = -0.598X + 1.103$$

$$X=0\text{m} \quad \longrightarrow \quad T_w=1.103\text{t}$$

$$X=4.30\text{m} \quad \longrightarrow \quad T_e = -1.468\text{t}$$

➤ **Récapitulatif des moments et des efforts tranchants dans un tableau :**

Moment En travée	$M_w(\text{t. m})$	$M_e(\text{t. m})$	$Q_u(\text{t/m}^2)$	L(m)	X(m)	$M_t(\text{t. m})$
1-2	-0.276	-1.065	0.598	4.30	1.84	0.740
2-3	-1.065	-0.757	0.598	4.10	2.175	0.351
3-4	-0.757	-0.816	0.598	4.10	2.03	0.471
4-5	-0.816	-0.816	0.598	4.40	2.20	0.632
5-6	-0.816	-0.757	0.598	4.10	2.07	0.471
6-7	-0.757	-1.065	0.598	4.10	1.925	0.351
7-8	-1.065	-0.276	0.598	4.30	2.456	0.740

Travée	$Q_u(\text{t/m})$	L(m)	T(X=0)	T(X=L)
1-2	0.598	4.30	1.103	-1.468
2-3	0.598	4.10	1.301	-1.151
3-4	0.598	4.10	1.212	-1.240
4-5	0.598	4.40	1.316	-1.315
5-6	0.598	4.10	1.240	-1.211
6-7	0.598	4.10	1.151	-1.301
7-8	0.598	4.30	1.469	-1.1024

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

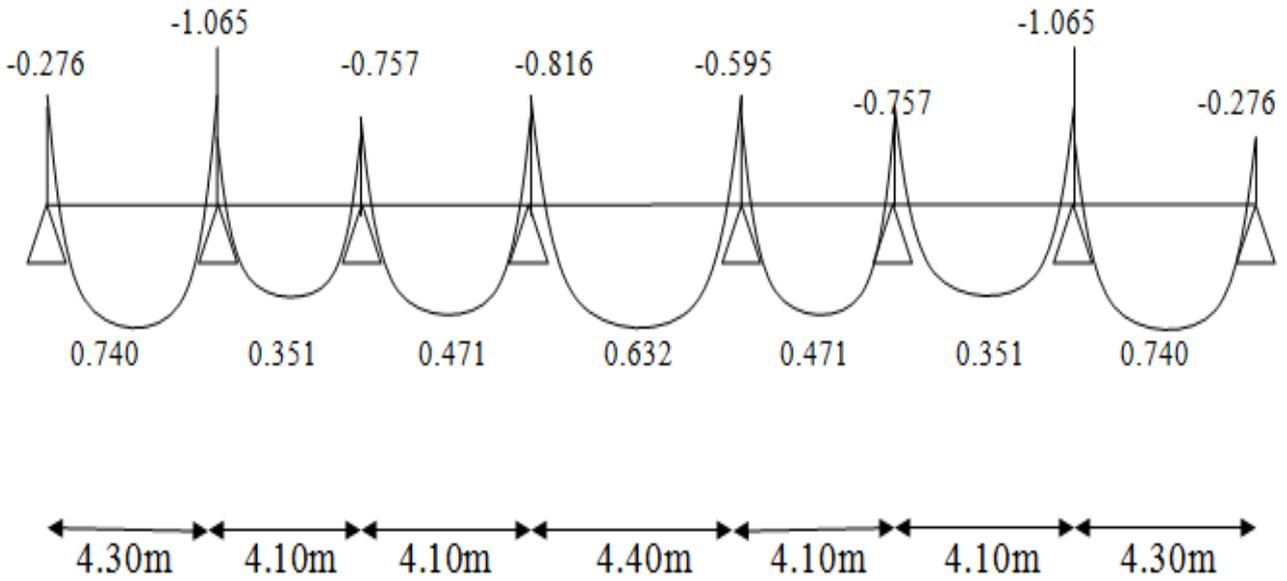


Diagramme des moments à L'ELU

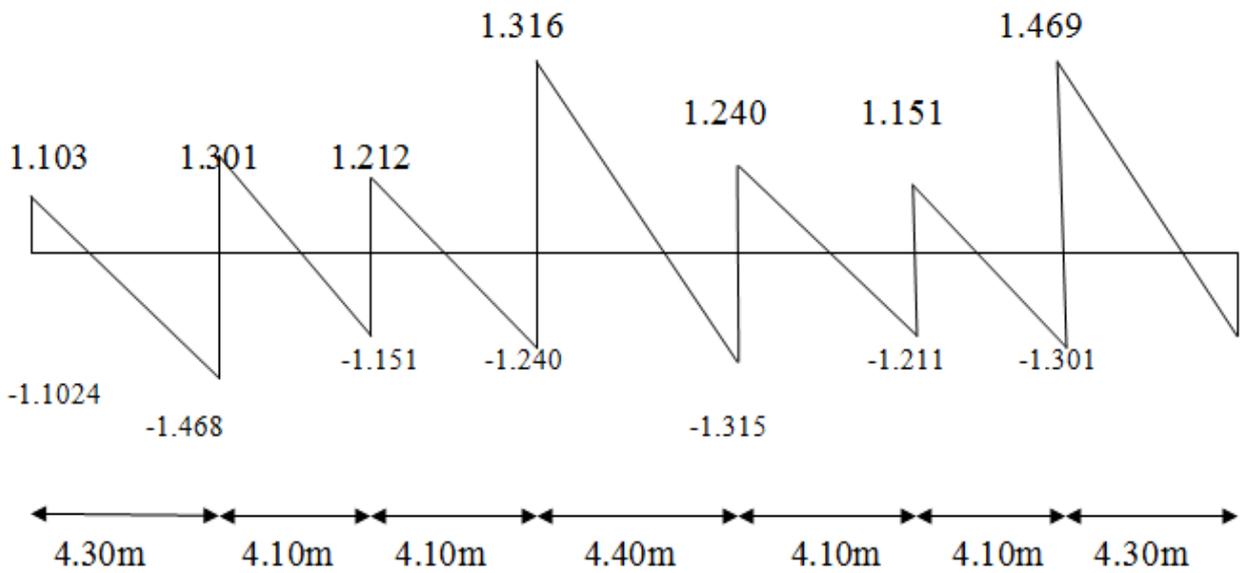


Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

• À l'ELS :

$$Q_S = 0.65 (G+Q) = 0.65 (0.571+0.1)$$

$$Q_S = 0.436 \text{ t/m}$$

1/ Moment en Appui :

✓ Appui de rive :

$$Q_S = 0.436 \text{ t/m}$$

Appui de rive A:

$$M_0 = Q_S L^2 / 8$$

$$M_1 = (-0.2M_0) = -0.2(Q_S L^2) / 8 = (-0.2)(0.436)(4.30)^2 / 8$$

$$M_1 = -0.201 \text{ t.m}$$

Appui de rive H:

$$M_8 = (-0.2M_0) = -0.2(Q_S L^2) / 8 = (-0.2)(0.436)(4.30)^2 / 8$$

$$M_8 = -0.201 \text{ t.m}$$

Appui de rive	M_0 (t.m)	$M_a = -0.2 M_0$ (t.m)
1	1.008	-0.201
8	1.008	-0.201

✓ Appui intermédiaire :

Appui D'intermédiaire	L_w	L_e	P_w	P_e	M_a
2	4.30	4.10	0.436	0.436	-0.777
3	4.10	4.10	0.436	0.436	-0.552
4	4.10	4.40	0.436	0.436	-0.595
5	4.40	4.10	0.436	0.436	-0.595
6	4.10	4.10	0.436	0.436	-0.552
7	4.10	4.30	0.436	0.436	-0.777

-Appui B (intermédiaire) :

$$M_2 = - \frac{Q_S(L_w)^3 + (0.8L_e)^3}{8.5(L_w + 0.8L_e)} = - \frac{0.436(4.30)^3 + (0.8 \times 4.10)^3}{8.5(4.30 + 0.8(4.10))} = -0.777 \text{ t.m}$$

2/ Moment en travée :

$$Q_S = 0.65 (G+Q) = 0.65 (0.571 + 0.1)$$

$$Q_S = 0.436 \text{ t/m}$$

travée 1 – 2: (rive):

$$M_{1-2} = \frac{Q_S L X}{2} - \frac{Q_S X^2}{2} + M_w + \left[\left(\frac{M_e + M_w}{L} \right) \right] X$$

$$M_{1-2} = \frac{0.436(4.30)X}{2} - \frac{0.436X^2}{2} - 0.201 + \left[\left(\frac{-0.777 + 0.201}{4.30} \right) \right] X$$

$$M_{1-2} = -0.218x^2 + 0.803x - 0.201$$

$$T_{1-2} = -0.436x + 0.803$$

$$T_{1-2} = 0 ; \rightarrow X = 1.84 \text{ m}$$

$$M_t = -0.218(1.84)^2 + 0.803(1.84) - 0.201$$

$$M_t = 0.538 \text{ t. m}$$

➤ Les efforts tranchant:

$$T_{1-2} = -0.598x + 1.103$$

$$X = 0 \text{ m} \quad \longrightarrow T_w = 0.803 \text{ t}$$

$$X = 4.30 \text{ m} \quad \longrightarrow T_e = -1.072 \text{ t}$$

➤ Récapitulatif des moments et des efforts tranchants dans un tableau :

Moment En travée	$M_w(t.m)$	$M_e(t.m)$	$Q_s(t/m)$	L(m)	X(m)	$M_t(t.m)$
1-2	-0.201	-0.777	0.436	4.30	1.84	0.538
2-3	-0.777	-0.552	0.436	4.10	2.18	0.256
3-4	-0.552	-0.595	0.436	4.10	2.03	0.342
4-5	-0.595	-0.595	0.436	4.40	2.20	0.460
5-6	-0.595	-0.552	0.436	4.10	2.07	0.342
6-7	-0.552	-0.777	0.436	4.10	1.92	0.256
7-8	-0.777	-0.201	0.436	4.30	2.46	0.538

Travée	$Q_s(t/m)$	L(m)	T(X=0)	T(X=L)
1-2	0.436	4.30	0.803	-1.072
2-3	0.436	4.10	0.949	-0.839
3-4	0.436	4.10	0.884	-0.904
4-5	0.436	4.40	0.959	-0.959
5-6	0.436	4.10	0.904	-0.903
6-7	0.436	4.10	0.839	-0.898
7-8	0.436	4.30	1.071	-0.804

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

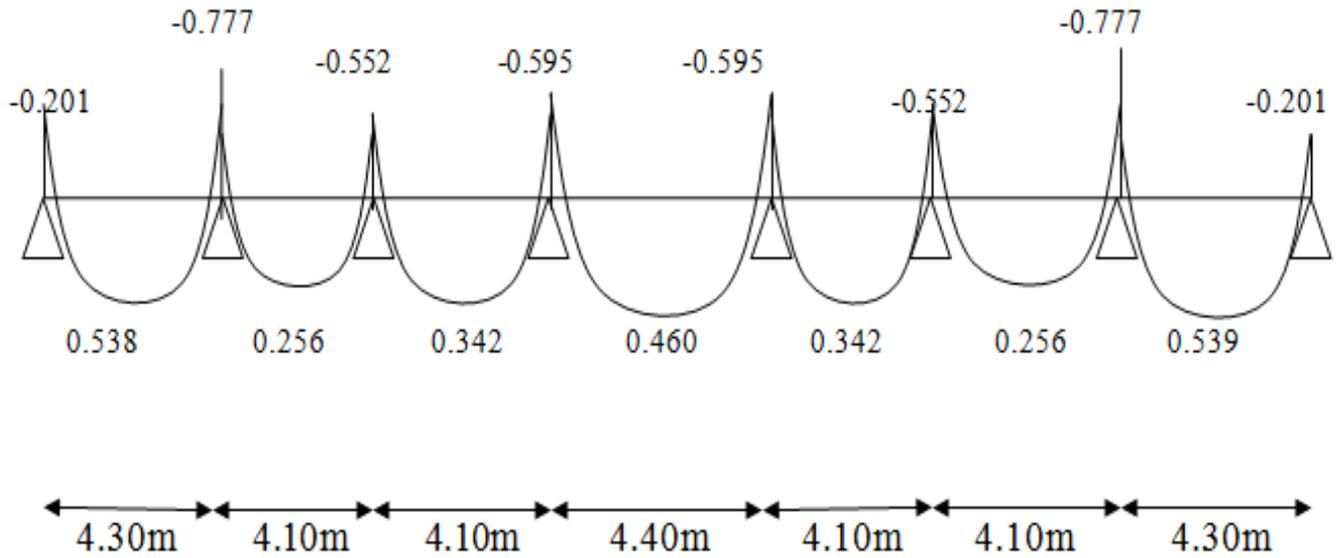


Diagramme des moments à L'ELU

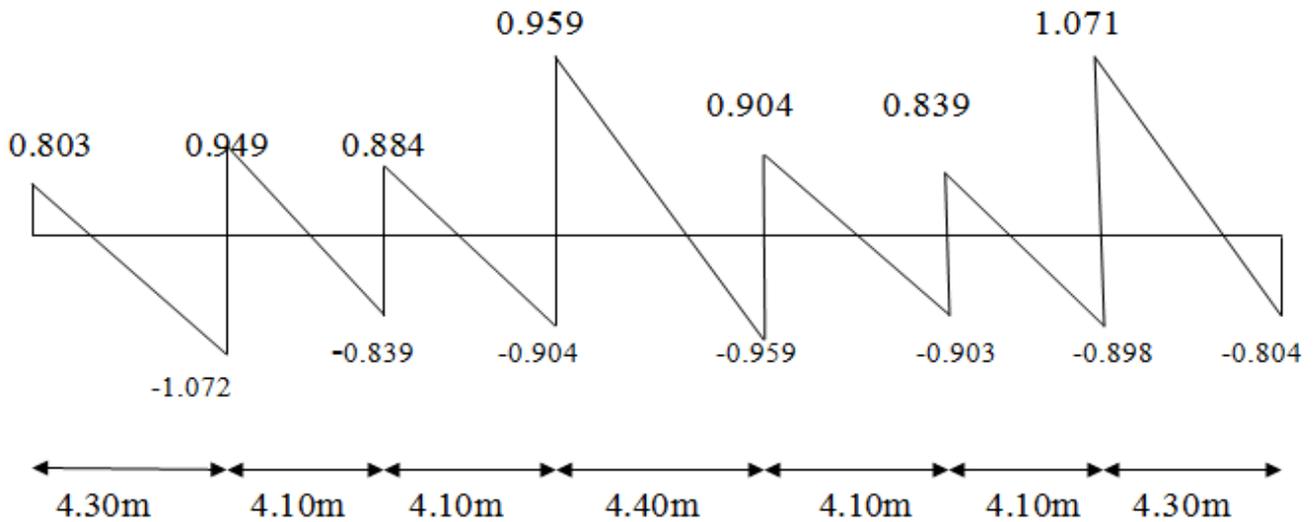


Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

➤ **Ferraillage des poutrelles :**

• **Les données :**

b=65cm largeur de la table

h=20cm hauteur totale de la section

b₀=12cm largeur de l'âme

h₀ =4cm hauteur de la table de compression

Enrobages des armatures c=c'= 3cm → d=17cm

Fc28=25MPA; FeE400 , σ_b=14.20MPA ; σ_s=348MPA

M_t max=0.740t .m

M_a max=-1.065t .m

T max =1.468t

➤ **Vérification à l'ELU :**

1/ En travée : M_t max=0.740t .m

$$M_{TAB} = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h_0 / 2) = 0.65 \times 0.04 \times 1420 \times (0.17 - 0.02) = 5.54 \text{ t.m}$$

M_t max=0.740 t .m < 5.54 t. mvérifier

Nous avons M_U < M_{TAB} donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire (b x h) en flexion simple (b x h) = (65x20) cm²

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.740 \times 10^5}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0.028$$

$$\mu = 0.028 < \mu_R = 0.392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.028)}}{0.8} = 0.035$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 17(1 - 0.4(0.035)) = 16.762$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_b} = \frac{0.740 \times 10^5}{16.762 \times 3480} = 1.27 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2HA12=2.26cm²

• **Condition de non fragilité :**

Dans toute poutre soumise à la flexion simple ou composée et comportant une zone tendue, les armatures longitudinales de traction doivent avoir une section au moins égale à :

$$A_s > A_{min}$$

$$A_{min} \geq 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 * 65 * 17 * \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.33 \text{ cm}^2 < A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

2/ En appuis : **Ma max = -1.065 t.m**

La table est tendue elle est négligée et la section à étudier est une section rectangulaire ($b_0 * x_h$)

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{1.065 * 10^5}{\sigma_b * b * d^2} = 0.216$$

$$\mu = 0.216 < \mu_R = 0.392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.216)}}{0.8} = 0.308$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 17 (1 - 0.4(0.308)) = 14.90$$

$$A_s = \frac{M_a}{z * \sigma_b} = \frac{1.065 * 10^5}{14.90 * 3480} = 2.053 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2HA12 = 2.26 cm²

• **Condition de non fragilité :**

Dans toute poutre soumise à la flexion simple ou composée et comportant une zone tendue, les armatures longitudinales de traction doivent avoir une section au moins égale à :

$$A_s > A_{min}$$

$$A_{min} \geq 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 * 65 * 17 * \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.33 \text{ cm}^2 < A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

1/ En travée : Mt max=0.538t .m

• **Profondeur de l'axe neutre :**

$$bx^2 / 2 + 15As'(x-c') - 15As (d-x) = 0 \quad \text{avec } (As'=0)$$

$$bx^2 / 2 + -15As (d-x) = 0$$

$$65x^2 / 2 + -15x2.26 (17-x) = 0$$

$$32.5x^2 + 33.9x - 576.3 = 0$$

$$\Delta = 76068.21$$

$$\sqrt{\Delta} = 275.80 \quad \text{d'où } x = +3.72m$$

• **moment d'inertie :**

$$I = bx^3 / 3 + 15As (d-x)^2 = 65(3.72)^3 / 3 + 15x2.26 (17-3.72)^2$$

$$I = 7093.92cm^4$$

• **vérification des contraintes :**

-condition dans le béton :

$$\sigma_{bc} = Mt \text{ ser } x / I_b < 0.6 * f_c / 28$$

$$\sigma_{bc} = (0.538x10^5x3.72) / 7093.92$$

$$\sigma_{bc} = 28.21kg/cm^2 < \sigma_{bc} = 0.6x25 = 15MPa = 150kg/cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

-condition dans l'acier : D'après le BAEL91 :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_s' = \min [2/3f_e; 110\sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202MPa = 2020kg /cm^2$$

$$\sigma_s = 15Mt \text{ max } (d-x) / I = 15x0.538x10^5x (17-3.72) / 7093.92 = 1510.72kg/cm^2$$

$$\sigma_s = 1510.72kg/cm^2 < \sigma_s' = 2020kg /cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

2/ En appuis : Ma max=0 .777t .m

• **Profondeur de l'axe neutre :**

$$bx^2 / 2 + 15As'(x-c') - 15As (d-x) = 0 \quad \text{avec } (As'=0)$$

$$bx^2 / 2 + -15As (d-x) = 0$$

$$65x^2 / 2 + -15x2.26 (17-x) = 0$$

$$32.5x^2 + 33.9x - 576.3 = 0$$

$$\Delta=76068.21$$

$$\sqrt{\Delta}=275.80 \quad \text{d'où } x= 3.72\text{m}$$

• **moment d'inertie :**

$$I=bx^3 /3+15As (d-x)^2=65(3.72)^3/3 +15x2.26 (17-3.72)^2$$

$$I=7093.92\text{cm}^4$$

• **vérification des contraintes :**

-condition dans le béton :

$$\sigma_{bc}=Ma \max x/I_b < 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (0.777 \times 10^5 \times 3.72) / 7093.92$$

$$\sigma_{bc} = 40.75 \text{kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} = 150 \text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

-condition dans l'acier :

D'après le BAEL91 :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{MPa} = 2020 \text{kg /cm}^2$$

$$\sigma_s = 15Ma \max (d-x)/I = 15 \times 0.777 \times 10^5 \times (17-3.72) / 7093.92 = 2181.84 \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2181.84 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{kg /cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :** (art .A.5,1.1/BAEL 91)

$$T_u \max = 1.468t$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b_0 * d} = \frac{1.468 \times 10^3}{12 \times 17} = 7.20 \text{kg/cm}^2$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min [0.15 f_{c28} / 1.5 ; 4 \text{ MPA}] = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 7.20 \text{kg/cm}^2 = 0.720 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

• **Calcul des Armatures transversale :**

✓ **Diamètre :**

$$\varphi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_1\right) = \min(20 / 35; 12 / 10) \text{ cm} = 0.57 \text{ cm} = 5.70 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{2 * \pi * \varphi_t}{4} = \frac{2 * 3.14 * 0.57}{4} = 0.89 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$\Rightarrow A_t = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2 \quad (\text{1 cadre et 1 pingle})$$

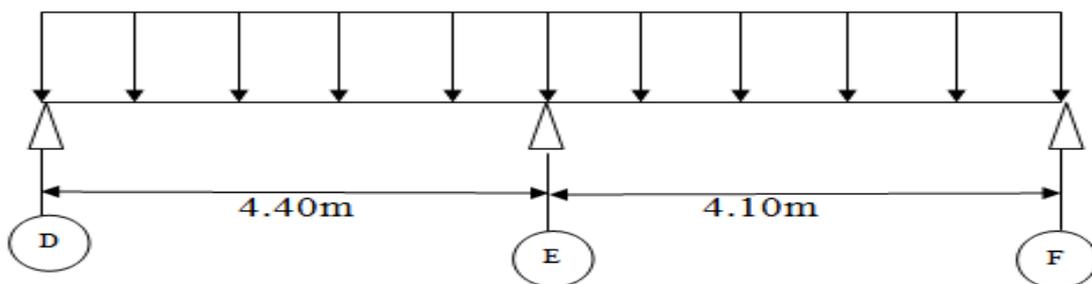
✓ Espacement :

$$S_t \leq \min(0, 9.d; 40\text{cm}) = \min(0, 9 * 17; 40\text{cm}) = 15.3\text{cm}$$

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

B)-Type2 : 2travée :

Schéma statique de calcul :



➤ Calcul des moments :

• À l'ELU :

$$Q_U = 0.65 (1.35G + 1.5Q) = 0.65 (1.35 * 0.571 + 1.5 * 0.1)$$

$$Q_U = 0.598 \text{ t/m}$$

➤ Moment en Appui :

✓ Appui de rive :

$$Q_U = 0.598 \text{ t/m}$$

$$M_0 = Q_U L^2 / 8$$

-Appui de rive A :

$$M_1 = (-0.2M_0) = -0.2(Q_U L^2) / 8 = (-0.2)(0.598)(4.40)^2 / 8$$

$$M_1 = -0.289 \text{ t.m}$$

Appui de rive	M_0 (t.m)	$M_a = -0.2 M_0$ (t.m)
1	1.447	-0.289
3	1.256	-0.251

✓ **Appui E : (intermédiaire) :**

$$M_2 = -\frac{Q_U(L_w)^3 + (L_e)^3}{8.5(L_w + L_e)} = -\frac{0.598(4.40)^3 + (4.10)^3}{8.5(4.40 + 4.10)} = -1.275 \text{ t.m}$$

Appui D'intermédiaire	L_w	L_e	P_w	P_e	M_a
2	4.40	4.10	0.436	0.598	-1.275

➤ **Moment en travée :**

$$Q_U = 0.65 (1.35G + 1.5Q) = 0.65 (1.35 \times 0.571 + 1.5 \times 0.1)$$

$$Q_U = 0.598 \text{ t/m}$$

travée 1 – 2: (rive):

$$M_{1-2} = \frac{Q_U L X}{2} - \frac{Q_U X^2}{2} + M_w + \left[\left(\frac{M_e + M_w}{L} \right) \right] X$$

$$M_{1-2} = \frac{0.598(4.40)X}{2} - \frac{0.598X^2}{2} - 0.289 + \left[\left(\frac{-1.275 + 0.289}{4.40} \right) \right] X$$

$$M_{1-2} = -0.299X^2 + 1.092X - 0.289$$

$$T_{1-2} = -0.598X + 1.092$$

$$T_{1-2} = 0 ; \rightarrow X = 1.83 \text{ m}$$

$$M_t = -0.299(1.83)^2 + 1.092(1.83) - 0.289 = 0.708 \text{ t.m}$$

➤ **Les efforts tranchant:**

$$T_{1-2} = -0.598X + 1.092$$

$$X = 0 \text{ m} \quad \longrightarrow T_w = 1.092 \text{ t}$$

$$X = 4.40 \text{ m} \quad \longrightarrow T_e = -1.539 \text{ t}$$

➤ Récapitulatif des moments et des efforts tranchants dans un tableau :

Moment En travée	$M_w(t.m)$	$M_e(t.m)$	$Q_u(t/m)$	L(m)	X(m)	$M_t(t.m)$
1-2	-0.289	-1.275	0.598	4.40	1.83	0.708
2-3	-1.275	-0.251	0.598	4.10	2.47	0.546

Travée	$Q_u(t/m)$	L(m)	T(X=0)	T(X=L)
1-2	0.598	4.40	1.092	-1.539
2-3	0.598	4.10	1.476	-0.976

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

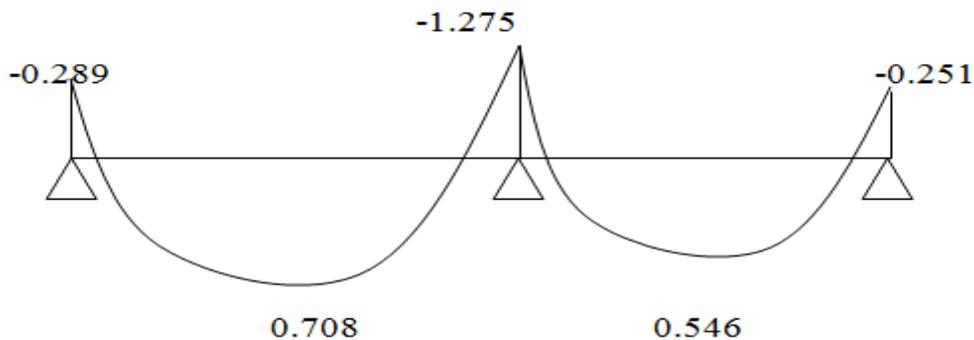


Diagramme des moments à L'.ELU

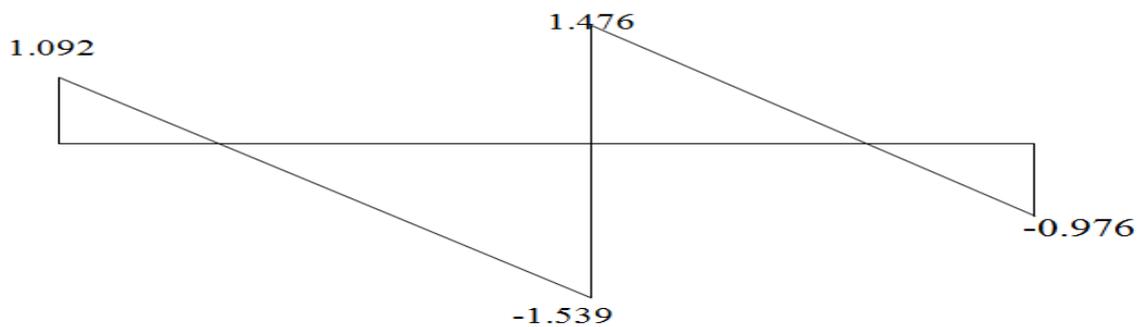


Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU

• **À l'ELS :**

$$Q_S = 0.65 (G+Q) = 0.65 (0.571+0.1)$$

$$Q_S = 0.436 \text{ t/m}$$

➤ **Moment en Appui :**

✓ **Appui de rive :**

$$Q_S = 0.436 \text{ t/m}$$

$$M_0 = Q_S L^2 / 8$$

-Appui D : (de rive) :

$$M_1 = (-0.2M_0) = -0.2(Q_S L^2) / 8 = (-0.2)(0.436)(4.40)^2 / 8$$

$$M_1 = -0.211 \text{ t.m}$$

Appui de rive	M_0 (t.m)	$M_a = -0.2 M_0$ (t.m)
1	1.055	-0.211
3	0.916	-0.183

✓ **Appui E : (intermédiaire) :**

$$M_2 = - \frac{Q_S(L_w)^3 + (L_e)^3}{8.5(L_w + L_e)} = - \frac{0.436(4.40)^3 + (4.10)^3}{8.5(4.40 + 4.10)} = -0.930 \text{ t.m}$$

Appui D'intermédiaire	L_w	L_e	P_w	P_e	M_a
2	4.40	4.10	0.436	0.436	-0.930

➤ **Moment en travée :**

$$Q_S = 0.65 (G+Q) = 0.65 (0.571+0.1)$$

$$Q_S = 0.436 \text{ t/m}$$

travée 1 – 2: (rive) :

$$M_{1-2} = \frac{Q_s L X}{2} - \frac{Q_s X^2}{2} + M_w + \left[\left(\frac{M_e + M_w}{L} \right) \right] X$$

$$M_{1-2} = \frac{0.436(4.40)X}{2} - \frac{0.436X^2}{2} - 0.211 + \left[\left(\frac{-0.930 + 0.211}{4.40} \right) \right] X$$

$$M_{1-2} = -0.218x^2 + 0.796x - 0.211$$

$$T_{1-2} = -0.436x + 0.796$$

$$T_{1-2} = 0 ; \rightarrow X = 1.83\text{m}$$

$$M_t = -0.218(1.83)^2 + 0.796(1.83) - 0.211$$

$$M_t = 0.516 \text{ t.m}$$

➤ **Les efforts tranchant:**

$$T_{1-2} = -0.598x + 1.103$$

$$X = 0\text{m} \quad \longrightarrow T_w = 0.796\text{t}$$

$$X = 4.40\text{m} \quad \longrightarrow T_e = -1.122\text{t}$$

➤ **Récapitulatif des moments et des efforts tranchants dans un tableau :**

Moment En travée	M _w (t.m)	M _e (t.m)	Q _s (t/m)	L(m)	X(m)	M _t (t.m)
1-2	-0.211	-0.930	0.436	4.40	1.83	0.516
2-3	-0.930	-0.183	0.436	4.10	2.47	0.398

Travée	Q _s (t/m)	L(m)	T(X=0)	T(X=L)
1-2	0.598	4.40	0.796	-1.122
2-3	0.598	4.10	1.076	-0.712

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

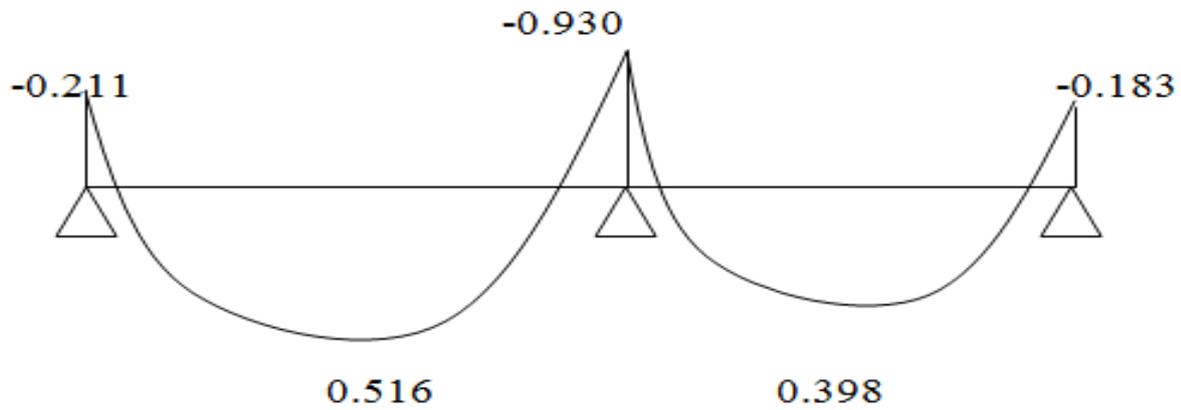


Diagramme des moments à L'.ELS

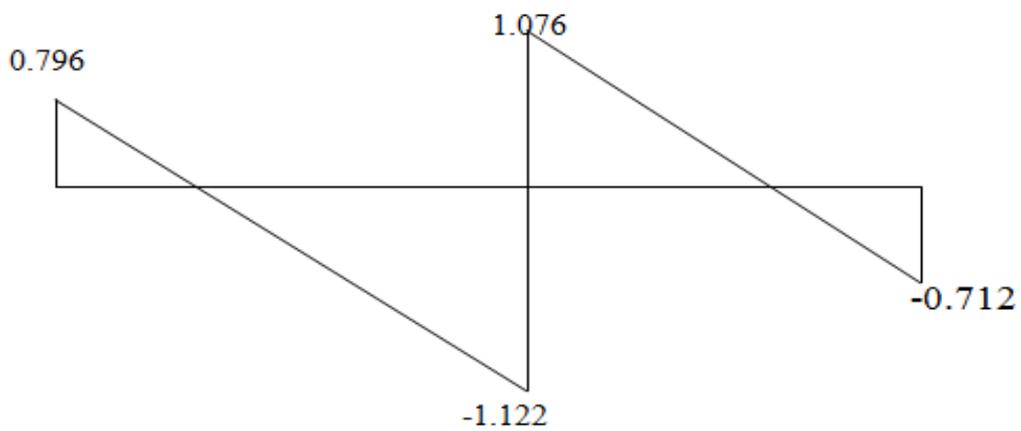
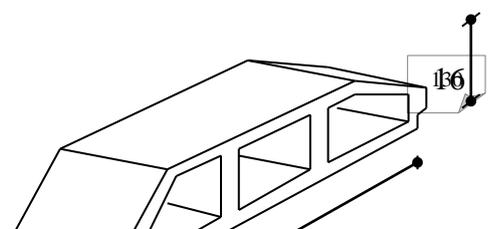


Diagramme des efforts tranchants à L'.ELS



✓ Ferraillage des poutrelles :

• Les données :

b=65cm largeur de la table

h=20cm hauteur totale de la section

b₀=12cm largeur de l'âme

h₀ =4cm hauteur de la table de compression

« Corps Creux »

Enrobages des armatures c=c'= 3cm → d=17cm

Fc28=25MPA; FeE400 , σ_b=14.20MPA ; σ_s=348MPA

M_t max=0.708t .m

M_a max=-1.275t .m

T max =1.539t

➤ Vérification à l'ELU :

1/ En travée : M_t max=0.740t .m

$$M_{TAB} = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h/2) = 0.65 \times 0.04 \times 1420 \times (0.17 - 0.02) = 5.54 \text{ t.m}$$

M_t max=0.708 t .m < 5.54 t. mvérifier

Nous avons M_U < M_{TAB} donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire (b x h) en flexion simple (b x h) = (65x20) cm²

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.708 \times 10^5}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0.0265$$

$$\mu = 0.0265 < \mu_R = 0.392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.0265)}}{0.8} = 0.033$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 17(1 - 0.4(0.033)) = 16.77$$

$$A_s = \frac{M_U}{z \cdot \sigma_b} = \frac{0.708 \times 10^5}{16.762 \times 3480} = 1.213 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2HA12=2.26cm²

• **Condition de non fragilité :**

Dans toute poutre soumise à la flexion simple ou compose et comportant une zone tendue, les armatures longitudinale de traction doivent avoir une section au moins égale à :

$$A_s > A_{min}$$

$$A_{min} \geq 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 * 65 * 17 * \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.33 \text{ cm}^2 < A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

2/ En appuis :

La table est tendue elle est négligée et la section à étudier est une section rectangulaire (b₀xh)

$$M_a \text{ max} = -1.275 t.m$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{1.275 * 10^5}{\sigma_b * b * d^2} = 0.259$$

$$\mu = 0.259 < \mu_R = 0.392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.259)}}{0.8} = 0.382$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 17 (1 - 0.4(0.382)) = 14.4024$$

$$A_s = \frac{M_a}{z * \sigma_b} = \frac{1.275 * 10^5}{14.4024 * 3480} = 2.54 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2HA12=2.26cm²

• **Condition de non fragilité :**

Dans toute poutre soumise à la flexion simple ou compose et comportant une zone tendue, les armatures longitudinale de traction doivent avoir une section au moins égale à :

$$A_s > A_{min}$$

$$A_{min} \geq 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 * 65 * 17 * \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.33 \text{ cm}^2 < A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ Vérification à l'ELS :

1/ En travée : **Mt max=0.516t .m**

• Profondeur de l'axe neutre :

$$bx^2/2+15As'(x-c')-15As(d-x)=0 \quad \text{avec } (As'=0)$$

$$bx^2/2+-15As(d-x)=0$$

$$65x^2/2+-15x2.26(17-x)=0$$

$$32.5x^2+33.9x-576.3=0$$

$$\Delta=76068.21 \quad \sqrt{\Delta}=275.80 \quad \text{d'où } x= 3.72m$$

• moment d'inertie :

$$I=bx^3/3+15As(d-x)^2=65(3.72)^3/3 +15x2.26(17-3.72)^2$$

$$I=7093.92cm^4$$

• vérification des contraintes :

-condition dans le béton :

$$\sigma_{bc}=Mt \text{ ser } x/I_b=0.6*fc28$$

$$\sigma_{bc}= (0.516x10^5x3.72) / 7093.92$$

$$\sigma_{bc}=27.06kg/cm^2 < \sigma_{bc} =0.6x25=15MPA=150kg/cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

-condition dans l'acier :

D'après le BAEL91 :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_s' = \min [2/3fe; 110\sqrt{\eta * ftj}] = \min [267 ; 202] = 202MPA = 2020kg /cm^2$$

$$\sigma_s = 15Mt \text{ max } (d-x)/I = 15x0.516x10^5x(17-3.72)/7093.92 = 1448.95kg/cm^2$$

$$\sigma_s = 1448.95kg/cm^2 < \sigma_s' = 2020kg /cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

2/ En appuis : **Ma max=0 .930t .m**

• Profondeur de l'axe neutre :

$$bx^2/2+15As'(x-c')-15As(d-x)=0 \quad \text{avec } (As'=0)$$

$$bx^2/2+-15As(d-x)=0$$

$$65x^2/2+-15x2.26(17-x)=0$$

$$32.5x^2 + 33.9x - 576.3 = 0$$

$$\Delta = 76068.21 \quad \sqrt{\Delta} = 275.80 \quad \text{d'où } x = 3.72\text{m}$$

• **moment d'inertie :**

$$I = bx^3 / 3 + 15A_s (d-x)^2 = 65(3.72)^3 / 3 + 15 \times 2.26 (17-3.72)^2$$

$$I = 7093.92\text{cm}^4$$

• **vérification des contraintes :**

-condition dans le béton :

$$\sigma_{bc} = M_{\max} x / I_b < 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (0.930 \times 10^5 \times 3.72) / 7093.92$$

$$\sigma_{bc} = 48.77\text{kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa} = 150\text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

-condition dans l'acier :

D'après le BAEL91 :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202\text{MPa} = 2020\text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_{\max} (d-x) / I = 15 \times 0.930 \times 10^5 \times (17-3.72) / 7093.92 = 2611.48\text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2611.48\text{kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020\text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :** $T_u \max = 1.468\text{t}$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b_0 * d} = \frac{1.539 \times 10^3}{12 \times 17} = 7.54\text{kg/cm}^2$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min [0.15 f_{c28} / 1.5 ; 4\text{MPa}] = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 7.54\text{kg/cm}^2 < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

• **Calcul des Armatures transversale :**

✓ **Diamètre :**

$$\varphi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_1\right) = \min(20 / 35; 12 / 10) \text{ cm} = 0.57 \text{ cm} = 5.70 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{2 * \pi * \varphi_t}{4} = \frac{2 * 3.14 * 0.57}{4} = 0.89 \text{ cm}^2$$

On adopte : $\Rightarrow A_t = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$ (1 cadre et 1 pingle)

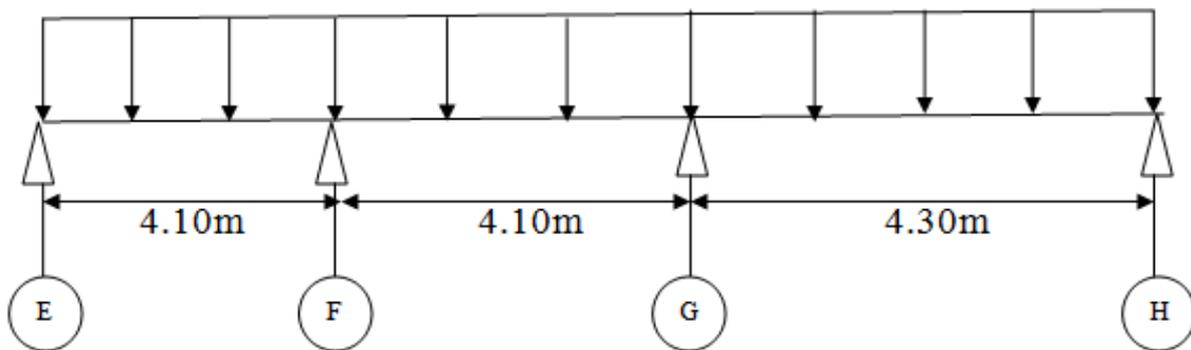
✓ Espacement :

$$S_t \leq \min(0, 9.d; 40\text{cm}) = \min(0, 9 * 17; 40\text{cm}) = 15.3\text{cm}$$

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

C)-Type3 : 3 travée :

Schéma statique de calcul :



➤ Calcul des moments :

• À l'ELU :

$$Q_U = 0.65 (1.35G + 1.5Q) = 0.65 (1.35 * 0.571 + 1.5 * 0.1)$$

$$Q_U = 0.598 \text{ t/m}$$

➤ Moment en Appui :

✓ Appui de rive :

-Appui de rive A :

$$Q_U = 0.598 \text{ t/m}$$

$$M_0 = Q_U L^2 / 8$$

$$M_1 = (-0.2M_0) = -0.2(Q_U L^2) / 8 = (-0.2)(0.598)(4.10)^2 / 8$$

$$M_1 = -0.251 \text{ t.m}$$

Appui de rive	M_0 (t.m)	$M_a = -0.2 M_0$ (t.m)
1	0.251	-0.251
4	1.382	-0.276

✓ **Appui intermédiaire :**

- Appui F : (intermédiaire) :

$$M_2 = - \frac{Q_U(L_w)^3 + (0.8L_e)^3}{8.5(L_w + 0.8L_e)} = - \frac{0.598(4.10)^3 + (0.8 \times 4.10)^3}{8.5(4.10 + 0.8(4.10))} = -0.993 \text{ t.m}$$

Appui D'intermédiaire	L_w	L_e	P_w	P_e	M_a
2	4.10	4.10	0.598	0.598	-0.993
3	4.10	4.30	0.598	0.598	-1.065

➤ **Moment en travée :**

$$Q_U = 0.65 (1.35G + 1.5Q) = 0.65 (1.35 \times 0.571 + 1.5 \times 0.1)$$

$$Q_U = 0.598 \text{ t/m}$$

travée 1 – 2 : (Rive) :

$$M_{1-2} = \frac{Q_U L X}{2} - \frac{Q_U X^2}{2} + M_w + \left[\left(\frac{M_e + M_w}{L} \right) \right] X$$

$$M_{1-2} = \frac{0.598(4.10)X}{2} - \frac{0.598X^2}{2} - 0.251 + \left[\left(\frac{-0.993 + 0.251}{4.10} \right) \right] X$$

$$M_{1-2} = -0.299X^2 + 1.045X - 0.251$$

$$T_{1-2} = -0.598X + 1.045$$

$$T_{1-2} = 0 ; \rightarrow X = 1.75 \text{ m}$$

$$M_t = -0.299(1.75)^2 + 1.045(1.75) - 0.251$$

$$M_t = 0.662 \text{ t.m}$$

➤ Les efforts tranchant:

$$T_{1-2} = -0.598x + 1.045$$

$$X=0\text{m} \quad \longrightarrow \quad T_w = 1.045\text{t}$$

$$X=4.10\text{m} \quad \longrightarrow \quad T_e = -1.407\text{t}$$

➤ Récapitulatif des moments et des efforts tranchants dans un tableau :

Moment En travée	M_w (t.m)	M_e (t.m)	Q_u (t/m)	L(m)	X(m)	M_t (t.m)
1-2	-0.251	-0.993	0.598	4.10	1.75	0.662
2-3	-0.993	-1.065	0.598	4.10	2.02	0.229
3-4	-1.065	-0.276	0.598	4.30	2.46	0.739

Travée	Q_u (t/m)	L(m)	T(X=0)	T(X=L)
1-2	0.598	4.30	1.103	-1.468
2-3	0.598	4.10	1.301	-1.151
3-4	0.598	4.10	1.212	-1.240

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

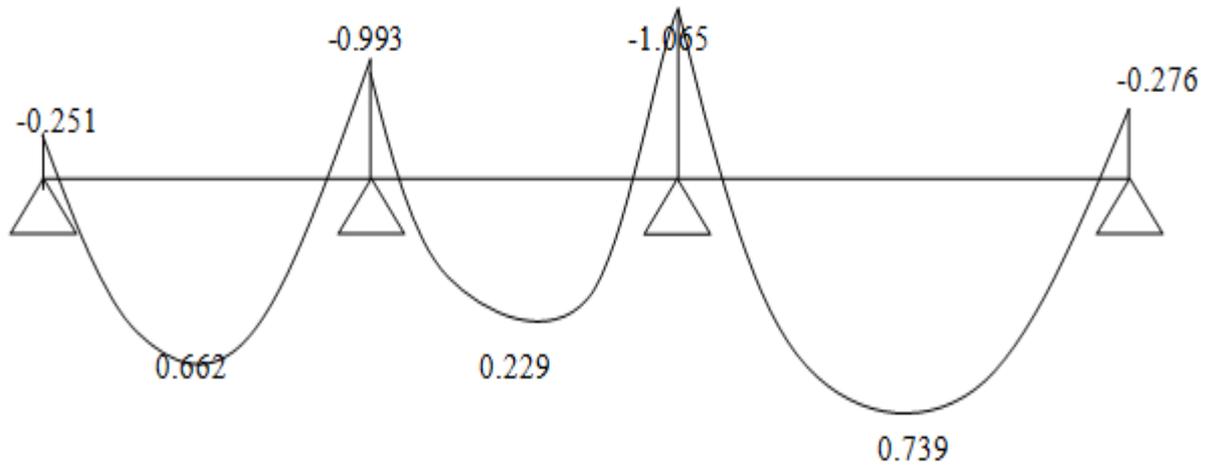


Diagramme des moments à L'ELU

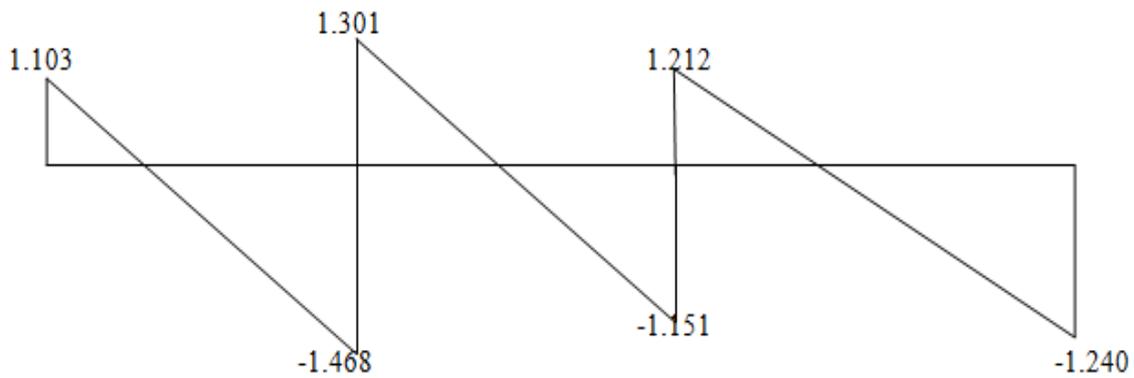


Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

• **À PELS :**

$$Q_S = 0.65 (G+Q) = 0.65 (0.571+0.1)$$

$$Q_S = 0.436 \text{ t/m}$$

➤ **Moment en Appui :**

✓ **Appui de rive :**

$$Q_S = 0.436 \text{ t/m}$$

$$M_0 = Q_S L^2 / 8$$

Appui de rive A :

$$M_1 = (-0.2M_0) = -0.2(Q_S L^2) / 8 = (-0.2)(0.436)(4.10)^2 / 8$$

$$M_1 = -0.183 \text{ t.m}$$

Appui de rive	M_0 (t.m)	$M_a = -0.2 M_0$ (t.m)
1	0.961	-0.183
4	1.008	-0.201

✓ **Appui intermédiaire :**

- Appui F : (intermédiaire) :

$$M_2 = - \frac{Q_S(L_w)^3 + (0.8L_e)^3}{8.5(L_w + 0.8L_e)} = - \frac{0.436(4.10)^3 + (0.8 \times 4.10)^3}{8.5(4.10 + 0.8(4.10))} = -0.724 \text{ t.m}$$

Appui D'intermédiaire	L_w	L_e	P_w	P_e	M_a
2	4.30	4.10	0.436	0.436	-0.724
3	4.10	4.10	0.436	0.436	-0.777

➤ **Moment en travée :**

$$Q_S = 0.65 (G+Q) = 0.65 (0.571+0.1)$$

$$Q_S = 0.436 \text{ t/m}$$

travée 1 – 2 : (Rive) :

$$M_{1-2} = \frac{Q_S L X}{2} - \frac{Q_S X^2}{2} + M_w + \left[\left(\frac{M_e + M_w}{L} \right) \right] x$$

$$M_{1-2} = \frac{0.436(4.10)X}{2} - \frac{0.436X^2}{2} - 0.183 + \left[\left(\frac{-0.724 + 0.183}{4.10} \right) \right] x$$

$$M_{1-2} = -0.218x^2 + 0.762x - 0.183$$

$$T_{1-2} = -0.436x + 0.762$$

$$T_{1-2} = 0 ; \rightarrow X = 1.75\text{m}$$

$$M_t = -0.218(1.75)^2 + 0.762(1.75) - 0.183$$

$$M_t = 0.483 \text{ t.m}$$

➤ **Les efforts tranchant:**

$$T_{1-2} = -0.436x + 0.762$$

$$X = 0\text{m} \quad \longrightarrow T_w = 0.762\text{t}$$

$$X = 4.10\text{m} \quad \longrightarrow T_e = -1.026\text{t}$$

➤ **Récapitulatif des moments et des efforts tranchants dans un tableau :**

Moment En travée	M _w (t.m)	M _e (t.m)	Q _S (t/m)	L(m)	X(m)	M _t (t.m)
1-2	-0.183	-0.724	0.436	4.30	1.75	0.483
2-3	-0.724	-0.777	0.436	4.10	2.02	0.166
3-4	-0.777	-0.201	0.436	4.10	2.45	0.538

Travée	Q _S (t/m)	L(m)	T(X=0)	T(X=L)
1-2	0.436	4.30	0.762	-1.026
2-3	0.436	4.10	0.881	-0.907
3-4	0.436	4.10	1.071	-0.804

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

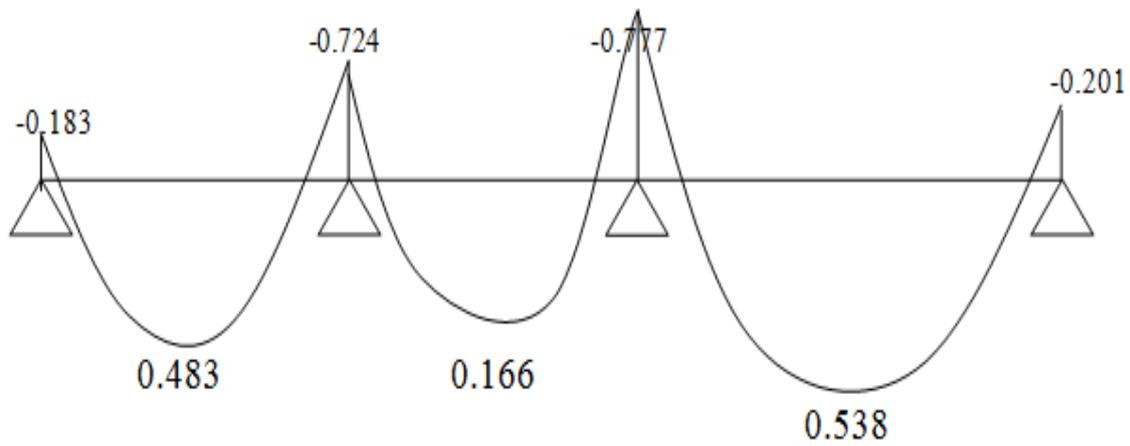


Diagramme des moments à L'ELS

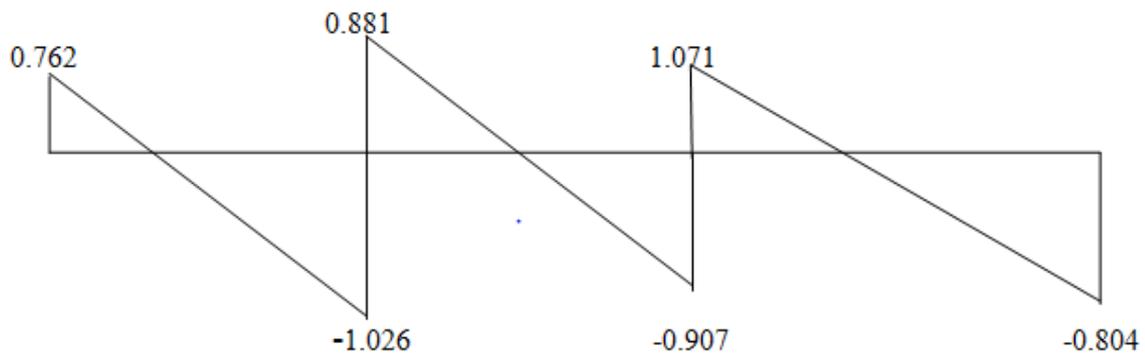


Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

✓ Ferraillage des poutrelles :

• Les données :

b=65cm largeur de la table

h=20cm hauteur totale de la section

b₀=12cm largeur de l'âme

h₀ =4cm hauteur de la table de compression

Enrobages des armatures c=c'= 3cm → d=17cm

Fc28=25MPA; FeE400 , σ_b=14.20MPA ; σ_s=348MPA

Mt max=0.740t .m

Ma max=-1.065t .m

T max =1.468t

➤ Vérification à l'ELU :

1/ En travée : Mt max=0.739t .m

$$M_{TAB} = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h / 2) = 0.65 \times 0.04 \times 1420 \times (0.17 - 0.02) = 5.54 \text{ t.m}$$

Mt max=0.740 t .m < 5.54 t. mvérifier

Nous avons M_U < M_{TAB} donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire (b x h) en flexion simple (b x h) = (65x20) cm²

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.739 \times 10^5}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0.028$$

$$\mu = 0.028 < \mu_R = 0.392 \dots\dots\dots (As'=0)$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.028)}}{0.8} = 0.035$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 17(1 - 0.4(0.035)) = 16.762$$

$$As = \frac{M_U}{z \cdot \sigma_b} = \frac{0.740 \times 10^5}{16.762 \times 3480} = 1.27 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2HA12=2.26cm²

• **Condition de non fragilité :**

Dans toute poutre soumise à la flexion simple ou composée et comportant une zone tendue, les armatures longitudinales de traction doivent avoir une section au moins égale à :

$$A_s > A_{min}$$

$$A_{min} \geq 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 * 65 * 17 * \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.33 \text{ cm}^2 < A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

2/ En appuis :

La table est tendue elle est négligée et la section à étudier est une section rectangulaire ($b_0 * x_h$)

$$M_a \text{ max} = -1.065 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{1.065 * 10^5}{\sigma_b * b * d^2} = 0.216$$

$$\mu = 0.216 < \mu_R = 0.392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.216)}}{0.8} = 0.308$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 17 (1 - 0.4(0.308)) = 14.90$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z * \sigma_b} = \frac{1.065 * 10^5}{14.90 * 3480} = 2.053 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2HA12 = 2.26 cm²

• **Condition de non fragilité :**

Dans toute poutre soumise à la flexion simple ou composée et comportant une zone tendue, les armatures longitudinales de traction doivent avoir une section au moins égale à :

$$A_s > A_{min}$$

$$A_{min} \geq 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 * 65 * 17 * \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.33 \text{ cm}^2 < A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ Vérification à l'ELS :

1/ En travée : $M_t \max = 0.538t .m$

• Profondeur de l'axe neutre :

$$bx^2 / 2 + 15As'(x-c') - 15As (d-x) = 0 \quad \text{avec } (As' = 0)$$

$$bx^2 / 2 + -15As (d-x) = 0$$

$$65x^2 / 2 + -15x \cdot 2.26 (17-x) = 0$$

$$32.5x^2 + 33.9x - 576.3 = 0$$

$$\Delta = 76068.21 \quad \sqrt{\Delta} = 275.80 \quad \text{d'où } x = 3.72m$$

• moment d'inertie :

$$I = bx^3 / 3 + 15As (d-x)^2 = 65(3.72)^3 / 3 + 15x \cdot 2.26 (17-3.72)^2$$

$$I = 7093.92cm^4$$

• vérification des contraintes :

-Condition dans le béton :

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x / I_b = 0.6 * f_c / 28$$

$$\sigma_{bc} = (0.538 \times 10^5 \times 3.72) / 7093.92$$

$$\sigma_{bc} = 28.21kg/cm^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15MPa = 150kg/cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

-Condition dans l'acier :

D'après le BAEL91 :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_s' = \min [2/3f_e; 110\sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202MPa = 2020kg /cm^2$$

$$\sigma_s = 15M_t \max (d-x) / I = 15 \times 0.538 \times 10^5 \times (17-3.72) / 7093.92 = 1510.72kg/cm^2$$

$$\sigma_s = 1510.72kg/cm^2 < \sigma_s' = 2020kg /cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

2/ En appuis : $M_a \max = 0 .777t .m$

• Profondeur de l'axe neutre :

$$bx^2 / 2 + 15As'(x-c') - 15As (d-x) = 0 \quad \text{avec } (As' = 0)$$

$$bx^2 / 2 + -15As (d-x) = 0$$

$$65x^2 / 2 + -15x \cdot 2.26 (17-x) = 0$$

$$32.5x^2 + 33.9x - 576.3 = 0$$

$$\Delta = 76068.21 \quad \sqrt{\Delta} = 275.80 \quad \text{d'où } x = 3.72\text{m}$$

• **moment d'inertie :**

$$I = bx^3 / 3 + 15A_s (d-x)^2 = 65(3.72)^3 / 3 + 15 \times 2.26 (17-3.72)^2$$

$$I = 7093.92\text{cm}^4$$

• **vérification des contraintes :**

-condition dans le béton :

$$\sigma_{bc} = M_a \max x / I_b < 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (0.777 \times 10^5 \times 3.72) / 7093.92$$

$$\sigma_{bc} = 40.75\text{kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa} = 150\text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

-condition dans l'acier : D'après le BAEL91 :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202\text{MPa} = 2020\text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_a \max (d-x) / I = 15 \times 0.777 \times 10^5 \times (17-3.72) / 7093.92 = 2181.84\text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2181.84\text{kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020\text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :** (art .A.5,1.1/BAEL 91)

$$T_u \max = 1.469\text{t}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b_0 * d} = \frac{1.469 \times 10^3}{12 \times 17} = 7.20\text{kg/cm}^2$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min [0.15 f_{c28} / 1.5 ; 4\text{MPa}] = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 7.20\text{kg/cm}^2 = 0.720\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$$

- **Calcul des Armatures transversale :**

- ✓ **Diamètre :**

$$\varphi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_1\right) = \min(20 / 35; 12 / 10) \text{ cm} = 0.57 \text{ cm} = 5.70 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{2 * \pi * \varphi_t}{4} = \frac{2 * 3.14 * 0.57}{4} = 0.89 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$\Rightarrow A_t = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2 \quad (1 \text{ cadre et } 1 \text{ pingle})$$

- ✓ **Espacement :**

$$S_t \leq \min(0, 9.d; 40\text{cm}) = \min(0, 9 * 17; 40\text{cm}) = 15.3\text{cm}$$

On adopte: **S_t=15cm**

Ferraillage de la nervure :

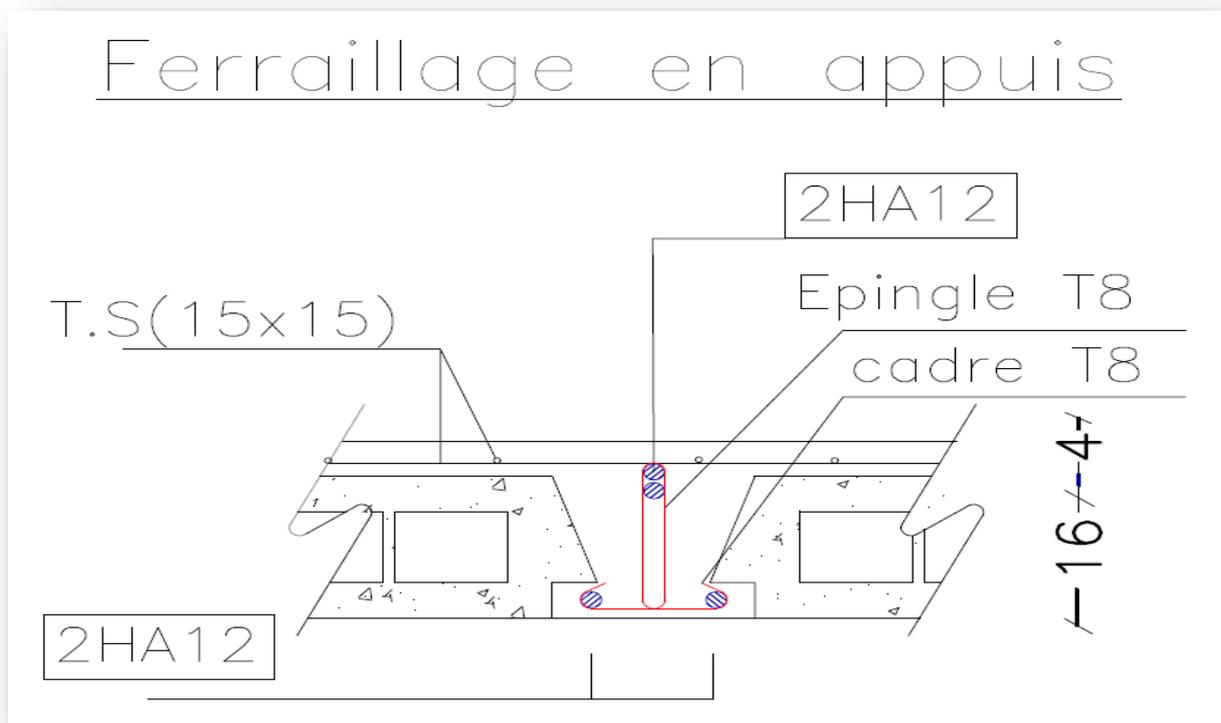
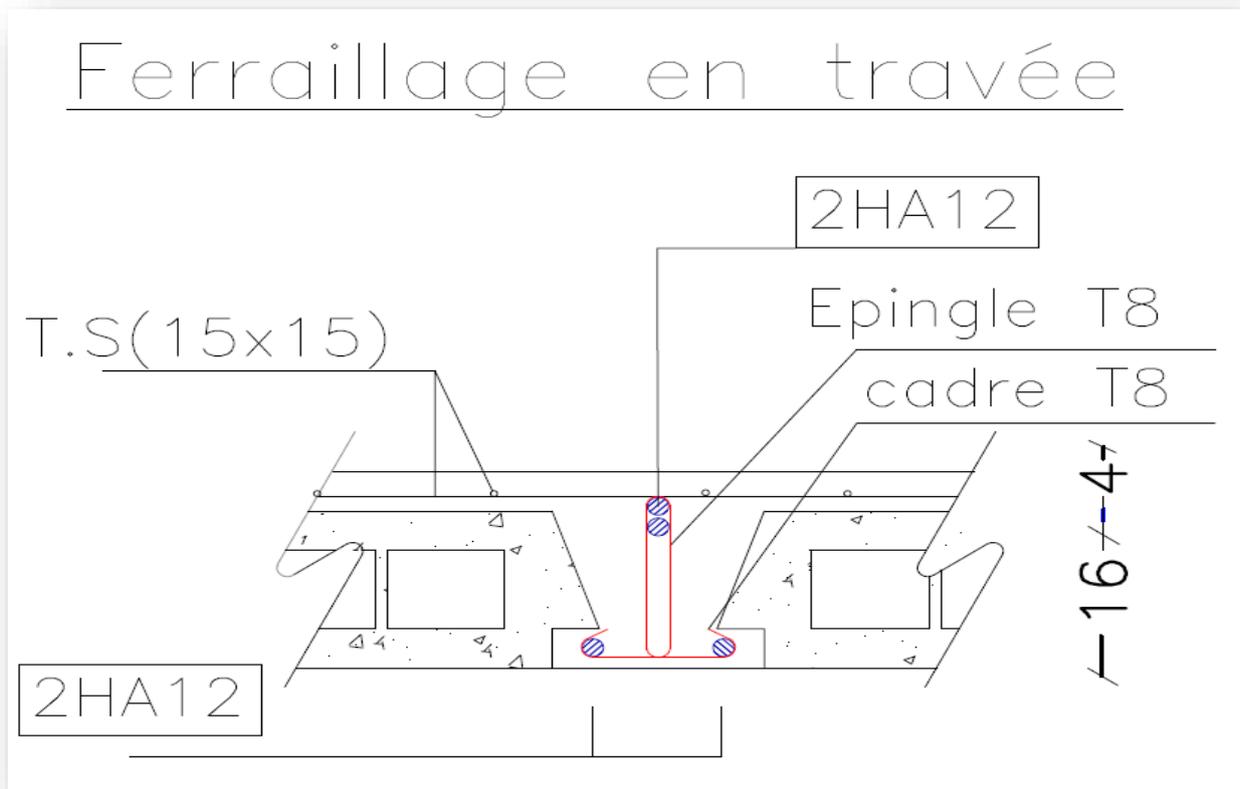


Figure V.3 : ferraillage de la nervure de plancher terrasse

V.3. Calcul de plancher étages courant du 1^{er} au 8^{ème} étages :

- Condition de l'application de la méthode forfaitaire :

1^{ère} Condition : plancher à surcharge modérée

$$Q \leq \min (2G, 500\text{kgf/m}^2)$$

$$Q = 150\text{Kgf/m}^2 \leq \max (1068, 500\text{Kgf/m}^2) = 1068\text{Kgf/m}^2 \dots\dots\dots \text{(Vérifier).}$$

2^{ème} Condition:

Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité « I = constante »

(Vérifier)

3^{ème}. Condition : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

Type01 :

- $0.8 \leq \frac{4.30}{4.10} = 1.05 \leq 1.25$
- $0.8 \leq \frac{4.10}{4.10} = 1 \leq 1.25$
- $0.8 \leq \frac{4.10}{4.40} = 0.93 \leq 1.25$
- $0.8 \leq \frac{4.40}{4.10} = 1.07 \leq 1.25$
- $0.8 \leq \frac{4.10}{4.10} = 1 \leq 1.25$
- $0.8 \leq \frac{4.10}{4.30} = 0.95 \leq 1.25$

Type02 :

- $0.8 \leq \frac{4.40}{4.10} = 1.07 \leq 1.25$

Type03 :

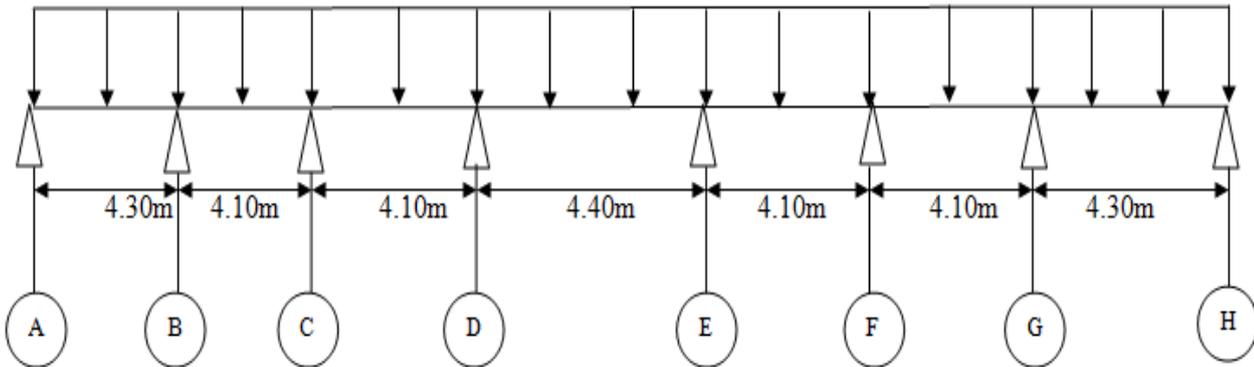
- $0.8 \leq \frac{4.10}{4.10} = 1 \leq 1.25$
- $0.8 \leq \frac{4.10}{4.30} = 0.95 \leq 1.25$

4^{ème} Condition : la fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton.

—————> D'après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul se fait par « **la méthode forfaitaire** ».

A)-Type01 : 7travées

G=534 kgf/m² Q=150 kgf/m²



✓ Combinaison des charges :

À l'ELU:

$$Q_U = 0.65 (1.35G + 1.5Q) = 0.65 (1.35 \times 0.534 + 1.5 \times 0.15)$$

$$Q_U = 0.615 \text{ t/m}^2$$

Calcul des moments fléchissant :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{150}{150+534} = 0.22$$

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

avec :

M_w = moment à gauche

M_e = moment à droite en valeur absolue

M_t = moment en travée.

➤ Calcul à l'ELU :

$$Q_U = 0.615 \text{ t/m}^2$$

1/ moment en appui :

✓ Appui de rive :

-Appui de rive A :

$$M_0 = (0.615)(4.3)^2 / 8 = 1.421 \text{ t.m}$$

$$M_1 = -0.2(M_0) = -0.2 \times 1.421 = -0.284 \text{ t.m}$$

$$M_1 = -0.284 \text{ t.m}$$

Appui de rive	M_0 (t.m)	$M_a = -0.2 M_0$ (t.m)
1	1.421	-0.284
8	1.421	-0.284

✓ Appui intermédiaire :

-Appui B (intermédiaire) :

$$M_0 = (0.615) (4.3)^2 / 8 = 1.421 \text{ t.m}$$

$$M_{2w} = -0.5(M_0) = -0.5 \times 1.421 = -0.710 \text{ t.m}$$

$$M_{2w} = -0.710 \text{ t.m}$$

Appui D'intermédiaire	L(m)	QU(t /m ²)	M0(t .m)	Ma(t .m)
2w	4.30	0.615	1.421	-0.710
2e	4.10	0.615	1.292	-0.646
3w	4.10	0.615	1.292	-0.517
3e	4.10	0.615	1.292	-0.517
4w	4.10	0.615	1.292	-0.517
4e	4.40	0.615	1.488	-0.595
5w	4.40	0.615	1.488	-0.595
5e	4.10	0.615	1.292	-0.517

6w	4.10	0.615	1.292	-0.517
6e	4.10	0.615	1.292	-0.517
7w	4.10	0.615	1.292	-0.646
7e	4.30	0.615	1.421	-0.710

2/ les moments en travée :

Travée1-2 : (de rive) : $M_t = M_{max}$

$$\checkmark 1.05 (M_0) - \frac{(M_w + M_e)}{2} = 1.05(1.421) - \frac{(0.248 + 0.710)}{2} = 0.995$$

$$= 0.995t.$$

$$\checkmark (1 + 0.3 \alpha) M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = (1 + 0.3(0.22)) \times 1.421 - \frac{(0.284 + 0.710)}{2}$$

$$= 1.018t.m$$

$$\checkmark \frac{(1.2 + 0.3 \alpha)}{2} M_0 = \frac{(1.2 + 0.3(0.22))}{2} \times 1.421 = 0.899t.m$$

$$M_{t1-2} = 1.018t.m$$

$$T(x) = QL/2 \text{ (effort isostatique)} \quad \rightarrow \quad T_o = (0.615 \times 4.3) / 2 = 1.322$$

$$T_{2w} = 1.1 T_o = 1.454t$$

Travée2-3 : (intermédiaire) : $M_t = M_{max}$

$$\checkmark 1.05 (M_0) - \frac{(M_w + M_e)}{2} = 1.05(1.292) - \frac{(0.646 + 0.517)}{2} = 0.775t.$$

$$\checkmark (1 + 0.3 \alpha) M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = (1 + 0.3(0.22)) \times 1.292 - \frac{(0.646 + 0.517)}{2}$$

$$= 0.796t.m$$

$$\checkmark \frac{(1 + 0.3 \alpha)}{2} M_0 = \frac{(1 + 0.3(0.22))}{2} \times 1.292 = 0.689t.m$$

$$M_{t2-3}=0.796t.m$$

$$T(x)=QL/2 \text{ effort isostatique} \rightarrow T_o=(0.615 \times 4.1)/2 = 1.260$$

$$T_{2e}=T_o=1.260 \text{ t}$$

➤ **Récapitulatif des moments et des efforts tranchants dans un tableau :**

Moment En travée	$M_w(t.m)$	$M_e(t.m)$	$Q_u(t/m^2)$	L(m)	$M_t(t.m)$
1-2	-0.284	-0.710	0.615	4.30	1.018
2-3	-0.646	-0.517	0.615	4.10	0.796
3-4	-0.517	-0.517	0.615	4.10	0.860
4-5	-0.595	-0.595	0.615	4.40	0.991
5-6	-0.517	-0.517	0.615	4.10	0.860
6-7	-0.517	-0.646	0.615	4.10	0.796
7-8	-0.710	-0.284	0.615	4.30	1.018

Travée	$Q_u(t/m)$	L(m)	T(X)
1-2	0.615	4.30	1.454
2-3	0.615	4.10	1.260
3-4	0.615	4.10	1.260
4-5	0.615	4.40	1.353
5-6	0.615	4.10	1.260
6-7	0.615	4.10	1.260
7-8	0.615	4.30	1.454

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

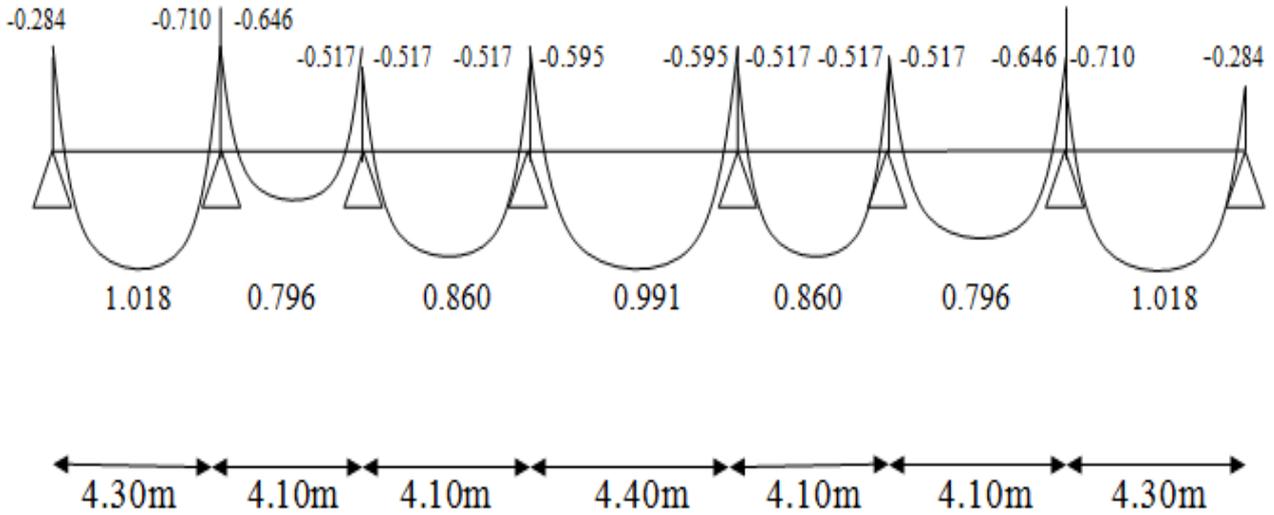


Diagramme des moments à L'.ELU

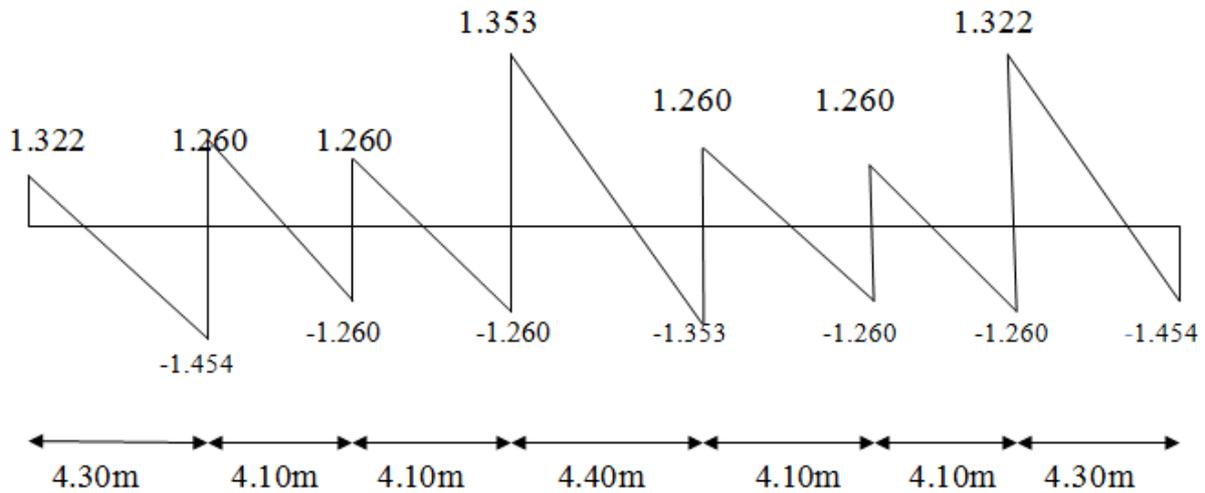


Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU

➤ Calcul à l'ELS :

✓ À l'ELS:

$$Q_s = 0.65 (G+Q) = 0.65 (0.534+0.15)$$

$$Q_s = 0.445 \text{ t/ m}^2$$

1/ les moments en appui :

✓ Appui de rive :

-appui de rive A:

$$M_0 = (0.445) (4.3)^2 / 8 = 1.028 \text{ t.m}$$

$$M_1 = -0.2(M_0) = -0.2 \times 1.028 = -0.206 \text{ t.m}$$

$$M_1 = -0.206 \text{ t.m}$$

Appui de rive	$M_0(\text{t.m})$	$M_a = -0.2 M_0(\text{t.m})$
1	1.028	-0.206
8	1.028	-0.206

✓ Appui intermédiaire :

-Appuis B (intermédiaire) :

$$M_0 = (0.445) (4.3)^2 / 8 = 1.028 \text{ t.m}$$

$$M_{2w} = -0.5(M_0) = -0.5 \times 1.028 = -0.514 \text{ t.m}$$

$$M_{2w} = -0.514 \text{ t.m}$$

Appui D'intermédiaire	L(m)	$Q_s (\text{t/ m}^2)$	$M_0(\text{t .m})$	$M_a(\text{t .m})$
2w	4.30	0.445	1.028	-0.514
2e	4.10	0.445	0.935	-0.467
3w	4.10	0.445	0.935	-0.374
3e	4.10	0.445	0.935	-0.374
4w	4.10	0.445	0.935	-0.374
4e	4.40	0.445	1.077	-0.431

5w	4.40	0.445	1.077	-0.431
5e	4.10	0.445	0.935	-0.374
6w	4.10	0.445	0.935	-0.374
6e	4.10	0.445	0.935	-0.374
7w	4.10	0.445	0.935	-0.467
7e	4.30	0.445	1.028	-0.514

2/ les moments en travée :

Travée1-2 : (de rive) : $M_t = M_{max}$

$$\checkmark 1.05M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = 1.05 \times 1.028 - \frac{(0.206 + 0.514)}{2} = 0.719$$

$$\checkmark (1 + 0.3 \alpha) M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = (1 + 0.3(0.22)) \times 1.028 - \frac{(0.206 + 0.514)}{2} = 0.736 \text{ t.m}$$

$$\checkmark \frac{(1.2 + 0.3 \alpha)}{2} M_0 = (1.2 + 0.3(0.22)) \times 1.028 = 0.651 \text{ t.m}$$

$$M_{t1-2} = 0.736 \text{ t.m}$$

$$T(x) = QL/2 \text{ effort isostatique} \quad \rightarrow \quad T_o = (0.445 \times 4.3) / 2 = 0.957$$

$$T_{2w} = 1.1 \times T_o = 1.052 \text{ t}$$

Travée2-3 : (intermédiaire) : $M_t = M_{max}$

$$\checkmark 1.05M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = 1.05 \times 0.935 - \frac{(0.467 + 0.374)}{2} = 0.561 \text{ t}$$

$$\checkmark (1 + 0.3 \alpha) M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = (1 + 0.3(0.22)) \times 0.935 - \frac{(0.467 + 0.374)}{2} = 0.576 \text{ t.m}$$

$$\checkmark \frac{(1 + 0.3 \alpha)}{2} M_0 = (1 + 0.3(0.22)) \times 0.935 = 0.498 \text{ t.m}$$

$$M_{t2-3} = 0.576 \text{ t.m}$$

$T(x)=QL/2$ effort isostatique

→ $T_0=(0.445 \times 4.1)/2 = 0.912$

$T_{2e}=T_0=0.912 \text{ t}$

➤ Récapitulatif des moments et des efforts tranchants dans un tableau :

Moment En travée	$M_w(t.m)$	$M_e(t.m)$	$Q_s(t/m^2)$	L(m)	$M_t(t.m)$
1-2	-0.206	-0.514	0.445	4.30	0.736
2-3	-0.467	-0.374	0.445	4.10	0.576
3-4	-0.374	-0.374	0.445	4.10	0.623
4-5	-0.431	-0.431	0.445	4.40	0.717
5-6	-0.374	-0.374	0.445	4.10	0.623
6-7	-0.374	-0.467	0.445	4.10	0.576
7-8	-0.514	-0.206	0.445	4.30	0.736

Travée	$Q_s(t/m)$	L(m)	T(X)
1-2	0.445	4.30	1.052
2-3	0.445	4.10	0.912
3-4	0.445	4.10	0.912
4-5	0.445	4.40	0.979
5-6	0.445	4.10	0.912
6-7	0.445	4.10	0.912
7-8	0.445	4.30	1.052

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

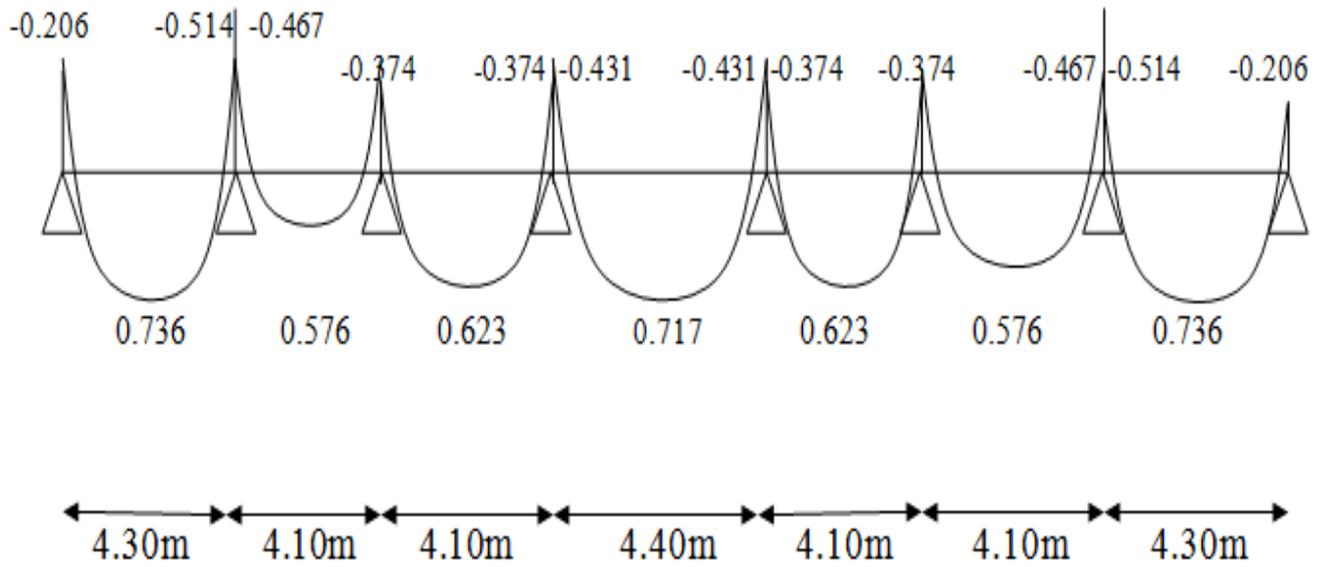


Diagramme des moments à L'ELS

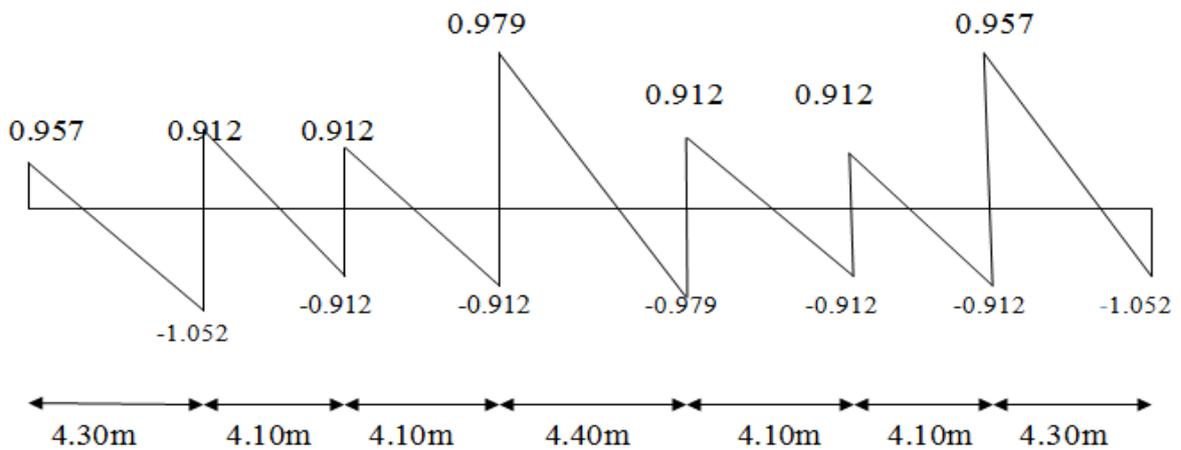


Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

✓ Ferraillage des poutrelles :

• Les données :

b=65cm largeur de la table

h=20cm hauteur totale de la section

b₀=12cm largeur de l'âme

h₀ =4cm hauteur de la table de compression

Enrobages des armatures c=c'= 3cm → d=17cm

F_c28=25MPa; FeE400 , σ_b=14.20MPa ; σ_s=348MPa

Mt max=1.018t.m

Ma=-0.710t.m

T_{max}=1.454t

➤ Vérification à l'ELU :

1/ En travée :

$$M_{TAB}=b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d-h / 2) = 0.65 \times 0.04 \times 1420 \times (0.17-0.02) = 5.54 \text{ t.m}$$

Mt max=1.018 t .m < 5.54 t. mvérifier

Nous avons M_U < M_{TAB} donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire (b x h) en flexion simple

$$(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$$

Mt max=1.018t.m

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

$$\mu = \frac{1.018 \cdot 10^5}{65 \cdot 17^2 \cdot 142} = 0,038.$$

μ = 0,038 < μ_R = 0,392.....(A_s'=0).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.038)}) = 0.048$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 17(1 - 0.4(0.048)) = 16.67 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{1.018 \times 10^5}{16.67 \times 3480} = 1.75 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte: 2HA12=2.26 cm²

Condition de non Fragilité:

Dans toute poutre soumise à la flexion simple ou compose et comportant une zone tendue, les armatures longitudinales de traction doivent avoir une section au moins égale à :

$$A_{\min} \geq 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 65 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.33 \text{ cm}^2 < A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

2/ En appuie : Ma = -0.710t.m

La zone tendue se trouve dans la table de compression et d’après les hypothèses de calcules(BAEL) le béton tendue est négliger .la nervure est totalement comprimée donc on considère une section rectangulaire de dimension (12x20) cm²

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{0.710 * 10^5}{12 \times 17^2 \times 142} = 0,144.$$

$$\mu = 0,144 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s^? = 0).$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.144)}) = 0.195$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 17(1 - 0.4(0.195)) = 15.67 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.710 \times 10^5}{15.67 \times 3480} = 1.3 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte: 2HA12=2.26 cm²

• **Condition de non fragilité :**

Dans toute poutre soumise à la flexion simple ou compose et comportant une zone tendue, les armatures longitudinale de traction doivent avoir une section au moins égale à :

$$A_s > A_{\min}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 65 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.33\text{cm}^2 < A_s = 2.26\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

B/vérification à ELS :

1/En Travée : $M_t \text{ max} = 0.736\text{t.m}$

- **Position de l'axe neutre :** L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 A_s' (x-c') - 15 A_s (d-x) = 0 \quad \text{avec} \quad (A_s'=0)$$

$$bx^2/2 - 15 A_s (d-x) = 0$$

$$(65/2) x^2 + 15 * 2.26 (17-x) = 0$$

$$32.5x^2 + 33.9x - 576.3 = 0$$

$$\Delta = 76068.21 \quad \longrightarrow \quad \sqrt{\Delta} = 275.8 \quad \longrightarrow \quad x = -33.9 + 275.8/65 = 3.72\text{cm}$$

$$x = +3.72$$

- **Moment d'Inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15A_s (d - x)^2 = 65(3.72)^3 / 3 + 15 * 2.26(17-3.72)^2$$

$$I = 7093.92 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

- ✓ **Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x / I_b < 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (0.736 \times 10^5 \times 3.72) / 7093.92$$

$$\sigma_{bc} = 38.59 \text{kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} = 150 \text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

- ✓ **Condition dans l'acier :**

D'après BAEL91 :

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_{te}; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{MPa} = 2020 \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_t \text{ max } (d-x) / I = 15 \times 0.736 \times 10^5 \times (17-3.72) / 7093.92 = 2066.71 \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2066.71 \text{kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

2/En Appuie : $M_t \text{ max} = 0.514\text{t.m}$

- **Position de l'axe neutre :** L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 A_s' (x-c') - 15 A_s (d-x) = 0 \quad \text{avec} \quad (A_s'=0)$$

$$bx^2/2 - 15 A_s (d-x) = 0$$

$$(65/2) x^2 + 15 * 2.26 (17-x) = 0$$

$$32.5x^2 + 33.9x - 576.3 = 0$$

$$\Delta = 76068.21 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 275.8 \longrightarrow x = -33.9 + 275.8/65 = 3.72 \text{ cm}$$

$$x = +3.72$$

• **Moment d’Inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15A_s (d - x)^2 = 65(3.72)^3/3 + 15 * 2.26(17 - 3.72)^2$$

$$I = 7093.92 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

-Condition dans le Béton :

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x/I_b < 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (0.514 \times 10^5 \times 3.72) / 7093.92$$

$$\sigma_{bc} = 26.95 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

-Condition dans l’acier :

D’après BAEL91 :

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_t \text{ max } (d-x)/I = 15 \times 0.514 \times 10^5 \times (17 - 3.72) / 7093.92 = 1443.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1443.33 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **Vérification de l’effort tranchant :**

$$T_u \text{ max} = 1.454 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b_0 * d} = \frac{1.454 \times 10^3}{12 \times 17} = 7.13 \text{ kg/cm}^2$$

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 f_{c28} / 1.5 ; 5 \text{ MPA}] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 713 \text{ kg/cm}^2 = 0.713 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ Les armatures transversales :

➤ Diamètre :

$$\varphi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_1\right) = \min(20 / 35; 12 / 10) \text{ cm} = 0.57 \text{ cm} = 5.70 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{2 * \pi * \varphi_t}{4} = \frac{2 * 3.14 * 0.57}{4} = 0.89 \text{ cm}^2$$

On adopte :

⇒ $A_t = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$ (1 cadre et 1 pingle)

➤ Espacement :

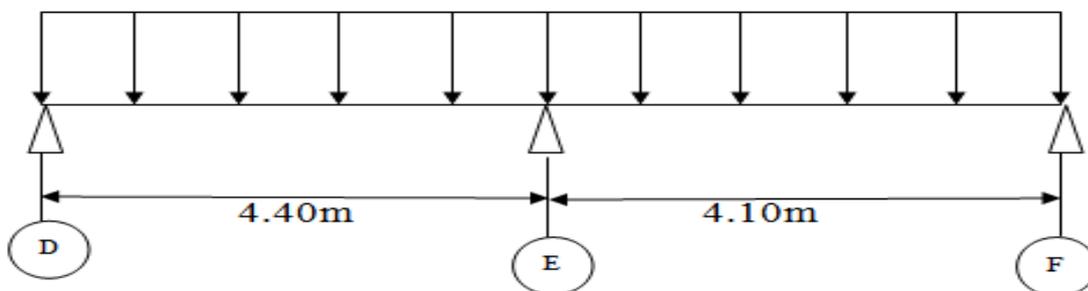
$$S_t \leq \min(0, 9.d; 40\text{cm}) = \min(0, 9 * 17; 40\text{cm}) = 15.3\text{cm}$$

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

B)-Type02 : à 2travées :

$G = 534 \text{ kgf/m}^2$

$Q = 150 \text{ kgf/m}^2$



✓ Combinaison des charges :

À l'ELU:

$$Q_U = 0.65 (1.35G + 1.5Q) = 0.65 (1.35 * 0.534 + 1.5 * 0.1)$$

$$Q_U = 0.615 \text{ t/m}$$

➤ Calcul des moments fléchissant :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{150}{150+534} = 0.22$$

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

M_w = moment à gauche

M_e = moment à droite en valeur absolue

M_t = moment en travée.

✓ Calcul à l'ELU :

1/ les moments en appuis :

$Q_U = 0.615 \text{ t/m}$

✓ Appui de rive :

-appui de rive D :

$M_0 = (0.615) (4.4)^2 / 8 = 1.488 \text{ t.m}$

$M_1 = -0.2(M_0) = -0.2 \times 1.488 = -0.298 \text{ t.m}$

$M_1 = -0.298 \text{ t.m}$

Appui de rive	M_0 (t.m)	$M_a = -0.2 M_0$ (t.m)
1	1.488	-0.298
3	1.292	-0.258

✓ Appui intermédiaire :

-Appuis E (intermédiaire) :

$M_0 = (0.615) (4.4)^2 / 8 = 1.488 \text{ t.m}$

$M_{2w} = -0.6(M_0) = -0.4 \times 1.488 = -0.893 \text{ t.m}$

$M_{5w} = -0.893 \text{ t.m}$

Appui D'intermédiaire	L(m)	Q_u (t / m ²)	M_0 (t .m)	M_a (t .m)
2w	4.40	0.615	1.488	-0.893
2e	4.10	0.615	1.292	-0.775

2/ les moments en travée :

Travée 1-2 : (de rive) : $M_t = M_{\max}$

✓ $1.05 (M_0) - \frac{(M_w + M_e)}{2} = 1.05(1.488) - \frac{(0.298 + 0.893)}{2} = 0.967$
 $= 0.967 \text{ t.}$

$$\checkmark (1+0.3 \alpha) M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = (1+0.3(0.22)) \times 1.488 - \frac{(0.298+0.893)}{2} = 0.991 \text{ t.m}$$

$$\checkmark \frac{(1.2+0.3 \alpha)}{2} M_0 = \frac{(1.2+0.3 (0.22))}{2} \times 1.488 = 0.942 \text{ t.m}$$

$$M_{t1-2} = 0.991 \text{ t.m}$$

$$T(x) = QL/2 \text{ effort isostatique}$$

$$\rightarrow T_o = (0.615 \times 4.4) / 2 = 1.353$$

$$T_{2w} = 1.1 \times T_o = 1.488 \text{ t}$$

Travée 2-3 : (de rive) : $M_t = M_{\max}$

$$\checkmark 1.05 (M_0) - \frac{(M_w + M_e)}{2} = 1.05(1.292) - \frac{(0.775+0.258)}{2} = 0.840 \text{ t.m}$$

$$\checkmark (1+0.3 \alpha) M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = (1+0.3(0.22)) \times 1.292 - \frac{(0.775+0.258)}{2} = 0.860 \text{ t.m}$$

$$\checkmark \frac{(1.2+0.3 \alpha)}{2} M_0 = \frac{(1.2+0.3 (0.22))}{2} \times 1.421 = 0.818 \text{ t.m}$$

$$M_{t2-3} = 0.818 \text{ t.m}$$

$$T(x) = QL/2 \text{ effort isostatique}$$

$$\rightarrow T_o = (0.615 \times 4.1) / 2 = 1.261$$

$$T_{2e} = 1.1 \times T_o = 1.387 \text{ t}$$

➤ **Récapitulatif des moments et des efforts tranchants dans un tableau :**

Moment En travée	M_w (t.m)	M_e (t.m)	Q_u (t/m ²)	L(m)	M_t (t.m)
1-2	-0.298	-0.893	0.615	4.40	0.991
2-3	-0.775	-0.258	0.615	4.10	0.818

Travée	Q_s (t/m)	L(m)	T(X)
1-2	0.445	4.40	1.488
2-3	0.445	4.10	1.387

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

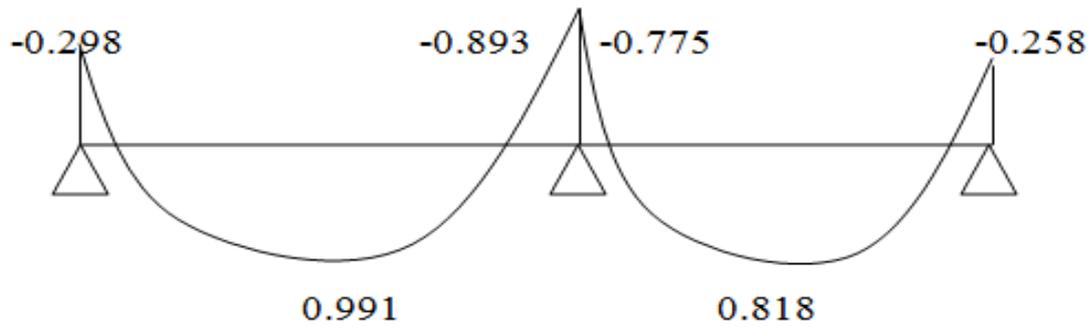


Diagramme des moments à L'ELU

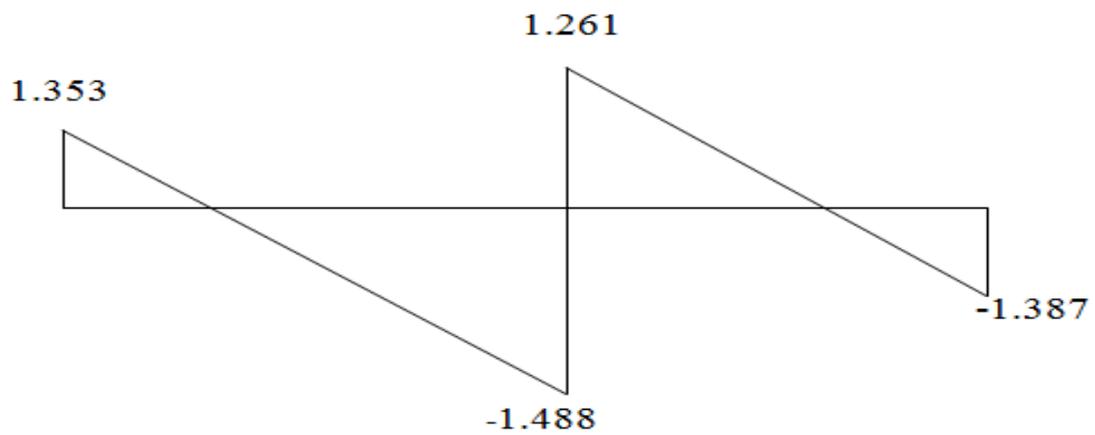


Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

À l'ELS :

$$Q_s = 0.65 \text{ (G+Q)} = 0.65 \text{ (0.534+0.15)}$$

$$Q_s = 0.445 \text{ t/m}^2$$

1/ les moments en appui :

✓ **Appui de rive :**

-appui de rive D :

$$M_0 = (0.445) (4.4)^2 / 8 = 1.077 \text{ t.m}$$

$$M_1 = -0.2(M_0) = -0.2 \times 1.077 = -0.215 \text{ t.m}$$

$$M_1 = -0.215 \text{ t.m}$$

-appui de rive F :

$$M_0 = (0.445) (4.1)^2 / 8 = 0.935 \text{ t.m}$$

$$M_3 = -0.2M_0 = -0.2 \times 0.935 = -0.187 \text{ t.m}$$

$$M_3 = -0.187 \text{ t.m}$$

Appui de rive	M_0 (t.m)	$M_a = -0.2 M_0$ (t.m)
1	1.488	-0.298
3	1.292	-0.258

✓ **Appui intermédiaire :**

-Appui E (intermédiaire) :

$$M_0 = (0.445) (4.4)^2 / 8 = 1.077 \text{ t.m}$$

$$M_{2w} = -0.6(M_0) = -0.4 \times 1.077 = -0.646 \text{ t.m}$$

$$M_{5w} = -0.646 \text{ t.m}$$

Appui D'intermédiaire	L(m)	Q_s (t / m ²)	M_0 (t .m)	M_a (t .m)
2w	4.40	0.445	1.077	-0.646
2e	4.10	0.445	0.935	-0.561

2/ les moments en travée :

Travée1-2 : (de rive): $M_t = M_{\max}$

$$\checkmark 1.05 (M_0) - \frac{(M_w + M_e)}{2} = 1.05(1.077) - \frac{(0.215 + 0.646)}{2} = 0.700 \text{ t.m}$$

$$\checkmark (1 + 0.3 \alpha) M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = (1 + 0.3(0.22)) \times 1.077 - \frac{(0.215 + 0.646)}{2} = 0.682 \text{ t.m}$$

$$\checkmark \frac{(1.2 + 0.3 \alpha)}{2} M_0 = \frac{(1.2 + 0.3(0.22))}{2} \times 1.077 = 0.717 \text{ t.m}$$

$$M_{t1-2} = 0.717 \text{ t.m}$$

$T(x) = QL/2$ effort isostatique $\rightarrow T_o = (0.445 \times 4.4) / 2 = 0.979$
 $T_{2w} = 1.1 \times T_o = 1.077 \text{ t}$

Travée2-3 : (de rive) : $M_t = M_{\max}$

$$\checkmark 1.05 (M_0) - \frac{(M_w + M_e)}{2} = 1.05(1.077) - \frac{(0.561 + 0.187)}{2} = 0.608 \text{ t.m}$$

$$\checkmark (1 + 0.3 \alpha) M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = (1 + 0.3(0.22)) \times 1.077 - \frac{(0.561 + 0.187)}{2} = 0.623 \text{ t.m}$$

$$\checkmark \frac{(1.2 + 0.3 \alpha)}{2} M_0 = \frac{(1.2 + 0.3(0.22))}{2} \times 0.935 = 0.592 \text{ t.m}$$

$$M_{t2-3} = 0.623 \text{ t.m}$$

$T(x) = QL/2$ effort isostatique $\rightarrow T_o = (0.445 \times 4.1) / 2 = 0.912$
 $T_{2w} = 1.1 \times T_o = 1.003 \text{ t}$

➤ Récapitulatif des moments et les efforts tranchants dans un Tableau :

Moment En travée	$M_w(t.m)$	$M_e(t.m)$	$Q_s(t/m^2)$	L(m)	$M_t(t.m)$
1-2	0.215	0.646	0.445	4.40	0.717
2-3	0.561	0.187	0.445	4.10	0.623

Travée	$Q_s(t/m)$	L(m)	T(X)
1-2	0.445	4.40	1.077
2-3	0.445	4.10	1.003

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

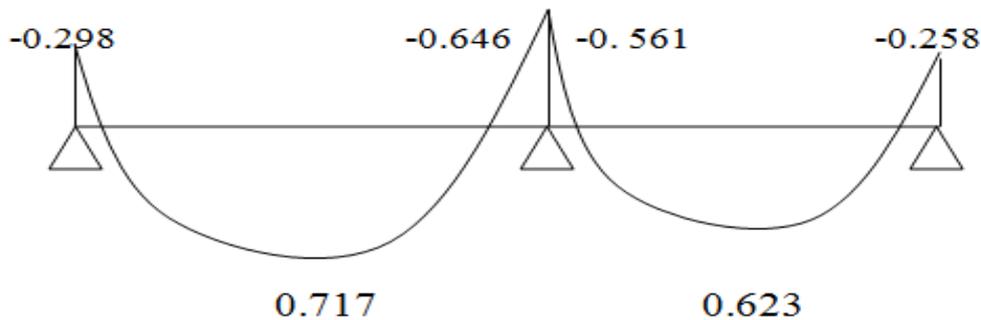


Diagramme des moments à L'ELS

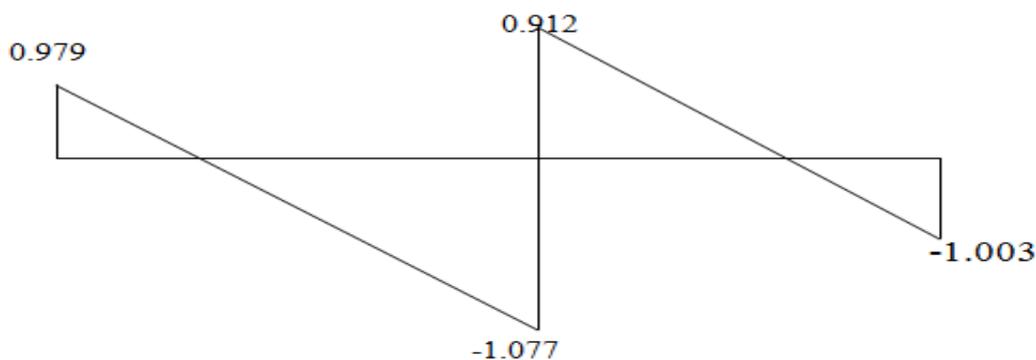


Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

✓ Ferraillage des poutrelles :

• Les données :

b=65cm largeur de la table

h=20cm hauteur totale de la section

b₀=12cm largeur de l'âme

h₀ =4cm hauteur de la table de compression

Enrobages des armatures c=c'= 3cm → d=17cm

f_{c28}=25MPA; f_{eE400} , σ_b=14.20MPA ; σ_s=348MPA

Mt max=0.991t.m

Ma=-0.893t.m

T max=1.488t

➤ Vérification à l'ELU :

1/En Travée :

$$M_{TAB}=b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d-h/2)=0.65 \times 0.04 \times 1420 \times (0.17-0.02)=5.54 \text{ t.m}$$

$$M_t \text{ max}=0.991 \text{ t.m} < 5.54 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, donc on calcule la section comme une section rectangulaire (65*20) cm².

Mt max=0.991t.m

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.991 \times 10^5}{65 \times (17)^2 \times 142} = 0.037.$$

$$\mu = 0,037 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s'=0).$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.037)}) = 0.047$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 17(1 - 0.4(0.047)) = 16.68 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.991 \times 10^5}{16.68 \times 3480} = 1.71 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte: 2HA12=2.26 cm²

Condition de non Fragilité:

Dans toute poutre soumise à la flexion simple ou compose et comportant une zone tendue, les armatures longitudinale de traction doivent avoir une section au moins égale à :

$$A_s > A_{min}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 * 65 * 17 * \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.33 \text{ cm}^2 < A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

2/ En appuie : Ma = -0.893t.m

La zone tendue se trouve dans la table de compression et d'après les hypothèses de calculs (BAEL) le béton tendue est négliger .la nervure est totalement comprimée donc on considère une section rectangulaire de dimension (0.12*0.20) m²

$$\mu = \frac{Mu}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{0.893 * 10^5}{12 * 17^2 * 142} = 0,181.$$

$$\mu = 0,181 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0).$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.181}) = 0.252$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 17(1 - 0.4(0.252)) = 15.29 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.893 * 10^5}{15.29 * 3480} = 1.68 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte: 2HA12=2.26 cm²

Condition de non Fragilité:

Dans toute poutre soumise à la flexion simple ou compose et comportant une zone tendue, les armatures longitudinale de traction doivent avoir une section au moins égale à :

$$A_s > A_{\min}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 * 65 * 17 * \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.33 \text{ cm}^2 < A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

B/vérification à ELS :

1/En Travée : Mt max= 0.717t.m

- **Position de l'axe neutre :** L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 A_s' (x - c') - 15 A_s (d - x) = 0 \quad \text{avec} \quad (A_s' = 0)$$

$$bx^2/2 - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$(65/2) x^2 + 15 * 2.26 (17 - x) = 0$$

$$32.5x^2 + 33.9x - 576.3 = 0$$

$$\Delta = 76068.21 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 275.8 \longrightarrow x = -33.9 + 275.8/65 = 3.72 \text{ cm}$$

$$x = +3.72$$

- **Moment d’Inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15A_s (d - x)^2 = 65(3.72)^3 / 3 + 15 * 2.26(17 - 3.72)^2$$

$$I = 7093.92 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

- ✓ **Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x / I_b < 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (0.717 * 10^5 * x * 3.72) / 7093.92$$

$$\sigma_{bc} = 37.60 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

- ✓ **Condition dans l’acier :**

D’après BAEL91 :

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_{te}; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_t \max (d-x) / I = 15 * 0.717 * 10^5 * x (17 - 3.72) / 7093.92 = 2013.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2013.36 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

2/En Appuie : $M_t \text{ max} = 0.646 \text{ t.m}$

- **Position de l’axe neutre :**

L’axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 A_s' (x - c') - 15 A_s (d - x) = 0 \quad \text{avec} \quad (A_s' = 0)$$

$$bx^2/2 - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$(65/2) x^2 + 15 * 2.26 (17 - x) = 0$$

$$32.5x^2 + 33.9x - 576.3 = 0$$

$$\Delta = 76068.21 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 275.8 \longrightarrow x = -33.9 + 275.8/65 = 3.72 \text{ cm}$$

$$x = +3.72$$

• **Moment d’Inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15As (d - x)^2 = 65(3.72)^3 / 3 + 15 \cdot 2.26(17 - 3.72)^2$$

$$I = 7093.92 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

✓ **Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_{t \text{ ser } x} / I_b < 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (0.646 \times 10^5 \times 3.72) / 7093.92$$

$$\sigma_{bc} = 33.88 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

✓ **Condition dans l’acier : D’après BAEL91 :**

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_{t \text{ max } (d-x)} / I = 15 \times 0.646 \times 10^5 \times (17 - 3.72) / 7093.92 = 1813.99 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1813.99 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **Vérification de l’effort tranchant : Tu max=1.488t**

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b_0 \cdot d} = \frac{1.488 \times 10^3}{12 \times 17} = 7.29 \text{ kg/cm}^2$$

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 f_{c28} / 1.5 ; 5 \text{ MPA}] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.729 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **Les armatures transversales :**

➤ **Diamètre :**

$$\varphi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_1\right) = \min(20 / 35; 12 / 10) \text{ cm} = 0.57 \text{ cm} = 5.70 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{2 * \pi * \varphi_t}{4} = \frac{2 * 3.14 * 0.57}{4} = 0.89 \text{ cm}^2$$

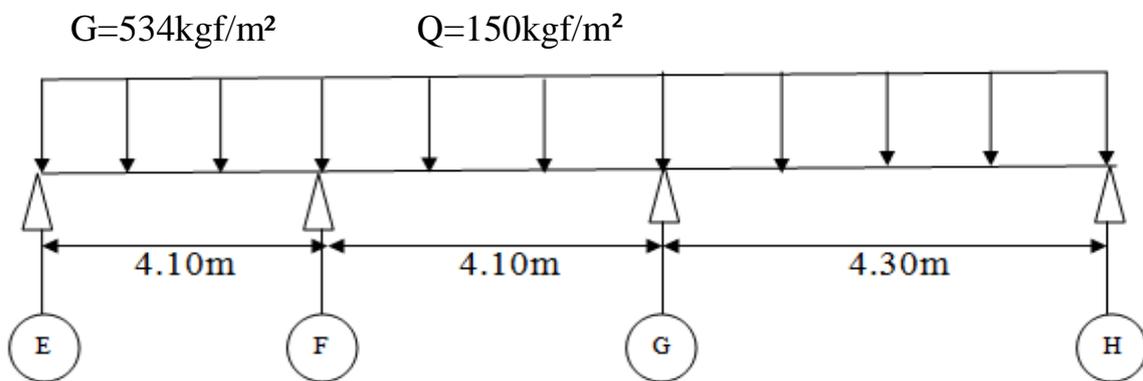
On adopte : $\Rightarrow A_t = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$ (1 cadre et 1 pingle)

➤ Espacement :

$$S_t \leq \min(0, 9.d; 40\text{cm}) = \min(0, 9 * 17; 40\text{cm}) = 15.3\text{cm}$$

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

C)-Type03 : à 3 travées :



✓ Combinaison des charges :

À l'ELU:

$$Q_U = 0.65 (1.35(G) + 1.5(Q)) = 0.65 (1.35 * 0.534 + 1.5 * 0.15)$$

$$Q_U = 0.615 \text{ t/ m}^2$$

Calcul des moments fléchissant :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{150}{150+534} = 0.22$$

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

avec :

M_w = moment à gauche

M_e = moment à droite en valeur absolue

M_t = moment en travée.

✓ Calcul à l'ELU :

$$Q_U = 0.615 \text{ t/ m}^2$$

1/ les moments en appui :

✓ **Appui de rive :**

-appui de rive E :

$$M_0 = (0.615) (4.1)^2 / 8 = 1.292 \text{ t.m}$$

$$M_1 = -0.2(M_0) = -0.2 \times 1.29 = -0.258 \text{ t.m}$$

$$M_1 = -0.258 \text{ t.m}$$

Appui de rive	M_0 (t.m)	$M_a = -0.2 M_0$ (t.m)
1	1.292	-0.258
4w	1.421	-0.284

✓ **Appui intermédiaire :**

-Appuis F (intermédiaire) :

$$M_0 = (0.615) (4.1^2) / 8 = 1.292 \text{ t.m}$$

$$M_{2w} = -0.5(M_0) = -0.5 \times 1.292 = -0.646 \text{ t.m}$$

$$M_{2w} = -0.646 \text{ t.m}$$

Appui D'intermédiaire	L(m)	Q_u (t / m ²)	M_0 (t .m)	M_a (t .m)
2w	4.40	0.615	1.292	-0.646
2e	4.10	0.615	1.292	-0.646
3w	4.10	0.615	1.292	-0.646
3e	4.30	0.615	1.421	-0.710

2/ les moments en travée :

Travée1-2 : (de rive) : $M_t = M_{\max}$

$$\checkmark 1.05 (M_0) - \frac{(M_w + M_e)}{2} = 1.05(1.292) - \frac{(0.258 + 0.646)}{2} = 0.904 \text{ t.m}$$

$$\checkmark (1 + 0.3 \alpha) M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = (1 + 0.3(0.22)) \times 1.292 - \frac{(0.258 + 0.646)}{2} = 0.925 \text{ t.m}$$

$$\checkmark \frac{(1.2 + 0.3 \alpha)}{2} M_0 = \frac{(1.2 + 0.3 (0.22))}{2} \times 1.292 = 0.818 \text{ t.m}$$

$$M_{t1-2} = 0.818 \text{ t.m}$$

$$T(x) = QL/2 \text{ effort isostatique} \quad \rightarrow \quad T_o = (0.615 \times 4.1) / 2 = 1.260$$

$$T_{2w} = 1.1 \times T_o = 1.387 \text{ t}$$

Travée2-3 :(intermédiaire) : $M_t = M_{\max}$

$$\checkmark 1.05 M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = 1.05 \times 1.292 - \frac{(0.646 + 0.646)}{2} = 0.711 \text{ t}$$

$$\checkmark (1 + 0.3 \alpha) M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = (1 + 0.3(0.22)) \times 1.292 - \frac{(0.646 + 0.646)}{2} = 0.731 \text{ t.m}$$

$$\checkmark \frac{(1 + 0.3 \alpha)}{2} M_0 = (1 + 0.3 (0.22)) \times 1.292 = 0.689 \text{ t.m}$$

$$M_{t2-3} = 0.731 \text{ t.m}$$

$$T(x) = QL/2 \text{ effort isostatique} \quad \rightarrow \quad T_o = (0.615 \times 4.1) / 2 = 1.260$$

$$T_{2e} = T_o = 1.260 \text{ t}$$

➤ **Récapitulatif des moments et des efforts tranchants dans un tableau :**

Moment En travée	$M_w(t.m)$	$M_e(t.m)$	$Q_u(t/m^2)$	L(m)	$M_t(t.m)$
1-2	-0.258	-0.646	0.615	4.10	0.925
2-3	-0.646	-0.646	0.615	4.10	0.731
3-4	-0.710	-0.284	0.615	4.30	1.018

Travée	$Q_u(t/m)$	L(m)	T(X)
1-2	0.615	4.10	1.387
2-3	0.615	4.10	1.260
3-4	0.615	4.30	1.454

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

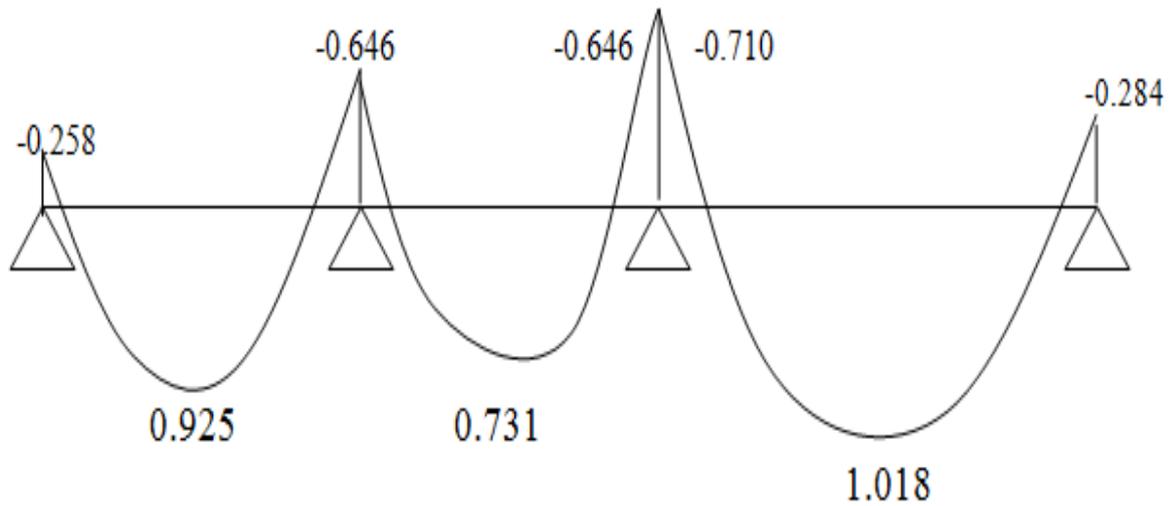


Diagramme des moments à L'ELU

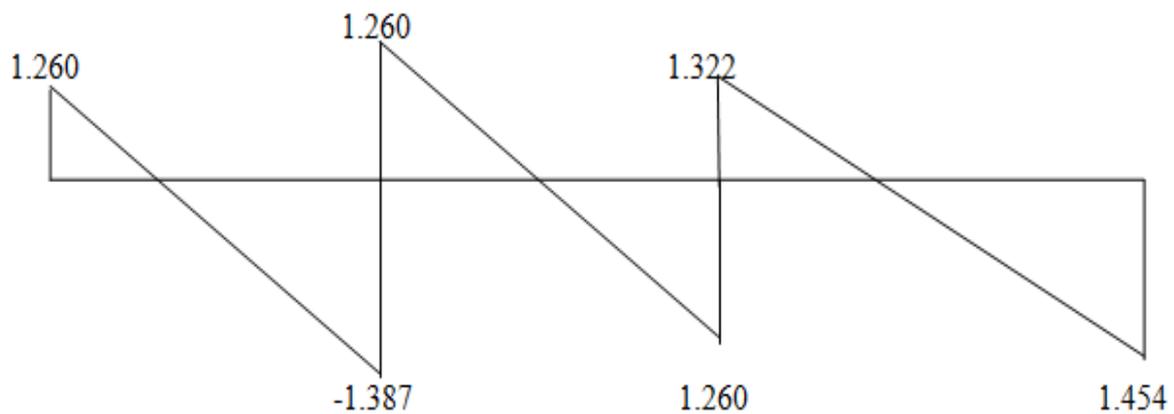


Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

✓ Calcul à l'ELS :

À l'ELS:

$$Q_s = 0.65 (G+Q) = 0.65 (0.534+0.15)$$

$$Q_s = 0.445 \text{ t/m}^2$$

1/ les moments en appui :

✓ Appui de rive :

-Appui de rive E :

$$M_0 = (0.445) (4.1)^2 / 8 = 0.935 \text{ t.m}$$

$$M_1 = -0.2(M_0) = -0.2 \times 0.935 = -0.187 \text{ t.m}$$

$$M_1 = -0.187 \text{ t.m}$$

Appui de rive	M_0 (t.m)	$M_a = -0.2 M_0$ (t.m)
1	0.935	-0.187
4w	1.028	-0.206

✓ Appui intermédiaire :

-Appuis F : (intermédiaire) :

$$M_0 = (0.445) (4.1)^2 / 8 = 0.935 \text{ t.m}$$

$$M_{2w} = -0.5(M_0) = -0.5 \times 0.935 = -0.467 \text{ t.m}$$

$$M_{2w} = -0.467 \text{ t.m}$$

Appui D'intermédiaire	L(m)	Q_s (t /m ²)	M_0 (t .m)	M_a (t .m)
2w	4.10	0.445	0.935	-0.467
2e	4.10	0.445	0.935	-0.467
3w	4.10	0.445	0.935	-0.467
3e	4.30	0.445	1.028	-0.514

2/ les moments en travée :

Travée1-2 : (de rive) : $M_t = M_{\max}$

$$\checkmark 1.05 (M_0) - \frac{(M_w + M_e)}{2} = 1.05(0.935) - \frac{(0.187 + 0.467)}{2} = 0.655 \text{ t.m}$$

$$\checkmark (1 + 0.3 \alpha) M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = (1 + 0.3(0.22)) \times 0.935 - \frac{(0.187 + 0.467)}{2} = 0.670 \text{ t.m}$$

$$\checkmark \frac{(1.2 + 0.3 \alpha)}{2} M_0 = \frac{(1.2 + 0.3(0.22))}{2} \times 0.930 = 0.592 \text{ t.m}$$

$$M_{t1-2} = 0.670 \text{ t.m}$$

$$T(x) = QL/2 \text{ effort isostatique} \quad \rightarrow \quad T_o = (0.445 \times 4.1) / 2 = 0.912$$

$$T_{2w} = 1.1 \times T_o = 1.049 \text{ t}$$

Travée2-3 :(intermédiaire) : $M_t = M_{\max}$

$$\checkmark 1.05 M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = 1.05 \times 0.935 - \frac{(0.467 + 0.467)}{2} = 0.515 \text{ t}$$

$$\checkmark (1 + 0.3 \alpha) M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = (1 + 0.3(0.22)) \times 0.935 - \frac{(0.467 + 0.467)}{2} = 0.530 \text{ t.m}$$

$$\checkmark \frac{(1 + 0.3 \alpha)}{2} M_0 = (1 + 0.3(0.22)) \times 0.935 = 0.498 \text{ t.m}$$

$$M_{t2-3} = 0.530 \text{ t.m}$$

$$T(x) = QL/2 \text{ effort isostatique} \quad \rightarrow \quad T_o = (0.445 \times 4.1) / 2 = 0.912$$

$$T_{2e} = T_o = 0.912 \text{ t}$$

➤ Récapitulatif des moments et des efforts tranchants dans un tableau :

Moment En travée	$M_w(t.m)$	$M_e(t.m)$	$Q_s(t/m^2)$	L(m)	$M_t(t.m)$
1-2	-0.187	-0.467	0.445	4.10	0.670
2-3	-0.467	-0.467	0.445	4.10	0.530
3-4	-0.514	-0.206	0.445	4.30	0.735

Travée	$Q_s(t/m)$	L(m)	T(X)
1-2	0.445	4.10	1.049
2-3	0.445	4.10	0.912
3-4	0.445	4.30	1.052

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

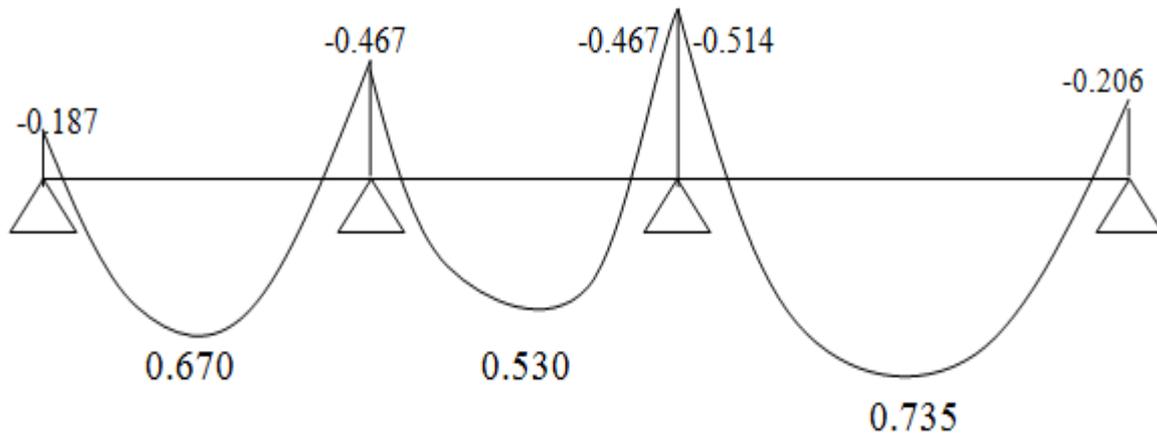


Diagramme des moments à L'ELS

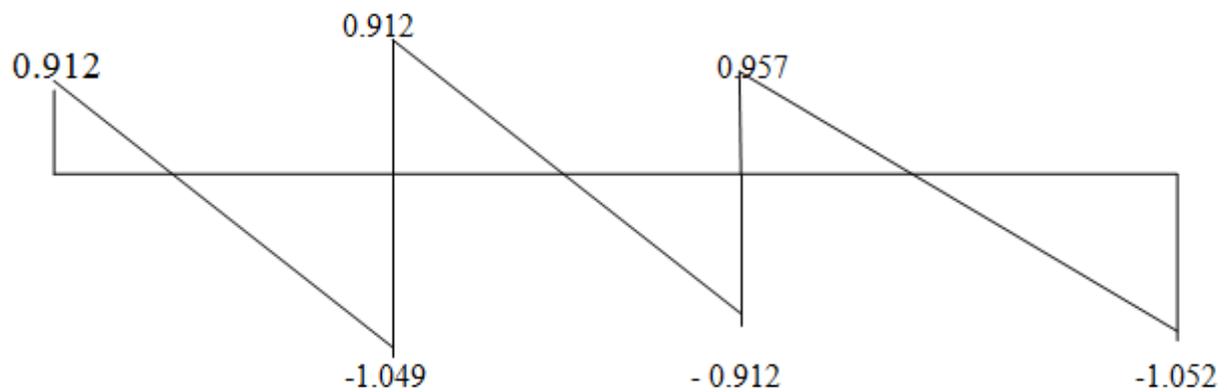


Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

✓ **Ferraillage des poutrelles :**

• **Les données :**

b=65cm largeur de la table

h=20cm hauteur totale de la section

b₀=12cm largeur de l'âme

h₀ =4cm hauteur de la table de compression

Enrobages des armatures c=c'= 3cm → d=17cm

f_c28=25MPa; f_eE400 , σ_b=14.20MPa ; σ_s=348MPa

M_{t max}=1.018t.m

M_a=-0.710t.m

T_{max}=1.454t

1/En Travée :

$$M_{TAB}=b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d-h / 2)=0.65 \times 0.04 \times 1420 \times (0.17-0.02)=5.54 \text{ t.m}$$

M_{t max}=1.018 t .m < 5.54 t. mvérifier

M_{TAB}=5.54t.m > M_{t max} =1.018t.m

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, donc on calcule la section comme une section rectangulaire (65x20) cm².

M_{t max}=1.018t.m

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.018 \cdot 10^5}{65 \cdot 17^2 \cdot 142} = 0,038.$$

$$\mu = 0,038 < \mu_R = 0,392 \dots \dots \dots (A_s' = 0).$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.038)}) = 0.048$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 17(1 - 0.4(0.048)) = 16.68 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{1.018 \cdot 10^5}{16.68 \cdot 3480} = 1.75 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte: 2HA12=2.26 cm²

Condition de non Fragilité:

Dans toute poutre soumise à la flexion simple ou compose et comportant une zone tendue, les armatures longitudinales de traction doivent avoir une section au moins égale à :

$$A_s > A_{min}$$

$$A_{min} \geq 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 * 65 * 17 * \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.33 \text{ cm}^2 < A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

2/ En appuie : $M_a = -0.710 \text{ t.m}$

La zone tendue se trouve dans la table de compression et d’après les hypothèses de calculs(BAEL) le béton tendue est négliger .la nervure est totalement comprimée donc on considère une section rectangulaire de dimension (0.12*0.20) m²

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{0.710 * 10^5}{12 * 17^2 * 142} = 0,144.$$

$$\mu = 0,144 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0).$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.144)}) = 0.195$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 17(1 - 0.4(0.195)) = 15.67 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.710 * 10^5}{15.67 * 3480} = 1.3 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte: 2HA12=2.26 cm²

Condition de non Fragilité:

Dans toute poutre soumise à la flexion simple ou compose et comportant une zone tendue, les armatures longitudinale de traction doivent avoir une section au moins égale à :

$$A_s > A_{min}$$

$$A_{min} \geq 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 * 65 * 17 * \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.33 \text{ cm}^2 < A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

B/vérification à ELS :

1/En Travée : Mt max= 0.735t.m

- **Position de l'axe neutre :** L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 As' (x-c') - 15 As (d-x) = 0 \quad \text{avec} \quad (As'=0)$$

$$bx^2/2 - 15 As (d-x) = 0$$

$$(65/2) x^2 + 15 * 2.26 (17-x) = 0$$

$$32.5x^2 + 33.9x - 576.3 = 0$$

$$\Delta = 76068.21 \quad \longrightarrow \quad \sqrt{\Delta} = 275.8 \quad \longrightarrow \quad x = -33.9 + 275.8/65 = 3.72 \text{ cm}$$

$$x = +3.72$$

- **Moment d'Inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15As (d - x)^2 = 65(3.72)^3/3 + 15*2.26(17-3.72)^2$$

$$I = 7093.92 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

-Condition dans le béton :

$$\sigma_{bc} = Mt \text{ ser } x/I_b = 0.6 * f_c / 28$$

$$\sigma_{bc} = (0.735 \times 10^5 \times 3.72) / 7093.92$$

$$\sigma_{bc} = 38.54 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

-Condition dans l'acier :

D'après le BAEL91 :

La fissuration est non préjudiciable

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 Mt \text{ max } (d-x)/I = 15 \times 0.735 \times 10^5 \times (17-3.72)/7093.92 = 2063.91 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2063.91 \text{ kg/cm}^2 <$$

$$\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

2/En Appuie : Mt max= 0.514t.m

- **Position de l'axe neutre :**

L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 As' (x-c') - 15 As (d-x) = 0 \quad \text{avec} \quad (As'=0)$$

$$bx^2/2 - 15 A_s (d-x) = 0$$

$$(65/2) x^2 + 15 * 2.26 (17-x) = 0$$

$$32.5x^2 + 33.9x - 576.3 = 0$$

$$\Delta = 76068.21 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 275.8 \longrightarrow x = -33.9 + 275.8/65 = 3.72 \text{ cm}$$

$$x = +3.72$$

• **Moment d’Inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15 A_s (d - x)^2 = 65(3.72)^3/3 + 15 \times 2.26 (17 - 3.72)^2$$

$$I = 7093.92 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

➤ **Condition dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x / I_b = 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (0.514 \times 10^5 \times 3.72) / 7093.92$$

$$\sigma_{bc} = 26.95 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **Condition dans l’acier :** D’après le BAEL91 :

La fissuration est non préjudiciable

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg /cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_t \text{ max } (d-x) / I = 15 \times 0.514 \times 10^5 \times (17 - 3.72) / 7093.92 = 1443.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1443.33 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kg /cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **Vérification de l’effort tranchant :** $T_u \text{ max} = 1.454 \text{ t}$

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b_0 * d} = \frac{1.454 \times 10^3}{12 \times 17} = 7.13 \text{ kg/cm}^2$$

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 f_{c28} / 1.5 ; 5 \text{ MPA}] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.713 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **Les armatures transversales :**

✓ **Diamètre :**

$$\varphi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_1\right) = \min(20/35; 12/10) \text{ cm} = 0.57 \text{ cm} = 5.70 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{2 * \pi * \varphi_t}{4} = \frac{2 * 3.14 * 0.57}{4} = 0.89 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$ (1 cadre et 1 pingle)

✓ Espacement :

$$S_t \leq \min(0, 9.d; 40 \text{ cm}) = \min(0, 9 * 17; 40 \text{ cm}) = 15.3 \text{ cm}$$

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

Ferrailage de la nervure :

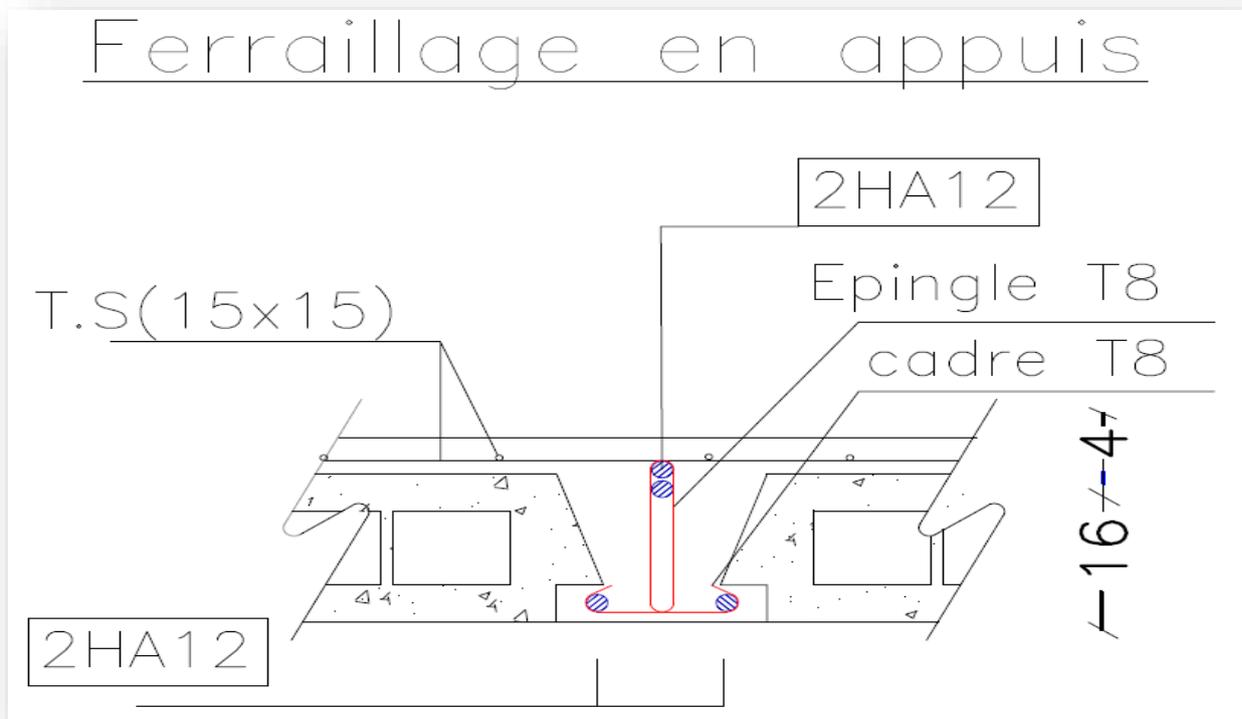
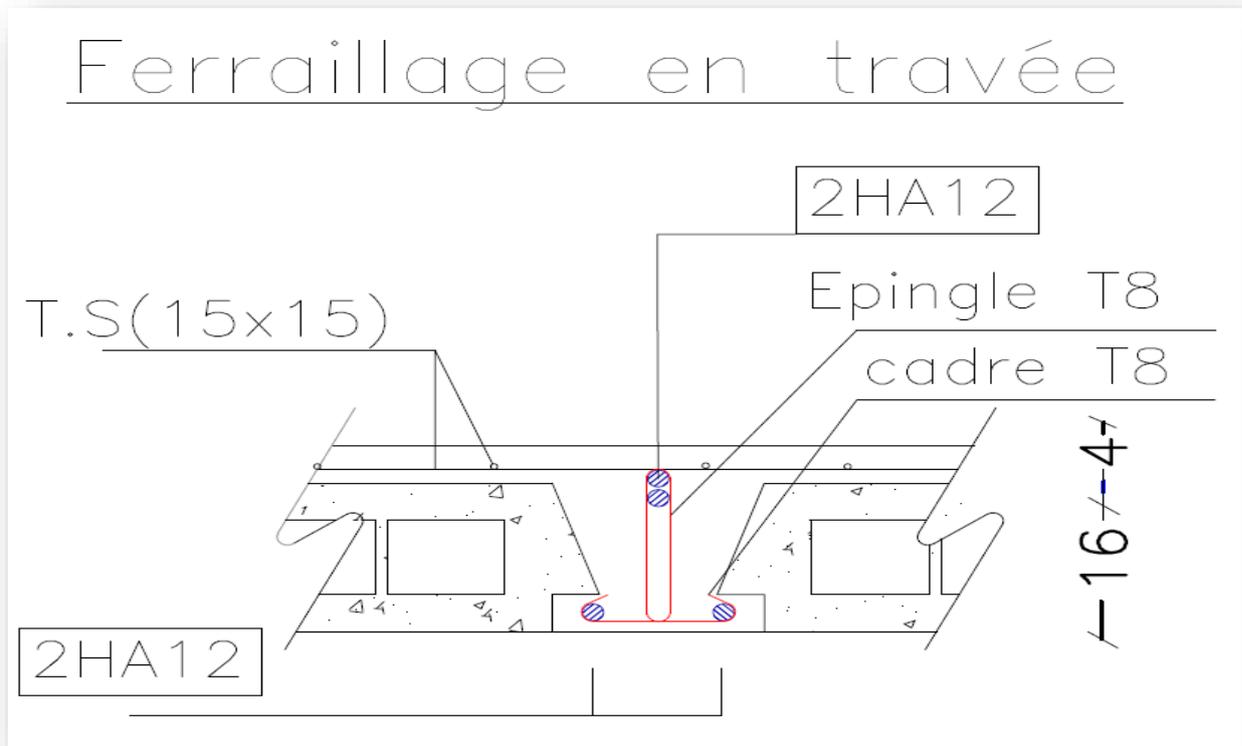


Figure V.4 : ferrailage de la nervure de plancher 1^{er} à 8^{ème} étages

V.4. Calcul de plancher rez-de-chaussée:

Condition de l'application de la méthode forfaitaire :

1^{ère} Condition : plancher à surcharge modérée

$$Q \leq \min (2G, 500\text{kgf/m}^2)$$

$$Q = 400\text{Kgf/m}^2 \leq \max (1068, 500\text{Kgf/m}^2) = 1068\text{Kgf/m}^2 \dots\dots\dots \text{(Vérifier).}$$

2^{ème} Condition:

Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité « I = constante »

(Vérifier)

3^{ème}. Condition : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

Type01 :

- $0.8 \leq \frac{4.30}{4.10} = 1.05 \leq 1.25$
- $0.8 \leq \frac{4.10}{4.10} = 1 \leq 1.25$
- $0.8 \leq \frac{4.10}{4.40} = 0.93 \leq 1.25$
- $0.8 \leq \frac{4.40}{4.10} = 1.07 \leq 1.25$
- $0.8 \leq \frac{4.10}{4.10} = 1 \leq 1.25$
- $0.8 \leq \frac{4.10}{4.30} = 0.95 \leq 1.25$

Type02 :

- $0.8 \leq \frac{4.40}{4.10} = 1.07 \leq 1.25$

Type03 :

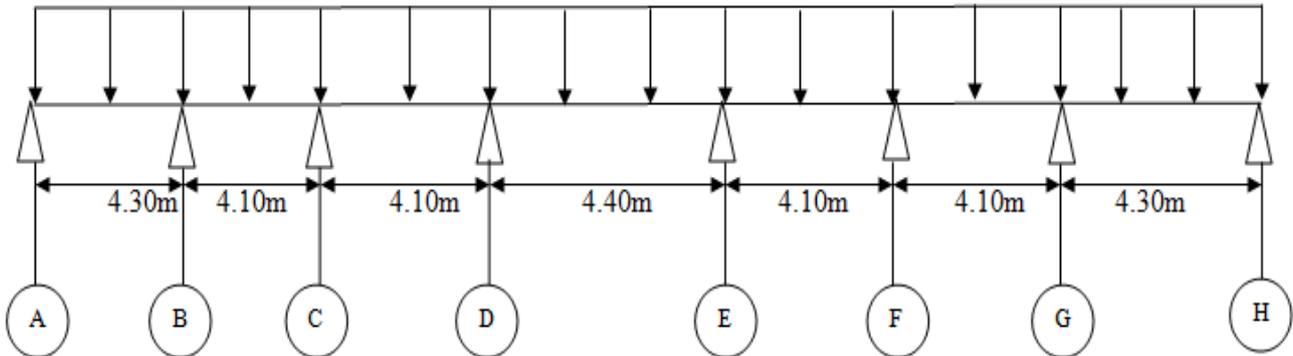
- $0.8 \leq \frac{4.10}{4.10} = 1 \leq 1.25$
- $0.8 \leq \frac{4.10}{4.30} = 0.95 \leq 1.25$

4^{ème} Condition : la fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton.

→ D'après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul se fait par « **la méthode forfaitaire** ».

A)-Type01 : 7travées

$$G=534 \text{ kgf/m}^2 \quad Q=400 \text{ kgf/m}^2$$



✓ Combinaison des charges :

À l'ELU:

$$Q_U=0.65 (1.35G+1.5Q)=0.65 (1.35 \times 0.534 + 1.5 \times 0.400)$$

$$Q_U=0.858 \text{ t/m}^2$$

Calcul des moments fléchissant :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{400}{400+534} = 0.43$$

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

avec :

M_w = moment à gauche

M_e = moment à droite en valeur absolue

M_t = moment en travée.

➤ Calcul à l'ELU :

$$Q_U=0.858 \text{ t/m}^2$$

1/ moment en appui :

✓ Appui de rive :

-Appui de rive A :

$$M_0=(0.858)(4.3)^2/8 = 1.983 \text{ t.m}$$

$$M_1 = -0.2(M_0) = -0.2 \times 1.983 = -0.397 \text{ t.m}$$

$$M_1 = -0.397 \text{ t.m}$$

Appui de rive	M_0 (t.m)	$M_a = -0.2 M_0$ (t.m)
1	1.983	-0.397
8	1.983	-0.397

✓ Appui intermédiaire :

-Appui B (intermédiaire) :

$$M_0 = (0.858) (4.3)^2 / 8 = 1.983 \text{ t.m}$$

$$M_{2w} = -0.5(M_0) = -0.5 \times 1.983 = -0.991 \text{ t.m}$$

$$M_{2w} = -0.991 \text{ t.m}$$

Appui D'intermédiaire	L(m)	QU(t /m ²)	M0(t .m)	Ma(t .m)
2w	4.30	0.858	1.983	-0.991
2 ^e	4.10	0.858	1.803	-0.901
3w	4.10	0.858	1.803	-0.721
3 ^e	4.10	0.858	1.803	-0.721
4w	4.10	0.858	1.803	-0.721
4 ^e	4.40	0.858	2.076	-0.830
5w	4.40	0.858	2.076	-0.830
5 ^e	4.10	0.858	1.803	-0.721
6w	4.10	0.858	1.803	-0.721
6 ^e	4.10	0.858	1.803	-0.721
7w	4.10	0.858	1.803	-0.901
7 ^e	4.30	0.858	1.983	-0.991

2/ les moments en travée :

Travée1-2 : (de rive) : $M_t = M_{\max}$

$$\checkmark 1.05 (M_0) - \frac{(M_w + M_e)}{2} = 1.05(1.983) - \frac{(0.397 + 0.991)}{2} = 1.388$$

$$= 1.388t.$$

$$\checkmark (1 + 0.3 \alpha) M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = (1 + 0.3(0.43)) \times 1.983 - \frac{(0.397 + 0.991)}{2}$$

$$= 1.544t.m$$

$$\checkmark \frac{(1.2 + 0.3 \alpha)}{2} M_0 = \frac{(1.2 + 0.3 (0.43))}{2} \times 1.983 = 1.317t.m$$

$$M_{t1-2} = 1.544t.m$$

$$T(x) = QL/2 \text{ (effort isostatique)} \quad \rightarrow \quad T_o = (0.858 \times 4.3)/2 = 1.845$$

$$T_{2w} = 1.1 T_o = 2.029t$$

Travée2-3 : (intermédiaire) : $M_t = M_{\max}$

$$\checkmark 1.05 (M_0) - \frac{(M_w + M_e)}{2} = 1.05(1.803) - \frac{(0.901 + 0.721)}{2} = 1.082t.$$

$$\checkmark (1 + 0.3 \alpha) M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = (1 + 0.3(0.43)) \times 1.803 - \frac{(0.901 + 0.721)}{2}$$

$$= 1.224t.m$$

$$\checkmark \frac{(1 + 0.3 \alpha)}{2} M_0 = \frac{(1 + 0.3 (0.43))}{2} \times 1.803 = 1.018t.m$$

$$M_{t2-3} = 1.224t.m$$

$$T(x) = QL/2 \text{ effort isostatique} \quad \rightarrow \quad T_o = (0.858 \times 4.1)/2 = 1.759$$

$$T_{2e} = T_o = 1.759 t$$

➤ **Récapitulatif des moments et des efforts tranchants dans un tableau :**

Moment En travée	$M_w(t. m)$	$M_e(t. m)$	$Q_u(t /m^2)$	L(m)	$M_t(t .m)$
1-2	-0.397	-0.991	0.858	4.30	1.544
2-3	-0.901	-0.721	0.858	4.10	1.224
3-4	-0.721	-0.721	0.858	4.10	1.314
4-5	-0.830	-0.830	0.858	4.40	1.514
5-6	-0.721	-0.721	0.858	4.10	1.314
6-7	-0.721	-0.901	0.858	4.10	1.224
7-8	-0.901	-0.397	0.858	4.30	1.544

Travée	$Q_u(t/m)$	L(m)	T(X)
1-2	0.858	4.30	2.029
2-3	0.858	4.10	1.759
3-4	0.858	4.10	1.759
4-5	0.858	4.40	1.888
5-6	0.858	4.10	1.759
6-7	0.858	4.10	1.759
7-8	0.858	4.30	2.029

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

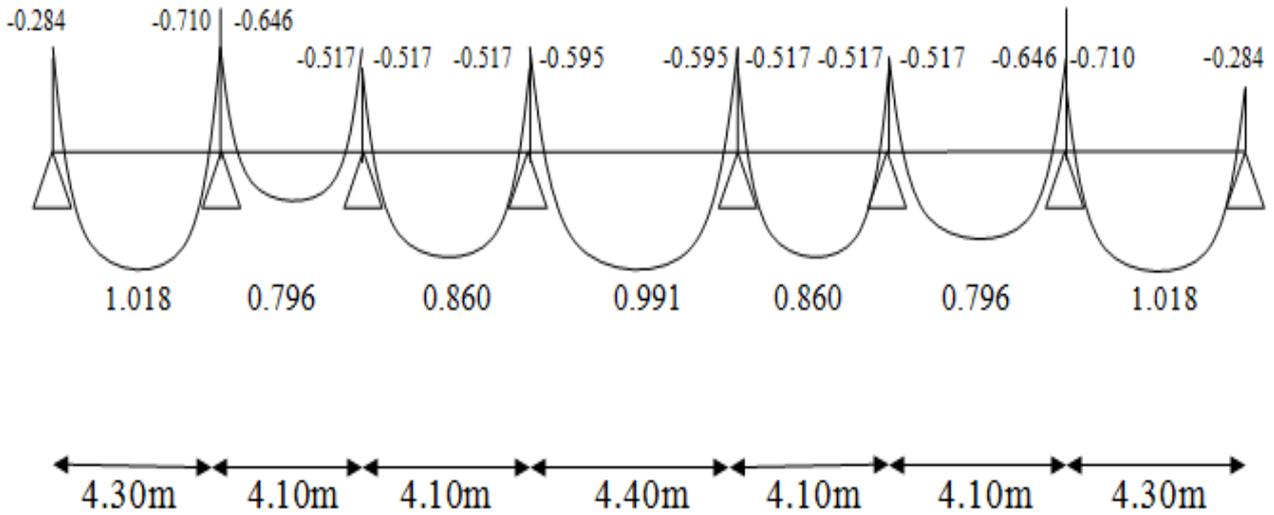


Diagramme des moments à L'ELU

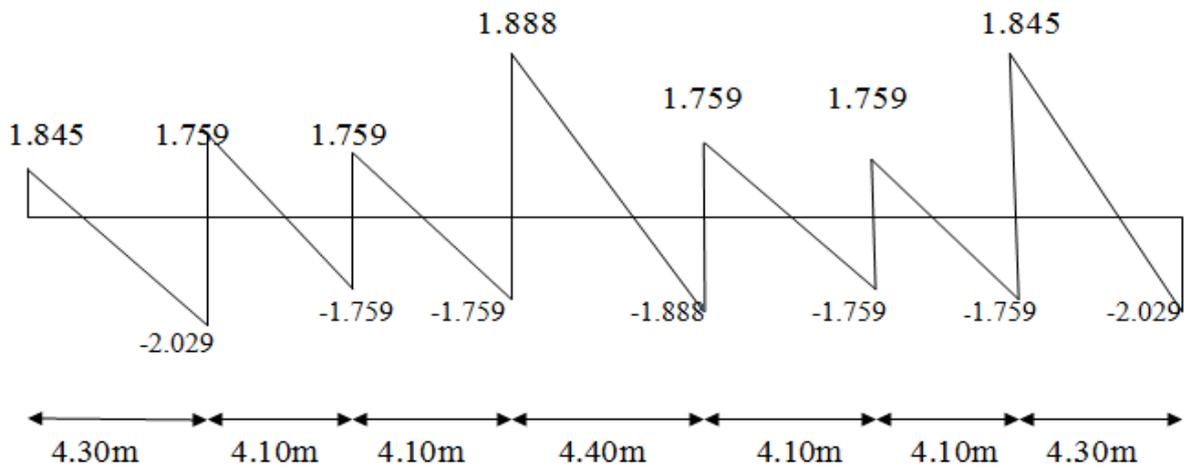


Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

➤ Calcul à l'ELS :

✓ À l'ELS:

$$Q_s = 0.65 (G+Q) = 0.65 (0.534+0.400)$$

$$Q_s = 0.607 \text{ t/m}^2$$

1/ les moments en appui :

✓ Appui de rive :

-appui de rive A:

$$M_0 = (0.607) (4.3)^2 / 8 = 1.403 \text{ t.m}$$

$$M_1 = -0.2(M_0) = -0.2 \times 1.403 = -0.281 \text{ t.m}$$

$$M_1 = -0.281 \text{ t.m}$$

Appui de rive	M_0 (t.m)	$M_a = -0.2 M_0$ (t.m)
1	1.403	-0.281
8	1.403	-0.281

✓ Appui intermédiaire :

-Appuis B (intermédiaire) :

$$M_0 = (0.607) (4.3)^2 / 8 = 1.403 \text{ t.m}$$

$$M_{2w} = -0.5(M_0) = -0.5 \times 1.403 = -0.701 \text{ t.m}$$

$$M_{2w} = -0.701 \text{ t.m}$$

Appui D'intermédiaire	L(m)	Q_s (t/m ²)	M_0 (t .m)	M_a (t .m)
2w	4.30	0.607	1.403	-0.701
2 ^e	4.10	0.607	1.275	-0.637
3w	4.10	0.607	1.275	-0.510
3 ^e	4.10	0.607	1.275	-0.510
4w	4.10	0.607	1.275	-0.510
4 ^e	4.40	0.607	1.077	-0.588

5w	4.40	0.607	1.077	-0.588
5 ^e	4.10	0.607	1.275	-0.510
6w	4.10	0.607	1.275	-0.510
6 ^e	4.10	0.607	1.275	-0.510
7w	4.10	0.607	1.275	-0.637
7 ^e	4.30	0.607	1.028	-0.701

2/ les moments en travée :

Travée1-2 : (de rive) : $M_t = M_{max}$

$$\checkmark 1.05M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = 1.05 \times 1.403 - \frac{(0.281 + 0.701)}{2} = 0.982 \text{ t.m}$$

$$\checkmark (1 + 0.3 \alpha) M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = (1 + 0.3(0.43)) \times 1.403 - \frac{(0.281 + 0.701)}{2} = 1.092 \text{ t.m}$$

$$\checkmark \frac{(1.2 + 0.3 \alpha)}{2} M_0 = (1.2 + 0.3(0.43)) \times 1.403 = 0.932 \text{ t.m}$$

$$M_{t1-2} = 1.092 \text{ t.m}$$

$$T(x) = QL/2 \text{ effort isostatique} \quad \rightarrow \quad T_o = (0.607 \times 4.3) / 2 = 1.305 \text{ t}$$

$$T_{2w} = 1.1 \times T_o = 1.435 \text{ t}$$

Travée2-3 : (intermédiaire) : $M_t = M_{max}$

$$\checkmark 1.05M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = 1.05 \times 1.275 - \frac{(0.637 + 0.510)}{2} = 0.765 \text{ t.m}$$

$$\checkmark (1 + 0.3 \alpha) M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = (1 + 0.3(0.43)) \times 1.275 - \frac{(0.637 + 0.510)}{2} = 0.865 \text{ t.m}$$

$$\checkmark \frac{(1 + 0.3 \alpha)}{2} M_0 = (1 + 0.3(0.43)) \times 1.275 = 0.719 \text{ t.m}$$

$$M_{t2-3} = 0.865 \text{ t.m}$$

$$T(x) = QL/2 \text{ effort isostatique} \quad \rightarrow \quad T_o = (0.607 \times 4.1) / 2 = 1.244$$

$$T_{2e} = T_o = 1.244 \text{ t}$$

➤ Récapitulatif des moments et des efforts tranchants dans un tableau :

Moment En travée	M_w(t. m)	M_e(t. m)	Q_s(t /m²)	L(m)	M_t(t .m)
1-2	-0.281	-0.701	0.607	4.30	1.092
2-3	-0.637	-0.510	0.607	4.10	0.865
3-4	-0.510	-0.510	0.607	4.10	0.929
4-5	-0.588	-0.588	0.607	4.40	1.070
5-6	-0.510	-0.510	0.607	4.10	0.929
6-7	-0.510	-0.637	0.607	4.10	0.865
7-8	-0.281	-0.701	0.607	4.30	1.092

Travée	Q_s(t/m)	L(m)	T(X)
1-2	0.607	4.30	1.435
2-3	0.607	4.10	1.244
3-4	0.607	4.10	1.244
4-5	0.607	4.40	1.335
5-6	0.607	4.10	1.244
6-7	0.607	4.10	1.244
7-8	0.607	4.30	1.435

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

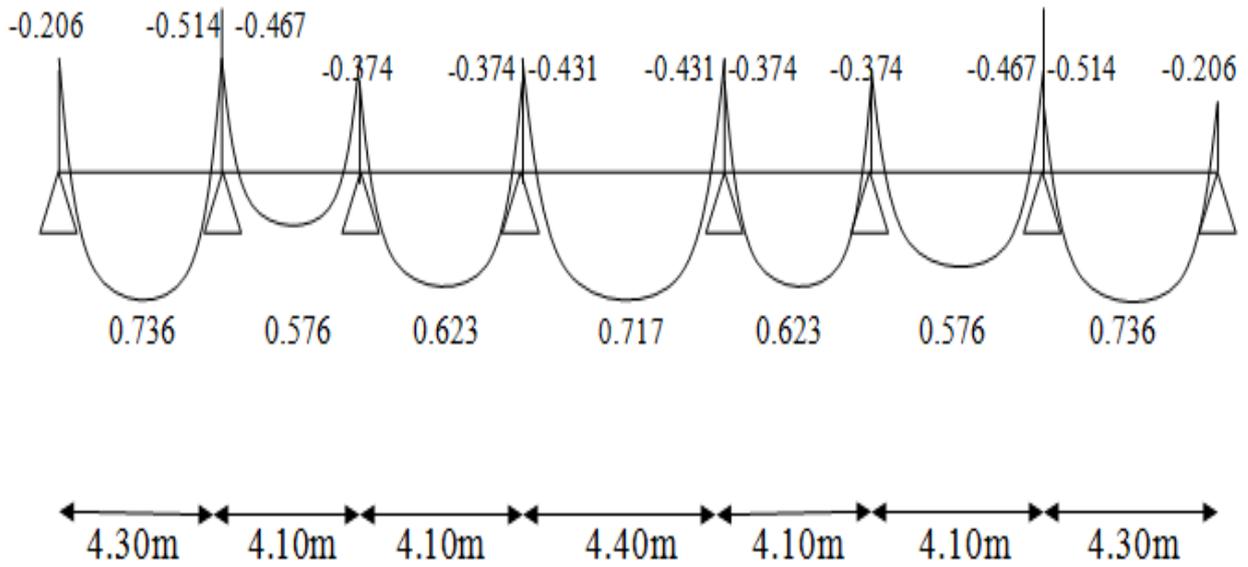


Diagramme des moments à L'ELS

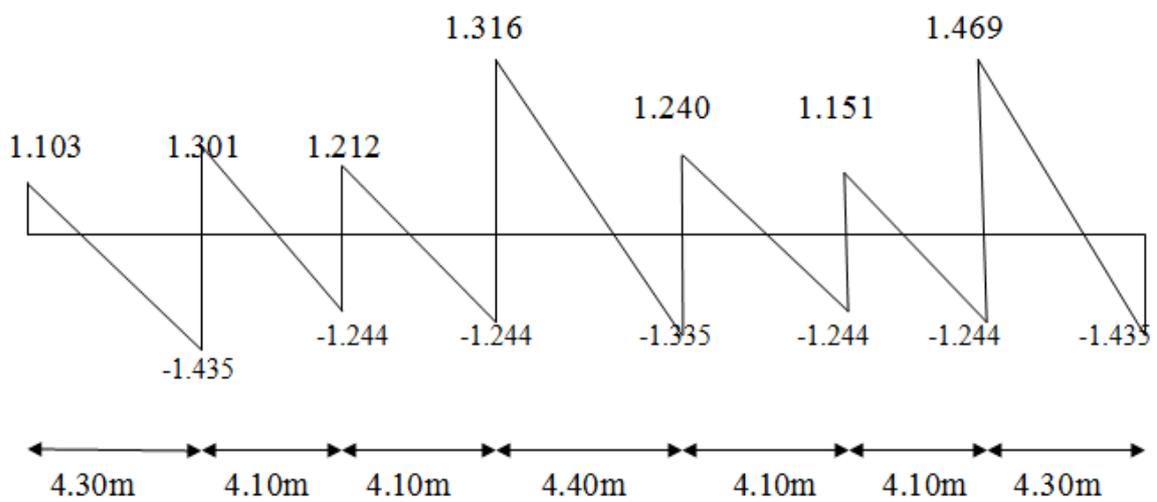


Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

✓ Ferraillage des poutrelles :

• Les données :

b=65cm largeur de la table

h=20cm hauteur totale de la section

b₀=12cm largeur de l'âme

h₀ =4cm hauteur de la table de compression

Enrobages des armatures c=c'= 3cm → d=17cm

F_c28=25MPa; FeE400 , σ_b=14.20MPa ; σ_s=348MPa

M_{t max}=1.544t.m

M_a=-0.991t.m

T_{max}=2.029t

➤ Vérification à l'ELU :

1/ En travée :

$$M_{TAB}=b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d-h / 2) = 0.65 \times 0.04 \times 1420 \times (0.17-0.02) = 5.54 \text{ t.m}$$

M_{t max}=1.544 t .m < 5.54 t. mvérifier

Nous avons M_U < M_{TAB} donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire (b x h) en flexion simple

$$(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$$

M_{t max}=1.544t.m

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

$$\mu = \frac{1.544 \cdot 10^5}{65 \cdot 17^2 \cdot 142} = 0.058.$$

μ = 0,038 < μ_R = 0,392..... (A_s'=0).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.058)}) = 0.075$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 17(1 - 0.4(0.075)) = 16.49 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{1.544 \times 10^5}{16.49 \times 3480} = 2.69 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte: 2HA14=3.08 cm²

Condition de non Fragilité:

Dans toute poutre soumise à la flexion simple ou compose et comportant une zone tendue, les armatures longitudinales de traction doivent avoir une section au moins égale à :

$$A_{min} \geq 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 65 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{cm}^2$$

$$A_{min} = 1.33 \text{cm}^2 < A_s = 3.08 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

2/ En appuie : Ma = -0.991t.m

La zone tendue se trouve dans la table de compression et d’après les hypothèses de calculs(BAEL) le béton tendue est négliger .la nervure est totalement comprimée donc on considère une section rectangulaire de dimension (12x20) cm²

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{0.991 \times 10^5}{12 \times 17^2 \times 142} = 0.201$$

$$\mu = 0.201 < \mu_R = 0.392 \dots\dots\dots (A_s' = 0).$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.201)}) = 0.283$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 17(1 - 0.4(0.283)) = 15.07 \text{cm}$$

$$A_s = \frac{0.991 \times 10^5}{15.07 \times 3480} = 1.89 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte: 2HA12=2.26 cm²

• **Condition de non fragilité :**

Dans toute poutre soumise à la flexion simple ou compose et comportant une zone tendue, les armatures longitudinale de traction doivent avoir une section au moins égale à :

$$A_s > A_{min}$$

$$A_{min} \geq 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 65 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{cm}^2$$

$$A_{min} = 1.33 \text{cm}^2 < A_s = 2.26 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

B/vérification à ELS :

1/En Travée : Mt max= 1.092t.m

- **Position de l'axe neutre** : L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 As' (x-c') - 15 As (d-x) = 0 \quad \text{avec} \quad (As'=0)$$

$$bx^2/2 - 15 As (d-x) = 0$$

$$(65/2) x^2 - 15 * 3.08 (17-x) = 0$$

$$32.5x^2 + 46.2x - 785.4 = 0$$

$$\Delta = 104236.44 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 322.86 \longrightarrow x = -46.2 + 322.86/65 = 4.26 \text{cm}$$

$$x = +4.26$$

- **Moment d'Inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15As (d - x)^2 = 65(4.26)^3/3 + 15*3.08 (17-4.26)^2$$

$$I = 7891.81 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

- ✓ **Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x/I_b < 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (1.092 \times 10^5 \times 4.26) / 7891.81$$

$$\sigma_{bc} = 58.95 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

- ✓ **Condition dans l'acier :** D'après BAEL91 :

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_{e}; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_t \text{ max } (d-x)/I = 15 \times 1.092 \times 10^5 \times (17-4.26) / 7891.81 = 2644.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2644.27 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

2/En Appuie : $M_t \text{ max} = 0.701 \text{ t.m}$

- **Position de l'axe neutre** : L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 As' (x-c') - 15 As (d-x) = 0 \quad \text{avec} \quad (As'=0)$$

$$bx^2/2 - 15 As (d-x) = 0$$

$$(65/2) x^2 + 15 \times 2.26 (17-x) = 0$$

$$32.5x^2 + 33.9x - 576.3 = 0$$

$$\Delta = 76068.21 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 275.8 \longrightarrow x = -33.9 + 275.8/65 = 3.72 \text{cm}$$

$$x = +3.72$$

• **Moment d’Inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15A_s (d - x)^2 = 65(3.72)^3 / 3 + 15 \cdot 2.26(17 - 3.72)^2$$

$$I = 7093.92 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

-Condition dans le Béton :

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x / I_b < 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (0.701 \times 10^5 \times 3.72) / 7093.92$$

$$\sigma_{bc} = 36.76 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

-Condition dans l’acier : D’après BAEL91 :

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_t \text{ max } (d-x) / I = 15 \times 0.701 \times 10^5 \times (17 - 3.72) / 7093.92 = 1968.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1968.43 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **Vérification de l’effort tranchant :** $T_u \text{ max} = 2.029 \text{ t}$

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b_0 \cdot d} = \frac{2.029 \times 10^3}{12 \times 17} = 9.95 \text{ kg/cm}^2 = 0.995 \text{ Mpa}$$

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 f_{c28} / 1.5 ; 5 \text{ MPA}] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.995 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **Les armatures transversales :**

➤ **Diamètre :**

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1 \right) = \min (20 / 35; 12 / 10) \text{ cm} = 0.57 \text{ cm} = 5.70 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{2 \cdot \pi \cdot \phi_t}{4} = \frac{2 \times 3.14 \times 0.57}{4} = 0.89 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$ (1 cadre et 1 pingle)

➤ **Espacement :**

$$S_t \leq \min (0, 9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = \min (0, 9 \times 17; 40 \text{ cm}) = 15.3 \text{ cm}$$

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

Ferraillage de la nervure :

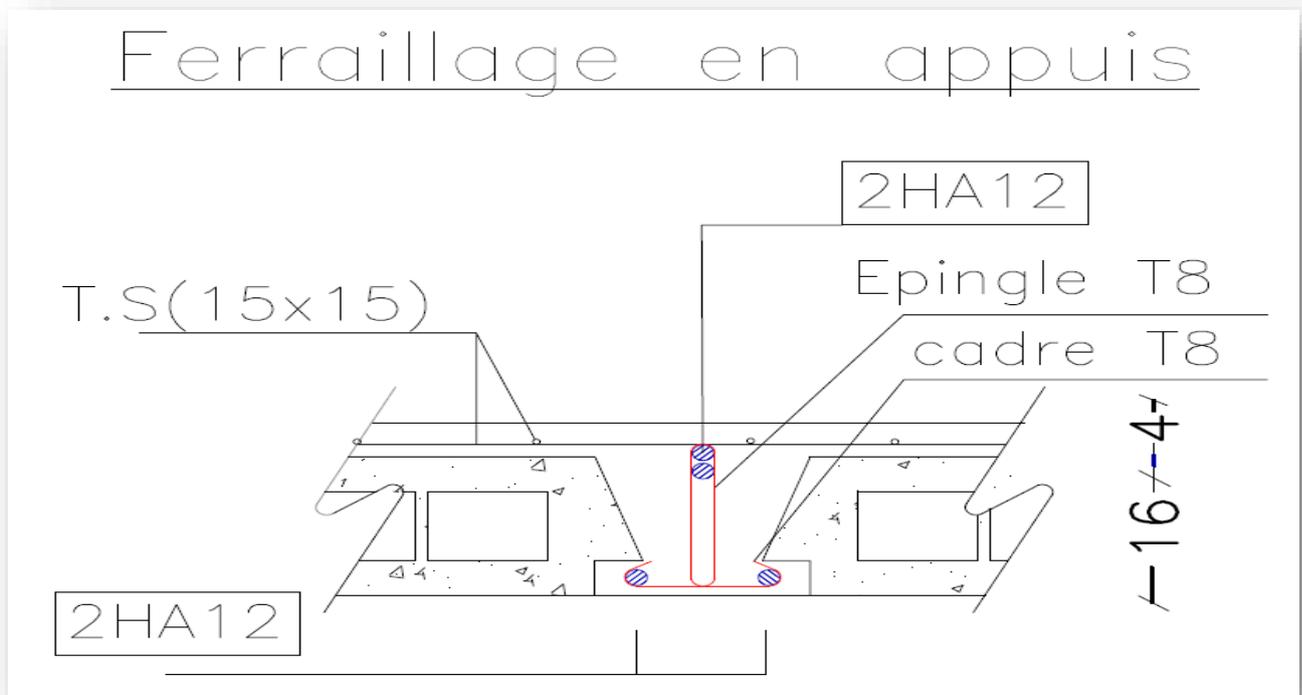
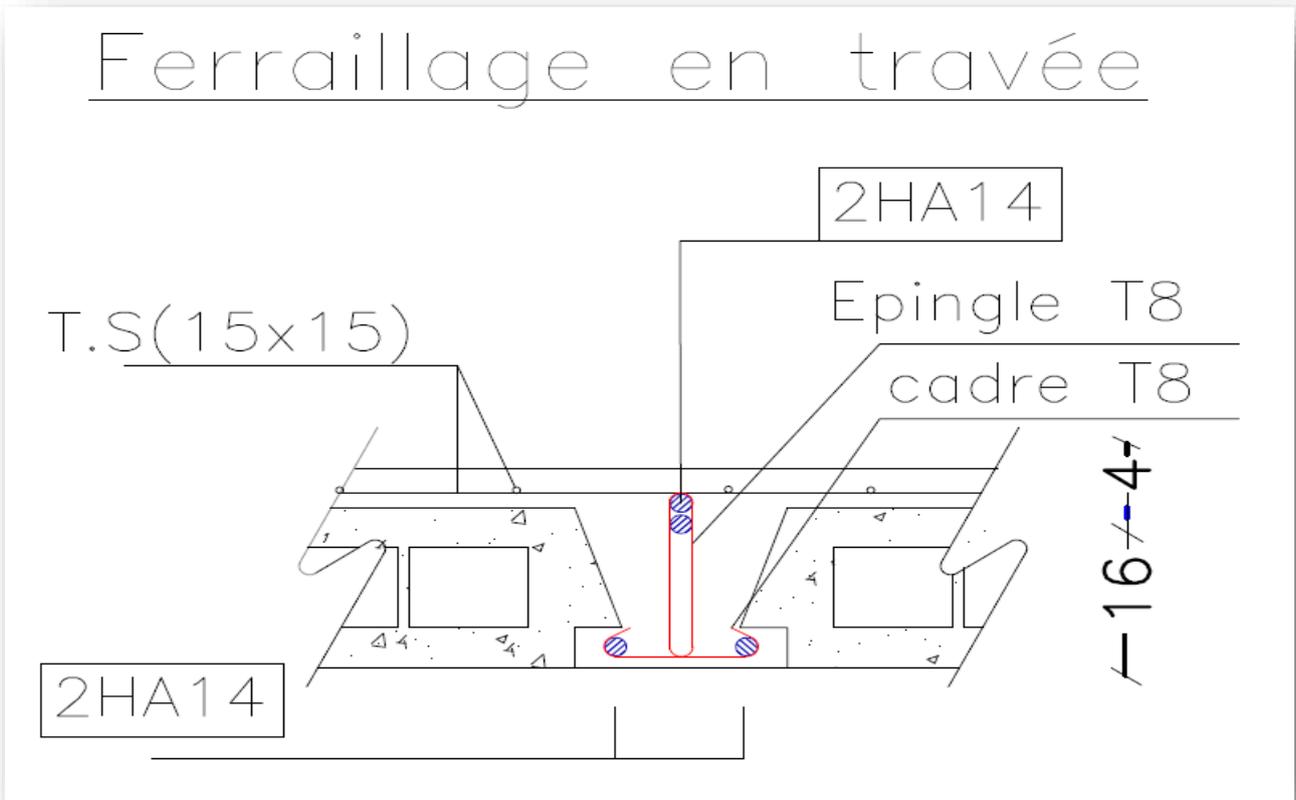
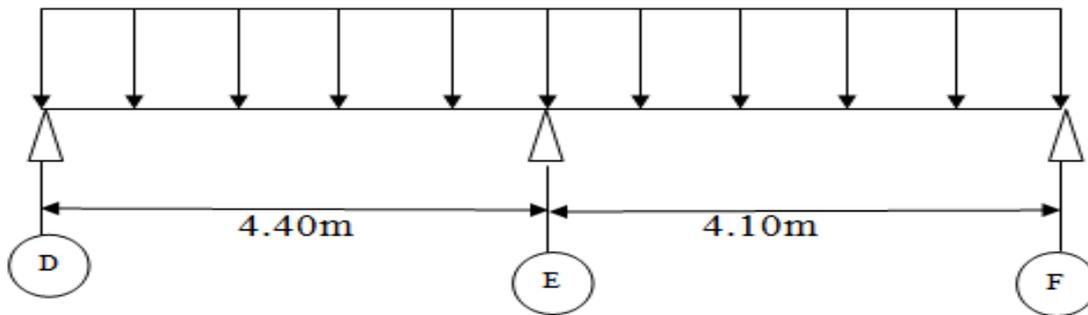


Figure V.5 : ferraillage de la nervure de plancher rez-de-chaussée

B)-Type02 : à 2travées :

$G=534\text{kgf/m}^2$

$Q=400\text{kgf/m}^2$



✓ **Combinaison des charges :**

À l'ELU:

$Q_U=0.65 (1.35G+1.5Q)=0.65 (1.35 \times 0.534 + 1.5 \times 0.400)$

$Q_U=0.858\text{t/m}$

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{400}{400+534} = 0.43$$

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

avec :

M_w = moment à gauche

M_e = moment à droite en valeur absolue

M_t = moment en travée.

✓ **Calcul à l'ELU :**

1/ les moments en appuis :

$Q_U=0.858\text{t/m}$

✓ **Appui de rive :**

-appui de rive D :

$M_0=(0.858) (4.4)^2 / 8 = 2.076\text{t.m}$

$M_1= -0.2(M_0) = -0.2 \times 2.076 = -0.415\text{t.m}$

$M_1=-0.415\text{t.m}$

Appui de rive	$M_0(\text{t.m})$	$M_a=-0.2 M_0(\text{t.m})$
1	2.076	-0.415
3	1.803	-0.361

✓ Appui intermédiaire :

-Appuis E (intermédiaire) :

$$M_0 = (0.858) (4.4)^2 / 8 = 2.076 \text{ t.m}$$

$$M_{2w} = -0.6(M_0) = -0.4 \times 2.076 = -1.246 \text{ t.m}$$

$$M_{5w} = -1.246 \text{ t.m}$$

Appui D'intermédiaire	L(m)	Q _u (t /m ²)	M0(t .m)	Ma(t .m)
2w	4.40	0.858	2.076	-0.893
2e	4.10	0.858	1.803	-1.082

2/ les moments en travée :

Travée1-2 : (de rive) : Mt=M_{max}

$$\checkmark 1.05 (M_0) - \frac{(M_w + M_e)}{2} = 1.05(2.076) - \frac{(0.415 + 1.246)}{2} = 1.349 \text{ t.m}$$

$$= 1.349 \text{ t.m}$$

$$\checkmark (1 + 0.3 \alpha) M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = (1 + 0.3(0.22)) \times 2.076 - \frac{(0.415 + 1.246)}{2}$$

$$= 1.513 \text{ t.m}$$

$$\checkmark \frac{(1.2 + 0.3 \alpha)}{2} M_0 = \frac{(1.2 + 0.3(0.22))}{2} \times 2.076 = 1.379 \text{ t.m}$$

$$M_{t1-2} = 1.513 \text{ t.m}$$

$$T(x) = QL/2 \text{ effort isostatique} \quad \rightarrow \quad T_0 = (0.858 \times 4.4) / 2 = 1.888 \text{ t}$$

$$T_{2w} = 1.1 \times T_0 = 2.076 \text{ t}$$

Travée2-3 : (de rive) : Mt=M_{max}

$$\checkmark 1.05 (M_0) - \frac{(M_w + M_e)}{2} = 1.05(1.803) - \frac{(1.082 + 0.361)}{2} = 1.172 \text{ t .m}$$

$$\checkmark (1 + 0.3 \alpha) M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = (1 + 0.3(0.22)) \times 1.803 - \frac{(1.082 + 0.361)}{2}$$

$$= 1.314 \text{ t.m}$$

$$\checkmark \frac{(1.2+0.3 \alpha)}{2} M_0 = \frac{(1.2+0.3 (0.22))}{2} \times 1.803 = 1.198 \text{t.m}$$

$M_{t2-3} = 1.198 \text{t.m}$

$T(x) = QL/2$ effort isostatique $\rightarrow T_0 = (0.858 \times 4.1) / 2 = 1.759$

$T_{2e} = 1.1 \times T_0 = 1.935 \text{t}$

➤ **Récapitulatif des moments et des efforts tranchants dans un tableau :**

Moment En travée	M_w (t. m)	M_e (t. m)	Q_u (t /m ²)	L(m)	M_t (t .m)
1-2	-0.415	-1.246	0.858	4.40	1.513
2-3	-1.082	-0.361	0.858	4.10	1.198

Travée	Q_u (t/m)	L(m)	T(X)
1-2	0.858	4.40	2.076
2-3	0.858	4.10	1.935

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

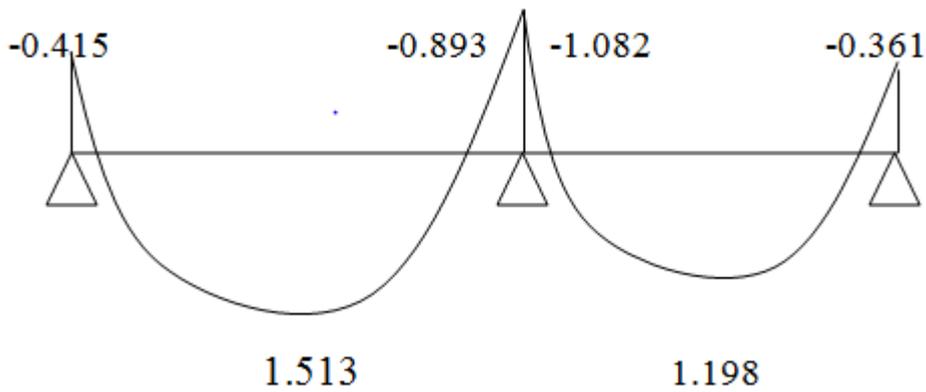


Diagramme des moments à L'ELU

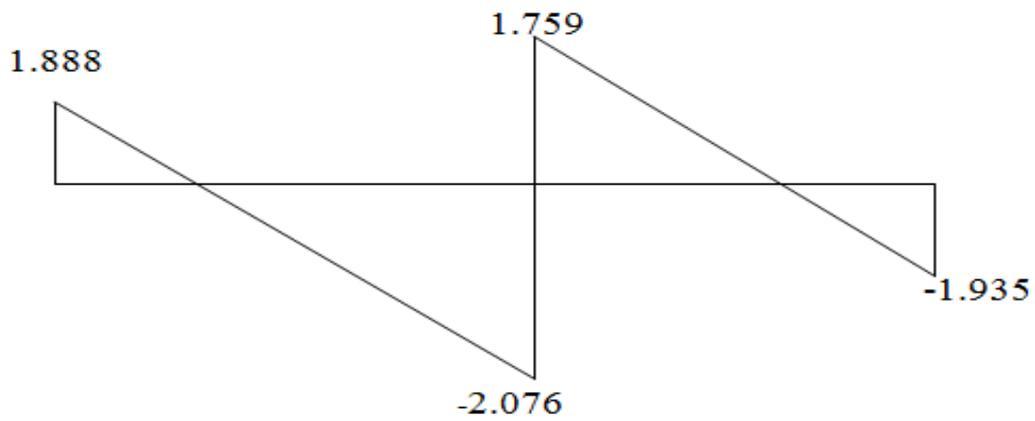


Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

À l'ELS :

$$Q_s = 0.65 (G+Q) = 0.65 (0.534+0.400)$$

$$Q_s = 0.607 \text{ t/m}^2$$

1/ les moments en appui :

✓ **Appui de rive :**

-appui de rive D :

$$M_0 = (0.607) (4.4)^2 / 8 = 1.469 \text{ t.m}$$

$$M_1 = -0.2(M_0) = -0.2 \times 1.469 = -0.294 \text{ t.m}$$

$$M_1 = -0.294 \text{ t.m}$$

Appui de rive	M_0 (t.m)	$M_a = -0.2 M_0$ (t.m)
1	1.469	-0.294
3	1.275	-0.255

✓ **Appui intermédiaire :**

-Appui E (intermédiaire) :

$$M_0 = (0.607) (4.4)^2 / 8 = 1.469 \text{ t.m}$$

$$M_{2w} = -0.6(M_0) = -0.4 \times 1.469 = -0.588 \text{ t.m}$$

$$M_{5w} = -0.588 \text{ t.m}$$

Appui D'intermédiaire	L(m)	Q_s (t /m ²)	M_0 (t .m)	M_a (t .m)
2w	4.40	0.607	1.469	-0.588
2e	4.10	0.607	1.275	-0.765

2/ les moments en travée :

Travée 1-2 : (de rive): $M_t = M_{\max}$

$$✓ 1.05 (M_0) - \frac{(M_w + M_e)}{2} = 1.05(1.469) - \frac{(0.294 + 0.588)}{2} = 1.101 \text{ t.m}$$

$$✓ (1 + 0.3 \alpha) M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = (1 + 0.3(0.22)) \times 1.469 - \frac{(0.294 + 0.588)}{2} = 1.217 \text{ t.m}$$

$$✓ \frac{(1.2 + 0.3 \alpha)}{2} M_0 = \frac{(1.2 + 0.3(0.22))}{2} \times 1.469 = 0.976 \text{ t.m}$$

$$M_{t1-2}=1.217t.m$$

$$T(x)=QL/2 \text{ effort isostatique} \quad \rightarrow \quad T_o=(0.607 \times 4.4)/2 = 1.335$$

$$T_{2w}=1.1 \times T_o = 1.469t$$

Travée 2-3 : (de rive) : $M_t = M_{\max}$

$$\checkmark \quad 1.05 (M_0) - \frac{(M_w + M_e)}{2} = 1.05(1.275) - \frac{(0.765 + 0.255)}{2} = 0.829t.m$$

$$\checkmark \quad (1 + 0.3 \alpha) M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = (1 + 0.3(0.22)) \times 1.275 - \frac{(0.765 + 0.255)}{2} = 0.929t.m$$

$$\checkmark \quad \frac{(1.2 + 0.3 \alpha)}{2} M_0 = \frac{(1.2 + 0.3(0.22))}{2} \times 1.275 = 0.847t.m$$

$$M_{t2-3}=0.929t.m$$

$$T(x)=QL/2 \text{ effort isostatique} \quad \rightarrow \quad T_o=(0.607 \times 4.1)/2 = 1.244$$

$$T_{2w}=1.1 \times T_o = 1.369t$$

➤ **Récapitulatif des moments et les efforts tranchants dans un tableau :**

Moment En travée	$M_w(t.m)$	$M_e(t.m)$	$Q_s(t/m^2)$	L(m)	$M_t(t.m)$
1-2	0.294	0.588	0.607	4.40	1.217
2-3	0.765	0.255	0.607	4.10	0.929

Travée	$Q_s(t/m)$	L(m)	T(X)
1-2	0.607	4.40	1.469
2-3	0.607	4.10	1.369

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

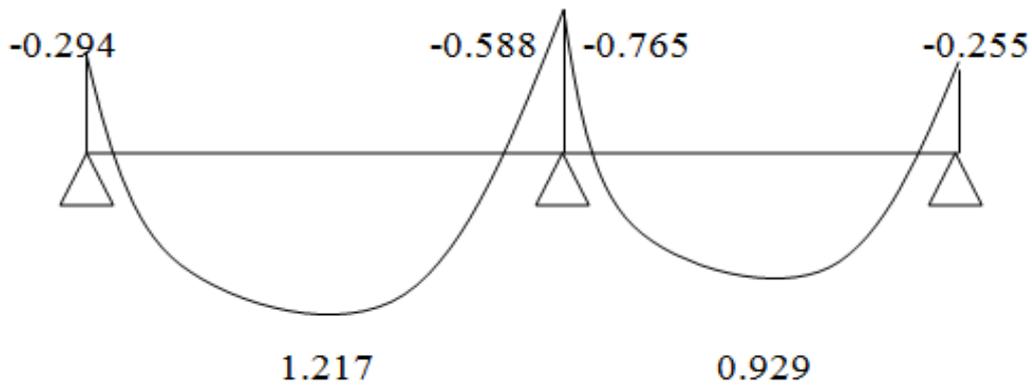


Diagramme des moments à L'ELS

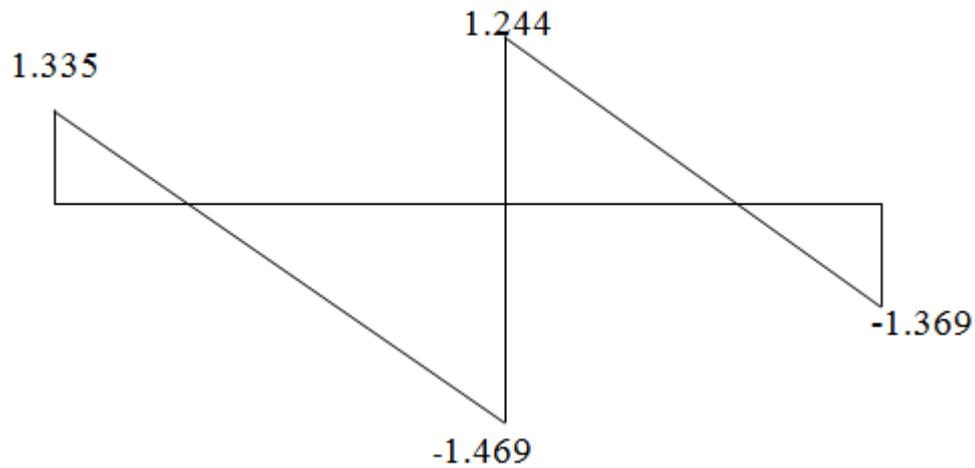


Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

✓ Ferraillage des poutrelles :

• Les données :

b=65cm largeur de la table

h=20cm hauteur totale de la section

b₀=12cm largeur de l'âme

h₀ =4cm hauteur de la table de compression

Enrobages des armatures c=c'= 3cm → d=17cm

f_c28=25MPA; FeE400 , σ_b=14.20MPA ; σ_s=348MPA

Mt max=1.513t.m

Ma=-1.246t.m

T max=2.076t

➤ Vérification à l'ELU :

1/En Travée :

$$M_{TAB}=b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d-h /2)=0.65 \times 0.04 \times 1420 \times (0.17-0.02)=5.54 \text{t.m}$$

Mt max=1.513 t .m < 5.54 t. mvérifier

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, donc on calcule la section comme une section rectangulaire (65*20) cm².

Mt max=1.513t.m

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.513 \times 10^5}{65 \times (17)^2 \times 142} = 0.057$$

$$\mu = 0.057 < \mu_R = 0,392 \dots \dots \dots (A_s' = 0).$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.057)}) = 0.073$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 17(1 - 0.4(0.073)) = 16.50 \text{cm}$$

$$A_s = \frac{1.513 \times 10^5}{16.50 \times 3480} = 2.63 \text{cm}^2.$$

Donc on adopte: 2HA14=3.08 cm²

Condition de non Fragilité:

Dans toute poutre soumise à la flexion simple ou compose et comportant une zone tendue, les armatures longitudinale de traction doivent avoir une section au moins égale à :

$$A_s > A_{min}$$

$$A_{min} \geq 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 * 65 * 17 * \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.33 \text{ cm}^2 < A_s = 3.08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

2/ En appuie : **Ma = -1.246 t.m**

La zone tendue se trouve dans la table de compression et d’après les hypothèses de calcules(BAEL) le béton tendue est négliger .la nervure est totalement comprimée donc on considère une section rectangulaire de dimension (0.12*0.20) m²

$$\mu = \frac{Mu}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{1.246 * 10^5}{12 * 17^2 * 142} = 0.253$$

$$\mu = 0.253 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0).$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.253}) = 0.371$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 17(1 - 0.4(0.371)) = 14.47 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{1.246 * 10^5}{14.47 * 3480} = 2.47 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte: 2HA14=3.08 cm²

Condition de non Fragilité:

Dans toute poutre soumise à la flexion simple ou compose et comportant une zone tendue, les armatures longitudinale de traction doivent avoir une section au moins égale à :

$$A_s > A_{min}$$

$$A_{min} \geq 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 * 65 * 17 * \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.33 \text{ cm}^2 < A_s = 3.08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

B/vérification à ELS :

1/En Travée : **Mt max= 1.217 t.m**

- **Position de l'axe neutre** : L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 As' (x-c') - 15 As (d-x) = 0 \quad \text{avec} \quad (As'=0)$$

$$bx^2/2 - 15 As (d-x) = 0$$

$$(65/2) x^2 - 15 * 3.08 (17-x) = 0$$

$$32.5x^2 + 46.2x - 785.4 = 0$$

$$\Delta = 104236.44 \quad \longrightarrow \quad \sqrt{\Delta} = 322.86 \quad \longrightarrow \quad x = -46.2 + 322.86/65 = 4.26 \text{ cm}$$

$$x = +4.26$$

- **Moment d'Inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15As (d - x)^2 = 65(4.26)^3 / 3 + 15 * 3.08 (17 - 4.26)^2$$

$$I = 9173.63 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

- ✓ **Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x / I_b < 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (1.217 \times 10^5 \times 4.26) / 9173.63 \quad \sigma_{bc} = 56.51 \text{ kg/cm}^2 <$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

- ✓ **Condition dans l'acier :**

D'après BAEL91 :

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_{e}; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_t \text{ max } (d-x) / I = 15 \times 1.217 \times 10^5 \times (17 - 4.26) / 9173.63 = 2535.19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2535.19 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

2/En Appuie : $M_t \text{ max} = 0.765 \text{ t.m}$

- **Position de l'axe neutre** :

$$bx^2/2 + 15 As' (x-c') - 15 As (d-x) = 0 \quad \text{avec} \quad (As'=0)$$

$$bx^2/2 - 15 As (d-x) = 0$$

$$(65/2) x^2 - 15 * 3.08 (17-x) = 0$$

$$32.5x^2 + 46.2x - 785.4 = 0$$

$$\Delta = 104236.44 \quad \longrightarrow \quad \sqrt{\Delta} = 322.86 \quad \longrightarrow \quad x = -46.2 + 322.86/65 = 4.26 \text{ cm}$$

$$x = +4.26$$

- **Moment d'Inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15As (d - x)^2 = 65(4.26)^3 / 3 + 15 * 3.08 (17 - 4.26)^2$$

$$I = 9173.63 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

✓ **Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x / I_b < 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (0.765 \times 10^5 \times 4.26 / 9173.63)$$

$$\sigma_{bc} = 35.52 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

✓ **Condition dans l'acier :** D'après BAEL91 :

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_t \text{ max } (d-x) / I = 15 \times 0.765 \times 10^5 \times (17-4.26) / 9173.63 = 1593.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1593.60 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant : Tu max=2.076t**

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b_0 * d} = \frac{2.076 \times 10^3}{12 \times 17} = 10.18 \text{ kg/cm}^2 = 1.018 \text{ Mpa}$$

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 f_{c28} / 1.5 ; 5 \text{ MPA}] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 1.018 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **Les armatures transversales :**

➤ **Diamètre :**

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right) = \min (20 / 35; 12 / 10) \text{ cm} = 0.57 \text{ cm} = 5.70 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{2 * \pi * \phi_t}{4} = \frac{2 \times 3.14 \times 0.57}{4} = 0.89 \text{ cm}^2$$

On adopte :

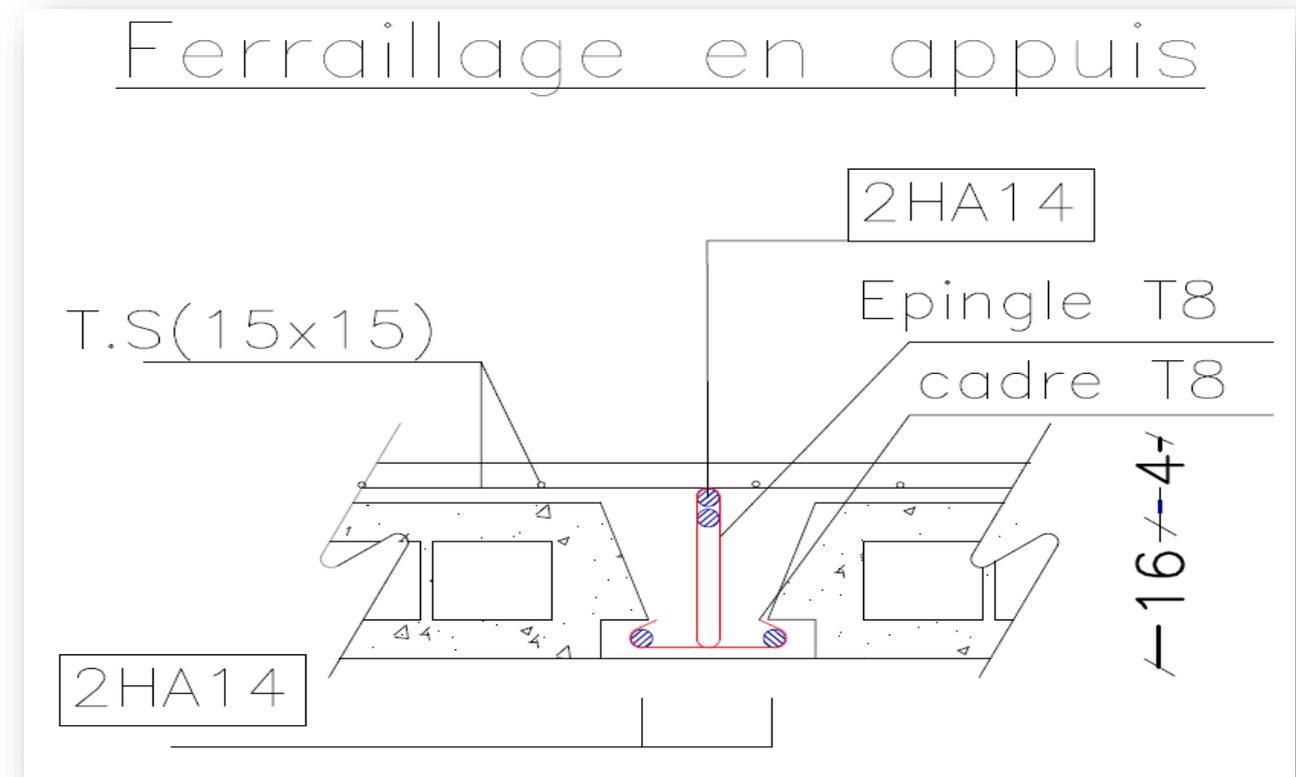
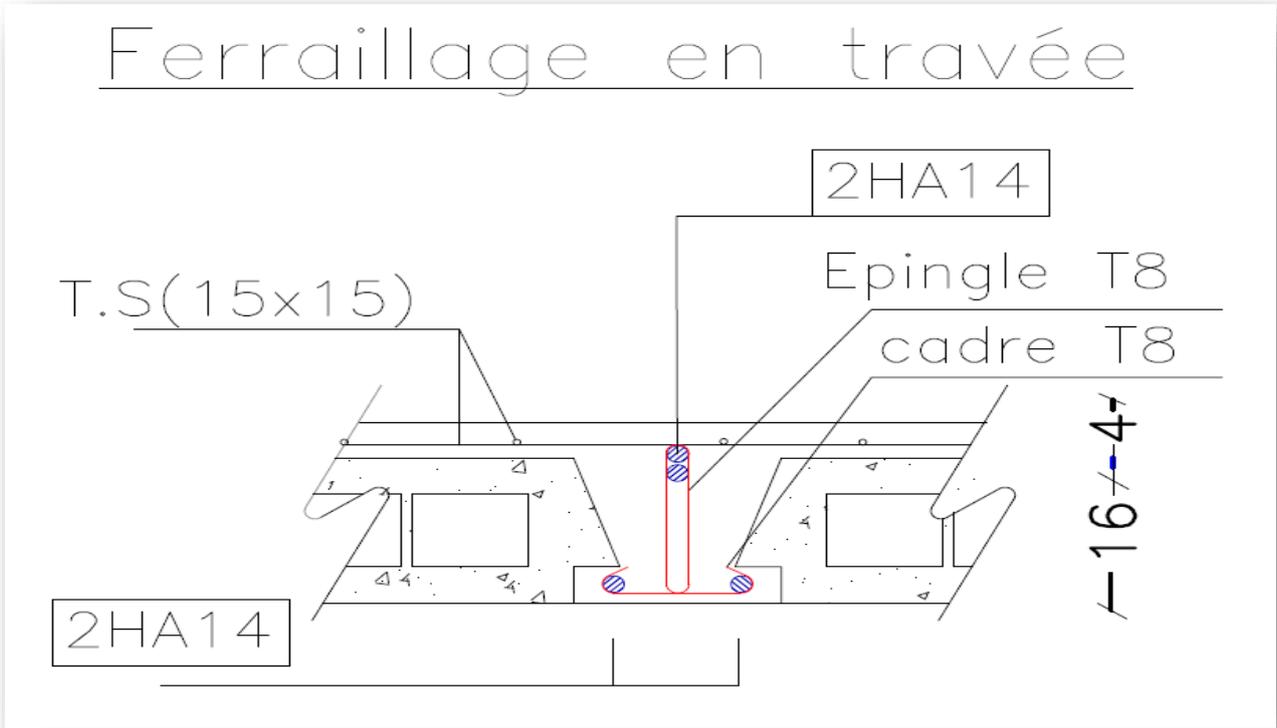
$$\Rightarrow A_t = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2 \quad (\text{1 cadre et 1 pingle})$$

➤ **Espacement :**

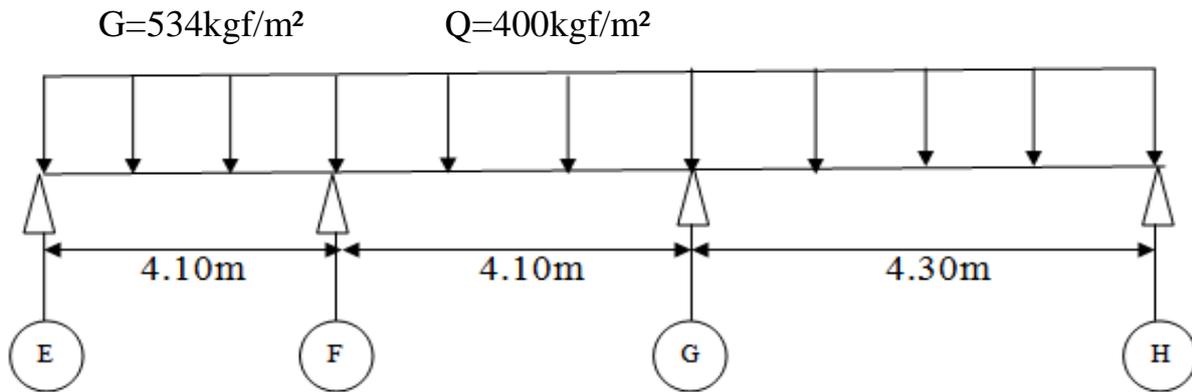
$$S_t \leq \min (0, 9.d; 40 \text{ cm}) = \min (0, 9 \times 17; 40 \text{ cm}) = 15.3 \text{ cm}$$

On adopte: **S_t=15cm**

Ferraillage de la nervure :



C)-Type03 : à 3 travées :



✓ **Combinaison des charges :**

À l'ELU:

$$Q_U = 0.65 (1.35(G) + 1.5(Q)) = 0.65 (1.35 \times 0.534 + 1.5 \times 0.400)$$

$$Q_U = 0.858 \text{ t/m}^2$$

Calcul des moments fléchissant :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{400}{400+534} = 0.43$$

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

avec :

M_w = moment à gauche

M_e = moment à droite en valeur absolue

M_t = moment en travée.

✓ **Calcul à l'ELU :**

$$Q_U = 0.858 \text{ t/m}^2$$

1/ les moments en appui :

✓ **Appui de rive :**

-appui de rive E :

$$M_0 = (0.858) (4.1)^2 / 8 = 1.803 \text{ t.m}$$

$$M_1 = -0.2(M_0) = -0.2 \times 1.803 = -0.361 \text{ t.m}$$

$$M_1 = -0.361 \text{ t.m}$$

Appui de rive	M_0 (t.m)	$M_a = -0.2 M_0$ (t.m)
1	1.803	-0.361
4w	1.983	-0.397

✓ Appui intermédiaire :

-Appuis F (intermédiaire) :

$$M_0 = (0.858) (4.1^2) / 8 = 1.803 \text{ t.m}$$

$$M_{2w} = -0.5(M_0) = -0.5 \times 1.803 = -0.901 \text{ t.m}$$

$$M_{2w} = -0.901 \text{ t.m}$$

Appui D'intermédiaire	L(m)	Q _u (t /m ²)	M0(t .m)	Ma(t .m)
2w	4.10	0.858	1.803	-0.901
2e	4.10	0.858	1.803	-0.901
3w	4.10	0.858	1.803	-0.901
3e	4.30	0.858	1.983	-0.991

2/ les moments en travée :

Travée1-2 : (de rive) : Mt = M_{max}

$$✓ 1.05 (M_0) - \frac{(M_w + M_e)}{2} = 1.05(1.803) - \frac{(0.361 + 0.901)}{2} = 1.262 \text{ t.m}$$

$$✓ (1 + 0.3 \alpha) M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = (1 + 0.3(0.43)) \times 1.803 - \frac{(0.361 + 0.901)}{2} = 1.404 \text{ t.m}$$

$$✓ \frac{(1.2 + 0.3 \alpha)}{2} M_0 = \frac{(1.2 + 0.3 (0.43))}{2} \times 1.803 = 1.198 \text{ t.m}$$

$$M_{t1-2} = 1.404 \text{ t.m}$$

$$T(x) = QL/2 \text{ effort isostatique} \quad \rightarrow \quad T_o = (0.858 \times 4.1) / 2 = 1.759$$

$$T_{2w} = 1.1 \times T_o = 1.935 \text{ t}$$

Travée2-3 :(intermédiaire) : Mt = M_{max}

$$✓ 1.05 M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = 1.05 \times 1.803 - \frac{(0.901 + 0.901)}{2} = 0.992 \text{ t}$$

$$\checkmark (1+0.3 \alpha) M_0 - \frac{(M_w+M_e)}{2} = (1+0.3(0.43)) \times 1.803 - \frac{(0.901+0.901)}{2} = 1.134 \text{ t.m}$$

$$\checkmark \frac{(1+0.3 \alpha)}{2} M_0 = (1+0.3 (0.43)) \times 1.803 = 1.018 \text{ t.m}$$

$$M_{2-3} = 1.134 \text{ t.m}$$

$$T(x) = QL/2 \text{ effort isostatique} \quad \rightarrow \quad T_0 = (0.858 \times 4.1) / 2 = 1.759$$

$$T_{2e} = T_0 = 1.759 \text{ t}$$

➤ Récapitulatif des moments et des efforts tranchants dans un tableau :

Moment En travée	M _w (t. m)	M _e (t. m)	Q _u (t /m ²)	L(m)	M _t (t .m)
1-2	-0.361	-0.901	0.858	4.10	1.404
2-3	-0.901	-0.901	0.858	4.10	1.134
3-4	-0.991	-0.397	0.858	4.30	1.545

Travée	Q _u (t/m)	L(m)	T(X)
1-2	0.858	4.10	1.935
2-3	0.858	4.10	1.759
3-4	0.858	4.30	2.029

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

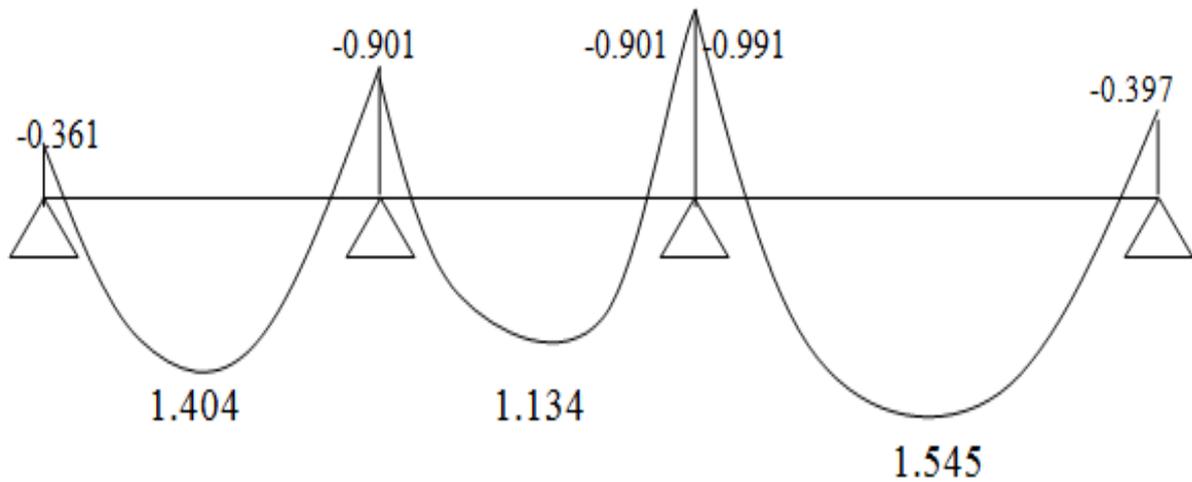


Diagramme des moments à L'ELU

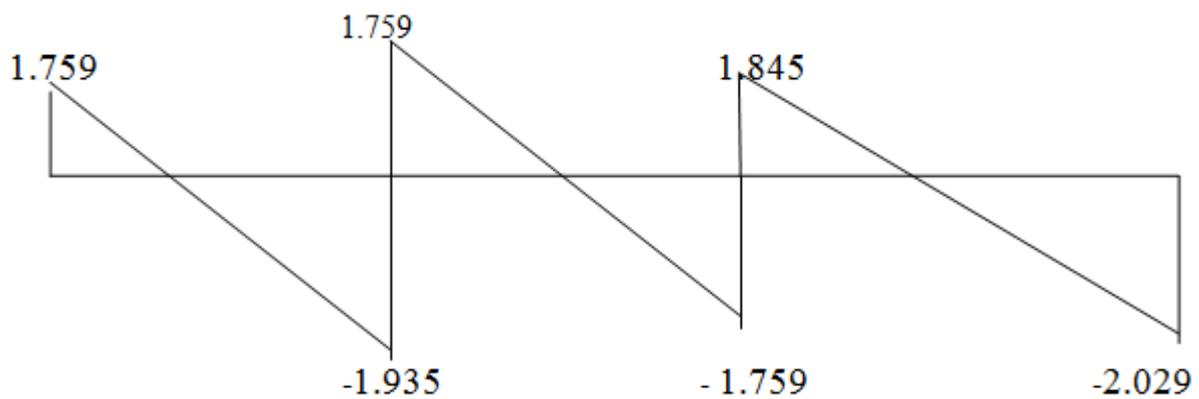


Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

✓ Calcul à l'ELS :

À l'ELS:

$$Q_s = 0.65 (G+Q) = 0.65 (0.534+0.400)$$

$$Q_s = 0.607 \text{ t/ m}^2$$

1/ les moments en appui :

✓ Appui de rive :

-Appui de rive E :

$$M_0 = (0.607) (4.1)^2 / 8 = 1.275 \text{ t.m}$$

$$M_1 = -0.2(M_0) = -0.2 \times 1.275 = -0.255 \text{ t.m}$$

$$M_1 = -0.255 \text{ t.m}$$

Appui de rive	M_0 (t.m)	$M_a = -0.2 M_0$ (t.m)
1	1.275	-0.255
4w	1.403	-0.281

✓ Appui intermédiaire :

-Appuis F : (intermédiaire) :

$$M_0 = (0.607) (4.1)^2 / 8 = 1.275 \text{ t.m}$$

$$M_{2w} = -0.5(M_0) = -0.5 \times 1.275 = -0.637 \text{ t.m}$$

$$M_{2w} = -0.637 \text{ t.m}$$

Appui D'intermédiaire	L(m)	Q_s (t /m ²)	M_0 (t .m)	M_a (t .m)
2w	4.10	0.607	1.275	-0.637
2e	4.10	0.607	1.275	-0.637
3w	4.10	0.607	1.275	-0.637
3e	4.30	0.607	1.403	-0.701

2/ les moments en travée :

Travée1-2 : (de rive) : $M_t = M_{\max}$

$$\checkmark 1.05 (M_0) - \frac{(M_w + M_e)}{2} = 1.05(1.275) - \frac{(0.255 + 0.637)}{2} = 0.893 \text{ t.m}$$

$$\checkmark (1 + 0.3 \alpha) M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = (1 + 0.3(0.43)) \times 1.275 - \frac{(0.255 + 0.637)}{2} = 0.993 \text{ t.m}$$

$$\checkmark \frac{(1.2 + 0.3 \alpha)}{2} M_0 = \frac{(1.2 + 0.3(0.43))}{2} \times 1.275 = 0.847 \text{ t.m}$$

$$M_{t1-2} = 0.993 \text{ t.m}$$

$$T(x) = QL/2 \text{ effort isostatique} \quad \rightarrow \quad T_o = (0.607 \times 4.1) / 2 = 1.244$$

$$T_{2w} = 1.1 \times T_o = 1.368 \text{ t}$$

Travée2-3 :(intermédiaire) : $M_t = M_{\max}$

$$\checkmark 1.05 M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = 1.05 \times 1.275 - \frac{(0.637 + 0.637)}{2} = 0.702 \text{ t}$$

$$\checkmark (1 + 0.3 \alpha) M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} = (1 + 0.3(0.43)) \times 1.275 - \frac{(0.637 + 0.637)}{2} = 0.802 \text{ t.m}$$

$$\checkmark \frac{(1 + 0.3 \alpha)}{2} M_0 = (1 + 0.3(0.43)) \times 1.275 = 0.720 \text{ t.m}$$

$$M_{t2-3} = 0.802 \text{ t.m}$$

$$T(x) = QL/2 \text{ effort isostatique} \quad \rightarrow \quad T_o = (0.607 \times 4.1) / 2 = 1.244$$

$$T_{2e} = T_o = 1.244 \text{ t}$$

- Récapitulatif des moments et des efforts tranchants dans un tableau :

Moment En travée	$M_w(t. m)$	$M_e(t. m)$	$Q_s(t /m^2)$	L(m)	$M_t(t .m)$
1-2	-0.255	-0.637	0.607	4.10	0.993
2-3	-0.637	-0.637	0.607	4.10	0.802
3-4	-0.701	-0.281	0.607	4.30	1.093

Travée	$Q_s(t/m)$	L(m)	T(X)
1-2	0.607	4.10	1.368
2-3	0.607	4.10	1.244
3-4	0.607	4.30	1.435

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

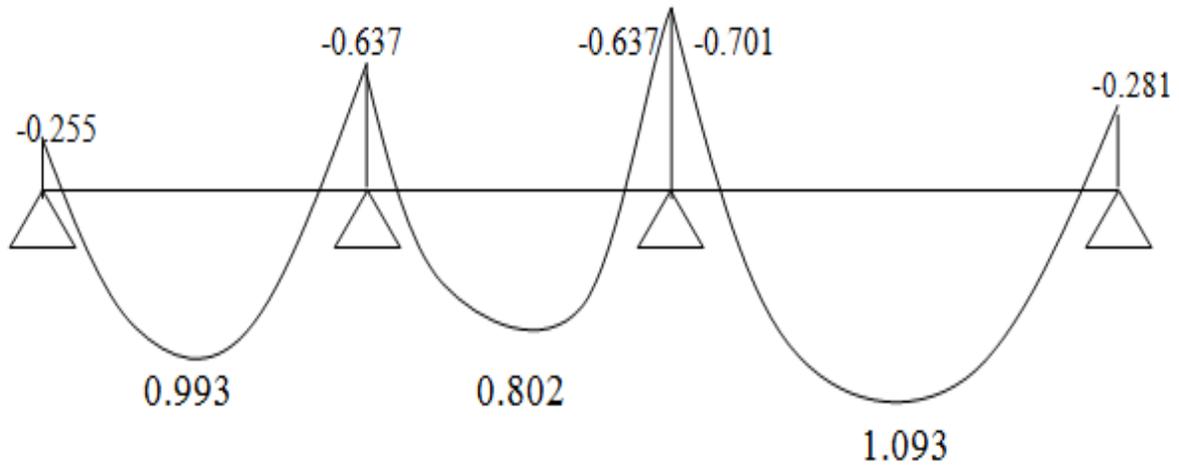


Diagramme des moments à L'ELS

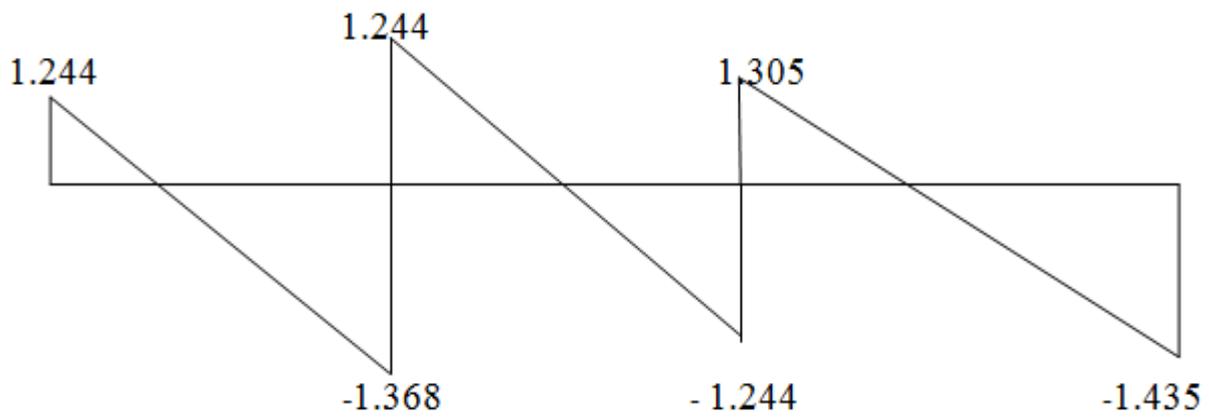


Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

✓ **Ferraillage des poutrelles :**

• **Les données :**

b=65cm largeur de la table

h=20cm hauteur totale de la section

b₀=12cm largeur de l'âme

h₀ =4cm hauteur de la table de compression

Enrobages des armatures c=c'= 3cm → d=17cm

f_c28=25MPA; FeE400 , σ_b=14.20MPA ; σ_s=348MPA

Mt max=1.545t.m

Ma=-0.991t.m

T_{max}=2.029t

1/En Travée :

$$M_{TAB}=b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d-h / 2) = 0.65 \times 0.04 \times 1420 \times (0.17-0.02) = 5.54 \text{ t.m}$$

Mt max=1.545 t .m < 5.54 t. mvérifier

M_{TAB}=5.54t.m > Mt max =1.545t.m

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, donc on calcule la section comme une section rectangulaire (65x20) cm².

Mt max=1.545t.m

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.545 \cdot 10^5}{65 \cdot 17^2 \cdot 142} = 0,058.$$

μ =0,058 < μ_R =0,392..... (As'=0).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.058)}) = 0.075$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 17(1 - 0.4(0.075)) = 16.49 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{1.545 \cdot 10^5}{16.49 \cdot 3480} = 2.69 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte: 2HA14=3.08 cm²

Condition de non Fragilité:

Dans toute poutre soumise à la flexion simple ou compose et comportant une zone tendue, les armatures longitudinales de traction doivent avoir une section au moins égale à :

$A_s > A_{min}$

$$A_{min} \geq 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 * 65 * 17 * \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 1.33 \text{ cm}^2 < A_s = 3.08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifier

2/ En appuie : $M_a = -0.991 \text{ t.m}$

La zone tendue se trouve dans la table de compression et d'après les hypothèses de calculs(BAEL) le béton tendue est négliger .la nervure est totalement comprimée donc on considère une section rectangulaire de dimension $(0.12 * 0.20) \text{ m}^2$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{0.991 * 10^5}{12 * 17^2 * 142} = 0,201.$$

$\mu = 0,201 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots$ ($A_s' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.201)}) = 0.283$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 17(1 - 0.4(0.283)) = 15.07 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.991 * 10^5}{15.07 * 3480} = 1.89 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte: 2HA12=2.26 cm²

Condition de non Fragilité:

Dans toute poutre soumise à la flexion simple ou compose et comportant une zone tendue, les armatures longitudinale de traction doivent avoir une section au moins égale à :

$A_s > A_{min}$

$$A_{min} \geq 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 * 65 * 17 * \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 1.33 \text{ cm}^2 < A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifier

B/vérification à ELS

1/En Travée :

$M_t \text{ max} = 1.093 \text{ t.m}$

- **Position de l'axe neutre** : L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$b x^2 / 2 + 15 A_s' (x - c') - 15 A_s (d - x) = 0 \quad \text{avec} \quad (A_s' = 0)$$

$$bx^2/2 - 15 A_s (d-x) = 0$$

$$(65/2) x^2 - 15 * 3.08 (17-x) = 0$$

$$32.5x^2 + 46.2x - 785.4 = 0$$

$$\Delta = 104236.44 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 322.86 \longrightarrow x = -46.2 + 322.86/65 = 4.26 \text{ cm}$$

x = +4.26

• **Moment d’Inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15A_s (d - x)^2 = 65(4.26)^3/3 + 15 * 3.08 (17 - 4.26)^2$$

$$I = 9173.63 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

✓ **Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x / I_b < 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (1.093 \times 10^5 \times 4.26) / 9173.63 = 50.76$$

$$\sigma_{bc} = 50.76 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

✓ **Condition dans l’acier :**

D’après BAEL91 :

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_{te}; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_t \max (d-x) / I = 15 \times 1.093 \times 10^5 \times (17 - 4.26) / 9173.63 = 2276.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2276.88 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

2/En Appuie : **Mt max = 0.701 t.m**

• **Position de l’axe neutre :** L’axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 A_s' (x - c') - 15 A_s (d - x) = 0 \quad \text{avec} \quad (A_s' = 0)$$

$$bx^2/2 - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$(65/2) x^2 + 15 * 2.26 (17 - x) = 0$$

$$32.5x^2 + 33.9x - 576.3 = 0$$

$$\Delta = 76068.21 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 275.8 \longrightarrow x = -33.9 + 275.8/65 = 3.72 \text{ cm}$$

x = +3.72

• **Moment d’Inertie:**

$$I = bx^3/2 + 15A_s (d - x)^2 = 65(3.72)^3/3 + 15 \times 2.26 (17 - 3.72)^2$$

$$I=7093.92 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

• **Condition dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x / I_b = 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (0.701 \times 10^5 \times 3.72) / 7093.92$$

$$\sigma_{bc} = 36.76 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

• **Condition dans l'acier :** D'après le BAEL91 :

La fissuration est non préjudiciable

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_t \text{ max } (d-x) / I = 15 \times 0.701 \times 10^5 \times (17-3.72) / 7093.92 = 1968.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1968.43 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :** $T_u \text{ max} = 2.029 \text{ t}$

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b_0 * d} = \frac{2.029 \times 10^3}{12 \times 17} = 9.95 \text{ kg/cm}^2$$

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 f_{c28} / 1.5 ; 5 \text{ MPA}] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.995 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

• **Les armatures transversales :**

✓ **Diamètre**

$$\varphi_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_1 \right) = \min (20 / 35; 12 / 10) \text{ cm} = 0.57 \text{ cm} = 5.70 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{2 * \pi * \varphi_t}{4} = \frac{2 \times 3.14 \times 0.57}{4} = 0.89 \text{ cm}^2$$

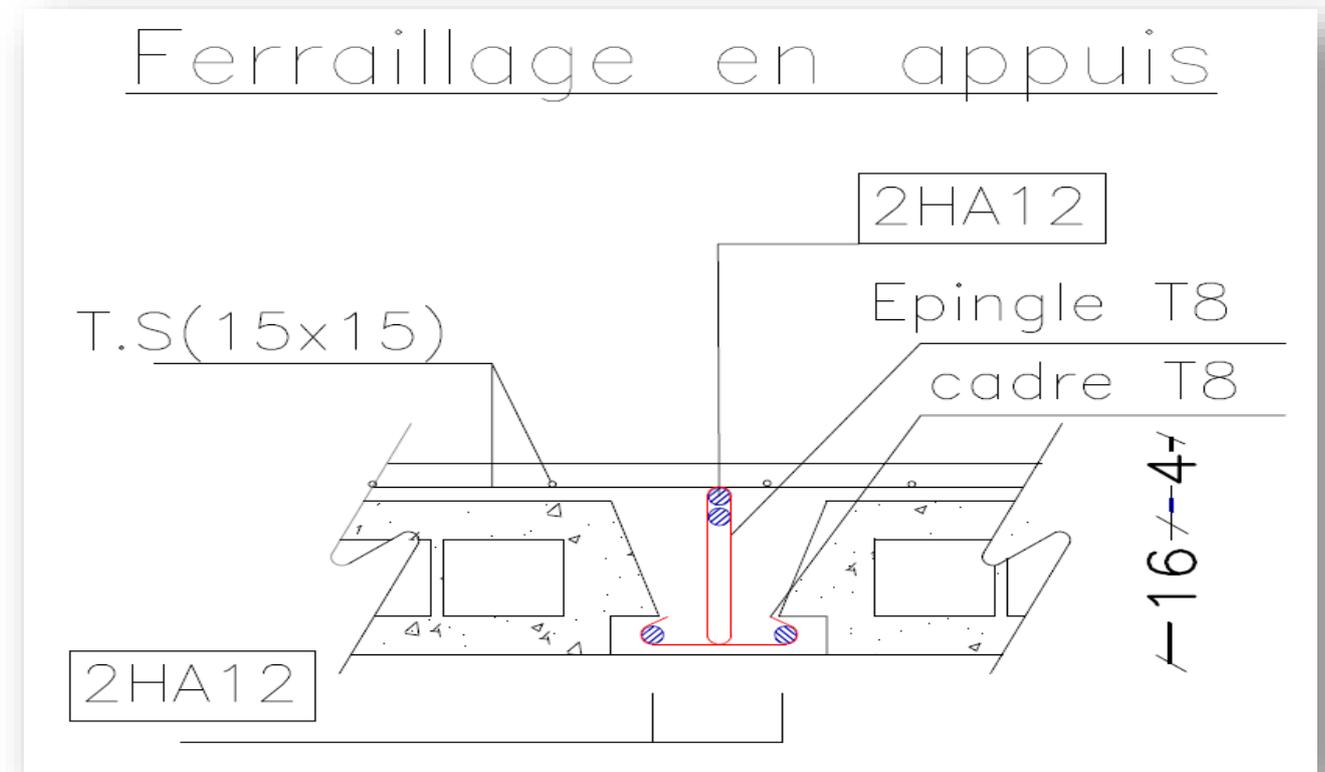
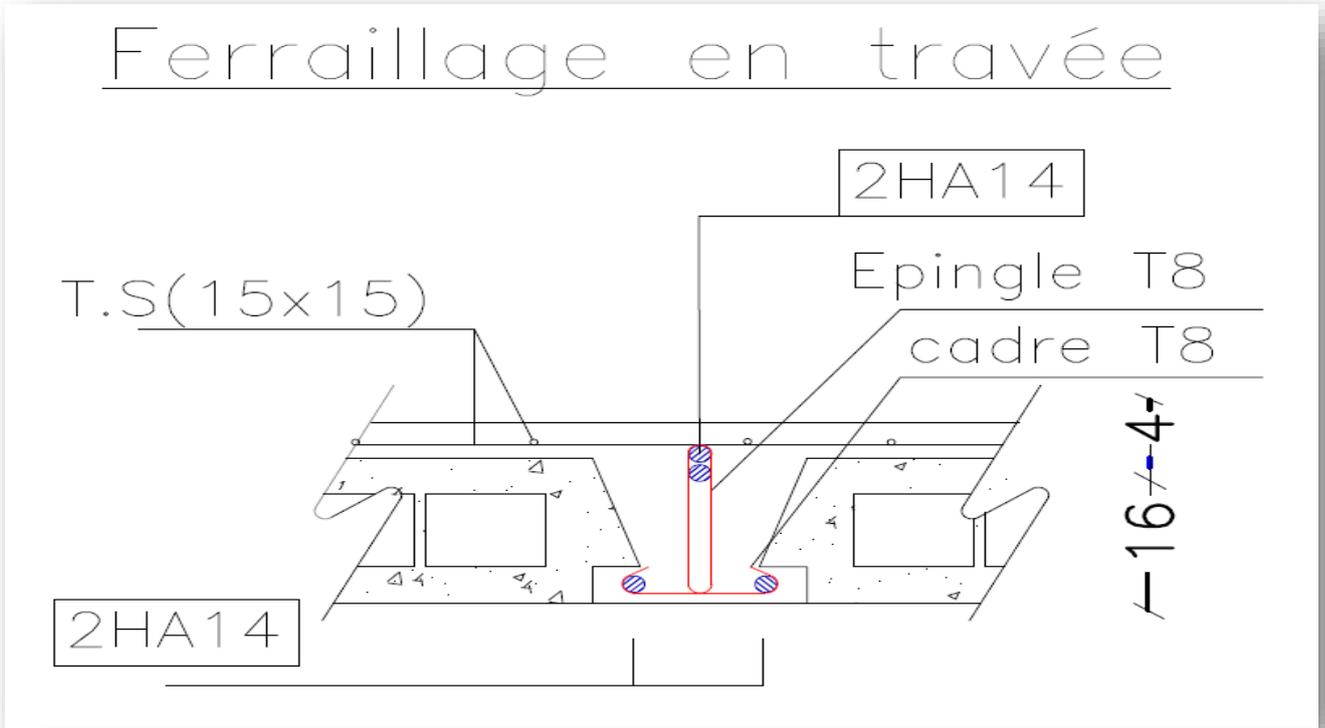
On adopte : $A_t = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$ (1 cadre et 1 pingle)

✓ **Espacement :**

$$S_t \leq \min (0, 9.d; 40 \text{ cm}) = \min (0, 9 \times 17; 40 \text{ cm}) = 15.3 \text{ cm}$$

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

Ferraillage de la nervure :



V.5.Calcul de plancher sous-sol (dalle pleine):**V.5.1.Définition :**

Les dalles pleines sont des plaques minces et planes dont d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargées perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis et même des dalles pleines en porte à faux (console).

Dans notre structure, nous avons des dalles pleines sous forme rectangulaire qui reposent sur quatre appuis, pour le calcul nous choisissons la dalle la plus sollicitée.

V.5.2.Méthode de calcul :**a) -méthode des règles BAEL 91, annexe E3 :**

On adopte la méthode de TABLE DE BARRES qui est basée sur la résolution de l'équation de Lagrange, elle-même déduite de la méthode des bandes élastiques.

b)-hypothèse de calcul :

- Les matériaux constituant la dalle sont parfaitement élastiques.
- Le matériau est homogène et isotrope.
- L'épaisseur de la dalle est faible par rapport aux dimensions en plan.
- La dalle est infiniment rigide dans son plan.
- Les sections planes restent planes après la déformation.
- Les déplacements sont faibles.

Étapes de calcul :

1^{ère} étape : calcul des moments isostatiques :

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$: moment dans le sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y \times M_x$: moment dans le sens de la grande portée.

Les valeurs de μ_x et μ_y sont données dans le tableau suivant :

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$		0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
$\nu = 0$	μ_x	0,1094	0,0946	0,0812	0,0683	0,0565	0,0458	0,0368
	μ_y	0,250	0,250	0,305	0,436	0,595	0,778	1,000
$\nu = 0,2$	μ_x	0,1115	0,0981	0,0861	0,0743	0,0632	0,0529	0,0442
	μ_y	0,293	0,373	0,476	0,585	0,710	0,846	1,000

Tableau V.1 : Les valeurs de μ_x et μ_y en fonction de α

2^{eme} étape : les moments isostatiques :

Selon le BAEL : on doit vérifier :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0$$

Avec :

M_0 : moment maximal calculé à la 1ere étape.

M_t : moment en travée.

M_e, M_w : Moments absolue à gauche et à droite de l'appui

-pour un panneau continu (intermédiaire) :

En travée :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y}$$

Sur appuis :

$$M_{ax} = 0.5 M_{0x}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_{0y}$$

- Pour un panneau de rive :

En travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y}$$

Sur appuis :

$$M_{ax} = 0.4 M_{0x}$$

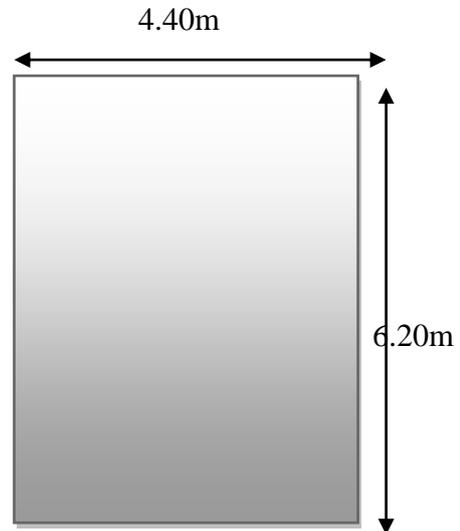
$$M_{ay} = 0.4 M_{0y}$$

✓ **Combinaison des charges :**

- **À l'ELU :** $G=635\text{kg/m}^2$ $Q=250\text{kg/m}^2$

$$Q_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.635 + 1.5 \times 0.250$$

$$Q_U = 1.232\text{t/m}^2$$



✓ **Calcul des moments :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.40}{6.20} = 0,71 > 0,4$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

⇒ Les coefficients μ_x, μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et ν .

⇒ ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

μ_x Et μ_y sont donnés A partir de tableau de Barres :

$$\rho = 0,71 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0683 \\ \mu_y = 0,436 \end{cases}$$

Sens-X :

Le moment pour une bande de largeur est :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0683 \times 1.232 \times (4.40)^2 = 1.629\text{t.m}$$

$$M_{0x} = 1.629\text{t.m}$$

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 75% en travée, et de 50% sur appuis :

Le moment en appui :

$$M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 1.629 = 0.8145\text{t.m}$$

Le moment en travée :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 1.629 = 1.2217\text{t.m}$$

Sens Y-Y :

Le moment pour une bande de largeur est :

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.436 \times 1.629 = 0.710 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = 0.710 \text{ t.m}$$

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 75% en travée, et de 50% sur appuis :

Le moment en appui :

$$M_{ay} = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 0.710 = 0.355 \text{ t.m}$$

Le moment en travée :

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 0.710 = 0.5325 \text{ t.m}$$

✓ **Combinaison des charges :**

- **À l'ELS:** $G = 635 \text{ kg/m}^2$ $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

L_x	L_y	ρ	μ_x	μ_y	$M_{ax}(\text{t. m})$	$M_{tx}(\text{t. m})$	$M_{ay}(\text{t. m})$	$M_{ty}(\text{t. m})$
4.40	6.20	0.71	0.0683	0.436	0.8145	1.2217	0.355	0.5325

$$Q_s = G + Q = 0.635 + 0.250$$

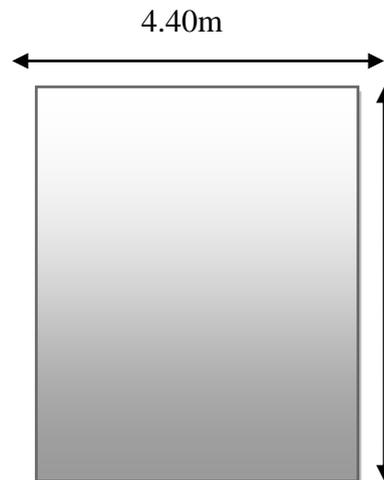
$$Q_s = 0.885 \text{ t/m}^2$$

✓ **Calcul des moments :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.40}{6.20} = 0,71 > 0,4$$

La dalle travaille dans les deux sens.



⇒ Les coefficients μ_x, μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et ν .

⇒ ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

μ_x Et μ_y sont donnés A partir de tableau de Barres :

$$\rho = 0,71 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0743 \\ \mu_y = 0,585 \end{cases}$$

Sens-X :

Le moment pour une bande de largeur est :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0743 \times 0.885 \times (4.40)^2 = 1.273 \text{ t.m}$$

$$M_{0x} = 1.273 \text{ t.m}$$

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 75% en travée, et de 50% sur appuis :

Le moment en appui :

$$M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 1.273 = 0.6365 \text{ t.m}$$

Le moment en travée :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 1.273 = 0.9547 \text{ t.m}$$

Sens Y-Y :

Le moment pour une bande de largeur est :

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.585 \times 1.273 = 0.745 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = 0.745 \text{ t.m}$$

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 75% en travée, et de 50% sur appuis :

Le moment en appui :

$$M_{ay} = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 0.745 = 0.3725 \text{ t.m}$$

Le moment en travée :

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 0.745 = 0.5587 \text{ t}$$

L_x	L_y	ρ	μ_x	μ_y	$M_{ax}(\text{t. m})$	$M_{tx}(\text{t. m})$	$M_{ay}(\text{t. m})$	$M_{ty}(\text{t. m})$
4.40	6.20	0.71	0.0743	0.585	0.6365	0.9547	0.3725	0.5587

✓ **Ferrailage :**

• **Les données :**

b=100cm

h=15 cm

d=0,9h=13.5cm

fc28=25MPa; feE=400MPa; σs=348MPa

➤ **Vérification à l'ELU :**

Sens x-x :

1/En Travée : **M_{tx}=1.2217t.m**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.2217 \times 10^5}{100 \times (13.5)^2 \times 142} = 0.047$$

μ = 0,047 < μR = 0,392..... (As'=0)

α = 1.25 (1 - √(1 - 2(0.047))) = 0.060

Z = d (1 - 0.4 α) = 13.5 (1 - 0.4(0.060)) = 13.176 cm

As = $\frac{1.2217 \times 10^5}{13.176 \times 3480} = 2.66 \text{ cm}^2$.

Donc on adopte: 6HA8=3.02cm²

2/En appui : **M_{ax}=0.8145t.m**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.8145 \times 10^5}{100 \times (13.5)^2 \times 142} = 0.031$$

μ = 0,031 < μR = 0,392..... (As'=0)

α = 1.25 (1 - √(1 - 2(0.031))) = 0.039

Z = d (1 - 0.4 α) = 13.5 (1 - 0.4(0.039)) = 13.29 cm

As = $\frac{0.8145 \times 10^5}{13.29 \times 3480} = 1.76 \text{ cm}^2$.

Donc on adopte: 6HA8=3.02cm²

Condition de non Fragilité:

$$A_{\min} \geq 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 < A_s = 3.02 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifier

Sens Y-Y :

1/En Travée : $M_{ty} = 0.5325 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{0.5325 \times 10^5}{100 \times (13.5)^2 \times 142} = 0.020$$

$\mu = 0,020 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots$ ($A_s' = 0$)

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.020)}) = 0.025$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 13.5 (1 - 0.4(0.025)) = 13.365 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.5325 \times 10^5}{13.365 \times 3480} = 1.14 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte: 5HA6= 1.41cm²

2/En appui : $M_{ay} = 0.355 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{0.355 \times 10^5}{100 \times (13.5)^2 \times 142} = 0.014$$

$\mu = 0,014 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots$ ($A_s' = 0$)

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.014)}) = 0.018$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 13.5 (1 - 0.4(0.018)) = 13.40 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.355 \times 10^5}{13.40 \times 3480} = 0.76 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte: 5HA6 = 1.41cm²

Condition de non Fragilité:

$$A_{\min} \geq 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 < A_s = 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifier

B/vérification à ELS :

Sens x-x :

1/En Travée : $M_{tx} = 0.9547t.m$

- **Position de l'axe neutre :** L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 As' (x-c') - 15 As (d-x) = 0 \quad \text{avec} \quad (As'=0)$$

$$bx^2/2 - 15 As (d-x) = 0$$

$$(100/2) x^2 - 15 * 3.02 (13.5-x) = 0$$

$$50x^2 + 45.3x - 611.55 = 0$$

$$\Delta = 124362.09 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 352.65 \longrightarrow x = -45.3 + 352.65/100 = 3.07cm$$

x=+3.07

- **Moment d'Inertie:**

$$I = bx^3/2 + 15As (d - x)^2 = 100(3.07)^3 / 3 + 15 * 3.02(13.5 - 3.07)^2$$

$$I = 5892.44cm^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

- ✓ **Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x/I_b < 0.6 * f_c / 28$$

$$\sigma_{bc} = (0.9547 \times 10^5 \times 3.07) / 5892.44$$

$$\sigma_{bc} = 49.74 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

- ✓ **Condition dans l'acier :**

D'après BAEL91 :

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_t \max (d-x)/I = 15 \times 0.9547 \times 10^5 \times (13.5 - 3.07) / 5892.44 = 2534.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2534.82 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

2/En Appuie : $M_{ax} = 0.6365t.m$

- **Position de l'axe neutre :**

L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 As' (x-c') - 15 As (d-x) = 0 \quad \text{avec} \quad (As'=0)$$

$$bx^2/2 - 15 As (d-x) = 0$$

$$(100/2) x^2 - 15 * 3.02 (13.5-x) = 0$$

$$50x^2 + 45.3x - 611.55 = 0$$

$$\Delta = 124362.09 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 352.65 \longrightarrow x = -45.3 + 352.65 / 100 = 3.07 \text{ cm}$$

$$x = +3.07$$

• **Moment d’Inertie:**

$$I = bx^3/2 + 15As (d - x)^2 = 100(3.07)^3 / 3 + 15 * 3.02(13.5 - 3.07)^2$$

$$I = 5892.44 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

✓ **Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x / I_b < 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (0.6365 * 10^5 * 3.07) / 5892.44$$

$$\sigma_{bc} = 33.16 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

✓ **Condition dans l’acier :**

D’après BAEL91 :

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_t \text{ max } (d-x) / I = 15 * 0.6365 * 10^5 * (13.5 - 3.07) / 5892.44 = 1689.97 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1689.97 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Sens Y-Y :

1/En Travée : $M_{ty} = 0.5587 \text{ t.m}$

• **Position de l’axe neutre :** L’axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 As' (x - c') - 15 As (d - x) = 0 \quad \text{avec} \quad (As' = 0)$$

$$bx^2/2 - 15 As (d - x) = 0$$

$$(100/2) x^2 - 15 * 1.41 (13.5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 21.15x - 285.525 = 0$$

$$\Delta = 57552.3225 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 239.90 \longrightarrow x = -21.15 + 239.90 / 100 = 2.19 \text{ cm}$$

$$x = +2.19 \text{ cm}$$

• **Moment d’Inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15As (d - x)^2 = 100(2.19)^3 / 3 + 15 * 1.41(13.5 - 2.19)^2$$

$$I = 3055.54 \text{cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

✓ **Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x / I_b < 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (0.5587 \times 10^5 \times 2.19) / 3055.54$$

$$\sigma_{bc} = 40.04 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} = 150 \text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

✓ **Condition dans l’acier :**

D’après BAEL91 :

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{MPa} = 2020 \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_t \text{ max } (d-x) / I = 15 \times 0.5587 \times 10^5 \times (13.5 - 2.19) / 3055.54 = 3102.02 \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 3102.02 \text{kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

2/En Appuie : $M_{ax} = 0.3725 \text{t.m}$

• **Position de l’axe neutre :**

L’axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 As' (x - c') - 15 As (d - x) = 0 \quad \text{avec} \quad (As' = 0)$$

$$bx^2/2 - 15 As (d - x) = 0$$

$$(100/2) x^2 - 15 * 1.41 (13.5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 21.15x - 285.525 = 0$$

$$\Delta = 57552.3225 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 239.90 \longrightarrow x = -21.15 + 239.90 / 100 = 2.19 \text{cm}$$

x = +2.19cm

• **Moment d’Inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15As (d - x)^2 = 100(2.19)^3 / 3 + 15 * 1.41(13.5 - 2.19)^2$$

$$I = 3055.54 \text{cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

✓ **Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x/I_b < 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (0.3725 \times 10^5 \times 2.19) / 3055.54$$

$$\sigma_{bc} = 26.70 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

✓ **Condition dans l'acier :** D'après BAEL91 :
La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_{te}; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_t \max (d-x)/I = 15 \times 0.3725 \times 10^5 \times (13.5 - 2.19) / 3055.54 = 2068.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2068.20 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \qquad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x}{2} = \frac{1.232 \times 4.40}{2} = 2.7104 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{2.7104 \times 10^3}{100 \times 13.5} = 2.007 \text{ kg/cm}^2 = 0.2007 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.167 \text{ MPA}$$

$\tau_u < \tau_u \rightarrow$ vérifiée, pas d'armature transversale.

Ferraillage dalle pleine (e=15cm) :

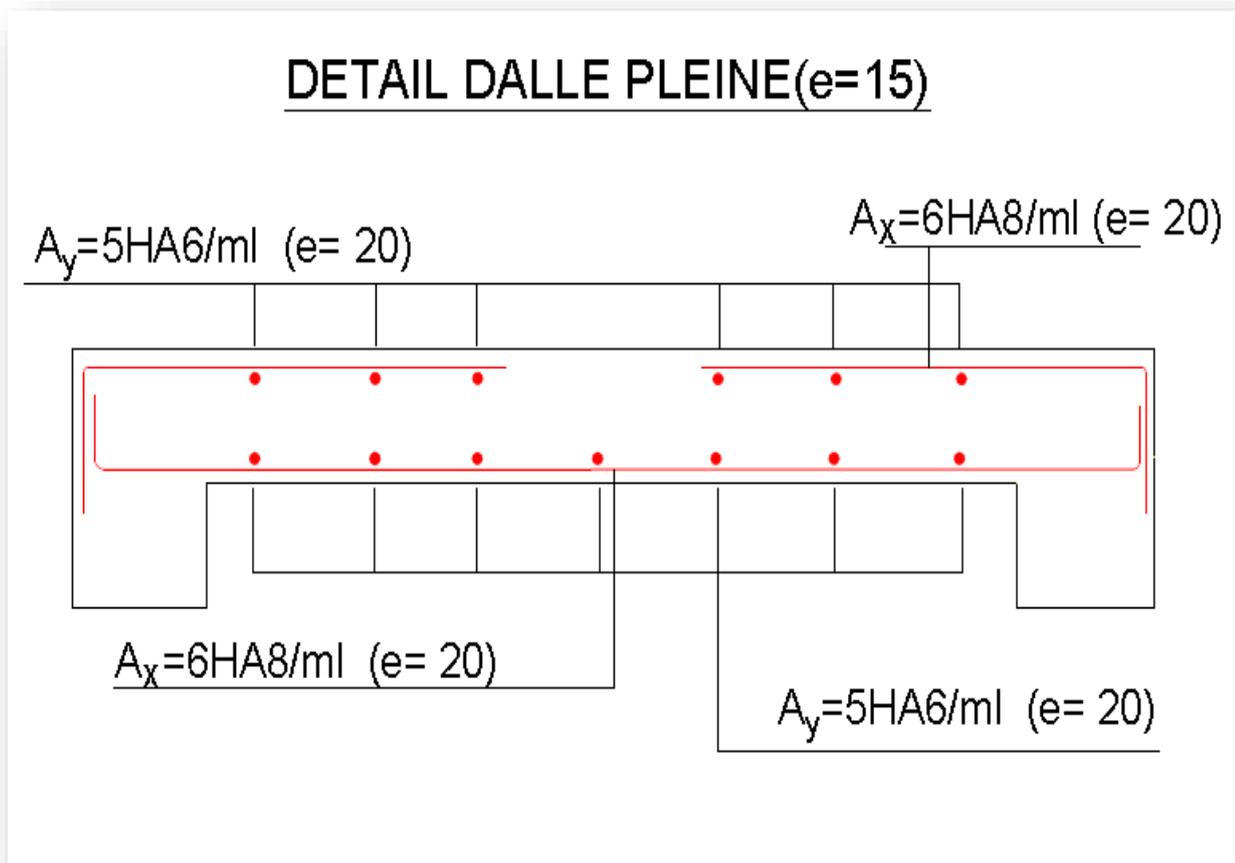
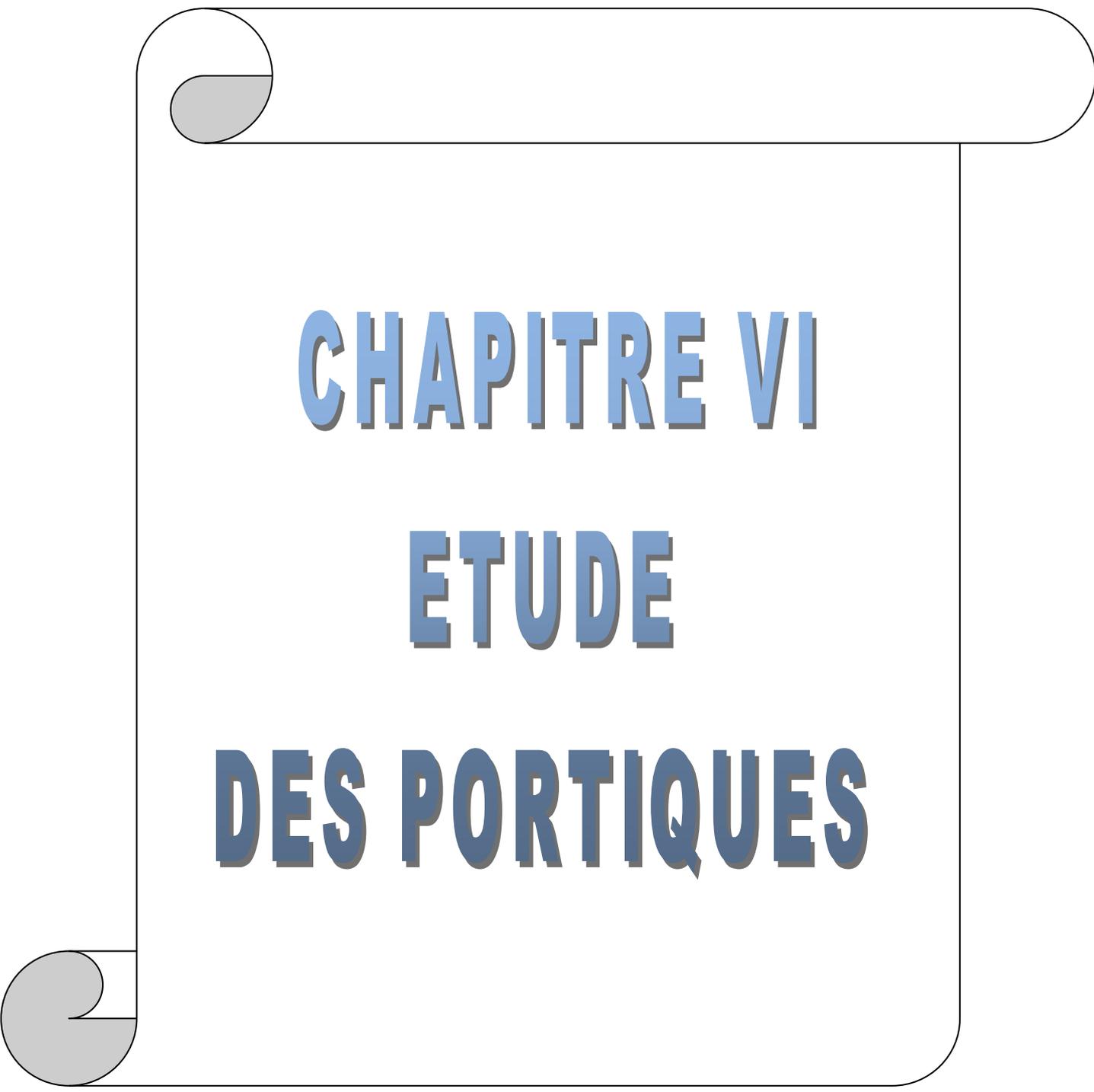


Figure V.6 : ferrailage de dalle pleine de sous-sol



CHAPITRE VI

ETUDE

DES PORTIQUES

VI.FERRAILLAGE DES PORTIQUES

VI.1.INTRODUCTION :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable.

On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ROBOT), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

1. Compression simple.
2. Traction simple.
3. Flexion simple.
4. Flexion composée.

- Les poutres seront calculées en flexion simple.

- Les poteaux seront calculés en flexion déviée.

VI.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres se fait à la flexion simple (situation durable et accidentelle) sous l'effet des moments les plus défavorables.

Les combinaisons de calcul :

- | | | | |
|--------------------|-------|-------|---------|
| 1- $1.35G + 1.5 Q$ | | selon | BAEL91 |
| 2- $G + Q \pm E$ | | selon | RPA2003 |
| 3- $G+Q$ | | selon | RPA2003 |

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	384
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau VI.1 : calcul des contraintes

➤ **Recommandation du RPA99 version 2003 :**

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone II.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

VIII.2.1.ferraillage des poutres principales :

➤ **Présentation des résultats dans un tableau :**

Moment (tf.m)	ELU	ELA	ELS
En travée	9.89	6.93	7.00
Sur appuis	-19.32	-16.81	-13.71

Tableau VI.2 : évaluation des charges des poutres principales

➤ **ELU : (1.35G+1.5Q)**

A/En travées : $M_t=9.89t.m$

-Les données :

$b=30cm$; $h=50cm$; $d=47cm$

$\sigma_b=14.20MPa$; $\sigma_s=348MPa$

Béton: $f_{c28}=25MPa$

Acier: FeE400

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9.89 \times 10^5}{30 \times (47)^2 \times 142} = 0.10 \leq \mu_R = 0.392 \dots \text{vérifier}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.23)}}{0.8} = 0.13$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 47(1 - 0.4(0.13)) = 44.56$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_b} = \frac{9.89 \times 10^5}{44.56 \times 3480} = 6.38 \text{ cm}^2$$

B /En appuis : $M_a = 19.32 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19.32 \times 10^5}{30 \times (47)^2 \times 142} = 0.20 \leq \mu_R = 0.392 \dots \text{vérifier}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.20)}}{0.8} = 0.28$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 47(1 - 0.4(0.28)) = 41.74$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_b} = \frac{19.32 \times 10^5}{41.74 \times 3480} = 13.30 \text{ cm}^2$$

➤ **ELA : (G+Q+Ex)**

A/En travées : $M_t = 6.93 \text{ t.m}$

-Les données :

$b = 30 \text{ cm}$; $h = 50 \text{ cm}$; $d = 47 \text{ cm}$

$\sigma_b = 14.20 \text{ MPA}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPA}$

Béton: $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

Acier: FeE400

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.93 \times 10^5}{30 \times (47)^2 \times 142} = 0.07 \leq \mu_R = 0.392 \dots \text{vérifier}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.07)}}{0.8} = 0.09$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 47(1 - 0.4(0.09)) = 45.31$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_b} = \frac{6.93 \times 10^5}{45.31 \times 3480} = 4.39 \text{ cm}^2$$

B /En appuis : $M_a = 16.81 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16.81 \times 10^5}{30 \times (47)^2 \times 142} = 0.18 \leq \mu_R = 0.392 \dots \text{vérifier}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.18)}}{0.8} = 0.25$$

$$Z=d(1-0.4\alpha)=47(1-0.4(0.25))=42.3$$

$$A_s = \frac{M_U}{z \cdot \sigma_b} = \frac{16.81 \times 10^5}{42.3 \times 3480} = 11.42 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée:**

On adopte : 5HA14=7.70cm²

- **Condition de non-fragilité:**

$$A_{s_{\min}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 30 \times 47 \times \frac{2.1}{400} = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} < A_{s_c} \rightarrow A_{s_f} = A_{s_c} = 7.70 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage Exigé par RPA99:**

$$A_{\min} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 0.005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2 < 7.70 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appuis : 7HA16=14.07cm²**

- **Condition de non-fragilité:**

$$A_{s_{\min}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 30 \times 47 \times \frac{2.1}{400} = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} < A_{s_c} \rightarrow A_{s_f} = A_{s_c} = 14.07 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage Exigé par RPA99:**

$$A_{\min} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 0.005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2 < 14.07 \text{ cm}^2$$

➤ **vérification à ELS :**

A/En Travée : Mt max = 7.00t.m

- **Position de l'axe neutre :** L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 As' (x-c') - 15 As (d-x) = 0 \quad \text{avec} \quad (As'=0)$$

$$bx^2/2 - 15 As (d-x) = 0$$

$$(30/2) x^2 - 15 \times 7.70 (47-x) = 0$$

$$15x^2 + 115.5x - 5428.5 = 0$$

$$\Delta = 339050.25 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 582.28 \longrightarrow x = -115.5 + 582.28/30 = 15.56 \text{ cm}$$

$$x = +15.56$$

- **Moment d'Inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15As (d-x)^2 = 30(15.56)^3/3 + 15 \cdot 7.70(47-15.56)^2$$

$$I=151841.58 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

✓ **Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x / I_b < 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (7 \times 10^5 \times 15.56) / 151841.58$$

$$\sigma_{bc} = 71.73 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

✓ **Condition dans l'acier :** D'après BAEL91 :

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_{fe}; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg /cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_t \max (d-x) / I = 15 \times 7 \times 10^5 \times (47-15.56) / 151841.58 = 2174.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2174.10 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kg /cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

B/En Appuie : Ma max = 13.71 t.m

- **Position de l'axe neutre :** L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 As' (x-c') - 15 As (d-x) = 0 \quad \text{avec} \quad (As'=0)$$

$$bx^2/2 - 15 As (d-x) = 0$$

$$(30/2) x^2 + 15 \times 14.07 (47-x) = 0$$

$$15x^2 + 211.05x - 9919.35 = 0$$

$$\Delta = 639703.1025 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 799.81 \longrightarrow x = -211.05 + 799.81 / 30 = 19.62 \text{ cm}$$

$$x = +19.62$$

- **Moment d'Inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15As (d-x)^2 = 30(19.62)^3 / 3 + 15 * 14.07(47-19.62)^2$$

$$I = 233742.76 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

✓ **Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x / I_b < 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (13.71 \times 10^5 \times 19.62) / 233742.76$$

$$\sigma_{bc} = 115.08 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

✓ **Condition dans l'acier :** D'après BAEL91 :

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_{fe}; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg /cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 \text{ Mt max } (d-x)/I = 15 \times 13.71 \times 10^5 \times (47-19.62) / 233742.76 = 2408.93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2408.93 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **vérification de contrainte tangentielle:**

$$T_u \text{ max} = 15.18 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b \cdot d} = \frac{9.55 \times 10^3}{30 \times 47} = 6.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 f_c / 1.5 ; 4 \text{ MPA}] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 6.77 \text{ kg/cm}^2 = 0.677 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPA}$$

➤ **vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{50}{620} = 0.08 \geq 0.062 \rightarrow \text{c.v} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow 0.08 \geq \frac{7}{87.5} = 0.08 \rightarrow \text{c.v} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.70}{30 \times 47} = 0.0055 \leq 0.0105 \rightarrow \text{c.v} \end{array} \right.$$

➤ **détermination les armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \Phi_t ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1.43 ; \Phi_t ; 3 \} = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4T8 = 2.01$$

➤ **Vérification de St d'après le BAEL :**

$$St_2 = \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$St_1 \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad St \leq \min (42.3 ; 40 \text{ cm}).$$

$$St \leq \min (St_1 ; St_2).$$

$$St \leq 40 \text{ cm} \quad St = 40 \text{ cm}.$$

➤ **Vérification selon RPA:**

- Zone Nodale:

$$St \leq \min (h/4 ; 30 \text{ cm}) \quad St \leq 12.5 \quad St = 15 \text{ cm}.$$

- Zone Courante:

$$St \leq h/2 \quad St \leq 50/2 = 25 \quad St = 25\text{cm}$$

VI.2.2.ferraillage des poutres secondaires:

➤ **Présentation des résultats dans un tableau :**

Moment (tf.m)	ELU	ELA	ELS
En travée	7.52	5.79	5.37
Sur appuis	-3.79	-2.68	-2.72

Tableau VI.3 : évaluation des charges des poutres secondaires

➤ **ELU : (1.35G+1.5Q)**

A/En travées : $M_t=7.52\text{t.m}$

-Les données :

$b=30\text{cm}$; $h=35\text{cm}$; $d=32\text{cm}$

$\sigma_b=14.20\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Béton: $f_{c28}=25\text{MPa}$

Acier: FeE400

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.52 \times 10^5}{30 \times (32)^2 \times 142} = 0.17 \leq \mu_R = 0.392 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.17)}}{0.8} = 0.23$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 32 (1 - 0.4 (0.23)) = 29.06$$

$$A_s = \frac{M_U}{z \cdot \sigma_b} = \frac{7.52 \times 10^5}{29.06 \times 3480} = 7.44 \text{cm}^2$$

B /En appuis : $M_a=3.79\text{t.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3.79 \times 10^5}{30 \times (32)^2 \times 142} = 0.09 \leq \mu_R = 0.392 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.09)}}{0.8} = 0.11$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 32 (1 - 0.4 (0.12)) = 30.59$$

$$A_s = \frac{M_U}{z \cdot \sigma_b} = \frac{3.79 \times 10^5}{30.59 \times 3480} = 3.56 \text{cm}^2$$

➤ **ELA : (G+Q+Ex)****A/En travées :** $M_t=5.79\text{t.m}$ **-Les données :** $b=30\text{cm}$; $h=35\text{cm}$; $d=32\text{cm}$ $\sigma_b=14.20\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$ **Béton:** $f_{c28}=25\text{MPa}$ **Acier:** FeE400

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.79 \times 10^5}{30 \times (32)^2 \times 142} = 0.13 \leq \mu_R = 0.392 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.13)}}{0.8} = 0.17$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 32(1 - 0.4(0.17)) = 29.82$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_b} = \frac{5.79 \times 10^5}{29.82 \times 3480} = 5.57 \text{cm}^2$$

B /En appuis : $M_a=2.68\text{t.m}$ 4362240

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2.68 \times 10^5}{30 \times (32)^2 \times 142} = 0.06 \leq \mu_R = 0.392 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.06)}}{0.8} = 0.08$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 32(1 - 0.4(0.08)) = 30.98$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_b} = \frac{2.68 \times 10^5}{30.98 \times 3480} = 2.48 \text{cm}^2$$

➤ **En travée:****On adopte :** 5HA14=7.70cm²• **Condition de non-fragilité:**

$$A_{st_{min}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{cm}^2$$

$$A_{st_{min}} < A_{st_c} \rightarrow A_{st_f} = A_{st_c} = 7.70 \text{cm}^2$$

• **Pourcentage Exigé par RPA99:**

$$A_{min} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{cm}^2 < 7.70 \text{cm}^2$$

➤ **Sur appuis :** 4HA14=6.16cm²

- **Condition de non-fragilité:**

$$A_{st_{min}} = 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 * 30 * 32 * \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{st_{min}} < A_{st_c} \rightarrow A_{st_f} = A_{st_c} = 6.16 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage Exigé par RPA99:**

$$A_{min} = 0.5\% * b * h = 0.005 * 30 * 35 = 5.25 \text{ cm}^2 < 6.16 \text{ cm}^2$$

- **vérification à ELS :**

A/En Travée : Mt max = 5.37t.m

- **Position de l'axe neutre :** L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 As' (x - c') - 15 As (d - x) = 0 \quad \text{avec} \quad (As' = 0)$$

$$bx^2/2 - 15 As (d - x) = 0$$

$$(30/2) x^2 - 15 * 7.70 (32 - x) = 0$$

$$15x^2 + 115.5x - 3696 = 0$$

$$\Delta = 235100 \quad \longrightarrow \quad \sqrt{\Delta} = 484.87 \quad \longrightarrow \quad x = -115.5 + 484.87/30 = 12.31 \text{ cm}$$

$$x = +12.31$$

- **Moment d'Inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15As (d - x)^2 = 30(12.31)^3/3 + 15 * 7.70(32 - 12.31)^2$$

$$I = 63432.99 \text{ cm}^4$$

- **Calcul et Vérification des Contraintes :**

- ✓ **Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = Mt \text{ ser } x / I_b < 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (5.37 * 10^5 * 12.31) / 63433.09$$

$$\sigma_{bc} = 104.21 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

- ✓ **Condition dans l'acier :** D'après BAEL91 :

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 Mt \text{ max } (d - x) / I = 15 * 5.37 * 10^5 * (32 - 12.31) / 63433.09 = 2500.32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2500.32 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

B/En Appuie : Ma max= 2.72t.m

- **Position de l'axe neutre** : L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 As' (x-c') - 15 As (d-x) = 0 \quad \text{avec} \quad (As'=0)$$

$$bx^2/2 - 15 As (d-x) = 0$$

$$(30/2) x^2 + 15 x 6.16 (32-x) = 0$$

$$15x^2 + 92.4x - 2956.8 = 0 \quad 8537.76$$

$$\Delta = 185945.76 \quad \longrightarrow \quad \sqrt{\Delta} = 431.21 \quad \longrightarrow \quad x = -92.4 + 431.21/30 = 11.29 \text{cm}$$

$$x = +11.29$$

- **Moment d'Inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15As (d - x)^2 = 30(11.29)^3 / 3 + 15 * 6.16(32 - 11.29)^2$$

$$I = 54021.43 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

- ✓ **Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x/I_b < 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (2.72 \times 10^5 \times 11.29) / 54021.43$$

$$\sigma_{bc} = 56.84 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} = 150 \text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

- ✓ **Condition dans l'acier :** D'après BAEL91 :

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{MPa} = 2020 \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_t \text{ max } (d-x)/I = 15 \times 2.72 \times 10^5 \times (32 - 11.29) / 54021.43 = 1564.13 \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1564.13 \text{kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

- **vérification de contrainte tangentielle:** Tu max=5.31t

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b * d} = \frac{5.36 \times 10^3}{30 \times 32} = 5.58 \text{kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 f_{c28} / 1.5 ; 4 \text{MPa}] = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 5.58 \text{kg/cm}^2 = 0.558 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$$

- **vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{440} = 0.08 \geq 0.062 \rightarrow \text{c.v} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.08 \geq \frac{5.37}{67.12} = 0.08 \rightarrow \text{c.v} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.70}{30 \times 32} = 0.008 \leq 0.0105 \rightarrow \text{c.v} \end{array} \right.$$

➤ **détermination les armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \Phi_t; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1.43; \Phi_t; 3 \} = 1.43 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4T8 = 2.01$

➤ **Vérification de St d'après le BAEL :**

$$St_2 = \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$St_1 \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad St \leq \min (28.8 ; 40 \text{ cm}).$$

$$St \leq \min (St_1; St_2).$$

$$St \leq 28.80 \text{ cm} \quad St = 28.80 \text{ cm}.$$

➤ **Vérification selon RPA:**

- Zone Nodale:

$$St \leq \min (h/4; 30 \text{ cm}) \quad St \leq 8.75 \quad St = 10 \text{ cm}.$$

- Zone Courante:

$$St \leq h/2 \quad St \leq 35/2 = 17.50 \quad St = 20 \text{ cm}$$

Poutre principale 30x50

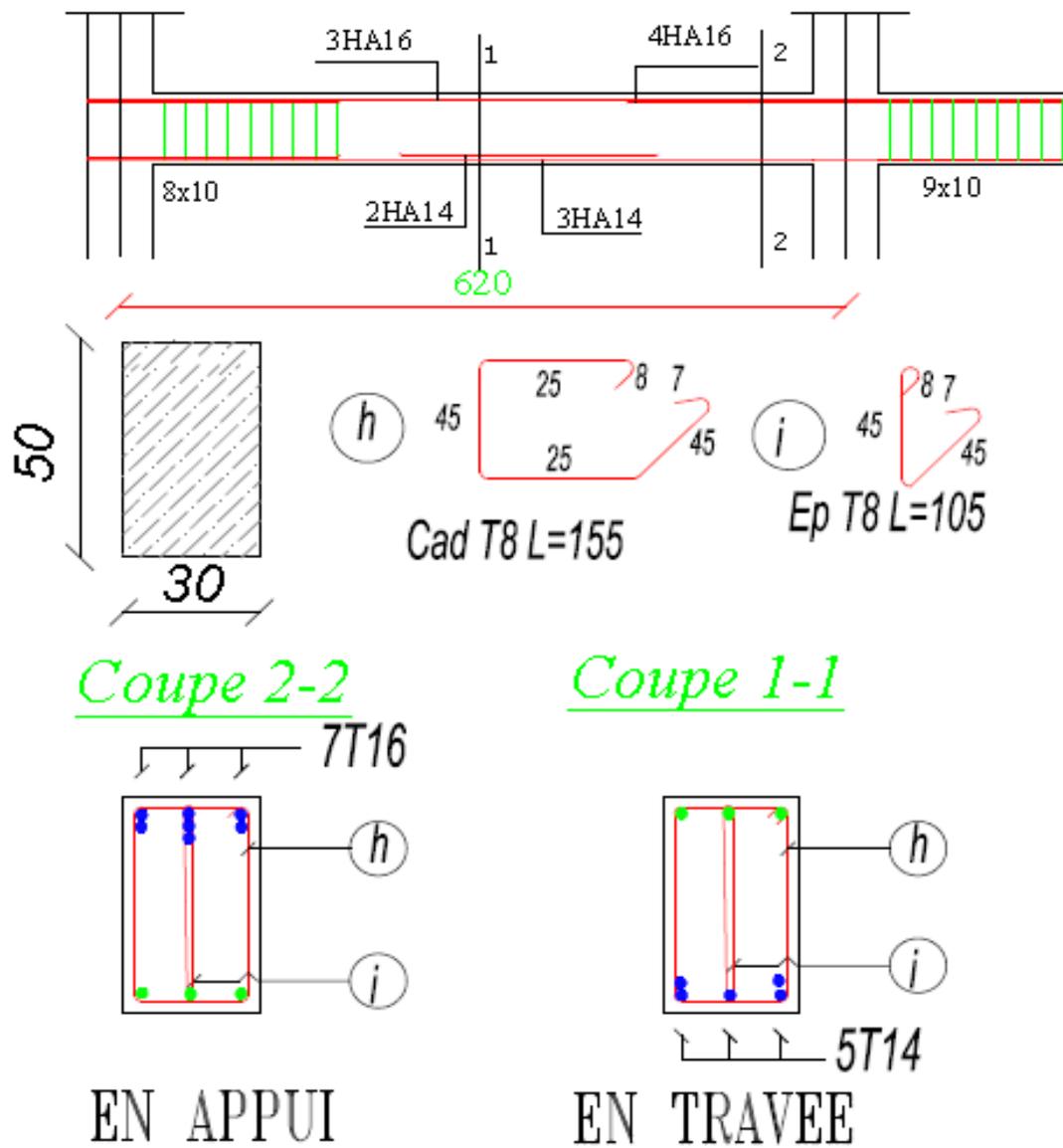


Figure VI.1 : schéma ferrailage de poutre principale

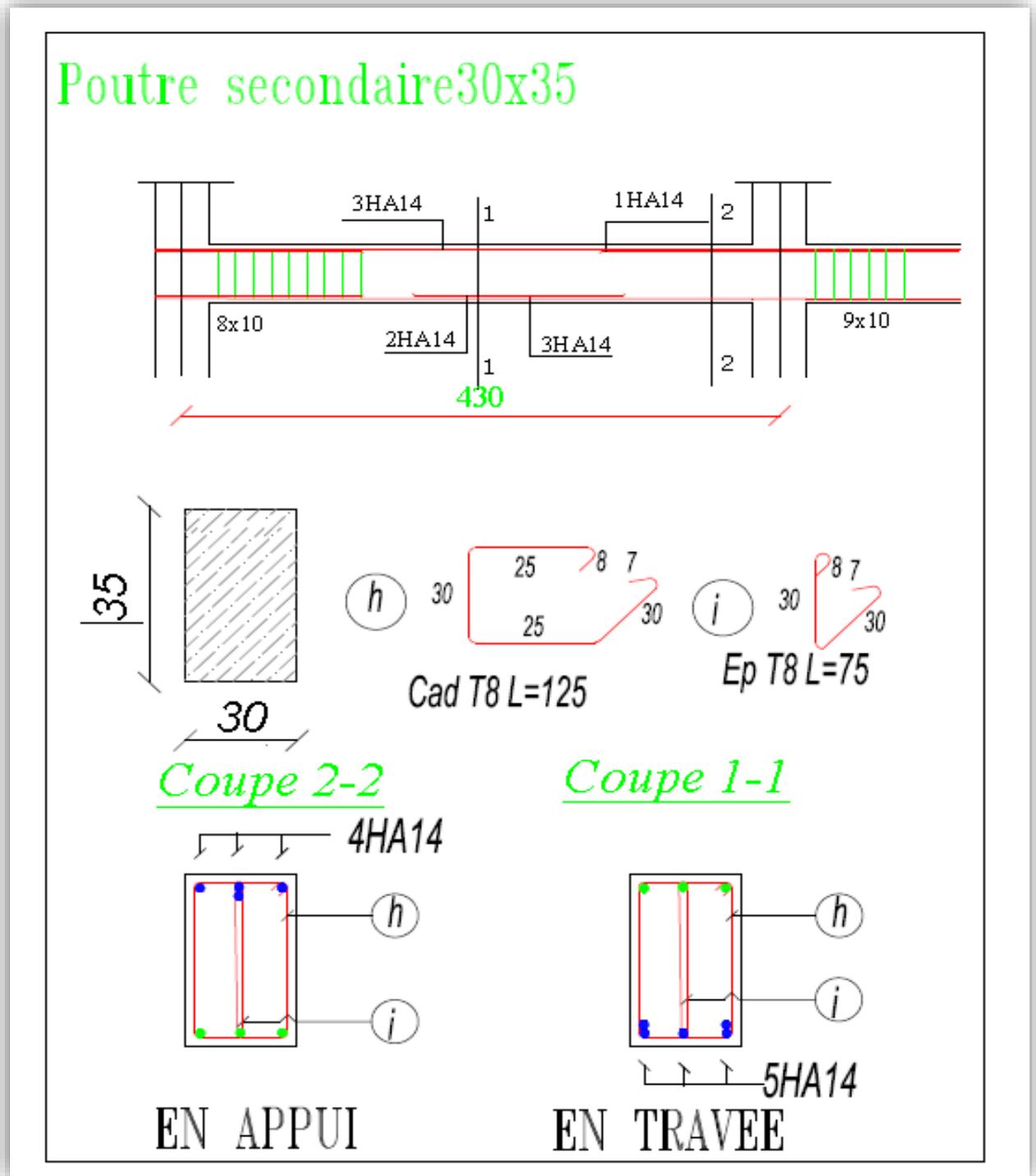


Figure VI.2 : schéma ferrailage de poutre secondaire

VI.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M , N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " N " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	384
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

VI.3.1. Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

a. Selon BAEL 91:

a.1. ELU: Situation durable

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

a.2. ELS: Situation durable

$$G+Q$$

b. Selon RPA 99 version 2003: Situation accidentelle

$$- G+Q\pm E$$

$$- 0,8G\pm E$$

VI.3.2. Ferrailage les poteaux :

-Les données grâce à le robot :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **Robot**, est-elle été résumée dans le tableau suivant :

	ELU		ELA		ELS	
	M _U (t.m)	N _U (t)	M _A (t.m)	N _A (t)	M _S (t.m)	N _S (t)
60x60	10.79	342.87	8.64	260.24	7.80	248.46
50x50	7.61	220.62	6.66	179.24	5.51	160.37
40x40	8.38	142.52	7.13	110.30	6.10	103.62

Tableau VI.5 : évaluation des charges des poteaux

• **Ferraillage des poteaux (60x60) cm :**

➤ **ELU :**

On a : MG= 2.44t.m
 MQ=2.58t.m
 Lf=0.7x l_0 =0.7x (4.42-0.35)=2.849m

Calculer l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned}
 e_0 &= \frac{M_u}{N_u} \\
 e_a &= \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} \\
 e_2 &= \frac{3L_f^2}{10000.h} (2 + \alpha\varphi)
 \end{aligned} \right\} e = e_0 + e_a + e_2$$

• **Calculer l'excentricité e0 :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{10.79}{342.87} = 0.03\text{m} = 3\text{cm}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} - c = \frac{60}{2} - 3 = 27 \rightarrow e_0 = 3\text{cm} < 27 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

• **Calculer l'excentricité accidentelle ea :**

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{442}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2 \text{ cm}; 1.77 \} = 2\text{cm}$$

Soit : e1=e0+ea=3+2=5cm

- **Condition d'application de la méthode simplifiée :**

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left(\frac{20 \cdot e_1}{h} ; 15\text{cm} \right)$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{284.9}{60} = 4.75 \leq \text{Max} \left(\frac{20 \cdot 5}{60} ; 15\text{cm} \right) = \text{Max} (1.66; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$$

Donc la méthode simplifiée est applicable

- **Calculer l'excentricité 2ème ordre :**

$B = 3600 \text{ cm}^2$ « aire de la section du béton. »

- **Moment d'inertie du poteau :**

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{60 \times 60^3}{12} = 1080000 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{1080000}{3600}} = 17.32 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{407}{17.32} = 23.50 \leq 50 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\alpha = \frac{MG}{MG+MQ} = \frac{2.44}{2.44+2.58} = 0.49$$

$\emptyset = \epsilon_f / \epsilon_i$ pour ce rapport généralement $\emptyset = 2\text{cm}$

Donc e2 :

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10000 \cdot h} (2 + \alpha \emptyset) = \frac{3(284.9)^2}{10000 \times 60} (2 + (0.49 \times 2)) = 1.21 \text{ cm}$$

$\Rightarrow e_2 = 1.21 \text{ cm}$

En peut finalement calculer l'excentricité finale e :

$$e = e_1 + e_2 = 5 + 1.21 = 6.21 \text{ cm} = 0.0621 \text{ m}$$

- **La flexion composée :**

$$M_u = N_u \cdot e = 342.87 \times 0.0621 = 21.29 \text{ t.m}$$

$$M_1 = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 21.29 + 342.87 \left(\frac{0.60}{2} - 0.03 \right) = 113.86 \text{ t.m}$$

Comparaison l'équation suivante pour connaitre si la section partiellement comprimée ou non :

$$N_u (d-c) - M_1 < \left(0.337 - \frac{0.81c}{h} \right) b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$N_u (d-c) - M_1 = 342.87 (0.57 - 0.03) - 113.86 = 71.29 \dots\dots\dots (1)$$

$$(0.337 - \frac{0.81c}{h}) b.d^2.fbc = (0.337 - \frac{0.81 \times 0.03}{0.60}) \times 0.60 \times (0.57)^2 \times 1420 = 82.07 \dots (2)$$

$$71.29 < 82.07$$

Donc : (1) < (2) section partiellement comprimée

On adopte directement le pourcentage minimal donné par le RPA :

- **Armature minimal (selon RPA):**

$$A_{min} = 0.8\% \times b \times h = 0.008 \times 60 \times 60 = 28.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } 10\text{HA}20 = 31.40 \text{ cm}^2$$

➤ **ELA :**

On a : MG = 2.44 t.m

MQ = 2.58 t.m

Lf = 0.7 x l0 = 0.7 x (4.42 - 0.35) = 2.849 m

Calculer l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_A}{N_A} \\ e_a &= \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} \\ e_2 &= \frac{3L_f^2}{10000 \cdot h} (2 + \alpha \varphi) \end{aligned} \right\} e = e_0 + e_a + e_2$$

• **Calculer l'excentricité e0 :**

$$e_0 = \frac{M_A}{N_A} = \frac{8.64}{260.24} = 0.03 \text{ m} = 3 \text{ cm}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} - c = \frac{60}{2} - 3 = 27 \rightarrow e_0 = 3.1 \text{ cm} < 27 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

• **Calculer l'excentricité accidentelle ea :**

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{442}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2 \text{ cm}; 1.77 \} = 2 \text{ cm}$$

Soit : e1 = e0 + ea = 3 + 2 = 5 cm

• **Condition d'application de la méthode simplifiée :**

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left(\frac{20 \cdot e_1}{h}; 15 \text{ cm} \right)$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{284.9}{60} = 4.75 \leq \text{Max} \left(\frac{20 \cdot 5}{60}; 15 \text{ cm} \right) = \text{Max} (1.66; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

Donc la méthode simplifiée est applicable

• **Calculer l'excentricité 2ème ordre :**

$B = 3600 \text{ cm}^2$ « aire de la section du béton. »

• **Moment d'inertie du poteau :**

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{60 \times 60^3}{12} = 1080000 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{1080000}{3600}} = 17.32 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{284.9}{17.32} = 16.45 \leq 50 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\alpha = \frac{MG}{MG+MQ} = \frac{2.44}{2.44+2.58} = 0.49$$

$\emptyset = \epsilon_f / \epsilon_i$ pour ce rapport généralement $\emptyset = 2 \text{ cm}$

Donc e2 :

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10000 \cdot h} (2 + \alpha \emptyset) = \frac{3(284.9)^2}{10000 \times 60} (2 + (0.49 \times 2)) = 1.21 \text{ cm}$$

$\Rightarrow e_2 = 1.21 \text{ cm}$

En peut finalement calculer l'excentricité finale e :

$$e = e_1 + e_2 = 5 + 1.21 = 6.21 \text{ cm} = 0.0621 \text{ m}$$

- **La flexion composée :**

$$M_u = N_u \cdot e = 260.24 \times 0.0621 = 16.16 \text{ t.m}$$

$$M_1 = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 16.16 + 260.24 \left(\frac{0.60}{2} - 0.03 \right) = 86.42 \text{ t.m}$$

Comparaison l'équation suivante pour connaitre si la section partiellement comprimée ou non

$$N_u (d-c) - M_1 < \left(0.337 - \frac{0.81c}{h} \right) b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$N_u (d-c) - M_1 = 260.24 (0.57 - 0.03) - 86.42 = 54.11 \text{ t} \dots \dots \dots (1)$$

$$\left(0.337 - \frac{0.81c}{h} \right) b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = \left(0.337 - \frac{0.81 \times 0.03}{0.60} \right) \times 0.60 \times (0.57)^2 \times 1420 = 82.07 \dots \dots (2)$$

$$54.11 < 82.07$$

Donc : (1) < (2) section partiellement comprimée

On adopte directement le pourcentage minimal donné par le RPA :

- **Armature minimal (selon RPA):**

$$A_{\min}=0.8\% \times b \times h=0.008 \times 60 \times 60=28.8 \text{ cm}^2$$

On adopte: 10HA20=31.40 cm²

➤ **Vérification a l'ELS :**

$$N_s= 248.46 \text{ T}$$

$$M_s = 7.80 \text{ T m}$$

$$e_0 = M_s / N_s = 7.80/248.46 = 0.03 \text{ m}=3 \text{ cm}$$

• **Section homogène :**

$$B_1=b \cdot h+15 (A_1+A_2)$$

$$A_1 = A_2= 31.40 \text{ cm}^2$$

$$B_1= 60 \times 60 +15 \times (31.40 +31.40) = 4542 \text{ cm}^2$$

V₁ et V₂ seront déterminés par l'équation du moment statique par rapport à la plus comprimés

$$V_1=\frac{1}{B_1} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_2c + A_1d) \right] = \frac{1}{4542} \left[\frac{60 \times 60^2}{2} + 15(31.40 \times 3 + 31.40 \times 57) \right]$$

$$V_1=30 \text{ cm}$$

$$V_2=h-V_1=60-30=30 \text{ cm}$$

• **Calcul du moment d'inertie :**

$$I_1=\frac{b}{3}(V_1^3+V_2^3) +15[A_1(V_2 - C)^2 + A_2(V_1 - C)^2]$$

$$I_1=\frac{60}{3}(30^3+30^3) +15[31.40(30 - 3)^2 + 31.40(30 - 3)^2]$$

$$I_1=1766718 \text{ cm}^4$$

• **Condition limite I:**

$$CL_1=\frac{I_1}{B_1 \cdot V_1} = \frac{1766718}{4542 \times 30} = 12.96 \text{ cm}$$

• **Condition limite II:**

$$CL_2 = \frac{I_1}{B_1 \cdot V_2} = \frac{1766718}{4542 \times 30} = 12.96 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + \left(V_1 - \frac{h}{2} \right) = 3 + \left(30 - \frac{60}{2} \right) = 3 \text{ cm}$$

$e_1 < CL_1$ —————> la section est entièrement comprimé

• **Vérification des contraintes :**

- **En béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B_1} + \frac{N_{ser} \cdot e_1 \cdot V_1}{I_1} = \frac{248.46 \times 10^3}{4542} + \frac{248.46 \times 10^3 \times 3 \times 30}{1766718}$$

$$\sigma_{bc} = 67.36 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc \text{ adm}} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

- **En acier:**

$$\sigma_{s1} = 15 \left[\frac{N_{ser}}{B_1} + \frac{N_{ser} \cdot e_1 \cdot (V_1 - C)}{I_1} \right] = 15 \left[\frac{248.46 \times 10^3}{4542} + \frac{248.46 \times 10^3 \times 3 \times (30 - 3)}{1766718} \right]$$

$$\sigma_{s1} = 991.37 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{s \text{ adm}} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s2} = 15 \left[\frac{N_{ser}}{B_1} + \frac{N_{ser} \cdot e_1 \cdot (d - V_2)}{I_1} \right] = 15 \left[\frac{248.46 \times 10^3}{4542} + \frac{248.46 \times 10^3 \times 3 \times (57 - 30)}{1766718} \right]$$

$$\sigma_{s2} = 991.37 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{s \text{ adm}} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (F_t / F_e) = 0,23 \cdot 60 \cdot 57 \cdot (2,1 / 400) = 4.13 \text{ cm}^2$$

$A = 31.40 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4.13 \text{ cm}^2$ vérifiée

• **Vérification de l'effort tranchant :** $T_u \text{ max} = 2.029 \text{ t}$

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b \cdot d} = \frac{11.31 \times 10^3}{60 \times 57} = 3.31 \text{ kg/cm}^2$$

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 f_{ct} / 1.5 ; 5 \text{ MPA}] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.331 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **Pourcentage maximale des armatures selon la RPA 99:**

- **Zone courante** : 4% (b x h) = 144cm²
- **Zone de recouvrement** : 6% (b x h) = 216cm²

➤ **Les armatures transversales :**

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_1 \right) \implies \varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{60}{35}; \frac{60}{10}; 2 \right) \implies \varphi_t \leq \text{Min} (1.71; 6; 2)$$

$$\Phi_t \leq 1.71 \text{ cm}^2 \quad A_t = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espaceur selon RPA :**

- **Zone nodale :**

$$S \leq \text{min} (10 \varnothing ; 15 \text{ cm}) \quad S \leq 15 \quad S = 15 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$S \leq 15 \varnothing \quad S \leq 15 \times 2 = 30 \quad S = 25 \text{ cm}$$

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L > 40 \varnothing = 40 \times 2 = 80 \quad L = 80 \text{ cm}$$

- schéma de ferrailage poteaux (60x60) :

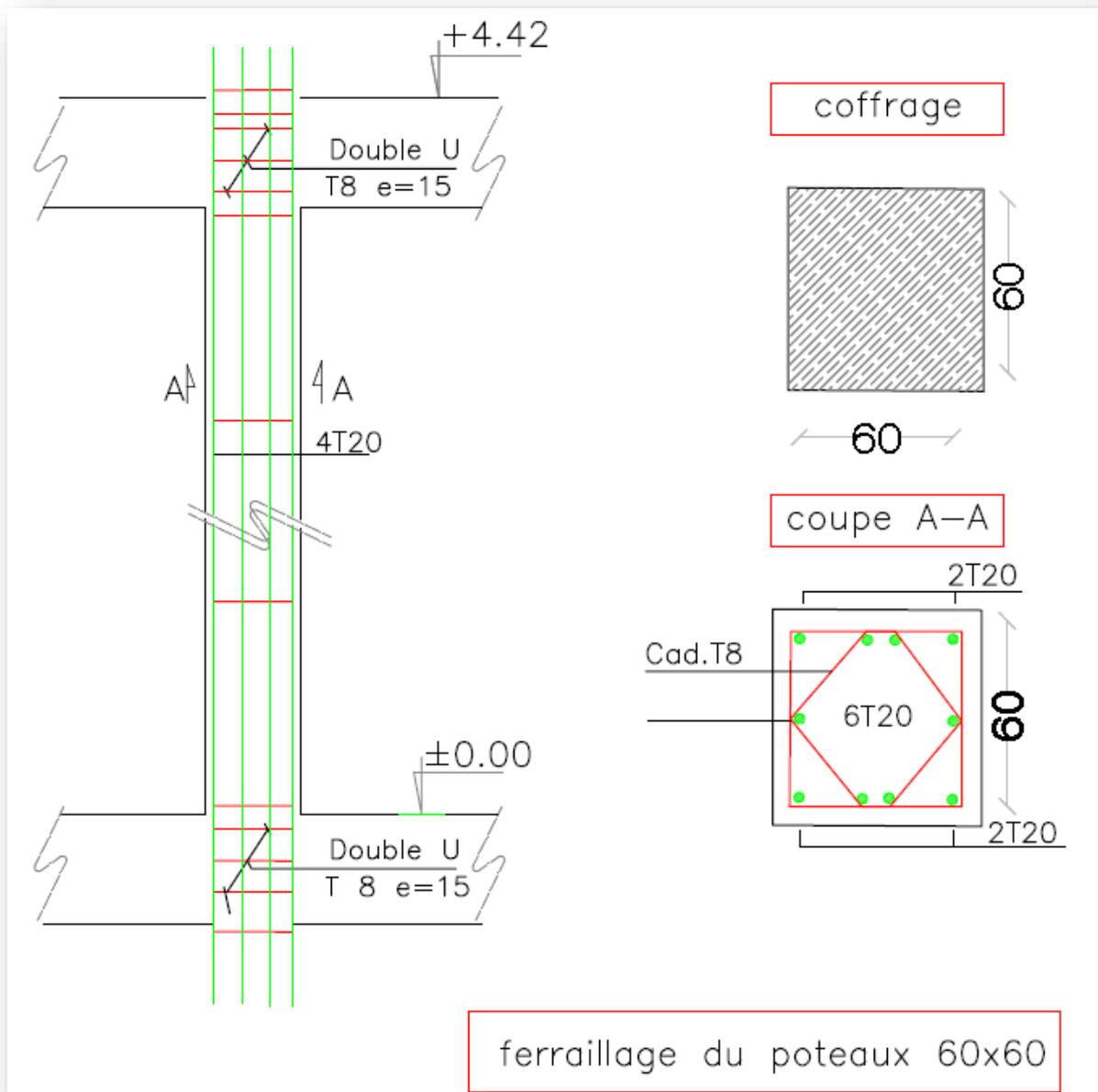


Figure VI.3 : Ferrailage des poteaux du sous-sol1, sous-sol2, et RDC

- **Ferraillage des poteaux (50x50) cm :**

- **ELU :**

On a : $MG= 2.34t.m$

$$MQ=1.49t.m$$

$$Lf=0.7xl_0=0.7x (3.06-0.35)=1.897m$$

Calculer l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} \\ e_a &= \text{Max} \left\{ 2\text{cm}; \frac{L}{250} \right\} \\ e_2 &= \frac{3L_f^2}{10000.h} (2+\alpha\varphi) \end{aligned} \right\} e = e_0 + e_a + e_2$$

- **Calculer l'excentricité e_0 :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7.61}{220.62} = 0.03m = 3cm$$

$$e_0 < \frac{h}{2} - c = \frac{50}{2} - 3 = 22 \rightarrow e_0 = 3cm < 22 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

- **Calculer l'excentricité accidentelle e_a :**

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2\text{cm}; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2\text{cm}; \frac{306}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2\text{cm}; 1.224 \} = 2\text{cm}$$

Soit : $e_1 = e_0 + e_a = 3 + 2 = 5\text{cm}$

- **Condition d'application de la méthode simplifiée :**

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left(\frac{20 \cdot e_1}{h}; 15\text{cm} \right)$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{189.7}{50} = 3.794 \leq \text{Max} \left(\frac{20 \cdot 5}{50}; 15\text{cm} \right) = \text{Max} (2; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$$

Donc la méthode simplifiée est applicable

• **Calculer l'excentricité 2ème ordre :**

$B = 2500 \text{ cm}^2$ « aire de la section du béton. »

• **Moment d'inertie du poteau :**

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{50 \times 50^3}{12} = 520833.33 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{520833.33}{2500}} = 14.43 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{189.7}{14.43} = 13.15 \leq 50 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\alpha = \frac{MG}{MG+MQ} = \frac{2.34}{2.34+1.49} = 0.61$$

$\emptyset = \epsilon_f / \epsilon_i$ pour ce rapport généralement $\emptyset = 2 \text{ cm}$

Donc e2 :

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10000 \cdot h} (2 + \alpha \emptyset) = \frac{3(189.7)^2}{10000 \times 50} (2 + (0.61 \times 2)) = 0.69 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_2 = 0.69 \text{ cm}$$

En peut finalement calculer l'excentricité finale e :

$$e = e_1 + e_2 = 5 + 0.69 = 5.69 \text{ cm} = 0.0569 \text{ m}$$

- **La flexion composée :**

$$M_u = N_u \cdot e = 220.62 \times 0.0569 = 12.55 \text{ t.m}$$

$$M_1 = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 12.55 + 220.62 \left(\frac{0.50}{2} - 0.03 \right) = 61.09 \text{ t.m}$$

Comparaison l'équation suivante pour connaitre si la section partiellement comprimée ou non

$$N_u (d-c) - M_1 < \left(0.337 - \frac{0.81c}{h} \right) b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$N_u (d-c) - M_1 = 220.62 (0.47 - 0.03) - 61.09 = 35.98 \dots \dots \dots (1)$$

$$\left(0.337 - \frac{0.81c}{h} \right) b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = \left(0.337 - \frac{0.81 \times 0.03}{0.50} \right) \times 0.50 \times (0.47)^2 \times 1420 = 45.23 \dots \dots (2)$$

$$35.98 < 45.23$$

Donc : (1) < (2) section partiellement comprimée

On adopte directement le pourcentage minimal donné par le RPA :

- **Armature minimal (selon RPA):**

$$A_{\min}=0.8\% \times b \times h=0.008 \times 50 \times 50=20\text{cm}^2$$

On adopte: 8HA20=25.13cm²

➤ **ELA :**

On a : MG= 2.44t.m

MQ=2.58t.m

Lf=0.7xl₀=0.7x (3.06-0.35)=1.897m

Calculer l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_A}{N_A} \\ e_a &= \text{Max} \left\{ 2\text{cm}; \frac{L}{250} \right\} \\ e_2 &= \frac{3L_f^2}{10000 \cdot h} (2 + \alpha \varphi) \end{aligned} \right\} e = e_0 + e_a + e_2$$

• **Calculer l'excentricité e0 :**

$$e_0 = \frac{M_A}{N_A} = \frac{6.66}{170.24} = 0.04\text{m} = 4\text{cm}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} - c = \frac{50}{2} - 3 = 22 \rightarrow e_0 = 4\text{cm} < 22 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

• **Calculer l'excentricité accidentelle ea :**

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2\text{cm}; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2\text{cm}; \frac{306}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2\text{cm}; 1.224 \} = 2\text{cm}$$

Soit : e1=e0+ea=4+2=6cm

• **Condition d'application de la méthode simplifiée :**

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left(\frac{20 \cdot e_1}{h}; 15\text{cm} \right)$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{189.7}{50} = 3.794 \leq \text{Max} \left(\frac{20 \cdot 6}{50}; 15\text{cm} \right) = \text{Max} (2.40; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$$

Donc la méthode simplifiée est applicable

• **Calculer l'excentricité 2ème ordre :**

$B = 2500 \text{ cm}^2$ « aire de la section du béton. »

• **Moment d'inertie du poteau :**

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{50 \times 50^3}{12} = 520833.33 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{520833.33}{2500}} = 14.43 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{189.7}{14.43} = 13.15 \leq 50 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\alpha = \frac{MG}{MG+MQ} = \frac{2.34}{2.34+1.49} = 0.61$$

$\emptyset = \epsilon f / \epsilon_i$ pour ce rapport généralement $\emptyset = 2 \text{ cm}$

Donc e_2 :

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10000 \cdot h} (2 + \alpha \emptyset) = \frac{3(189.7)^2}{10000 \times 50} (2 + (0.61 \times 2)) = 0.69 \text{ cm}$$

$\Rightarrow e_2 = 0.69 \text{ cm}$

En peut finalement calculer l'excentricité finale e :

$e = e_1 + e_2 = 6 + 0.69 = 6.69 \text{ cm} = 0.0669 \text{ m}$

- **La flexion composée :**

$M_u = N_u \cdot e = 170.24 \times 0.0669 = 11.39 \text{ t.m}$

$M_1 = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 11.39 + 170.24 \left(\frac{0.50}{2} - 0.03 \right) = 48.84 \text{ t.m}$

Comparaison l'équation suivante pour connaitre si la section partiellement comprimée ou non

$N_u (d-c) - M_1 < \left(0.337 - \frac{0.81c}{h} \right) b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$N_u (d-c) - M_1 = 170.24 (0.47 - 0.03) - 48.84 = 26.06 \text{ t} \dots \dots \dots (1)$

$\left(0.337 - \frac{0.81c}{h} \right) b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = \left(0.337 - \frac{0.81 \times 0.03}{0.50} \right) \times 0.50 \times (0.47)^2 \times 1420 = 45.23 \dots \dots (2)$

$26.06 < 45.23$

Donc : (1) < (2) section partiellement comprimée

On adopte directement le pourcentage minimal donné par le RPA :

- **Armature minimal (selon RPA):**

$$A_{\min}=0.8\% \times b \times h=0.008 \times 50 \times 50=20\text{cm}^2$$

On adopte: 12HA16=24.13cm²

➤ **Vérification a l'ELS :**

$$N_s= 160.37\text{T}$$

$$M_s = 5.51\text{T m}$$

$$e_0 = M_s / N_s = 5.51/160.37 = 0.03\text{m}=3\text{cm}$$

• **Section homogène :**

$$B_1=b \cdot h+15 (A_1+A_2)$$

$$A_1 = A_2= 25.13 \text{ cm}^2$$

$$B_1= 50 \times 50 +15 \times (25.13 +25.13) = 3253.9\text{cm}^2$$

V1 et V2 seront déterminés par l'équation du moment statique par rapport à la plus comprimés

$$V_1=\frac{1}{B_1} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_2c + A_1d) \right] = \frac{1}{3253.9} \left[\frac{50 \times 50^2}{2} + 15(25.13 \times 3 + 25.13 \times 47) \right]$$

$$V_1=25\text{cm}$$

$$V_2=h-V_1=50-25=25\text{cm}$$

• **Calcule le moment d'inertie :**

$$I_1= \frac{b}{3}(v_1^3+v_2^3) +15[A_1(V_2 - C)^2 + A_2(V_1 - C)^2]$$

$$I_1= \frac{50}{3}(25^3+25^3) +15[25.13(25 - 3)^2 + 25.13(25 - 3)^2]$$

$$I_1=885720.93\text{cm}^4$$

• **Condition limite I:**

$$CL_1=\frac{I_1}{B_1 \cdot V_1} = \frac{885720.93}{3253.9 \times 25} = 10.89\text{cm}$$

• **Condition limite II:**

$$CL_1=\frac{I_1}{B_1 \cdot V_2} = \frac{885720.93}{3253.9 \times 25} = 10.89\text{cm}$$

$$e1 = e_0 + (V1 - \frac{h}{2}) = 3 + (25 - \frac{50}{2}) = 3 \text{ cm}$$

$e1 < CL1$ —————> la section est entièrement comprimé

• **Vérification des contraintes :**

- **En béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B1} + \frac{N_{ser} \cdot e1 \cdot V1}{I1} = \frac{160.37 \times 10^3}{3253.9} + \frac{160.37 \times 10^3 \times 3 \times 25}{885720.93}$$

$$\sigma_{bc} = 62.86 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc \text{ adm}} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

- **En acier:**

$$\sigma_{s1} = 15 \left[\frac{N_{ser}}{B1} + \frac{N_{ser} \cdot e1 \cdot (V1 - C)}{I1} \right] = 15 \left[\frac{160.37 \times 10^3}{3253.9} + \frac{160.37 \times 10^3 \times 3 \times (25 - 3)}{885720.93} \right]$$

$$\sigma_{s1} = 918.53 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s \text{ adm} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s2} = 15 \left[\frac{N_{ser}}{B1} + \frac{N_{ser} \cdot e1 \cdot (d - V2)}{I1} \right] = 15 \left[\frac{160.37 \times 10^3}{3253.9} + \frac{160.37 \times 10^3 \times 3 \times (47 - 25)}{885720.93} \right]$$

$$\sigma_{s2} = 918.53 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s \text{ adm} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (F_{tj} / F_e) = 0,23 \cdot 50 \cdot 47 \cdot (2,1 / 400) = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$A = 24.13 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.84 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :** $Tu \text{ max} = 9.63 \text{ t}$

$$\tau_u = \frac{Tu \text{ max}}{b \cdot d} = \frac{9.63 \times 10^3}{50 \times 47} = 4.10 \text{ kg/cm}^2$$

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 f_{c28} / 1.5 ; 5 \text{ MPA}] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.410 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **Pourcentage maximale des armatures selon la RPA 99:**

- **Zone courante** : 4% (b x h) = 100cm²
- **Zone de recouvrement** : 6% (b x h) = 150cm²

➤ **Les armatures transversales :**

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_1 \right) \implies \varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{50}{35}; \frac{50}{10}; 2 \right) \implies \varphi_t \leq \text{Min} (1.43; 5; 2)$$

$$\Phi_t \leq 1.43 \text{cm}^2 \quad A_t = 2T8 = 1.01 \text{cm}^2$$

➤ **L'espaceur selon RPA :**

- **Zone nodale :**

$$S \leq \text{min} (10 \varnothing ; 15 \text{cm}) \quad S \leq 15 \quad S = 15 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$S \leq 15 \varnothing \quad S \leq 15 \times 2 = 30 \quad S = 25 \text{ cm}$$

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L > 40 \varnothing = 40 \times 2 = 80 \quad L = 80 \text{ cm}$$

- schéma de ferrailage poteaux (50x50) :

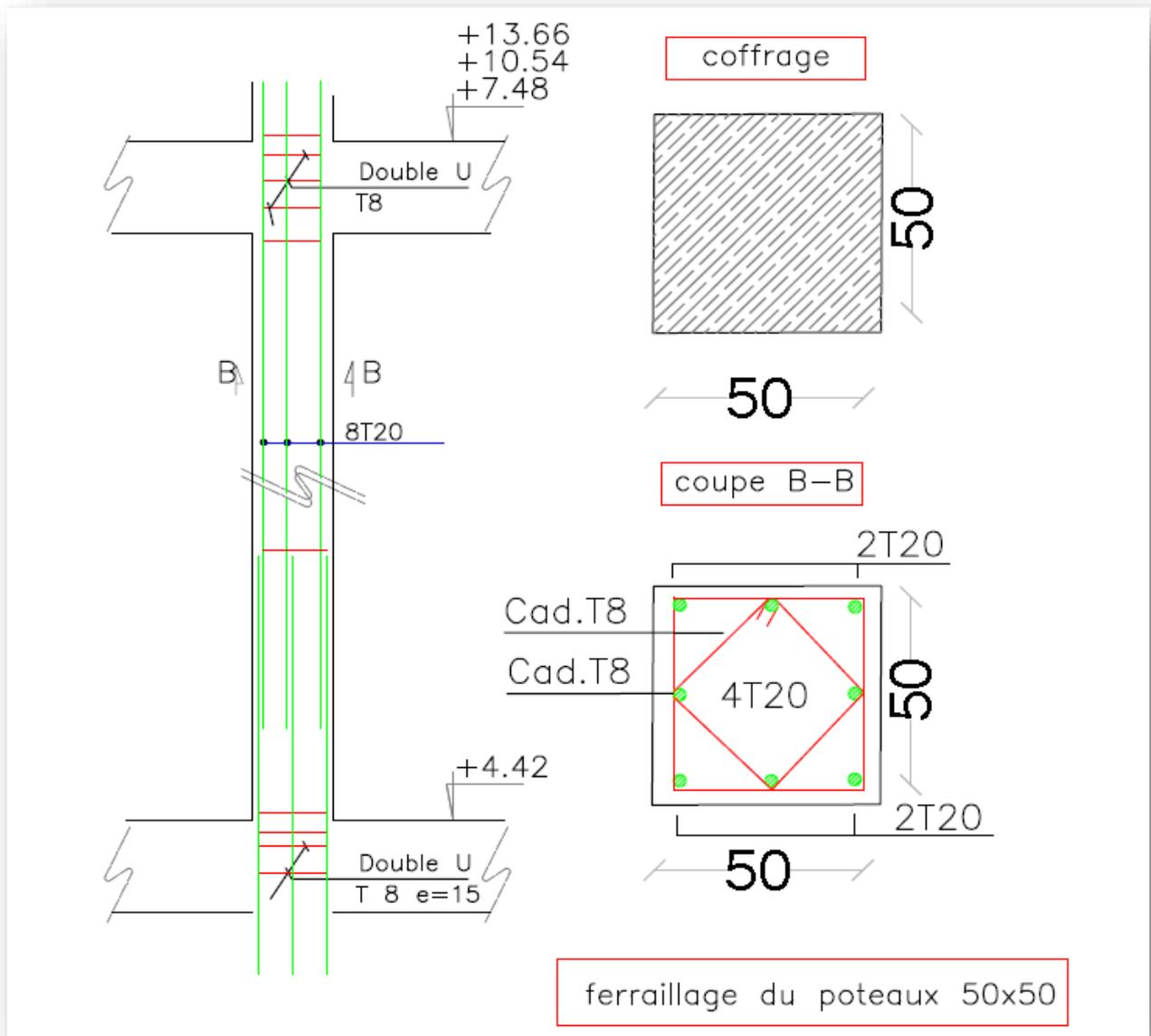


Figure VI.4: Ferrailage des poteaux du 1^{er}, 2^{ème}, et 3^{ème} étage

• **ferraillage des poteaux (40x40) cm :**

➤ **ELU :**

On a : MG= 2.97t.m

MQ=0.97t.m

Lf=0.7xl₀=0.7x (3.06-0.35)=1.897m

Calculer l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned}
 e_0 &= \frac{M_u}{N_u} \\
 e_a &= \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} \\
 e_2 &= \frac{3L_f^2}{10000 \cdot h} (2 + \alpha \varphi)
 \end{aligned} \right\} e = e_0 + e_a + e_2$$

• **Calculer l'excentricité e₀ :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{8.38}{142.52} = 0.06 \text{ m} = 6 \text{ cm}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} - c = \frac{40}{2} - 3 = 17 \rightarrow e_0 = 6 \text{ cm} < 17 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

• **Calculer l'excentricité accidentelle e_a :**

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2 \text{ cm}; 1.224 \} = 2 \text{ cm}$$

Soit : e₁ = e₀ + e_a = 6 + 2 = 8 cm

• **Condition d'application de la méthode simplifiée :**

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left(\frac{20 \cdot e_1}{h}; 15 \text{ cm} \right) \\
 \frac{l_f}{h} = \frac{189.7}{40} = 4.74 \leq \text{Max} \left(\frac{20 \cdot 8}{40}; 15 \text{ cm} \right) = \text{Max} (4; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

Donc la méthode simplifiée est applicable

• **Calculer l'excentricité 2ème ordre :**

B = 1600 cm² « aire de la section du béton. »

• **Moment d'inertie du poteau :**

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333.33 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{213333.33}{1600}} = 11.55 \text{cm}^2$$

Donc :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{189.7}{11.55} = 16.42 \leq 50 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\alpha = \frac{MG}{MG+MQ} = \frac{2.97}{2.97+0.97} = 0.75$$

$\emptyset = \epsilon f / \epsilon_i$ pour ce rapport généralement $\emptyset = 2 \text{cm}$

Donc e_2 :

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10000.h} (2 + \alpha\emptyset) = \frac{3(189.7)^2}{10000 \times 40} (2 + (0.75 \times 2)) = 0.94 \text{cm}$$

$$\Rightarrow e_2 = 0.94 \text{cm}$$

En peut finalement calculer l'excentricité finale e :

$$e = e_1 + e_2 = 8 + 0.94 = 8.94 \text{cm} = 0.0894 \text{m}$$

- **La flexion composée :**

$$M_u = N_u * e = 142.52 \times 0.0894 = 12.74 \text{t.m}$$

$$M_1 = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 12.74 + 142.52 \left(\frac{0.40}{2} - 0.03 \right) = 36.97 \text{t.m}$$

Comparaison l'équation suivante pour connaitre si la section partiellement comprimée ou non

$$N_u (d-c) - M_1 < \left(0.337 - \frac{0.81c}{h} \right) b.d^2.fbc$$

$$N_u (d-c) - M_1 = 142.52 (0.37 - 0.03) - 36.97 = 11.49 \dots\dots\dots (1)$$

$$\left(0.337 - \frac{0.81c}{h} \right) b.d^2.fbc = \left(0.337 - \frac{0.81 \times 0.03}{0.40} \right) \times 0.40 \times (0.37)^2 \times 1420 = 21.48 \dots\dots (2)$$

$$11.48 < 21.48$$

Donc : (1) < (2) section partiellement comprimée

On adopte directement le pourcentage minimal donné par le RPA :

- **Armature minimal (selon RPA):**

$$A_{\min} = 0.8\% \times b \times h = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.80 \text{cm}^2$$

On adopte: 8HA16 = 16.08 cm²

➤ **ELA :**

On a : MG = 2.97 t.m

MQ = 0.97 t.m

$$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times (3.06 - 0.35) = 1.897 \text{ m}$$

Calculer l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_A}{N_A} \\ e_a &= \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} \\ e_2 &= \frac{3L_f^2}{10000 \cdot h} (2 + \alpha \varphi) \end{aligned} \right\} e = e_0 + e_a + e_2$$

- **Calculer l'excentricité e0 :**

$$e_0 = \frac{M_A}{N_A} = \frac{7.13}{110.30} = 0.06 \text{ m} = 6 \text{ cm}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} - c = \frac{40}{2} - 3 = 17 \rightarrow e_0 = 6 \text{ cm} < 17 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

- **Calculer l'excentricité accidentelle ea :**

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2 \text{ cm}; 1.224 \} = 2 \text{ cm}$$

Soit : $e_1 = e_0 + e_a = 6 + 2 = 8 \text{ cm}$

- **Condition d'application de la méthode simplifiée :**

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left(\frac{20 \cdot e_1}{h}; 15 \text{ cm} \right)$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{189.7}{40} = 4.74 \leq \text{Max} \left(\frac{20 \cdot 8}{40}; 15 \text{ cm} \right) = \text{Max} (4; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

Donc la méthode simplifiée est applicable

- **Calculer l'excentricité 2ème ordre :**

$B = 1600 \text{ cm}^2$ « aire de la section du béton. »

- **Moment d'inertie du poteau :**

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333.33 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{213333.33}{1600}} = 11.55 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{189.7}{11.55} = 16.42 \leq 50 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\alpha = \frac{MG}{MG+MQ} = \frac{2.97}{2.97+0.97} = 0.75$$

$\emptyset = e_f / e_i$ pour ce rapport généralement $\emptyset = 2\text{cm}$

Donc e_2 :

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10000 \cdot h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3(189.7)^2}{10000 \times 40} (2 + (0.75 \times 2)) = 0.94\text{cm}$$

$$\Rightarrow e_2 = 0.94\text{cm}$$

En peut finalement calculer l'excentricité finale e :

$$e = e_1 + e_2 = 8 + 0.94 = 8.94\text{cm} = 0.0894\text{m}$$

- **La flexion composée :**

$$M_u = N_u \cdot e = 110.30 \times 0.0894 = 9.86\text{t.m}$$

$$M_1 = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 9.86 + 110.30 \left(\frac{0.40}{2} - 0.03 \right) = 28.61\text{t.m}$$

Comparaison l'équation suivante pour connaitre si la section partiellement comprimée ou non

$$N_u (d-c) - M_1 < \left(0.337 - \frac{0.81c}{h} \right) b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$N_u (d-c) - M_1 = 110.30 (0.37 - 0.03) - 28.61 = 8.89\text{t} \dots\dots\dots (1)$$

$$\left(0.337 - \frac{0.81c}{h} \right) b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = \left(0.337 - \frac{0.81 \times 0.03}{0.40} \right) \times 0.40 \times (0.37)^2 \times 1420 = 21.48 \dots\dots (2)$$

$$8.89 < 21.48$$

Donc : (1) < (2) section partiellement comprimée

On adopte directement le pourcentage minimal donné par le RPA :

- **Armature minimal (selon RPA):**

$$A_{\min} = 0.8\% \times b \times h = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.80\text{cm}^2$$

On adopte: 8HA16 = 16.08cm²

➤ **Vérification a l'ELS :**

$$N_s = 103.62\text{T}$$

$$M_s = 6.10\text{T m}$$

$$e_0 = M_s / N_s = 6.10 / 103.62 = 0.06\text{m} = 6\text{cm}$$

- **Section homogène :**

$$B1 = b \cdot h + 15(A1 + A2)$$

$$A1 = A2 = 16.08 \text{ cm}^2$$

$$B1 = 40 \times 40 + 15 \times (16.08 + 16.08) = 2082.4 \text{ cm}^2$$

V1 et V2 seront déterminés par l'équation du moment statique par rapport à la plus comprimés

$$V_1 = \frac{1}{B1} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A2c + A1d) \right] = \frac{1}{2082.4} \left[\frac{40 \times 40^2}{2} + 15(16.08 \times 3 + 16.08 \times 37) \right]$$

$$V_1 = 20 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 40 - 20 = 20 \text{ cm}$$

- **Calcul du moment d'inertie :**

$$I_1 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A1(V_2 - C)^2 + A2(V_1 - C)^2]$$

$$I_1 = \frac{40}{3} (20^3 + 20^3) + 15[16.08(20 - 3)^2 + 16.08(20 - 3)^2]$$

$$I_1 = 352746.93 \text{ cm}^4$$

- **Condition limite I:**

$$CL_1 = \frac{I_1}{B1 \cdot V_1} = \frac{352746.93}{2082.4 \times 20} = 8.47 \text{ cm}$$

- **Condition limite II:**

$$CL_1 = \frac{I_1}{B1 \cdot V_2} = \frac{352746.93}{2082.4 \times 20} = 8.47 \text{ cm}$$

$$e1 = e_0 + \left(V_1 - \frac{h}{2} \right) = 6 + \left(20 - \frac{40}{2} \right) = 6 \text{ cm}$$

$e1 < CL_1$ ———> la section est entièrement comprimé

- **Vérification des contraintes :**

- **En béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B1} + \frac{N_{ser} \cdot e1 \cdot V_1}{I_1} = \frac{103.62 \times 10^3}{2082.4} + \frac{103.62 \times 10^3 \times 6 \times 20}{352746.93}$$

$$\sigma_{bc} = 85.01 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc \text{ adm}} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

- **En acier:**

$$\sigma_{s1} = 15 \left[\frac{N_{ser}}{B1} + \frac{N_{ser} \cdot e1 \cdot (V_1 - C)}{I_1} \right] = 15 \left[\frac{103.62 \times 10^3}{2082.4} + \frac{103.62 \times 10^3 \times 6 \times (20 - 3)}{352746.93} \right]$$

$$\sigma_{s1} = 1195.84 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{s \text{ adm}} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s2} = 15 \left[\frac{N_{ser}}{B1} + \frac{N_{ser} \cdot e1 \cdot (d - V2)}{I1} \right] = 15 \left[\frac{103.62 \times 10^3}{2082.4} + \frac{103.62 \times 10^3 \times 6 \times (37 - 20)}{352746.93} \right]$$

$$\sigma_{s2} = 1195.84 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{s \text{ adm}} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (F_{tj} / F_e) = 0,23 \cdot 40 \cdot 37 \cdot (2,1 / 400) = 1.79 \text{ cm}^2$$

$$A = 16.08 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.79 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :** Tu max = 9.58t

$$\tau_u = \frac{Tu \text{ max}}{b \cdot d} = \frac{9.58 \times 10^3}{40 \times 37} = 6.47 \text{ kg/cm}^2$$

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 f_{c28} / 1.5 ; 5 \text{ MPA}] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.647 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **Pourcentage maximale des armatures selon la RPA 99:**

- **Zone courante :** 4% (b x h) = 64 cm²
- **Zone de recouvrement :** 6% (b x h) = 96 cm²

➤ **Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1 \right) \implies \phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{40}{35}; \frac{40}{10}; 1.6 \right) \implies$$

$$\phi_t \leq \text{Min} (1.14; 4; 1.6)$$

$$\Phi_t \leq 1.14 \text{ cm}^2 \quad A_t = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2 \text{ (2cadres)}$$

➤ **L'espacement selon RPA :**

- **Zone nodale :**
S ≤ min (10 Ø ; 15cm) S ≤ 15 S = 15 cm
- **Zone courante :**
S ≤ 15Ø S ≤ 15x1.6 = 24 S = 20 cm
- **Longueur de recouvrement :**
L > 40 Ø = 40 x 1.4 = 56 L = 60 cm

- schéma de ferrailage poteaux (40x40) :

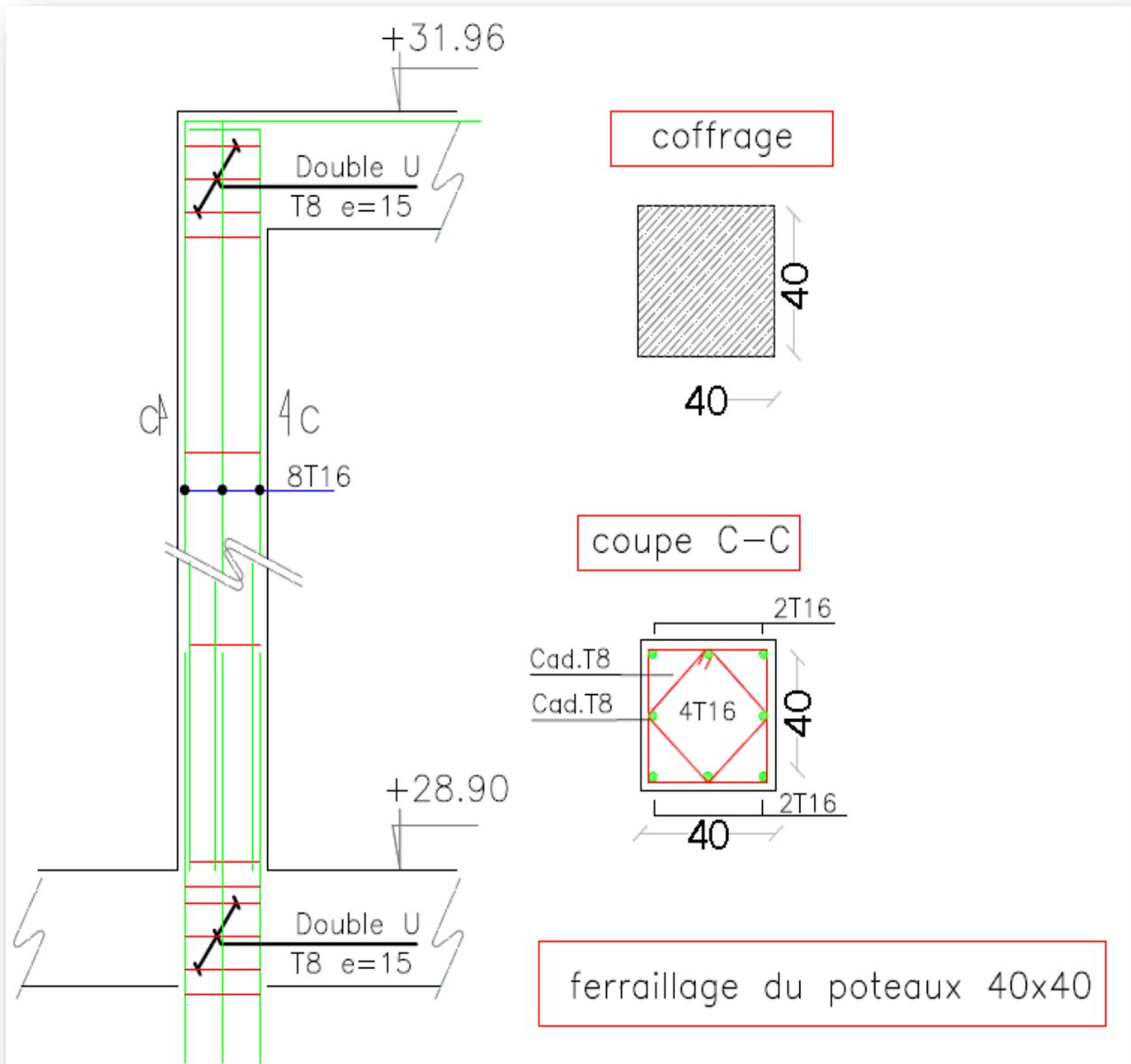
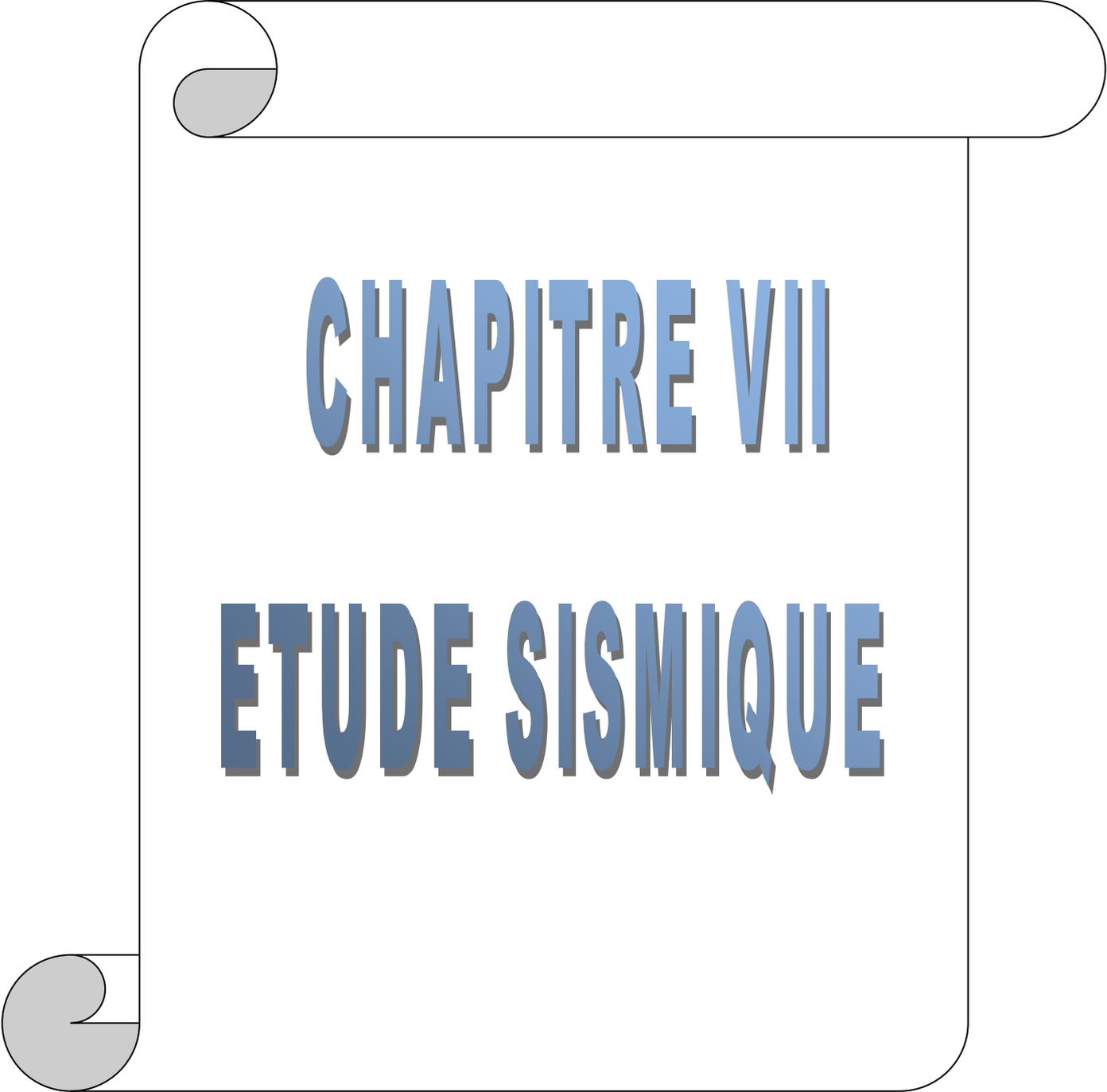


Figure VI.5 : Ferrailage des poteaux du 4^{ème} à 9^{ème} étage



CHAPITRE VII

ETUDE SISMIQUE

VII. ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

VII.1-INTRODUCTION :

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitable de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Dans les régions sismiques, nous devons réaliser des constructions dites parasismique afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes. Pour consolider les bâtiments on se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitée. Cette étude sismique nous permettra de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes. Toute en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

VII.2. l'objectif de cette étude sismique :

Le but de ce chapitre est de déterminer quelles sont les sollicitations qu'engendre un séisme et cela à chaque niveau de bâtiment.

VII.3.Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existant. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure. Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes d'après les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version 2003 art 4.1.1**):

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

1)- Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

2)- Méthode modale spectrale :

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Dans notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse les 17m à côté du fait qu'elles soient irrégulières en plan et en élévation.

3)- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

⇒ Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale.

VII.4-Classification de l'ouvrage selon le RPA99/VERSION 2003 :

- La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.
- Notre ouvrage étant un bâtiment à usage multiple (d'habitation, Commercial) **situé à EL TAREF (Zone II-a)**, Il sera classé en **groupe d'usage 2**.

VII.4.1-Classification du Site :

D'après l'article 3.3 (**RPA99version2003**), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- **Catégorie S1** (site rocheux).
- **Catégorie S2** (site ferme).
- **Catégorie S3** (site meuble).
- **Catégorie S4** (site très meuble).

Site	S1	S2	S3	S4
T1(sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T2(sec)	0.3	0.4	0.5	0.7

Tableau VII. 1 : Classification du Site

Notre structure est située dans un site de catégorie **S2**

VI.5- LA MODELISATION DE LA STRUCTURE :**VI.5.1.présentation du logiciel robot :**

L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul ' **Auto desk Robot Structural Analysais**'

Le logiciel Auto desk Robot Structural Analysais est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures en 2D ou 3D. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus,

Dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type :

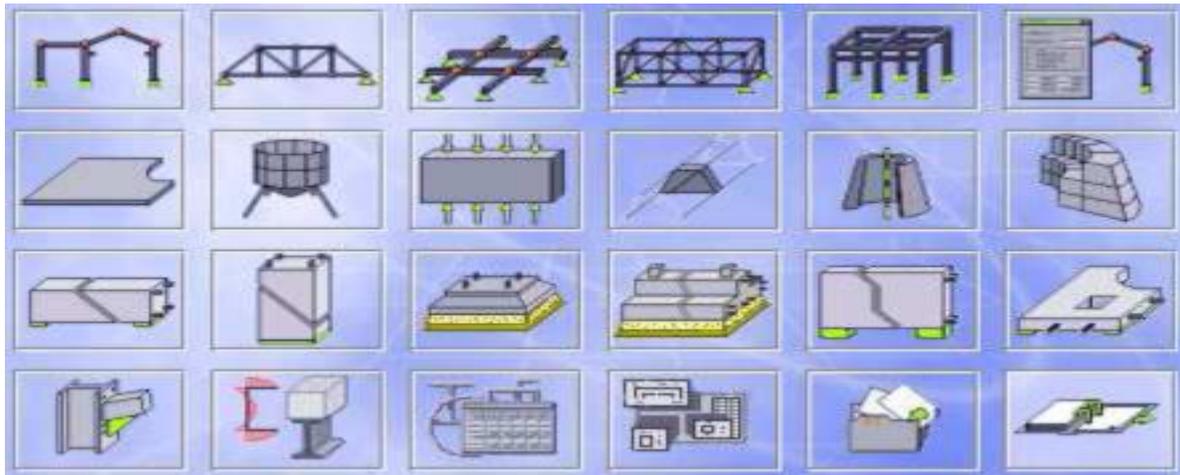


Figure VII.1: les types des structures en logiciel de robot

- Treillis.
- Contraintes planes.
- Structures mixtes.
- Grillages de poutres.
- Plaques.
- Coques.
- Portiques.
- Déformations planes.
- Éléments axisymétriques.
- Éléments Volumiques.

VII.5.2. Les caractéristiques principales du logiciel Robot sont les suivantes :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO).
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.).
- Possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre.
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- Possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier.
- Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

VII.5.3 Modélisation des structures par le logiciel :

La définition des lignes de construction de la structure suivant les trois directions :

- La définition des sections des éléments qui constituent la structure (éléments barres ou panneaux) ;

- La représentation et le dessin de la structure graphiquement par les éléments définis ;
- La définition des appuis dans la structure ;
- La définition des cas de charge et des combinaisons et application des charges sur la structure.

Vue en 3D du modèle numérique :

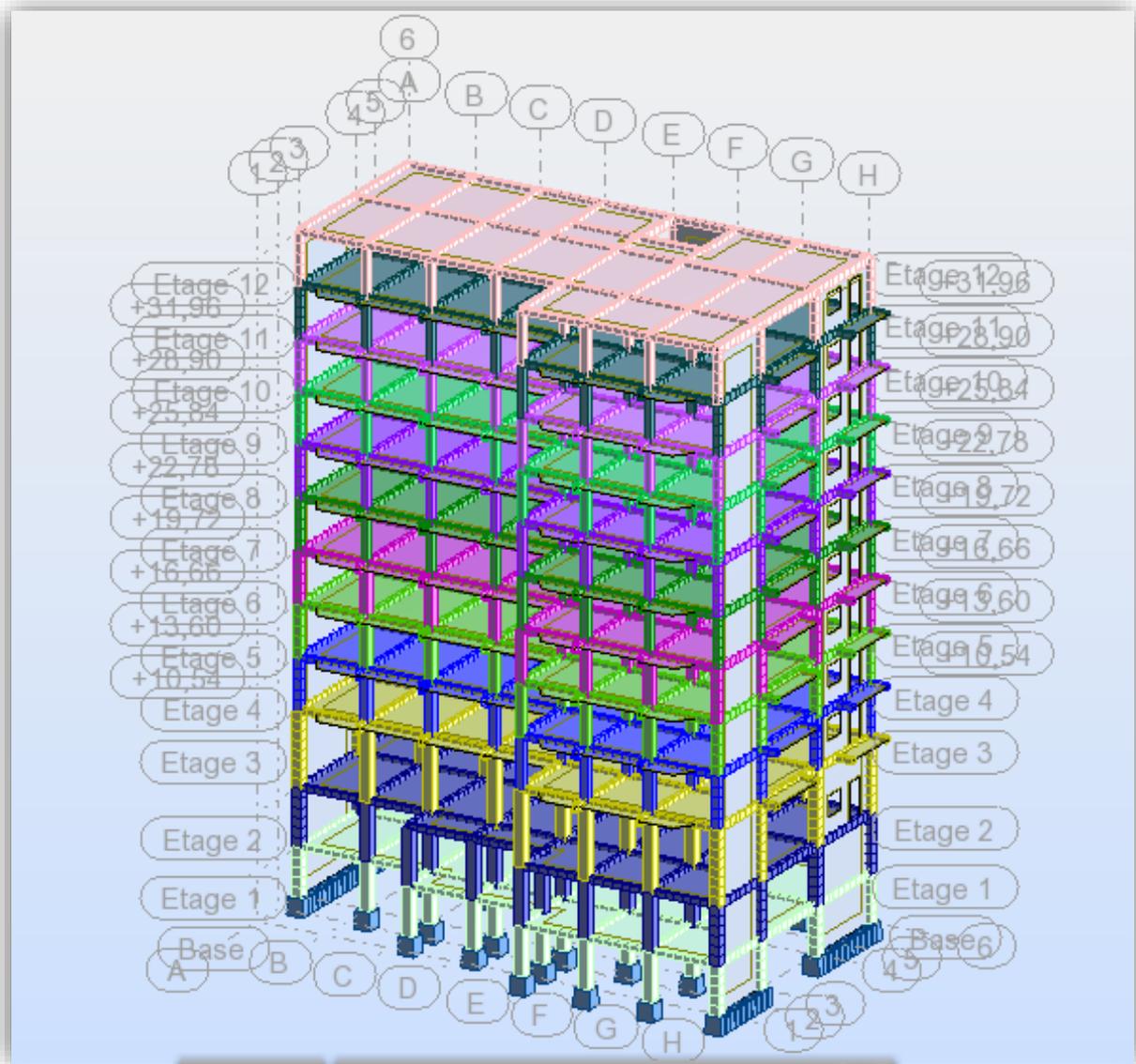


Figure VII.2 : la structure modélisée en 3d

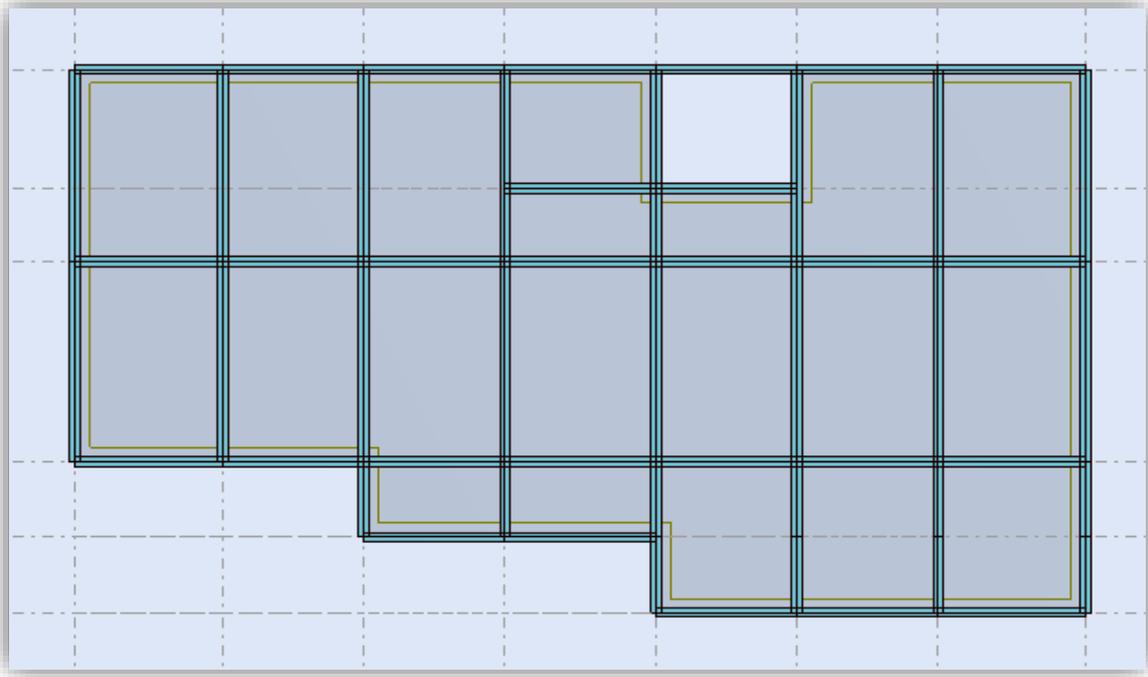


Figure VII.3 : Vue en plan de la structure (terrasse)

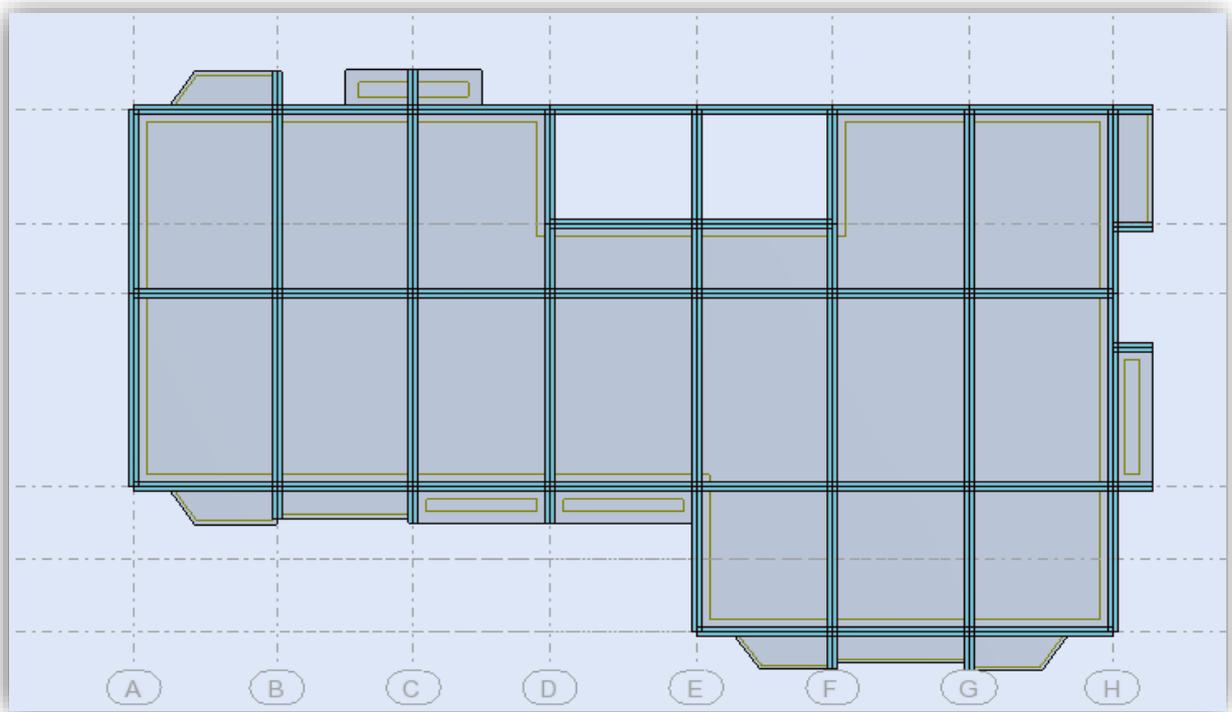


Figure VII.4 : Vue en plan de la structure (sous sols 1-2)

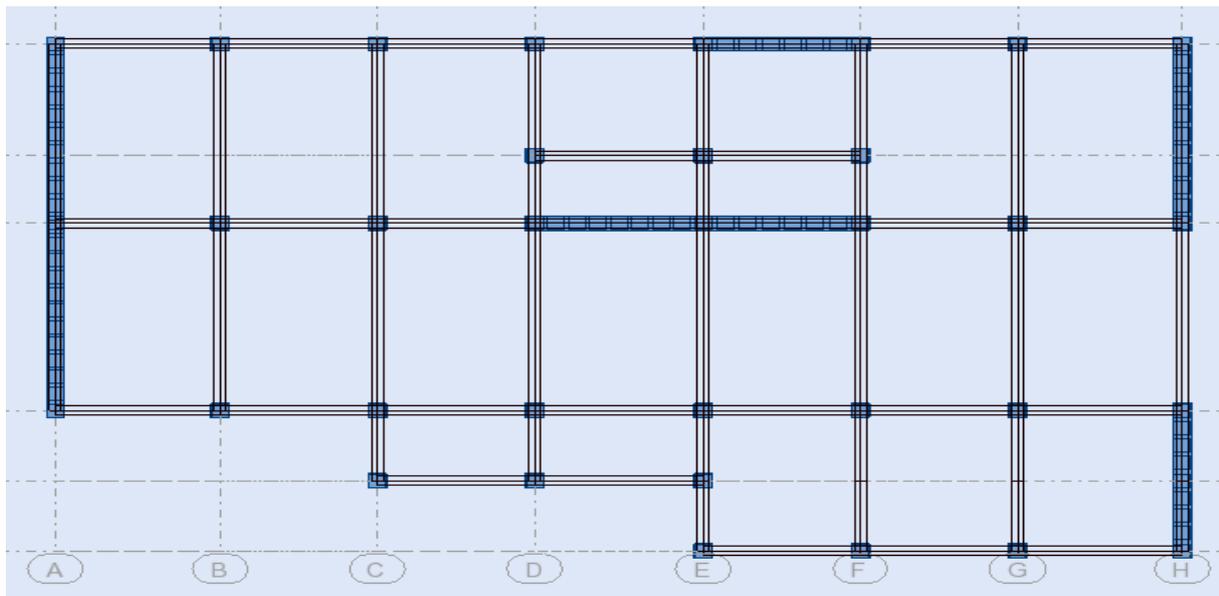


Figure VII.5 : Vue en plan de la structure (au niveau des appuis)

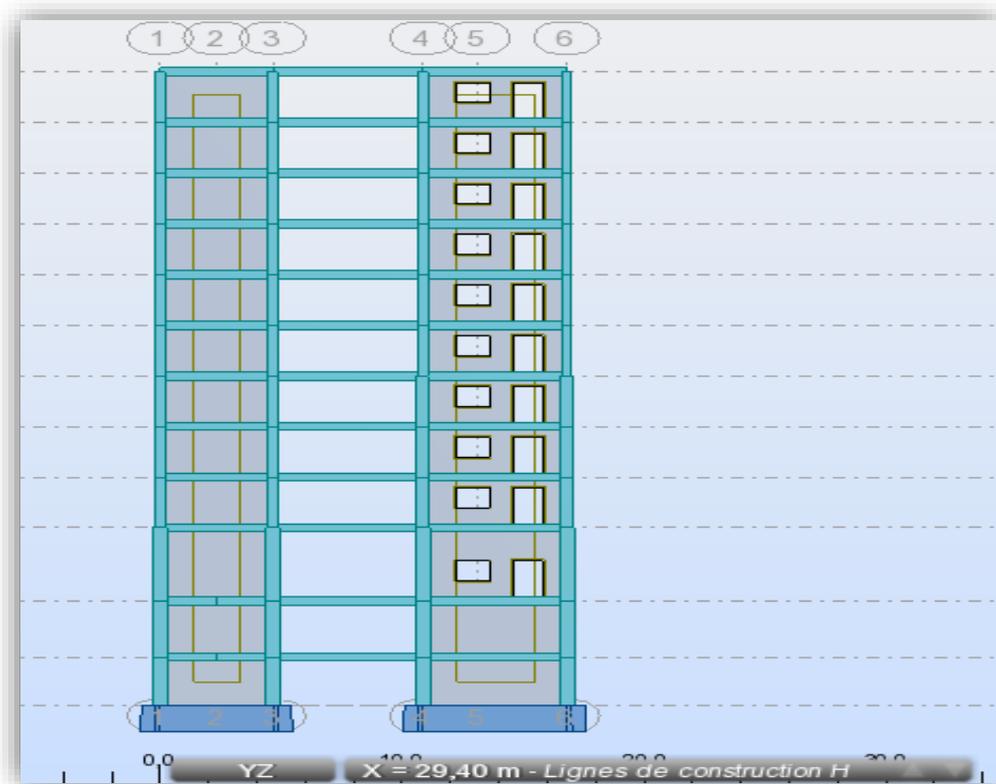


Figure VII.6 : Disposition des voiles avec et sans ouverture

VII.6- Calcul de la Force Sismique Totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée

Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule:

$$V = \frac{A.D.Q.W}{R}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

R : Coefficient de comportement global de la structure

W : poids total de la structure

VII .6.1-Coefficient d'Accélération de Zone A:

Le coefficient d'accélération de zone, A , est donné par le tableau 4.1 des RPA 99/Ver.2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment Pour un ouvrage du **groupe usage 2** en **Zone IIa** on a : **$A = 0,15$** .

Zone			
Group	I	II	III
1A	0.12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

Tableau VII. 2: Coefficient d'Accélération de Zone A)

VII.6.2-Coefficient de comportement global de la structure (R) :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 du RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement.

⇒ Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **$R = 5$**

VII.6.3 - Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité Q est défini par :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \dots\dots\dots \text{(Formules 4.4 de RPA 99 v2003)}$$

⇒ **P_q** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité " q " est satisfait ou non.

Critère Q	Observé (Oui ou Non)	P _q
Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.00
Redondance en plan	oui	0.00
Régularité en élévation	oui	0.00
Contrôle de qualité des matériaux	oui	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	non	0.1

Tableau VII. 3: facteur de qualité

Donc : **Q = 1 + (0.05+0.1) = 1.15**

VII.6.4-D : facteur d'amplification dynamique moyen :

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

- T₂ : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4,7 du RPA99/version 2003.

⇒ Sol ferme (catégorie S2) → T2 = 0.4 sec

• η : facteur de correction d’amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7 \quad \dots \text{(Formules 4.3 de RPA 99 v2003)}$$

$\xi(\%)$ est le coefficient d’amortissement critique, donné par le tableau 4.7 du RPA99/version 2003.)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau VII. 4 : Valeurs de $\xi(\%)$

⇒ Contreventement mixte voiles – portiques → $\xi = 10\%$

D’où : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.764$

Donc : $0,764 > 0.7$ vérifier

VII.6.5- Périodes Caractéristiques T1; T2 :

On a pour un site ferme (S2) T2 = 0,4 sec, T1 = 0,15 sec.

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1- La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

2- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min \left[C_T * h_N^{3/4}, \frac{0.09hN}{\sqrt{D}} \right]$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu’au Dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau.

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau VII. 5 : valeurs du coefficient C_T

$$T = C_T * h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N = hauteur de notre structure = **38.75 m**

C_T = notre structure assuré partiellement par des voile en béton armé : $C_T =$
0.05

$$T = 0,05 * 38.75^{3/4} = 0.78 \text{ sec}$$

Périodes:

$$T = \frac{0.09 * h_N}{\sqrt{D}}$$

Sens x:

$h_N = 38.75 \text{ m. } D_x = 29.80 \text{ m}$

$$T (//x) = \frac{0.09 * 38.75}{\sqrt{29.80}} = 0.64 \text{ sec}$$

Sens-y:

$h_N = 38.25 \text{ m. } D_y = 17.30 \text{ m}$

$$T (//y) = \frac{0.09 * 38.75}{\sqrt{17.30}} = 0.84 \text{ sec}$$

VII.6.6-Facteur d'Amplification D:**Sens x-x:**

$$D = 2,5 \eta \left(\frac{T^2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,764 \times \left(\frac{0,4}{0,64}\right)^{2/3}$$

$$D (//x) = 1,396$$

Sens-y:

$$D = 2,5 \eta \left(\frac{T^2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,764 \times \left(\frac{0,4}{0,84}\right)^{2/3}$$

$$D (//y) = 1,164$$

VII.6.7-Poids Total de la Structure:

Nous avons pris le poids total W calculé par le logiciel ROBOT MILLENIUM

D'après la formule (4.5) du RPA03 : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$.

$W_{G(i)}$: Poids dû aux charges permanentes au niveau (i).

$W_{Q(i)}$: Charges d'exploitation au niveau (i).

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, dans notre cas $\beta = 0,2$.

$$\text{Donc : } W_i = 1816,50 \text{ T}$$

Sens X-X:

$$V_x = \frac{0,15 \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} = \frac{0,15 \times 1,396 \times 1,15 \times 1816,50}{5} = 87,49 \text{ t}$$

Sens Y-Y:

$$V_y = \frac{0,15 \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} = \frac{0,15 \times 1,164 \times 1,15 \times 1816,50}{5} = 72,95 \text{ t}$$

VII.7-La Méthode d'Analyse Modale Spectrale :

Résultats de l'Analyse Dynamique par Robot Millenium.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	1,98	0,51	58,61	6,96	0,0	58,61	6,96	0,0	1816504,06	1816504,06	0,0
4/ 2	2,20	0,45	68,24	55,79	0,0	9,63	48,82	0,0	1816504,06	1816504,06	0,0
4/ 3	4,18	0,24	68,41	67,70	0,0	0,17	11,91	0,0	1816504,06	1816504,06	0,0
4/ 4	7,92	0,13	82,54	70,16	0,0	14,13	2,46	0,0	1816504,06	1816504,06	0,0
4/ 5	8,49	0,12	85,86	82,82	0,0	3,32	12,65	0,0	1816504,06	1816504,06	0,0
4/ 6	13,80	0,07	85,94	86,72	0,0	0,09	3,90	0,0	1816504,06	1816504,06	0,0
4/ 7	15,29	0,07	86,30	87,51	0,0	0,36	0,79	0,0	1816504,06	1816504,06	0,0
4/ 8	16,15	0,06	90,62	87,63	0,0	4,32	0,12	0,0	1816504,06	1816504,06	0,0
4/ 9	16,61	0,06	90,64	88,78	0,0	0,02	1,15	0,0	1816504,06	1816504,06	0,0
4/ 10	19,05	0,05	90,70	89,56	0,0	0,06	0,78	0,0	1816504,06	1816504,06	0,0
4/ 11	21,85	0,05	90,76	90,69	0,0	0,05	1,14	0,0	1816504,06	1816504,06	0,0
4/ 12	22,55	0,04	92,18	90,75	0,0	1,42	0,06	0,0	1816504,06	1816504,06	0,0
4/ 13	24,37	0,04	92,37	93,42	0,0	0,19	2,66	0,0	1816504,06	1816504,06	0,0
4/ 14	25,65	0,04	92,74	93,42	0,0	0,37	0,00	0,0	1816504,06	1816504,06	0,0
4/ 15	26,05	0,04	92,76	93,46	0,0	0,02	0,04	0,0	1816504,06	1816504,06	0,0
4/ 16	26,66	0,04	93,19	93,66	0,0	0,43	0,20	0,0	1816504,06	1816504,06	0,0
4/ 17	26,75	0,04	93,26	95,09	0,0	0,07	1,43	0,0	1816504,06	1816504,06	0,0
4/ 18	29,27	0,03	93,36	95,72	0,0	0,10	0,63	0,0	1816504,06	1816504,06	0,0

Tableau VII. 6 : le période les facteurs de participation massique de chaque mode

VII. 7.1-Vérification de la Période :

Selon **RPA 99 V 2003**, il y a la condition suivante à vérifier (**art 4-2-4-4**) :

$$1,3 T_{\text{Théorique}} \geq T_{\text{Calculé}}$$

$$T_{\text{Théorique}} = 0,05 \times ht^{3/4} = 0,05 \times 38,75^{3/4} = 0,78 \text{ sec.}$$

$$T_{\text{Calculé}} = 0,51 \text{ sec.}$$

$$1,3 \times T_{\text{Théorique}} = 1,3 \times 0,78 = 1,014 \text{ sec}$$

Donc :

$$1,014 \text{ sec} \geq 0,51 \text{ secs} \dots\dots\dots \text{ La condition est vérifiée.}$$

VII.7.2-L'Effort Sismique à la Base de la Structure :

Résultat des Forces Dynamique:

EX :

Cas	5 - EX					
Mode CQC						
Somme totale	161,28	93,35	1662,73	45,32	106,07	1,54
Somme réactions	160,33	82,03	0,00	1728,37	3375,49	1531,22
Somme efforts	160,33	82,03	0,0	1728,39	3375,54	1531,24
Vérification	320,67	164,06	0,00	3456,75	6751,03	3062,46
Précision	5,49311e-004	3,20559e-005				

EY :

Cas	6 - EY					
Mode CQC						
Somme totale	83,47	161,25	1689,23	74,37	52,24	1,72
Somme réactions	82,03	147,39	0,00	3124,95	1718,17	3376,67
Somme efforts	82,03	147,39	0,0	3124,98	1718,20	3376,73
Vérification	164,06	294,78	0,00	6249,93	3436,37	6753,40
Précision	5,49311e-004	3,20559e-005				

D'après les résultats obtenues du logiciel «ROBOT»

$$V_x \text{ dyn} = 161.28 \text{ t}$$

$$V_y \text{ dyn} = 161.25 \text{ t}$$

$$0.8 \times V_x \text{ statique} = 0.8 \times 87.49 = 69.992 \text{ t}$$

$$0.8 \times V_y \text{ statique} = 0.8 \times 72.95 = 58.36 \text{ t}$$

La condition de l'article 4-3-6 de RPA 99 v 2003**V (dynamique) > 80% V (statique)**

$$\left. \begin{array}{l} 161.28 \text{ t} > 69.992 \text{ t} \\ 161.25 \text{ t} > 58.360 \text{ t} \end{array} \right\} \dots \text{ Condition vérifié}$$

VII.7.3-Vérification de L'excentricité :

D'après l'article 3.5.1 du RPA 99/V2003 : à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre des masses et le centre des

Rigidités ne dépasse pas 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

L'analyse automatique par le logiciel **Autodesk Robot** a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

verification d'excentricité									
Lx [m]	Ly [m]	ex0 [m]	ey0 [m]	15%Lx [m]	15%Ly [m]		ex0 [m]<15%Lx [m]		ey0 [m]<15%Ly [m]
29,4	16,81	3,3	2,35	4,41	2,5215	/X	VRAI	/Y	VRAI
29,4	16,81	3,3	2,35	4,41	2,5215		VRAI		VRAI
30,6	19,31	3,54	2,56	4,59	2,8965		VRAI		VRAI
30,6	19,31	3,56	2,6	4,59	2,8965		VRAI		VRAI
30,6	19,31	3,56	2,6	4,59	2,8965		VRAI		VRAI
30,6	19,31	3,56	2,6	4,59	2,8965		VRAI		VRAI
30,6	19,31	3,57	2,61	4,59	2,8965		VRAI		VRAI
30,6	19,31	3,57	2,61	4,59	2,8965		VRAI		VRAI
30,6	19,31	3,57	2,61	4,59	2,8965		VRAI		VRAI
30,6	19,31	3,57	2,61	4,59	2,8965		VRAI		VRAI
29,4	16,81	3,48	2,1	4,41	2,5215		VRAI		VRAI

Tableau VII. 7 : Vérification de l'excentricité.

D'après les résultats des excentricités dans chaque étage représentée dans le tableau précédent, ne dépasse pas les 15%, alors la condition de l'art 3.5.1 de l'RPA /V2003 est vérifiée.

VII.7.4-Les déplacements inter- étage :

Selon le RPA99/2003(Art5.10), 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 (h).

Le logiciel de calcul « **Robot** » donne directement les valeurs de δk , Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

- Δk Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1"
- δk Le déplacement horizontal du niveau k"

Niveaux	Dans le sens X-X						Observation
	$\delta_{e\dot{k}}$ (m)	$\delta_{\dot{k}}$ (m)	$\delta_{\dot{k}-1}$ (m)	$\Delta_{\dot{k}}$ (m)	$h_{\dot{k}}$ (m)	$\frac{\Delta_{\dot{k}}}{h_{\dot{k}}}$ (%)	
sous sol 1	0,001	0,005	0	0,005	2,89	0,173	<i>vérifiée</i>
sous sol2	0,003	0,015	0,005	0,010	3,4	0,294	<i>vérifiée</i>
RDC	0,005	0,025	0,015	0,010	4,42	0,226	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0,005	0,025	0,025	0,000	3,06	0,000	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0,005	0,025	0,025	0,000	3,06	0,000	<i>vérifiée</i>
Etage 3	0,005	0,025	0,025	0,000	3,06	0,000	<i>vérifiée</i>
Etage 4	0,007	0,035	0,025	0,010	3,06	0,327	<i>vérifiée</i>
Etage 5	0,005	0,025	0,035	-0,010	3,06	-0,327	<i>vérifiée</i>
Etage 6	0,007	0,035	0,025	0,010	3,06	0,327	<i>vérifiée</i>
Etage 7	0,004	0,020	0,035	-0,015	3,06	-0,490	<i>vérifiée</i>
Etage 8	0,006	0,030	0,020	0,010	3,06	0,327	<i>vérifiée</i>
Etage 9	0,005	0,025	0,030	-0,005	3,06	-0,163	<i>vérifiée</i>

Tableau VII. 8 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens X-X

Niveaux	Dans le sens Y-Y						Observation
	$\delta_{e\dot{k}}$ (m)	$\delta_{\dot{k}}$ (m)	$\delta_{\dot{k}-1}$ (m)	$\Delta_{\dot{k}}$ (m)	$h_{\dot{k}}$ (m)	$\frac{\Delta_{\dot{k}}}{h_{\dot{k}}}$ (%)	
sous sol 1	0,001	0,005	0	0,005	2,89	0,173	<i>vérifiée</i>
sous sol2	0,002	0,010	0,005	0,005	3,4	0,147	<i>vérifiée</i>
RDC	0,003	0,015	0,010	0,005	4,42	0,113	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0,003	0,015	0,015	0,000	3,06	0,000	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0,004	0,020	0,015	0,005	3,06	0,163	<i>vérifiée</i>
Etage 3	0,005	0,025	0,020	0,005	3,06	0,163	<i>vérifiée</i>
Etage 4	0,002	0,010	0,025	-0,015	3,06	-0,490	<i>vérifiée</i>
Etage 5	0,006	0,030	0,010	0,020	3,06	0,654	<i>vérifiée</i>
Etage 6	0,001	0,005	0,030	-0,025	3,06	-0,817	<i>vérifiée</i>
Etage 7	0,007	0,035	0,005	0,030	3,06	0,980	<i>vérifiée</i>
Etage 8	0,004	0,020	0,035	-0,015	3,06	-0,490	<i>vérifiée</i>
Etage 9	0,004	0,020	0,020	0,000	3,06	0,000	<i>vérifiée</i>

Tableau VII. 9 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens Y-Y

VII.7.5-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.9) Les effets du 2° ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{\Delta_k \cdot P_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

- P_k Poids total de la structure et des charges d'exposition associées au-dessus du niveau
- 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 ».

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	h_k (m)	P_k (t)	Dans le sens X-X				Dans le sens Y-Y			
			Δ_k (m)	V_k (t)	θ_k	Observation	Δ_k (m)	V_k (t)	θ_k	Observation
sous sol 2	2,89	-1816,5	0,001	160,33	-0,004	vérifiée	0,001	147,39	-0,004	vérifiée
sous sol 1	3,4	-1661,07	0,003	159,22	-0,009	vérifiée	0,002	146,33	-0,007	vérifiée
RDC	4,42	-1505,63	0,005	155,94	-0,011	vérifiée	0,003	143,7	-0,007	vérifiée
Etage 1	3,06	-1337,73	0,005	149,09	-0,015	vérifiée	0,003	137,64	-0,010	vérifiée
etage 2	3,06	-1189,03	0,005	141,54	-0,014	vérifiée	0,004	130,76	-0,012	vérifiée
etage 3	3,06	-1040,32	0,005	132,35	-0,013	vérifiée	0,005	122,47	-0,014	vérifiée
etage 4	3,06	-891,62	0,007	121,51	-0,017	vérifiée	0,002	112,69	-0,005	vérifiée
etage 5	3,06	-742,92	0,005	108,8	-0,011	vérifiée	0,006	101,04	-0,014	vérifiée
etage 6	3,06	-594,22	0,007	94,05	-0,014	vérifiée	0,001	87,44	-0,002	vérifiée
etage 7	3,06	-445,51	0,004	76,72	-0,008	vérifiée	0,007	71,39	-0,014	vérifiée
etage 8	3,06	-296,81	0,006	55,97	-0,010	vérifiée	0,004	52,16	-0,007	vérifiée
etage 9	3,06	-148,11	0,005	30,53	-0,008	vérifiée	0,004	28,72	-0,007	vérifiée

Tableau VII. 10 : vérification de l'effet P-Δ à chaque niveau dans le sens X-X et le Sens Y-Y

On a $\theta_i < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P-Δ dans le calcul de éléments structuraux.

VII.7.6-Vérification au renversement :

Pour que la Tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

- **Ms** : Moment stabilisant.

- **Mr** : Moment renversant

vérification de renversement				
	Ms	Mrx	Ms	Mry
(Mr/Mrenv)>1	11550,32	3375,49	20421,92	3124,95
	Ms/Mrx		Ms/Mry	
	3,421820239		6,535118962	
	VRAI		VRAI	

Tableau VII. 11 : Vérification au renversement

Donc : la stabilité de la structure est vérifiée

VII.8- Conclusion:

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.



CHAPITRE VIII

ETUDE DES VOILES

VIII.FERRAILLAGE DES VOILES

VIII.1.Introduction :



Figure VIII.1:les voiles

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encastrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement. ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- Sur le plan vertical (aciers verticaux)
- Sur le plan horizontal (aciers horizontaux)

VIII.2.Rôles des voiles :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers.
- Participer au contreventement.
- S'opposer à la poussée de terre éventuellement d'eau.

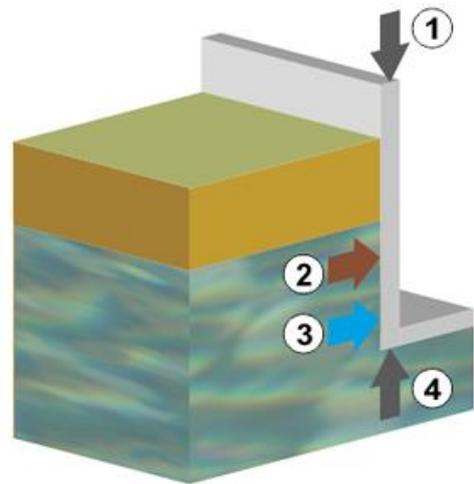
- Assurer une isolation acoustique
- Assurer une protection contre l'incendie

VIII.3.emploi des voiles :

➤ **Sous-sol :**

Poussée de terre éventuellement d'eau.

- 1-Poids du bâtiment
- 2-Poussée des terres
- 3-Pression hydrostatique (si nappe phréatique)
- 4-Appui



➤ **Les murs de séparation :**

Contreventement, isolation acoustique, charges

➤ **Cage d'ascenseur :**

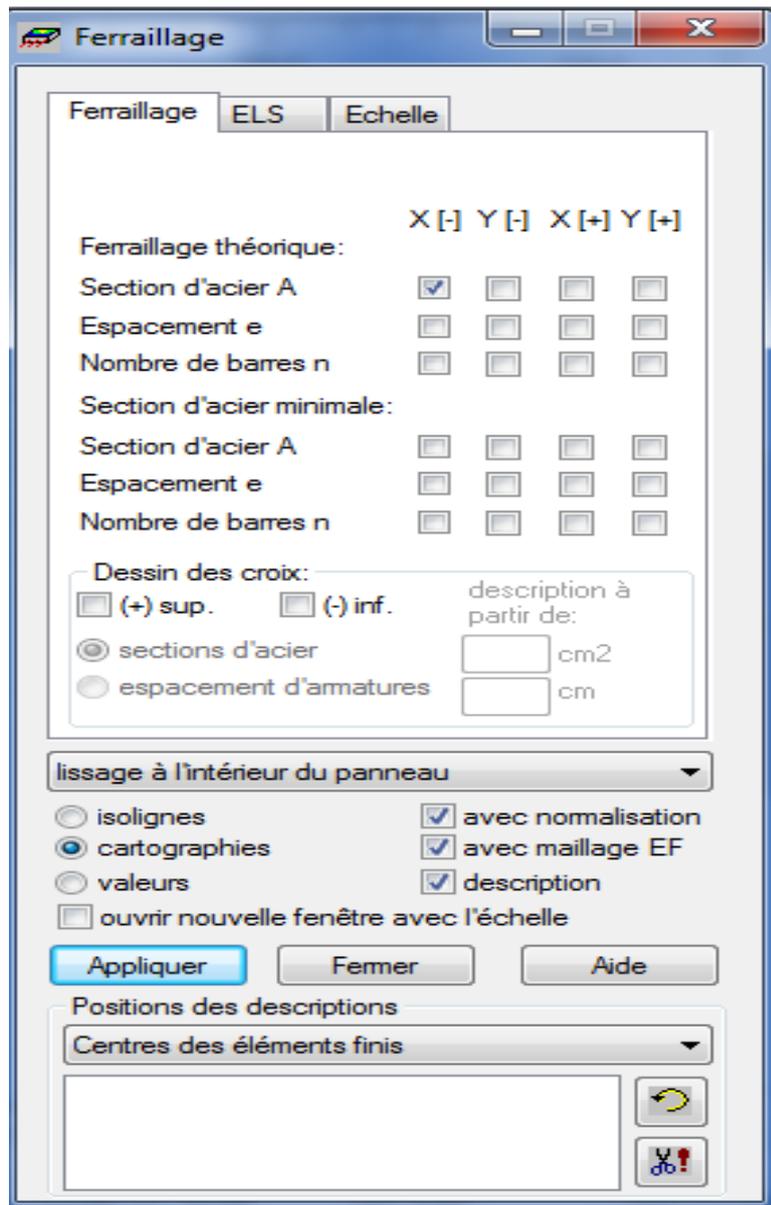
Figure VIII.2:sous sol

Noyau de la construction



Figure VIII.3:cage d'ascenseur

VIII.4.Méthode de ferrailage des voiles :



Comme les voiles sont dans le sens X on choisit la section d'acier X

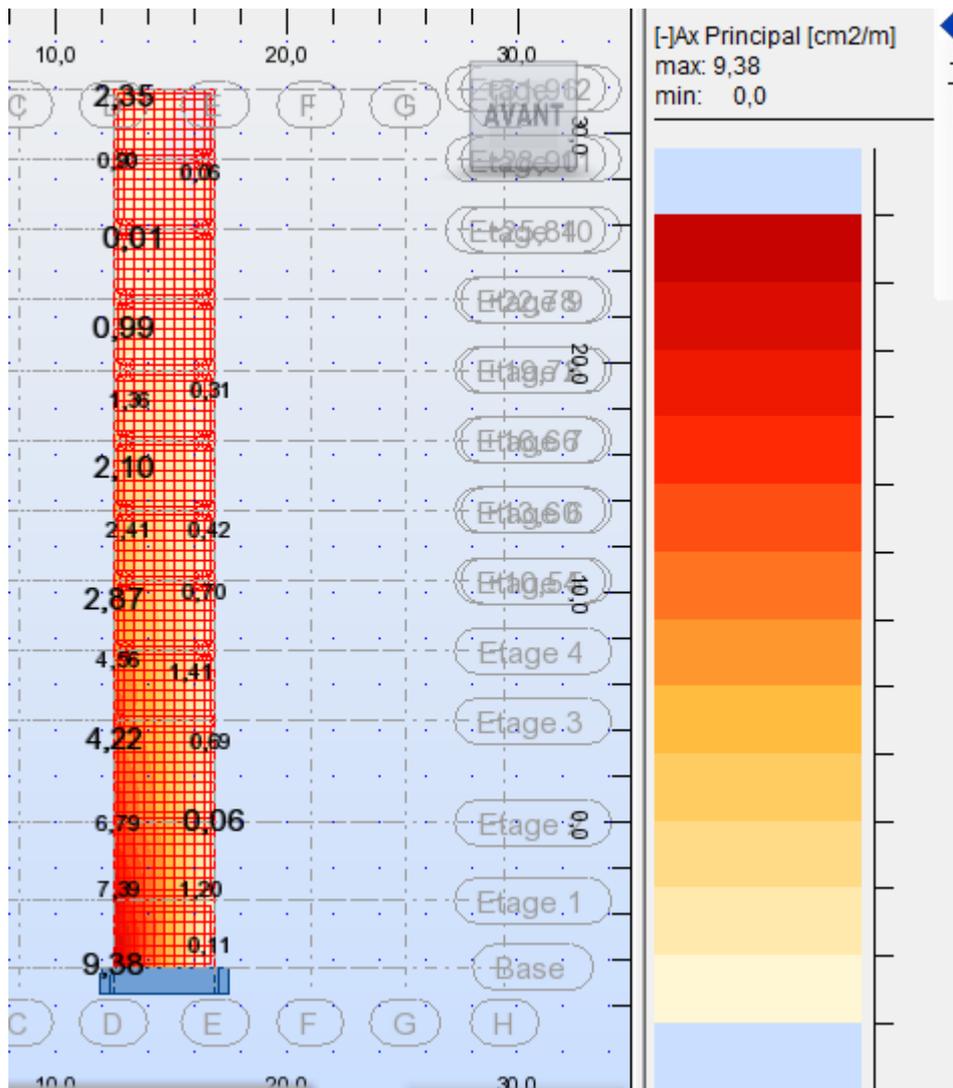
Le résultat suivant va apparaître :

On prend le max des résultats dans chaque 2 niveau

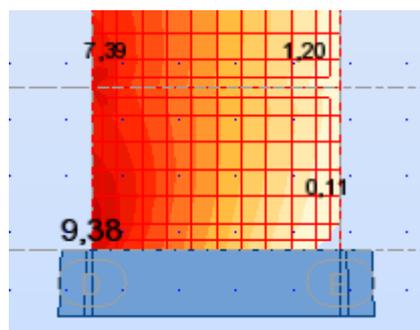
Le résultat suivant est donné dans chaque mètre linéaire :

VIII.4 .1. Ferrailage de voile sans ouverture :

- **Selon X-X :**



A) Niveau 0 :



Longueur du voile = 4.4 m

✓ **Armatures longitudinales :**

Premier mètre d'extrémité 1 m :

$$A_s = 9.38 \text{ cm}^2$$

a) raidisseur (30*30)

On adopte : **8HA12** donc $A_s = 9.05 \text{ cm}^2$

Restant : 0.33 cm^2

b) zone d'extrémité (70cm) :

On adopte : **5HA12** donc $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $e = 15 \text{ cm}$

Deuxième mètre d'extrémité 2.4 m :

On a : $A_s = 5.20 \text{ cm}^2$

On adopte **10HA10** donc $A_s = 7.85 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $e = 20 \text{ cm}$

✓ **Armatures transversales :**

On adopte la section maximum de :

$$1) A_x = 0.15\% B = 0.0015 \times 25 \times 100 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$2) A_x = \frac{A_s}{4} = \frac{9.38}{4} = 2.345 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8HA8** donc $A_s = 4.02 \text{ cm}^2$

Avec un espacement : $e = 20 \text{ cm}$

➤ **Schéma de ferrailage des voiles (sens X-X) :**

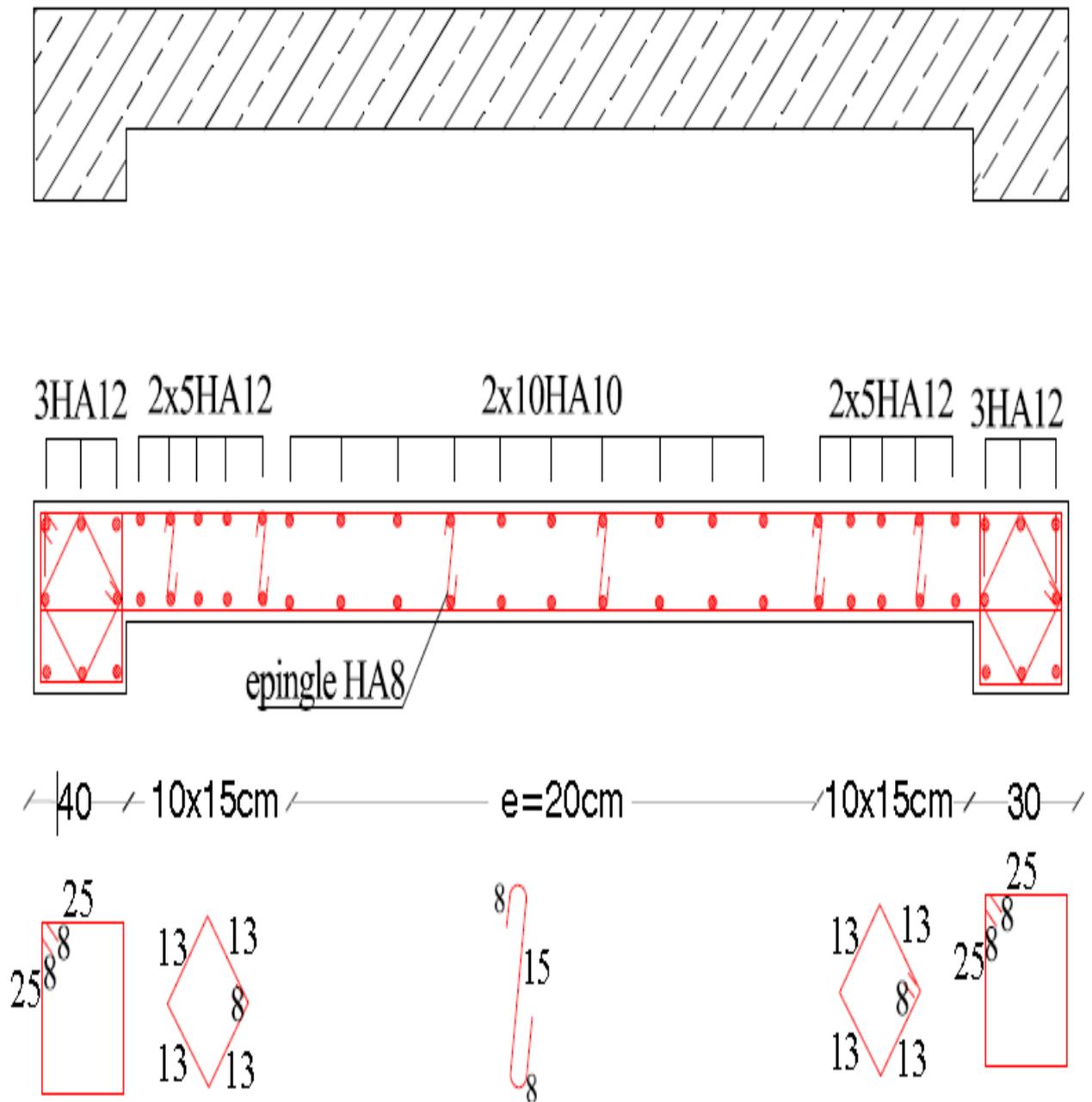
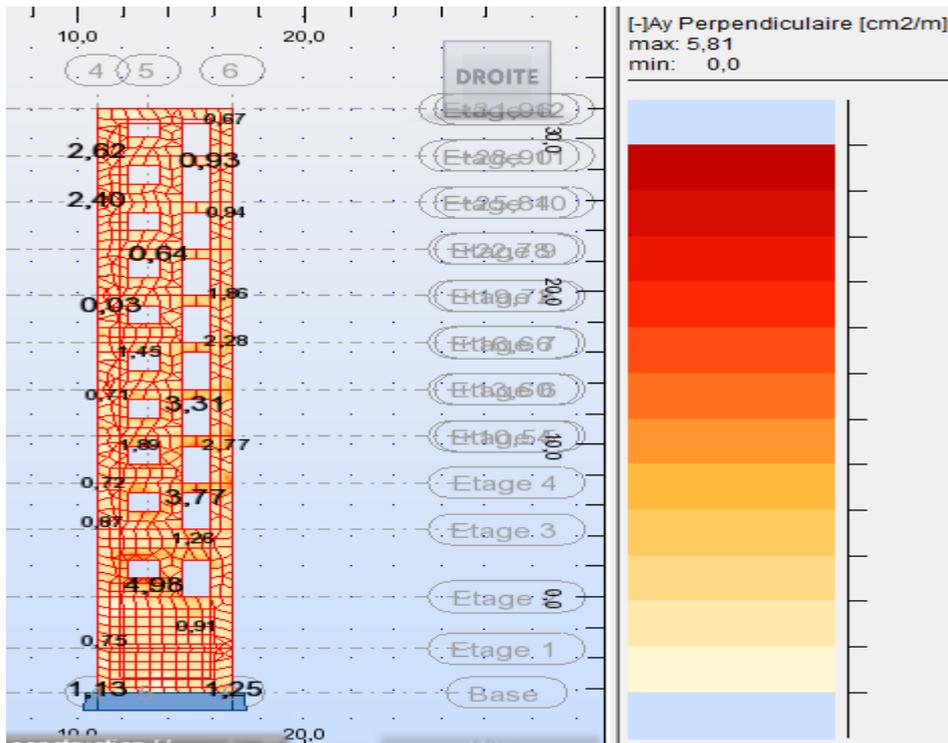


Figure VIII.4:schéma de ferrailage des voiles (sens X-X)

VIII.4.2. Ferrailage de voile avec ouverture :

- **Selon Y-Y :**



Longueur du voile = 5.95 m

✓ **Armatures longitudinales :**

Premier mètre d'extrémité 1 m :

$$A_s = 5.81 \text{ cm}^2$$

a) raidisseur (30*30) :

On adopte : **8HA12** donc $A_s = \text{cm}^2$

Restant : 0.33 cm^2

b) zone d'extrémité (70cm) :

5HA12 donc $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $e = 15 \text{ cm}$

✓ **Armatures transversales :**

On adopte la section maximum de :

$$1) A_x = 0.15\% B = 0.0015 \times 25 \times 100 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$2) A_x = \frac{A_s}{4} = \frac{5.81}{4} = 1.452 \text{ cm}^2$$

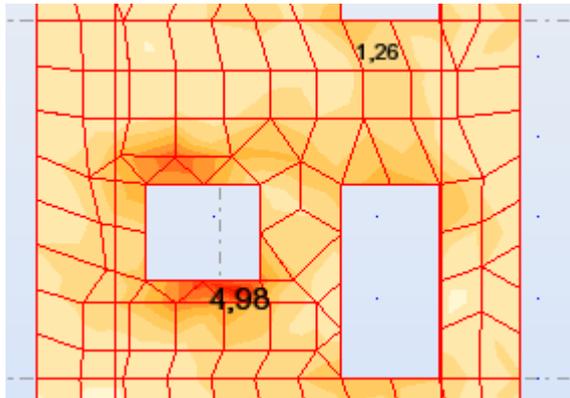
On adopte : **8HA8** donc $A_s = 4.02 \text{ cm}^2$

Avec un espacement : $e = 20 \text{ cm}$

✓ **Ferraillage des linteaux :**

Dans le cas d'un voile avec ouverture ; on constate une concentration de contraintes autour de cette ouverture de ce fait, on procède au renforcement de cette partie en disposant des armatures en diagonale.

Au niveau RDC (L= 4.42) :



➤ **Contrainte limites de cisaillement dans les linteaux :**

$$h = 2.02 \text{ m}, \quad b = 25$$

$$\tau_b \leq \tau_b = 0.2f_c28 = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPA}$$

$$\tau_b = \frac{v}{b_0 d}$$

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile = $0,9h$

h : hauteur totale de la section brute

$$\tau_b = \frac{v}{b_0 d} = \frac{v}{b_0 \cdot (0,9 \cdot h)} = \frac{24.75 \cdot 10^3}{25 \cdot (0,9 \cdot 202)} = 5.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.544 \text{ MPA} \leq \tau_b = 5 \text{ MPA}$$

➤ **Ferraillage:**

$$\tau_{\text{limite}} = 0.06 \times f_c28 = 0.06 \times 25 = 1.5 \quad \text{donc} \quad \tau_{\text{limite}} \leq \tau_b$$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, d'après RPA (art 7.7.3.1)

(Avec les efforts M , V)

On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion (A_l)

- des aciers transversaux (A_t)

- des aciers en partie courante (aciers de peau) (Ac)

1/ Acier longitudinal :

$$Z=h-2d'$$

Où :

h : est la hauteur totale du linteau

d' : est la distance d'enrobage

$$d'=\text{enrobage}=5\text{cm}$$

$$Z= h-2d'=202-2(5)=192\text{cm}$$

$$A_l \geq \frac{M}{Z \cdot f_{e,Ac}} \implies A_l \geq \frac{M}{Z \cdot f_{e,Ac}} = \frac{57.97 \times 10^5}{192 \cdot 4000} = 7.55 \text{cm}^2$$

On adopte : 4HA16=8.06cm²

$A_l \geq 0.0015 \times 25 \times 202 = 7.57 \text{cm}^2$condition vérifiée

2/Acier transversale (cadre) :

Elancement géométrique :

$$\lambda=l/h=120/202=0.59$$

Elancement :

$$L' \text{espacement :} \quad st \leq \frac{A_t \cdot f_{e,Ac} \cdot L}{v + A_t \cdot f_{e,Ac}}$$

Ou : st : espacement des cours des armatures transversales

A_t : la section d'un cours d'armatures transversales

$$st \leq h/4 = 202/4 = 50.5 \text{cm}$$

On prend : st=20cm

$$A_t \geq \frac{st \cdot V}{f_{e,Ac} \cdot L - st \cdot f_{e,Ac}} = \frac{20 \cdot 24.75 \cdot 10^3}{4000 \cdot 120 - 20 \cdot 400} = 1.24 \text{cm}^2$$

On adopte : 3HA8 A_s=1.51cm²

$$\tau_b = 1.5 \text{MPa} \geq 0.025 \cdot f_{c28} = 0.025 \cdot 25 = 0.625 \text{MPa}$$

$$\implies A_t \geq 0.0025 \cdot b \cdot st = 0.0025 \times 25 \times 20 = 1.25 \text{cm}^2$$

3/ Armatures de peau :

Selon RPA99 :

$$A_p = 0.002 * b * h = 0.002 * 25 * 202 = 10.1$$

On adopte : 6HA16 = 12.06cm²

➤ **Schéma de ferrailage linteau (sens Y-Y) :**

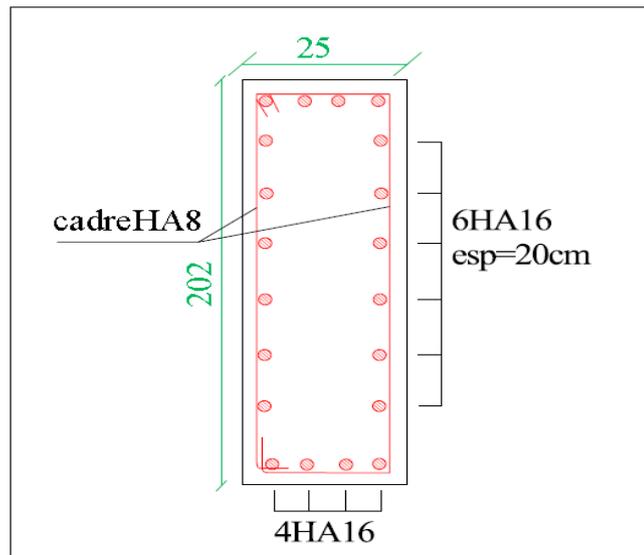
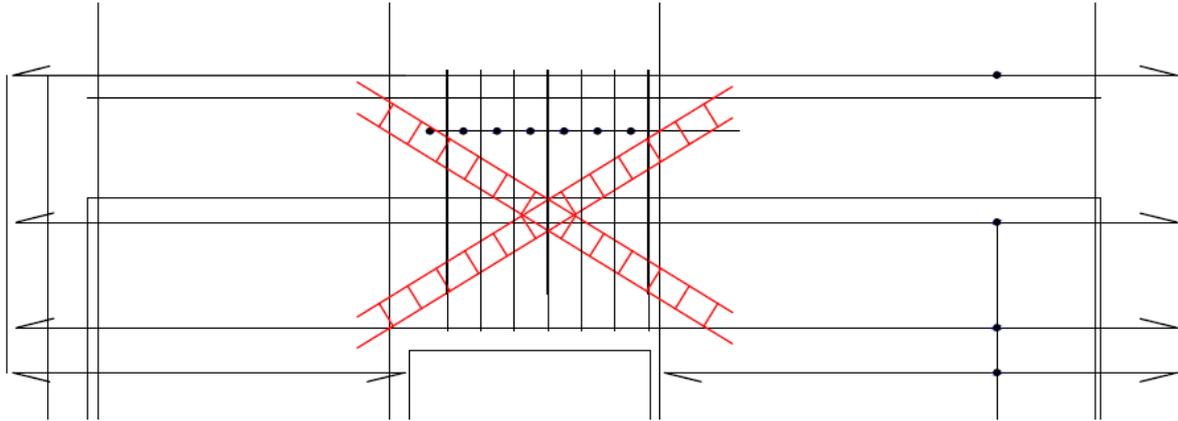
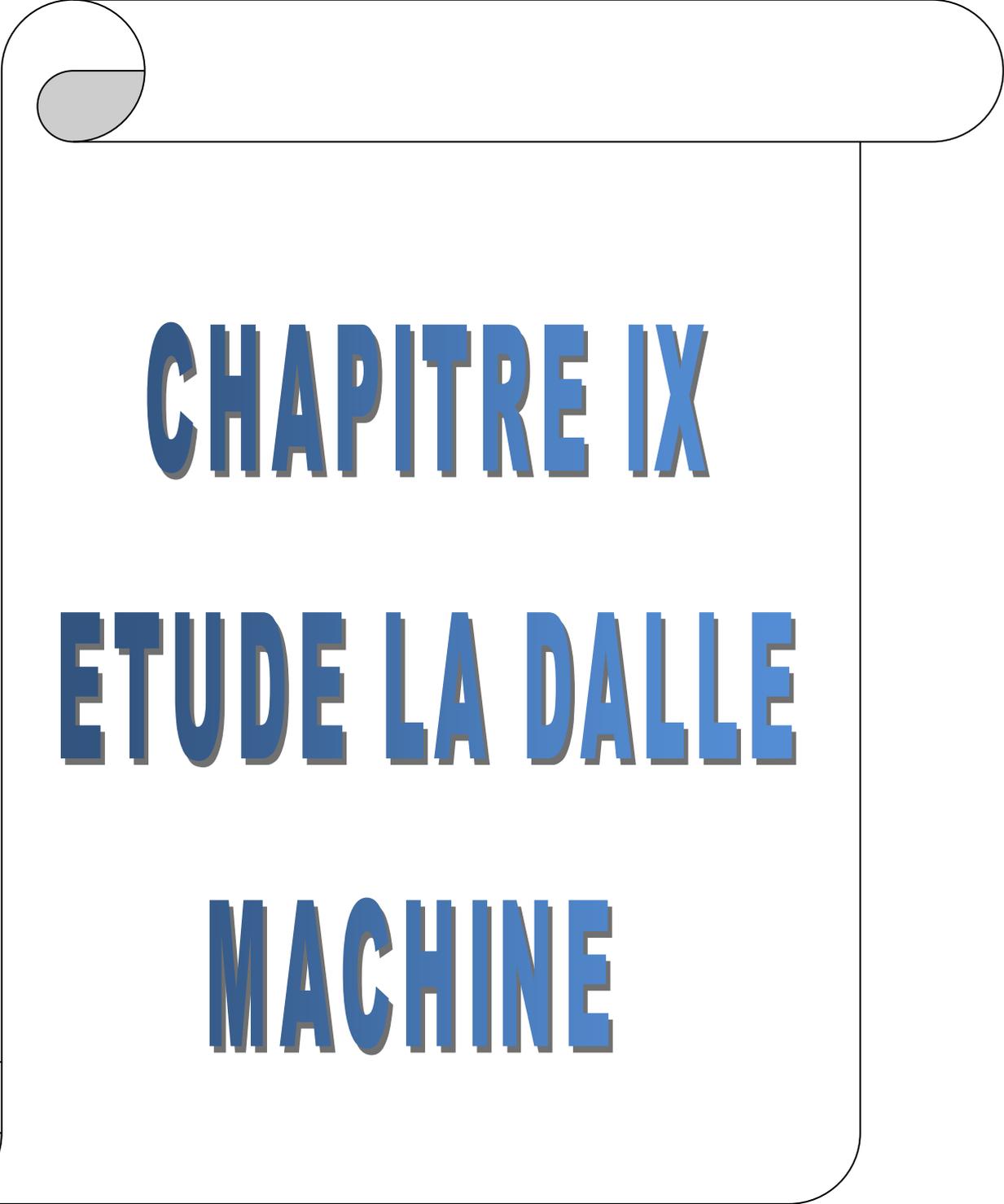


Figure VIII.5: schéma de ferrailage linteau (sens Y-Y)

A decorative scroll graphic with a black outline and rounded corners. The top-left and bottom-left corners are rolled up, revealing a grey interior. The text is centered within the scroll.

CHAPITRE IX

ETUDE LA DALLE

MACHINE

IX.ETUDE DE LA DALLE MACHINE

IX.1. Introduction :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

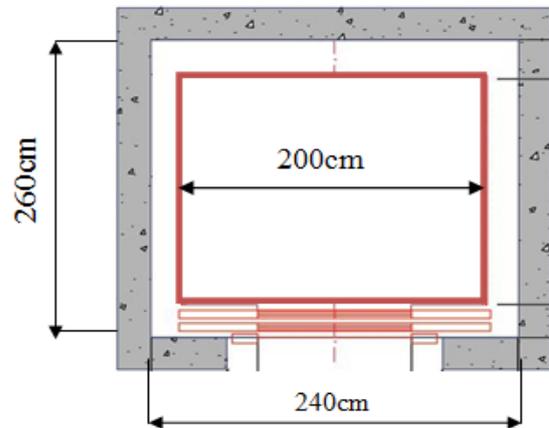


Figure IX.1 :l'ascenseur

Cet appareil élévateur est installé la plus part du temps dans une cage d'ascenseur (une trémie verticale fermée en générale à l'intérieur de l'édifice), composée de trois constituants principaux :

- Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter.
- Treuil de levage de la poulie.
- Le contre poids.

IX.2. Caractéristique de l'ascenseur :

Notre immeuble est équipé des caractéristiques techniques suivantes:

- Charges nominale jusqu'à 1.000 kg, elle transporte 10 personnes
- Vitesse d'entraînement jusqu'à 1.6 m/s.
- Course maximale 55 m, (jusqu'à 17 arrêts)
- Portes à ouverture centrale (adaptée aux personnes handicapées)

IX.3.calcul des charges sollicitant la dalle :

- Poids de la machine : $C'=6550\text{kg}$
- Charge nominale : $P=630\text{kg}$
- Poids de la cabine : $C=4000\text{kg}$
- le poids du contre poids : $Q=C+0.45P=4000+0.45(630)=4283.5\text{kg}$

IX.3.1.détermination de la force d’inertie :

On admet qu’il y a trois phases de mouvement dans l’ascenseur :

- Mouvement uniforme accéléré : lors du démarrage
- Mouvement uniforme retardé : lors du freinage
- Mouvement uniforme silencieux : commandée par le treuil à réducteur

On fait le calcul dans le cas défavorable

a)force d’inertie :

On néglige le poids de la poulie et les frottements dans les câbles

D’après le principe de la dynamique on a :

$$\sum F = m \cdot \gamma \implies P + C - T_1 = (m_c + m_p) \cdot \gamma \dots\dots\dots(1)$$

$$Q - T_2 = m_0 \cdot \gamma \dots\dots\dots(2)$$

b) le poids de la poulie est négligeable :

$$\sum M/O = 0 \implies T_1 \times R = T_2 \times R = T_1 = T_2 = T$$

$$P + C - Q = (m_c + M_p + m_0) \cdot \gamma$$

$$\text{Alors : } \gamma = \frac{P + C - Q}{(m_c + m_p + m_0)} = \frac{630 + 4000 - 4283.5}{(630 + 4000 + 4283.5)} \times 10 = 0.39 \text{ m/s}^2$$

IX.3.2.la tension dans les câbles :

$$T = Q + (m_0 \cdot \gamma) = 4283.5 + (4283.5 \times 0.39) = 5954.065 \text{ kg}$$

La force d’inertie est données par :

$$F_i = T_1 + T_2 = 2T$$

$$F_i = 2T = 2 \times 5954.065 = 11908.5 \text{ kg}$$

IX.3.3.calcul de la force additionnelle perturbatrice provenant de

l’excitation de l’effort dynamique :

On néglige l’amortissement du au treuil et on suppose que le moteur est en équilibre, la force dynamique maximal est atteinte lorsque le travail est maximum c’est-à-dire pour un déplacement maximale

$$W = (C + P) \cdot d_{\text{max}}$$

$$d_{\max}=38.25\text{m} \implies W= (4000+630) \times 38.25=177097\text{kg.m}$$

On prend le cas d'une impulsion rectangulaire, le facteur d'amplification dynamique (D=2)

$$F_p=D (P+C)=2 \times (630+4000)=9260\text{kg}$$

Réaction de la poulie :

$$R=F_p+F_i=2T+F_p=9260+11908.5=21168.5\text{kg}=21.1685\text{t}$$

IX.4.les charges sollicitant la dalle du locale machinent :

IX.4.1.surcharge d'accompagnement :

- Charge nominale : P=630kg
- La force d'inertie : F_i=11908.13kg
- Force additionnelle perturbatrice : F_p=9260kg
- Le poids de contre poids : Q=4283.5kg

$$\sum Q_0=26081.63\text{kg}$$

IX.4.2.charge permanente :

Matériaux	Epaisseur	D	G
	(cm)	(Kg/m ²)	(Kg/m ²)
Dalle en BA	25	2500	625
Forme de pente	3	2000	60
Isolation phonique	25	400	10
Mortier de pose	3	200	60
Revêtement dallage	2	2200	44
$D_{\text{DALLE}}=799 \text{ Kg/m}^2$			

Tableau IX.1.charge permanente de la dalle machine

IX.4.3.charge d'exploitation : Q=100kg /m²

IX.4.4.calcul de la charge répartie sur la dalle :

La charge répartie=poids de la cabine(C) +poids de la machine(C')

Dimension de la dalle : L_x=2.40m ; L_y=2.60m

$$\text{Charge répartie} = \frac{C+C'}{L_x+L_y} = \frac{4000+6550}{2.40+2.60} = 1690.70 \text{ kg/m}^2$$

$$G = G_{\text{dalle}} + G_{\text{répartie}} = 0.799 + 1.6907 = 2.490 \text{ t/m}^2$$

ELU :

$$q_U = 1.35G + 1.5Q + \frac{1}{L_x \times L_y} \sum Q_0$$

$$q_U = (1.35 \times 2.490) + 1.5(0.1) + \frac{1}{2.40 \times 2.60} \times 26.08163$$

$$q_U = 7.69 \text{ t/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.40}{2.60} = 0.9 \geq 0.4$$

La dalle porte sur les deux sens, 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 centrée au milieu du panneau.

μ_x Et μ_y sont donnés A partir de tableau de Barres :

$$\rho = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7845 \end{cases}$$

IX.4.5.calcul des moments :

D'après BAEL 91 : pour une dalle porte suivant deux directions, les moments fléchissant développés au centre des panneaux ont pour expression :

Sens X-X :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_U \times l_x^2 = 0.0456 \times 7.69 \times (2.40)^2 = 2.02 \text{ t.m}$$

$$M_{0x} = 2.02 \text{ t.m}$$

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 85% en travée, et de 50% sur appuis :

Le moment en appui :

$$M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 2.02 = 1.01 \text{ t.m}$$

Le moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 2.02 = 1.717 \text{ t.m}$$

Sens Y-Y :

Le moment pour une bande de largeur est :

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.7845 \times 2.02 = 1.58 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = 1.58 \text{ t.m}$$

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 75% en travée, et de 50% sur appuis :

Le moment en appui :

$$M_{ay} = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 0.745 = 0.79 \text{ t.m}$$

Le moment en travée :

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 0.745 = 1.343 \text{ t.m}$$

IX.4.6.calcul des ferrailages de la dalle :

Sens X-X :

1/En Travée : $M_{tx} = 1.717 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.717 \times 10^5}{100 \times (18)^2 \times 142} = 0.04$$

$$\mu = 0,04 < \mu_R = 0,392 \dots \dots \dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.04)}) = 0.05$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 13.5 (1 - 0.4(0.05)) = 17.64 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{1.717 \times 10^5}{17.64 \times 3480} = 2.79 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte: 4HA10=3.14cm²

Condition de non Fragilité:

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 < A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

2/En appui : $M_{ax} = 1.01 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.01 \times 10^5}{100 \times (18)^2 \times 142} = 0.02$$

$$\mu = 0,02 < \mu_R = 0,392 \dots \dots \dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.02)}) = 0.02$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 13.5 (1 - 0.4(0.02)) = 17.86 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{1.01 \times 10^5}{17.86 \times 3480} = 1.62 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 4HA10=3.14cm²

Condition de non Fragilité:

$$A_{\min} \geq 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{cm}^2$$

$A_{\min} = 2.17 \text{cm}^2 < A_s = 3.14 \text{cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifier

Sens Y-Y :

1/En Travée : $M_{ty} = 1.343 \text{t.m}$

$$\mu = \frac{Mu}{b * d^2 * fbc} = \frac{1.343 \times 10^5}{100 \times (18)^2 \times 142} = 0.03$$

$\mu = 0,03 < \mu R = 0,392 \dots\dots\dots$ ($A_s' = 0$)

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.03)}) = 0.04$

$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 13.5 (1 - 0.4(0.04)) = 17.71 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{1.343 \times 10^5}{17.71 \times 3480} = 2.18 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte: 6HA10= 4.71cm²

Condition de non Fragilité:

$$A_{\min} \geq 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{cm}^2$$

$A_{\min} = 2.17 \text{cm}^2 < A_s = 4.71 \text{cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifier

2/En appui : $M_{ay} = 0.79 \text{t.m}$

$$\mu = \frac{Mu}{b * d^2 * fbc} = \frac{0.79 \times 10^5}{100 \times (18)^2 \times 142} = 0.02$$

$\mu = 0,02 < \mu R = 0,392 \dots\dots\dots$ ($A_s' = 0$)

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.02)}) = 0.02$

$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 13.5 (1 - 0.4(0.02)) = 17.86 \text{cm}$

$$A_s = \frac{0.79 \times 10^5}{17.86 \times 3480} = 1.27 \text{cm}^2$$

Donc on adopte: 6HA10 = 4.71cm²

Condition de non Fragilité:

$$A_{\min} \geq 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{cm}^2$$

$A_{\min} = 2.17 \text{cm}^2 < A_s = 4.71 \text{cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifier

Vérification à l'ELS :

$$q_s = G + Q + \sum Q / L_x * L_y = 2.490 + 0.1 + \frac{26.082}{2.4 \times 2.6} = 6.77 \text{t/m}^2$$

$q_s = 6.77 \text{t/m}^2$

μ_x Et μ_y sont donnés A partir de tableau de Barres :

$$\rho = 0,90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0529 \\ \mu_y = 0,846 \end{cases}$$

Sens x-x :

Le moment pour une bande de largeur est :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0529 \times 6.77 \times (2.40)^2 = 2.06 \text{ t.m}$$

$$M_{0x} = 2.06 \text{ t.m}$$

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 75% en travée, et de 50% sur appuis :

Le moment en appui :

$$M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 2.06 = 1.03 \text{ t.m}$$

Le moment en travée :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.85 \times 2.06 = 1.75 \text{ t.m}$$

Sens Y-Y :

Le moment pour une bande de largeur est :

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.846 \times 2.06 = 1.74 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = 1.74 \text{ t.m}$$

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 75% en travée, et de 50% sur appuis :

Le moment en appui :

$$M_{ay} = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 1.74 = 0.87 \text{ t.m}$$

Le moment en travée :

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 1.74 = 1.48 \text{ t.m}$$

1/En Travée : $M_{tx} = 1.75 \text{ t.m}$

- **Position de l'axe neutre :** L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 As' (x-c') - 15 As (d-x) = 0 \quad \text{avec} \quad (As'=0)$$

$$bx^2/2 - 15 As (d-x) = 0$$

$$(100/2) x^2 - 15 * 4.71 (18-x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 509.24 \longrightarrow x = -70.65 + 509.24/100 = 4.38 \text{ cm}$$

$$x = +4.38$$

• **Moment d’Inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15A_s (d - x)^2 = 100(4.38)^3 / 3 + 15 * 4.71(18 - 4.38)^2$$

$$I = 15906.81 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

✓ **Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x / I_b < 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (1.75 \times 10^5 \times 4.38) / 15906.81$$

$$\sigma_{bc} = 48.19 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

✓ **Condition dans l’acier :**

D’après BAEL91 :

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_{te}; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg /cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_t \max (d-x) / I = 15 \times 1.75 \times 10^5 \times (18 - 4.38) / 15906.81 = 2534.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2247.62 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kg /cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

2/En Appuie : $M_{ax} = 1.03 \text{ t.m}$

• **Position de l’axe neutre :**

L’axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 A_s' (x - c') - 15 A_s (d - x) = 0 \quad \text{avec} \quad (A_s' = 0)$$

$$bx^2/2 - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$(100/2) x^2 - 15 * 4.71 (18 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 509.24 \longrightarrow x = -70.65 + 509.24/100 = 4.38 \text{ cm}$$

$$x = +4.38$$

• **Moment d’Inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15A_s (d - x)^2 = 100(4.38)^3 / 3 + 15 * 4.71(18 - 4.38)^2$$

$$I = 15906.81 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

✓ **Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x/I_b < 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (1.03 \times 10^5 \times 4.38) / 15906.81$$

$$\sigma_{bc} = 28.36 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

✓ **Condition dans l'acier :**

D'après BAEL91 :

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_{te}; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_t \text{ max } (d-x)/I = 15 \times 1.03 \times 10^5 \times (18-4.38) / 15906.81 = 1322.89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1322.89 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Sens Y-Y :

1/En Travée : $M_{ty} = 1.48 \text{ t.m}$

- **Position de l'axe neutre :** L'axe neutre tombe dans la table de compression.

L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 A_s' (x-c') - 15 A_s (d-x) = 0 \quad \text{avec } (A_s' = 0)$$

$$bx^2/2 - 15 A_s (d-x) = 0$$

$$(100/2) x^2 - 15 \cdot 4.71 (18-x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 509.24 \longrightarrow x = -70.65 + 509.24/100 = 4.38 \text{ cm}$$

$$x = +4.38$$

- **Moment d'Inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15 A_s (d-x)^2 = 100(4.38)^3/3 + 15 \cdot 4.71(18-4.38)^2$$

$$I = 15906.81 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

✓ **Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x/I_b < 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (1.48 \times 10^5 \times 4.38) / 15906.81$$

$$\sigma_{bc} = 40.75 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

✓ **Condition dans l'acier :**

D'après BAEL91 :

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3f_e; 110\sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202\text{MPa} = 2020\text{kg /cm}^2$$

$$\sigma_s = 15M_t \max (d-x)/I = 15 \times 1.48 \times 10^5 \times (18-4.38) / 15906.81 = 1900.85\text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1900.85\text{kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020\text{kg /cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

2/En Appuie : $M_{ax} = 0.87\text{t.m}$

- **Position de l'axe neutre :** L'axe neutre tombe dans la table de compression.

L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 As' (x-c') - 15 As (d-x) = 0 \quad \text{avec} \quad (As'=0)$$

$$bx^2/2 - 15 As (d-x) = 0$$

$$(100/2) x^2 - 15 * 4.71 (18-x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 509.24 \longrightarrow x = -70.65 + 509.24/100 = 4.38\text{cm}$$

$$x = +4.38$$

- **Moment d'Inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15As (d-x)^2 = 100(4.38)^3 / 3 + 15 * 4.71(18-4.38)^2$$

$$I = 15906.81\text{cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

- ✓ **Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x/I_b < 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (0.87 \times 10^5 \times 4.38) / 15906.81$$

$$\sigma_{bc} = 23.95 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa} = 150\text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

- ✓ **Condition dans l'acier :**

D'après BAEL91 :

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3f_e; 110\sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202\text{MPa} = 2020\text{kg /cm}^2$$

$$\sigma_s = 15M_t \max (d-x)/I = 15 \times 0.87 \times 10^5 \times (18-4.38) / 15906.81 = 1117.39\text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1117.39 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020\text{kg /cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_x = \frac{qu * L_x * L_y}{3L_y} = \frac{7.69 \times 2.4 \times 2.60}{3 \times 2.60} = 6.152\text{t}$$

$$\tau_u = \frac{T_x}{b_0 \cdot d} = \frac{6.152 \times 10^3}{100 \times 18} = 3.42 \text{ kg/cm}^2 = 0.342 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPA}$$

$\tau_u < \tau_u \rightarrow$ vérifiée, pas d'armature transversale.

➤ **schémas de Ferrailage dalle machine:**

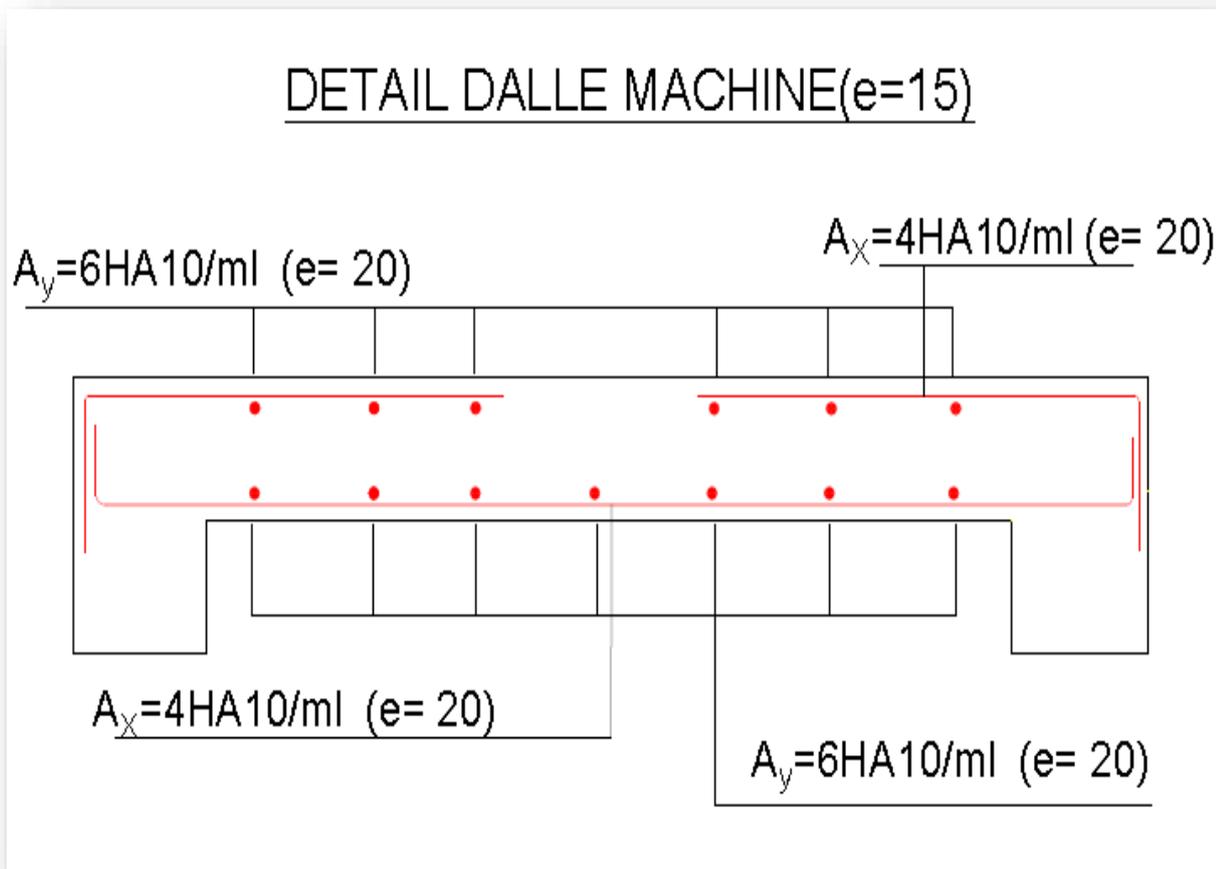


Figure IX.2 : Ferrailage de dalle



CHAPITRE X

ETUDE

DE L'INFRASTRUCTURE

X.CALCUL DES ELEMENTS D'INFRASTRUCUTRES

X-1) INTRODUCTION :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.
- Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable
- Jouer un rôle d'appuis.

X.2) Définition :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure. En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte. Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol) :
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

On distingue deux types de fondations :

- a) **Fondation superficielles** : elles sont utilisables dans le cas où le bon sol n'est pas situé à une grande profondeur, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes et radiers.
- b) **Fondations profondes** : elles sont utilisées lorsque le bon sol est situé à des profondeurs importantes, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

X-3) Etude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondages effectués au laboratoire. L'étude de sol a donné la valeur de la contrainte admissible du sol $\sigma_{sol}=2.5\text{bars}$

X-4) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- Le type de la structure.

En ce qui concerne notre ouvrage, nous avons le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes)
- Radier général

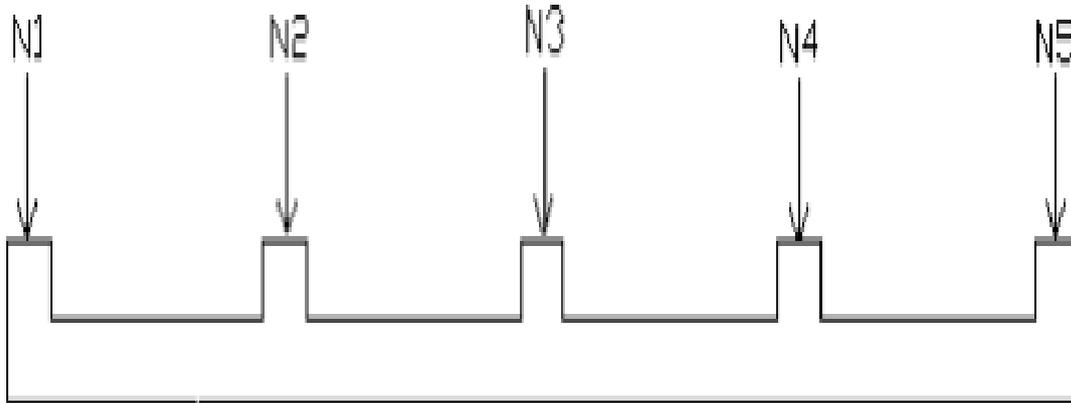
X.4.1) SEMELLES FILANTES :

Figure X.1 : semelle filante

Condition de non chevauchement avec les poteaux du fil parallèle :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que:

$$\sigma_{sol} \geq \frac{Nu}{S}$$

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation, calculé par la combinaison

ELS avec :

$N = \sum Ni$ de chaque fil de poteaux.

S : Surface de la fondation.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau X.1 :

File	N	L	B	B _{choisie}	S
	(t)	(m)	(m)	(m)	(m ²)
A	200.52	12.75	0.63	0.70	8.925
B	598.93	12.75	1.88	1.90	24.225
C	654	15.075	1.73	1.80	27.135
D	503.21	15.075	1.33	1.40	21.105
E	556.65	17.40	1.28	1.30	22.62
F	643.76	17.40	1.48	1.50	26.10
G	765.39	17.40	1.76	1.80	31.32
H	321.95	17.40	0.74	0.80	13.92

Tableau X.1 : les sections des semelles filantes

$$\sigma_{sol} \geq \frac{Ns}{S} \quad \Rightarrow \quad \frac{Ns}{S} = \frac{4244.41}{175.35} = 24.21 \leq 25 \text{t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Conclusion :

Il y a un chevauchement des semelles car l'entraxe entre deux semelles est inférieur à deux (02) fois la largeur de la semelle.

On en visage comme solution pour la fondation de notre projet le radier général.

X-5) Radier général :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont:

- L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité d'exécution.

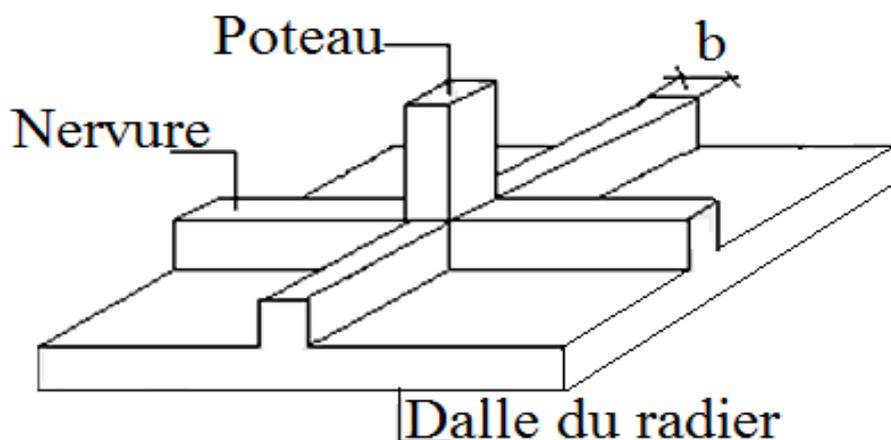


Figure X.2 : Schéma d'un radier

X-5.1) Prédimensionnement du radier :**a)-Epaisseur du radier :**

- **condition de rigidité :**

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux portique parallèles

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier.

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m) .

$$L_e^4 = \frac{4EI}{Kb} \quad , \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^2}}$$

$$L_{\max} = 440\text{cm} \quad , \quad E = 321000\text{kgf/cm}^2 \quad , \quad K = 4\text{kgf/cm}^3 \quad (\text{sol moyen})$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4 \times (440)^4}{321000 \times \pi^2}} = 61.28\text{cm}$$

$$\Rightarrow hr \geq 0,6128\text{m}$$

\Rightarrow

- **Condition forfaitaire :**

la condition de forfaitaire est donnée par la relation suivante :

$$L/8 \leq hr \leq L/5$$

$$440/8 \leq hr \leq 440/5$$

$$55 \leq hr \leq 88/5$$

de ces deux conditions , nous adoptons un epaisseur $e=80\text{cm}$ et on adoptera un radier nervuré vu sa grande épaisseur

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

b)-dimensionnement des nervures :

- Nervure :

$$h_N \geq L/10 \iff h_N \geq 440/10=44$$

$$h_N=120\text{cm}$$

- Dalle :

L'épaisseur qui répond aux trois conditions citées si avant est : **h = 120 cm**

$$0,30 h < b < 0,5h \text{ donc } 36 \text{ cm} < b < 60 \text{ cm}$$

Donc :

On adopte largeur de nervure: **b = 40cm**

🌀Résumé🌀

- Epaisseur de la dalle du radier $h=80\text{cm}$

Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N=120\text{cm} \\ b=40\text{cm} \end{cases}$

X-5 .2) -La surface nécessaire du radier :

a)-la surface du radier :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_u}{S}$$

$$N_u = 5877.49\text{t}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars}$$

$$S_{\text{radier}} = \frac{N_u}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{5877.49}{2.5} = 235.0996 \text{ m}^2$$

b)-La surface totale du bâtiment est égale :

$$S_{\text{bat}} = 462.8219\text{m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (**D**).

c)-calcul de débordement :

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{hr}{2}, 30\text{cm} \right) = 50 \text{ cm}$$

Soit : **D = 50 cm**

D'ou: **Sr = S_{bat} + SD**

$$= 462.8219 + 0.50 \times (94.7875) = 510.2156 \text{ m}^2$$

Sr : Surface de radier.

S_{bat}: Surface totale du bâtiment.

SD : surface totale de débordement

Alors : la surface de radier est : **Sr = 510.2156 m².**

X-5 .3) Vérification du radier :

a)Condition de résistance de cisaillement :

L'épaisseur de radier sera déterminée en fonction de la condition de cisaillement du radier D'après le règlement CBA93 :

$$\tau_u = \frac{Tu \text{ max}}{b*d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{fcj}{\gamma}$$

Vu : valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU

b = 100 cm (bande de 1 m)

d = 0,9 h

$$\text{Avec : } Vu = \frac{qu * L_{\text{max}}}{2} = \frac{Nu}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = 4.40m

Pour : Nu = 5877.49t

$$Sr = 510.2156 \text{ m}^2$$

$$\tau_u = \frac{Nu}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} \times \frac{1}{b*0.9h} \leq \bar{\tau}_u = \frac{fcj}{\gamma b}$$

$$\tau_u = \frac{Nu}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} \times \frac{1}{b*0.9h} = \frac{5877.49 \times 10^3}{510.2156 \times 10^4} \times \frac{4.40}{2} \times \frac{1}{100 * 0.9(80)} = 3.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_u = 3.52 \text{ kg/cm}^2 = 0.352 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

b) Vérification du radier à l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique .On doit vérifier :

Avec :

$$W > \delta \gamma h S_r$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier : $W = W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}}$

$$W = 1816504.06 + (2500 * 510.2156 * 0,8) = \mathbf{2836935.26 \text{ kg}}$$

δ : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\delta = 1.5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 1 \text{ t/m}^3$).

h : Profondeur de l'infrastructure (**$h = 2 \text{ m}$**).

S_r : Surface du radier (**$S_r = 510.2156 \text{ m}^2$**)

$$\delta \gamma h S_r = 1.5 * 1000 * 2 * 510.2156 = 1530646.8 \text{ kg}$$

Donc ; $\delta \gamma h S_r < W$ Vérifier

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement

c) Vérification au poinçonnement :

D'après les règles **BAEL91**, la vérification au poinçonnement doit se faire sous le voile le plus sollicité. Dans notre cas, le voile le plus sollicité est le voile de longueur (3,45 m) On doit vérifier

$$N_u \leq 0,045 \mu_x * f_{c28} * h_r$$

Avec :

μ_x : Périmètre du contour cisailé

h_r : L'épaisseur du radier.

N_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité

$$\text{On a : } a = 60 \text{ cm} \Rightarrow a' = a + h_r = 60 + 80 = 140 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm} \Rightarrow b' = b + h_r = 60 + 80 = 140 \text{ cm}$$

$$\mu_x = 2 * (a' + b') = 2 * (1.40 + 1.40) = 5.60 \text{ m} = 560 \text{ cm}$$

$$0.045 \mu_x * f_{c28} * h_r = 0,045 * 560 * 250 * 80 = \mathbf{504000 \text{ kg}}$$

$N_u = 342850 \text{ kg}$ donc : $N_u < 504000 \text{ kg}$Condition vérifiée.

E) caractéristiques géométriques du radier :

- **Coordonnées du centre de gravité :**

$$G_x = G_{x\text{bat}} + D = 15.71 + 0.50 = 16.21\text{m}$$

$$G_y = G_{y\text{bat}} + D = 9.28 + 0.50 = 9.78\text{m}$$

- **Calcul de l'inertie de radier :**

$$I_x = 12514.6775\text{m}^4$$

$$I_y = 39640.7810\text{m}^4$$

F) vérification de stabilité du radier :

- **Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticale :**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Donc il faut vérifier : $\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{Nu}{S}$

N : effort normal du aux charges verticales

N_{radier} : effort normale du aux poids propre du radier

$$N_{\text{radier}} = 5877.49\text{t}$$

- **Diagramme trapézoïdal des contraintes :**

Sous l'effet du moment renversant, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec :

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

N : effort normal du aux charge verticale

M : effort de renversement du au séisme

$$M_x = 3375.49\text{t.m} \quad I_x = 12514.6775\text{m}^4$$

$$M_y = 3124.95\text{t.m}$$

$$S_{\text{radier}} = 510.2156\text{m}^2$$

$$I_y = 39640.7810\text{m}^4$$

$$N_{\text{radier}} = 5877.49\text{t}$$

1/ sens longitudinal:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} = \frac{5877.49}{510.2156} + \frac{3375.49 \cdot 15.71}{12514.6775} = 15.76 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I} = \frac{5877.49}{510.2156} - \frac{3375.49 \cdot 15.71}{12514.6775} = 7.28 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \cdot 15.76 + 7.28}{4} = 13.64 \text{ t/m}^2 \leq \overline{\sigma_s} = 25 \text{ t/m}^2 \dots \dots \text{vérifier}$$

2/ sens transversal:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} = \frac{5877.49}{510.2156} + \frac{3124.95 \cdot 9.28}{39640.7810} = 12.25 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I} = \frac{5877.49}{510.2156} - \frac{3124.95 \cdot 9.28}{39640.7810} = 10.79 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \cdot 12.25 + 10.79}{4} = 11.88 \text{ t/m}^2 \leq \overline{\sigma_s} = 25 \text{ t/m}^2 \dots \text{vérifier}$$

X-5 .4) Le Ferrailage dans les deux sens : (fissuration préjudiciable)

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les poteaux et les voiles. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé est émergés en eau douce.

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol.

On prend le panneau du radier le plus sollicité avec la contrainte moyenne du radier :

$$L_x = 4.40 \text{ m}$$

$$L_y = 6.20 \text{ m}$$

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

- La dalle travaille dans les deux sens.
- Les coefficients μ_x , μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et ν .

μ_x Et μ_y sont donnés A partir de tableau de Barres :

$$\rho = 0,71 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0683 \\ \mu_y = 0,436 \end{cases}$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} + 1.35 \text{ Grad} = 13.64 + 1.35 (0.4 \cdot 0.8) = 14.07 \text{ t/ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 72 \times \frac{2.1}{400} = 8.69 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'ELU :**

1. Sens x-x :

Le moment pour une bande de largeur est :

$$\vec{M}_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0683 \times 14.07 \times (4.40)^2 = 18.60 \text{ t.m}$$

$$M_{0x} = 18.60 \text{ t.m}$$

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 75% en travée, et de 50% sur appuis :

- **Le moment en appui :**

$$M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 18.60 \text{ t} = 9.30 \text{ t.m}$$

- **Le moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 18.60 \text{ t} = 13.95 \text{ t.m}$$

Les données :

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h = 72 \text{ cm}$$

$$F_{c28} = 25 \text{ MPA}; \quad F_{eE} = 400 \text{ MPA}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

A /En Travée : $M_{tx} = 13.95 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{13.95 \times 10^5}{100 \times (72)^2 \times 142} = 0.019$$

$$\mu = 0.019 < \mu_R = 0.392 \dots \dots \dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.018)}) = 0.024$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 72 (1 - 0.4(0.024)) = 71.31 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{13.95 \times 10^5}{71.31 \times 3480} = 5.62 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 6HA14=9.24cm²

B/En appui : $M_{ax} = 9.30 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{9.30 \times 10^5}{100 \times (72)^2 \times 142} = 0.013$$

$$\mu = 0,013 < \mu_R = 0,392 \dots \dots \dots (As' = 0)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.013)}) = 0.016$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 72 (1 - 0.4(0.016)) = 71.54 \text{ cm}$$

$$As = \frac{9.30 \times 10^5}{71.54 \times 3480} = 3.73 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte: 6HA14=9.24cm

2. Sens Y-Y :

Le moment pour une bande de largeur est :

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.436 \times 18.60 = 8.11 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = 8.11 \text{ t.m}$$

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 75% en travée, et de 50% sur appuis :

➤ **Le moment en appui :**

$$M_{ay} = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 8.11 = 4.05 \text{ t.m}$$

➤ **Le moment en travée :**

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 8.11 = 6.08 \text{ t.m}$$

Les données :

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h = 72 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA}; \quad f_{eE} = 400 \text{ MPA}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

A/En Travée : $M_{tx} = 6.08 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.08 \times 10^5}{100 \times (72)^2 \times 142} = 0.008$$

$$\mu = 0,008 < \mu_R = 0,392 \dots \dots \dots (As' = 0)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.008)}) = 0.01$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 72 (1 - 0.4 (0.01)) = 71.71 \text{ cm}$$

$$As = \frac{6.08 \times 10^5}{71.71 \times 3480} = 2.44 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte: 6HA14=9.24cm²

B/En appui: $M_{ax}=4.055t.m$

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4.05 \times 10^5}{100 \times (72)^2 \times 142} = 0.005$$

$$\mu = 0.005 < \mu_R = 0.392 \dots \dots \dots (As'=0)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.005)}) = 0.006$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 72 (1 - 0.4(0.006)) = 71.83 \text{cm}$$

$$As = \frac{4.05 \times 10^5}{71.83 \times 3480} = 1.62 \text{cm}^2.$$

Donc on adopte: 6HA14=9.24cm²

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$q_s = \sigma_{moy} + Grad = 13.64 + (0.4 \times 0.8) = 13.96 \text{ t/ml}$$

μ_x Et μ_y sont donnés A partir de tableau de Barres :

$$\rho = 0.71 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0743 \\ \mu_y = 0.585 \end{cases}$$

Sens x-x :

Le moment pour une bande de largeur est :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0743 \times 13.96 \times (4.40)^2 = 20.08 \text{t.m}$$

$$M_{0x} = 20.08 \text{t.m}$$

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 75% en travée, et de 50% sur appuis :

Le moment en appui :

$$M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 20.08 = 10.04 \text{t.m}$$

Le moment en travée :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 20.08 = 15.06 \text{t.m}$$

1/En Travée : $M_{tx} = 15.06 \text{t.m}$

Position de l'axe neutre : L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 As' (x-c') - 15 As (d-x) = 0 \quad \text{avec} \quad (As'=0)$$

$$bx^2/2 - 15 As (d-x) = 0$$

$$(100/2) x^2 - 15 \times 9.24 (72-x) = 0$$

$$50x^2 + 138.6x - 9979.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1419.52 \quad \longrightarrow x = -138.6 + 1419.52 / 100 = 12.81 \text{ cm}$$

$$x = +12.81 \text{ cm}$$

Moment d'Inertie:

$$I = bx^3/2 + 15As (d - x)^2 = 100(12.81)^3/3 + 15 * 9.24(72 - 12.81)^2$$

$$I = 555648.0502 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

➤ **Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x / I_b < 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (15.06 \times 10^5 \times 12.81) / 555648.0502$$

$$\sigma_{bc} = 34.72 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **Condition dans l'acier :**

D'après BAEL91 :

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_{te}; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg /cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_t \max (d-x) / I = 15 \times 15.06 \times 10^5 \times (72 - 12.81) / 555648.0502$$

$$\sigma_s = 2406.38 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kg /cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

1/En appuie : $M_{ax} = 10.04 \text{ t.m}$

Position de l'axe neutre : L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 As' (x - c') - 15 As (d - x) = 0 \quad \text{avec} \quad (As' = 0)$$

$$bx^2/2 - 15 As (d - x) = 0$$

$$(100/2) x^2 - 15 * 9.24 (72 - x) = 0$$

$$50x^2 + 138.6x - 9979.2 = 0$$

$$\longrightarrow \sqrt{\Delta} = 1419.52 \quad \longrightarrow x = -138.6 + 1419.52 / 100 = 12.81 \text{ cm}$$

$$x = +12.81 \text{ cm}$$

Moment d'Inertie:

$$I = bx^3/2 + 15As (d - x)^2 = 100(12.81)^3/3 + 15 * 9.24(72 - 12.81)^2$$

$$I = 555648.0502 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

➤ **Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} x / I_b < 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (10.04 \times 10^5 \times 12.81) / 555648.0502$$

$$\sigma_{bc} = 23.15 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **Condition dans l'acier :**

D'après BAEL91 : La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_{max} (d-x) / I = 15 \times 10.04 \times 10^5 \times (72 - 12.81) / 555648.0502 = 1604.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1604.25 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{Tu_{max}}{b_0 * d} = \frac{22.84 \times 10^3}{100 \times 72} = 3.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$Tu = \frac{qu * lx}{2 + \alpha} = \frac{14.07 \times 4.40}{2 + 0.71} = 22.84 \text{ t}$$

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 f_{c28} / 1.5 ; 5 \text{ MPA}] = 2.5 \text{ MPA} = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_u = 3.17 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_u = 25 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Sens Y-Y :

$$\tau_u = \frac{Tu_{max}}{b_0 * d} = \frac{32.19 \times 10^3}{72 \times 100} = 4.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$Tu = \frac{qu * ly}{2} = \frac{14.07 \times 6.20}{2 + \alpha} = 32.19 \text{ t}$$

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 f_{c28} / 1.5 ; 5 \text{ MPA}] = 2.5 \text{ MPA} = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_u = 4.47 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_u = 25 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

X-5.5) Ferrailage de débord :

On le étudier comme une console encastree dans la nervure et libre dans l'autre coté qui chargée avec la contrainte de sol (L=0.4 m)

À ELU :

On a : $qu = 14.07 \text{tm}$ pour (1ml)

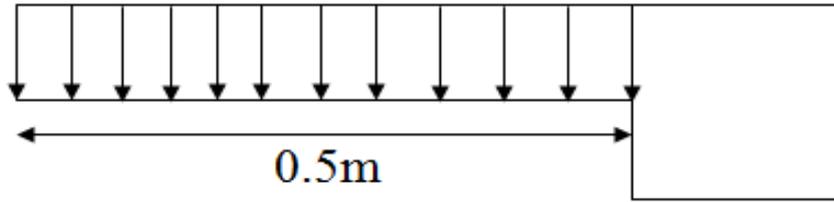


Figure. X.3 : Schéma statique de débord

Calcul des moments :

$$Mu = \frac{qu \cdot l^2}{2} = \frac{14.07 \cdot (0.50)^2}{2} = 1.76 \text{t.m} = 1760 \text{kg.m}$$

Calcul de ferrailage :

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot fbc} = \frac{1.76 \times 10^5}{100 \times (72)^2 \times 142} = 0.002$$

$$\mu = 0.002 < \mu R = 0,392 \dots \dots \dots (As' = 0)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.002)}) = 0.002$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 72 (1 - 0.4(0.002)) = 71.94 \text{cm}$$

$$As = \frac{1.76 \times 10^5}{71.94 \times 3480} = 0.70 \text{cm}^2.$$

Donc on adopte: 6HA14=9.24cm²

X-5 .6) Ferrailage des nervures :

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

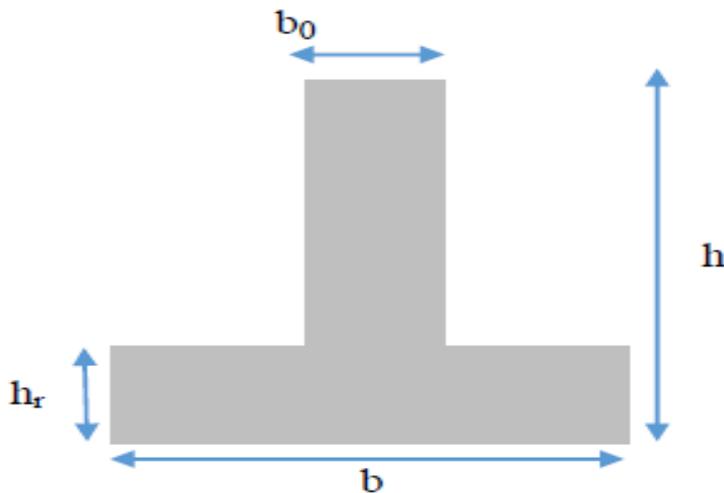


Figure X .4. Schéma des nervures

a) **Nervure transversal:**

- La hauteur des nervures: h=120cm
- La largeur des nervures: b = 40 cm
- La portée : L=620cm

• **Sollicitations :**

-ELU : Charge ultime revenant à la nervure :

$$q_u = [N_u/S_{radier}] = (5877.49/510.2156) = 11.52t/m^2$$

-ELS : Charge de service revenant à la nervure :

$$q_s = [N_{ser}/S_{radier}] = (4244.41/510.2156) = 8.32t/m^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 * 40 * 108 * \frac{2.1}{400} = 5.22cm^2$$

➤ **Les moments fléchissant sont :**

- **À ELU :**

Moment isostatique : $M_0 = q_u * l^2 / 8 = 11.52 * (6.20)^2 / 8 = 55.35Tm$

$M_t = 0.75M_0 = 0.75 * 55.35 = 41.51Tm$

$M_a = 0.5M_0 = 0.5 * 55.35 = 27.67Tm$

- **À ELS :**

Moment isostatique : $M_0 = q_s * l^2 / 8 = 8.32 * (6.20)^2 / 8 = 39.98Tm$

$M_t = 0.75M_0 = 0.75 * 39.98 = 29.98Tm$

$M_a = 0.5M_0 = 0.5 * 39.98 = 19.99Tm$

1/En Travée : $M_{tx} = 41.51t.m$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{41.51 * 10^5}{40 * (108)^2 * 142} = 0.063$$

$\mu = 0.063 < \mu_R = 0,392 \dots \dots \dots (A_s' = 0)$

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.063)}) = 0.08$

$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 108 (1 - 0.4 (0.08)) = 104.54cm$

$$A_s = \frac{41.51 \times 10^5}{104.54 \times 3480} = 11.41 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte: 8HA14=12.32cm²

2/En appui : M_{ax}=27.67t.m

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{27.67 \times 10^5}{40 \times (108)^2 \times 142} = 0.04$$

$$\mu = 0.04 < \mu_R = 0,392 \dots \dots \dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.04)}) = 0.05$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 108 (1 - 0.4 (0.05)) = 105.84 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{27.67 \times 10^5}{105.84 \times 3480} = 7.51 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte: 8HA14=12.32cm²

- **Verification à l'ELS:**

A/En Travée : M_{tx} = 29.98t.m

- **Position de l'axe neutre :** L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 A_s' (x - c') - 15 A_s (d - x) = 0 \quad \text{avec} \quad (A_s' = 0)$$

$$bx^2/2 - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$(40/2) x^2 - 15 * 12.32 (108 - x) = 0$$

$$20x^2 + 184.8x - 19958.4 = 0$$

$$\longrightarrow \sqrt{\Delta} = 1277.04 \quad \longrightarrow x = -184.8 + 1277.04/40 = 27.31 \text{ cm}$$

$$x = +27.31 \text{ cm}$$

- **Moment d'Inertie:**

$$I = bx^3/2 + 15 A_s (d - x)^2 = 40(27.31)^3/3 + 15 * 12.32(108 - 27.31)^2$$

$$I = 1474793.688 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

➤ **Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x/I_b < 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (29.98 \times 10^5 \times 27.31) / 1474793.688$$

$$\sigma_{bc} = 55.52 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

➤ **Condition dans l'acier :**

D'après BAEL91 : La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3f_e; 110\sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202\text{MPa} = 2020\text{kg /cm}^2$$

$$\sigma_s = 15M_t \max (d-x)/I = 15 \times 29.98 \times 10^5 \times (108-27.31)/1474793.688$$

$$\sigma_s = 2460.43\text{kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020\text{kg /cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

B/En appuie : M_{ax} = 19.99t.m

Position de l'axe neutre : L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 A_s' (x-c') - 15 A_s (d-x) = 0 \quad \text{avec} \quad (A_s' = 0)$$

$$bx^2/2 - 15 A_s (d-x) = 0$$

$$(40/2) x^2 - 15 * 12.32 (108-x) = 0$$

$$20x^2 + 184.8x - 19958.4 = 0$$

$$\longrightarrow \sqrt{\Delta} = 1277.04 \longrightarrow x = -184.8 + 1277.04/40 = 27.31\text{cm}$$

x = +27.31cm

Moment d'Inertie:

$$I = bx^3/2 + 15 A_s (d - x)^2 = 40(27.31)^3/3 + 15 * 12.32(108-27.31)^2$$

$$I = 1474793.688\text{cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

➤ **Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_a \text{ ser } x/I_b < 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (19.99 \times 10^5 \times 27.31) / 1474793.688$$

$$\sigma_{bc} = 37.02\text{kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa} = 150\text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **Condition dans l'acier :**

D'après BAEL91 : La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3f_e; 110\sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202\text{MPa} = 2020\text{kg /cm}^2$$

$$\sigma_s = 15M_a \max (d-x)/I = 15 \times 19.99 \times 10^5 \times (108-$$

$$27.31)/1474793.688 \sigma_s = 1640.56\text{kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020\text{kg /cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b_0 * d} = \frac{35.71 \times 10^3}{40 \times 108} = 8.27\text{kg/cm}^2$$

$$T_u = \frac{q_u * l_y}{2} = \frac{11.52 \times 6.20}{2} = 35.71\text{t}$$

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2f_{c28} / 1.5 ; 5 \text{ MPA}] = 2.5 \text{ MPA} = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_u = 8.27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_u = 25 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

b) Nervure longitudinal:

→ La hauteur des nervures: h=120cm

→ La largeur des nervures: b = 40 cm

→ La portée : L=440 cm

• **Sollicitations :**

-ELU : Charge ultime revenant à la nervure :

$$q_u = [N_u / S_{\text{radier}}] = (5877.49 / 510.2156) = 11.52 \text{ t/m}^2$$

-ELS : Charge de service revenant à la nervure :

$$q_s = [N_{\text{ser}} / S_{\text{radier}}] = (4244.41 / 510.2156) = 8.32 \text{ t/m}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 * 40 * 108 * \frac{2.1}{400} = 5.22 \text{ cm}^2$$

Les moments fléchissant sont :

À ELU :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = q_u * l^2 / 8 = 11.52 * (4.40)^2 / 8 = 27.88 \text{ Tm}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 0.75 * 27.88 = 20.91 \text{ Tm}$$

$$M_a = 0.5 M_0 = 0.5 * 27.88 = 13.94 \text{ Tm}$$

À ELS :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = q_s * l^2 / 8 = 8.32 * (4.40)^2 / 8 = 20.13 \text{ Tm}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 0.75 * 20.13 = 15.10 \text{ Tm}$$

$$M_a = 0.5 M_0 = 0.5 * 20.13 = 10.06 \text{ Tm}$$

A/En Travée : $M_{\text{tx}} = 20.91 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{20.91 * 10^5}{40 * (108)^2 * 142} = 0.03$$

$$\mu = 0.03 < \mu_R = 0.392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.03)}) = 0.04$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 108 (1 - 0.4 (0.04)) = 106.27 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{20.91 * 10^5}{106.27 * 3480} = 5.65 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte: 8HA14=12.32cm²

B/En appui : $M_{ax}=13.94t.m$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{13.94 \times 10^5}{40 \times (108)^2 \times 142} = 0.02$$

$$\mu = 0.02 < \mu_R = 0,392 \dots \dots \dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.02)}) = 0.02$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 108 (1 - 0.4 (0.02)) = 107.14 \text{cm}$$

$$A_s = \frac{13.94 \times 10^5}{107.14 \times 3480} = 3.74 \text{cm}^2.$$

Donc on adopte: 8HA14=12.32cm²

• **Verification à l'ELS:**

A/En Travée : $M_{tx} = 15.10t.m$

Position de l'axe neutre : L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 A_s' (x - c') - 15 A_s (d - x) = 0 \quad \text{avec} \quad (A_s' = 0)$$

$$bx^2/2 - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$(40/2) x^2 - 15 \cdot 12.32 (108 - x) = 0$$

$$20x^2 + 184.8x - 19958.4 = 0$$

$$\rightarrow \sqrt{\Delta} = 1277.04 \quad \rightarrow x = -184.8 + 1277.04/40 = 27.31 \text{cm}$$

x = +27.31cm

Moment d'Inertie:

$$I = bx^3/2 + 15 A_s (d - x)^2 = 40(27.31)^3/3 + 15 \cdot 12.32(108 - 27.31)^2$$

$$I = 1474793.688 \text{cm}^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

➤ **Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x / I_b < 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (15.10 \times 10^5 \times 27.31) / 1474793.688$$

$$\sigma_{bc} = 27.96 \text{kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} = 150 \text{kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

➤ **Condition dans l'acier :**

D'après BAEL91 : La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3 f_{te}; 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{MPa} = 2020 \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_t \text{ max } (d - x) / I = 15 \times 15.10 \times 10^5 \times (108 -$$

$$27.31) / 1474793.688 \sigma_s = 1239.24 \text{kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

B/En appuie : $M_{ax} = 10.06t.m$

- **Position de l'axe neutre :** L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$bx^2/2 + 15 As' (x-c') - 15 As (d-x) = 0 \quad \text{avec} \quad (As'=0)$$

$$bx^2/2 - 15 As (d-x) = 0$$

$$(40/2) x^2 - 15 * 12.32 (108-x) = 0$$

$$20x^2 + 184.8x - 19958.4 = 0$$

$$\longrightarrow \sqrt{\Delta} = 1277.04 \longrightarrow x = -184.8 + 1277.04/40 = 27.31cm$$

x = +27.31cm

- **Moment d'Inertie:**

$$I = bx^3/2 + 15As (d - x)^2 = 40(27.31)^3/3 + 15 * 12.32(108-27.31)^2$$

$$I = 1474793.688cm^4$$

➤ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

➤ **Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = Ma_{ser} x / I_b < 0.6 * f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = (10.06 * 10^5 * 27.31) / 1474793.688$$

$$\sigma_{bc} = 18.63kg/cm^2 < \sigma_{bc} = 0.6 * 25 = 15MPa = 150kg/cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **Condition dans l'acier :**

D'après BAEL91 : La Fissuration non Préjudiciable :

$$\sigma_s' = \min [2/3f_e; 110\sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202MPa = 2020kg/cm^2$$

$$\sigma_s = 15Ma_{max} (d-x) / I = 15 * 10.06 * 10^5 * x (108 -$$

$$27.31) / 1474793.688 \sigma_s = 825.61kg/cm^2 < \sigma_s' = 2020kg/cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

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

$$\tau_u = \frac{Tu_{max}}{b_0 * d} = \frac{30.95 * 10^3}{72 * 100} = 4.30kg/cm^2$$

$$Tu = \frac{qu * lx}{2} = \frac{14.07 * 4.40}{2} = 30.95t$$

La Fissuration non Préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2f_{c28} / 1.5 ; 5 MPa] = 2.5MPa = 25 kg/cm^2$$

$$\tau_u = 4.30 kg/cm^2 < \bar{\tau}_u = 25 kg/cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

▪ **Calcul d'armature de peau : (BAEL .83)**

$$H > 2(h-f_e/2) \rightarrow H > 1.6 \text{ m}$$

$$A_{\text{peau}} > 3(2b+2H)$$

$$A_{\text{peau}} > 3(2 \cdot 0.4 + 2 \cdot 1.6) \rightarrow A_{\text{peau}} > 12 \text{ cm} \quad \text{On adopte 4T8}$$

▪ **Calcul de la section des armatures transversales :**

$$s_t < \min (h/35 ; b/10 ; \&)$$

Choix du diamètre : On a

$$s_t < \min (1200/35 ; 400/10 ; 20) = 20 \text{ mm} \quad \text{On prend : 1T8}$$

Espacement exigé par le RPA :

$$\text{En zone nodale : } s_t \leq \min (h/4 , 12\phi) = \min (120/4, 12 \times 1.4) = 16.80 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } s_t \leq h / 2 = 120 / 2 = 60 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

$s_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ En zone nodale.}$

$s_t = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ En zone courante}$

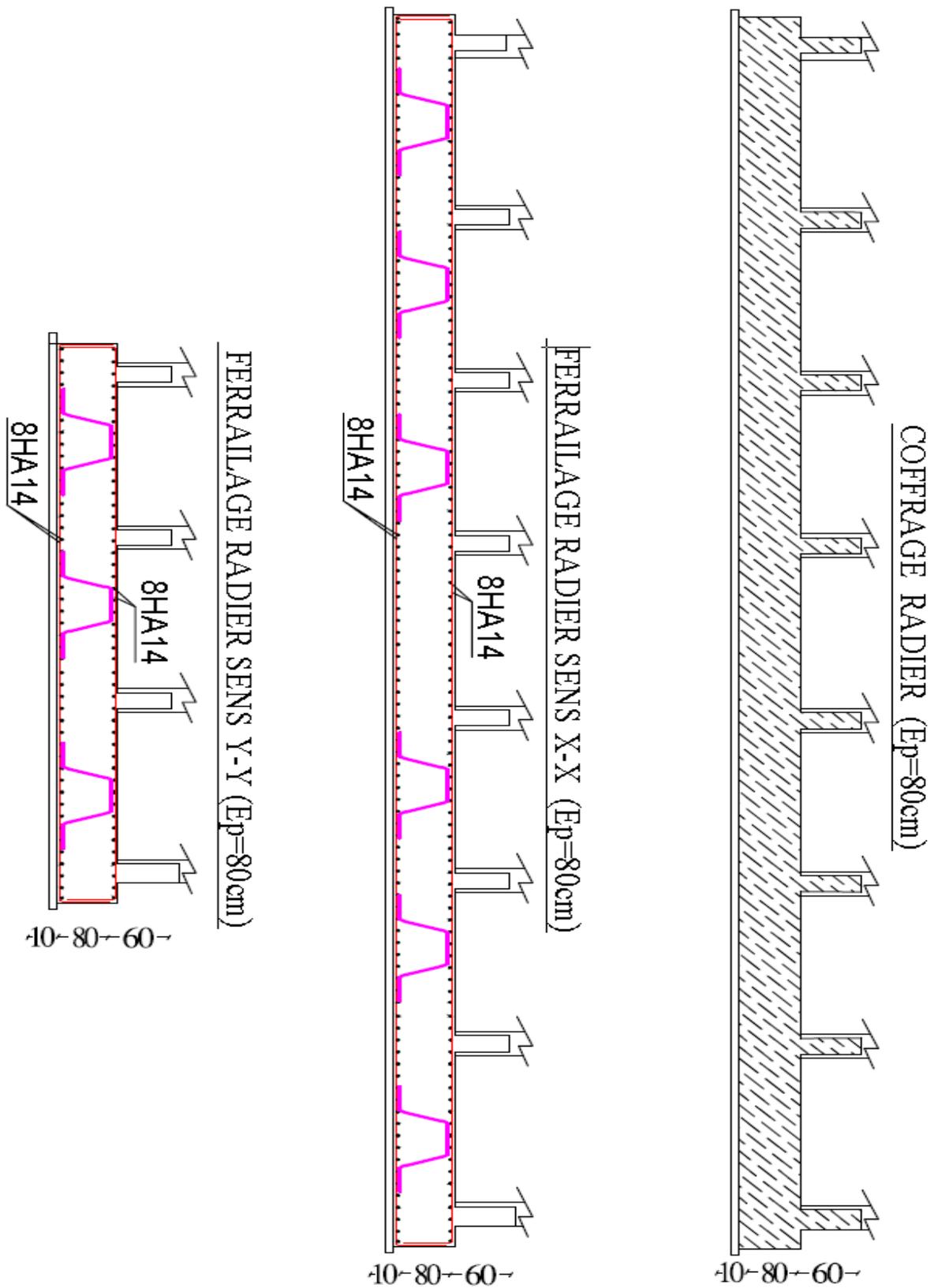


Figure X.5 : Schéma de ferrailage de radier général

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à ossature et contreventement mixte à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation.

- Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que les logiciels « Robot et autoCAD » lui mêmes.
- Par ailleurs, un pré dimensionnement suffisamment réfléchi facilite les étapes qui le suivent telle que l'analyse dynamique ; c'est l'une des principales conclusions avec laquelle nous sortant de ce travail.
- Nous avons approfondi nos connaissances en matière d'application des règlements et de certaines méthodes tel que : BAEL91 modifiées99, le CBA, RPA99 etc.
- le séisme peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui rend l'étude dynamique une étape primordiale dans les calculs des structures en béton armé. Le règlement RPA99 version 2003 nous a permis de bien s'adapter aux exigences apportées à chaque élément structural.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, il faut vérifier l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Cette structure possède une forme irrégulière en plan. Ce qui nous a causé des difficultés pour avoir une structure stable à cause de l'emplacement des voiles

- Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience, qui nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Ainsi, on arrive à la fin des travaux de fin d'études, qui est la résultante des longues années d'étude. Nous espérons que ce travail aura une double répercussion, la première c'est de nous servir comme élément de référence pour nous voire pour autre étudiants.

En second lieu, il servira certainement comme support pour nos futurs camarades qui seront intéressés par cette voie.



bibliographie

bibliographie



REGLEMENT :

-  Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
-  Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé
CBA93
-  Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91

LIVRE :

-  Béton armé - Guide de calcul Jacques Lamirault, Henri Renaud.
-  le béton armée aux états limites (Bachir Kebaili)

THESE :

-  Etude d'un bâtiment (R+6+SOUS SOL) a contreventement mixte a usage d'habitation et commerceUBMA
-  mémoire année précédenteUBMA

LOGICIELS :

-  ROBOT 2014..... Analyse des structures
-  RBOOT EXPERT 2010..... ferrailage
-  EXCEL 2007..... calcule
-  WORD 2007 traitement du texte
-  AUTO CAD 2015..... Dessin
-  power point 2010 présentation