

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



Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : construction civile et industrielle*

THEME

*Etude de la superstructure d'un bâtiment en (R+6)
à usage d'habitation.
Contreventé par voiles porteurs
avec le logiciel ETABS.*



Etudié par: Mme ALILECHE Yasmine

Dirigé par : Mr BENYAHIA K

Promotion 2022 /2023

REMERCIEMENTS

En premier lieu, ma reconnaissance et remerciement à Dieu, le tout puissant qui m'a donné la force, le courage et la volonté d'achever cette étude.

En second, mes chers parents de m'avoir aidé pour arriver au terme de ce travail.

Je tenais encore à remercier mon promoteur Mr BENYAHY pour son encadrement avec patience, ses conseils, son suivi qui m'a prodigué toute au long de la réalisation de ce mémoire.

Ainsi que tous mes enseignants, qui m'ont accompagné durant notre cursus universitaire et scolaire.

Je remercie aussi les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

yasmine



Je dédie cette thèse :

À Ma très chère mère qui a consacré sa vie sur moi, je te remercie maman pour ton soutien pour les sacrifices que tu as consentis pour mon instruction et mon bien être. Je te remercie pour tout le soutien et l'amour que tu m'as porté depuis mon enfance et j'espère que ta bénédiction m'accompagne toujours, et que dieu te garde pour moi.

À mon père malgré la distance entre nous mais ça n'empêche pas de suivre mes études et m'encourager tout le temps ;

À mon cher fils azouaou qui m'a accompagné tout au long de la réalisation de ce mémoire ;

À mon mari qui m'encourage ;

À mon tonton karim je lui dis merci pour tout le soutien et le suivi que tu m'as offert depuis mon enfance ;

À toute ma famille en particulier ma famille maternelle qui m'a élevé ;

à mes amis dahbia, houria, sarah, amel, lounes, mohand et lyly.

yasmine

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage.....1-11

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments.....12-33

Chapitre III : calcul des éléments non structuraux

III.1.Acrotère34-43

III.2.Plancher44-66

III.3.Escalier67-86

III.4.Poutre palière87-97

III.5.Balcon98-105

III.6.Dalle salle machine106-116

Chapitre IV : vérification des exigences du RPA99 modifiée 2003...117-132

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.1.Ferrailage de poteaux.....134-147

V.2.Ferrailage des poutres.....148-158

V.3.ferrailage des voiles.....159-169

Conclusion générale

Bibliographie

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le Génie Civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol, et aussi un ensemble des techniques de constructions civiles. Il intervient dans la structure, la géotechnique, l'hydraulique, le transport et l'environnement.

Le génie civil représente. Les ingénieurs civils ou ingénieurs en génie civil qui s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Si un chantier avance, c'est grâce à l'ingénieur BTP (bâtiment et des travaux publics). Un intitulé de métier qui recouvre plusieurs réalités. Phase délicate, la préparation d'un chantier est confiée à l'ingénieur des méthodes. Aucun aspect ne lui échappe. Équipes, matériels et matériaux : il faut tout prévoir. Ensuite, l'ingénieur de travaux, secondé par le conducteur de travaux, assure la bonne marche du chantier. Il dirige les ouvriers, veille au respect du budget et des délais.

Le Bâtiment désigne l'ensemble des ingénieries et techniques ainsi que tous les corps de métiers nécessaires à la construction, la réhabilitation, ou la rénovation d'un ouvrage bâti destiné à l'habitation ou aux activités tertiaires et industrielles.

Notre projet d'étude consiste à étudier une superstructure d'un bâtiment R+6 à usage d'habitations, contreventé par voiles porteurs.

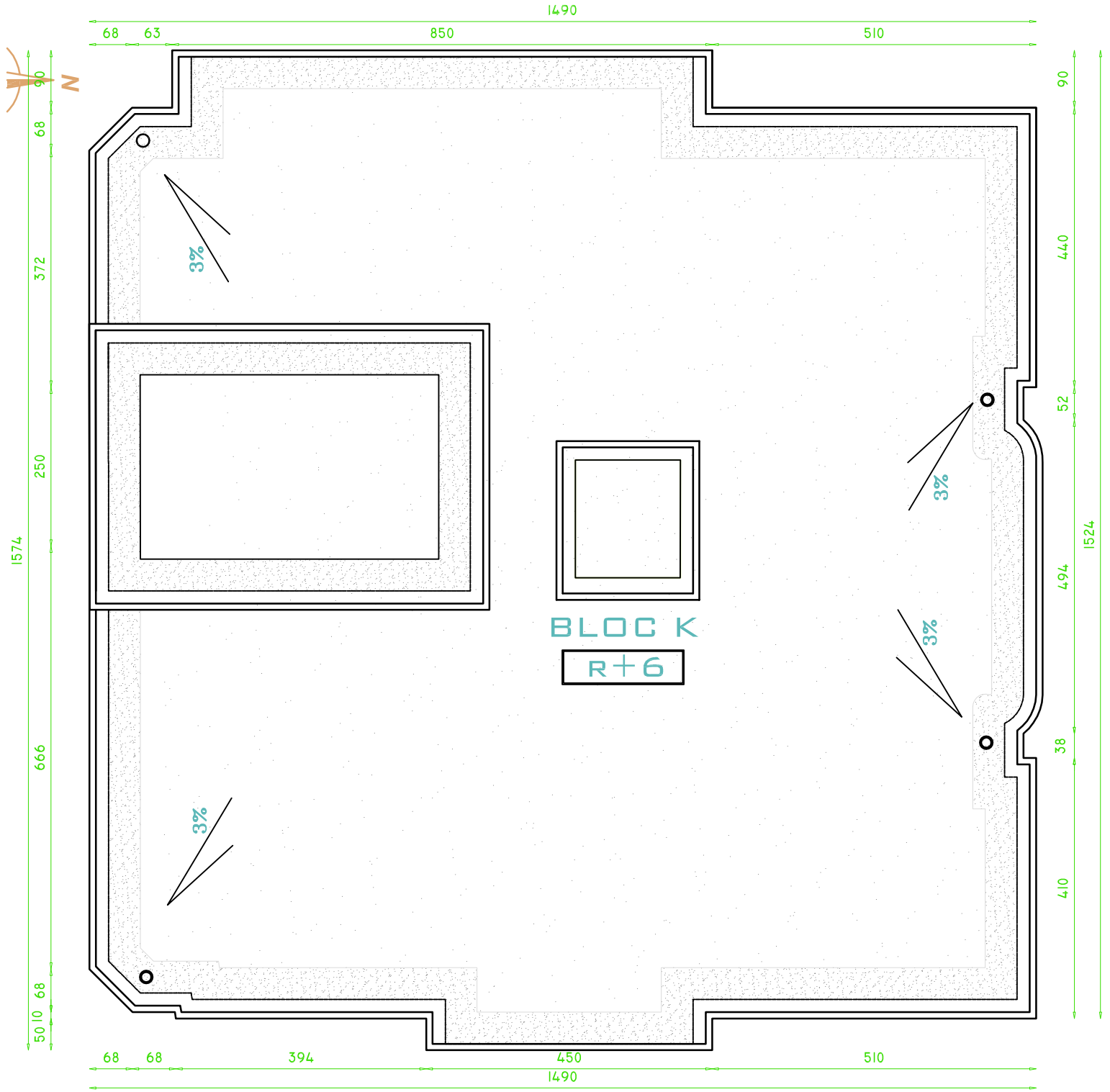
Pour se faire on a établi un plan de travail contenant deux parties principales :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage et les matériaux notamment le béton et l'acier. Puis nous procéderons au pré dimensionnement des éléments. Enfin, on effectue un calcul statique qui nous permis de définir les ferrailages des différents éléments secondaires (planchers, escaliers...).

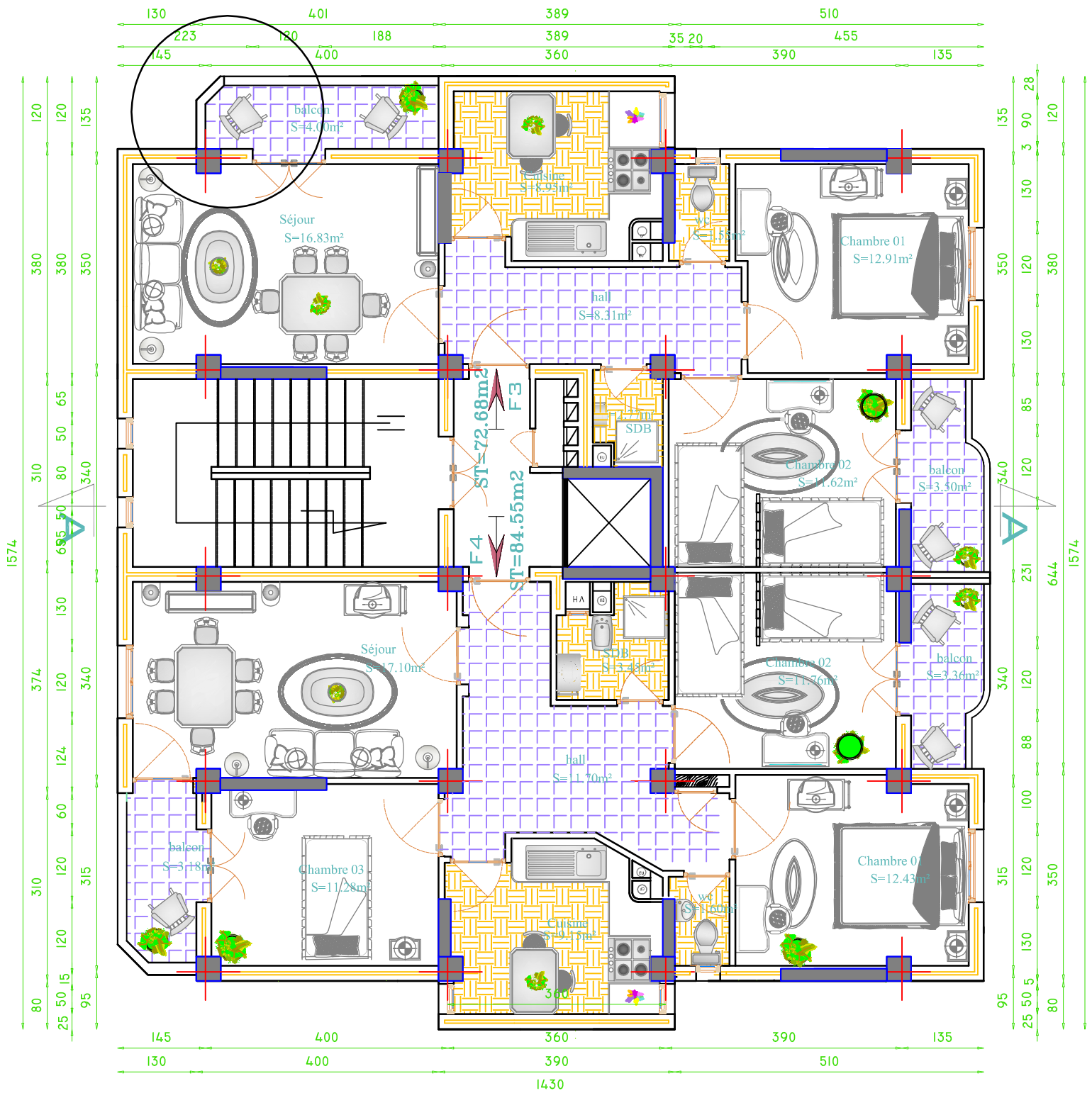
La deuxième partie aura pour objectifs la détermination des ferrailages des éléments principaux, pour y arriver nous effectuerons d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle à l'aide d'un logiciel de calcul (**ETABS**) qui nous permettra de procéder aux vérifications des différentes sollicitations dans les éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles).



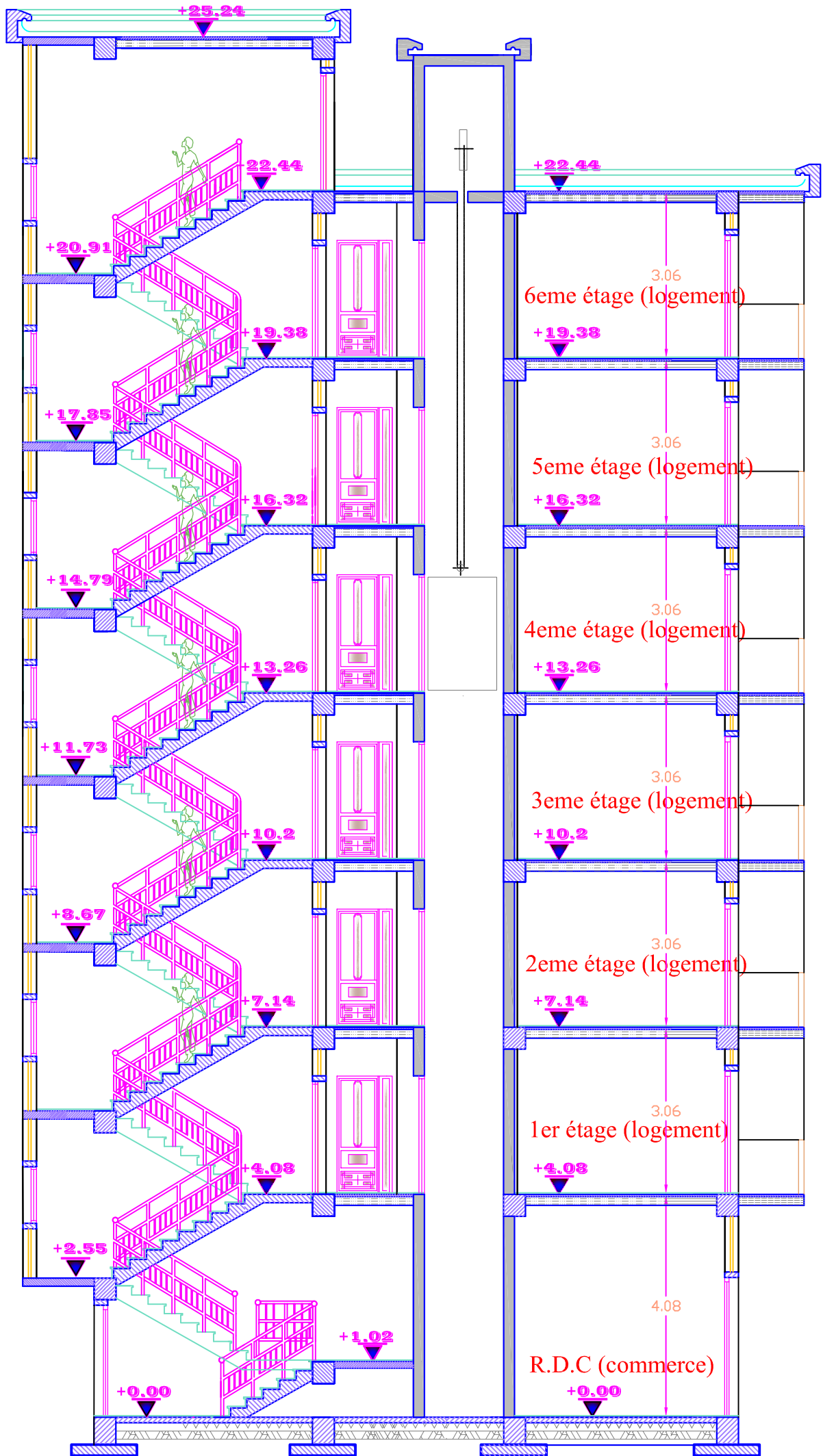
FACADE OUEST

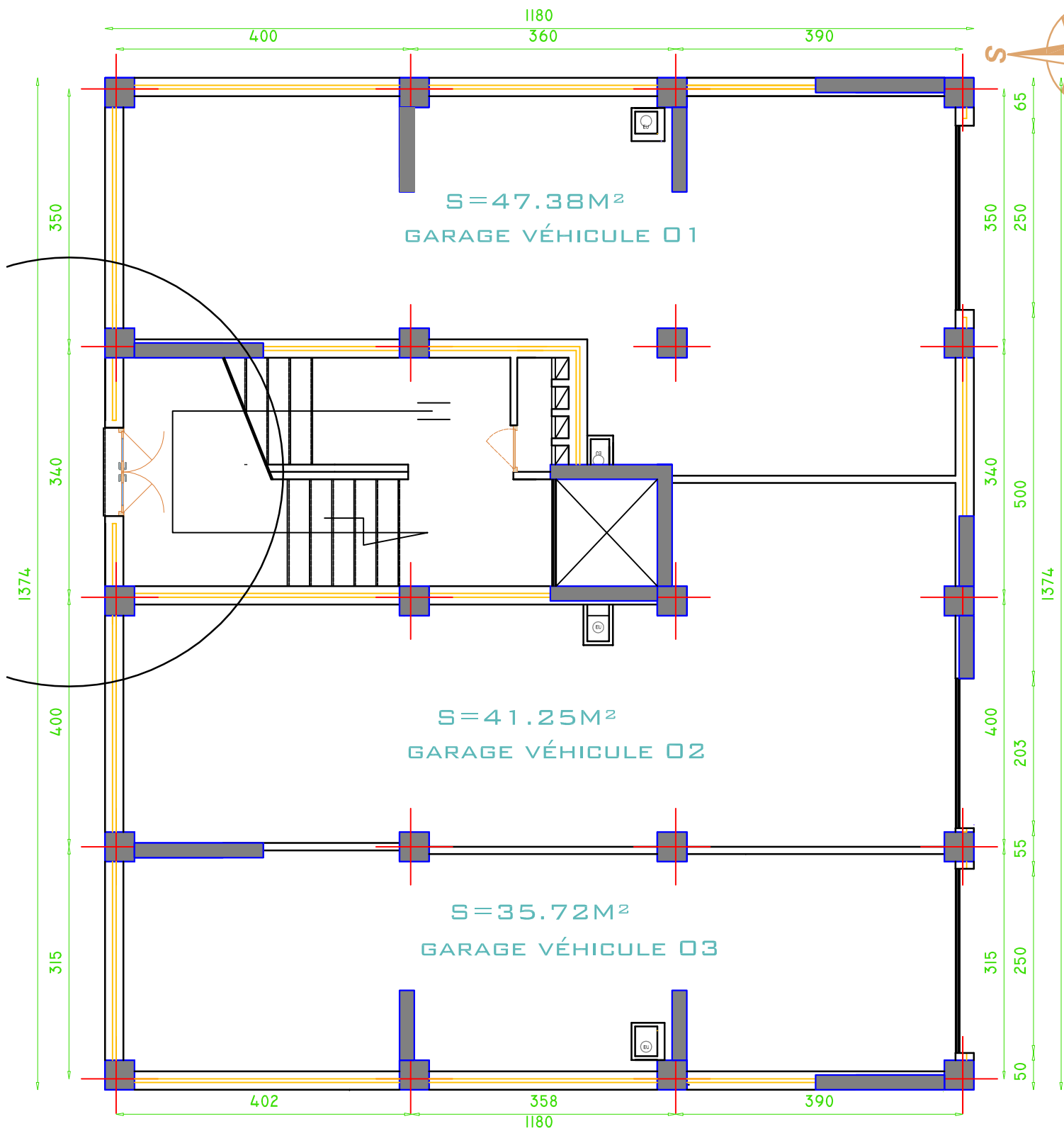
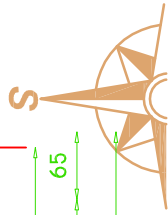


TERRASSE



ETAGE COURANT





R.D.CH

CHAPITRE I : PRESENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Introduction :

L'objectif de ce premier chapitre est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques géométriques et mécaniques des matériaux utilisés, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

I.1. Présentation et description de l'ouvrage :

Le projet étudié est une superstructure d'un bâtiment R+6 à usage d'habitations, contreventé par voiles porteurs, situé dans la wilaya de TIZI-OUZOU classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA version 2003) comme zone de sismicité moyenne (zone IIa).

Notre structure comporte :

- rez-de-chaussée (RDC);
- 6 étages à usages d'habitation ;
- 2 terrasses (accessible et inaccessible) ;
- Une cage d'escalier ;
- Une cage d'ascenseur.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

La conception architecturale est tenue d'être respectée par l'ingénieur en génie Civil, qui doit prendre en considération les caractéristiques géométriques de cet ouvrage. Les dimensions de ce dernier sont comme suit :

- La hauteur totale du bâtiment :.....25,24m.
- RDC :**
- Longueur :.....13,74m
 - Largeur :.....11,8 m.
 - Hauteur:.....4,08 m.
- Etage courant :**
- Longueur :.....15,79m.
 - Largeur :.....14,3m.
 - Hauteur :..... 3,06m

I.3. Les caractéristiques du sol d'assise :

Par manque de dossier géotechnique, on ne peut pas avoir les caractéristiques du sol d'assise.

I.4. Les éléments de l'ouvrage :

a) L'ossature :

Cette tour est en ossature mixte composée de portiques transversaux et longitudinaux et un ensemble de voiles.

- **Voiles** : Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.
- **Portiques** : Ils sont en béton armé, constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et les surcharges verticales.

b) Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment, et pour fonction d'assurer la résistance mécanique et l'isolation thermique et acoustique des différents étages. Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- **Plancher en corps creux** porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
- **Plancher en dalle pleine** coulée sur place, pour les balcons, la cage d'ascenseur et la cage d'escalier.

c) Le remplissage (maçonnerie) :

Les maçonneries sont constituées de deux types de murs à simple et à doubles cloisons.

- Les murs extérieurs : ils seront réalisés en doubles cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs de séparation intérieure : ils seront réalisés en simples cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

d) Les escaliers :

C'est un élément de construction qui permet de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. Notre bâtiment est composé d'une seule cage d'escalier qui relie tout les différents étages et deux types d'escaliers :

- Le premier type comporte trois volées avec deux paliers intermédiaires.
- Le deuxième type comporte deux volées avec un seul palier de repos.

e) La cage d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie. Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur qui est réalisée en voiles, coulées sur place.

f) Les revêtements :

Les revêtements seront comme suit :

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

g) les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place.

h) Balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

i) Acrotère :

C'est un élément secondaire de la structure, c'est un petit mur en béton armé dont la hauteur est de 60cm qui va se greffer à la périphérie de la terrasse.

l) système de coffrage :

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

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent satisfaire les règles parasismiques algériennes (RPA version 2003) ainsi que les règles du béton armé aux états limites (BAEL 99).

a) Béton :

Le béton est un matériau de construction composé :

D'un mélange granulaire de sable et graviers qui sont liés par une pâte de ciment.

Le béton est un matériau de construction le plus utilisé au monde, ce dernier possède les qualités suivantes :

- La résistance mécanique, essentiellement résistant à la compression ;
- La résistance aux agents agressifs (eau de mer, acides...) ;
- Sa mise en œuvre est aisée et ne nécessite que l'utilisation d'une main-d'œuvre.

Résistance caractéristique du béton :

On définit deux types de résistance :

➤ Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours. Elle est mesurée à partir des essais de compression axiale de cylindres droits, d'une hauteur double de leur diamètre ($d=16$; $h=32\text{cm}$).

Lorsqu'une sollicitation s'exerce sur un béton dont l'âge de (j) jours inférieur ou égale à 28 jours ($j \leq 28\text{jours}$), sa résistance caractéristique à la compression est définie par les formules données par le **BAEL 91 R 99, (A.2.1, 11)**.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \text{ pour } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \text{ pour } f_{cj} > 40 \text{ MPa}$$

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

➤ La Résistance caractéristique à la traction :

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{pour} \quad f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91 R 99, A.2.1, 12}).$$

Dans notre cas : $f_{t28} = 0.6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa}$

➤ **Module de déformation longitudinale du béton :**

Selon la durée des sollicitations, on distingue deux types de modules :

▪ **Le Module de déformation longitudinale instantanée de béton :**

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \quad \text{en (MPa)}. \quad \text{[BAEL 91R 99, A.2.1, 21]}$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa on aura : $E_{ij} = 32164,195$ MPa

▪ **Le Module de déformation longitudinale différée du béton :**

Pour les charges de longue durée d'application, et afin de tenir compte de l'effet de fluage et du retrait du béton, on prend un module égal à :

$$E_{vj} = 3700 \cdot f_{cj}^{1/3} \quad \text{en (MPa)}. \quad \text{[BAEL 91R 99, A.2.1, 22]}$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa on aura : $E_{ij} = 10818,86$ MPa

➤ **Module de déformation transversale du béton :**

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

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{[BAEL 91modifié 99, A.2.1, 3]}$$

Avec : E : module de Young

$$\nu = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}}$$

Coefficient de poisson

$\nu = 0,2$ pour le calcul de sollicitations à l'ELU.

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

➤ **Contraintes limites :**

- **Contraintes limites ultime à la compression :**

Elle correspond à la perte d'équilibre statique, à la perte de stabilité de forme et surtout à la perte de résistance mécanique, qui conduise à la ruine de l'ouvrage.

Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{en MPa} \quad (\text{BAEL 91 R 99, A.4.3, 41})$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'action

- $\theta = 1$: si la durée d'application est **t > 24heures**
- $\theta = 0.9$: si la durée d'application est **1heure ≤ t ≤ 24heures**
- $\theta = 0.85$: si la durée d'application est **t ≤ 1heure**
- γ_b : Coefficient de sécurité
- $\gamma_b = 1.5 \rightarrow$ *situation courante*;
- $\gamma_b = 1.15 \rightarrow$ *situation accidentelle*;
- Pour $\gamma_b = 1,50$ et $\theta = 1$, on aura $\sigma_{bc} = 14,2$ MPa.
- Pour $\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 1$, on aura $\sigma_{bc} = 18,48$ MPa.

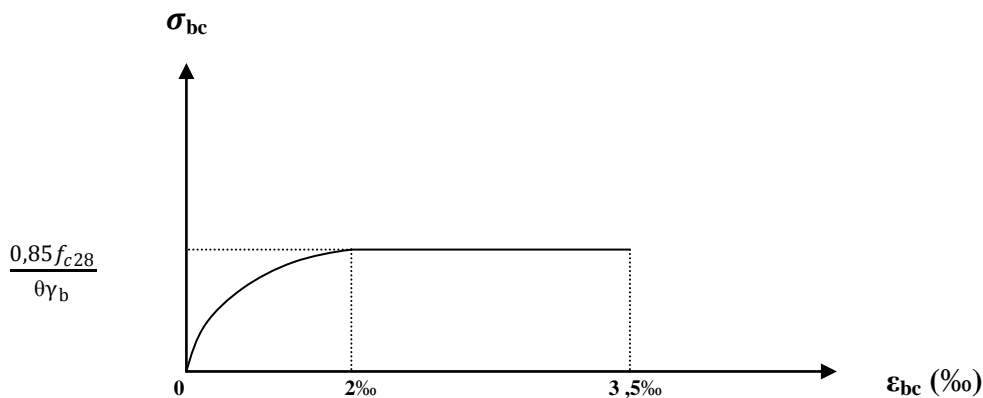


Figure I.1 : diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU

- $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ Compression pure (les déformations du béton sont limitées à 2‰).
- $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ Compression avec flexion (les déformations du béton sont limitées à 3,5‰).

▪ La contrainte limite de Service à la compression :

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad (\text{BAEL 91 R 99, A.4.5, 2})$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à l'ELS à j=28 jour

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

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

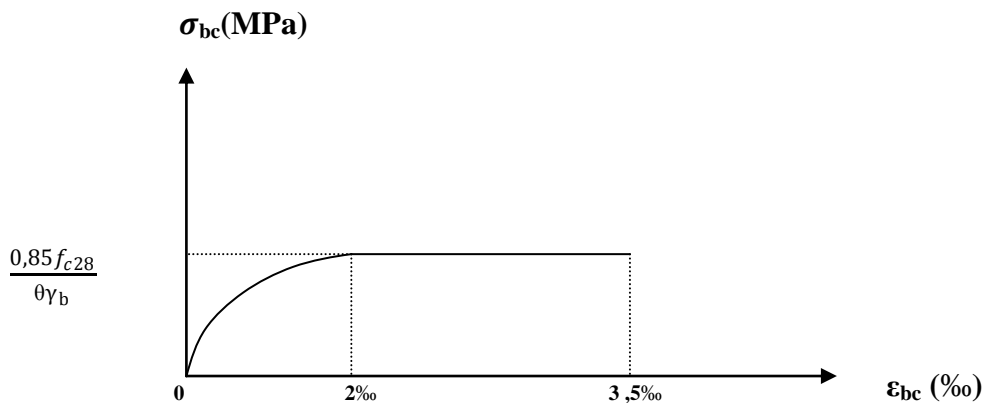


Figure I.2 : diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS

➤ La contrainte limite de cisaillement à l'ELU:

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 d} \quad (\text{BAEL 91 R 99, A.5.1, 1})$$

Avec: v_u : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée à (L'E.L.U)

b_0 : largeur de l'âme.

d : hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (BAEL 91 R 99, A.5.1, 211)

• Pour une fissuration peu nuisible :

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

• Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

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

b) Acier :

➤ **définition :**

Ils sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal. Ils se distinguent par leur nuance et leur état de surface, on utilisera deux types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]
Acier en barres	Haute adhérence FeE400	H A	400	1,6	1,5	400	10%
Aciers en Treillis	Treillis soudé(TS) TL 520($\Phi < 6$)	T S	520	1,3	1	520	8%

Tableau I-1 : Caractéristiques mécaniques des aciers.

➤ **Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ N/mm} \quad (\text{BAEL 91 R 99, A.2.2, 1})$$

➤ Contraintes limites :

❖ **Contrainte limite ultime à l'ELU :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{BAEL 91 R 99, A.4.3 ,2}$$

Avec :

f_e : Limite d'élasticité des aciers utilisés [MPa]

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1.15 \rightarrow$ situation courante

$\gamma_s = 1.00 \rightarrow$ situation accidentelle

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ Pour feE400 en situation courante

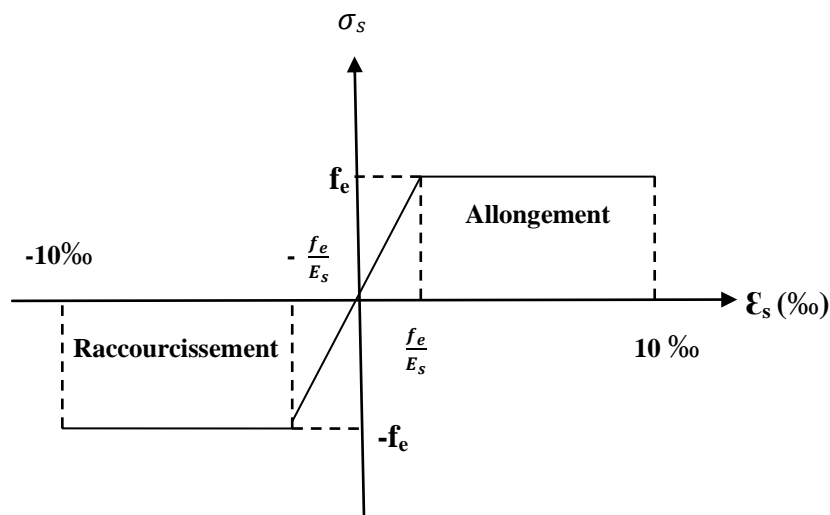


Figure I.3 : Diagramme de contrainte déformation de l'acier.
Selon (BAEL 91 R 99, A.2.2, 2)

❖ Contrainte limite de service à l'ELS :

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- **Fissuration peu préjudiciable : (BAEL91 R 99, A.4.5, 32)**
Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation).
- **Fissuration préjudiciable : (BAEL91 R 99, A.4.5, 33)**
Lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries, Il faut vérifier que :
$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \text{ MPa.}$$
- **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 R 99, A.4.5.34)**
Lorsque les éléments sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité, on observe la règle suivante : $\sigma_s = \min [0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}]$
Avec :
 f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton [MPa].
 η : Coefficient de fissuration.
 - $\eta = 1,6$ pour les aciers HA de diamètre $\geq 6\text{mm}$.
 - $\eta = 1,3$ pour les aciers HA de diamètre $< 6\text{mm}$.
 - $\eta = 1,0$ pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.

Protection des armatures : (BAEL91 R 99, A.7.1)

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, et que l'adhérence soit parfaite, on doit adopter un enrobage (c) des armatures conforme aux prescriptions suivantes :

- $c \geq 5$ cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards, ainsi que ceux qui exposés aux atmosphères très agressives.
- $c \geq 3$ cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et les éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $c \geq 1$ cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos.

- Les règlements utilisés :

Les règles utilisées sont :

- Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 révisées 99).
- Règlements Parasismiques Algériennes (RPA VERSION 2003).
- Documents Technique Règlementaires (DTR-BC-22) : Les charges et les surcharges d'exploitation.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé (CBA 93).

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure tels que les planchers (dalle en corps creux, dalle pleine), poutres (secondaires et principales), voiles et poteaux.

II.1 Pré dimensionnement des planchers :

Dans cet ouvrage existe deux types de planchers :

- Plancher en corps creux en parties courantes, composés de corps creux, treillis soudé, dalle de compression, et poutrelles.
- Dalle pleine pour les balcons et le hall d'ascenseur.

■ Plancher en corps creux :

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher, disposées suivant la plus petite portée.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

Son rôle principal est de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure (voiles, murs, poteaux, poutres) et d'assurer la protection et le confort aux occupants.

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{BAEL 91 R 99, B.6.8, 424})$$

Avec : h_t : hauteur du plancher

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

Le RPA version 2003 exige pour les poteaux : $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$ en zone IIa.

On prend : $b=h=25\text{ cm}$

Dans notre cas : $L=400-25=375\text{ cm}$

$$h_t = \frac{375}{22,5} = 16,66\text{ cm} \quad \text{soit : } h_t = 20\text{ cm}$$

On prend un plancher à corps creux de 20 cm, d'épaisseur (16+4) avec :

- Epaisseur du corps creux = 16 cm
- Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm

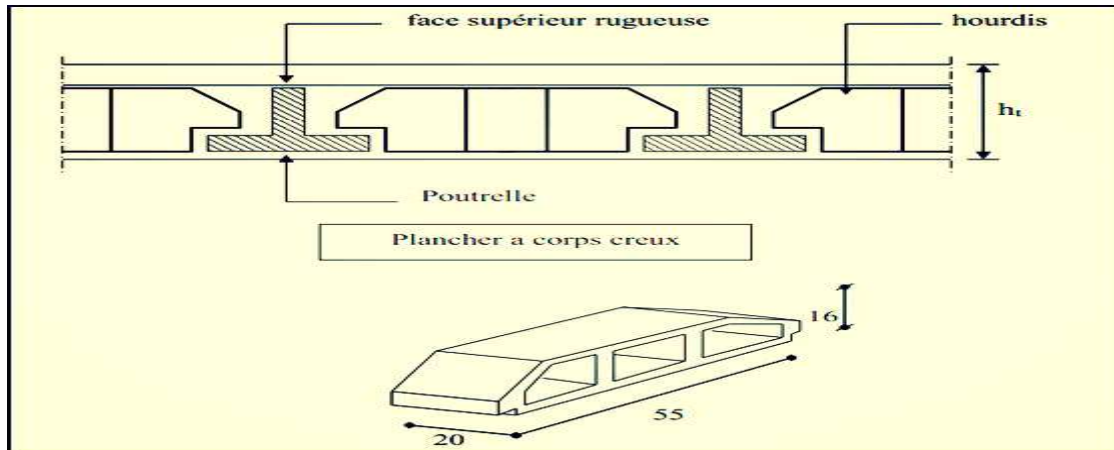


Figure II.1 : coupe transversale d'un plancher en corps creux (16+4)

- **planchers en dalle pleine :**

Les planchers en dalle pleine sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres éléments.

Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portées ainsi que les conditions imposées par :

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

➤ **Condition de résistance à la flexion :**

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

Avec :

e : épaisseur de la dalle

L_0 = portée libre du balcon.

On a deux cas :

$$L_0 = 135 \text{ cm. Donc } e \geq \frac{135}{10} \rightarrow e \geq 13,5 \text{ cm.}$$

$$L_0 = 145 \text{ cm. Donc } e \geq \frac{145}{10} \rightarrow e \geq 14,5 \text{ cm.}$$

On adoptera une épaisseur de $e=15\text{cm}$.

➤ **Résistance au feu :**

$$e_p \geq 11 \text{ cm} \dots\dots\dots 2 \text{ heures coupe-feu.}$$

Il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres...) soit au moins deux heures, alors on opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures donc on a : $e_p = 15 \text{ cm}$

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

➤ **Isolation acoustique :**

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

$$L = 13,3 \log(10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2.$$

$$L = 15 \log(M) + 9 \quad \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2.$$

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est nécessaire d'avoir une masse surfacique minimale de 350 kg/m².

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \cdot e \geq 350 \text{ Kg/m}^2$$

$$e \geq \frac{350}{\rho_{\text{béton}}}$$

$$\rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ daN/m}^3$$

$$e \geq \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m}$$

On adoptera une épaisseur de $e = 15 \text{ cm}$.

Conclusion :

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

II.2 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulés sur place, chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

On distingue deux types de poutres :

- les poutres principales qui constituent les éléments porteurs.
- les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Hauteur h_t : $\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$
- Largeur b : $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$

Avec :

- h_t : hauteur de la poutre.
- L_{max} : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.
- b : largeur de la poutre.

Par ailleurs **RPA version 2003 (art 7.5.1)**, Les poutres doivent respecter les conditions ci- après :

- $b \geq 20$ cm
- $h_t \geq 30$ cm
- $\frac{h_t}{b} \leq 4$

a) Poutres principales :

Ce sont des poutres porteuses, disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Hauteur h_t :

$$L_{max}=400-25=375 \text{ cm}$$

$$\frac{375}{15} \leq h_t \leq \frac{375}{10}$$

$$25 \leq h_t \leq 37,5$$

On prend : $h_t=35$ cm.

Largeur b :

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

$$14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend : $b=25 \text{ cm}$.

Vérifications relatives aux exigences du RPA version 2003 (art 7.5.1)

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $25 \geq 20 \text{ cm}$ condition Vérifiée
- $h_t \geq 30 \text{ cm}$ $35 \geq 30 \text{ cm}$ condition Vérifiée
- $\frac{h_t}{b} \leq 4$ $\frac{35}{25} = 1,4 \leq 4$ condition Vérifiée.

b) Poutres secondaires:

Elles sont parallèles aux poutrelles.

Hauteur h_t :

$$L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

$$\frac{375}{15} \leq h_t \leq \frac{375}{10}$$

$$25 \leq h_t \leq 37,5 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 35 \text{ cm}$.

Largeur b :

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

$$14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend $b=25 \text{ cm}$

Vérifications relatives aux exigences du RPA version 2003 (art 7.5.1)

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $25 \geq 20 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- $h_t \geq 30 \text{ cm}$ $35 \geq 30 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- $\frac{h_t}{b} \leq 4$ $\frac{35}{25} = 1,4 \leq 4$ condition Vérifiée.

➤ **Conclusion :**

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptées pour les poutres seront comme suit :

Poutre principale : 25 x 35 cm².

Poutre secondaire : 25 x 35 cm².

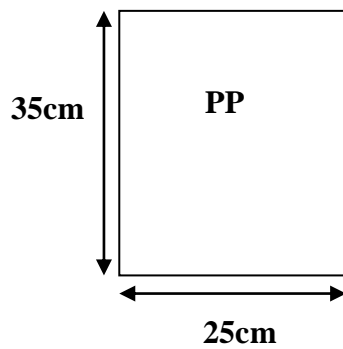


Figure II.2 : section des poutres principales.

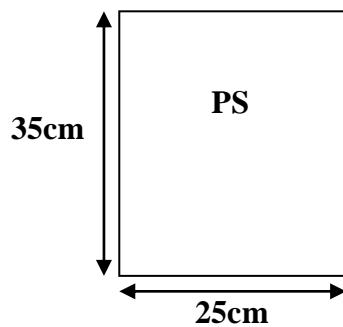


Figure II.3 : section des poutres secondaires.

II.3. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part, à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales (séisme, vent, poussée des terres) et d'autre part, à reprendre une partie des charges verticales et les transmettre aux fondations.

D'après le **RPA version 2003 (art 7.7.1)**, les voiles doivent satisfaire la condition suivante:

$$L \geq 4e$$

Avec : **L** et **e** respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

a) l'épaisseur :

D'après l'article **7.7.1 RPA version 2003**, l'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités, et elle doit être au minimum égale à 15 cm.

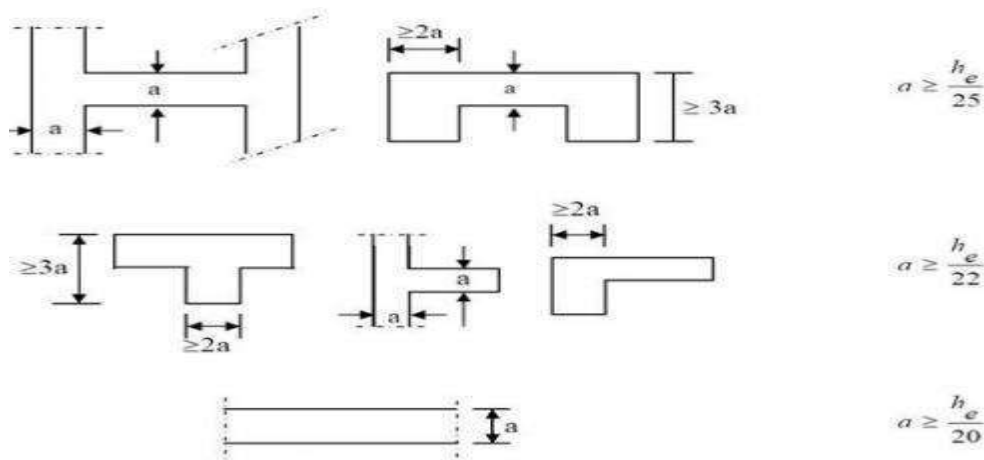


Figure II.4 : épaisseur des voiles

Avec :

L_{min} : la portée min des voiles.

a : épaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage.

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

Dans notre projet, le cas le plus défavorable est : $a \geq \frac{h_e}{22}$

Avec :

$$h_e = h - e_{\text{plancher}}$$

h : hauteur de l'étage.

e_{plancher} : épaisseur du plancher = 20 cm.

❖ **Pour RDC :**

$$h = 408 \text{ cm}$$

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$a = \frac{h_e}{22} = \frac{388}{22} = 17,64 \text{ cm.}$$

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

❖ **Pour l'étage courant :**

$$h = 306 \text{ cm}$$

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

$$a \geq \frac{286}{22} = 13 \text{ cm}$$

On opte pour des voiles d'épaisseur : $a = 15 \text{ cm}$

❖ **Conclusion :**

$$a \geq (15; 20) \text{ cm.}$$

Donc on opte pour une épaisseur des voiles : **$a = 20 \text{ cm}$** .

b) Longueur minimal du voile: (vérification RPA Art 7.7.1)

Un élément est considéré comme étant voile si la condition suivante est satisfaite :

$$L_{\min} \geq 4a \quad \text{avec :} \quad L_{\min} : \text{portée minimale des voiles.}$$

$$\text{On a :} \quad L_{\min} \geq 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

$$L_{\min} \geq 80 \text{ cm}$$

Tous les voiles doivent donc avoir une longueur au moins égale à 80cm.

II.4. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations tous les efforts Provenant de la superstructure, le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS en compression simple, en considérant un effort N_s qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité, cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{0,6f_{c28}} \quad (\text{Art.7.4.3.1 RPA version 2003})$$

Avec :

$$N_s = G + Q$$

N_s : Effort normal revenant au poteau considéré.

S : section transversale du poteau

G : charge permanente

Q : surcharge d'exploitation.

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

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

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

Pour (zone IIa), on a :

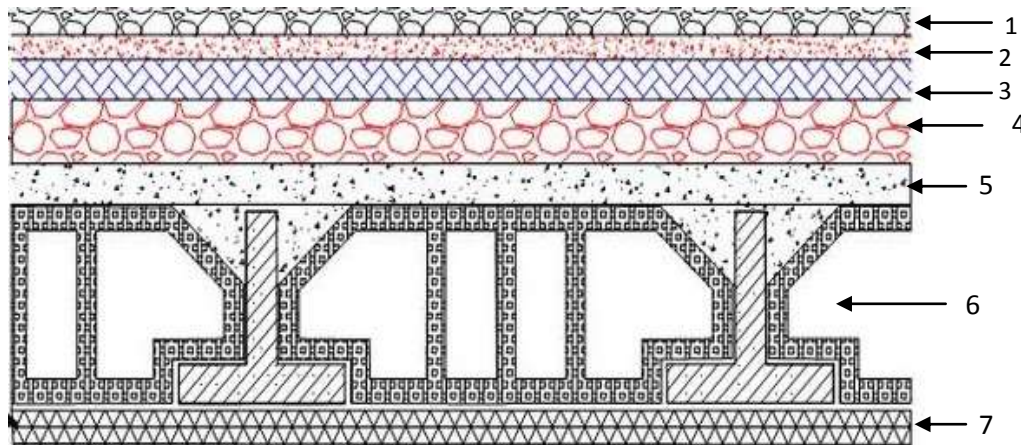
- **Min (b,h) \geq 25 cm**
- **Min (b,h) $\geq \frac{h_e}{20}$**
- **$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$**

a) Détermination des charges et surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont donnés par le DTR B.C.2.2, pour les surcharges d'exploitation.

❖ Les charges permanentes (G) :

➤ Plancher terrasse inaccessible en corps creux :



II.5. Coupe verticale d'un plancher terrasse inaccessible

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	référence	Charges G (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0,05	20	VI.C.5, G	1
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	VI.C.5, G	0,12
3	Forme de pente en béton	0,07	22	VI.B. Béton non armé	1,54
4	Isolation thermique (liège)	0,04	4	VI.B. Bloc en Liège	0,16
5	Feuille de polyane	0,01	1	/	0,01
6	Plancher en corps creux	0,20	/	VI.C.3, E	2,8
7	Enduit en plâtre	0,02	10	VI.C.2.1	0,2
Charge permanente G =					5,83

Tableau II-1 : Charges permanentes (G) revenant au plancher terrasse inaccessible.

➤ **Plancher terrasse accessible en corps creux :**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	référence	Charges G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	VI.C.5, G	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	VI.C.4, D	0,4
3	Étanchéité multicouche	0,02	6	VI.C.5, G	0,12
4	Forme de pente en béton	0,07	22	VI.B. Béton non Armé	1,54
5	Feuille de polyane	0,01	1	/	0,01
6	Isolation thermique (liège)	0,04	4	VI.B. Bloc en Liège	0,16
7	Feuille de polyane	0,01	1	/	0,01
8	Plancher en corps creux	0,20	/	VI.C.3, E	2,8
9	Enduit en plâtre	0,02	10	VI.C.2.1	0,2
Charge permanente G =					5,64

Tableau II-2 : Charges permanentes (G) revenant au plancher terrasse accessible.

➤ Plancher d'étage courant :

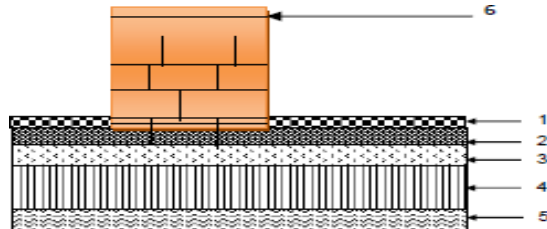


Figure II.6. Coupe verticale d'un plancher étage courant à corps creux.

N°	Designation	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	référence	Charges G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	VI.C.4,D	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	VI.C.4,D	0,4
3	Couche de sable	0,03	18	VI.A	0,54
4	Plancher en corps creux	0,20	/	VI.C.3,E	2,8
5	Enduit en plâtre	0,02	10	VI.C.2.1	0,2
6	Cloison en brique creuse (cloisons de séparation)	0,10	9	VI.C.1.1,B	0,90
Charge Permanente G =					5.24

Tableau II-3 : Charges permanentes (G) revenant au plancher d'étage courant.

➤ Maçonnerie :

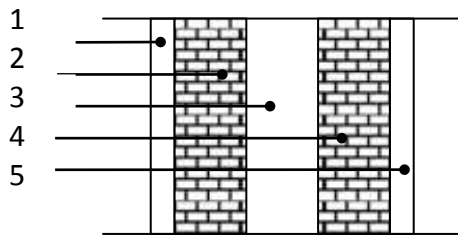


Figure II.8. Coupe vertical d'un mur extérieur

❖ Murs extérieurs :

N°	Designation	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Références	Charges G (KN / m2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	VI.C.2.2	0,36
2	Briques creuses	0,10	9	VI.C.1.1,B	0.9
3	Lame d'air	0,05	/	/	/
4	Briques creuses	0,10	9	VI.C.1.1,B	0.9
5	Enduit en plâtre	0,02	10	VI.C.2.1	0.2
Charge Permanente G =					2,36

Tableau II.4. Charges permanentes (G) revenant aux murs extérieurs

NB : la charge qui revient au mur extérieur est répartie par mètre carré de la surface verticale, alors pour la rendre en mètre linéaire on la multiplie par la hauteur.

- Pour le plancher RDC : $G=2,36 \times (4,08 - 0,35) = 8,8$ KN/ml
- Pour le plancher étage courant : $G=2,36 \times (3,06 - 0,35) = 6,4$ KN/ml

- Escalier :
- La charge permanente de la volée :

N°	élément	épaisseur	Poids volumique (KN/m ³)	Référence DTR BC.2.2	Charges (KN /m ²)
01	Revêtement en carrelage	0,02	20	VI.C.4, D	0,4
02	Chape en mortier de pose	0,02	20	VI.C.4, A	0,4
03	Couche de sable	0,02	18	VI.A	0,36
04	Poids propre des marches	$\frac{1 \times 0,17}{2}$	25	VI.C.3, A	2,125
05	Poids propre de la paille	$\frac{1 \times 0,2}{\cos 31,96}$	25	VI.C.3, A	5,89
06	Enduit en ciment	0,02	18	VI.C.2.2	0,36
07	Poids propre du garde-corps	/	/	VI.7.8	0,2
Charge permanente :					9,738

Tableau II.5 : charges permanentes (G) revenant à la volée.

❖ Les surcharges d'exploitation (Q):

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR BC.2.2 comme suit :

Element	Surcharges [KN/m ²]
Plancher terrasse accessible	1,5
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1,5
Plancher RDC	5
Plancher balcons	3,5
Escalier	2,5
Acrotère	1

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

b) Descente de charges :

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure, depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations d'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile).

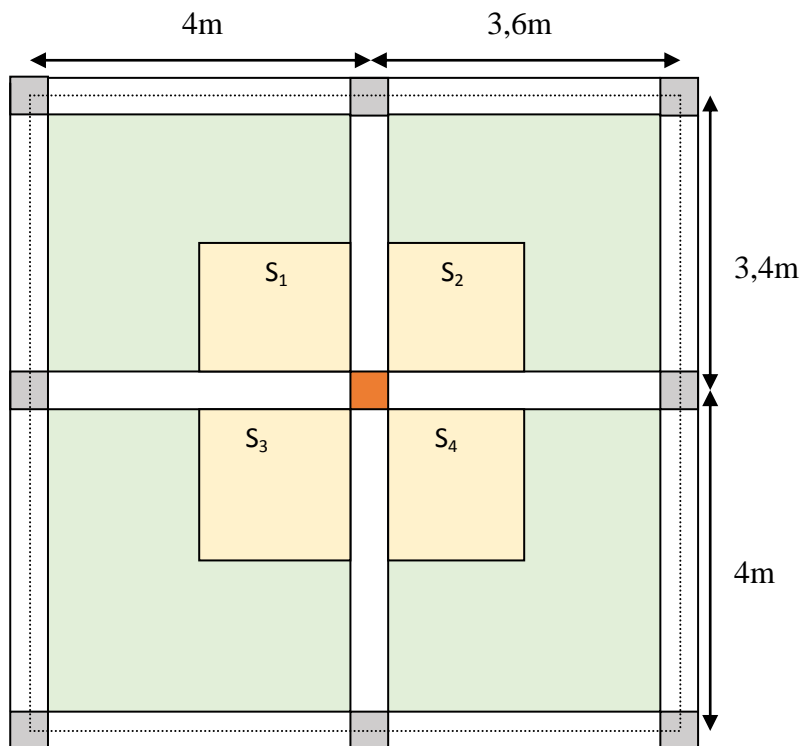


Figure II.7 : le poteau le plus sollicité

❖ Surface d'influence :

C'est la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité.

❖ Dans notre cas on a :

$$(4-0,25)/2 = 1,875\text{m}$$

$$(3,6-0,25) / 2 = 1,675\text{m}$$

$$(3,4-0,25) / 2 = 1,575\text{m}$$

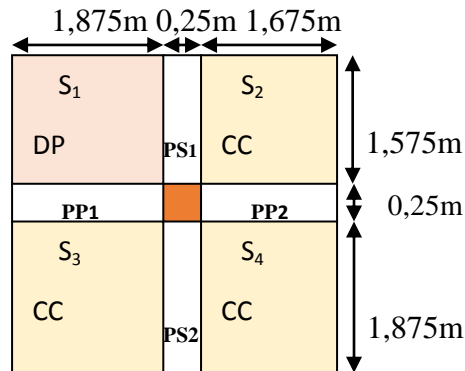


Figure II.8 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité.

$$S_G = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 1,875 \times 1,575 = 2,95 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,675 \times 1,575 = 2,64 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1,875 \times 1,875 = 3,52 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1,675 \times 1,875 = 3,14 \text{ m}^2$$

La surface (nette) d'influence du poteau le plus sollicité est : $S_G = 12,25 \text{ m}^2$

La surface brute : $S_{Gb} = 3,8 \times 3,7 = 14,06 \text{ m}^2$.

❖ Poids revenant à chaque plancher :

Poids du plancher : $P = G \times S_G$

- Plancher du terrasse inaccessible : $P = G_{cc} \times S_1 = 5,83 \times 2,95 = 17,2 \text{ KN}$

- Plancher du terrasse accessible : $P = G_{volée} \times S_1 + G_{cc} \times (S_2 + S_3 + S_4)$

$$P = 9,738 \times 2,95 + 5,64 \times (2,64 + 3,52 + 3,14) = 81,18 \text{ KN}$$

- Plancher d'étage courant : $P = G_{volée} \times S_1 + G_{cc} \times (S_2 + S_3 + S_4)$

$$P = 9,738 \times 2,95 + 5,24 \times (2,64 + 3,52 + 3,14) = 77,46 \text{ KN}$$

❖ Poids des poutres :

- Poutre principale : $P_{PP} = b \times h \times L \times \rho$

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

$$P_{PP} = 0,25 \times 0,35 \times (1,875 + 1,675) \times 25 = 7,76 \text{ KN}$$

- Poutre secondaire : $P_{PS} = b \times h \times L \times \rho$

$$P_{PS} = 0,25 \times 0,35 \times (1,575 + 1,875) \times 25 = 7,55 \text{ KN}$$

- Poids total : $P = P_{PP} + P_{PS} = 7,76 + 7,55 = 15,31 \text{ KN}$

- Poutres de la terrasse inaccessible : $PP + PS = 15,31 \text{ KN}$
- Poutres de la terrasse accessible : $PP + PS + PP + PS = 30,62 \text{ KN}$
- Poutres des étages courants : $PP + PS + PP + PS = 30,62 \text{ KN}$

❖ **Poids des poteaux :**

$$P_{\text{Poteaux}} = b \times h \times h_{ep} \times \rho$$

- Poteaux du RDC : $G_p = 0,25 \times 0,25 \times 4,08 \times 25 = 6,375 \text{ KN}$
- Poteaux des étages courants : $G_p = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,781 \text{ KN}$
- Poteaux de la terrasse inaccessible : $G_p = 0,25 \times 0,25 \times 2,8 \times 25 = 4,375 \text{ KN}$
- Poteaux de la terrasse accessible : $G_p = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,781 \text{ KN}$

❖ **surcharges d'exploitation:**

- Plancher de la terrasse inaccessible : $P = Q \times S_1 = 1 \times 2,95 = 2,95 \text{ KN}$
- Plancher de la terrasse accessible : $P = Q_{\text{volée}} \times S_1 + Q \times (S_2 + S_3 + S_4)$

$$P = 2,5 \times 2,95 + 1,5 \times (2,64 + 3,52 + 3,14) = 21,325 \text{ KN}$$

- Plancher d'étage courant : $P = Q_{\text{volée}} \times S_1 + Q \times (S_2 + S_3 + S_4)$

$$P = 2,5 \times 2,95 + 1,5 \times (2,64 + 3,52 + 3,14) = 21,325 \text{ KN}$$

❖ **Loi de dégression des charges :**

D'après le règlement DTR B.C.22

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étage, la loi de dégression ci-dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduite dans les proportions indiqués ci-dessous :

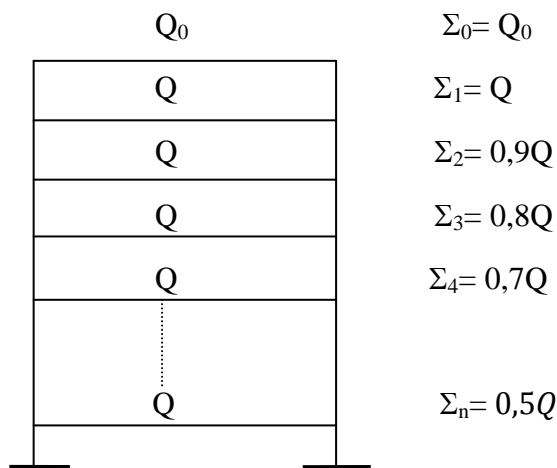


Figure II.8 : Dégression des charges

Et ainsi de suite en réduisant de 10% pour étage jusqu'à 0,5Q.

Niveaux	8	7	6	5	4	3	2	1
Etages	Terrasse inaccessible	Terrasse accessible	5	4	3	2	1	RDC
Coefficients	/	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,5

Tableau II.7 : Tableau des coefficients de dégression des surcharges.

➤ **Les surcharges cumulées Q_n :**

Avec :

$$Q_0 = 2,95 \text{ KN (terrasse inaccessible)}$$

$$Q = Q \text{ (terrasse accessible)} = Q \text{ (étage courant)} = Q \text{ (RDC)} = 21,325 \text{ KN}$$

Niveaux	Opérations	Résultats (KN)
Terrasse inaccessible	Q_0	2,95
Terrasse accessible	Q	21,325
Niveau 5	$0,9Q$	19,19
Niveau 4	$0,8Q$	17,06
Niveau 3	$0,7Q$	14,93
Niveau 2	$0,6Q$	12,795
Niveau 1	$0,5Q$	10,66
RDC	$0,5Q$	10,66

Tableau II.8 : Résultats des surcharges cumulées.

Niveaux	Poids des Planchers (KN)	Poids des poutres (KN)	Poids des poteaux (KN)	G _{total} (KN)	G _{cumulée} (KN)	Q _c (KN)	N _s = G _c +Q _c (KN)	Section Trouvée $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$ (cm ²)	Section Adoptée (cm ²)
Terrasse inaccessible	17,2	15,31	4,375	36,885	36,885	2,95	39,835	26,55	25x25
Terrasse accessible	81,18	30,62	4,781	116,581	153,466	21,325	174,791	116,527	25x25
5	77,46	30,62	4,781	112,861	266,327	19,19	285,517	190,34	25x25
4	77,46	30,62	4,781	112,861	379,188	17,06	396,248	264,16	25x25
3	77,46	30,62	4,781	112,861	492,049	14,93	506,979	337,986	25x25
2	77,46	30,62	4,781	112,861	604,91	12,795	617,705	411,803	25x25
1	77,46	30,62	4,781	112,861	717,771	10,66	728,431	485,62	25x25
RDC	77,46	30,62	6,375	114,455	832,226	10,66	842,886	561,924	25x25

Tableau II.9 : tableau récapitulatif de la descente de charge pour le poteau le plus sollicité.

❖ **Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :**

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

Pour (zone IIa), on a :

- $\text{Min}(b,h) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b,h) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

✓ **Poteaux du RDC : (25x25)**

$h_e = 408 \text{ cm}$

$\text{Min}(b,h) \geq 25 \text{ cm} \implies \text{Min}(25, 25) = 25 \implies 25 = 25 \text{ cm} \implies$ condition vérifiée

$\text{Min}(b,h) \geq \frac{h_e}{20} \implies \text{Min}(25,25) \geq \frac{408}{20} = 20,4 \text{ cm} \implies 25 > 20,4 \text{ cm} \implies$ Condition vérifiée

$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \implies \frac{1}{4} \leq \frac{25}{25} = 1 \leq 4 \implies$ Condition vérifiée

✓ Poteaux d'étage de service : (25x25)

$$h_e = 306 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm} \iff \text{Min}(25, 25) = 25 \iff 25 = 25 \text{ cm} \iff \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \iff \text{Min}(25, 25) \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \iff 25 > 15,3 \text{ cm} \iff \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \iff \frac{1}{4} \leq \frac{25}{25} = 1 \leq 4 \iff \text{Condition vérifiée}$$

✓ Poteaux du 2^{ème} au 4^{ème} étage : (25x25)

$$h_e = 306 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm} \iff \text{Min}(25, 25) = 25 \iff 25 = 25 \text{ cm} \iff \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \iff \text{Min}(25, 25) \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \iff 25 > 15,3 \text{ cm} \iff \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \iff \frac{1}{4} \leq \frac{25}{25} = 1 \leq 4 \iff \text{Condition vérifiée}$$

✓ Poteaux du 5^{ème} au 6^{ème} étage : (25x25)

$$h_e = 306 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm} \iff \text{Min}(25, 25) = 25 \iff 25 = 25 \text{ cm} \iff \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \iff \text{Min}(25, 25) \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \iff 25 > 15,3 \text{ cm} \iff \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \iff \frac{1}{4} \leq \frac{25}{25} = 1 \leq 4 \iff \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification au flambement :**

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

On doit vérifier la condition de l'élancement des poteaux est : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$

Avec :

- L_f : longueur de flambement ($l_f = 0,7l_0$)
- L_0 : hauteur libre du poteau
- i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$)
- S : section transversale du poteau ($b \times h$)
- I : moment d'inertie du poteau ($I = \frac{bh^3}{12}$)

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0,7 l_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

✓ **Poteaux du RDC : (25x25)**

$l_0 = 408 \text{ cm}, b = 25 \text{ cm} \implies \lambda = 39,57 \text{ cm} < 50 \text{ cm} \implies$ condition vérifiée.

✓ **Poteaux d'étage de service : (25x25)**

$l_0 = 306 \text{ cm}, b = 25 \text{ cm} \implies \lambda = 29,68 \text{ cm} < 50 \text{ cm} \implies$ condition vérifiée.

✓ **Poteaux du 2^{ème} au 4^{ème} étage : (25x25)**

$l_0 = 306 \text{ cm}, b = 25 \text{ cm} \implies \lambda = 29,68 \text{ cm} < 50 \text{ cm} \implies$ condition vérifiée.

✓ **Poteaux du 5^{ème} au 6^{ème} étage : (25x25)**

$l_0 = 306 \text{ cm}, b = 25 \text{ cm} \implies \lambda = 29,68 \text{ cm} < 50 \text{ cm} \implies$ condition vérifiée.

Conclusion :

La condition étant vérifiée, donc il n'y a pas de risque de flambement.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Introduction :

Les éléments secondaires (non structuraux) sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement .Ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques.

Le calcul se fera conformément aux règlements **BAEL 91 révisée 99** et le **RPA version 2003**.

Dans ce chapitre on va calculer les éléments suivants :

- L'acrotère ;
- Le plancher en corps creux ;
- Le balcon en dalle pleine ;
- L'escalier ;
- La poutre palière ;
- La salle machine.

III.1. Acrotère :

Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, c'est un petit mur en béton armé dont la hauteur est de 60cm qui va se greffer à la périphérie de la terrasse. Il a pour but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse et il participe dans la mise hors eau de la structure.

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse, il est sollicité par deux efforts importants :

- Un effort normal N_G dû à son poids propre G .
- Un effort horizontal Q dû à la main courante estimée à 1 KN/ml engendrant un moment renversement M_Q dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

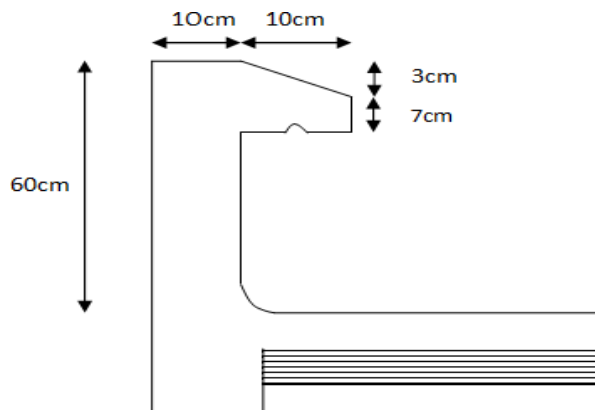


Figure III.1.1: Coupe transversale de l'acrotère.

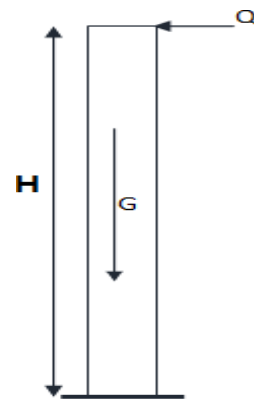


Figure III.1.2: Schéma statique de l'acrotère.

III.1.1.calcul à l'ELU :

1) évaluation des sollicitations :

a) charge permanente :

Calcul de son poids propre :

$$G = \rho \times s \times 1 \text{ ml}$$

$$G = 25 [(0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + (\frac{0,1 \times 0,03}{2})] \times 25$$

$$G = 1,7125 \text{ kN/ml}$$

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

b) vérification de l'acrotère au séisme :

Cette vérification concerne les éléments non structuraux, et l'acrotère est un élément structural soumis à une force horizontale suivant la formule :

$$F_p = 4.A.C_p . W_p \quad (\text{RPA version 2003/ Art 6.2.3})$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Soit :

A = 0,15 (Zone IIa, groupe d'usage 2). (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (Art 6.2.3 tab 6-1)

Dans notre cas (élément en console) : C_p = 0,8

W_p : Poids propre de l'acrotère

W_p = 1,7125 KN/ml

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125 = 0,822 \text{ KN/ml}$$

F_p < Q = 1KN/ml condition vérifiée

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

2) Calcul des sollicitations :

- Effort normal dû au poids propre G : $N_G = G \times 1 = 1,7125 \text{ KN}$
- Effort tranchant dû à la surcharge Q : $T_Q = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$
- Moment de renversement dû à la surcharge Q : $M_Q = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

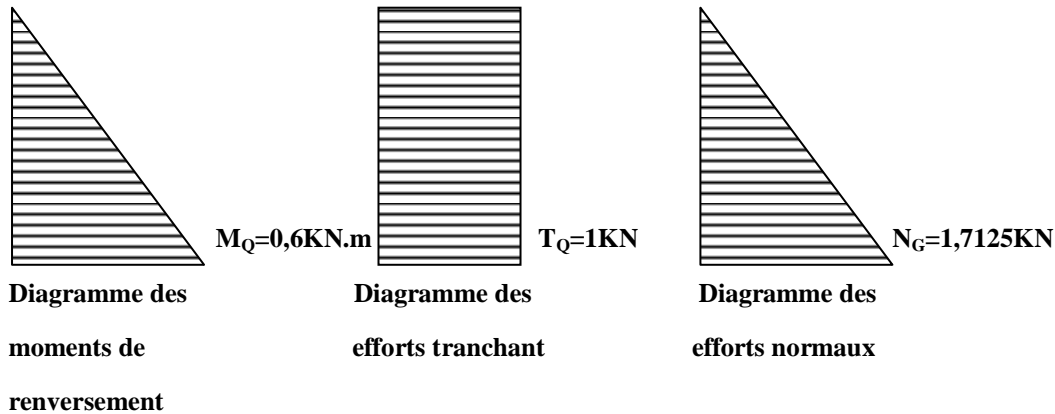


Figure III.1.3 : schématisation des efforts internes

a) Les combinaisons de charges :

❖ à L'ELU :

La combinaison des charges est : $1,35 G + 1,5 Q$

- Effort Normal dû à G : $N_u = 1,35 \times N_G = 1,35 \times 1,7125 = 2,312 \text{ KN}$
- Moment de flexion dû à Q : $M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $T_u = 1,5 \times T_Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$.

❖ à l'ELS :

La combinaison des charges est $G + Q$

- Effort Normal dû à G : $N_s = N_G = 1,7125 \text{ KN}$
- Moment de flexion dû à Q : $M_s = M_Q = 0,60 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $T_s = T_Q = 1 \text{ KN}$.

b) Ferrailage de l'acrotère :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_u) et (M_u) , puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s) .

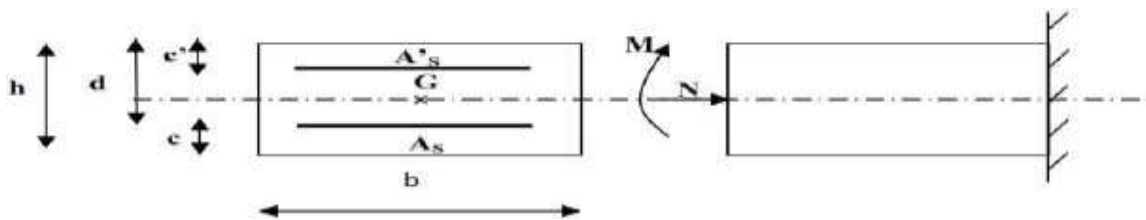


Figure III.1.4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Avec :

h : Epaisseur de la section (h = 10 cm).

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

c et **c'** : Enrobage (c = c' = 2 cm).

d : Hauteur utile (h - c = 10 - 2 = 8 cm).

❖ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,312} = 0,389 \text{ m} \implies e_u = 38,9 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 2 = 3 \text{ cm}$$

Avec :

M_u : moment dû à la compression.

N_u : effort de compression.

e_u : excentricité.

$\frac{h}{2} - c$: La distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendues.

$\implies e_u > \frac{h}{2} - c \implies$ D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée (SPC).

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

- **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = N_u \cdot g$$

Avec :

g : la distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures tendues.

$$\implies g = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$$g = 38,9 + (5 - 2) = 41,9 \text{ cm} \implies g = 0,419 \text{ m}$$

$$D'où : M_f = N_u \cdot g = 2,312 \times 0,419 = 0,97 \text{ KN.m}$$

- Calcul de μ :

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

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,010 < u_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \text{ la section est simplement armée SSA, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires } A_{sc}=0.$$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante : $\mu = 0,010 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,995$

- Calcul des armatures fictives (flexion simple) :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_f = \frac{0,97 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = \mathbf{0,35 \text{ cm}^2}$$

- Calcul des armatures réelles (flexion composée) :

$$A_r = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_r = 0,35 - \frac{2,312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = \mathbf{0,28 \text{ cm}^2}.$$

c) Vérification à L'ELU :

❖ Vérification de la condition de non fragilité du béton : BAEL 91 R 99, A.4.2, 1

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

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_r \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7125} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{35 - (0,455 \times 8)}{35 - (0,185 \times 8)} \right] = \mathbf{0,9 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} > A_r = \mathbf{0,28 \text{ cm}^2} \quad \Longrightarrow$ La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale.

$$A = A_{\min} = 0,9 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

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

❖ **Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) :**
BAEL 91 R 99, A.5.1, 211

La fissuration est prise comme état préjudiciable ; on doit vérifier :

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

Avec : $\tau_u = \frac{v_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

D'où : $\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 8} \times 10^{-2} = 0,019 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0,019 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

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

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

BAEL 91 R 99, A.6.1 ,3

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

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9.d.\sum\mu_i}$$

Avec : μ_i : somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = n\phi\pi = 4 \pi \cdot 0,8 = 10,048 \text{ cm} \quad \text{avec : } n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 8 \times 10,048} \times 10^{-2} = 0,21 \text{ MPa}$$

On a :

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

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement

$\psi_s = 1,5$ (Acier de haute adhérence).

On aura : $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

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

❖ **Ancrage des barres aux appuis (verticales)**

BAEL 91 R 99, A.6.1 ,221

Longueur de scellement (l_s) droit, est donnée par :

$$l_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\bar{\tau}_{su}}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$D'où : l_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,84} = 28,17 \text{ cm}$$

On opte pour $l_s = 30 \text{ cm}$.

❖ **Espacement des barres :** BAEL 91 R 99, A.8.2 ,42

- Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \implies$ condition vérifiée
- Armature de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm} \implies$ condition vérifiée

d) **Vérification à L'ELS :**

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries. C'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable. On doit donc vérifier les conditions suivantes :

❖ **La contrainte dans l'acier :**

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

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

Avec : $\eta = 1.6$: coefficient de fissuration pour les aciers de haute adhérence (HA).

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \{266.67; 201.63\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec :

$$M_s = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \rightarrow \beta_1 = 0,920 \rightarrow K_1 = 47,5$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 40,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40,56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

❖ **La contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \sigma_{st} = \frac{40,56}{47,5} = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Conclusion :** Les conditions étant vérifiées; donc le ferrailage calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS.

Schéma de ferrailage de l'acrotère :

Ferrailage adopté :

- Armatures principales : $4HA8/ml = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25cm.
- Armatures de répartition : $4HA8/ml = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 17cm.

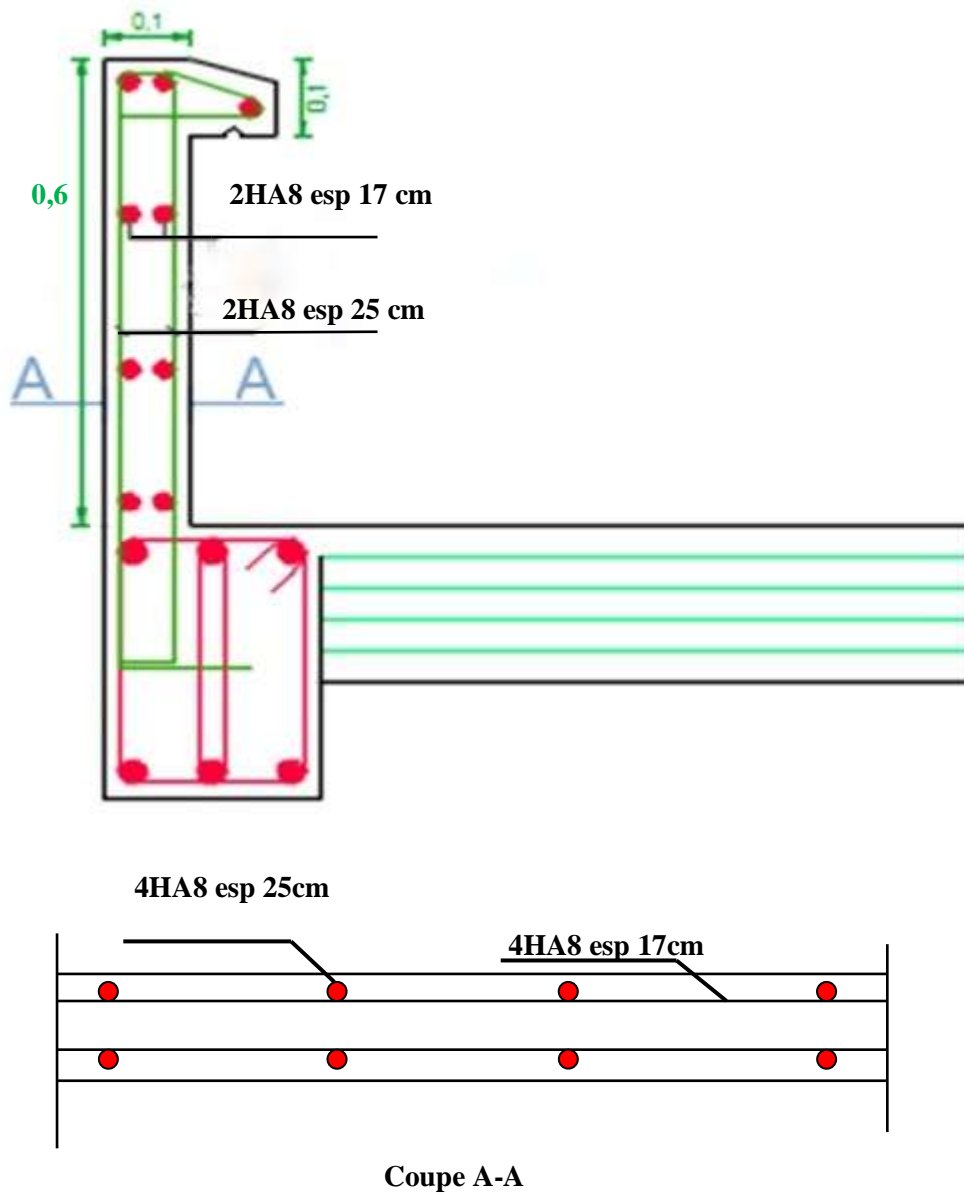


Figure III.1.5 : schéma du ferrailage de l'acrotère.

III.2.Plancher :**Plancher en corps creux :**

Les planchers de (16+4) sont constitués :

- Corps creux utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.
- Dalle de compression en béton armée d'une épaisseur de 4 cm
- Des poutrelles préfabriquées, qui sont disposées dans le sens de la petite portée espacées de 65 cm, elles assurent une fonction de portance.

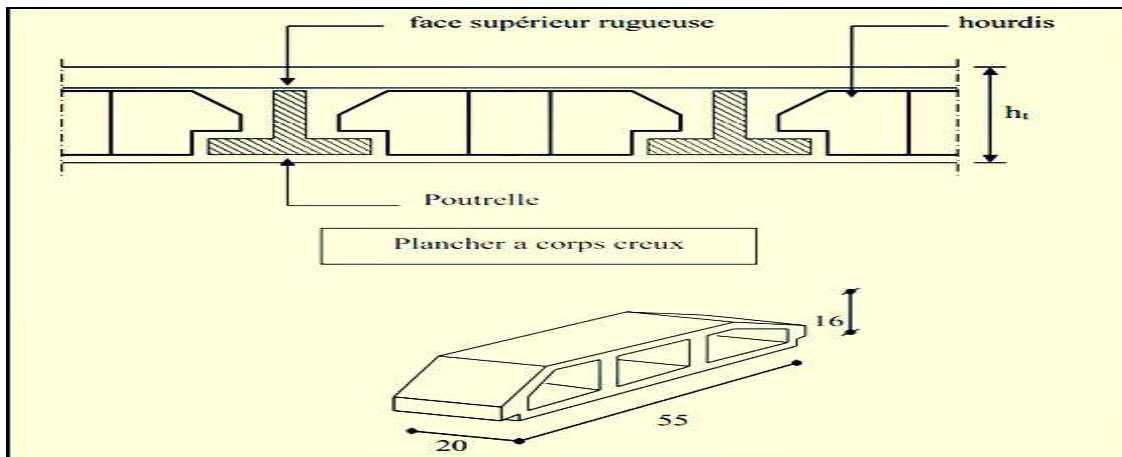


Figure.III.2.1: coupe transversale d'un plancher en corps creux (16+4).

1) Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 4cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520).

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **BAEL91 R 99, B.6.8, 423**

- 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.

a) Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4L}{f_e}$$

Avec : L : distance entre axe des poutrelles (L=65cm).
 f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé ($f_e = 520\text{MPa}$).

D'où :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit : $5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$.

b) Les armatures parallèles aux poutrelles :

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

Soit : $A_{//} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension $(5 \times 200 \times 5 \times 200) \text{ mm}^2$.

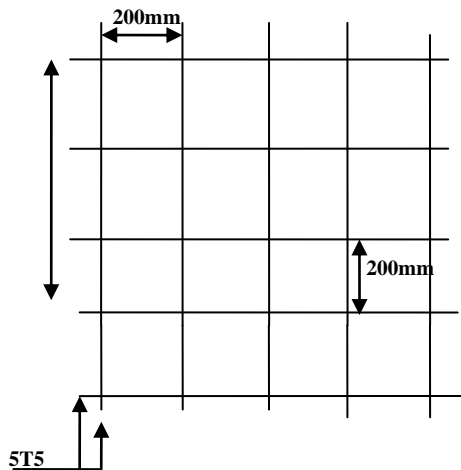


Figure : III.2.2 Treillis soudées de $(20 \times 20) \text{ cm}^2$.

2) Détermination de largeur de la table de compression :

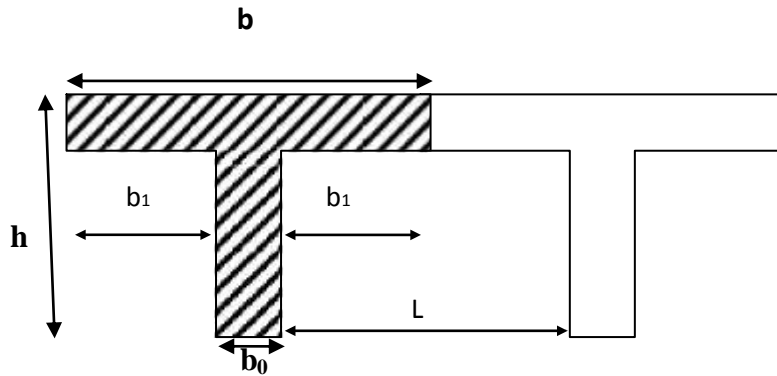


Figure III.2.3 : Schéma de la table de compression

Avec :

- $h = (16+4) = 20\text{cm}$; hauteur du plancher
- $h_0 = 4\text{ cm}$; épaisseur de la dalle de compression
- $c = 2\text{ cm}$; enrobage
- $b_0 = 12\text{ cm}$; largeur de la poutrelle
- b_1 : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure.

Avec :

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

L: distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

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

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

$$L_1 = 400\text{ cm} = 4\text{m}$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{53}{2} ; \frac{400}{10} ; 32 \right)$$

$$b_1 \leq \min (26,5 ; 40 ; 32)$$

$$b_1 = 26,5\text{cm.}$$

Le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de Compression et après coulage de la dalle de compression.

3) calcul de la poutrelle à l'ELU :

➤ Avant le coulage de la dalle de compression:

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités, et soumises aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle : $25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- Poids total : $G = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

❖ calcul du moment isostatique :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable ($L=4\text{m}$).

• Combinaison de charges :

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

$$q_u = 1,35 (0,74) + 1,5(1) = 2,50 \text{ KN/ml}$$

• Le moment max en travée :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4^2}{8} = 5 \text{ KN.m}$$

• L'effort tranchant max :

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 4}{2} = 5 \text{ KN}$$

❖ ferrailage de la poutrelle :

Avec :

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

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 7,33 > \mu_1 = 0,392$$

La section est doublement armée (SDA)

Conclusion :

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

➤ **Après coulage de la dalle de compression :**

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en Té qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités.

❖ **Poids du plancher :**

• **Plancher terrasse inaccessible :**

Charges permanentes: $G = 5,83 \times 0,65 = 3,79 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$.

• **Plancher terrasse accessible :**

Charges permanentes: $G = 5,64 \times 0,65 = 3,666 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$.

• **Plancher étage courant (usage d'habitation) :**

Charges permanentes: $G = 5,24 \times 0,65 = 3,406 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

❖ **Combinaison de charges :**

• **Plancher terrasse inaccessible:**

ELU: $Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,79) + (1,5 \times 0,65) = 6,09 \text{ KN/ml}$

ELS : $Q_s = G + Q = 3,79 + 0,65 = 4,44 \text{ KN/ml}$

• **Plancher terrasse accessible:**

ELU: $Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,666) + (1,5 \times 0,975) = 6,41 \text{ KN/ml}$

ELS : $Q_s = G + Q = 3,666 + 0,975 = 4,641 \text{ KN/ml}$

• **Plancher étage courant (usage d'habitation) :**

ELU: $Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,406) + (1,5 \times 0,975) = 6,06 \text{ KN/ml}$

ELS : $Q_s = G + Q = 3,406 + 0,975 = 4,381 \text{ KN/ml}$

Les planchers comportent 3 types de poutrelles qui sont représentées dans le schéma ci-dessous :

1^{er} type :

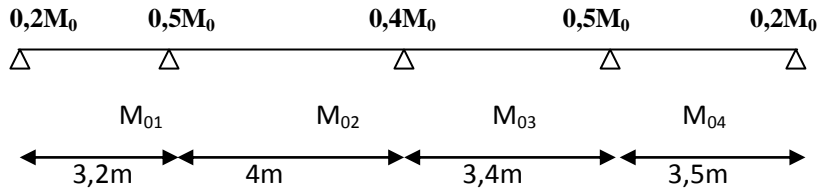


Figure III.2.4 : Schéma statique de calcul des moments aux appuis et en travées.

2^{ème} type :

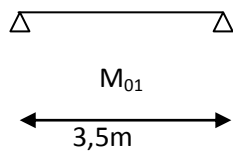


Figure III.2.5 : Schéma statique de calcul des moments aux appuis et en travées.

3^{ème} type :

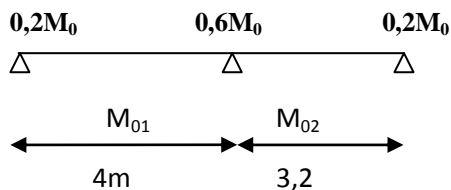


Figure III.2.6 : Schéma statique de calcul des moments aux appuis et en travées.

Choix de la méthode de calcul :

La détermination des moments fléchissant se fera par l'une des méthodes suivantes :

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

❖ **Méthode forfaitaire :**

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

(BAEL 91 R 99, B.6.2, 210)

- Condition 1 :

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

- **Plancher terrasse inaccessible:**

$$2G = 2 \times 5,83 = 11,66 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq (11,66 ; 5 \text{ KN/m}^2) \implies \text{condition vérifiée.}$$

- **Plancher terrasse accessible:**

$$2G = 2 \times 5,64 = 11,28 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq (11,28 ; 5 \text{ KN/m}^2) \implies \text{condition vérifiée.}$$

- **Plancher étage courant :**

$$2G = 2 \times 5,24 = 10,48 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq (10,48 ; 5 \text{ KN/m}^2) \implies \text{condition vérifiée.}$$

Condition 2 :

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées (même section transversale dans toutes les travées) \implies condition vérifiée.

Condition 3 :

Le rapport des portées successives des différentes travées est entre 0,80 et 1,25.

Application numérique : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

$$\frac{320}{400} = 0,8 \quad ; \quad \frac{400}{340} = 1,17 \quad ; \quad \frac{340}{350} = 0,97 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : La méthode forfaitaire est applicable.

1) Principe de la méthode BAEL 91 R 99, B.6.2, 211:

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

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

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

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même Portée L que la travée considérée et soumise aux mêmes charges (moment isostatique).

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

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

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

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

$$M_t + \frac{1}{2}(M_w + M_e) \geq \max\{(1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0\}$$

$$M_t \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0,3\alpha)M_0 \text{ dans le cas d'une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1}{2} (1 + 0,3\alpha)M_0 \text{ dans le cas d'une travée intermédiaire.}$$

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

- 0,6 M_0 pour une poutre à deux travées.
- 0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à trois travées.
- 0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- 0,3 M_0 pour les appuis de rive semi encastré.

2) Application de la méthode forfaitaire :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{Avec :} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{1,5}{5,64+1,5} = 0,21$$

$$0 \leq 0,146 \leq \frac{2}{3} \quad \Longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{Travée de rive : } M_t \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0,3\alpha) = \frac{1}{2} (1,2 + 0,3 \times 0,21) = \mathbf{0,6315}$$

$$\text{Travée intermédiaire : } M_t \geq \frac{1}{2} (1 + 0,3\alpha) = \frac{1}{2} (1 + 0,3 \times 0,21) = \mathbf{0,5315}$$

Plancher du RDC :

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{6,41}{8} (3,2)^2 = \mathbf{8,192KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{6,41}{8} (4)^2 = \mathbf{12,8KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{6,41}{8} (3,4)^2 = \mathbf{9,248KN.m.}$$

$$M_{04} = \frac{6,41}{8} (3,5)^2 = \mathbf{9,8KN.m.}$$

➤ **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0,2M_{01} = 0,2 \times 8,192 = \mathbf{1,64 KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{01} ; M_{02}) = 0,5 \times 12,8 = \mathbf{6,41KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{02} ; M_{03}) = 0,4 \times 12,8 = \mathbf{5,12KN.m}$$

$$M_D = 0,5 \max (M_{03} ; M_{04}) = 0,5M_{04} = 0,5 \times 9,8 = \mathbf{4,9KN.m}$$

$$M_E = 0,2M_{04} = 0,2 \times 9,8 = \mathbf{1,96KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travées :**

$$\bullet \quad M_{TAB} (\text{rive}) = \max \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \{1,05M_{01} ; (1 + 0,3\alpha)M_{01}\} - \frac{M_e + M_w}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} \end{array} \right\}$$

$$= \max \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max\{8,6; 8,7\} - 4,02 = \mathbf{4,68 KN. m} \\ M_t \geq \mathbf{5,17 KN. m} \end{array} \right\}$$

$$M_{TAB} = \mathbf{5,17KN.m}$$

$$\bullet \quad M_{TBC} \text{ (intermédiaire)} = \max \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \{1,05M_{02}; (1 + 0,3\alpha)M_{02}\} - \frac{M_e + M_w}{2} \\ M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} \end{array} \right\}$$

$$= \max \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \{13,44; 13,6\} - 5,76 = 7,84 \\ M_t \geq 6,8 \end{array} \right\}$$

$$M_{TBC} = \mathbf{7,84KN.m}$$

$$\bullet \quad M_{TCD} \text{ (intermédiaire)} = \max \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \{1,05M_{03}; (1 + 0,3\alpha)M_{03}\} - \frac{M_e + M_w}{2} \\ M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} \end{array} \right\}$$

$$= \max \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \{9,71; 9,83\} - 5,01 = 4,82 \\ M_t \geq 4,91 \end{array} \right\}$$

$$M_{TCD} = \mathbf{4,91KN.m}$$

$$\bullet \quad M_{TDE} \text{ (rive)} = \max \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \{1,05M_{04}; (1 + 0,3\alpha)M_{04}\} - \frac{M_e + M_w}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{04} \end{array} \right\}$$

$$= \max \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \{10,29; 10,42\} - 3,43 = 6,99 \\ M_t \geq 6,18 \end{array} \right\}$$

$$M_{TDE} = \mathbf{6,99KN.m}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_u L$$

Travée	M ₀ (KN.m)	M _e (KN.m)	M _w (KN.m)	M _t (KN.m)	T _w (KN)	T _e (KN)
A-B =3,2m	8,192	1,64	6,41	5,17	-8,766	11,746
B-C=4m	12,8	6,41	5,12	7,84	-13,14	12,5
C-D=3,4m	9,248	5,12	4,9	4,91	-10,957	10,837
D-E=3,5m	9,8	4,9	1,96	6,99	-12,06	10,375

$$T_{wAB} = \frac{6,41 - 1,64}{3,2} - \frac{6,41 \times 3,2}{2} = 1,49 - 10,256 = \mathbf{-8,766 \text{ KN}}$$

$$T_{wBC} = \frac{5,12 - 6,41}{4} - \frac{6,41 \times 4}{2} = -0,32 - 12,82 = \mathbf{-13,14 \text{ KN}}$$

$$T_{wCD} = \frac{4,9-5,12}{3,4} - \frac{6,41 \times 3,4}{2} = -0,06 - 10,897 = \mathbf{-10,957 \text{ KN}}$$

$$T_{wDE} = \frac{1,96-4,9}{3,5} - \frac{6,41 \times 3,5}{2} = -0,84 - 11,22 = \mathbf{-12,06 \text{ KN}}$$

$$T_{eAB} = -8,766 + (6,41 \times 3,2) = \mathbf{11,746 \text{ KN}}$$

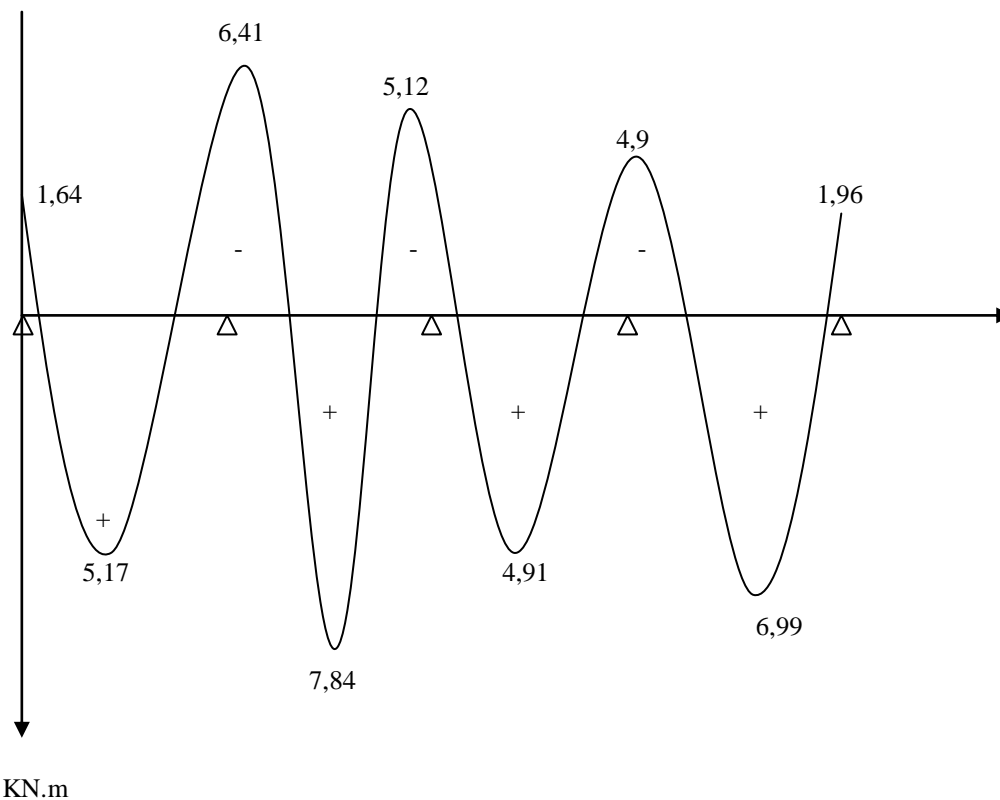
$$T_{eBC} = -13,14 + (6,41 \times 4) = \mathbf{12,5 \text{ KN}}$$

$$T_{eCD} = -10,957 + (6,41 \times 3,4) = \mathbf{10,837 \text{ KN}}$$

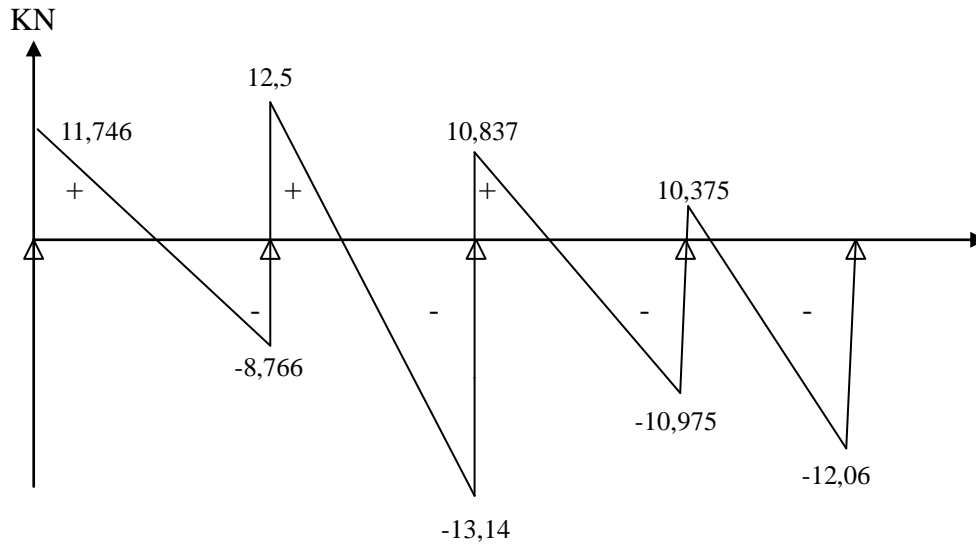
$$T_{eDE} = -12,06 + (6,41 \times 3,5) = \mathbf{10,375 \text{ KN}}$$

➤ **Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

a) Diagramme des moments :



b) Diagramme des efforts tranchants :



4) Calcul des armatures :

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

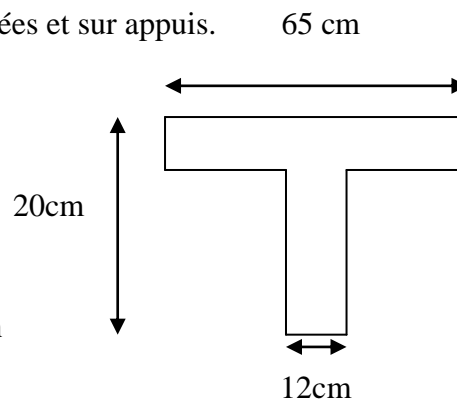
a) Armatures longitudinales :

En travée : $M_t^{max} = 7,84 \text{ KN.m}$

Sur appuis : $M_a^{max} = 6,41 \text{ KN.m}$

En travée :

- moment équilibré par la table de compression



$$M_{TAB} = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,2 \times 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{max} = 7,84 \text{ kN.m} < M_{TAB} = 59,072 \text{ kN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression. D'où la section se calcule comme une section rectangulaire (bxh).

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,84 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,026 < \mu_l = 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu = 0,026 \implies \beta = 0,987$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{st} = \frac{7,84 \times 10^3}{0,987 \times 18 \times 348} = \mathbf{1,27 \text{ cm}^2}$$

Soit $A_{st} = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2$.

Aux appuis :

Etant donnée la table de compression est entièrement tendu, alors le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de section $(b_0 \times h) = (12 \times 20)$.

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,41 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,116 < u_l = 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu = 0,116 \implies \beta = 0,938$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_a = \frac{6,41 \times 10^3}{0,938 \times 18 \times 348} = \mathbf{1,09 \text{ cm}^2}$$

On adopte : $1HA10 + 1HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

5) Vérification à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité du béton : BAEL 91 R 99, A.4.2 ,1

Le ferrailage du plancher doit satisfaire la CNF $A_{st} \geq A_{min}$

Calcul de la section minimale

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

En travée :

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 650 \times 180 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,51 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 120 \times 180 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0,26 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) :**

BAEL 91 R 99, A.5.1, 211

La fissuration est prise comme état préjudiciable ; on doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec } T_{max} = 12,5 \text{ KN.}$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{12,5 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,58 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Donc Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.

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

BAEL 91 R 99, A.6.1 ,3

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

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum \mu_i}$$

Avec : μ_i : somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = n \phi \pi = 3 \pi \cdot 8 = 75,36 \text{ mm} \quad \text{avec : } n : \text{ nombre de barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{12,5 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75,36} = 1,024 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement

$\psi_s = 1,5$ (Acier de haute adhérence).

On aura : $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = 1,024 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

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

❖ **Ancrage des barres aux appuis (verticales)**

BAEL 91 R 99, A.6.1 ,221

Longueur de scellement (l_s) droit, est donnée par :

$$l_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\bar{\tau}_{su}}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$D'où : l_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,84} = 28,16 \text{ cm}$$

On opte pour $l_s = 30 \text{ cm}$.

Les règles de BAEL 91 R 99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochets « L_{ad} » est au moins égale à $0,4 \cdot l_s$ pour les aciers H.A.

$$L_{ad} = 0,4 l_s = 0,4 \times 30 = 12 \text{ cm.}$$

$$L_{ad} = 12 \text{ cm.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant :**

Sur le béton :

(Art A.5. 1, 313/ BAEL 91 R 99)

$$T_{max} \leq 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

Avec : T_{max} : Effort tranchant.

$$T_{max} \leq 0,4 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 0,9 \times 18 \times 12 \times 10^{-1} = 129,6 \text{ KN}$$

Appui intermédiaire : $T_{max} = 12,5 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \implies$ condition vérifiée.

Appui de rive : $T_{max} = 11,746 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \implies$ condition vérifiée.

Sur les aciers :

Au niveau des appuis de rive (A.5.1.312 BAEL 91 R 99)

$$A_s \text{ adopté} > A_s = \frac{Y_s V_u}{f_e} = \frac{1,15 \times 11,746 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0,34 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ adopté} = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,34 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures inférieures ancrées sur les appuis de rive sont suffisantes.

Au niveau des Appuis intermédiaires (BAEL 91R 99 A.5.1.321)

D'après (BAEL 91R 99 A.5.1.321) si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est $M_u < 0,9 \cdot v_u \cdot d$, alors on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer un effort

$$\text{Égale a : } v^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d}$$

$$0,9 \cdot d \cdot v_u = 0,9 \times 0,180 \times 12,5 = 2,025 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 6,41 \text{ KN.m} > 0,9 \cdot d \cdot v_u = 2,025 \text{ KN.m}$$

\implies Les armatures calculées sont suffisantes.

❖ **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL91R 99 A.7.2, 2)

$$\varnothing \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varnothing_l^{max} \right\}$$

Avec :

h : hauteur totale de la poutre

b₀ : largeur de l'âme

ϕ_l^{max} : Diamètre maximale des armatures longitudinales.

$$\varnothing \leq \text{Min} \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right\} = 0,57$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de ϕ6

$$A_t = 2HA6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement minimal des armatures transversales :**

Par (BAEL91R 99 A.5.1.22)

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40\text{cm}) = \text{Min} (0,9 \times 18 ; 40\text{cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Soit un espacement de S_t = 15cm

❖ **Pourcentage minimum des armatures transversales :**

Par (BAEL91R 99 A.5.122)

Il faut vérifiée cette condition : A_{s adopter} > A_{min}

$$A_{\min} = \frac{0,4b_0S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 12 \times 15}{400} = 0,18 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ adopter}} = 0,56 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,18 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

6) Vérifications à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$.

$$\text{ELU: } Q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 0,65 = (1,35 \times 5,64) \cdot 0,65 + (1,5 \times 1,5) \cdot 0,65 = \mathbf{6,4116 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{ELS : } Q_s = (G + Q) \cdot 0,65 = (5,64 + 1,5) \cdot 0,65 = \mathbf{4,641 \text{ KN/ml}}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = 0,72$$

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{4,641}{8} (3,2)^2 = \mathbf{5,94KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{4,641}{8} (4)^2 = \mathbf{9,28KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{4,641}{8} (3,4)^2 = \mathbf{6,7KN.m.}$$

$$M_{04} = \frac{4,641}{8} (3,5)^2 = \mathbf{7,1KN.m.}$$

➤ **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0,2M_{01} = 0,2 \times 5,94 = \mathbf{1,118 KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{01} ; M_{02}) = 0,5 \times 9,28 = \mathbf{4,641KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{02} ; M_{03}) = 0,4 \times 9,28 = \mathbf{3,712KN.m}$$

$$M_D = 0,5 \max (M_{03} ; M_{04}) = 0,5M_{04} = 0,5 \times 7,1 = \mathbf{3,55KN.m}$$

$$M_E = 0,2M_{04} = 0,2 \times 7,1 = \mathbf{1,42KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travées :**

$$\bullet \quad M_{TAB} \text{ (rive)} = \max \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \{1,05M_{01} ; (1 + 0,3\alpha)M_{01}\} - \frac{M_e + M_w}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} \end{array} \right\}$$

$$= \max \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \{6,237 ; 6,31\} - 2,91 = \mathbf{3,4 KN. m} \\ M_t \geq \mathbf{3,75 KN. m} \end{array} \right\}$$

$$M_{TAB} = \mathbf{3,75KN.m}$$

$$\bullet \quad M_{TBC} \text{ (intermédiaire)} = \max \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \{1,05M_{02} ; (1 + 0,3\alpha)M_{02}\} - \frac{M_e + M_w}{2} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} \end{array} \right\}$$

$$= \max \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \{9,744 ; 9,86\} - 4,176 = 5,684 \\ M_t \geq 4,93 \end{array} \right\}$$

$$M_{TBC} = \mathbf{5,684KN.m}$$

$$\bullet \quad M_{TCD} \text{ (intermédiaire)} = \max \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \{1,05M_{03}; (1 + 0,3\alpha)M_{03}\} - \frac{M_e + M_w}{2} \\ M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} \end{array} \right\}$$

$$= \max \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \{7,035; 7,12\} - 3,631 = 3,489 \\ M_t \geq 3,56 \end{array} \right\}$$

$$M_{TCD} = \mathbf{3,56KN.m}$$

$$\bullet \quad M_{TDE} \text{ (rive)} = \max \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \{1,05M_{04}; (1 + 0,3\alpha)M_{04}\} - \frac{M_e + M_w}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{04} \end{array} \right\}$$

$$= \max \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \{7,455; 7,55\} - 2,485 = 5,065 \\ M_t \geq 4,48 \end{array} \right\}$$

$$M_{TDE} = \mathbf{5,065KN.m}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_u L$$

Travée	M ₀ (KN.m)	M _e (KN.m)	M _w (KN.m)	M _t (KN.m)	T _w (KN)	T _e (KN)
A-B =3,2m	5,94	1,188	4,641	3,75	-6,345	8,5
B-C=4m	9,28	4,641	3,712	5,684	-9,512	12,5
C-D=3,4m	6,7	3,712	3,55	3,56	-7,935	10,837
D-E=3,5m	7,1	3,55	1,42	5,065	-8,72	10,375

$$T_{wAB} = \frac{4,641 - 1,188}{3,2} - \frac{4,641 \times 3,2}{2} = 1,08 - 7,425 = \mathbf{-6,345 \text{ KN}}$$

$$T_{wBC} = \frac{3,712 - 4,641}{4} - \frac{4,641 \times 4}{2} = -0,232 - 9,28 = \mathbf{-9,512 \text{ KN}}$$

$$T_{wCD} = \frac{3,55 - 3,712}{3,4} - \frac{4,641 \times 3,4}{2} = -0,047 - 7,88 = \mathbf{-7,935 \text{ KN}}$$

$$T_{wDE} = \frac{1,42 - 3,55}{3,5} - \frac{4,641 \times 3,5}{2} = -0,6 - 8,12 = \mathbf{-8,72 \text{ KN}}$$

$$T_{eAB} = -6,345 + (4,641 \times 3,2) = \mathbf{8,5 \text{ KN}}$$

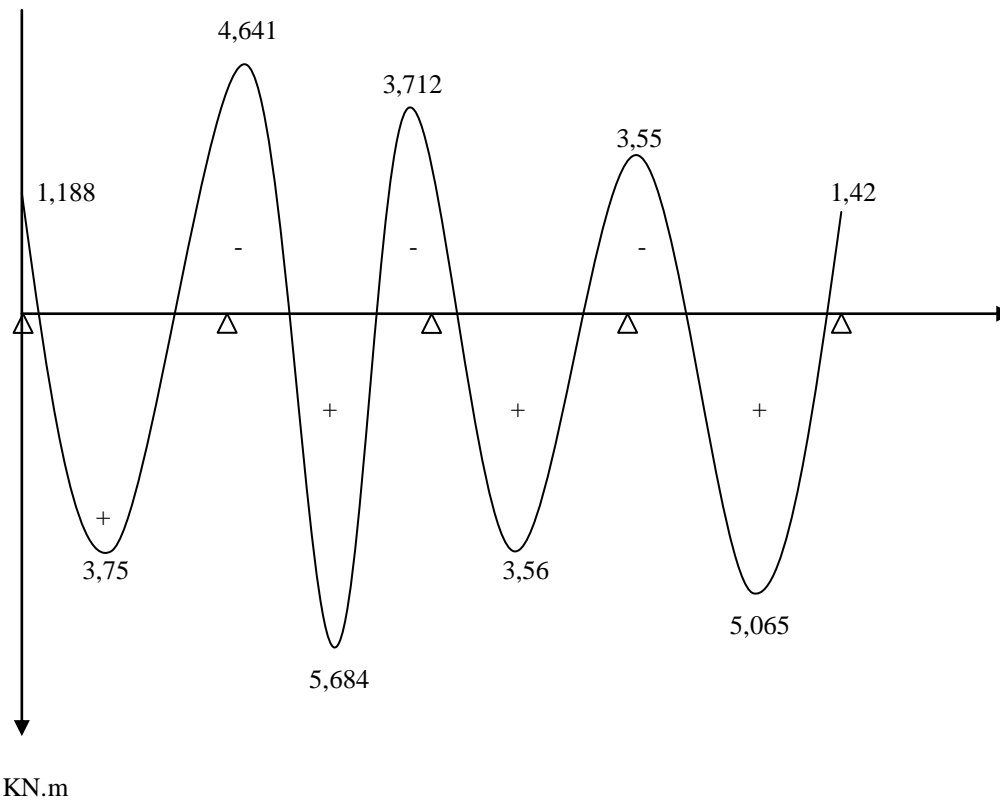
$$T_{eBC} = -9,512 + (4,641 \times 4) = \mathbf{9,052 \text{ KN}}$$

$$T_{eCD} = -7,935 + (4,641 \times 3,4) = \mathbf{7,84 \text{ KN}}$$

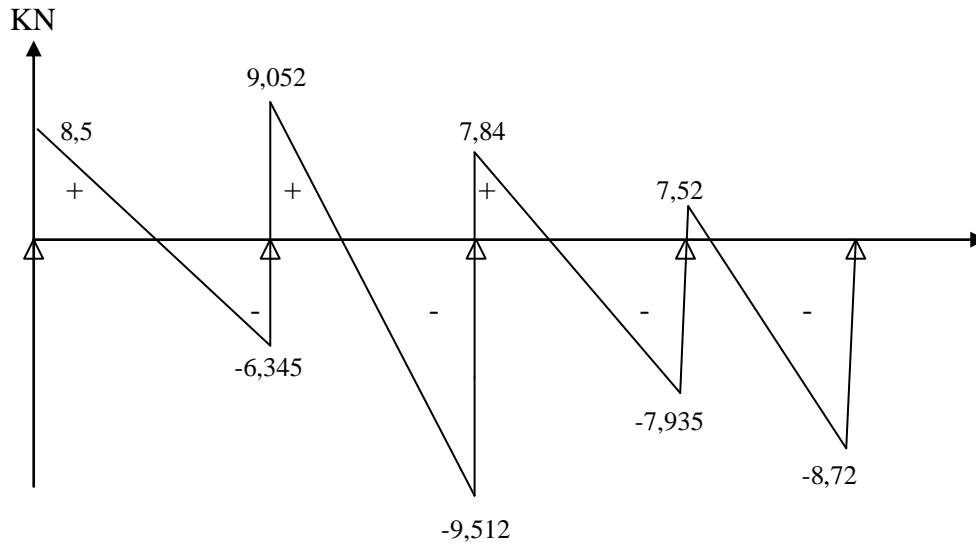
$$T_{eDE} = -8,72 + (4,641 \times 3,5) = \mathbf{7,52 \text{ KN}}$$

➤ **Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

c) Diagramme des moments :



d) Diagramme des efforts tranchants :



Moments max en travées et aux appuis :

$$m_t^{max} = 5,684 \text{ KN.m}$$

$$m_a^{max} = 4,641 \text{ KN.m}$$

Etat limite de compression du béton :

(Art.4.5,2/BAEL 91 R 99)

On doit vérifier :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$$

En travée :

- **Contrainte dans l'acier :**

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec :

$$M_t^{max} = 5,684 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 1,51 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1,51}{12 \times 18} = 0,699 \rightarrow \beta_1 = 0,879 \rightarrow K_1 = 26,32$$

$$\sigma_{st} = \frac{5,684 \times 10^3}{0,699 \times 18 \times 1,51} = \mathbf{299,18 \text{ MPa}}$$

299,18 MPa < 348 MPa \implies condition vérifiée.

- **Contrainte dans le béton :**

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \sigma_{st} = \frac{299,18}{26,32} = \mathbf{11,37 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = \mathbf{11,37 \text{ MPa}} < \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \implies$ Condition vérifiée.

Aux appuis :

- **Contrainte dans l'acier :**

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec :

$$M_a^{max} = 4,641 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726 \rightarrow \beta_1 = 0,877 \rightarrow K_1 = 25,65$$

$$\sigma_{st} = \frac{4,641 \times 10^3}{0,877 \times 18 \times 1,57} = \mathbf{187,26 \text{ MPa}}$$

187,26 MPa < 348 MPa \implies condition vérifiée.

• **Contrainte dans le béton :**

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \sigma_{st} = \frac{187,26}{25,65} = \mathbf{7,3 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = 7,3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91)**

D'après les règles du BAEL 99, on ne s'intéresse pas au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \implies \frac{20}{400} \geq \frac{1}{22,5} \implies 0,05 > 0,0444 \implies \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \implies \frac{20}{400} \geq \frac{5,684}{15 \times 9,282} \quad M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4,641 \times 4^2}{8} = 9,282 \text{ KN.m}$$

$$0,05 > 0,04 \implies \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{1,51}{12 \times 18} \leq \frac{4,2}{400} \implies 0,006 < 0,01 \implies \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions sont toutes vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas obligatoire.

Conclusion

Les poutrelles seront ferrillées comme suit :

Armatures longitudinales :

3HA10 pour le lit inférieur.

1HA10 pour la barre de montage du lit supérieur

1HA10 pour le lit supérieur au niveau des appuis.

Armatures transversales :

❖ Étrier : 1HA6

$S_t=15$ cm.

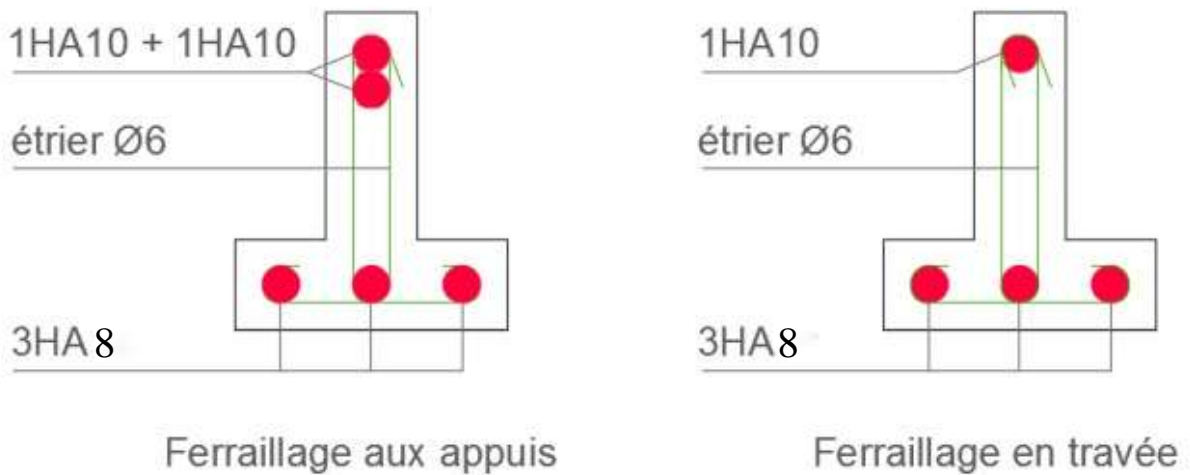


Figure III.2.5: Schéma du ferrailage du plancher type 1.

III.3.Escalier :

III.3.1.Définition :

C'est un élément de construction qui permet de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. Notre bâtiment est composé d'une seule cage d'escalier qui relie tout les différents étages et deux types d'escaliers :

- Le premier type comporte trois volées avec deux paliers intermédiaires.
- Le deuxième type comporte deux volées avec un seul palier de repos.

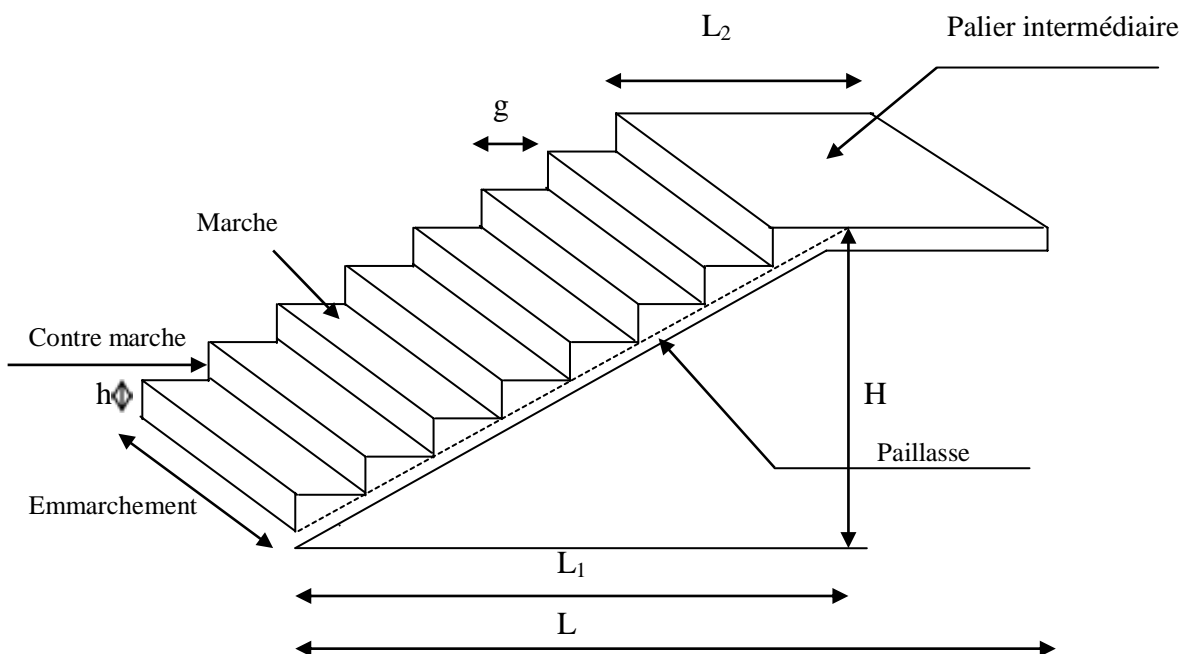


Figure III.3.1: les éléments de l'escalier

- **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.
- **La hauteur de la marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes $h = 13$ à 17 cm, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de 28 cm au minimum.
Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation BLONDEL qui est : $2h + g = 59$ à 64 cm.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.

- **Un palier** : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.

• III.3.2. Calcul de l'escalier pour les étages courants :

Pré-dimensionnement :

Le pré-dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL.

❖ Nombre de contre marches :

$$H_t = 306 \text{ cm}$$

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

$$n = \frac{H_t}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ contre marches.}$$

On prend 9 contre marche par volée

$$n = 9 \text{ contre marches.}$$

❖ Nombre de marches :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

❖ Hauteur des contres marches :

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

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

❖ Calcul du giron :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{253}{8} = 31,625 \text{ cm}$$

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

On opte pour **g=30cm**

• Vérification de la relation de BLONDEL On a:

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

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

Il faut vérifier que: $59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$

$$59 \text{ cm} < 2h + g = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches $h=17\text{cm}$ et un giron $g= 30 \text{ cm}$.

❖ Épaisseur de la paillasse et du palier :

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

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

Avec :

L_0 : longueur réelle de la paillasse projetée et du palier (entre appuis) : $L_0 = L_v + L_2$

L_1 = longueur de la paillasse projetée.

L_2 = longueur du palier.

On a deux types d'escalier mais on va travailler avec le deuxième type qui relie tous les étages courants.

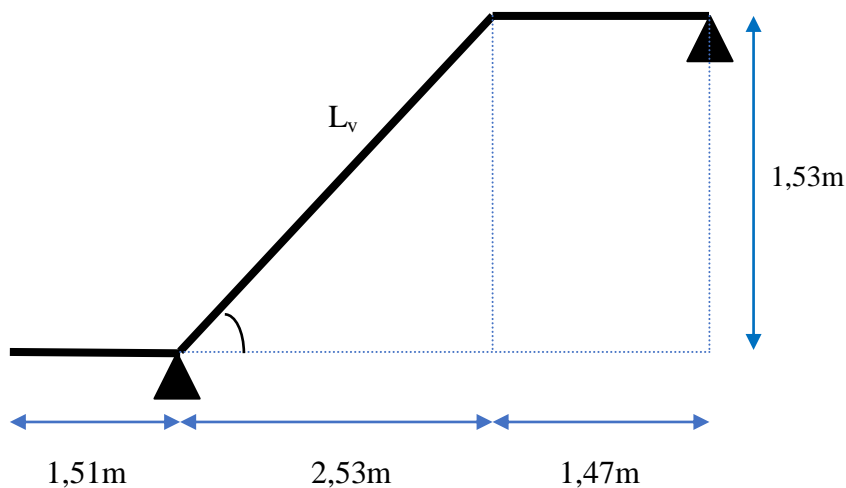


Figure III.3.2: schématisation de l'escalier

Application :

$$\sin \alpha = \frac{H}{L_v} \implies L_v = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{153}{\sin \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{253} = 0,605$$

$$\alpha = 31,163^\circ$$

Donc :

La longueur de la paillasse :

$$L_v = \frac{153}{\sin 31,163} = \mathbf{295,67 \text{ cm}}$$

D'où la longueur réelle de la paillasse : $L_0 = 151 + 295,67 + 147 = \mathbf{593,67 \text{ cm}}$

$$\text{Détermination de l'épaisseur : } \frac{593,67}{30} \leq e_p \leq \frac{593,67}{20}$$

$$19,789 \leq e_p \leq 29,68$$

On opte une épaisseur de la paillasse et du palier $e_p = \mathbf{20 \text{ cm}}$.

III.3.3. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul s’effectuera pour une bande de (1m) d’embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

❖ **Les charges permanentes :**

- **La paillasse (La volée) :**

N°	Elément	épaisseur	Poids volumique (KN/m ³)	Référence DTR BC.2.2	Charges (KN /m ²)
01	Revêtement en carrelage	0,02	20	VI.C.4, D	0,4
02	Chape en mortier de pose	0,02	20	VI.C.4, A	0,4
03	Couche de sable	0,02	18	VI.A	0,36
04	Poids propre des marches	$\frac{1 \times 0,17}{2}$	25	VI.C.3, A	2,125
05	Poids propre de la paillasse	$\frac{1 \times 0,2}{\cos 31,96}$	25	VI.C.3, A	5,89
06	Enduit en ciment	0,02	18	VI.C.2.2	0,36
07	Poids propre du garde-corps	/	/	VI.7.8	0,2
Charge permanente :					9,738

Tableau III.3.1: Charge totale de la volée.

- **Le palier :**

N°	Elément	Epaisseur	Poids volumique (KN/m ³)	Référence DTR BC.2.2	Charges (KN /m ²)
01	Enduit en ciment	0,02	18	VI.C.2.2	0,36
02	Couche de sable	0,02	18	VI.A	0,36
03	Chape en mortier de pose	0,02	20	VI.C.4, A	0,4
04	Revêtement en carrelage	0,02	20	VI.C.4, D	0,4
05	Poids propre du palier	0,2	25	VI.C.3, A	5
Charge permanente :					6,52

Tableau III.3.2: Charge totale du palier.

❖ **Surcharges d'exploitations :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est $Q = 2,5 \text{ KN/ m}^2$

III.3.4. Combinaisons de charge et surcharge :

ELU : **1,35G+1,5Q**

La paillasse : $q_{1u} = (1,35 \times 9,738 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 16,89 \text{ KN/ml}$

Le palier : $q_{2u} = (1,35 \times 6,52 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 12,55 \text{ KN/ml}$

Le mur : $q_{3u} = 1,35 \times 2,36 \times (3,06 - 0,17) = 9,2 \text{ KN/ml}$

ELS : **G+Q**

La paillasse : $q_{1S} = (9,738 + 2,5) \times 1 = 12,21 \text{ KN/ml}$

Le palier : $q_{2S} = (6,52 + 2,5) \times 1 = 9,02 \text{ KN/ml}$

Le mur : $q_{3S} = 2,36 \times (3,06 - 0,17) = 6,82 \text{ KN/ml}$

Calculs à l'ELU :

9,2 KN/ml

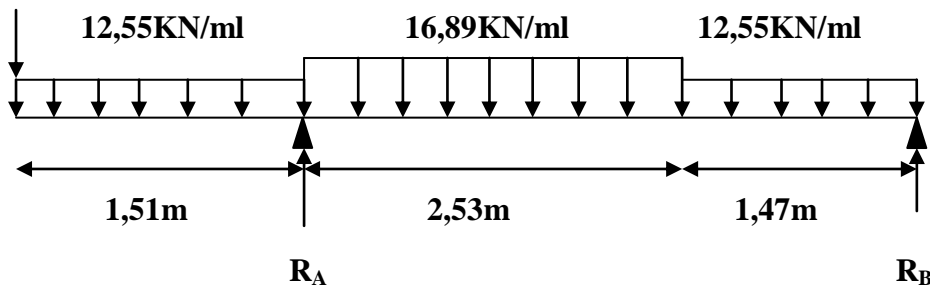


Figure III.3.3: Schéma statique d'escalier à l'ELU

III.3.5. Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F/y = 0 \quad R_A + R_B = 9,2 + (12,55 \times 1,51) + (16,89 \times 2,53) + (12,55 \times 1,47)$$

$$R_A + R_B = 89,33 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$4R_B - [(12,55 \times 1,47) \times 3,265] - [(16,89 \times 2,53) \times 1,265] + [(12,55 \times 1,51) \times 0,755] + (9,2 \times 1,51) = 0$$

$$R_B = \frac{86,09}{4} = 21,52 \text{ KN}$$

$$R_A + 21,52 = 89,33 \text{ KN}$$

$$R_A = 67,81 \text{ KN}$$

$$R_A = 67,81 \text{ KN}$$

$$R_B = 21,52 \text{ KN}$$

III.3.6. Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELU

- Tronçon : $0 \leq x \leq 1,51 \text{ m}$

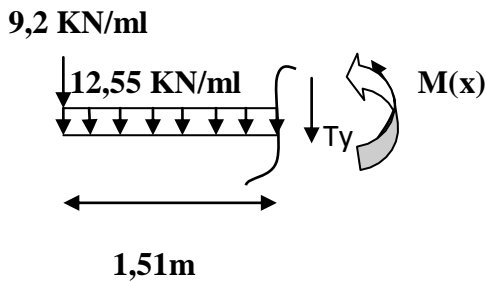
Efforts tranchants :

$$-T_y - 12,55x - 9,2 = 0$$

$$T_y = -12,55x - 9,2$$

Pour : $x=0 \implies T_y = -9,2 \text{ KN}$

$x=1,51\text{m} \implies T_y = -28,15 \text{ KN}$



Moments fléchissant :

$$M(x) + 9,2x + 12,55 \frac{x^2}{2} = 0$$

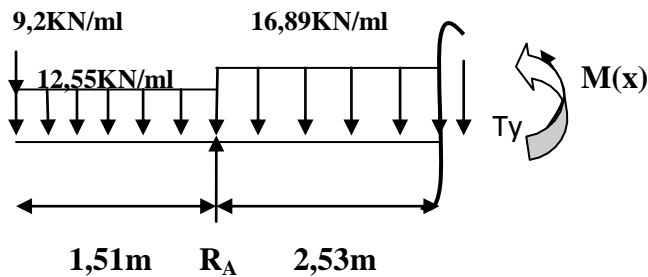
$$M(x) = -9,2x - 12,55 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -6,275x^2 - 9,2x$$

Pour : $x=0 \implies M(x) = 0$

$x=1,51\text{m} \implies M(x) = -28,2 \text{ KN.m}$

- Tronçon : $1,51 \leq x \leq 4,04 \text{ m}$



Efforts tranchants :

$$-T_y - 9,2 - (12,55 \times 1,51) - 16,89(x - 1,51) + 67,81 = 0$$

$$T_y = -16,89x + 65,16$$

Pour : $x=1,51 \implies T_y = 39,65 \text{ KN}$

$x=4,04\text{m} \implies T_y = -3,07 \text{ KN}$

Moments fléchissant :

$$M(x) + 9,2x + 12,55(1,51)(x - \frac{1,51}{2}) + 16,89(x-1,51)(\frac{x-1,51}{2}) - 67,81(x-1,51) = 0$$

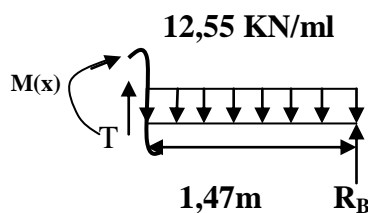
$$M(x) = -9,2x - 12,55(1,51)(x - \frac{1,51}{2}) - 16,89(x-1,51)(\frac{x-1,51}{2}) + 67,81(x-1,51)$$

$$M(x) = -8,445x^2 + 65,16x - 107,34$$

Pour : $x=1,51 \implies M(x) = -28,2 \text{ KN.m}$

$x=4,04\text{m} \implies M(x) = 18,07 \text{ KN.m.}$

- Tronçon : $0 \leq x \leq 1,47 \text{ m}$



Efforts tranchants :

$$T_y - 12,55x + R_B$$

$$T_y = 12,55x - 21,52$$

Pour : $x=0 \implies T_y = -21,52 \text{ KN}$

$x=1,47\text{m} \implies T_y = -3,07 \text{ KN.}$

Moments fléchissant :

$$M(x) + 12,55 \cdot x \frac{x}{2} - x \cdot R_B = 0$$

$$M(x) = -6,275x^2 + 21,52x$$

Pour : $x=0 \implies M(x) = 0$

$x=1,47\text{m} \implies M(x) = 18,07 \text{ KN.m}$

Calcul du moment maximal :

$$T_y = -16,89x + 65,16 \implies T_y = 0$$

$$-16,89x + 65,16 = 0 \implies x = 3,86\text{m}$$

La distance correspondante à l'effort tranchant nul est : $x = 3,86\text{m}$

En tenant compte du semi-encastrement :

Donc : $M_z^{max}(3,86) = 18,35 \text{ KN.m.}$

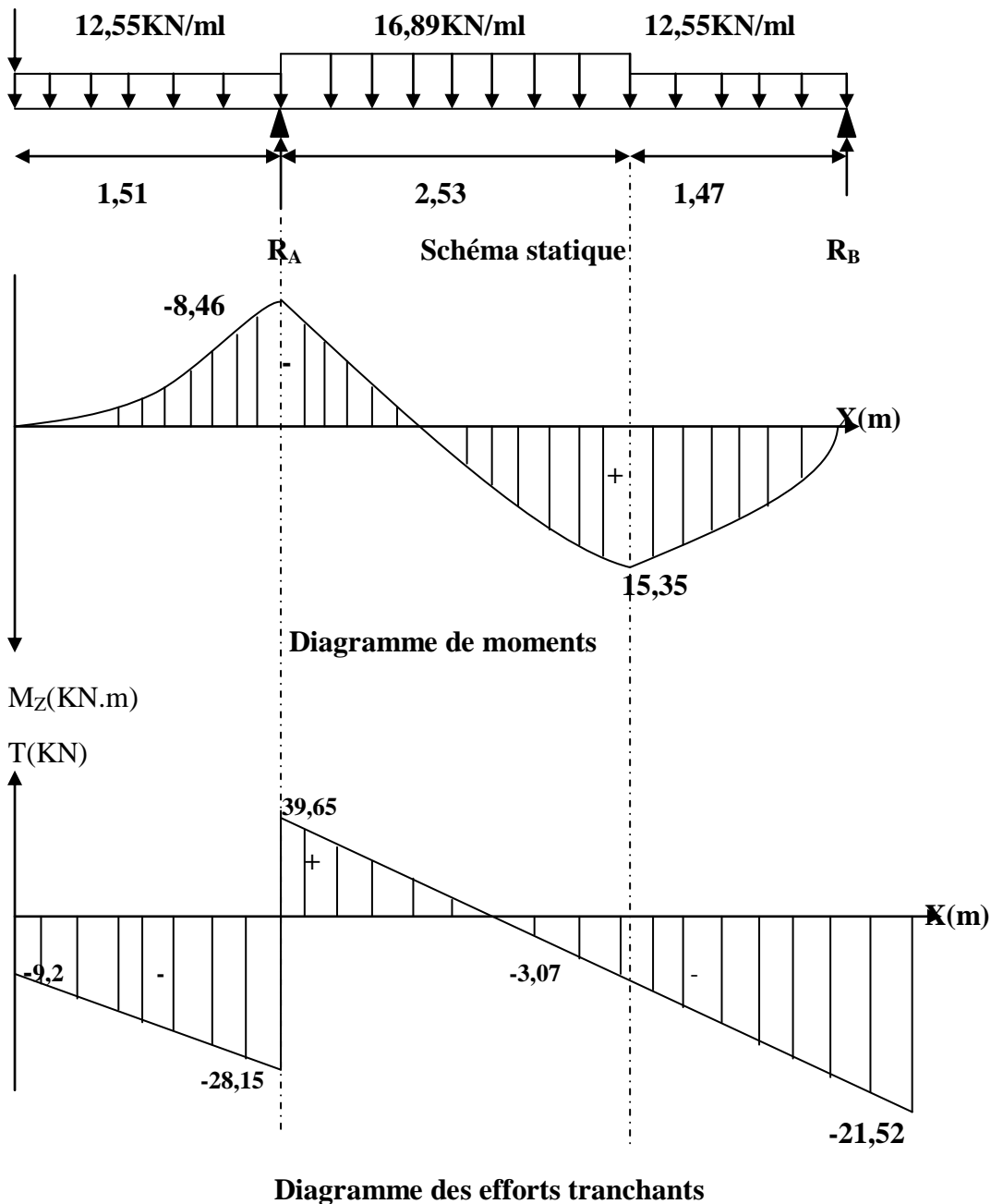
Remarque: Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment M_u max aux appuis et en travées 0,3 et 0,85 respectivement.

- **Moment aux appuis:** $M_a = (-0,3) M_Z^{max} = (-0,3) \times (28,2) = -8,46 \text{ KN.m}$

- **Moment en travée:** $M_t = (0,85) M_Z^{max} = (0,85) \times (18,07) = 15,35 \text{ KN.m}$

III.3.7. Diagramme des sollicitations à L'ELU

9,2 KN/ml



III.3.8. Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage de l'escalier se fera à la flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

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

En travée :

- **Armatures principales :**

- En travée : $M_t = 15,35 \text{ KN.m}$

$$u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15,35 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = \mathbf{0,033} < u_l = 0,392 \quad (\text{S.S.A})$$

Remarque :

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$
Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante $\mu = 0,033 \implies \beta = \mathbf{0,983}$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15,35 \times 10^3}{0,983 \times 18 \times 348} = \mathbf{2,50 \text{ cm}^2}$$

Soit : $A_{adoptée} = \mathbf{5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2}$. Avec : un espacement : $S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4}$$

$$A_r = \frac{3,93}{4} = \mathbf{0,98 \text{ cm}^2}$$

Soit: $\mathbf{4HA10=3,14 \text{ cm}^2}$. Avec un espacement de $S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$

Aux appuis :

- **Armatures principales :**

$M_a = \mathbf{-8,46 \text{ KN.m}}$

$$u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,46 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,018 < u_l = 0,392 \quad (\text{S.S.A})$$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante $\mu = 0,018 \implies \beta = \mathbf{0,991}$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,46 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 348} = \mathbf{1,36 \text{ cm}^2}$$

Soit : $A_{adoptée} = \mathbf{4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2}$. Avec : un espacement : $S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4}$$

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit: 4HA10=3,14 cm². Avec un espacement de S_t=25 cm

III.3.9. Les vérifications à l'ELU :

- ❖ **Vérification de la condition de non fragilité du béton :**
BAEL 91 R 99, A.4.2 ,1

$$A_{adoptée} > A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 5HA10/ml = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$A_a = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

- ❖ **Espacement des armatures (BAEL 91 révisée 99 / Art. A.8.2.4.2)**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures principales**

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

$$S_{tt} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$S_{ta} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures de répartition**

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

$$S_{tt} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$S_{ta} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) :**
BAEL 91 R 99, A.5.1, 211

La fissuration est prise comme peu préjudiciable ; on doit vérifier :

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

Avec :

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

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{39,65 \times 10^3}{1000 \times 180} = \mathbf{0,22 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

(ArtA.5.1.3/BAEL91 /modifiée99)

Influence sur le béton :

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

$$T_{\max} : \text{effort tranchant} \implies T_{\max} = 39,65 \text{ KN}$$

a : longueur d'appuis de la bielle. (a = 0,9 × d)

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

$$\gamma_b = 1,5$$

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 100 \times 10^{-1}$$

$$T_{\max} = 39,65 \text{ KN} < 1080 \text{ KN} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Influence sur les armatures longitudinales inférieures :

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

$$\text{Avec : } \gamma_s = 1,15$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$M_a = -8,46 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad T_{\max} = 39,65 \text{ KN}$$

$$A_a \geq \left(39,65 + \frac{8,46}{0,9 \times 0,18} \right) \frac{1,15}{400} = \mathbf{0,26 \text{ cm}^2}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'adhérence des barres :****BAEL 91 R 99, A.6.1 ,3**

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

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9.d.\Sigma\mu_i}$$

Avec : μ_i : somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma \mu_i = n\phi\pi = 4.\pi.10 = 125,6 \text{ cm} \quad \text{avec : } n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{39,65 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 125,6} = \mathbf{1,95 \text{ MPa}}$$

On a :

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

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement

$\psi_s = 1,5$ (Acier de haute adhérence).

On aura : $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$.

$\tau_{se} = 1,95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$

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

❖ **Longueur de scellement :****BAEL 91 R 99, A.6.1 ,221**

Longueur de scellement (l_s) droit, est donnée par :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_{su}}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2.f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = \mathbf{35,51 \text{ cm}}$$

On opte pour $l_s = 45 \text{ cm}$.

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article **BAEL 91 R 99 A.6.1, 253** est fixée pour les barres à haute adhérence à : $l_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$ on prend $l_a = \mathbf{20 \text{ cm}}$.

III.3.10.Calculs à l'ELS :

6,82KN/ml

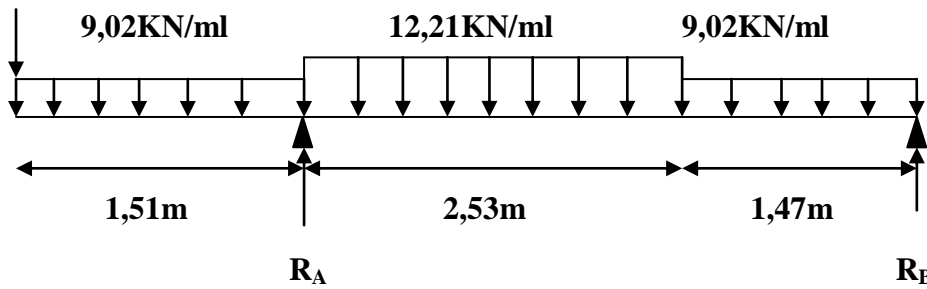


Figure III.4.3: Schéma statique d'escalier à l'ELS

❖ Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F/y = 0 \quad R_A + R_B = 6,82 + (9,02 \times 1,51) + (12,21 \times 2,53) + (9,02 \times 1,47)$$

$$R_A + R_B = 64,59 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/A=0$$

$$4R_B - [(9,02 \times 1,47) \times 3,265] - [(12,21 \times 2,53) \times 1,265] + [(9,02 \times 1,51) \times 0,755] + (6,82 \times 1,51) = 0$$

$$R_B = \frac{61,79}{4} = 15,44 \text{ KN}$$

$$R_A + 17,13 = 60,13 \text{ KN}$$

$$R_A = 49,15 \text{ KN}$$

$$R_A = 49,15 \text{ KN}$$

$$R_B = 15,44 \text{ KN}$$

❖ Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELS

- Tronçon : $0 \leq x \leq 1,51 \text{ m}$

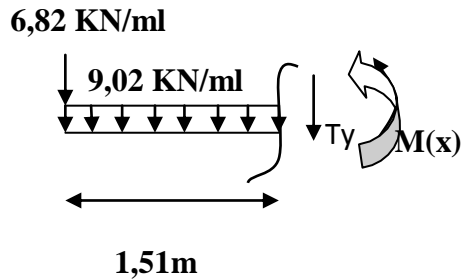
Efforts tranchants :

$$-T_y - 9,02x - 6,82 = 0$$

$$T_y = -9,02x - 6,82$$

Pour : $x=0 \implies T_y = -6,82 \text{ KN}$

$x=1,51 \text{ m} \implies T_y = -20,44 \text{ KN}$



Moments fléchissant :

$$M(x) + 6,82x + 9,02 \frac{x^2}{2} = 0$$

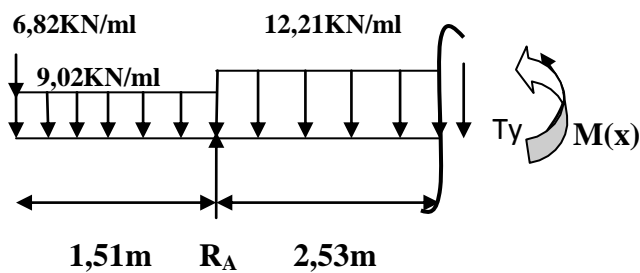
$$M(x) = -6,82x - 9,02 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -4,51x^2 - 6,82x$$

Pour : $x=0 \implies M(x)=0$

$x=1,51\text{m} \implies M(x)=-20,58 \text{ KN.m}$

- Tronçon : $1,51 \leq x \leq 4,04 \text{ m}$



Efforts tranchants :

$$-T_y - 6,82 - (9,02 \times 1,51) - 12,21(x - 1,51) + 49,15 = 0$$

$$T_y = -12,21x + 47,15$$

Pour : $x=1,51 \implies T_y=28,71\text{ KN}$

$x=4,04\text{m} \implies T_y=-2,18 \text{ KN}$

Moments fléchissant :

$$M(x) + 6,82x + 9,02(1,51)\left(x - \frac{1,51}{2}\right) + 12,21(x - 1,51)\left(\frac{x - 1,51}{2}\right) - 49,15(x - 1,51) = 0$$

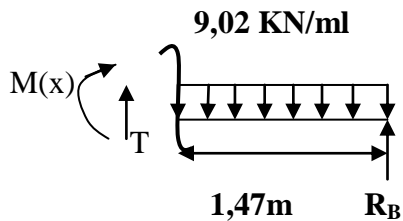
$$M(x) = -6,82x - 9,02(1,51)\left(x - \frac{1,51}{2}\right) - 12,21(x - 1,51)\left(\frac{x - 1,51}{2}\right) + 49,15(x - 1,51)$$

$$M(x) = -6,1x^2 + 47,15x - 77,85$$

Pour : $x=1,51 \implies M(x)=-20,58 \text{ KN.m}$

$x=4,04\text{m} \implies M(x)=13,07 \text{ KN.m}$

- Tronçon : $0 \leq x \leq 1,47 \text{ m}$



Efforts tranchants :

$$T_y - 9,02x + R_B$$

$$T_y = 9,02x - 15,44$$

$$\text{Pour : } x=0 \implies T_y = -15,44 \text{ KN}$$

$$x=1,47\text{m} \implies T_y = -2,18 \text{ KN.}$$

Moments fléchissant :

$$M(x) + 9,02 \cdot x \frac{x}{2} - x \cdot R_B = 0$$

$$M(x) = -4,51x^2 + 15,44x$$

$$\text{Pour : } x=0 \implies M(x) = 0$$

$$x=1,47\text{m} \implies M(x) = 13,07 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul du moment maximal :

$$T_y = -12,21x + 47,15 \implies T_y = 0$$

$$-12,21x + 47,15 = 0 \implies x = 3,86 \text{ m}$$

La distance correspondante à l'effort tranchant nul est : $x = 3,86 \text{ m}$

En tenant compte du semi-encastrement :

$$\text{Donc : } M_Z^{max}(3,86) = 13,26 \text{ KN.m.}$$

Remarque: Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment M_u max aux appuis et en travées 0,3 et 0,85 respectivement.

$$\text{- Moment aux appuis: } M_a = (-0,3) M_Z^{max} = (-0,3) \times (13,07) = -20,58 = -24,5 \text{ KN.m}$$

$$\text{- Moment en travée: } M_t = (0,85) M_Z^{max} = (0,85) \times (13,07) = 11,11 \text{ KN.m}$$

❖ Diagramme des sollicitations à L'ELS

6,82 KN/ml

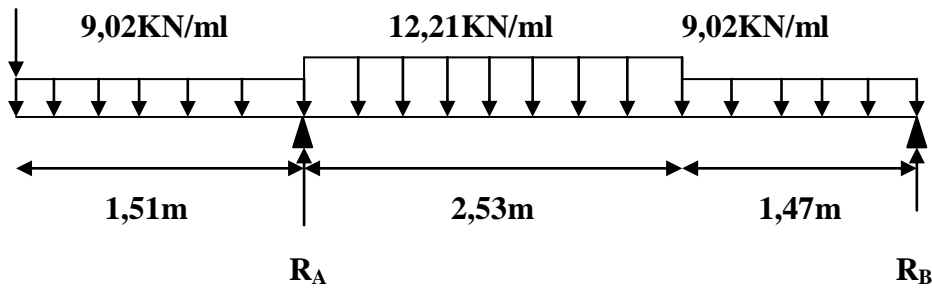


Schéma statique

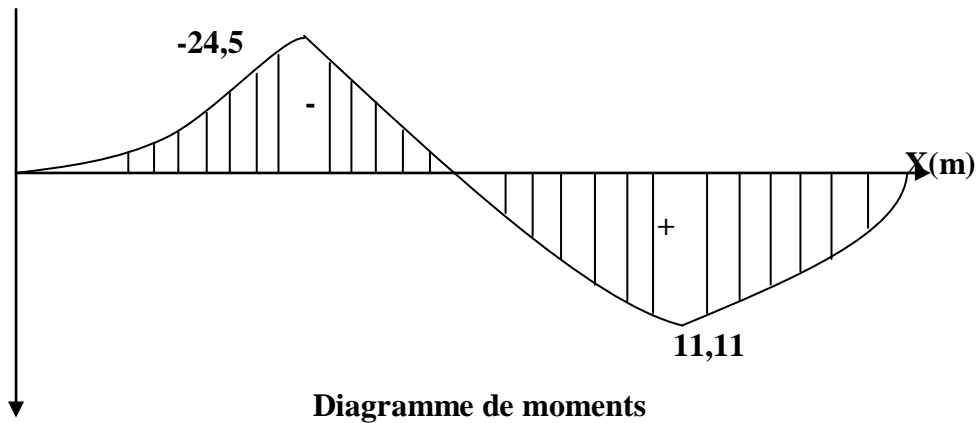


Diagramme de moments

M_z (KN.m)

T(KN)

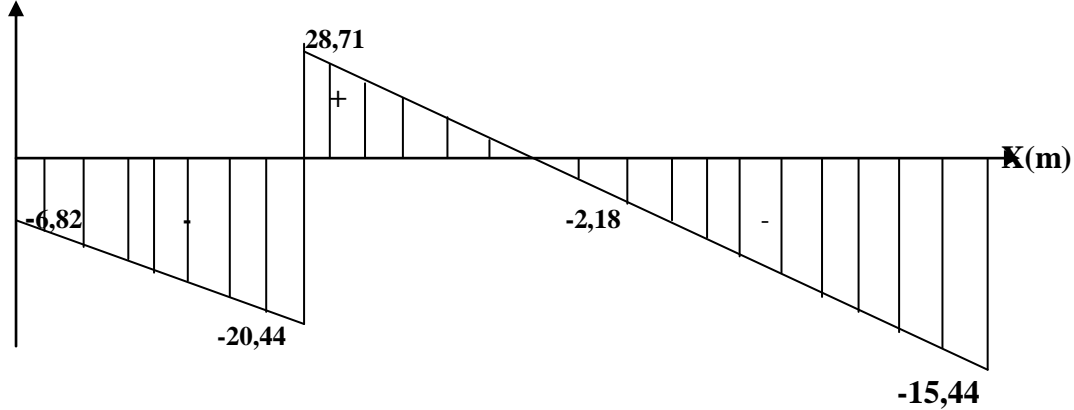


Diagramme des efforts tranchants

III.3.11. Vérification à l'ELS :

Etat limite de compression du béton :

En travée :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \sigma_{st}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec :

$$M_s = 11,11 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 18} = 0,218 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,925 \quad \rightarrow K_1 = 51,67$$

$$\sigma_{st} = \frac{11,11 \times 10^3}{0,925 \times 18 \times 3,93} = \mathbf{169,78 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{169,78}{51,67} = \mathbf{3,28 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{3,28 \text{ MPa}} < \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

Avec :

$$M_s = -24,5 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,932 \quad \rightarrow K_1 = 58,53$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{24,5 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 3,14} = \mathbf{465,1 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \sigma_{st} = \frac{465,1}{58,53} = \mathbf{7,94 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{7,94 \text{ MPa}} < \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la flèche :

BAEL91 R 99, B.6.5, 1 :

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{20}{400} \geq \frac{1}{16} \implies 0,05 > 0,0625 \implies \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

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

Calcul de la flèche :

Il faut vérifier que :

$$\frac{5q_s l^4}{348 E_v I_0} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

- Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + 15A = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 3,93$$

$$B_0 = 2058,95 \text{ cm}^2$$

- Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A \cdot d$$

$$S_{/xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 3,93 \times 18 = 21061,1 \text{ cm}^3$$

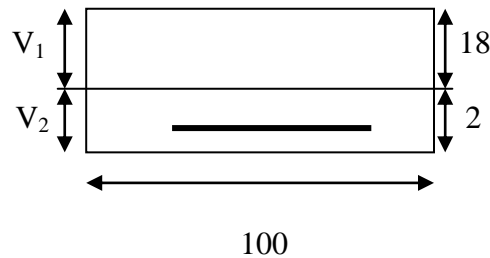
- Position du centre de gravité

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{21061,1}{2058,95} = 10,22 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,22 = 9,78 \text{ cm}$$

$$V_1 = 10,22 \text{ cm}$$

$$V_2 = 9,78 \text{ cm}$$



- Moment d'inertie de la section homogénéisée/G

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times A_{st} \times (v_2 - C)^2 = \frac{100}{3} \times (10,22^3 + 9,78^3) + 15 \times 3,93 \times (9,78 - 2)^2$$

$$I_0 = 70331,6 \text{ cm}^4$$

- Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{3,93}{100 \times 18} = 0,002$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2+3) \times 0,002} = 10,5$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = 4,2$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{(4\rho\sigma_s) + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,002 \times 465,1) + 2,1} = 0,37$$

$$\mu = 0,37$$

- Calcul de l'inertie fictive I_f

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + (0,4\mu\lambda_v)} = I_{fv} = \frac{1,1 \times 70331,6}{1 + (0,4 \times 0,37 \times 4,2)} = 47708,9 \text{ cm}^4$$

- Calcul de flèche

$$\frac{5q_s l^4}{348 E_v I_0} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$E_v = 3700^3 \bar{f}_{c28} = 10818,865$$

$$f = \frac{5}{348} \times \frac{12,21 \times (4 \times 10^3)^4}{10818,865 \times 70331,6 \times 10^4} = 5,9 \text{ mm}$$

$$f = 5,9 \text{ mm} < \bar{f} = 8 \text{ mm} \implies \text{La flèche est vérifiée}$$

Conclusion :**- Aux Appuis :**

Armatures principales : **5HA10/ml** avec un espacement $S_t = 20$ cm.

Armatures de répartitions : **4HA10/ml** avec un espacement $S_t = 25$ cm.

- En travée :

Armatures principales : **4HA10/ml** avec un espacement $S_t = 25$ cm.

Armatures de répartitions : **4HA10/ml** avec un espacement $S_t = 25$ cm.

III.4.poutre palière :**III.4.1.définition :**

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire ($b \times h$), considérée comme semi encastrée dans les poteaux. Elle est destinée à supporter son poids propre, le poids du mur et la réaction du palier.

Etant donné que l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera brisée partiellement encastrée dans les poteaux.

Sa portée est de 3,40m.

III.4.2. Pré dimensionnement :**❖ Hauteur :**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante : $\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$

Avec :

h_t : hauteur de la poutre.

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

$$L_{max} = 340 - 25 = 315 \text{ cm}$$

Donc :

$$\frac{315}{15} \leq h_t \leq \frac{315}{10} \quad \Longrightarrow \quad 21 \text{ cm} \leq h_t \leq 31,5 \text{ cm}$$

On opte pour : $h_t = 30 \text{ cm}$

❖ Largeur :

La largeur de la poutre palière est donnée par : $0,4 h_t \leq b \leq 0,7h_t$

D'où : $12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$.

Selon le RPA : $b \geq 20\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad$ on opte pour $b = 25\text{cm}$

Vérifications relatives aux exigences du RPA version 2003 (art 7.5.1)

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 > 20\text{cm}$ condition Vérifiée.
- $h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 30 = 30\text{cm}$ condition Vérifiée.
- $\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots\dots 30 / 25 = 1,2 < 4$ condition Vérifiée.

Conclusion : Donc les dimensions de la poutre palière : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$.

III.4.3.détermination des charges et surcharges :

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier

- **Poids propre de la poutre :**
 $G_p = \gamma_{\text{béton}} \cdot b \cdot h \cdot L = 25 \times 0,25 \times 0,3 \times 3,4 = 6,375 \text{ KN/ml}$
- **Poids propre du mur extérieur :** $G_m = 2,36 \times \frac{3,06-0,35}{2} = 3,2 \text{ KN/ml}$
- **Poids propre total :** $G_{\text{total}} = G_m + G_p = 3,2 + 6,375 = 9,575 \text{ KN/ml}$

Chargement dû aux réactions du palier Réaction du palier à l'ELU :

Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 67,81 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 49,15 \text{ KN/ml}$

- Les combinaisons de charges

ELU : $q_u = 1,35G + T_u = (1,35 \times 9,575) + 67,81 = 80,73 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + T_s = 9,575 + 49,15 = 58,72 \text{ kN/ml}$

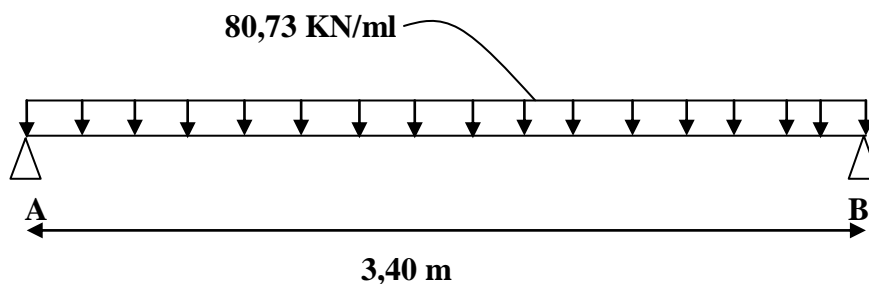
III.4.3. Calcul des efforts internes :**III.4.3.1. Les efforts internes à l'ELU :**

Figure III.4.1: Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

Réaction d'appuis : $R_a = R_b = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{80,73 \times 3,4}{2} = 137,2 \text{ KN}$

Effort tranchant : $T_{\text{max}} = 137,2 \text{ KN}$

Moment isostatique : $M_o = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{80,73 \times 3,4^2}{8} = 116,65 \text{ KN.m}$

Moments corrigés :

En travée : $M_t = 0,85 M_o = 0,85 \times 116,64 = 99,15 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0,3 M_o = -0,3 \times 116,65 = -34,99 \text{ KN.m.}$

III.4.3.2. Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

$$q_u = 80,73 \text{ KN/ml}$$

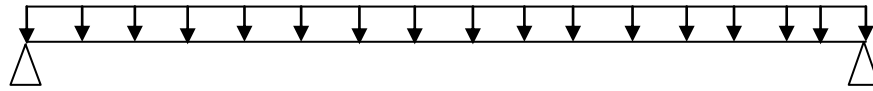


Schéma statique.

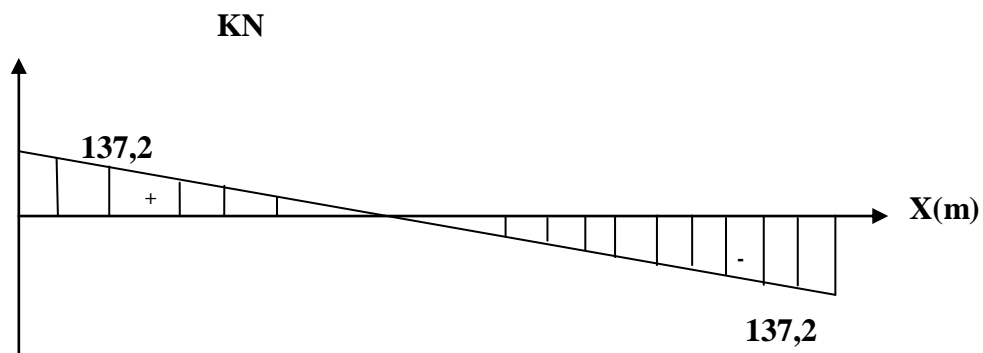
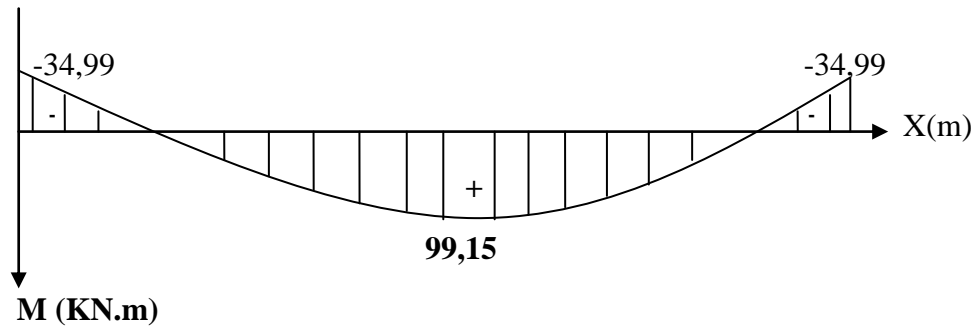


Figure III.4.2 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

III.4.3.3. Les efforts internes à l'ELU :

$$q_s = 58,72$$

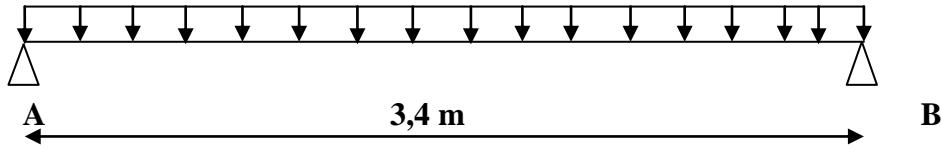


Figure III.4.3: Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.

Réaction d'appuis : $R_a = R_b = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{58,72 \times 3,4}{2} = 99,8 \text{ KN}$

Effort tranchant : $T_{\max} = 99,8 \text{ KN}$

Moment isostatique : $M_o = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{58,72 \times 3,4^2}{8} = 84,85 \text{ KN.m}$

Moments corrigés :

En travée : $M_t = 0,85 M_o = 0,85 \times 84,85 = 72,12 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0,3 M_o = -0,3 \times 84,85 = -25,45 \text{ KN.m}$

III.4.3.4. Diagramme des efforts interne à l'ELU :

$$q_s = 58,72 \text{ KN/ml}$$

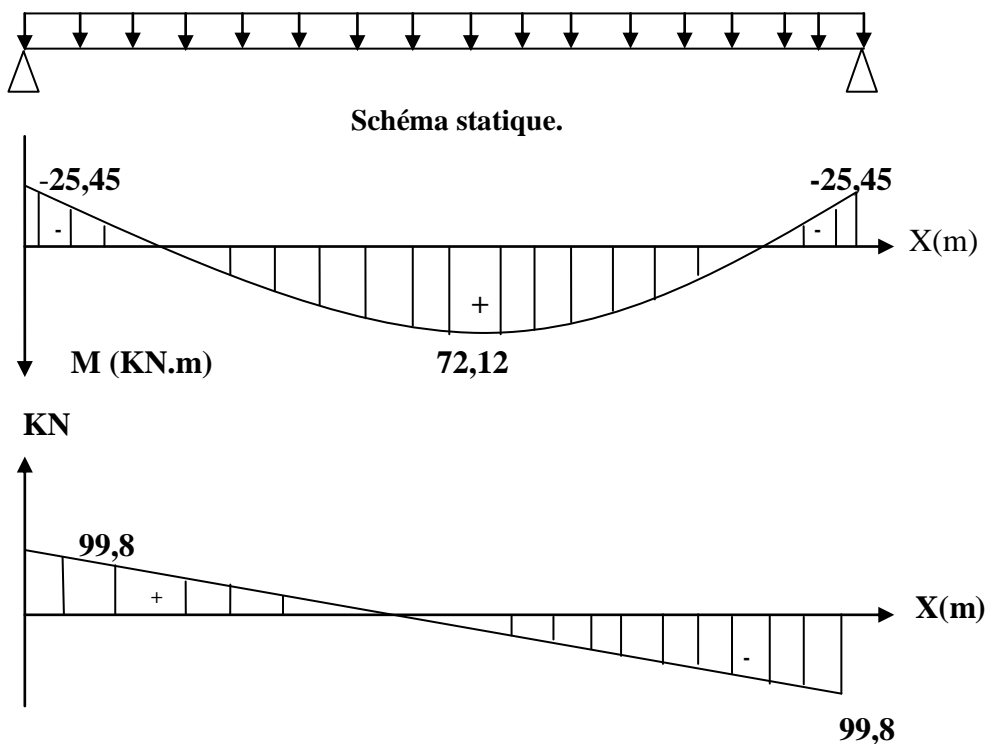


Figure III.4.4 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

III.4.4. Calcul à l'ELU :

III.4.4.1. Le Ferrailage en travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{72,12 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = \mathbf{0,260}$$

Avec :

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 72,12 \text{ KN.m}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,260 < \mu_l = 0,392 \implies \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0,260 \implies \beta = \mathbf{0,846}$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{72,12 \times 10^3}{0,846 \times 28 \times 348} = 8,74 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

$$A_{st} = \mathbf{8,74 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{3HA16 + 2HA14 = 6,03 + 3,08 = 9,11 \text{ cm}^2}$$

III.4.4.2. Ferrailage aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{25,45 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = \mathbf{0,090}$$

Avec :

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_a = 25,45 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,090 < \mu_l = 0,392 \implies \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0,066 \implies \beta = 0,953$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{25,45 \times 10^3}{0,953 \times 28 \times 348} = 2,74 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_a = \mathbf{2,74 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{3HA14 = 4,62 \text{ cm}^2}.$$

III.4.5. Les vérifications à l'ELU :

- ❖ **Vérification de la condition de non fragilité du béton :**
BAEL 91 R 99, A.4.2 ,1

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$

D'où : $A_{\min} = \frac{0,23 \times 25 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$

En travée :

$A_t = 9,11 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 \implies$ Condition vérifiée

Aux appuis :

$A_a = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 \implies$ Condition vérifiée

- ❖ **Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) :**
BAEL 91 R 99, A.5.1, 211

La fissuration est prise comme peu préjudiciable ; on doit vérifier :

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

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$

D'où : $\tau_u = \frac{137,2 \times 10^3}{250 \times 280} = 1,96 \text{ MPa}$

$\tau_u = 1,96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \implies$ condition vérifiée.

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- ❖ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**
(ArtA.5.1.3/BAEL91 /modifiée99)

Influence sur le béton :

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

T_{\max} : effort tranchant $\implies T_{\max} = 137,2 \text{ KN}$

a : longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0,9 \times d$)

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\gamma_b = 1,5$

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 28 \times 25 \times 10^{-1}$$

$T_{\max} = 137,2 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \implies$ condition vérifiée.

Influence sur les armatures :

$$(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

Avec :

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$M_a = 25,45 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 137,2 \text{ KN}$$

$$A_{\text{stan crer}} = (137,2 - \frac{25,45}{0,9 \times 0,28}) \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} = 1,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{stadopté}} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ tan crer}} = 1,04 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

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

BAEL 91 R 99, A.6.1 ,3

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

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9.d.\Sigma\mu_i}$$

Avec : μ_i : somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma \mu_i = n\phi\pi = 3 \times 1,4 \times 3,14 = 13,188 \text{ cm}$$

avec : n : nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{137,2 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 13,188} = 4,13 \text{ MPa}$$

On a :

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

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement

$\psi_s = 1,5$ (Acier de haute adhérence).

On aura : $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = 4,13 \text{ MPa} > \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{condition non vérifiée.}$$

Donc on va augmenter la section, on prend $A_a = 4\text{HA}14 = 6,15 \text{ cm}^2$

$$\Sigma \mu_i = n\phi\pi = 4 \times 1,4 \times 3,14 = 17,58 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{137,2 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 17,58} = 3,09 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 3,09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

III.4.6. Calcul des armatures transversal :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL91 [03]/ Art A.7.2.12)

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \varnothing_l, \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

\varnothing_t : diamètre des armatures transversal.

\varnothing_l : diamètre des armatures longitudinales.

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; 1,6; \frac{25}{10} \right\} = \min\{0,85; 1,6; 2,5\} = \mathbf{0,85 \text{ cm}}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier et un cadre de **HA8**

❖ Espacement des armatures transversal :

Selon le (RPA 2003 / Art7.5-2.2)

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4}, 12\varnothing_l, 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1,4; 30 \text{ cm} \right\} = \min\{7,5; 16,8; 30 \text{ cm}\} = 7,5 \text{ cm}$$

Soit : **$S_t = 7,5 \text{ cm}$**

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

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

Soit : **$S_t = 15 \text{ cm}$**

III.4.7. Vérification à ELS :**❖ État limite d'ouverture des fissurations :**

(BAEL 91 R 99 Art. B.6.3)

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

❖ État limite de compression du béton :

(BAEL 91 R 99 Art A.4.5.2)

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

Moment corrigé :

En travée : $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 84,85 = 72,12 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 84,85 = -25,45 \text{ KN.m}$

- En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \sigma_{st}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec :

$$M_s = 72,12 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 9,11 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9,11}{25 \times 28} = 1,3 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,846 \quad \rightarrow K_1 = 17,47$$

$$\sigma_{st} = \frac{72,12 \times 10^3}{0,846 \times 28 \times 9,11} = 334,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{334,2}{17,47} = 19,13 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 19,13 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies$ Condition non vérifiée.

On va augmenter les dimensions de la poutre (25x35) cm²

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9,11}{25 \times 33} = 1,104 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,855 \quad \rightarrow K_1 = 19,48$$

$$\sigma_{st} = \frac{72,12 \times 10^3}{0,855 \times 33 \times 9,11} = 280,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{280,58}{19,48} = 14,4 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 14,4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies$ Condition vérifiée.

- Aux appuis :

Avec :

$$M_s = 25,45 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 6,15 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6,15}{25 \times 33} = 0,75 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,875 \quad \rightarrow K_1 = 25$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{25,45 \times 10^3}{0,875 \times 33 \times 6,15} = 143,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \sigma_{st} = \frac{143,31}{25} = 5,7 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5,7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies$ Condition vérifiée.

$\sigma_{st} = 143,31 < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$

❖ Vérification de la flèche :

BAEL91 R 99, B.6.5, 1 :

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

Avec

h : hauteur totale. ($h = 35$ cm)

l : portée entre nus d'appuis. ($l = 305$ cm)

M_t : moment max en travée. ($M_t = 72,12$ KN.m)

M_0 : moment max de la travée isostatique. ($M_0 = 84,85$ KN)

A_t : section des armatures. ($A_t = 9,11$ cm²)

d : hauteur utile de la section droite. ($d = h - c = 35 - 2 = 33$ cm)

b : largeur de la nervure. $B = 25$ cm

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{35}{305} \geq \frac{1}{16} \implies 0,114 > 0,0625 \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \implies \frac{35}{305} \geq \frac{72,12}{10 \times 84,85} \implies 0,114 > 0,084 \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{9,11}{25 \times 33} \leq \frac{4,2}{400} \implies 0,0101 > 0,0105 \implies \text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée)

Conclusion :

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales :

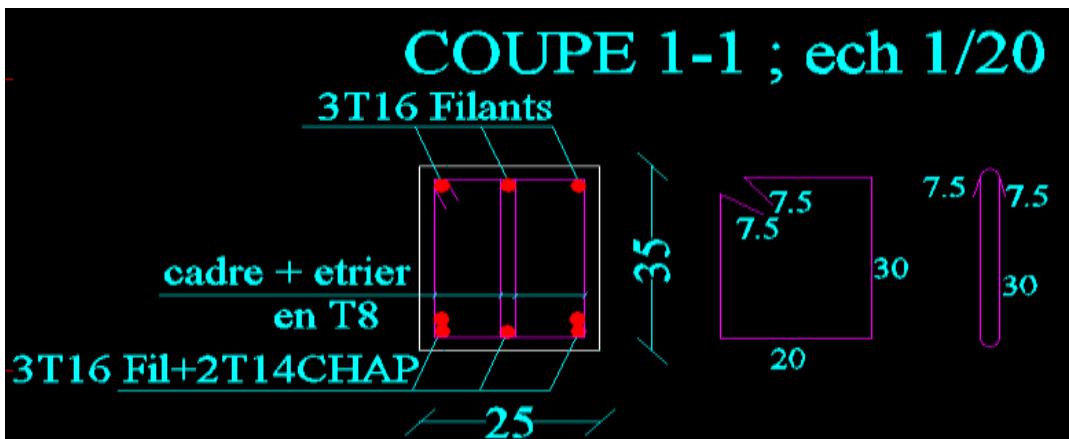
En travée : $3HA16 + 2HA14 = 6,03 + 3,08 = 9,11 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $4HA14 = 6,15 \text{ cm}^2$

Armatures transversales :

Cadre + étrier HA8

En travée :



Aux appuis :

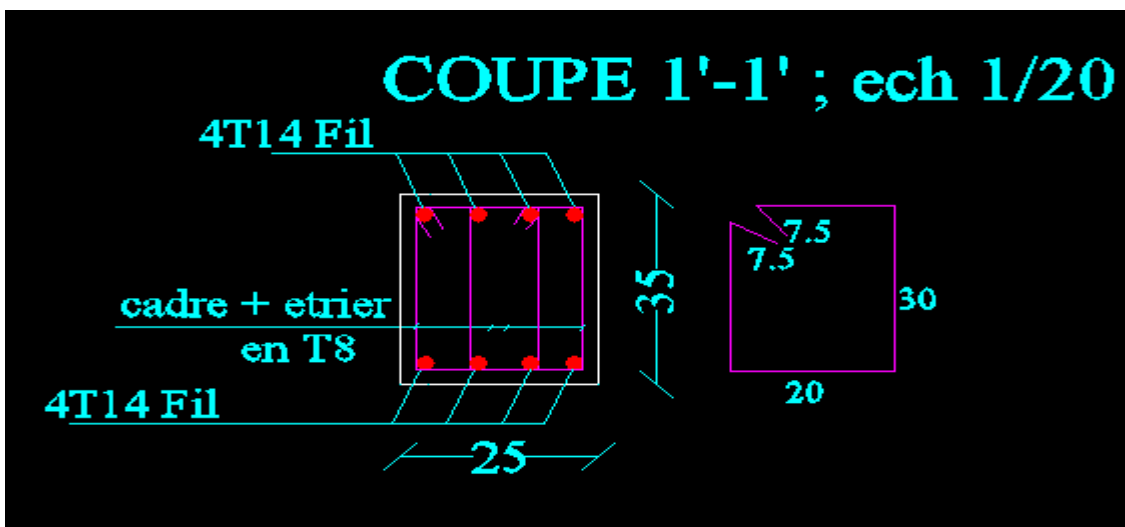


Schéma du ferrailage de la poutre palière

III.5.Balcon :**1) Définition :**

Un balcon est un élément de structure en dalle pleine qui va subir des charges et des surcharges. Il se calcule comme une console encastrée d'une seule extrémité dans la poutre de rive.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m.

2) Pré dimensionnement de la dalle pleine :

- Largeur $l=1,45\text{m}$.

- Epaisseur de balcon (dalle pleine) : $e \geq \frac{l}{10} = \frac{145}{10} = 14,5 \text{ cm}$.

On prend une épaisseur $e = 15\text{cm}$.

✓ Critère de résistance :

$e_p \geq \frac{L_x}{20}$ pour une dalle sur un ou deux appuis parallèles.

$\frac{L_x}{45} \leq e_p \leq \frac{L_x}{40}$ pour une dalle sur trois appuis ou sur quatre appuis avec $\rho > 0,4$

Application numérique :

Dalle sur deux appuis : $e_p \geq \frac{L_x}{20} \implies e_p \geq \frac{145}{20} \implies e_p \geq 7,25 \text{ cm}$

Dalle sur trois appuis : $\frac{L_x}{45} \leq e_p \leq \frac{L_x}{40} \implies \frac{145}{45} \leq e_p \leq \frac{145}{40} \implies 3,22 \leq e_p \leq 3,62$

✓ **Condition de résistance au feu :**

$e_p \geq 11 \text{ cm}$ 2 heures coupe-feu.

Il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres...) soit au moins deux heures, alors on opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures donc on a : $e_p = 15 \text{ cm}$

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

3) Détermination des charges :

a) Charges permanentes du balcon :

Éléments	Épaisseur (m)	pois volumique (KN / m ³)	G (KN / m ²)
Revêtement en Carrelage	0,02	20	0,4
Chape en Mortier de pose	0,02	20	0,4
Couche de sable	0,03	18	0,54
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
G total :			5,45

Tableau III.5.1.charge permanente de la dalle pleine du balcon.

b) Surcharges d'exploitation :

$Q = 3,5 \text{ KN / ml.}$

D'après le DTR (IV.7.1, 17)

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

N°	Désignation	Epaisseur	Poids volumique (KN/m ³)	références	G (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0,02x2	18	VI.C.2.2	0,72
2	Mur en béton armé	0,1	25	VI.C.3, A	2,5
G total :					3,22

Tableau III.5.2 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps.

4) Combinaison des charges :

➤ A l'ELU :

❖ Dalle:

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = (1,35 \times 5,45 + 1,5 \times 3,5) \times 1 \text{ m} = \mathbf{12,6 \text{ KN/ml}}$$

❖ Garde corps:

$$g_u = (1,35 g) \times 1 = (1,35 \times 3,22) \times 1 \text{ m} = \mathbf{4,347 \text{ KN/ml}}$$

❖ La main courante :

$$p_u = 1,5 \times p = 1,5 \times 1 = \mathbf{1,5 \text{ KN/ml}}$$

➤ A l'ELS :

❖ Dalle :

$$q_s = (G + Q) \times 1 = (5,45 + 3,5) \times 1 \text{ m} = \mathbf{8,95 \text{ KN/ml}}$$

❖ Garde corps :

$$g_s = g \times 1 = 3,22 \times 1 \text{ m} = \mathbf{3,22 \text{ KN}}$$

❖ La main courante :

$$p_u = p = \mathbf{1 \text{ KN/ml}}$$

5) Calcul à l'ELU :

✓ Calcul des moments :

$$N_u = N_u = -1,5 \text{ KN (effort de traction)}$$

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

$$M_u = -\frac{12,6 \times 1,45^2}{2} - 4,347 \times 1,45 - 1,5 \times 1 = -21,04 \text{ KN.ml}$$

Le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue.

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{21,04}{1,5} = 14,026 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{15}{2} - 2 = 0,055 \text{ m}$$

$$e_u = 14,026 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0,055 \text{ m}$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de traction, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

6) Ferrailage :

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

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



Figure III.5.2: section de balcon.

- Avec :
- h : Epaisseur de la section (h = 15 cm).
 - b : Largeur de la section (b = 100 cm).
 - c : Enrobage (c = c' = 2 cm).
 - d : Hauteur utile (h - c = 15 - 2 = 13 cm).

❖ **Armature principale :**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement

- Calcul en flexion simple :

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 14,026 + 0,055 = \mathbf{14,081 \text{ m.}}$$

- Moment fictif par rapport aux aciers tendus :

$$M_f = N_u \times g = 1,5 \times 14,081 = \mathbf{21,12 \text{ KN.m}}$$

$$\text{- Moment réduit : } \mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{21,12 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = \mathbf{0,088} < \mu_l = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (SSA)

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant $\mu = 0,088 \Rightarrow \beta = 0,954$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{21,12 \times 10^3}{0,954 \times 13 \times 348} = \mathbf{4,89 \text{ cm}^2}$$

Soit : $A_{st} = \mathbf{5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2}$. Avec : un espacement : $S_{t1} = 20 \text{ cm}$

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = \mathbf{1,41 \text{ cm}^2}$$

Soit : $A_r = \mathbf{4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2}$ Avec : un espacement : $S_{t2} = 25 \text{ cm}$

6) Calcul à l'ELS :**- Calcul des moments :**

$$N_s = p_s = - 1,0 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = q_s \cdot \frac{l^2}{2} + g \cdot l + p \cdot l = 8,95 \times \frac{1,45^2}{2} + (3,22 \times 1,45) + 1 \times 1 = \mathbf{15,08 \text{ KN.m}}$$

7) Vérification à l'ELU :❖ **Vérification de la condition de non fragilité du béton :**

BAEL 91 R 99, A.4.2 ,1

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = \mathbf{2,1 \text{ MPa}}$

$$\text{D'où : } A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = \mathbf{1,57 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} < A_{st} = \mathbf{5,65 \text{ cm}^2} \Rightarrow$ condition vérifiée.

❖ **Vérification de l'espacement**

BAEL 91 R 99, A.8.2 ,42

✓ **Armatures principales :**

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

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

$$S_{t1} = 20\text{cm} < 33 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée.✓ **Armatures de répartition :**

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

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

$$S_{t2} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée.❖ **Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) :**

BAEL 91 R 99, A.5.1, 211

La fissuration est prise comme état préjudiciable car le balcon est exposé aux, intempéries (variation de température, l'eau, neige,...etc) ; on doit vérifier :

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

$$V_u = q_u \times L + g_u = 12,6 \times 1,45 + 4,347 = 22,617 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{v_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{22,617 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

BAEL 91 R 99, A.6.1 ,3

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

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9.d.\Sigma\mu_i}$$

Avec : μ_i : somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma \mu_i = n\phi\pi = 5 \pi \cdot 1,2 = 18,84 \text{ cm} \quad \text{avec : } n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{22,617 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = \mathbf{1,026 \text{ MPa}}$$

On a :

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

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement

$\psi_s = 1,5$ (Acier de haute adhérence).

On aura : $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = \mathbf{1,026 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{3,15 \text{ MPa}} \implies \text{condition vérifiée.}$$

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

❖ **Longueur de scellement :** **BAEL 91 R 99, A.6.1 ,221**

Longueur de scellement (l_s) droit, est donnée par :

$$l_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\bar{\tau}_{su}}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

On opte pour $l_s = 45 \text{ cm}$.

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article **BAEL 91 R 99 A.6.1, 253** est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$l_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

8) Vérification à l'ELS :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \sigma_{st}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec :

$$M_s = 15,08 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,435 \rightarrow \beta_1 = 0,899 \rightarrow K_1 = 34,5$$

$$\sigma_{st} = \frac{15,08 \times 10^3}{0,899 \times 13 \times 5,65} = \mathbf{228,37 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{228,37}{34,5} = \mathbf{6,62 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{6,62 \text{ MPa}} < \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

9) Vérification de la flèche :

BAEL91 R 99, B.6.5, 1 :

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \implies \frac{15}{145} \geq \frac{1}{22,5} \implies 0,1 > 0,044 \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{15M_u} \implies \frac{15}{145} \geq \frac{15,08}{15 \times 21,04} \implies 0,1 > 0,048 \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \implies \frac{5,65}{100 \times 13} \leq \frac{3,6}{400} \implies 0,004 < 0,009 \implies \text{condition vérifiée}$$

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

CONCLUSION :

Le balcon en dalle pleine sera ferrillé comme suit :

- Armatures principales **5HA12** ($A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$
- Armatures de répartitions **4HA8** ($A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

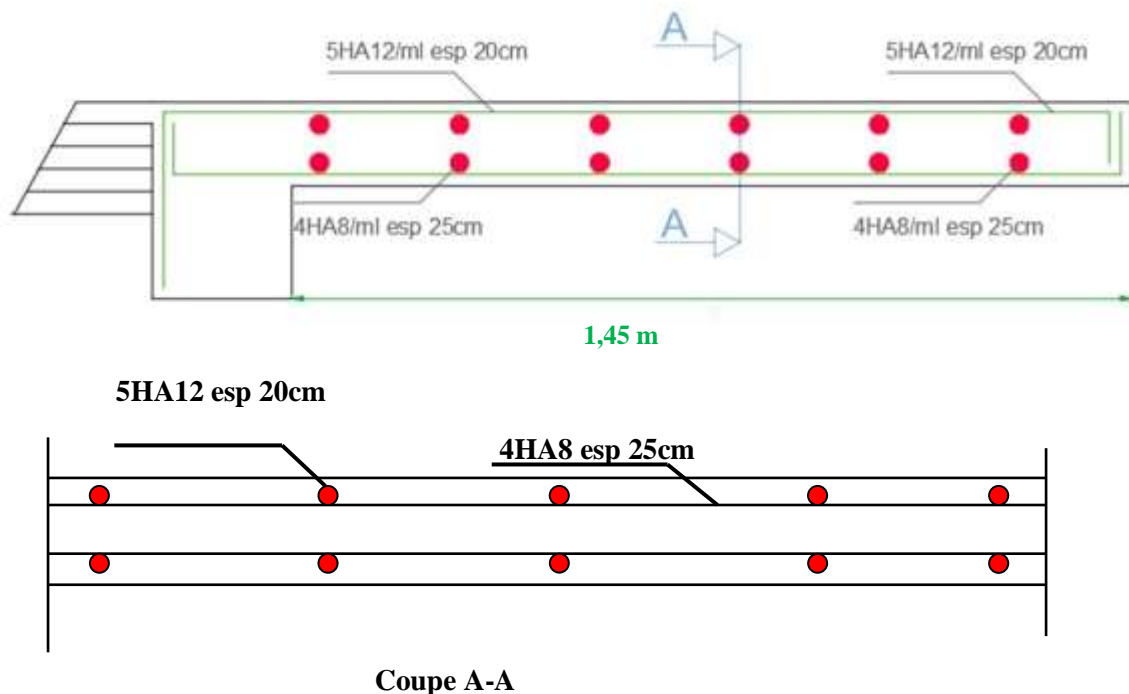


Figure III.5.3 : Schéma de Ferrillage du balcon.

III.6. La dalle de la salle machine :**1) Définition :**

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

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au dessus de la gaine. Il est principalement composé d'un système de levage (Moteur électrique, treuil et câbles métalliques), d'une cabine et d'un contrepoids.

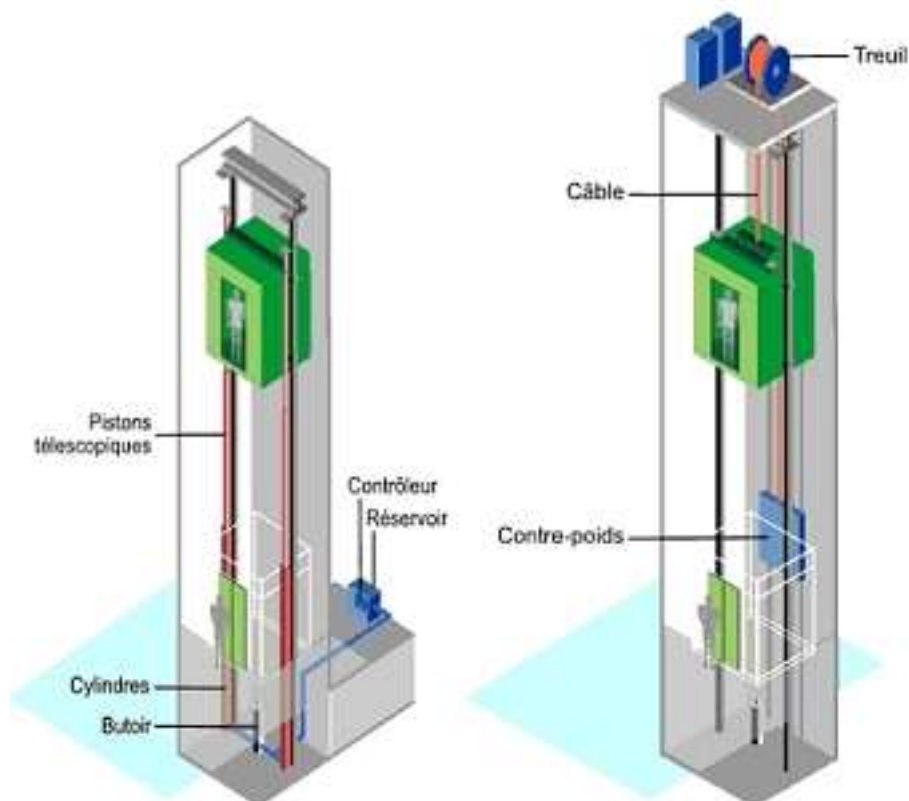


Figure III.6.1 : Schéma de l'ascenseur

2) Dimensionnement :

❖ Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle h_t doit satisfaire les conditions suivantes :

Dans notre cas c'est une dalle isolée.

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{165}{185} = 0,9 \implies 0,4 \leq \rho = 0,9 \leq 1$$

Avec :

L_x : la petite portée

L_y : la grande portée

Dans ce cas le panneau travail dans les deux sens, donc on considère au milieu de chaque porté une bande de 1m de largeur.

$$\text{Donc : } h_t \geq \frac{l_x}{30} \implies h_t \geq \frac{165}{30} = 5,5\text{cm} \implies h_t \geq 5,5\text{cm}$$

h_t : Épaisseur d'une dalle pleine.

NB : le **RPA version 2003** exige une hauteur $h_t \geq 12$ cm.

Donc on opte pour **$h_t = 15$ cm.**

❖ Calcul de U et V :

U, V : Dimensions du rectangle sur lequel s'applique la charge P compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton, elles sont déterminées au niveau du feuillet moyen de

$$U = U_0 + 2\xi \cdot e + h_t$$

$$V = V_0 + 2\xi \cdot e + h_t$$

Avec :

ξ : Coefficient de la nature de revêtement

e : l'épaisseur du revêtement ($e=5$ cm).

h_t : épaisseur de la dalle.

U_0, V_0 : surface de contact, zone dans laquelle P est concentrée

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

$$\text{D'où : } U = 80 + 2(1) \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 2(1) \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

3) Détermination des sollicitations :

Calcul des moments fléchissant :

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

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

Avec :

v : Coefficient de POISSON.

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des abaques de PIGEAUD en fonction de $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$ et ρ .

$$\text{Donc : } \frac{U}{l_x} = \frac{105}{165} = 0,6 \quad ; \quad \frac{V}{l_y} = \frac{105}{185} = 0,5 \quad ; \quad \rho = 0,9$$

$$\text{Après interpolation : } M_1 = 0,089 \quad ; \quad M_2 = 0,073$$

À l'ELU (v= 0)

$$M_{x1} = 1,35P \times M_1 = 1,35 \times 90 \times 0,089 = \mathbf{10,81 \text{ kN.m.}}$$

$$M_{y1} = 1,35P \times M_2 = 1,35 \times 90 \times 0,073 = \mathbf{8,87 \text{ kN.m.}}$$

À l'ELS (v= 0.2)

$$M_{x1} = P. (M_1 + 0,2M_2) = 90 \times (0,089 + 0,2 \times 0,073) = \mathbf{9,324 \text{ kN.m.}}$$

$$M_{y1} = P. (M_2 + 0,2M_1) = 90 \times (0,073 + 0,2 \times 0,089) = \mathbf{8,172 \text{ kN.m.}}$$

Moments dus au poids propre de la dalle pleine :

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

Où :

M_{x2} : Le moment fléchissant dans le sens de (Petite portée).

M_{y2} : Le moment fléchissant dans le sens de L_y (Grande portée).

μ_x et μ_y : Coefficients données par le tableau en fonction du rapport $\rho_x = \frac{l_x}{l_y}$ et du coefficient de poisson v.

Donc pour $\rho_x = 0,9$

à l'ELU : $\mu_x = 0,0458$; $\mu_y = 0,778$

à l'ELS : $\mu_x = 0,0529$; $\mu_y = 0,846$

À l'ELU :

✓ Poids propre de la dalle : $G = (0,15 \times 25 + 22 \times 0,05) \times 1 \text{ m} = \mathbf{4,85 \text{ KN/ml}}$

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à **1 KN/m²**.

✓ $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = \mathbf{8,0475 \text{ KN/m}}$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0458 \times 8,0475 \times 1,65^2 = \mathbf{1,003 \text{ kN.m.}}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,778 \times 1,003 = \mathbf{0,78 \text{ kN.m.}}$$

À l'ELS :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0529 \times (4,85 + 1) \times 1,65^2 = \mathbf{0,84 \text{ kN.m.}}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,846 \times 0,84 = \mathbf{0,71 \text{ kN.m.}}$$

Superposition des moments agissant au centre du panneau :**À l'ELU :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,81 + 1,003 = \mathbf{11,81 \text{ kN.m.}}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,87 + 0,78 = \mathbf{9,65 \text{ kN.m.}}$$

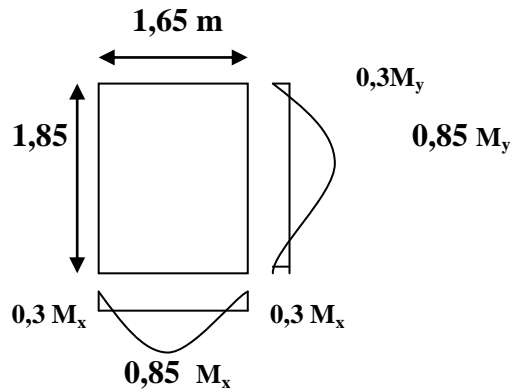
À l'ELS :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,324 + 0,84 = \mathbf{10,164 \text{ kN.m.}}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,172 + 0,71 = \mathbf{8,882 \text{ kN.m.}}$$

Remarque : à fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

4) Diagramme des moments de panneau de dalle en travée et aux appuis :



À l'ELU :

Les moments en travée :

$$M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 11,81 = 10,04 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 9,65 = 8,2 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis:

$$M_x^a = 0,3 M_x = 0,3 \times 11,81 = 3,54 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 M_y = 0,3 \times 9,65 = 2,89 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

Les moments en travée :

$$M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 10,164 = 8,64 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 8,882 = 7,55 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis:

$$M_x^a = -0,3 M_x = -0,3 \times 10,164 = -3,05 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 M_y = -0,3 \times 8,882 = -2,66 \text{ KN.m}$$

5) Détermination de la section des armatures :

Le calcul des armatures s'effectue en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur de la dalle, et nous avons un même ferrailage dans le sens x-x et dans le sens y-y.

❖ En travée :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}$.

• ELU :

Armatures à X-X :

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,04 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = \mathbf{0,042}$$

$\mu = 0,042 < \mu_l = 0,392 \implies$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0,042 \implies \beta = \mathbf{0,979}$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,04 \times 10^3}{0,979 \times 13 \times 348} = \mathbf{2,26 \text{ cm}^2}$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²** avec un espacement **S_t = 25cm**.

Armatures à Y-Y :

$$\mu = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8,2 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = \mathbf{0,034}$$

$\mu = 0,034 < \mu_l = 0,392 \implies$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0,034 \implies \beta = \mathbf{0,983}$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,2 \times 10^3}{0,983 \times 13 \times 348} = \mathbf{1,84 \text{ cm}^2}$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²** avec un espacement **S_t = 25cm**.

❖ **Aux appuis :**

Armatures à X-X :

On a: $d = 13$, $c = 2\text{cm}$, $b = 100\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,54 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = \mathbf{0,014}$$

$\mu = 0,014 < \mu_l = 0,392 \implies$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0,014 \implies \beta = \mathbf{0,993}$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3,54 \times 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = \mathbf{0,78 \text{ cm}^2}$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²** avec un espacement **S_t = 25cm.**

Armatures à Y-Y :

$$\mu = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,89 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = \mathbf{0,012}$$

$\mu = 0,012 < \mu_l = 0,392 \implies$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0,012 \implies \beta = \mathbf{0,994}$

$$A_{st} = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2,89 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = \mathbf{0,64 \text{ cm}^2}$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²** avec un espacement **S_t = 25cm.**

6) Vérification à L'ELU :

Condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL.91 R 99)

Armatures inférieures (suivant X-X) :

$$\omega_x = \frac{A_{min}^x}{bh} \geq \omega_0 \frac{3-\rho}{2}$$

$$A_{min}^x \geq \omega_0 \frac{3-\rho}{2} bh$$

Avec : $\rho = 0,9$

ω_0 = taux d'acier minimal 0,8‰ = 0,0008 Pour [fe 400]

ω_x : taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

A_{min} : section minimale d'armatures.

$$A_{min}^x \geq 0,0008 \frac{3-0,9}{2} \times 100 \times 15 = \mathbf{1,26 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min}^x = 1,26 \text{ cm}^2 < A_x^t = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{min}^x = 1,26 \text{ cm}^2 < A_x^a = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Armatures inférieures (suivant Y-Y) :

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

$$A_{min}^y \geq \omega_0 bh$$

Avec :

ω_y : taux minimal d'acier en travée dans le sens y - y.

$$A_{min}^y \geq 0,0008 \times 100 \times 15 = \mathbf{1,2 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min}^y = 1,2 \text{ cm}^2 < A_y^t = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{min}^y = 1,2 \text{ cm}^2 < A_y^a = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion : La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

Ecartement des barres : [Art A.8.2.42 du BAEL.91]

Direction la plus sollicitée (x-x) : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

⇒ La condition est vérifiée.

Direction perpendiculaire à la plus sollicitée (y-y) : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

⇒ La condition est vérifiée.

Condition de non Poinçonnement : (BAEL91 modifié 99/ Art A.5.2.42)

Ou admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite.

$$Q_u \leq Q_0 = 0,045 \cdot u_c \cdot h_t \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul à l'ELU.

u_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$u_c = 2(U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$$

h_t : épaisseur de la dalle.

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

$$Q_0 = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$Q_u < Q_0 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : Aucune armature transversale n'est nécessaire.

Diamètre maximale des barres : (BAEL 91 R 99 / A.8.2.42)

On doit vérifier que : $\emptyset \leq \emptyset_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{mm}$

Avec :

\emptyset : Diamètre des armatures longitudinales.

$\emptyset = 10\text{ mm} < \emptyset_{\max} = 15\text{ mm} \implies$ Condition vérifiée.

Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

$b=1\text{m}=1000\text{mm}$; $d=0,9h_t=0,9 \times 15=13,5\text{cm}=135\text{mm}$.

Au milieu de U :

$$T_u = \frac{P_u}{2U+V} \quad \text{avec : } P_u = 1,35 G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = \mathbf{38,57 \text{ KN}}$$

Au milieu de V :

$$T_u = \frac{P_u}{3V}$$

$$T_u = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = \mathbf{38,57 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 135} = \mathbf{0,285 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = \mathbf{1,167 \text{ MPa}}$$

$\tau_u = 0,285 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \implies$ Condition vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

7) Vérification à l'ELS :

Etat limite de compression du béton :

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

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d}$$

Tableau III.6.2: Tableau récapitulatif des résultats

zone	sens	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	x-x	8,64	3,14	0,241	0,921	48,29	229,82	4,76	15	C.V
	y-y	7,55	3,14	0,241	0,921	48,29	200,82	4,16	15	C.V
Appuis	x-x	3,05	2,01	0,155	0,936	63,12	125,11	1,98	15	C.V
	y-y	2,66	2,01	0,155	0,936	63,12	108,76	1,72	15	C.V

Etat limite d'ouverture des fissures :

La dalle de la salle machine n'est pas exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

(Article A.4.5, 32 du BAEL 99).

Etat limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les deux conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 99/ Art. B.7.5) :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20M_x} \quad ; \quad \rho_x = \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

D'où :

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{165} = 0,09 > \frac{M_x^t}{20M_x} = \frac{8,64}{20 \times 10,164} = 0,04 \implies \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \cdot d} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,002 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \implies \text{la condition est vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Après toutes vérifications, on opte le ferrailage comme suit :

Sens x-x :

En travées : 4HA10 /ml avec un espacement $S_t= 25\text{cm}$.

En appuis : 4HA8 /ml avec un espacement $S_t= 25\text{cm}$.

Sens y-y :

En travées : 4HA10 /ml avec un espacement $S_t= 25\text{cm}$.

En appuis : 4HA8 /ml avec un espacement $S_t= 25\text{cm}$.

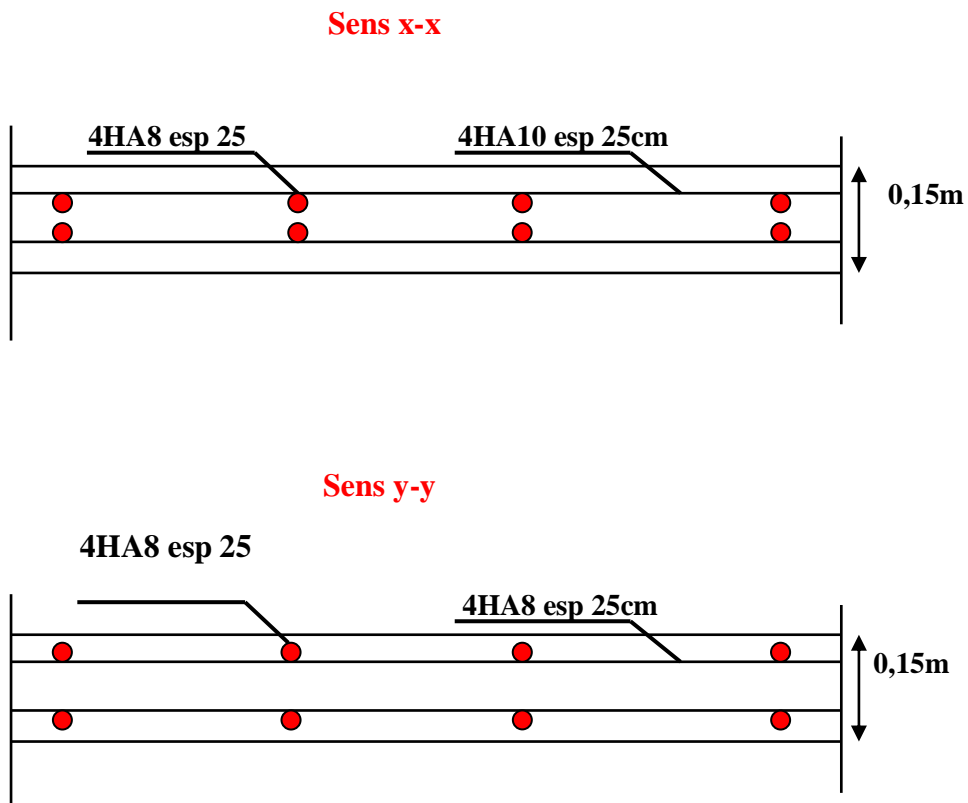


Figure III.6.3: Schéma du ferrailage de la dalle salle machine.

CHAPITRE IV : vérification des exigences du RPA99 modifiée 2003

1) modélisation :**Introduction :**

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible.

C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

1) Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems):

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments est ouvrages de Génie Civil à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme, il permet aussi :

- La modélisation de tous types de structures ;
- La prise en compte des propriétés des matériaux ;
- Le calcul et le dimensionnement des éléments ;
- L'analyse des effets dynamiques est statique ;
- La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibrationetc ;
- Le transfert de données avec d'autres logiciels.

2) Manuel d'utilisation de l'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS 9.7.2.**

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS.

3) Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- introduction de la géométrie du modèle ;
- spécification des propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier...etc) ;
- spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc.) ;
- définition des charges statiques (G, Q) ;
- introduction du spectre de réponse (E) selon le (RPA99 /version2003) ;
- définition de la charge sismique E ;
- chargement des éléments ;
- introduction des combinaisons d'actions ;
- déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

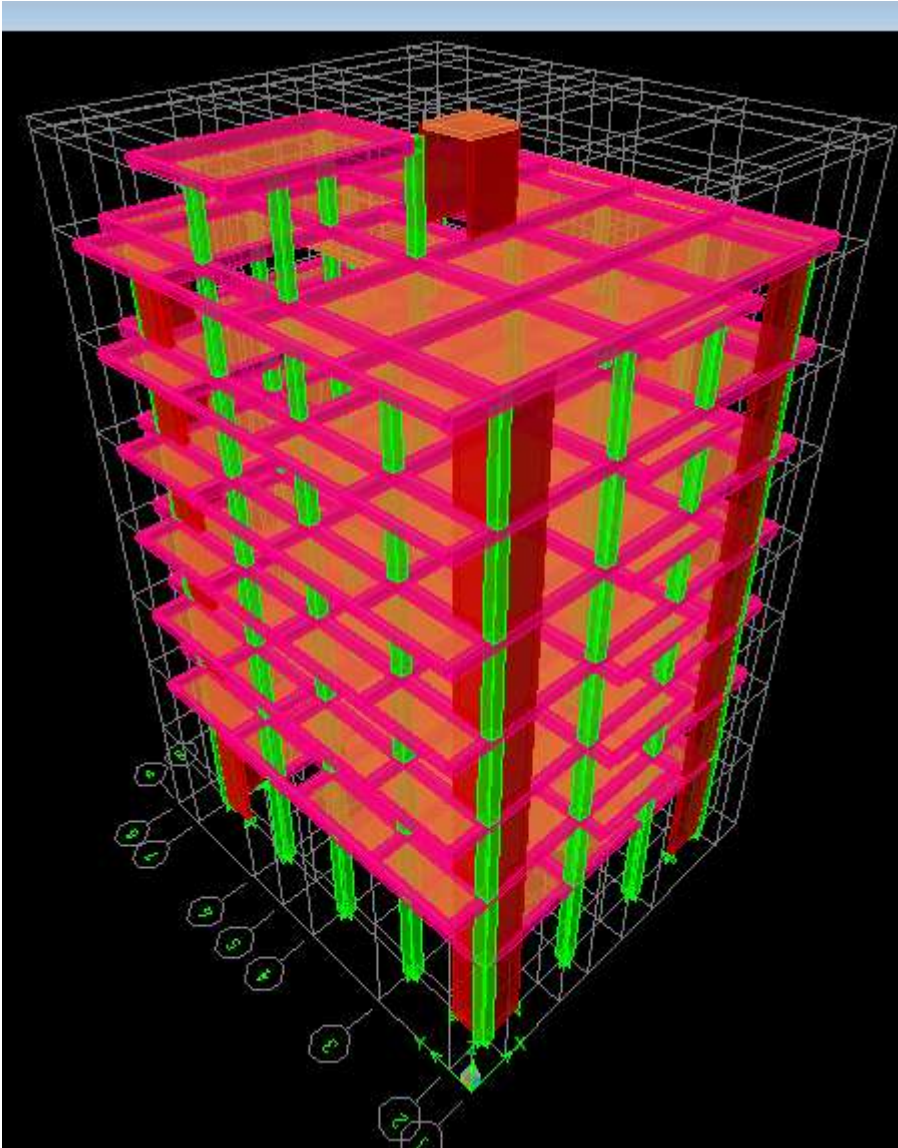


Figure IV.1 : Vu en 3D de la structure

2) Vérification des exigences du RPA :**IV-I. Introduction :**

Notre travail dans ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. Estimation de la période fondamentale de la structure.
2. Nombre de modes à considérer (Article 4.3.4).
3. Justification du système de contreventement.
4. Résultante des forces sismiques de calcul.
5. vérification des déplacements relatifs (Article 5.10).
6. Vérification de l'effet du 2^{ème} ordre (l'effet P-Δ)
7. vérification de l'effort normal réduit

1. Estimation de la période fondamentale de la structure :**1.1- Calcul de la période empirique :**

$$T = C_{Tx}(h_N)^{3/4}$$

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 en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)

$$T_{\text{empirique}} = 0,05 \times (25,24)^{3/4} = \mathbf{0,56 \text{ s}}$$

1.2- Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{\text{maj}} = T + 30\% T = \mathbf{0,72 \text{ s}}$$

1.3- Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Display \implies **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS \implies **modal information** \implies **Building Modal Information**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos... \implies OK \implies OK.

Ensuite, on relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles qu'elles sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Tableau récapitulatif des périodes en fonction des modes.

MODES	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11	M12
période	0,548	0,536	0,479	0,165	0,155	0,138	0,121	0,099	0,095	0,076	0,067	0,061

- **Comparaison des résultats :**

On a :

- La période calculée $T = 0,56$ s
- La période majorée $T_{maj} = 0,72$ s
- La période ETABS $T_{etabs} = 0,548$ s

On remarque que : $T_{etabs} < T < T_{maj}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée.

\implies **Période est vérifiée.**

2. Nombre de modes à considérer (Article 4.3.4) [1]

D'après l'article : « Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

-la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée » (RPA 99, p. 49).

- **Détermination de la participation de la masse modale**

On l'a déterminé en suivant le cheminement ci-après :

Display \implies show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results \implies modal information \implies Building Modal Information

\implies **Modal Participating Mass Ratios**

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Tableau IV.2 : Tableau indiquant comportement modale de la structure.

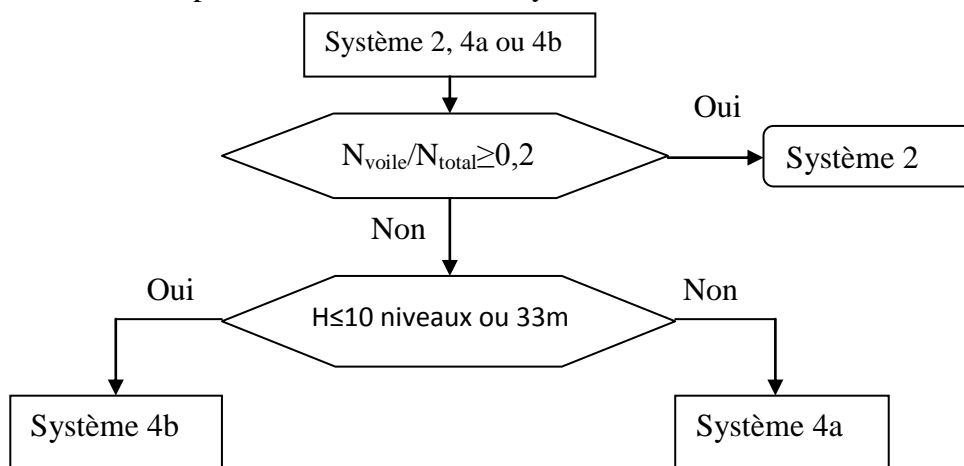
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RC
1	0.34881	73.3499	0.0000	0.0000	73.3499	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.050042	0.0720	77.2000	0.0000	77.4170	77.2720	0.0000	90.4188
3	0.079814	0.0196	0.0478	0.0000	74.3367	77.3188	0.0000	0.0118
4	0.105012	0.0000	12.3262	0.0000	74.3430	89.6400	0.0000	0.0473
5	0.156472	14.0116	0.0000	0.0000	88.8661	89.6688	0.0000	0.0507
6	0.158189	0.1537	0.0124	0.0000	89.1408	89.6882	0.0000	0.0529
7	0.121353	0.0425	0.1167	0.0000	89.1513	90.3788	0.0000	0.0480
8	0.086421	0.0882	0.0001	0.0000	89.2497	89.3800	0.0000	0.0480
9	0.095504	0.0002	0.4789	0.0000	89.3400	90.8088	0.0000	0.0515
10	0.078882	0.0503	4.1013	0.0000	89.3408	94.9862	0.0000	0.0771
11	0.067084	3.2752	0.0000	0.0000	95.5554	94.9828	0.0000	0.0460
12	0.081201	1.9384	0.0000	0.0000	95.5518	95.0288	0.0000	0.0000

➤ Conclusion :

Le nombre de mode à retenir est : 12 modes, où la somme des masses modales effectives dans chacune des deux directions d’excitation dépassant les 90% de la masse totale de la structure, d’où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

3. Justification du système de contreventement :

L’objet de cette classification se traduit par l’attribution d’une valeur numérique du coefficient de comportement R pour chacune des catégories (Tableau 4.3 du RPA 99/2003). La figure suivante représente un organigramme proposé par M. TALEB Rafik dans son article « Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 - Version 2003 pour les Structures de Bâtiments en Béton Armé : Interprétations et Propositions » [6] en page 141 publié dans le journal international « JOURNAL OF MATERIALS AND ENGINEERING STRUCTURES » pour la classification des systèmes de contreventement 2, 4a et 4b :



Pour déterminer les charges verticales et horizontales repris par les voiles dans Etabs on suit les étapes ci-après :

View \implies **Set 3D view**

Une fenêtre s'affichera et on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur

Display \implies **show Deformed shape** \implies **Load: ELU**

En suite:

Draw \implies **Draw Section Cut,**

- Une fenêtre s'affichera et on met dans la case Angle la valeur 0.

Ensuite, on clique sur **refresh** et on prend la valeur sur la case (Force-Z) :c'est la valeur de la force reprise par les voiles et le portique.

Section Cutting Line Projected Coordinates					
Start Point		X	Y		
		13.3709	-13.0012		
End Point		X	Y		
		-13.1861	-13.3093		

Resultant Force Location and Angle			
X	Y	Z	Angle
0.0924	-13.1553	0.	180.6647

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces						
Right Side			Left Side			
	1	2	Z	1	2	Z
Force	262.9911	32.5304	351.9357	262.9911	32.5304	351.9357
Moment	7361.8541	6823.9718	6002.6311	7361.8541	6823.9718	6002.6311

Buttons: Close, Refresh

Puis on décoche les cases **floors,beams, braces, columns, rampset** on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :

Section Cutting Line Projected Coordinates					
Start Point		X	Y		
		13.3709	-13.0012		
End Point		X	Y		
		-13.1861	-13.3093		

Resultant Force Location and Angle			
X	Y	Z	Angle
0.0924	-13.1553	0.	180.6647

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces						
Right Side			Left Side			
	1	2	Z	1	2	Z
Force	219.0139	27.5142	306.626	219.0139	27.5142	306.626
Moment	6769.8907	2906.9996	5022.617	6769.8907	2906.9996	5022.617

Buttons: Close, Refresh

Au finale, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles Le même cheminement pour les charges horizontales, il suffit de changer la combinaison ELU par Ex et Ey et relever respectivement les valeurs sur la case (Force-1) (Force-2).

Unité	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les Voile uniquement	
	KN	%	KN	%
Sens verticale	10233,83	100	9806,27	95,82
sens Ex	351,93	100	306,62	87,12
sens Ey	323,15	100	298,79	92,46

Tableau IV.2 : pourcentages charges verticales et horizontales repris par les voiles

D’apprêt ses résultats, on voit que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et un pourcentage élevé des charges horizontales et d’après l’article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 3,5**

(Contreventement constitué par des voiles porteurs en BA).

4. Résultante des forces sismiques de calcul (4.3.6 RPA 2003) [1]

D’après l’article : La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenues par combinaison des valeurs modales ne doit pas être **inférieure à 80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,80 V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport V/V_t .

- **Calcul de la force sismique totale V (Article 4.2.3) :**

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W_t \quad (4.1 \text{ RPA99}) [1]$$

Où:

A : coefficient d’accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d’usage 2
 - Zone sismique IIa
- } → **A=0,15**

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs **R = 3,5**

Q : Facteur de qualité de la structure (Tableau 4.4).

La valeur Q est déterminée par la formule : $Q=1+\sum Pq$

Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q (est satisfait ou non)

1) Conditions minimales sur les files du Contreventement :

Sens xx : 3 travée $\frac{3,2}{3,4}=0,94 < 1,5 \implies$ condition vérifiée

Sens yy : 4 travée $\frac{3,4}{3,4}=1 < 1,5 \implies$ condition vérifiée

P_{x1} =0 P_{y1}=0

2) Redondance en plan :

Chaque étage a 4 files de portiques et de voiles

Sens xx : $\frac{14,3}{14,3}=1$ elles sont symétriques $< 1,5 \implies$ condition vérifiée

Sens yy : $\frac{14,1}{16,4}=0,85$; $\frac{16,4}{16,4}=1$; $\frac{16,4}{14,1}=1,16 < 1,5 \implies$ condition vérifiée

P_{x2} =0 P_{y2}=0

3) Régularité en plan

a₁) le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses

\implies **Condition vérifiée.**

a₂) Sens xx: $|X_{CM} - X_{CR}|=7,226-6,297=0,93m < 0,15.Lx=0,15 \times 14,3=2,1m$

 Sens yy: $|y_{CM} - y_{CR}|=7,68-6,3=1,38m < 0,15.Ly=0,15 \times 15,79=2,36m$

Condition vérifiée

a₃) Sens xx : **condition vérifiée**

Sens yy : $\frac{l_1}{l_y} = \frac{1,35}{15,79}=0,085 < 0,25$

$\frac{l_1+l_2}{l_y} = \frac{1,35+1,45}{15,79}=0,17 < 0,25 \implies$ **condition vérifiée**

a₄) $S_0(\text{vide escalier et salle machine})= (3,4 \times 4)+(1,65 \times 1,85)=16,65m^2$

$0,15S_T=0,15 \times 11,8 \times 13,79=24,4m^2$

$S_0 < 0,15S_t \implies$ **condition vérifiée**

P_{x3} =0 P_{y3}=0

4) Régularité en élévation :

a₁) Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre à la fondation \implies **condition vérifiée.**

a₂) $W_{RDC}=12775,7$ KN

$W_{1er}=11104,96$ KN

La variation de la masse est 1670,74 KN, elle est brusque \implies **condition non vérifiée**

a₃) décochement en élévation :

Sens xx : $\frac{11,5}{14,3}=0,8 > 0,67$

Sens yy : $\frac{14,1}{15,79} = 0,89 > 0,67 \implies$ **condition vérifiée.**

P_q=0,05

Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du Contreventement	Observé	0,00
Redondance en plan	Observé	0,00
Régularité en plan	Observé	0,00
Régularité en élévation	Non observé	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Non observé	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non observé	0,01

Q=1,20

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T₂: période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (Tableau 4.7 du RPA99 V2003).

T₂ (S3) = 0,5sec.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7 \quad \text{(Formule 4.3 RPA 99 v 2003).}$$

ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance remplissages donnée par (Tableau 4.2 RPA99V2003).

On prend : $\varepsilon = 10\%$

D'où : $\eta = 0,76 \geq 0,7$ **Condition vérifiée.**

T: La période fondamentale donnée par ETABS : $T = 0,548$

Donc : $T_2 = 0,5\text{sec} \leq T = 0,548 \leq 3\text{sec}$

D'où : $D_X = D_Y = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,548}\right)^{2/3} = 1,78$

w_t : Poids total de la structure, donné par ETABS

Pour déterminer le poids de la structure par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display \implies **Show Table** \implies **Building Output** \implies **Table: Story Shears**

Puis on définit la combinaison **Poids combo** en cliquant sur : **Select cases/combo**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE	12	G020	-4.29	-0.07	442.58	0.212	-5.770	0.046
BASE	13	G020	2.82	-0.84	442.58	1.342	3.878	0.046
BASE	14	G020	-0.07	-0.23	712.51	-0.098	-0.100	0.046
BASE	15	G020	0.27	-0.70	713.62	1.244	0.394	0.046
BASE	16	G020	-4.28	1.85	653.73	-0.542	-5.659	0.046
BASE	17	G020	2.70	-0.31	878.81	0.783	1.312	0.046
BASE	18	G020	0.08	-1.26	570.26	2.112	-1.127	-0.046
BASE	19	G020	-1.17	-0.94	478.25	-1.577	-1.749	0.046
BASE	20	G020	-2.68	-0.35	494.43	0.726	-1.240	0.046
BASE	80	G020	0.06	-0.40	156.17	0.200	0.012	0.006
BASE	81	G020	0.08	0.78	183.87	-0.316	0.044	0.006
BASE	110	G020	-0.27	1.00	247.79	-0.040	-0.575	0.006
BASE	111	G020	-0.30	-1.32	243.81	0.477	-0.843	0.006
BASE	126	G020	2.77	0.03	167.55	0.053	1.053	0.006
BASE	127	G020	3.82	0.00	216.38	0.083	1.381	0.006
BASE	128	G020	-2.63	-0.05	197.71	0.000	-1.015	0.006
BASE	129	G020	-2.48	0.01	180.85	-0.008	-0.948	0.006

Le poids total de la structure : la somme de $F_Z = 13185,09$ KN

Tableau récapitulatif des résultats :

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,78
Facteur de qualité Q	1,20
Coefficient de comportement R	3,5
Le poids total de la structure W_t	13185,09

Tableau IV.3 : récapitulatif des paramètres

$$V = \frac{0,15 \times 1,78 \times 1,20}{3,5} \times 13185,09 = 1207 \text{ KN}$$

$V_{RPA} = 1207 \text{ KN}$

- Détermination de l'effort tranchant par ETABS

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display \implies show tables

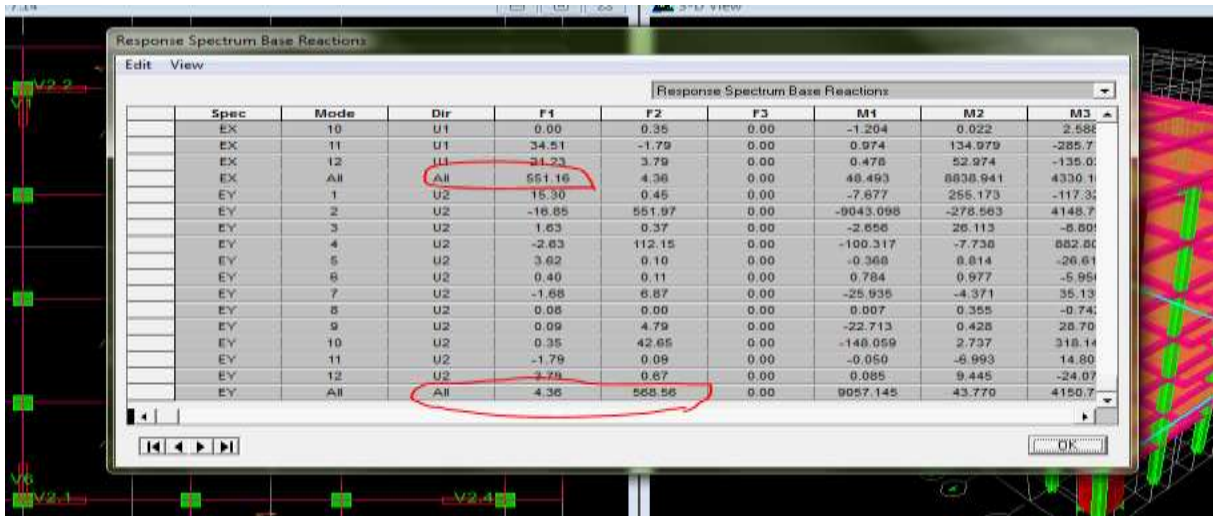
Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS \implies modal Information \implies building modal information

Puis on définit les combinaisons E_x specter et E_y specter en cliquant sur :

Select cases/combo

Les résultats s'afficheront comme suit :



Puis on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{xdyn} = \text{Max } F_1 = 551,16 \text{ KN}$$

$$V_{ydyn} = \text{Max } F_2 = 568,56 \text{ KN}$$

- **Vérification :**
- ❖ **Sens longitudinal :**

$$V_{xdyn} = 551,16 \text{ KN} < 0,8V_{RPA} = 0,8 \times 1207 \text{ KN} = 965,6 \text{ KN.}$$

Sens transversal :

$$V_{ydyn} = 568,56 \text{ KN} < 0,8V_{RPA} = 0,8 \times 1207 \text{ KN} = 965,6 \text{ KN.}$$

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

L'effort tranchant à la base n'est pas vérifié.

Donc on va augmenter les paramètres de la réponse dans le rapport $0,8V/V_t$

$$E_x = \frac{0,8 \times 1207}{551,16} \times 9,81 = 17,18 \text{ m/s}^2$$

$$E_y = \frac{0,8 \times 1207}{568,56} \times 9,81 = 16,66 \text{ m/s}^2$$

$$\implies V_{xdyn} = 977,27 \text{ KN}$$

$$V_{ydyn} = 1049,07 \text{ KN}$$

Vérification :

$$V_{xdyn} = 977,27 \text{ KN} > 965,6 \text{ KN}$$

$$V_{ydyn} = 1049,07 \text{ KN} > 965,6 \text{ KN}$$

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

L'effort tranchant est vérifié.

5. Vérification des déplacements relatifs

D’après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d’étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques

R : coefficient de comportement R = 3,5

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

- Dans le sens longitudinal

Display \implies show tables

Un tableau s’affichera, et on coche les cases suivantes :

Analysis results Displacement \iff Data table : Diaphragm CM displacement

Puis on définit la combinaison Ex spectra en cliquant sur : Select cases/combos

- Dans le sens transversal

De même, pour le sens transversal, on remplace juste la combinaison Ex spectra par

Ey spectra

Niveau	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)			1% hégt(m)	Cond
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)		
6	0,0204	0,07	0,01	0,0199	0,07	0,01	<0,0306	CV
5	0,0175	0,06	0,01	0,0177	0,06	0,01	<0,0306	CV
4	0,0145	0,05	0,01	0,0151	0,05	0,01	<0,0306	CV
3	0,0112	0,04	0,013	0,012	0,04	0,01	<0,0306	CV
2	0,0077	0,027	0,012	0,0086	0,03	0,01	<0,0306	CV
1	0,0044	0,015	0,009	0,0052	0,02	0,013	<0,0306	CV
RDC	0,0017	0,006	0,006	0,0021	0,007	0,007	<0,0408	CV

Tableau IV.4 : Déplacements relatifs sous l’action Ex et Ey

D’après les résultats trouve dans le tableau ci-dessus, On conclut que la condition de l RPA vis-à-vis des déformations est vérifier

6. Vérification de l'effet de 2ème ordre (l'effet P-Δ)

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10 \quad (\text{Art 5.9 RPA99V2003})$$

- P_k: Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau «K».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau «K».
- Δ_k : déplacement relatif du niveau «K» par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).
- h_k : hauteur de l'étage «K».

Niveau	P _k (KN)	h _k (m)	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)		
			Δ _k (m)	V _x (KN)	θ	Δ _k (m)	V _y (KN)	θ
6	2119,19	3,06	0,01	272,11	0,025	0,01	269,77	0,025
5	3868,91	3,06	0,01	470,19	0,026	0,01	482,8	0,026
4	5618,64	3,06	0,01	630,63	0,029	0,01	662,35	0,027
3	7425,74	3,06	0,013	763,86	0,041	0,01	812,77	0,03
2	9232,84	3,06	0,012	867,51	0,042	0,01	929,44	0,032
1	11104,96	3,06	0,009	943,09	0,034	0,013	1012,92	0,046
RDC	12775,7	4,08	0,006	977,27	0,02	0,007	1049,07	0,020

Tableau IV.5 : Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P-Δ)

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0,1 ».

Donc l'effet (P-Δ) peut être négligé pour le cas de notre structure. \implies **Condition vérifiée.**

7. vérification de l'effort normal réduit

Pour le cas de l'effort normal réduit dans les poteaux on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3$$

N_d : Effort normal dans les poteaux

B_c : Section du poteau

Pour déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque section (zone) par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

On sélectionne les poteaux qui ont la même section :

- ✓ poteau 45 × 45 (RDC ; 1^{er} étage)

Display \implies Show Table

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Frame Output \implies Frame Force \implies Table: Colum force

Puis on définit les combinaisons G+Q±E en cliquant sur : Select cases/combo

Les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Column	Load	Loc	#	V1	V2	T	MZ
STORY7	C1	DEAD	0.000	-10.33	0.01	-0.07	-0.001	-0.04
STORY7	C1	DEAD	1.355	-10.33	0.01	-0.07	-0.001	-0.04
STORY7	C1	DEAD	2.710	-10.33	0.01	-0.07	-0.001	-0.12
STORY7	C1	LIVE	0.000	-0.00	0.00	-0.01	-0.007	-0.000
STORY7	C1	LIVE	1.355	-0.00	0.00	-0.01	-0.007	-0.010
STORY7	C1	LIVE	2.710	-0.00	0.00	-0.01	-0.007	-0.020
STORY7	C1	EQ	0.000	10.44	0.07	0.00	0.220	0.000
STORY7	C1	EQ	1.355	10.44	0.07	0.00	0.220	0.000
STORY7	C1	EQ	2.710	10.44	0.07	0.00	0.220	0.000
STORY7	C1	EV	0.000	12.35	0.02	0.00	0.200	0.000
STORY7	C1	EV	1.355	12.35	0.02	0.00	0.200	0.000
STORY7	C1	EV	2.710	12.35	0.02	0.00	0.200	0.000
STORY7	C1	BLU	0.000	-23.37	0.02	-0.11	-0.122	-0.07
STORY7	C1	BLU	1.355	-10.25	0.02	-0.11	-0.122	-0.07
STORY7	C1	BLU	2.710	-10.13	0.02	-0.11	-0.122	-0.200
STORY7	C1	ELG	0.000	-17.31	0.01	-0.00	-0.000	-0.000
STORY7	C1	ELG	1.355	-14.10	0.01	-0.00	-0.000	-0.000

Puis on relève les valeurs de l'effort normal max tel que :

- ✓ poteau 45 × 45 (RDC ; 1^{er} étage)

$$N_d = -1112,31 \text{ KN}$$

$$\frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1112,31}{45 \times 45 \times 2,5} = 0,21 < 0,3 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc : L'effort réduit dans les poteaux est vérifiée.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus pour notre structure, Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, à présent on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments structuraux

1) Ferraillage des poteaux :

-Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et a un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal qui sont dus à (G), (Q) et l'effort sismique (E), ainsi que des efforts tranchants. Donc, ils sont calculés en flexion composée.

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiées à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Recommandation du RPA 2003 :

a. Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), et droit sans crochet. Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera de 0,8% (b×h) en zone IIa.
- Le pourcentage maximal d'armatures sera de 4% (b×h) en zone courante.
- Le pourcentage maximal d'armatures sera de 6% (b×h) en zone de recouvrement.

Section des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{\min}=0,8\% \times b \times h$ (cm ²)	Pourcentage max Cm ² Zone de recouvrement $A_{\max}= 6\% \times b \times h$	Pourcentage max Cm ² Zone courante $A_{\max}=4\% \times b \times h$
45x45	16,2	121,5	81
40x40	12,8	96	64
35x35	9,8	73,5	49
30x30	7,2	54	36

Tableau V.1.1 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandent par le RPA.

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$

$$l = 2h$$

h_1 : les dimensions de la section transversale du Poteau.

h_e : la hauteur du poteau.

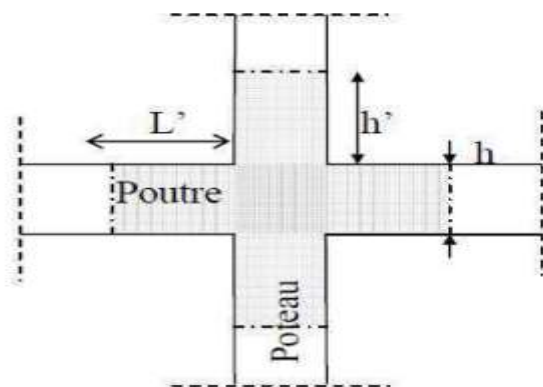


Figure.V.1.1 : La zone nodale des poteaux.

b. Les armatures transversales :

Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures Longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho v_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

S_t : Espacement des armatures transversales.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales ($f_e=400$ Mpa)

H_1 : Hauteur totale de la section brute.

ρ : Coefficient correcteur (rupture prise en compte).

- $\rho=2,50$ si l'élanement géométrique ($\lambda_g \geq 5$)
- $\rho=3,75$ si l'élanement géométrique ($\lambda_g < 5$)

λ_g : L'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad \text{avec : } l_f = 0,7h_c$$

Section des poteaux des différents niveaux	Le niveau	hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{l_f}{b}$	P
45x45	RDC	408 cm	6,34	2,5
	1 ^{er} étage	306 cm	4,76	3,75
40x40	2 ^{ème} ; 3 ^{ème} étage	306 cm	5,35	2,5
35x35	4 ^{ème} ; 5 ^{ème} étage	306 cm	6,12	2,5
30x30	6 ^{ème} étage	306 cm	7,14	2,5

Tableau V.1.2: Calcul de λ_g pour les différents niveaux.

Calcul des Armatures :

1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

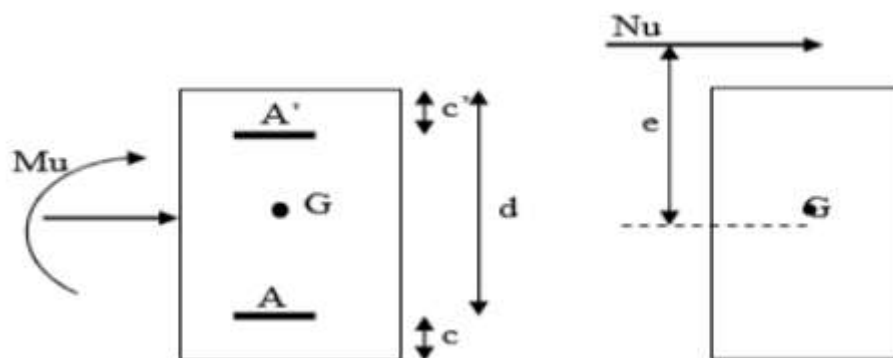


Figure V.1.2 : Schéma explicatif du moment fictif

Une section est partiellement comprimée si :

1^{er} cas :

C: Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment : $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N: Effort de compression ou de traction.

2^{ème} cas :

C: Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment : $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N: Effort de compression. Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N(d - c) - M_f \leq (0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Avec :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c' + e\right)$$

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \rightarrow N_u: \text{Effort de compression.}$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \rightarrow N_u: \text{Effort de traction.}$$

$$A_{sc} = A_{sc1}$$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

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

1^{er} cas : Section simplement armée : ($A_{sc} = 0$)

Si $\mu < \mu_1 = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$$

2^{ème} cas : Section doublement armée :

Si $\mu > \mu_1 = 0,392$ La section d'acier nécessaire sera donnée par les formules suivantes :

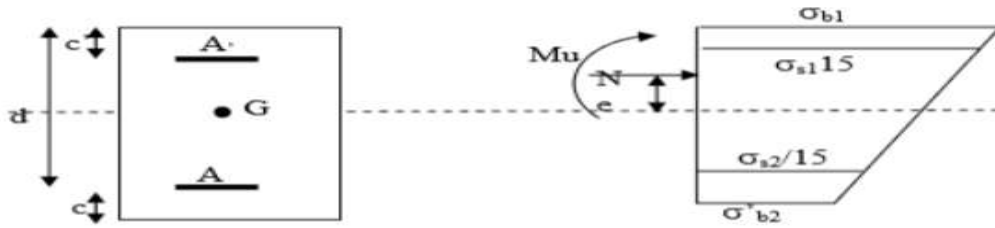
$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_1 d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

2) Section entièrement comprimée (S.E.C) :



La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

C: Le centre de pression se trouve entre les armatures

N: Effort de compression. Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante

$$N(d - c) - M_f > (0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

$N_u(d - c) - M_f \geq (0,5h - \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu} \Rightarrow$ la section a besoin d'armateurs inférieurs

$$A_{sc1} = \frac{M_f - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_{sc}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$$

2^{ème} cas :

$(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu} < N(d - c) - M_f < (0,5h - \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu}$

$$A_{sc1} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} \quad ; \quad A_{sc2} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N_u(d - c) - M_f}{b \times h^2 \times f_{bu}}}{0,8571 + \frac{c'}{h}}$$

3) Section entièrement tendue (S.E.T) :

C: Le centre de pression ce trouve entre les armatures

N: Effort de traction

$$A_{st1} = \frac{N_u \times a}{(d - c') \times \sigma_{sc}} \quad ; \quad A_{st2} = \frac{N_u}{\sigma_{sc}} - A_{st1} \quad \text{Avec : } a = 0,5h - c - e_u$$

Les efforts internes dans les poteaux :

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans le tableau ci-dessous selon des différentes combinaisons :

Niveaux	Sections	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	Combinaisons
RDC+1 ^{er} étage	45x45	$N_{min}-M_{corr}$	-1112,31	0,665	ELU
		$N_{max}-M_{corr}$	-46,68	8,44	08GPEY
		$M_{2max}-N_{corr}$	-546,55	-127,06	GQPEY
		$M_{3max}-N_{corr}$	-252	88,65	GQPEX
2 ^{ème} +3 ^{ème} étages	40x40	$N_{min}-M_{corr}$	-794,64	-0,564	ELU
		$N_{max}-M_{corr}$	-58,9	76,94	08GPEX
		$M_{2max}-N_{corr}$	-332,91	-114,53	GQPEY
		$M_{3max}-N_{corr}$	-418,28	-87,42	GQPEX
4 ^{ème} +5 ^{ème} étages	35x35	$N_{min}-M_{corr}$	-500,8	-1,87	ELU
		$N_{max}-M_{corr}$	-37,37	57,65	08GPEX
		$M_{2max}-N_{corr}$	-236,8	-71,15	GQPEX
		$M_{3max}-N_{corr}$	-193,12	-67,45	GQPEX
6 ^{ème} étage	30x30	$N_{min}-M_{corr}$	-225,27	3,5	ELU
		$N_{max}-M_{corr}$	-12,81	-1,81	08GPEY
		$M_{2max}-N_{corr}$	-124,8	-39,85	GQPEY
		$M_{3max}-N_{corr}$	-94,07	-52,49	GQPEX

Tableau V.1.3: Les efforts internes max dans les poteaux.

Ferraillage des poteaux :

Remarque : Le ferraillage des poteaux et leurs vérifications à l'ELS se feront à l'aide de SOCOTEC

Niveaux	sections	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	nature	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferraillage	S _{adoptée} (cm ²)
RDC+1 ^{er} étage	45x45	N _{min} -M _{corr}	-1112,31	0,665	SEC	0	16,2	4HA16 + 8HA14	20,35
		N _{max} -M _{corr}	-46,68	8,44	SEC	0			
		M _{2max} -N _{corr}	-546,55	-127,06	SPC	1,36			
		M _{3max} -N _{corr}	-252	88,65	SPC	2,36			
2 ^{ème} +3 ^{ème} étages	40x40	N _{min} -M _{corr}	-794,64	-0,564	SEC	0	12,8	4HA16 + 4HA14	14,19
		N _{max} -M _{corr}	-58,9	76,94	SPC	4,86			
		M _{2max} -N _{corr}	-332,91	-114,53	SPC	4,18			
		M _{3max} -N _{corr}	-418,28	-87,42	SPC	1,09			
4 ^{ème} +5 ^{ème} étages	35x35	N _{min} -M _{corr}	-500,8	-1,87	SEC	0	9,8	4HA14 + 4HA14	12,3
		N _{max} -M _{corr}	-37,37	57,65	SPC	4,45			
		M _{2max} -N _{corr}	-236,8	-71,15	SPC	2,94			
		M _{3max} -N _{corr}	-193,12	-67,45	SPC	3,11			
6 ^{ème} étage	30x30	N _{min} -M _{corr}	-225,27	3,5	SEC	0	7,2	4HA14 + 4HA12	10,67
		N _{max} -M _{corr}	-12,81	-1,81	SEC	0			
		M _{2max} -N _{corr}	-124,8	-39,85	SPC	2,25			
		M _{3max} -N _{corr}	-94,07	-52,49	SPC	3,94			

Tableau V.1.4 : Ferraillage des poteaux

Vérification à L'ELU :

a) Les armatures longitudinales Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003 :

- Les armatures longitudinales sont d'haute adhérence, droites et sans Crochets.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de: 40∅ zone Iia
 - pour les HA16 : L_r = 40 × 1,6 = 64 cm
 - pour les HA14: L_r = 40 × 1,4 = 56 cm
 - pour les HA12: L_r = 40 × 1,2 = 48 cm

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ≤ 25cm

b) Les Armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003 :

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho v_u}{h_1 f_e}$$

Diamètre des barres : (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99).

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_l^{max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,333 \text{ mm Soit } \emptyset_t = 6 \text{ mm}$$

\emptyset_l^{max} : Diamètre max des armatures longitudinales.

Espacement des armatures transversales :

Dans la zone nodale : $S_t \leq \min (10\emptyset_l ; 15 \text{ cm})$

$$S_t \leq \min (10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}) = \min (12 ; 15 \text{ cm})$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

Dans la zone courante : $S_t \leq (15\emptyset_l) = S_t \leq (15 \times 1,2) = 18 \text{ cm}$

Soit $S_t = 12 \text{ cm}$.

\emptyset_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- Poteau (45×45) (RDC):

$$\lambda_g = 6,34 \longrightarrow \lambda_g > 5 \longrightarrow \rho = 2,5$$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 53,88 \text{ KN}$

En zone nodale : $S_t = 10$

$$A_t = \frac{\rho v_u}{h_1 f_e} \cdot S_t = \frac{2,5 \times 53,88}{450 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 74,83 \text{ mm}^2$$

En zone courante : $S_t = 12$

$$A_t = \frac{\rho v_u}{h_1 f_e} \cdot S_t = \frac{2,5 \times 53,88}{450 \times 400} \times 10^3 \times 120 = 89,8 \text{ mm}^2$$

- Poteau (45×45) (1^{er} étage):

$$\lambda_g=4,76 \longrightarrow \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho = 3,75$$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 53,88\text{KN}$

En zone nodale : $S_t = 10$

$$A_t = \frac{\rho v_u}{h_1 f_e} \cdot S_t = \frac{3,75 \times 53,88}{450 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 112,25 \text{ mm}^2$$

En zone courante : $S_t = 12$

$$A_t = \frac{\rho v_u}{h_1 f_e} \cdot S_t = \frac{3,75 \times 53,88}{450 \times 400} \times 10^3 \times 120 = 134,7 \text{ mm}^2$$

- Poteau (40×40) (2^{ème} + 3^{ème} étages):

$$\lambda_g=5,35 \longrightarrow \lambda_g > 5 \longrightarrow \rho = 2,5$$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 55,58\text{KN}$

En zone nodale : $S_t = 10$

$$A_t = \frac{\rho v_u}{h_1 f_e} \cdot S_t = \frac{2,5 \times 55,58}{400 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 86,84 \text{ mm}^2$$

En zone courante : $S_t = 12$

$$A_t = \frac{\rho v_u}{h_1 f_e} \cdot S_t = \frac{2,5 \times 55,58}{400 \times 400} \times 10^3 \times 120 = 104,21 \text{ mm}^2$$

- Poteau (35×35) (4^{ème} + 5^{ème} étages):

$$\lambda_g=6,12 \longrightarrow \lambda_g > 5 \longrightarrow \rho = 2,5$$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 55,58\text{KN}$

En zone nodale : $S_t = 10$

$$A_t = \frac{\rho v_u}{h_1 f_e} \cdot S_t = \frac{2,5 \times 42,94}{350 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 76,67 \text{ mm}^2$$

En zone courante : $S_t = 12$

$$A_t = \frac{\rho v_u}{h_1 f_e} \cdot S_t = \frac{2,5 \times 42,94}{350 \times 400} \times 10^3 \times 120 = 92,01 \text{ mm}^2$$

- Poteau (30×30) (6^{ème} étages):

$$\lambda_g = 7,14 \longrightarrow \lambda_g > 5 \longrightarrow \rho = 2,5$$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 31,39 \text{ KN}$

En zone nodale : $S_t = 10$

$$A_t = \frac{\rho v_u}{h_1 f_e} \cdot S_t = \frac{2,5 \times 31,39}{300 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 65,39 \text{ mm}^2$$

En zone courante : $S_t = 12$

$$A_t = \frac{\rho v_u}{h_1 f_e} \cdot S_t = \frac{2,5 \times 31,39}{300 \times 400} \times 10^3 \times 120 = 78,47 \text{ mm}^2$$

Vérifications à l'ELU :

Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales selon RPA

(article 7.4.2.2) [01]

Si $\lambda_g \geq 5$: la quantité d'armatures transversale est 0,3%

Si $\lambda_g < 3$: la quantité d'armatures transversale est 0,8%

Si $3 \leq \lambda_g < 5$: la quantité d'armatures transversale est donnée par interpolation entre les valeurs limites précédentes

Section des poteaux des différents niveaux	Le niveau	hauteur libre du poteau (cm)	$\lambda_g = \frac{l_f}{b}$	la quantité d'armatures transversale	ρ	A_{\min} zone nodale (cm ²)	A_{\min} zone courante (cm ²)	A_{cal} zone nodale (cm ²)	A_{cal} zone courante (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Obs
45x45	RDC	408	6,34	0,3	2,5	1,35	1,62	0,748	0,898	2,01	CV
	1 ^{er} étage	306 cm	4,76	0,36	3,75	1,62	1,94	1,122	1,34	2,01	CV
40x40	2 ^{ème} ; 3 ^{ème} étage	306 cm	5,35	0,3	2,5	1,2	1,44	0,868	1,04	2,01	CV
35x35	4 ^{ème} ; 5 ^{ème} étage	306 cm	6,12	0,3	2,5	1,05	1,26	0,766	0,92	2,01	CV
30x30	6 ^{ème} étage	306 cm	7,14	0,3	2,5	0,9	1,08	0,653	0,784	2,01	CV

Tableau V.1.5 : Détermination des armatures transversales.

Récapitulatif :

Les armatures longitudinales (verticales) des poteaux seront encadrées avec des cadres et des étriers en losange de HA8 de sections transversales :

Poteaux (45x45) ;(40 x 40) ;(35x35) ; (30x30) : 1 cadres et 1 losange. Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $\varnothing = 8\text{cm}$.

N.B : La zone nodale est sensible au séisme, on introduit des armatures en U superposées (avec alternance dans l'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre moins vulnérable.

c) Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91Article :A.6.1.221)

- Pour le $\varnothing 16 \rightarrow L_s = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$.
- Pour le $\varnothing 14 \rightarrow L_s = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$.
- Pour le $\varnothing 12 \rightarrow L_s = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$.

❖ **Délimitation de la zone nodale :**

Poteaux	$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$	$l'=2h$
45x45	$h' = \max (68 ; 45 ; 45 ; 60)$	$h'=68\text{cm}$
40x40	$h' = \max (51 ; 40 ; 40 ; 60)$	$h'=60\text{cm}$
35x35	$h' = \max (51 ; 35 ; 35 ; 60)$	$h'=60\text{cm}$
30x30	$h' = \max (51 ; 30 ; 30 ; 60)$	$h'=60\text{cm}$

Tableau V.1.6 : Délimitation des zones nodales.

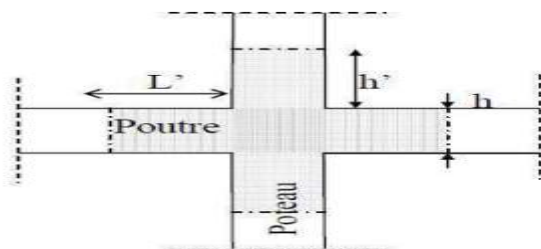


Figure V.1.3: Délimitation de la zone nodale.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nu des poutres.

h : Hauteur de la poutre.

Remarque : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui.

d) Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec : $\rho_d = 0,075$ si $\lambda_g \geq 5$

$$\rho_d = 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5$$

Section des poteaux des différents niveaux	Le niveau	hauteur libre du poteau(cm)	$\lambda_g = \frac{l_f}{b}$	ρ_d	$\overline{\tau_{bu}}$	T_u (KN)	τ_{bu}	Obs
45x45	RDC	408	6,34	0,075	1,875	53,88	0,27	CV
	1 ^{er} étage	306	4,76	0,04	1			
40x40	2 ^{ème} ; 3 ^{ème} étage	306	5,35	0,075	1,875	55,58	0,36	CV
35x35	4 ^{ème} ; 5 ^{ème} étage	306	6,12	0,075	1,875	42,94	0,37	CV
30x30	6 ^{ème} étage	306	7,14	0,075	1,875	31,39	0,37	CV

Tableau V.1.7: Vérification au cisaillement.

e) Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s}$

Avec :

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

- Pour le $\phi 16 \rightarrow L_s = 56,34 \text{ cm} \rightarrow L_s = 60 \text{ cm}$
- Pour le $\phi 14 \rightarrow L_s = 49,30 \text{ cm} \rightarrow L_s = 50 \text{ cm}$
- Pour le $\phi 12 \rightarrow L_s = 42,25 \text{ cm} \rightarrow L_s = 50 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0,4 L_s$ pour les aciers HA.

- Pour les $\phi 16 = 22,57 \text{ cm} \rightarrow L_a = 25 \text{ cm}$
- Pour les $\phi 14 = 19,57 \text{ cm} \rightarrow L_a = 20 \text{ cm}$
- Pour les $\phi 12 = 16,93 \text{ cm} \rightarrow L_a = 20 \text{ cm}$

Vérifications à l'ELS :

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

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

Niveaux	sections	Sollicitations	Ns (KN)	Ms (KN.m)	e _s	A _{min}	A _{adoptée}	Vérification
RDC+1 ^{er} étage	45x45	N _{min} -M _{corr}	-811,13	0,484	-0,0006	5,6	20,35	CV
		N _{max} -M _{corr}	-390,58	7,161	-0,018	5,01		
		M _{2max} -N _{corr}	12,35	-579,09	-46,87	2,34		
		M _{3max} -N _{corr}	-16,16	-558,86	34,58	2,32		
2 ^{ème} +3 ^{ème} étages	40x40	N _{min} -M _{corr}	-579,56	-0,407	0,0007	4,44	14,19	CV
		N _{max} -M _{corr}	-251,2	9,27	-0,037	3,52		
		M _{2max} -N _{corr}	13,27	-373,34	-28,13	1,84		
		M _{3max} -N _{corr}	-12,8	-292,7	21,85	1,852		
4 ^{ème} +5 ^{ème} étages	35x35	N _{min} -M _{corr}	-365,71	-1,32	0,0036	3,5	12,32	CV
		N _{max} -M _{corr}	-121,26	9,72	-0,080	2,2		
		M _{2max} -N _{corr}	-12,02	-161,32	13,42	1,4		
		M _{3max} -N _{corr}	-13,48	-142,7	10,58	1,3		
6 ^{ème} étage	30x30	N _{min} -M _{corr}	-165,28	2,59	-0,015	2,1	10,67	CV
		N _{max} -M _{corr}	-26,05	-5,27	0,20	0,51		
		M _{2max} -N _{corr}	-11,36	-123,41	10,86	1		
		M _{3max} -N _{corr}	-12,99	-70,08	5,39	1		

Tableau V.1.8 : Vérification de la condition de non fragilité.

Vérifications à l'ELS

➤ Etat limite d'ouverture des fissures

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

➤ Vérification des contraintes à l'ELS

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

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

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$.

Contrainte admissible de béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Niveaux	sections	Sollicitations	N _s (KN)	M _s (KN.m)	σ _{bc}	σ _s	σ̄ _s	σ̄ _{bc}	Vérifi
RDC+1 ^{er} étage	45x45	N _{min} -M _{corr}	-811,13	0,484	3,64	54,6	348	15	CV
		N _{max} -M _{corr}	-390,58	7,161	2,11	31	348	15	CV
		M _{2max} -N _{corr}	-579,09	12,35	3,22	47,2	348	15	CV
		M _{3max} -N _{corr}	-558,86	-16,16	3,4	48,3	348	15	CV
2 ^{ème} +3 ^{ème} étages	40x40	N _{min} -M _{corr}	-579,56	-0,407	3,35	50,1	348	15	CV
		N _{max} -M _{corr}	-251,2	9,27	2,12	30,4	348	15	CV
		M _{2max} -N _{corr}	-373,34	13,27	3,11	44,7	348	15	CV
		M _{3max} -N _{corr}	-292,7	-12,8	2,62	37,5	348	15	CV
4 ^{ème} +5 ^{ème} étages	35x35	N _{min} -M _{corr}	-365,71	-1,32	2,88	42,4	348	15	CV
		N _{max} -M _{corr}	-121,26	9,72	2,01	27,7	348	15	CV
		M _{2max} -N _{corr}	-161,32	-12,02	2,61	33,6	348	15	CV
		M _{3max} -N _{corr}	-142,7	-13,48	2,72	34,1	348	15	CV
6 ^{ème} étage	30x30	N _{min} -M _{corr}	-165,28	2,59	1,16	17	348	15	CV
		N _{max} -M _{corr}	-26,05	-5,27	0,75	8,53	348	15	CV
		M _{2max} -N _{corr}	-123,41	-11,36	1,67	21,8	348	15	CV
		M _{3max} -N _{corr}	-70,08	-12,99	1,85	21,3	348	15	CV

Tableau V.1.9 : Récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel (SOCOTEC).

Conclusion :

Après tous calculs faits et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Tableau V.1.10 : Ferraillage final des poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	A _{adoptée}
RDC+1 ^{er} étage	45x45	4HA16+8HA14=20,35 cm ²
2 ^{ème} +3 ^{ème} étages	40x40	4HA16+4HA14=14,19 cm ²
4 ^{ème} +5 ^{ème} étages	35x35	4HA14+4HA14 = 12,32 cm ²
6 ^{ème} étage	30x30	4HA14+4HA12= 10,67 cm ²

2) FERRAILLAGE DES POUTRES :

- Introduction :

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible. Elles seront ferraillées en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables :

- Accidentelles (G+Q+E et 0,8G+E) en suivant les règles du RPA2003.

Ensuite, nous effectuerons les vérifications à l'ELU et à l'ELS.

- ELU : 1,35 G + 1,5 Q.
- ELS : G + Q.

- Recommandations du RPA99 version 2003 :

a) Armatures longitudinales: (Art7.5.2.1):

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de **0,5%** en toute section.

Poutres principales : $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : **4%** en zone courante ; et de **6%** en zone de recouvrement.

En zone courante :

Poutres principales : $A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$.

En zone de recouvrement :

Poutres principales : $A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52,5 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52,5 \text{ cm}^2$.

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (Zone II).

L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Nous devons avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b) Armatures transversales :(Art7.5.2.2) :

-La quantité minimale des armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

-L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\varnothing \right)$ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale).

Avec :

\varnothing : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

c) Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

$\frac{1}{5} A$: De la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

$\frac{1}{4} A$: De la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

Remarque :

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

- Ferraillage des poutres a l'ELU :

a) Armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, nous avons les étapes suivantes :

A_s : La section d'armatures tendues.

A_s' : La section d'armatures comprimées.

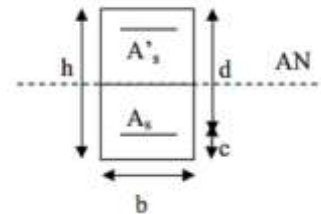
Avec :

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile ($d = h - c$).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.



b) Calcul du moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

M_μ : le moment de flexion supporté par la section

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

$\gamma_b = 1,5$ (situation durable)

Le moment réduit limite μ_1 est égale à 0,392 pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Nous comparons les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

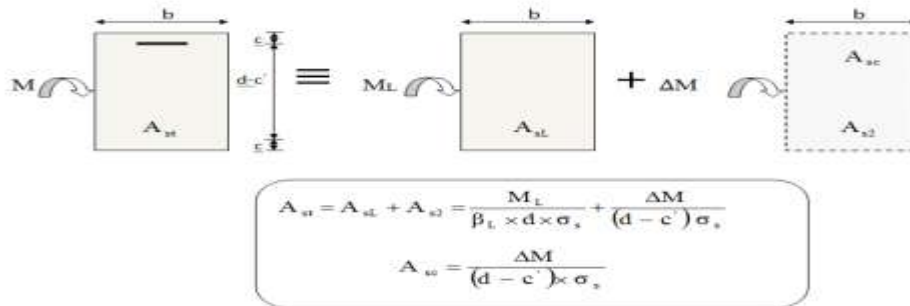
1^{er} cas : si $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ la section simplement armée (SSA), c'est-à-dire la section ne comprendra que des aciers tendus, alors :

$$A_s = \frac{M_\mu}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Tel que : $\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s}$

2^{ème} cas : $\mu \geq \mu_1 \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA).

- La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



FigureV.2.1 : Disposition des armatures SDA

c) Calcul des armatures longitudinales et les appuis :

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées résultant des combinaisons des charges les plus défavorables obtenues par les calculs et le chemin ci-dessus illustre les démarches.

❖ Poutres principales:

Tableau V.2.1 : Ferraillage des poutres principales (25X35) loin des voiles.

	M(kN.m)	μ	Nature	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Travée	35,35	0,090	S.S.A	3,06	4,375	4,62	3HA14(fil)
Appuis sup	80,71	0,208	S.S.A	7,96	4,375	8,01	3HA14(fil)+ 3HA12(chap)
Appuis inf	80	0,206	S.S.A	7,89	4,375	8,01	3HA14(fil)+ 3HA12(chap)

Tableau V.2.2 : Ferraillage des poutres principales (25X35) adhérentes aux voiles.

	M(kN.m)	μ	Nature	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Travée	23,87	0,062	S.S.A	2,15	4,375	4,62	3HA14(fil)
Appuis sup	-114,67	0,296	S.S.A	12,19	4,375	12,66	3HA14(fil) +4HA16 (chap)
Appuis inf	87,8	0,227	S.S.A	8,8	4,375	9,24	3HA14(fil)+ 3HA16(chap)

❖ **Poutres secondaires:**

Tableau V.2.3 : Ferraillage des poutres secondaires (25X 35) loin des voiles.

	M(kN.m)	μ	Nature	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Travée	6,6	0,017	S.S.A	0,6	4,375	4,62	3HA14(fil)
Appuis sup	-52,97	0,137	S.S.A	4,98	4,375	5,75	3HA14(fil)+1HA12(chap)
Appuis inf	46,56	0,120	S.A.A	4,33	4,375	4,62	3HA14(fil)

Tableau V.2.4 : Ferraillage des poutres secondaires (25X 35) adhérentes aux voiles.

	M(kN.m)	μ	Nature	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Travée	5,74	0,014	S.S.A	0,50	4,375	4,62	3HA14(fil)
Appuis sup	-113,3	0,293	S.S.A	12,02	4,375	12,66	3HA14(fil) +4HA16 (chap)
Appuis inf	98,65	0,255	S.A.A	10,11	4,375	10,27	3HA14(fil) +5HA12 (chap)

- Vérification à l'ELU :

Les vérifications à effectuées sont les suivantes :

a) Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1) :

La section minimale des armatures longitudinales est :

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

Pour les poutres principales, secondaires (25 × 35) :

$$A_{min} = 0,996 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adop} > A_{min}$$

La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL 91 Art A.5.1.21) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants ; sont justifiées vis-à-vis des états ultimes, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u » ; prise conventionnellement égale à:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

Poutres principales (25x35) :

$$\tau_u = \frac{99,35}{25 \times 33} = 0,12 \text{ MPa} < 3,333 \implies \text{condition vérifiée}$$

Poutres principales (25x35) :

$$\tau_u = \frac{111,56}{25 \times 33} = 0,13 \text{ MPa} < 3,333 \implies \text{condition vérifiée}$$

c) Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL91 Art A.5.1.32):**• Influence sur le béton :**

$$T \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principales :

$$T_u = 99,35 \text{ KN} < T_u \equiv 495 \text{ kN} \implies \text{condition est vérifiée.}$$

- Poutres principales :

$$T_u = 111,56 \text{ KN} < T_u \equiv 495 \text{ kN} \implies \text{condition est vérifiée.}$$

• Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

(Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à : $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$D'où : A_s \geq \frac{1,15}{f_c} (V_u - \frac{M_u}{0,9d})$$

$$\text{- Poutres principales : } T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 99,35 - \frac{97,10}{0,9 \times 0,33} = -227,58 < 0$$

$$\text{- Poutres secondaires : } T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 111,56 - \frac{105,094}{0,9 \times 0,33} = -242,29 < 0$$

\implies Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :

(Art. A.6.1, 3/ BAEL91 modifié en 99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

 U_i : est le périmètre des aciers.

$$\text{Poutres principales: } \sum U_i = n\phi\pi = 3 \times 1,4 \times 3,14 = \mathbf{13,188 \text{ cm}}$$

$$\text{Poutres secondaires: } \sum U_i = n\phi\pi = 3 \times 1,4 \times 3,14 = \mathbf{13,188 \text{ cm}}$$

- **Poutres principales:** $\tau_{se} = 2,5 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \implies$ condition est vérifiée.
- **Poutres secondaires :** $\tau_{se} = 2,85 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \implies$ condition est vérifiée.

a) Ancrage des aciers :• **Condition d'équilibre :**

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

• **Calcul de la longueur de scellement des barres:**

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

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

Avec :

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

- Pour le $\phi 16 \rightarrow L_s = 56,33 \text{ cm} \rightarrow L_s = 60 \text{ cm}$
- Pour le $\phi 14 \rightarrow L_s = 49,30 \text{ cm} \rightarrow L_s = 50 \text{ cm}$
- Pour le $\phi 12 \rightarrow L_s = 42,25 \text{ cm} \rightarrow L_s = 50 \text{ cm}$

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encreée, mesuré hors crochet, est au moins égale à 0,4 pour les aciers H.A.

- Pour le $\phi 16 = 22,53 \text{ cm} \rightarrow L_a = 25 \text{ cm}$
- Pour les $\phi 14 = 19,57 \text{ cm} \rightarrow L_a = 20 \text{ cm}$
- Pour les $\phi 12 = 16,93 \text{ cm} \rightarrow L_a = 20 \text{ cm}$

b) Calcul des armatures transversales : (A.2.12/ BAEL91 modifié 99)

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(8,75 \text{ mm}, 1,2\text{mm}, 30\text{mm})$$

Soit : $\Phi_t = 8$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4\text{HA } 8 = 2,01\text{cm}^2$.

- **Calcul des espacements :**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\Phi_L; 30\right\}$$

Pour les poutres principales : $S_t \leq \min\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1,2; 30\right\}$ **$S_t = 8\text{cm}$**

Pour les poutres secondaires : $S_t \leq \min\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1,4; 30\right\}$ **$S_t = 8\text{cm}$**

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5$$

Pour les poutres principales **$S_t = 15\text{cm}$**

Pour les poutres secondaires **$S_t = 15\text{cm}$**

- **Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right\} \text{ cm}$$

h: Hauteur des poutres.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

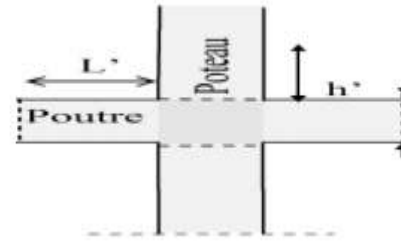


Figure V.2.2 : zone nodale.

Zone nodale

Poutres principales : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.

Poutres secondaires : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.

Remarque : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

- **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_{min}^t = 3\% S_t \times b$$

- ❖ **Zone nodale**

$$A_{min}^t = 0,6 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ poutres principales}$$

$$A_{min}^t = 0,6 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ poutres secondaires}$$

- ❖ **zone courante :**

$$A_{min}^t = 1,125 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ poutres principales}$$

$$A_{min}^t = 1,125 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ poutres secondaires.}$$

- **Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:**

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

Vérifications à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction .Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limite de déformation.

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Limite de déformation du béton en compression :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\checkmark \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \rho_1 = \frac{100A}{b d}$$

$$\checkmark \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Et à partir des tableaux, nous extrairons les valeurs de β_1 et K_1 .

La contrainte dans l'acier est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d \cdot A}$$

➤ Avec : A : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

	$M_s(\text{kN.m})$	$A_{st}(\text{cm}^2)$	ρ_1	β_1	k_1	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	Observation
Travée	26,012	4,62	0,560	0,888	29,64	192,13	6,48	CV
Appuis sup	0	8,01	0,970	0,862	21,23	0	0	CV
Appuis inf	-42,22	8,01	0,970	0,862	21,23	164,66	7,75	CV

Tableau V.2.5 : Vérification du ferraillage des poutres principales loin des voiles.

	$M_s(\text{kN.m})$	$A_{st}(\text{cm}^2)$	ρ_1	β_1	k_1	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	Observation
Travée	17,30	4,62	0,560	0,888	29,64	132,72	4,47	CV
Appuis sup	0	12,66	1,534	0,838	15,86	0	0	CV
Appuis inf	-31,77	9,24	1,120	0,855	19,48	121,86	6,25	CV

Tableau V.2.6 : Vérification du ferraillage des poutres principales adhérentes aux voiles.

	$M_s \text{ (kN.m)}$	$A_{st}(\text{cm}^2)$	ρ_1	β_1	k_1	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	Observation
Travée	1,34	4,62	0,560	0,888	29,64	9,89	0,33	CV
Appuis sup	24,72	5,75	0,690	0,879	26,32	148,21	5,63	CV
Appuis inf	-34,30	4,62	0,560	0,888	29,64	253,35	8,54	CV

Tableau V.2.7 : Vérification du ferraillage des poutres secondaires loin des voiles.

	$M_s \text{ (kN.m)}$	$A_{st}(\text{cm}^2)$	ρ_1	β_1	k_1	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	Observation
Travée	6,35	4,62	0,560	0,888	29,64	46,9	1,58	CV
Appuis sup	18,79	12,66	1,534	0,838	15,86	53,67	3,4	CV
Appuis inf	23,74	10,27	1,244	0,849	18,11	82,5	4,55	CV

Tableau V.2.8 : Vérification du ferraillage des poutres secondaires adhérentes aux voiles.

3) Ferraillage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux charges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots L'ELU \\ G + Q \dots\dots\dots L'ELS \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right\} \text{RPA99/ Version 2003}$$

Ferraillage des voiles :

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures de montage.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en 3 zones :

-Zone I : RDC et 1^{er} étage

-Zone II : 2^{ème} ; 3^{ème} étages.

-Zone III : 4^{ème} ; 5^{ème} ; 6^{ème} étages.

Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$

Exposé de la méthode :

La méthode à utiliser pour le ferraillage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**) et (**M**).

a) Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.\dot{V}}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du voile.

V et \dot{V} : bras de levier $\Rightarrow V = \dot{V} = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$ **Avec : B = L.e**

B : section de béton

L : Longueur du voile.

e : Epaisseur du voile

$$V = \dot{V} = \frac{L}{2}$$

V, \dot{V} : distance entre axe neutre et fibre tendue ou comprimée

I : Moment d'inertie du voile

M : moment dans le voile

N : Effort normal dans le voile $L_t = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\min} - \sigma_{\max}} \times L_{\text{voile}}$ L_t : Longueur de la zone tendue.**b) Calcul des efforts normaux :**

$$N_t = \frac{L_t \times \sigma_{\max} \times e_{\text{voile}}}{2}$$

c) Armatures verticales : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003) :

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20% La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{min} \geq A = 0,002B \text{ (RPA version 2003 Art 7.7.4.1)}$$

$$A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL 91 modifier 99 Art A4.2.1)}$$

Avec : B : section du béton tendue

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

À chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

d) Armatures horizontales : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
- La section de ces armatures est :

$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0,15\%B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0,10\%B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{Art 7. 7. 4. 3 RPA9/Version2003}$$

e) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

f) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

g) Les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

h) Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003) :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min\{1,5e ; 30\text{cm}\}$$

Avec : $e = 20\text{cm}$: épaisseur du voile.

$$S_t \leq 1,5e$$

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min\{30; 30\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

i) Longueur de recouvrement: (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003) :

Elles doivent être égales à :

- ❖ $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ❖ $20 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

a) Diamètre maximal :

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles, ne doivent pas dépassé 1/10 de l'épaisseur du voile.

b) Pourcentage minimal des armatures :

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

- 0,15% de la section globale du voile.
- 0,10% en zone courant

Vérification à L'ELS :**a) Contrainte du béton à l'ELS :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s^{max}}{B + 15A_{vadj}}$$

Avec :

N_t^{max} : Effort normal max appliqué

B : section de béton

A_{vadj} : Section d'armatures adoptée

❖ Contrainte de cisaillement :

✓ **D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \leq 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times V_u}{L \times e \times 0,9}$$

L : Longueur du voile

e : épaisseur du voile

✓ D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99) :

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0,9}$$

Avec :

τ_u : la contrainte de cisaillement

Pour la fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{ct28}}{\gamma_b}\right); 4\text{MPa}$

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

Exemple de calcul de voile:

1) Caractéristiques géométriques :

Zone I:

$$L = 1,20 \text{ m}, \quad e = 0,2 \text{ m}, \quad B = 0,24 \text{ m}^2, \quad I = 0,028 \text{ m}^4$$

$$V = \dot{V} = \frac{L}{2} = 0,6 \text{ m.}$$

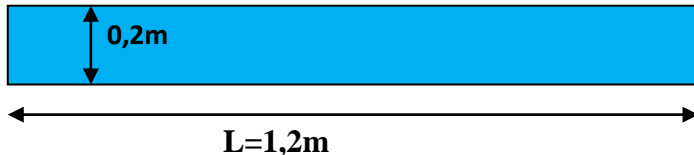


Figure VI.3.2 : Coupe du voile transversale.

2) Sollicitation de calcul :

$$\sigma_{\max} = 5859,33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -8621,22 \text{ KN/m}^2$$

Donc la section est partiellement comprimée

a) Calcul de la longueur comprimée L_t :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} \times L_{\text{voile}} = \frac{5859,33}{5859,33 + 8621,22} \times 1,2 = 0,48\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 0,72\text{m}$$

$$L_t = 0,72\text{m}$$

b) Détermination de la longueur de la bande d :

$$d = \frac{l_t}{2} = 0,36\text{m}$$

c) calcul de la contrainte :

$$\sigma_{\min} = -8621,22 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0,36\text{m}$$

$$e = 0,2\text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d)\sigma_{\min}}{l_t} = 4310,61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 4310,61 \text{ KN/m}^2$$

d) détermination des efforts normaux :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 366,12 \text{ KN}$$

$$N_1 = 366,12 \text{ KN}$$

e) Calcul des armatures :

- **armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = 9,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_{v1} = 9,15 \text{ cm}^2$$

- **armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right)$$

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{20 \times 120 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 120 \times 20 \right)$$

$$A_{\min} \geq \max (12,6 ; 4,8) = 12,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 12,6 \text{ cm}^2$$

- **les armatures calculées :**

$$A_{v1} = 9,15 < A_{\min} = 12,6 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A_{\min} = 12,6 \text{ cm}^2$

$$A_v = 12,6 \text{ cm}^2$$

- **armatures horizontales :**

D'après RPA 99 version 2003 :

$$A_H = \max (A_v/4 ; 0,15\%B)$$

$$= 0,0015 \times 0,24 \times 10^4 = 3,6 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_H = 3,6 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article [Art 7.7.4.3 RPA99/V2003]. Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré. On opte pour 4 épingles de **HA8**.

Soit $4HA8=2,01\text{cm}^2$

f) Espacement des barres :

Zone courante : $S_t \leq \min \{1,5e; 30\text{cm}\} = 30\text{cm}$ Soit $S_t=20\text{cm}$

Zone d'extrémité : $\frac{S_t}{2} = 10\text{cm}$

g) Vérification à l'ELS :

a) Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s^{max}}{B+15A_v} = \frac{1566,83 \times 10^3}{0,24 \times 10^6 + 15 \times 14,07 \times 10^2} = 6 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b) Vérification au cisaillement :

D'après RPA99modifiées 2003 (Art A.7.7.2) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \leq 0,2 \times f_{c28} = 5\text{MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 240,56 \times 10^3}{1200 \times 0,9 \times 200} = 1,56 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$$

D'après BAEL91 modifiées 99 (Art A.5.1.21) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0,9} = \frac{240,56 \times 10^3}{1200 \times 0,9 \times 200} = 1,11 \text{ MPa}$$

Pour la fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}\right); 4 \text{ MPa}\right)$

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

$\tau_u = 1,08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \implies$ condition vérifiée.

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

Tableau V.3.1. Ferraillage des voiles longitudinales V_L

	zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,2	1,2	1,2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,24	0,24	0,24	
	I (m ⁴)	0,028	0,028	0,028	
Sollicitation de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	5859,33	530,73	1525,87	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-8621,22	-2954,02	-2904,6	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V (kN)	240,56	167,4	121	
	L _c (m)	0,72	0,18	0,41	
	L _t (m)	0,48	1,02	0,79	
	N _s	1566,83	1158,79	694,75	
	N ₁	366,12	102,39	116,86	
	A _{v1/bande} (cm ²)	9,15	2,56	2,92	
	A _{v1/nappe} (cm ²)	4,57	1,28	1,46	
	A _{min} (cm ²)	12,6	12,6	12,6	
	A _{v1 adoptée} (cm ²)	14,07	14,07	14,07	
	Choix de A	7HA16	7HA16	7HA16	
	St max	20	20	20	
S _t (cm)	10	10	10		
Ferraillage des armatures horizontales	A _H	3,6	3,6	3,6	
	Choix des barres	5HA10	5HA10	5HA10	
	A _{H adoptée} (cm ²)	3,93	3,93	3,93	
	S _t	20	20	20	
	A _T	4HA8	4HA8	4HA8	
vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b=5(\text{MPa})$	$\tau_b(\text{MPa})$	1,56	1,08	0,78
	$\bar{\tau}_b=2,5(\text{MPa})$	$\tau_u(\text{MPa})$	1,11	0,77	0,56
	$\bar{\sigma}_b=15\text{MPa}$	$\sigma_b(\text{MPa})$	6	4,44	2,66

Tableau V.3.2. Ferraillage des voiles transversales VT

	zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,5	1,5	1,5
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,3	0,3	0,3
	I (m⁴)		0,056	0,056	0,056
Sollicitation de calcul	σ_{max} [KN/m²]		6458,5	1341,21	2279,32
	σ_{min} [KN/m²]		-9279,39	-3002,12	-3084,59
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V (kN)		267,93	170,9	120,32
	L_c(m)		0,61	0,46	0,63
	L_t(m)		0,89	1,04	0,87
	N_s		1298,91	954,91	579,39
	N₁		493,87	147,79	165,09
	A_{v1/bande} (cm²)		12,34	3,7	4,12
	A_{v1/nappe} (cm²)		6,17	1,85	2,06
	A_{min}(cm²)		15,75	15,75	15,75
	A_{v1 adoptée}(cm²)		16,09	16,09	16,09
	Choix de A		8HA16	8HA16	8HA16
	St max		20	20	20
	S_t (cm)		10	10	10
Ferraillage des armatures horizontales	A_H		4,5	4,5	4,5
	Choix des barres		5HA12	5HA12	5HA12
	A_{H adoptée} (cm²)		5,65	5,65	5,65
	S_t		20	20	20
	A_T		4HA8	4HA8	4HA8
vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b=5$(MPa)	τ_b(MPa)	1,4	0,88	0,62
	$\tau_b=2,5$(MPa)	τ_u(MPa)	0,99	0,63	0,44
	$\bar{\sigma}_b=15$MPa	σ_b(MPa)	4	2,94	1,78

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION :

Notre projet consiste à étudier une superstructure d'un bâtiment en R+6 à usage d'habitation.

Mon travail est composé de 5 chapitres, il comporte deux types de calculs :

- Un calcul manuel dans les deuxièmes et troisièmes chapitres qui sont :

Le pré dimensionnement des éléments de l'ouvrage et les études des éléments non structuraux.

- un calcul numérique ou bien par logiciel afin de pouvoir étudier les autres chapitres qui sont :

Les études dynamiques et les ferraillements des éléments structuraux.

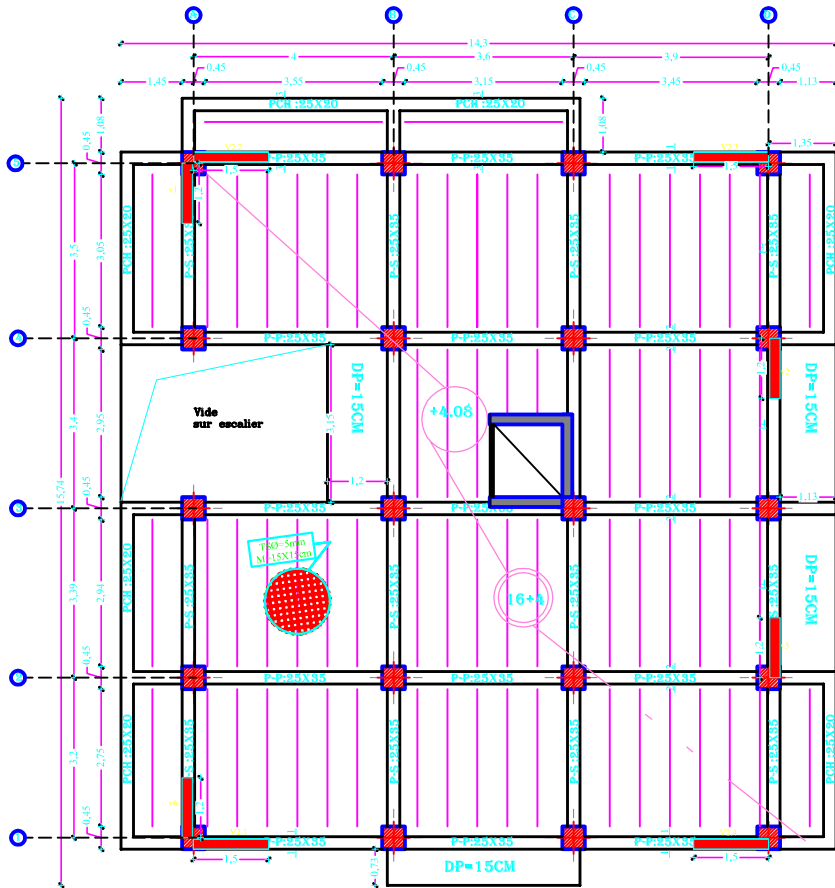
L'objectif principal qui est le ferraillement de ces derniers est atteint.

Cette expérience nous a été très instructive et profitable sur plusieurs plans soit pratiques ou bien théoriques.

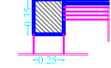
En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.

Bibliographie

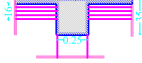
- *Document technique réglementaire DTR B.C.2.2*
- *Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003*
- *BAEL 91 révisé 99*
- *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).*
- *Mémoires de fin d'études des promotions Précédentes*
- *Cours et TD du cursus*



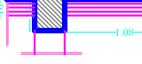
COUPE 1-1 (Ech:1/25)



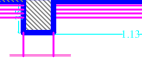
COUPE 2-2 (Ech:1/25)



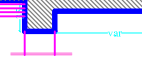
COUPE 3-3 (Ech:1/25)



COUPE 3'-3' (Ech:1/25)

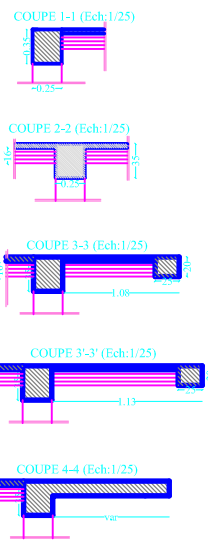
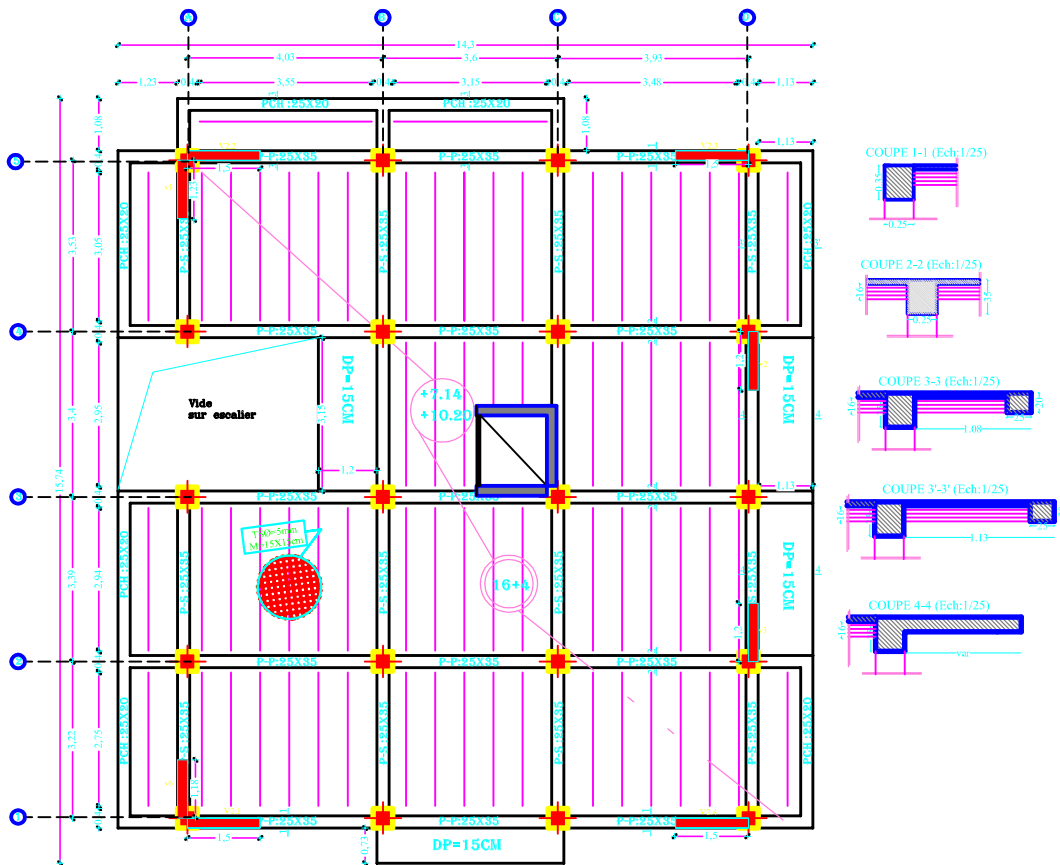


COUPE 4-4 (Ech:1/25)



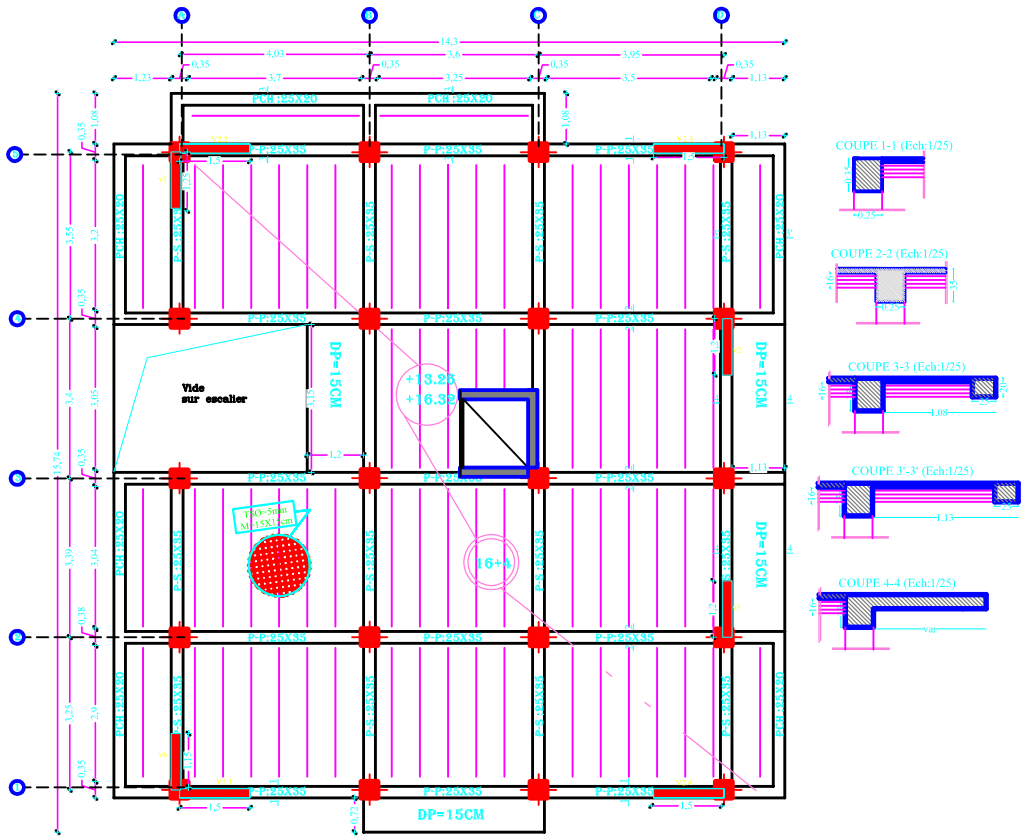
COFFRAGE PLANCHER NIVEAUX: +4.08 ECH 1/50

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: <u>ALLILECHE YASMINE</u>		PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV: +4.08	Projet: Construction à usage d'habitation
Dirigé par: <u>MR. BENYAHK</u>			Echelle: 1/50
			2022-2023



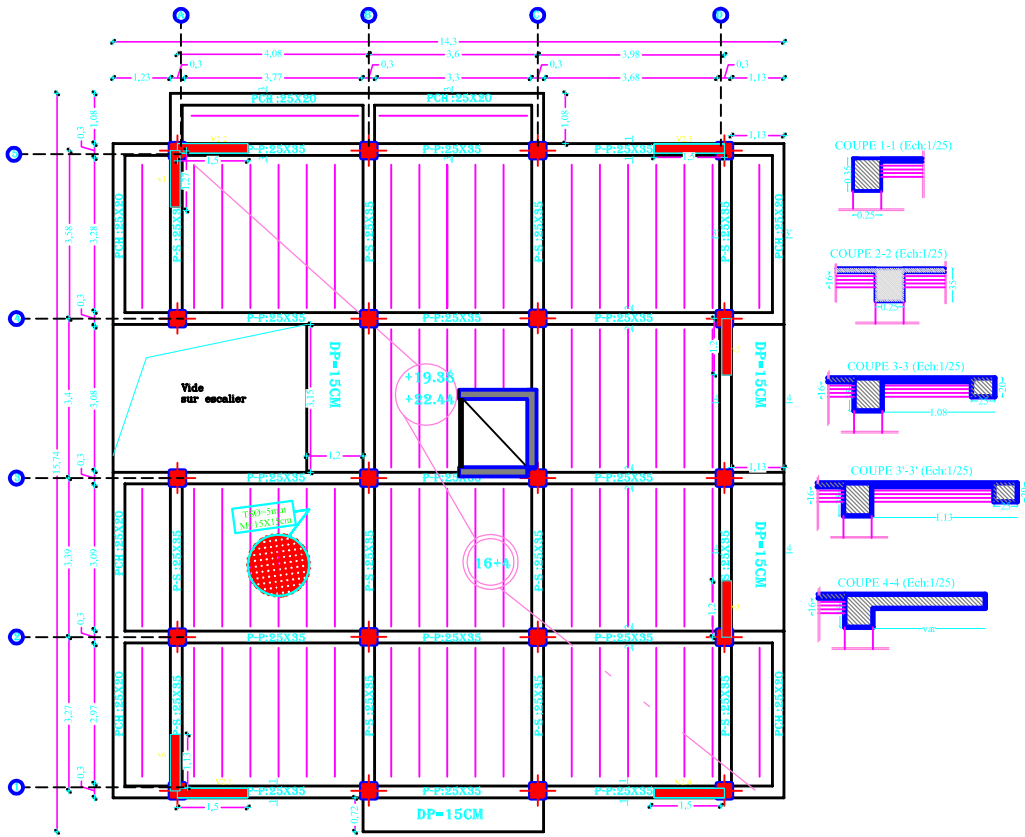
COFFRAGE PLANCHER NIVEAUX: +7.14 & +10.20 ECH 1/50

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudé par: ALLILECHE YASMINE	PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV: +7.14 & +10.20		Projet: Construction à usage d'habitation
Dirigé par: MR RENVANT K			Echelle: 1/50
			2022-2023



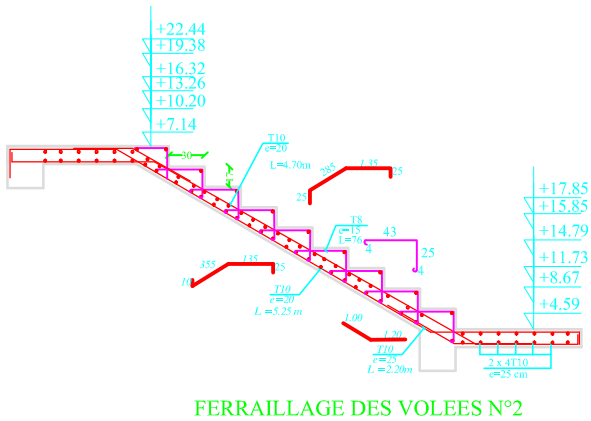
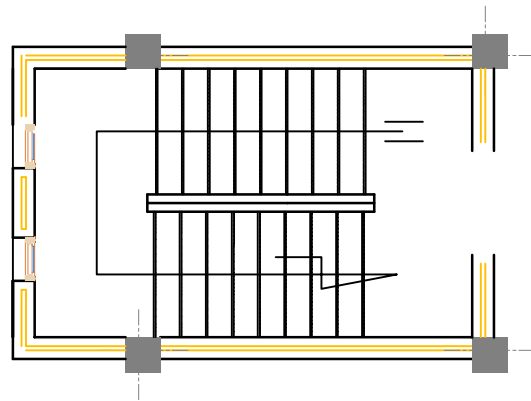
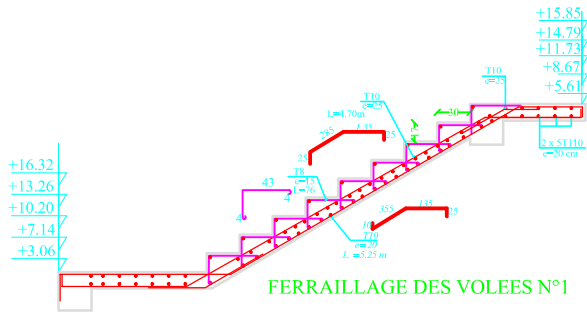
COFFRAGE PLANCHER NIVEAUX: +13.26 & +16.32 ECH 1/50

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: ALLILECHE YASMINE		PLAN DE COFFRAGE PLACHER NIV: +13.26 & +16.32	Projet: Construction à usage d'habitation
Dirigé par: MR. BENYAHIA, K			Echelle: 1/50
			2022-2023



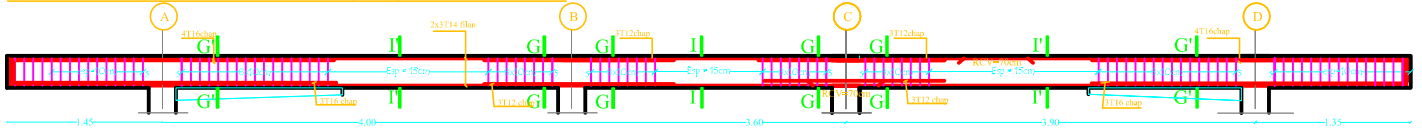
COFFRAGE PLANCHER NIVEAUX: +19.38 & +22.44 ECH 1/50

UNIVERSITE MOULOU MAMMERI TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: ALLILECHE YASMINE	PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV: +19.38 & +22.44	Projet: Construction à usage d'habitation	Echelle: 1/50
Dirigé par: MR. BENYAHK		2022-2023	

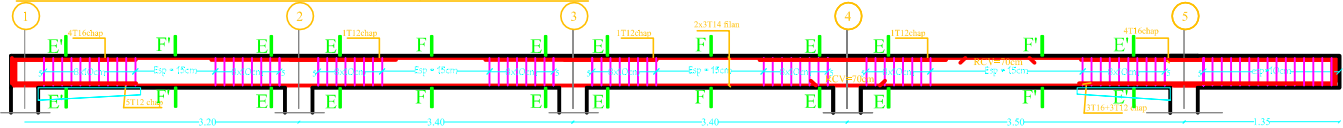


UNIVERSITE MOULOU MAMMERI TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: <u>ALLILECHE YASMINE</u>	COFFRAGE FERRAILLAGE DE L'ESCALIER ech: 1/25	Projet: Construction à usage d'habitation	Echelle: 1/50
Dirigé par: <u>MR. BÉNYAHLK</u>		2022-2023	

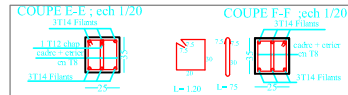
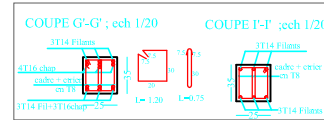
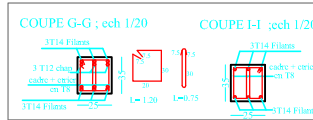
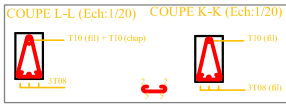
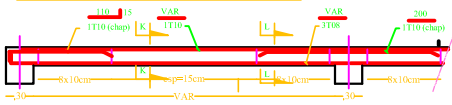
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES(25x35) TOUS LES NIVEAUX



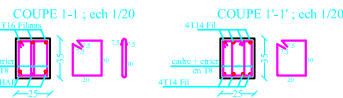
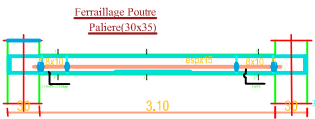
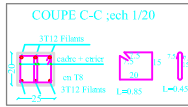
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (25x35),TOUS LES NIVEAUX



Ferrailage des Poutrelles tous les niveaux

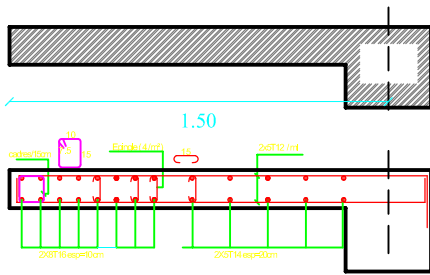


FERRAILLAGE DU CH (25x20) tous les niveaux

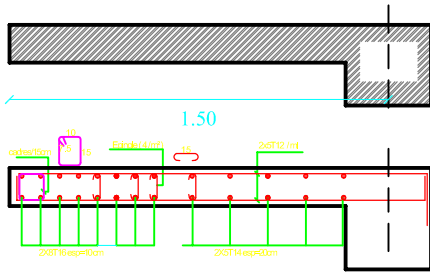


UNIVERSITE MOULoud MAMMERI TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Etudié par: ALLILLECHE YASMINE	COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES ,PRINCIPALES, SECONDAIRES ,PALIERE ET CHAINAGE	Projet: Construction à usage d'habitation
Dirigé par: MR. BENYAHK K		Echelle:1/50
		2022-2023

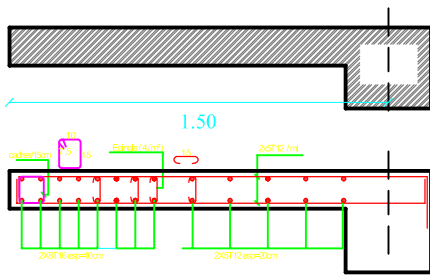
ZONE: I



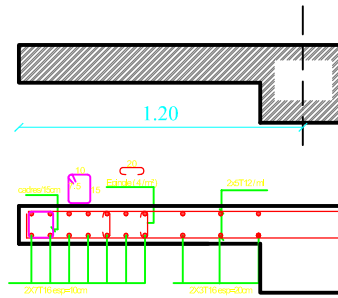
ZONE: II



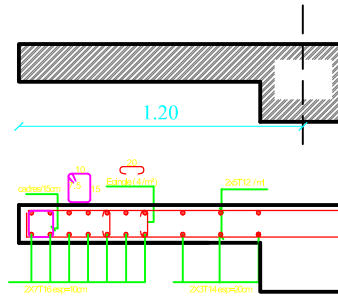
ZONE: III



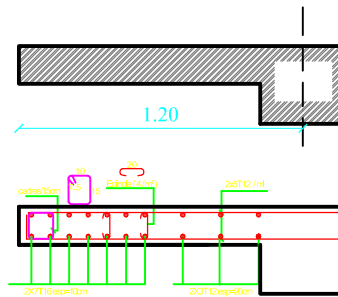
ZONE I:



ZONE II:



ZONE III:



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI
TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Etudié par:
ALLILECHE YASMINE

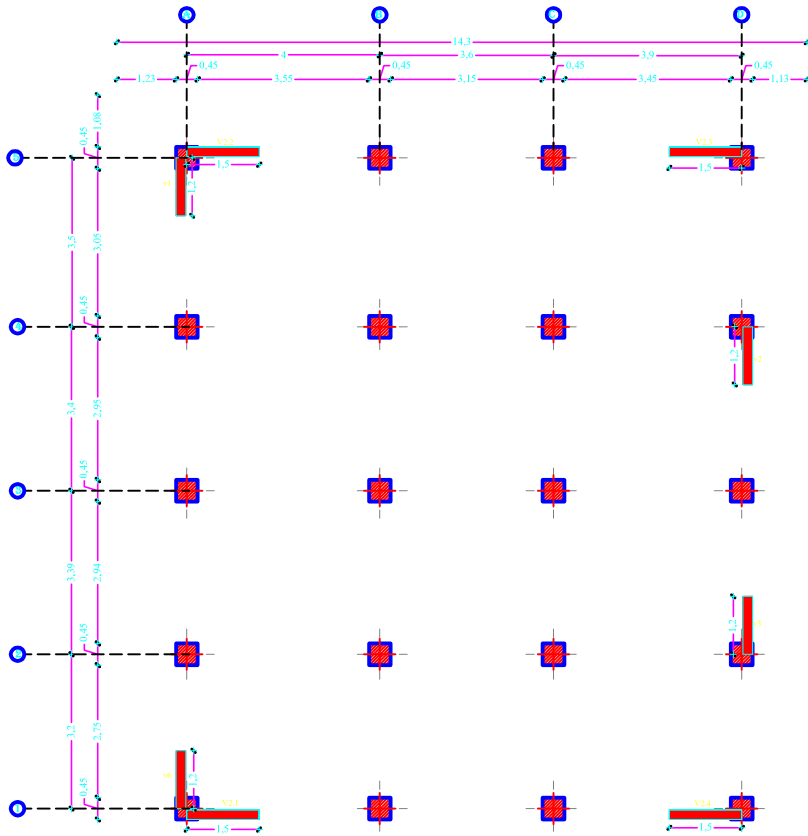
Dirigé par:
MR. BENYAHK.K

**PLAN DE COFFRAGE
et ferrailage des voiles**
ech: 1/25

Projet:
Construction à usage d'habitation

Echelle:1/50

2022-2023



DISPOSITION DES VOILES ECH 1/50

UNIVERSITE MOULOU MAMMERI TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: <u>ALLILECHE YASMINE</u>	DISPOSITION DES VOILES		Projet: Construction à usage d'habitation
Dirigé par: <u>MR. BENYAHIA K</u>			Echelle: 1/50
		2022-2023	