

**RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET
POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN - TIARET
FACULTÉ DES SCIENCES ET DES SCIENCES DE
L'INGÉNIEUR
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL**

**MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES
POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME
D'ÉTUDES UNIVERSITAIRES APPLIQUÉES
EN GENIE CIVIL**

OPTION : Béton Armé

Sujet du mémoire :

**Etude D'une Villa (R+2) à Usage
D'habitation**

Présente par :

LAMZAOUI BENCHOHRA

Encadré Par

RANNAK ZOHRA

PROMOTION 2007/2008

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN - TIARET

FACULTÉ DES SCIENCES ET DES SCIENCES DE L'INGÉNIEUR

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

**POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME
D'ÉTUDES UNIVERSITAIRES APPLIQUÉES
EN GENIE CIVIL**

OPTION : Béton Armé

Sujet du mémoire :

**ETUDE D'UNE VILLA EN (R+2)A
USAGE D'HABITATION**

Présenté par : LAMZAOUI BENCHOHRA

BARKOUS YAMINA

Devant le Jury :

Président

Rapporteur

Examineur

Examineur

PROMOTION 2007/2008

Remerciement

Tout d'abord on remercie Dieu de nous avoir aidé à finir notre projet.

Nous tenons à remercier profondément et sincèrement notre encadreur

Mlle RANNAK ZOHRÀ pour l'assistance et ses précieuses conseils.

Nous remercions vivement nos enseignants pour leur aide et leur soutien moral

pendant toute la période de notre formation.

Nos Remerciement vont également à l'ensemble de jury qui fera l'honneur de

juger ce travail.

Sans oublier de remercier Mr semble et Youcef, Rabah et Rachid .

Agence CTC de Tissemsilt

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin



Dédicace

Je dédie se travail à mon très cher père et ma très chère mère qui ma soutenus et soufre pour que puisse réussir dans ma vis.

A mes sœurs.

A mes cousins.

A mon binôme Benchohra.

A mes amis et mes collègues : Khaira, Fozia, Aicha, Arbia, Zohra, Horia, Hakima, Malika, Hadjer, Zahia, Fadhila, Hanane,

A ma fiancé : Kheir Eddine.

A toute la famille Berkous.

A la promotion sortante (2007/2008).

A tout se qui on connue Berkous Yamina.

BERKOUS YAMINA

liste des figures

- Figure : I.1-Diagramme de déformations – contraintes.
- Figure : I.2-Diagramme des déformations limitées de la section (Règles des trois pivots)
- Figure : II.1-La section la plus sollicitée du poteau.
- Figure : III.1-Dimensions des poutrelles.
- Figure : III.2-Diagramme des moment fléchissant, M [KN.m] (R.D.C et étage courant).
- Figure : III.3-Diagramme des efforts tranchants T [KN] (R.D.C et étage courant).
- Figure : III.4-Diagramme des moment fléchissant, M [KN.m] (Terrasse).
- Figure : III.5-Diagramme des efforts tranchants T [KN] (Terrasse).
- Figure : III.6-Dessin de ferrailage des poutrelles.
- Figure : IV.1-Les dimensions de l'acrotère.
- Figure : IV.2-Schéma du ferrailage (acrotère).
- Figure : IV.3-Diagramme des moment fléchissant, M [KN.m]
et des efforts tranchants T [KN] (balcon).
- Figure : IV.4-schéma d'un escalier.
- Figure : IV.5-les Dimensions d'escalier.
- Figure :IV.6-Schéma statique (escalier).
- Figure : IV.7-diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant (escalier).
- Figure : IV.8-Ferrailage de la poutre palière (30x30) cm².
- Figure : VI.1-Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.
- Figure : VI .2-Dessin de ferrailages des sections des poteaux.
- Figure : VII.1- Dessin de ferrailages De longrine.

PLAN DE TRAVAIL

- Chapitre I: Introduction**
- Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments**
- Chapitre III : Calcul des planches**
- Chapitre IV: Calcul des éléments non structuraux**
- Chapitre V : etude sismique**
- Chapitre VI : etude des portiques**
- Chapitre VII : etude de l'infrastructure**
- Conclusion**

بسم الله الرحمن الرحيم

الصلاة و السلام علي نبينا محمد

Mr président de jury Mrs membres du jury honorables assistants

السلام عليكم

Le projet qui nous a été choisi consiste à l'étude et le calcul des éléments d'une villa en béton armé (R+2) à usage d'habitation implanté à **Tissemsilt** ; classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa suivant le R.P.A 99 version 2003)

L'ossature adopté :

Notre Villa est contreventé par portiques

CHAPITRE I: INTRODUCTION

CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

Longueur totale du bâtiment.....12,00m
Largeur totale du bâtiment.....10,00 m
Hauteur totale avec acrotère.....11,00 m
Hauteur d'étage.....3,23 m

CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES DU SOL

La contrainte du sol est $\sigma_{sol} = 1,50$ bars
pour un ancrage $D = 1,80$ m

CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX

Béton:

Dosage de béton dans $1m^3$:
350 Kg de ciment CPA 325
400 L de sable $dg \leq 5$ mm
800 L de gravillons $dg \leq 25$ mm
175 L d'eau de gâchage.

Les aciers:

Acier naturel (fe E 215, fe E 235)

Acier à haute adhérence (fe E 400)

RÉSISTANCE MÉCANIQUE

-Résistance caractéristique à la compression:

D'après R.P.A 99 version 2003 on choisi la valeur suivant :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$$

-Résistance caractéristique à la traction:

$$\text{Donc pour } f_{c28} = 25\text{Mpa, } f_{t28} = 2,10 \text{ Mpa}$$

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments

PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Selon le R.P.A 99(version 2003),les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

On doit faire le dimensionnement des poteaux de telle façon qu'il n y ait pas de flambement c'est-à-dire: $\lambda \leq 50$

LES DIMENSIONS DES DIFFÉRENTS ÉLÉMENTS PORTEURS

éléments	sections
	R.D.C au 2 ^{eme} étage
Poteaux	(30x30) cm ²
Poutre principale	(30x35) cm ²
Poutre secondaire	(30x30) cm ²
plancher	(16+4) cm

CHAPITRE III: Calcul des planchers

Les planchers adoptés pour notre structure sont des **planchers à corps creux**.
Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite " **méthode forfaitaire**", pour le calcul des moments.

Les conditions de la méthode forfaitaire :

- 1- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- 2- Charge d'exploitation modérée $Q \leq \max(2 G, 5 \text{ KN/m}^2)$.
- 3- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- 4- Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

FERRAILLAGE DES POUTRELLES

-RDC et étage courant:

-En travée:.....3T10

-Sur appui:.....2T10

-Terrasse:

-En travée:.....3T10

-Sur appui:.....2T12

CHAPITRE IV: Calcul des éléments non structuraux

L'ACROTÈRE

La hauteur $h = 50 \text{ cm}$

L'épaisseur $e_p = 10 \text{ cm}$

-Ferrailage:

Armatures principales..4T6 / ml

Armatures de répartition... $\Phi 6$

LES BALCONS

On a un seul type du balcon se forme d'un console.

Épaisseur : $e_p = 12 \text{ cm}$

Longueur : $L = 1,00 \text{ m}$

-Ferrailage:

Armatures principales....4T10/ml

Armatures de répartition4T8

LES ESCALIERS

On a un seul type d'escalier : escalier à trois volées avec deux paliers utilisé pour l'accès du RDC jusqu'au 2^{ème} étage.

La hauteur de la marche ... $h=17\text{cm}$

La largeur de la marche ... $g=30\text{cm}$

-En travée:

Armatures principales...6T10/ml

Armatures de répartition ...4Φ8/ml

-Sur appui:

Armatures principales...4T10/ml

Armatures de répartition ...4Φ8/ml

-Poutre palière:

La poutre palière est considérée comme semi encastrée sur les deux extrémités.

-Ferrailage:

-En travée:.....5T12

-Sur appui:.....3T12

CHAPITRE V: Étude dynamique et sismique

MÉTHODE DE CALCUL

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise logiciel «SAP2000» et pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre».

-Valeurs des coefficients :

Coefficient d'accélération de zone :..... $A = 0,15$

Coefficient de comportement :..... $R = 5$

Facture de qualité :..... $Q = 1,20$

-Remarque:

D'après l'étude sismique, les déformations horizontales dans les deux sens sont toutes admissibles.

CHAPITRE VI: Étude des Portiques

LES COMBINAISONS DE CALCUL

Les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (version 2003)]

FERRAILAGE DES PORTIQUES

-Méthode de calcul :

-Les poutres:

le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

-Les poteaux :

le calcul doit se faire en flexion composée.

CHAPITRE IX: Etude de l'infrastructure

-choix du type de fondation

dans notre structure, on choisi des semelles isolées

-Ferrailage :

Les ferrailages des semelles sont calcul par la méthode de la bielle

Conclusion

Notre étude durant le cursus universitaire nous a donné l'opportunité de toucher aux différents problèmes de calcul des ouvrages en génie civil.

Les dimensions des éléments structuraux a été fait de façon a assurer une sécurité intrinsèque.

Durant le calcul de ferrailage des éléments structuraux nous avons constaté des résultats acceptables dont l'exécution est facile ce qui évolue la réalisation sur chantier.

Je vous remercie pour votre patience. Merci

NOTATIONS-PRINCIPALES

1. NOTATION

C_{te} : valeur constante

2. SYMBOLES

2.1-MAJUSCULES ROMAINE

A : Section d'aciers

\bar{A} : section d'aciers comprimés

A_{max}, A_{min} : Section d'acier maximale et minimale

$A.N$: axe neutre

A_s : Armatures supérieures

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales

B : Air de béton

B_r : Section réduite d'un poteau

B_0 : Section homogène totale

E.L.S : Etat limite de service

E.L.U : Etat limite ultime

E_s : module d'élasticité

F_{bc} : Résultante des efforts de compression dans le béton

G : Action permanente

I : Moment d'inertie

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

K : Pente de diagramme de navier à L'E.L.S

M : Moment fléchissant

$M > 0$: Lorsque la fibre inférieure d'une poutre horizontale est tendue

$M < 0$: Dans le cas contraire

M_a : Moment sur appuis

M_{ser} : Moment fléchissant à L'E.L.S

M_u : Moment fléchissant à L'E.L.U

M_{tu} : Moment fléchissant de la travée de référence

N : Effort normal

$N > 0$: Pour une compression

$N < 0$: Pour une traction

N_{ser} : effort normale de service

N_u : effort normal ultime

P : charge concentre appliqué (E.L.U ou E.L.S)

P_{ser} : charge concentre appliquée à L'E.L.S

P_u : charge concentre appliquée à L'E.L.U

V : effort tranchant

V_u : effort tranchant à L'E.L.U

MINISCULE ROMAINES :

a : Plus petite dimension d'une section transversale

Largeur de la bielle d'about

Abscisse d'une charge concentrée depuis l'appui considéré

ab : Dimensions en plans d'un poteau

Rectangle d'impact d'une charge concentrée au niveau du feuille moyenne d'une dalle

b : Largeur d'une table de compression

b₀ : Largeur d'une section rectangulaire ou de la nervure d'une section en T

b₁ : Largeur d'une aile de tension en T

C ou **C₁** : Enrobage des armatures

d : Hauteur utile d'une section

e : Distance minimale d'une armature au parement de béton le plus proche

Excentricité

e₀ : Excentricité par rapport au centre de gravité du béton seul ou Excentricité structurale

f : Flèche

f_{cj} : Résistance caractéristique < le béton à la compression à jours d'age

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'age

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

f_{tj} : Résistance conventionnelle à la traction du béton à jours d'age

h : Hauteur total

h₀ : Hauteur d'une table de compression

i : Rayon de giration

l : Portée fictive d'une travée

l_a : portée d'encrage

l_f : Portée de flambement

l_i : Portée de travée i

l_r : longueur de recouvrement

l_s : Longueur de scellement droit

l₀ : Longueur fictive pour répartir les armatures d'âme

n=15 : coefficient d'équivalence

q : Charge uniformément répartie (E.L.U ou E.L.S)

q_{ser} : Charge uniformément répartie à (L'E.L.S)

q_u : Charge uniformément répartie à (L'E.L.U)

s_t : Espacement des cours d'armatures transversales

2.3. MAJUSCULES OU MINISCULES GREQUES

α : Profondeur réduite de l'axe neutre à L'E.L.U

Inclinaison des armatures d'âme, rapport de longueur des cotés d'une dalle rectangulaire

Rapport sans dimensions (de moments, de charges, etc.)

β : Coefficient de flambement des poteaux

γ_b : Coefficient partiel de sécurité pour le béton

γ_s : Coefficient partiel de sécurité pour les aciers

ε_{bc} : Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé

ε_s : Allongement relatif des aciers tendus

ε_{sc} : Raccourcissement relatif des aciers comprimé

ε_{st} : Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint

la résistance de calcul (f_e / γ_s)

π : Coefficient de fissuration

θ : Coefficient prenant en compte la durée d'application des charges angle au centre d'une Partie courbe de barre

λ : Elancement géométrique

μ : Coefficient de frottement acier/béton

ν : Coefficient de poisson

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S

σ_s : Contrainte de traction de l'acier

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte limite des aciers tendus à L'E.L.S

τ_{su} : Contrainte d'adhérence limite

τ_u : Contrainte tangente conventionnelle

ϕ : Diamètre d'une barre d'acier

ϕ_l : Diamètre d'une barre d'acier longitudinale

ϕ_t : Diamètre d'une barre d'acier

ψ, ψ' : Coefficient pour calcul des ancrages courbes

ψ_s : Coefficient de scellement, valeur de combinaison d'une action variable

Ω : Aire limitée par moyenne à mi-épaisseur des parois d'une sec creuse.

2.4. AUTRES INDICES ET EXPOSANTS

W ou e : pour les efforts à gauche ou à droite

i : pour un appui j ou une travée i

x : pour le sens parallèle à x.

y : pour le sens parallèle à y.

Max : pour un maximum

Min : pour un minimum

I- Introduction :

Le présent travail est une étude technique d'une structure en béton armé à usage d'habitation composée d'un rez de chaussée et de deux étages contreventée par portiques. Le problème posé est d'assurer la résistance de notre construction aux différentes effets tout en prenant le côté économique en considération.

Notre travail est structuré comme suit :

- étude préliminaire du prédimensionnement des éléments horizontaux (poutres principale; et poutre secondaire ; Planchers) et des éléments verticaux (poteaux).
- Calcul détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, balcon, escalier).
- Etude sismique.
- Calcul des éléments structuraux .
- le calcul des portiques longitudinaux et transversaux qui constituent le squelette de notre Structure.
- Etude des différents éléments de l'infrastructure (semelles isolées).

I-1- Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude et le calcul des éléments d'un bâtiment en béton armé (R+2) à usage d'habitation implanté à **TISSEMSILT** ; classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa) d'après les règles parasismiques Algériennes R.P.A 99 (version 2003). « 1 »

I.1.1- Caractéristique géométrique (dimensions des plans) :

- Longueur totale du bâtiment.....**12,00 m**
- Largeur totale du bâtiment.....**10,00 m**
- Hauteur totale avec acrotère du bâtiment.....**11,00 m**
- Hauteur des étages**3,23 m**

I.1.2- Ossature et système constructif adopté :**I.1.2.1- Ossature :**

La stabilité de la structure est assurée par une ossature auto stable (poteaux-poutres) donc elle est contreventée par des portiques longitudinaux et des portiques transversaux

I.1.2.2- Planchers :

Les planchers adoptés pour notre structure sont :

- Des planchers à corps creux

I.1.2.3- Escaliers :

On a un seul type d'escalier :

- escalier à deux volées avec deux paliers utilisé pour l'accès du RDC jusqu'au 2^{ème} étage.

I.1.2.4- Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont en doubles cloisons en briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur avec un vide d'air de 5cm; les murs intérieurs sont en simples cloisons de 10 cm d'épaisseur.

I.1.2.5- Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds (sauf les salles d'eaux).
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.1.2.6- Isolation :

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasses; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

I.1.3- Caractéristiques géotechniques du sol :

Selon le rapport géotechnique du laboratoire, Le sol d'assise de la construction est un sol meuble.

- La contrainte du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 1,50 \text{ bars}$ pour un ancrage $D = 1,80 \text{ m}$.

I.2- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.2.1-Le Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, granulats (sables, gravillons) et d'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

Le béton armé utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conformé aux règles techniques de conception et de calcul des structures (B.A.E.L.91 et R.P.A 99). « 2 » « 1 »

La composition d'un mètre cube (m^3) de béton courant est comme suit :

350 Kg de ciment	CPA 325
400 L de sable.....	$\text{dg} \leq 5 \text{ mm}$
800 L de gravillons.....	$\text{dg} \leq 25 \text{ mm}$
175 L d'eau de gâchage.	

La préparation du béton sera faite mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton.

Principaux caractères et avantages:

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations:

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Le coulage du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont:

- 1) Economie:le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- 2) Souplesse des formes: elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.

- 3) Résistance aux agents atmosphériques: elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- 4) Résistance au feu; le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

En contre partie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

I.2.1.1- Résistance mécanique :

a- Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière elle est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} \cdot f_{c28} \\ f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 j} \cdot f_{c28} \end{cases}$$

- pour 28 jours < j < 60 jours $f_{cj} = f_{c28}$

- pour $j \geq 60$ jours $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

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

b- Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à " j " jours est conventionnellement définie par la relation: $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

Donc pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

Les états limites sont classés en deux catégories:

I.2.1.2- Déformation et contraintes de calcul :

- Etat limite de résistance :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit:

"Parabole –rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

a- Diagramme parabole – rectangle :

C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

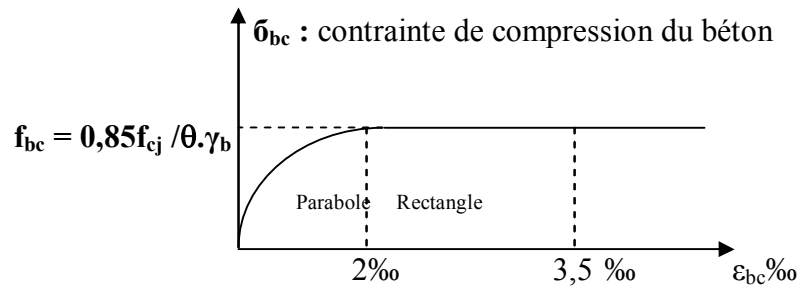


Figure I.1-diagramme déformation contrainte

Avec:

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ cas générale

$\gamma_b = 1,15$ cas de combinaisons accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

b- Diagramme rectangulaire :

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée en flexion simple.

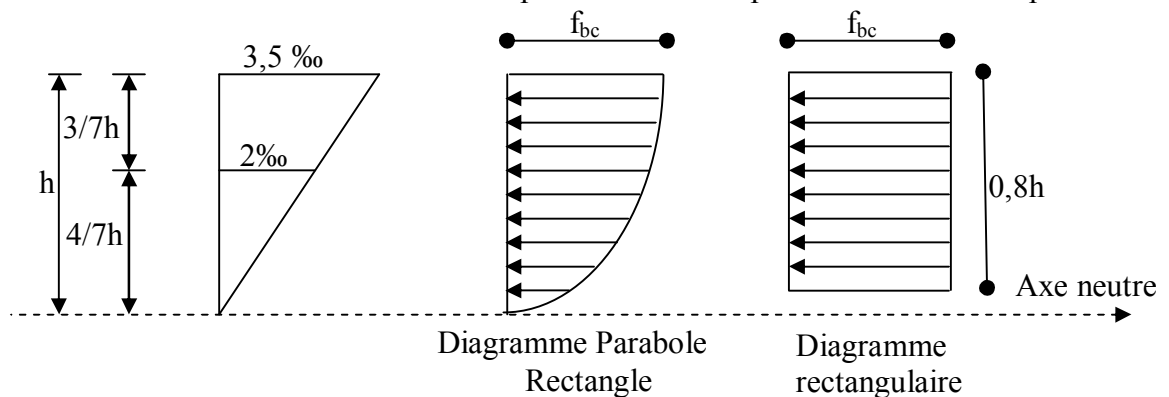


Figure II.1-diagramme

1.2.1.3-Contrainte admissible de cisaillement:

$\tau_u = \min(0.2 f_{cj} / \gamma_b, 5Mpa)$ Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b, 4Mpa)$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u .

$\tau_{\mu} = T_u / b_0 \cdot d$ avec : b_0 : largeur de la pièce.
 d : hauteur utile.

I.2.1.4- Modules de déformation longitudinale du béton:**-Module de déformation instantanée:**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h:

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} ; \text{ pour } f_{c28} = 25\text{Mpa} ; E_{i28} = 32164,2 \text{ Mpa.}$$

- Module de déformation différée:

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} ; \text{ pour } f_{c28} = 25\text{Mpa} ; E_{i28} = 10818,9 \text{ Mpa.}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.2.1.5- Coefficient de poisson:

$$\nu = (\Delta d/d) / (\Delta L/L).$$

Avec:

$(\Delta d/d)$: déformation relative transversale.

$(\Delta L/L)$: déformation relative longitudinale.

Il est pris égal à 0,2 pour E.L.S (béton non fissuré) à 0 pour E.L.U (béton fissuré)

I.2.2- Les Aciers :

L'acier est un alliage (fer + carbone) en faible pourcentage ; les aciers pour le béton armé sont ceux de:

-Nuance pour 0.15 à 0.25% de carbone.

-Nuance mi-dure et dure pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Dans la pratique on utilise les nuances d'aciers suivants:

- Acier naturel (fe E 215, fe E 235)

- Acier à haute adhérence (fe E 400, fe E 500)

-Treillis soudés de maille (150 x 150) mm² avec $\varnothing = 3,5$ mm (T.S.L fe E500)

- le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à: $E_s = 200\,000$ Mpa

I.2.2.1- Diagramme déformation- contrainte de calcul : $\sigma_s = f(\varepsilon_{\text{‰}})$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes:

$\gamma_s = 1.15$ cas général.

$\gamma_s = 1.00$ cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre étude, on utilise des aciers Fe E400.

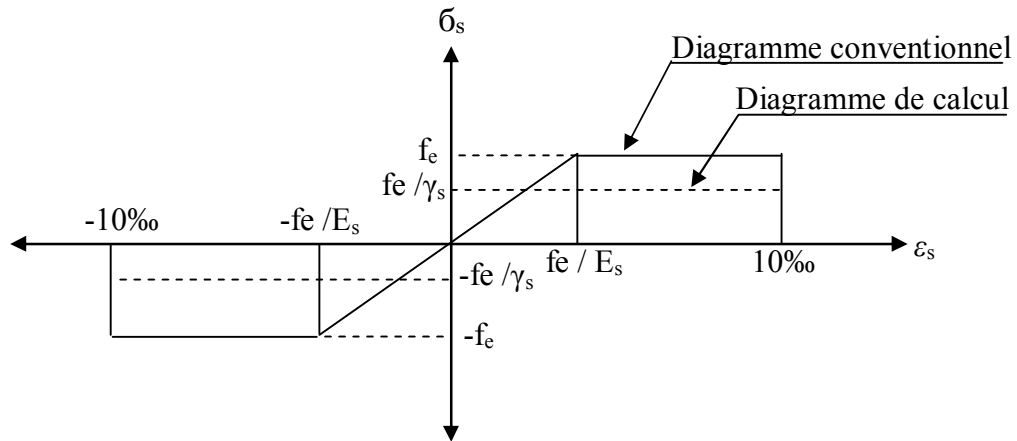


Figure I.2-Diagramme de déformations – contraintes.

I.2.2.2- Contraintes limites de traction des armatures:

Fissuration peu préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation

Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ Mpa.

Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ Mpa.

η : coefficient de fissuration.

- $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{Pours ronds lisses} \\ \eta = 1,6 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing \geq 6\text{mm} \\ \eta = 1,3 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing < 6\text{mm} \end{array} \right.$

-Poids volumique:

-Béton armé..... $\gamma_b=25 \text{ KN/m}^3$

-Béton non armé..... $\gamma_b=22 \text{ KN/m}^3$

-Acier..... $\gamma_s =78,5 \text{ KN/m}^3$

I.3-Etats limites:

Selon les règles **B.A.E.L 91**, on distingue deux états de calcul :

-Etats limites ultimes de résistance **E.L.U.R**

-Etats limites de service **E.L.S**

I-3.1- E.L.U.R:

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistants calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I-3.1.1- Hypothèses de calcul:

- les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- la résistance du béton à la traction est négligée.
- le raccourcissement du béton est limité à:

$\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en flexion composé.

$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en compression simple.

-l'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$

-les diagrammes déformations contraintes sont définis pour:

- Le béton en compression.
- L'acier en traction et en compression.

I-3.1.2-Règles des trois pivots :

On fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.
- la déformation est représentée par une droite passant par l'un des points **A**, **B** ou **C** appelés pivots.

Pivot	Domaine	Déformations limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10 ⁰ / ₀₀
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5 ⁰ / ₀₀
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2 ⁰ / ₀₀

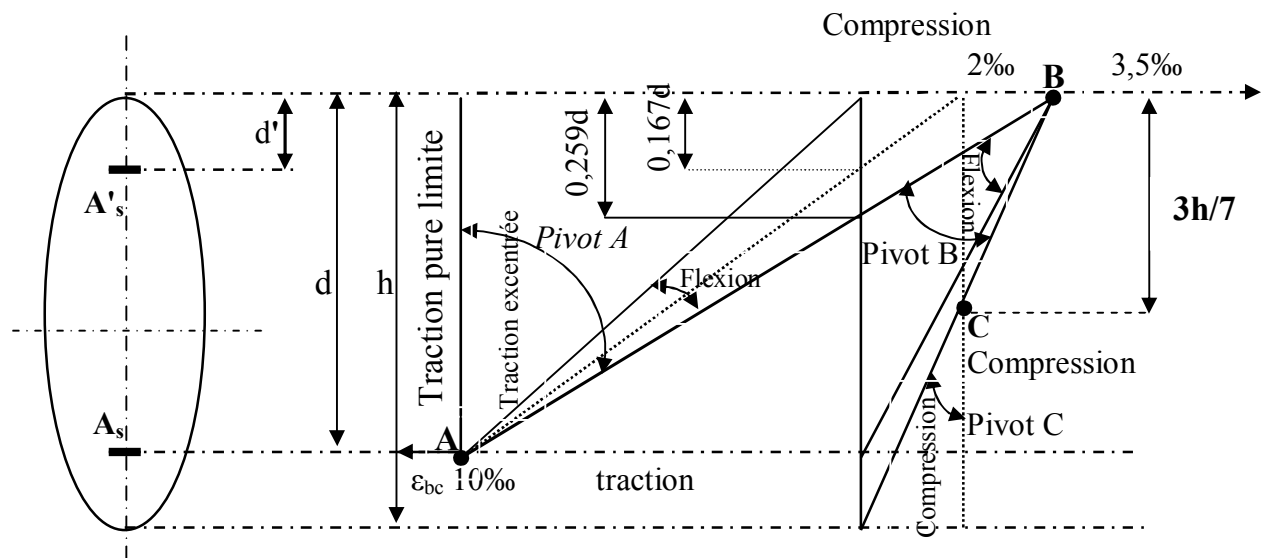


Figure : I.3- Diagramme des déformations limitées de la section
- Règles des trois pivots -

I-3.2- E.L.S:

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées dépassant des contraintes limites.

I-3.2.1- Hypothèses de calcul :

- Les sections droites restent planes
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton
- le béton tendu est néglige
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \epsilon_{bc} \quad ; \quad \sigma_s = E_s \times \epsilon_s$$

-Par convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton.

$$\eta = E_s/E_b=15 \text{ «coefficient d'équivalence ».}$$

I-3.2.2-Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :**•Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

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

• Etat limite de service :

Combinaison d'action : G+Q

-Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ G+Q\pm 1,2E \\ 0,8G\pm E \end{array} \right. \quad \text{Avec:} \quad \left\{ \begin{array}{l} G: \text{ charge permanente} \\ Q: \text{ charge d'exploitation} \\ E: \text{ effort de séisme} \end{array} \right.$$

VI-ETUDE DES PORTIQUES :**VI.1 CHARGEMENT DES PORTIQUES****VI.1.1 Etude sous charges verticales et horizontales :****VI.1.1.1 Introduction :**

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres) dans les différents nœuds et travées. Pour déterminer les sollicitations on a utilisé le programme SAP2000 ce qui nous a permis de calculer les portiques.

VI.1.1.2 Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (version 2003)]

❖ Poutres :

- sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

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

- sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} \blacksquare 0,8G \pm E \\ \blacksquare G + Q \pm E \end{cases}$$

❖ Poteaux :

- sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

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

- sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} \blacksquare G + Q \pm 1,2 E \\ \blacksquare G + Q \pm E \end{cases}$$

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique

-Le chargement :

Pour la détermination du chargement du portique, on calcule les charges supportées par la poutre De part et d'autre

-Sens longitudinal : « poutre principale (30x35) cm² »

-Portique de rive (1): $L=L_1 / 2=3,50/2=1,75\text{m}$

Niveau	Charge W_i (t)	Charge $G_T(t)$	Surcharge $Q(t)$
Terrasse	Acrotère :=0,147	1,26	0,1x1,75=0,175
	Plancher :1,75x0,624=1,12		
1 ^{ère} (RDC) et 2 ^{ème}	Plancher :1,75x0,514=1,13	2,33	0,175x1,75=0,30
	Mur ext: 0,85x3,38x0,262=0,75		
	Balcon :0,454x1=0,454		

-Portique de rive (4): $L=L_1 / 2=2,7/2=1,35\text{m}$

Niveau	Charge W_i (t)	Charge $G_T(t)$	Surcharge $Q(t)$
Terrasse	Acrotère :=0,147	0,99	0,1x1,35=0,135
	Plancher :1,35x0,624=0,84		
1 ^{ère} (RDC) et 2 ^{ème}	Plancher :1,135x0,514=0,69	1,89	0,175x1,35=0,23
	Mur ext: 0,85x3,38x0,262=0,75		
	Balcon :0,454x1=0,454		

-Portique intermédiaire (3)(4) : $L=L_1 / 2+L_2 / 2=3,5/2+2,7/2=3,1\text{m}$

Niveau	Charge W_i (t)	Charge $G_T(t)$	Surcharge $Q(t)$
Terrasse	Plancher :3,1x0,624=1,39	2,49	0,1x3,1=0,31
1 ^{ère} (RDC) et 2 ^{ème}	Plancher :3,1x0,514=1,59	2,05	0,175x3,1=0,54

-Sens transversal : « poutre secondaire (30,30) cm² »

-Portique de rive :(A),(D): $L=0,65/2=0,325\text{ m}$

Niveau	Charge W_i (t)	Charge $G_T(t)$	Surcharge $Q(t)$
Terrasse	Acrotère :0,5x0,1x2,5=0,13	0,33	0,1x0,325=0,03
	Plancher :0,325x0,624=0,20		
1 ^{ère} (RDC) et 2 ^{ème}	Plancher :0,325x0,514=0,17	1,37	0,175x0,325=0,06
	Mur ext: 0,85x3,38x0,262=0,75		
	Balcon :0,454x1=0,454		

-Portique intermédiaire: (B),(C): $L=0,65/2+0,65/2=0,65\text{ m}$

Niveau	Charge W_i (t)	Charge $G_T(t)$	Surcharge $Q(t)$
Terrasse	Plancher :0,65x0,624=0,41	0,41	0,1x0,65=0,07
1 ^{ère} (RDC) et 2 ^{ème}	Plancher :0,65x0,514=0,33	0,33	0,175x0,65=0,11

Remarque : les poids propres des poutres et les chaînages sont calculées automatiquement par logiciel Sap 2000.

VI- 2 FERRAILLAGE DES PORTIQUES

1) Ferrailage des poutres :

-Méthode de calcul :

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre

$$\begin{array}{l}
 \text{- sollicitation du 1}^{\text{er}} \text{ genre} \quad S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1} \\
 \text{- sollicitation du 2}^{\text{eme}} \text{ genre} \quad \left\{ \begin{array}{l} S_{p2}=0,8G \pm E. \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2} \\ S_{p2}=G+Q \pm E. \end{array} \right.
 \end{array}$$

- si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1}
- si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ Mpa}$.

$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48 \text{ Mpa}$

Pour les autres cas : $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ Mpa}$.

$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ Mpa}$

Les armatures longitudinales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min}=0,5\% bht$.
- Section d'armature maximale: $A_{max1}=4\%bht$. (Zone courante)
 $A_{max2}=6\%bht$. (Zone de recouvrement)

1) **sens longitudinal** : « poutre principale (30x35) cm² »

a.1) Armatures longitudinales :

Calculons d’abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0,5\%b.ht = 0,5 \times 30 \times 35 / 100 = 5,25 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\%b.ht = 4 \times 30 \times 35 / 100 = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% b.ht = 6 \times 30 \times 35 / 100 = 63 \text{ cm}^2$$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

Exemple de calcul :

-Poutre de rive :(étage courant)

- En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 4,10 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 3,47 \text{ t.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 1,18 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b=30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t=35\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9 \times h_t=31,5 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400 \text{ Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$.
- Fissuration peu préjudiciable

Moment ultime Mu	Mu	4,10 t.m	$\mu=0,097 < \mu_l=0,392$ pas d’acier comprimé
Moment réduit	$\mu = Mu / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,097	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,1281	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,9488	
Section d’aciers As	Mu / ($\sigma_s \times \beta \times d$)	3,94 cm²	

• En appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 6,54 \text{ t.m...}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 10,7 \text{ t.m}$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 0,61 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

Moment ultime M_u	Ma	10,7 t.m	$\mu = 0,195 < \mu_l = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = Ma / (b x d^2 x f_{bc})$	0,195	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,2730	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,8908	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s x \beta x d)$	8,99 cm²	

VI-3 Tableau récapitulatif du ferrailage des différents niveaux :

-Sens longitudinal : « poutre principale (30x35) cm² »

-Poutre de rive :

niveau	section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M_{sp1}	M_{sp2}				
Terrasse	Appuis	3,9	4,29	4,29	5,25	3,37	3T12=3,39
	Travée	1,76	1,61	1,76		1,35	3T12=3,39
Etage courant	Appuis	6,54	10,7	10,70	5,25	8,99	3T14fil+3T14chap=9,24
	Travée	3,47	4,10	4,10		3,22	3T14=4,62

-Poutre intermédiaire :

niveau	section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M_{sp1}	M_{sp2}				
Terrasse	Appuis	6,58	6,12	6,58	5,25	5,28	3T14fil+3T14chap=6,78
	Travée	3,72	2,82	3,72		2,91	3T14=3,39
Etage courant	Appuis	7,06	10,31	10,31	5,25	8,62	3T14fil+3T14chap=9,24
	Travée	3,78	4,24	4,24		3,33	3T12=3,39

2- **sens transversal** : « poutre secondaire (30x30) cm² »

Armature longitudinale :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

$$A_{min} = 0,5\%bahts = 0,5 \times 30 \times 30 / 100 = 4,5 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\%bht = 4 \times 30 \times 30 / 100 = 36 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% bht = 6 \times 30 \times 30 / 100 = 54 \text{ cm}^2$$

Poutre de rive :

niveau	section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
Terrasse	Appuis	1,27	2,2	2,2	4,50	6,15	3T14fil+2T12chap=6,88
	Travée	0,64	1,32	1,32		3,90	3T14=4,62
Etage courant	Appuis	2,53	6,84	6,84	4,50	6,99	3T14fil+3T12chap=8,01
	Travée	1,27	5,29	5,29		5,27	3T14fil+2T12renf=6,88

-Poutre intermédiaire :

niveau	section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
Terrasse	Appuis	1,44	2,45	2,45	4,50	2,34	3T12=3,39
	Travée	0,72	1,45	1,45		1,37	3T12=3,39
Etage courant	Appuis	1,44	6,59	6,59	4,50	6,70	3T12fil+3T12chap=6,79
	Travée	0,72	5,28	5,28		5,26	3T12fil+2T12renf=5,65

VI-4 Les vérifications :

VI-4-1 Sens longitudinal : « poutre principale (30x35) cm²»

-Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 b x d x f_{t28} / f_e = 0,23 x 30 x 31,5 x 2,1 / 400 = 1,14 \text{ cm}^2.$$

Adopté > A_{min}.....condition vérifiée.

VI-4-2 Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b x d) = 9,50 x 100 / (30 x 31,5) = 1,01 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$\tau_u = 1,01 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Pas de risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

VI-4-3 Calcul les armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\begin{aligned} \varnothing_t &\leq \min (h/35 ; b/10 ; \varnothing_l) \\ \varnothing_t &\leq \min (10 ; 30 ; 12) \\ \text{On adopte : } \varnothing_t &= 8 \text{ mm} \end{aligned}$$

VI-4-4 Calcul de L'espace :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min(31,5 ; 40\text{cm}) \end{array} \right. \Rightarrow St \leq 31,5\text{cm}$$

Zone nodale : $St \leq \min (h/4 ; 12\varnothing_l ; 30\text{cm})$
 $St \leq \min (8,75 ; 14,4 ; 30\text{cm})$

Zone courante: $St \leq h/2$
 $St \leq 17,5\text{cm}$

VI-4-5 La section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1 ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(1,01 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,061 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

-Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max\left(\frac{1,01}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right) = 0,505 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,705 \times b}{fe} = \frac{0,505 \times 30}{235} = 0,064 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t}\right) \geq 0,064 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où \quad At \geq 0,96 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des contraintes (ELS) :

Mser=2,74 t.m

A=3,39 cm²

1-position de l'axe neutre :

$$by^2/2+n.A (d-y)=0 \Leftrightarrow 15y^2+50,58y-1601=0 \Rightarrow y=8,78 \text{ cm}$$

2-moment d'inertie:

$$I=by^3/3+n.A (d-y)^2=33017\text{cm}^4$$

3- contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{Mser}{I_g} \times y = \frac{2,74 \times 10^4}{33017} \times 8,78 = 7,28 \text{ Mpa} \\ \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

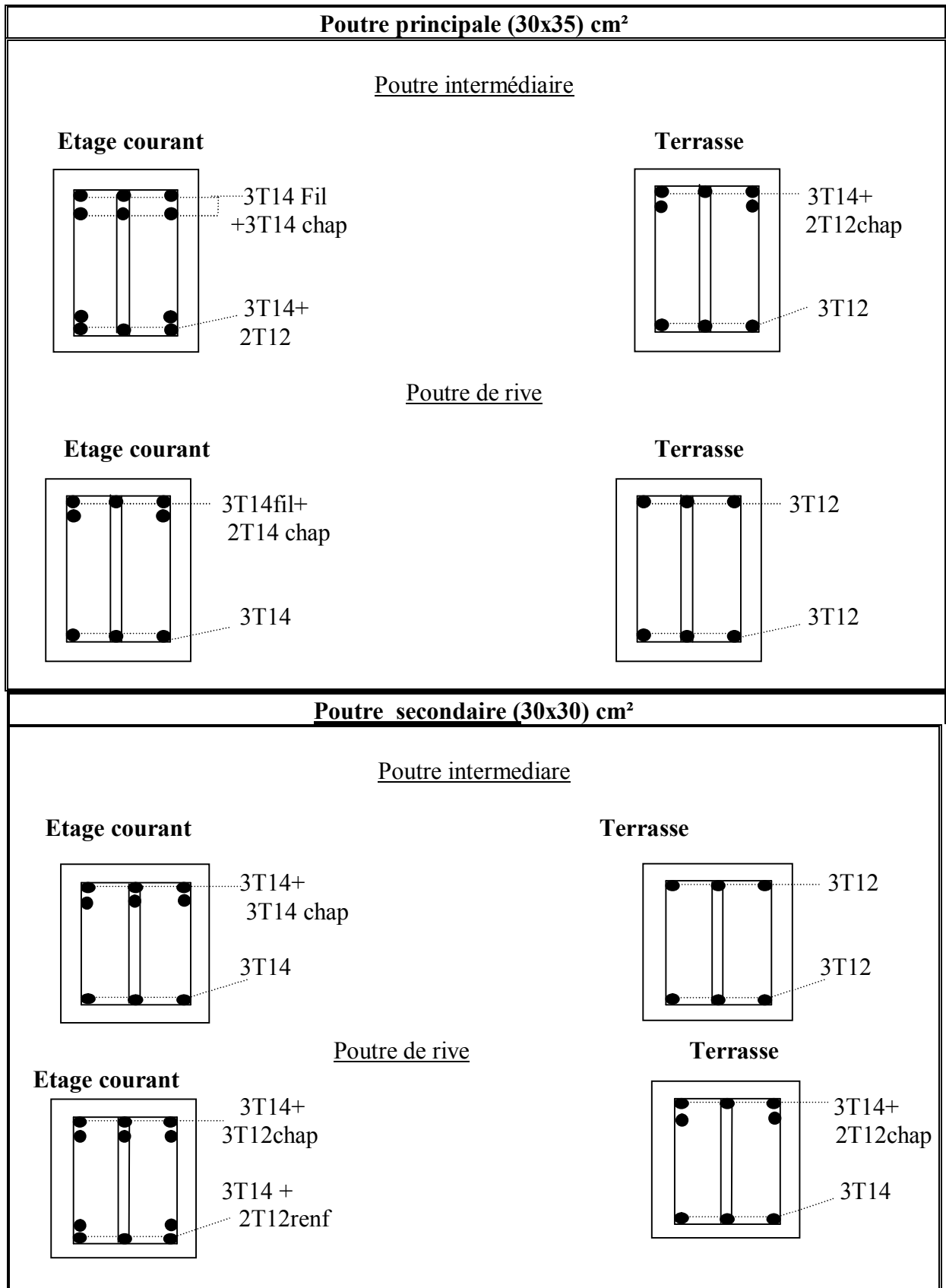
$$\sigma_{bc} = 7,28 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

Mtmax=2,74 t.m, $M_0 = (G+Q) l^2/8 = (2,05+0,7) \times (4,40)^2/8 = 6,65 \text{ t.m}$ (à l'ELS)

As=7,7cm²

$$\left\{ \begin{array}{ll} h/L > 1/16 \dots \dots \dots 0,07955 > 0,0625 & \text{(vérifiée)} \\ h/L > Mt/10M_0 \dots \dots \dots 0,07955 > 0,03714 & \text{(vérifiée)} \\ As/bd < 4,2/fe \dots \dots \dots 0,00359 < 0,0105 & \text{(vérifiée).} \end{array} \right.$$



FigureVI.1-Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires

VI-5 Ferrailage des poteaux :**VI-5-1 Méthode de calcul :**

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 Combinaisons suivante :

$$\begin{aligned}
 - 1^{\text{er}} \text{Genre : } 1,35G+1,5Q &\Rightarrow \begin{cases} [N_{\max}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_1 \\ [N_{\min}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_2 \\ [M_{\max}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_3 \end{cases} \\
 - 2^{\text{eme}} \text{ Genre : } 0,8G \pm E. &\Rightarrow \begin{cases} [N_{\max}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_4 \\ G+Q \pm 1,2E \quad [N_{\min}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_5 \\ [M_{\max}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_6 \end{cases}
 \end{aligned}$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.}$

$$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa}$$

Pour les autres cas : $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$

$$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa}$$

VI-5-2 Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIa)

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 04% en zone courante, 06% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone IIa)

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres Niveaux seront données dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003) :

section du poteaux	Amin=0,8 %bht	Amax1=4%bht	Amax2=6%bht
(35x35)cm ²	9,80 cm ²	49 cm ²	73,50 cm ²

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du 1^{er} genre: unités principale (t.m).

Etages			RDC,1 ^{er} ,2 ^{eme}
poteaux	combinaison		
	(a)	N _{max}	93,71
		M _{corr}	0,60
	(b)	N _{min}	7,57
		M _{corr}	3,81
	(c)	M _{max}	6,38
		N _{corr}	14

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du 2^{eme} genre : unités principale (t.m).

Etages			RDC,1 ^{er} ,2 ^{eme}
poteaux	combinaison		
	(a)	N _{max}	82
		M _{corr}	8,01
	(b)	N _{min}	17,39
		M _{corr}	4,59
	(c)	M _{max}	9,32
		N _{corr}	33,13

-Exemple de calcul :

-Données :

- Largeur du poteau b= 35cm.
- hauteur de la section ht= 35cm.
- Enrobage c=3,5cm.
- Hauteur utile des aciers tendus d = ht-c= 31,5 cm
- Contrainte des aciers utilisés fe = 400 Mpa
- Contrainte du béton à 28 jours fc28=25 Mpa
- Contrainte limite de traction du béton ft28=2,1Mpa.
- Fissuration peu préjudiciable

VI-5-3 Combinaison de 1^{er} genre :

➤ (a) $N_{\max}=93,71\text{t}$ $M_{\text{corresp}} = 0,60 \text{ t.m}$

-Détermination le centre de pression :

$$e=M/N=0,60/93,71=0,0064$$

$$Mu=Nu(d-\frac{ht}{2}+e)=93,71(0,315-0,35/2+0,0064)=13,73 \text{ t.m}$$

VI-5-4 Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 \text{ fbc.b.h} \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d.\text{fbc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu=93,71 \text{ t} < 140,60 \text{ t... Vérifiée} \\ Mu=13,73 \text{ t.m} < 20,42 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_1=A'_1=0$)

➤ (b)- $N_{\min}= 7,57\text{t}$ $M_{\text{corresp}} = 3,81 \text{ t.m}$

Détermination le centre de pression :

$$e=M/N=0,5033$$

$$Mu=Nu(d-\frac{ht}{2}+e)=4,82\text{t.m}$$

VI-5-5 Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 \text{ fbc.b.h} \\ Mu \leq N.d (1-0,514Nu/b.d.\text{fbc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu=7,57 \text{ t} < 140,60 \text{ t... Vérifiée} \\ Mu=4,82 \text{ t.m} < 6,33 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_2=A'_2=0$)

➤ (c) $M_{\max} = 6,38 \text{ t.m}$ $N_{\text{corresp}} = 14,00 \text{ t.m}$

Détermination le centre de pression :

$$e=M/N=0,4557$$

$$Mu = Nu (d-\frac{ht}{2}+e)=8,34 \text{ t.m}$$

VI-5-6 Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 \text{ fbc.b.h} \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d.\text{fbc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu =6,38 \text{ t} < 140.60 \text{ t... Vérifiée} \\ Mu = 8,34 \text{ t.m} < 9,31 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_3=A'_3=0$)

❖ **combinaison de 2^{ème} genre :**

➤ (a)- $N_{\max}=82t$ $M_{\text{corresp}} = 8,01 t.m$

Détermination le centre de pression :

$e=M/N=0,0977$

$Mu=Nu(d-\frac{ht}{2}+e)=19,49 t.m$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/bd fbc) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 82 t < 183,37 t \dots \text{Vérifiée} \\ Mu = 19,49 t.m < 20,49 t.m \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armature ne sont pas Nécessaires ($A_4=A'_4=0$)

➤ (b)- $N_{\min}=17,39 t$ $M_{\text{corresp}} = 4,59 t.m$

Détermination le centre de pression :

$e = M/N = 0,2639$

$Mu=Nu (d-\frac{ht}{2}+e)=4,02 t.m$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d fbc) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 17,39 t < 183,37 t \dots \text{Vérifiée} \\ Mu = 4,02 t.m < 5,24 t.m \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_5=A'_5=0$)

➤ (c) $M_{\max}=9,32t.m$ $N_{\text{corresp}} = 33,13 t$

Détermination le centre de pression :

$e = M/N = 0,2813$

$Mu = Nu (d-\frac{ht}{2}+e) =13,96 t.m$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d fbc) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 13,96 t < 183,37 t \dots \text{Vérifiée} \\ Mu = 9,32 t.m < 19,44 t.m \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_6=A'_6=0$)

-Section adoptée :

$A_{\min}=0,008 \times 35 \times 35=9,80 \text{ cm}^2$

$A_{\text{adopté}}=\max(A_1,A_2,A_3,A_4,A_5,A_6,,A_{\min})=\max(0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 9,80)=9,80 \text{ cm}^2$

Tableau récapitulatif du calcul de ferrailage des poteaux :

Niveaux	combo	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)	N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)		
RDC,1 ^{er} , 2 ^{eme} (35x35)	(a)	93,71	6,38	0	82	9,32	0	9,80	4T14+4T12=10,68
	(b)	7,57	3,81	0	17,39	4,59	0		
	(c)	14	0,60	0	33,13	8,01	0		

VI-6 Les vérifications :

VI-6-1 Vérification de la contrainte de cisaillement :

T_{max}= 3,22 t

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \cdot x) = 3,22 \times 100 / (35 \times 31,5) = 0,32 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$

$\tau_u = 0,32 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée}$

Pas de risque de cisaillement.

VI-6-2 Calcul des armatures transversales :

a-Diamètre des armatures transversales :

$\phi_t = \phi / 3$

$\phi_t = 20 / 3$

$\phi_t = 8 \text{ mm}$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul

-h₁ : hauteur totale de la section brute

-f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

-ρ_a : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g ≥ 5 et à 3,5 dans le cas contraire.

-S_t : Espacement des armatures transversales.

b- Calcul de l'espacement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

-En zone nodale : $S_t \leq \min (10 \phi_L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$ Soit S_t = 10cm.

-En zone courante : $S_t \leq 15 \phi_L = 21 \text{ cm}$ Soit S_t = 15cm.

c- Calcul de l'élancement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7.L_0 / b = 0,7.3,06 / 0,35 = 6,12$$

$$\lambda_g = 6,12 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5 \text{ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2")}$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c} = \frac{15.2,5.322}{35.235} = 1,48 \text{ cm}^2$$

d-Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t.b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 6,12 > 5 : \quad 0,3\%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003.10.35 = 1,06 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003.15.35 = 1,575 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

e- Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_c ; \quad \text{ronds lisses} \Rightarrow f_c = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4.15.35 / 235 = 0,90 \text{ cm}^2 < 1,57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

f-Détermination de la zone nodale:

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante:

$$\begin{cases} h' = \text{Max}(h_c/6; b; h; 60 \text{ cm}) = \text{Max}(306/6; 35; 35; 60) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \cdot 35 = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

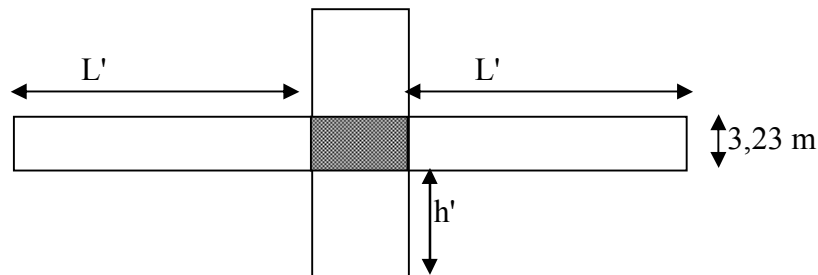


Figure VI -2 : détermination de la zone nodale

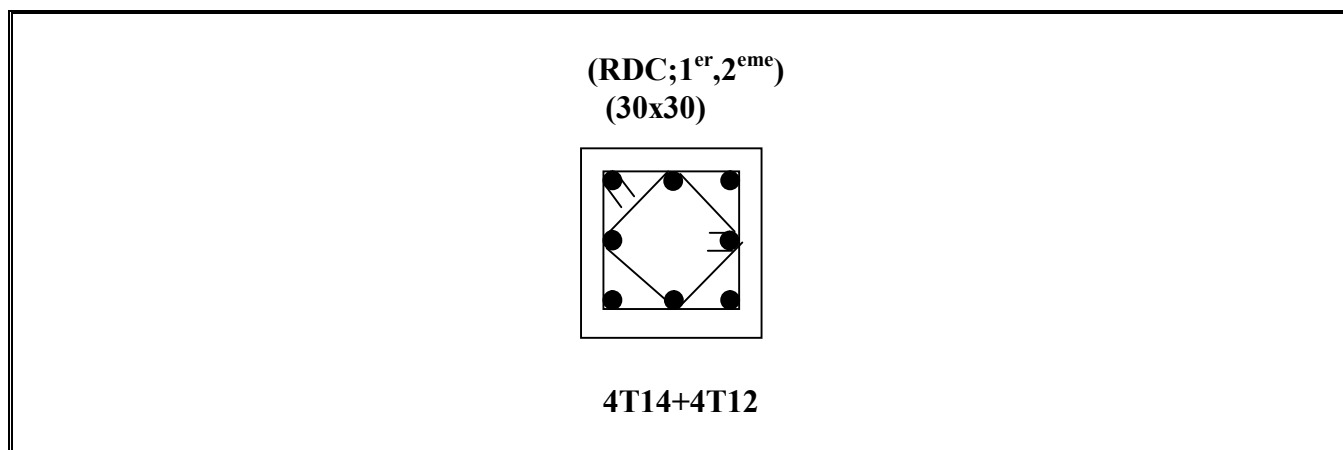


Figure VI-3 : Dessin de ferrailages des sections des poteaux

VII Etude Des Fondations**VII-1 Définition :**

On appelle fondation, la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain d'assise et qui a pour rôle de transmettre à celui-ci toutes les charges et les surcharges supportées par cet ouvrage.

Les fondations doivent assurées deux fonctions essentiellement :

- reprendre les charges et les surcharges supporter par la structure.
- transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Les fondations doivent être en équilibre sous :

- les sollicitations dues à la superstructure.
- les sollicitations dues au sol.

VII-2 ferrailage des semelles.

Les semelles doivent être dimensionnées en L'E.L.S (G+P)

Par contre le ferrailage, il se fait en L'E.L.U (1,35G+1,5P)

Semelle de rive isolée (S1):

E.L.S

$$\begin{cases} N_{ser} = 49,74t \\ M_{ser} = 0,77t.m \end{cases}$$

E.L.U

$$\begin{cases} N_u = 68,09t \\ M_u = 1,08t.m \end{cases}$$

VII-2-1 Dimensionnement de la semelle :

Soit **A, B** dimension de la semelle et **a, b** dimension de poteau

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{35}{35} = 1 \Rightarrow A = B$$

$$\frac{N_{ser}}{B.A} + \frac{M_{ser}}{I}.V \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} V = \frac{A}{2} \\ I = \frac{B.A^3}{12} \\ \sigma_{sol} = 1,5bar = 15t/m^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{B^2} + \frac{6M_{ser}}{B^3} \leq \sigma_{sol} = 15$$

$$\Rightarrow 15B^3 - 49,74B - 6,48 = 0$$

$$\Rightarrow B = 1,88m$$

Soit : $A=B=2,00m$

Hauteur de la semelle :

$$d = \frac{A-b}{4} = \frac{200-35}{4} = 41,25cm$$

$h_r = d+c=41,25+5 \cong 45$ cm avec: c le robage égale à 5cm

$$e \geq \frac{h}{3} = \frac{45}{3} = 15,0cm, \text{ soit } e=15 \text{ cm}$$

VII-3 Vérification des contraintes :

$$\frac{N}{S} = \frac{49,74}{(2,00)^2} = 12,44 < \sigma_{sol} \dots \dots \dots (OK)$$

Poids de la semelle:

$$P_s = \gamma_b \left[A.B.e + \left(\frac{h-e}{3} (B+b + \sqrt{B+b}) \right) \right] = 2,81t$$

Poids des remblais :

$$P_r = \gamma_r [(A.B - a.b)(D - h)] = 7,33t$$

$$N_T = N_S + P_S + P_r = 49,88t$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_T}{S} + \frac{6M}{A^3} = 14,88t/m^2 \\ \sigma_2 = \frac{N_T}{S} - \frac{6M}{A^3} = 13,15t/m^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = (3\sigma_1 + \sigma_2) \frac{1}{4} = 14,38t/m^2 < \sigma_{sol} = 15t/m^2 \dots \dots \dots (OK)$$

VII-3-1 Vérification de la stabilité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,08}{49,74} = 0,01882m$$

$$\frac{B}{6} = \frac{2,00}{6} = 0,3333m$$

$$e < \frac{B}{6} \dots \dots \dots (OK)$$

Ferrailage :

On doit vérifier que $e_0 \leq \frac{B}{24}$

$$\frac{B}{24} = \frac{2,00}{24} = 0,0833m$$

$$e_0 = 0,0182 < \frac{B}{24} = 0,0833m \dots \dots \dots (OK)$$

Donc on applique la méthode des bielles.

$$A_x = A_y = \frac{Q(A-a)}{8.d.\sigma_s}$$

$$Q = \sigma_m \cdot S$$

$$\text{Avec : } \sigma_m = \frac{N_u}{S} + \frac{6.M_u}{A^3} = 17,73t/m^2$$

$$\Rightarrow Q = 20.(2,00 \times 2,00) = 71,33t$$

$$A_x = A_y = \frac{71,33(2,00 - 0,35)}{8 \times 0,40 \times 348 \times 10^2} = 10,57cm^2$$

Soit : **10T12** ($A_s = 11,31 cm^2$) avec un espacement de **20 cm**.

Semelle d'intermédiaire (S2):

E.L.S

$$\begin{cases} N_{ser} = 71,05t \\ M_{ser} = 1,12t.m \end{cases}$$

E.L.U

$$\begin{cases} N_u = 97,65t \\ M_u = 1,52t.m \end{cases}$$

Dimensionnement de la semelle :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{35}{35} = 1 \Rightarrow A = B$$

$$\frac{N_{ser}}{B.A} + \frac{M_{ser}}{I} \cdot V \leq \sigma_{sol} = 15t/m^2$$

$$\Rightarrow \frac{N}{B^2} + \frac{6M_{ser}}{B^3} \leq \sigma_{sol}$$

$$\Rightarrow 15B^3 - 71,05B - 6,72 = 0$$

$$\Rightarrow B = 2,15$$

Soit : **A=B=230cm**

Hauteur de la semelle :

$$d = \frac{A-b}{4} = \frac{230-35}{4} = 48,75cm$$

$$h_t = d+c = 48,75+5 = 55 cm$$

$$, \text{ soit } e=20\text{cm} \quad e \geq \frac{h}{3} = \frac{55}{3} = 18,33\text{cm}$$

Vérification des contraintes :

$$P_S=3,95\text{t}$$

$$P_T=9,03\text{t}$$

$$N_T=84,03\text{t}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_T}{B^2} + \frac{6M}{A^3} = 14,07\text{t}/\text{m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N_T}{B^2} - \frac{6M}{A^3} = 13,03\text{t}/\text{m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = (3\sigma_1 + \sigma_2) \frac{1}{4} = 13,81\text{t}/\text{m}^2 < \sigma_{sol} = 15\text{t}/\text{m}^2 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

Vérification de la stabilité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,12}{71,05} = 0,0133\text{m}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{2,30}{6} = 0,3833\text{m}$$

$$e < \frac{B}{6} \dots\dots\dots(\text{OK}).$$

Ferrailage :

$$e_0 < \frac{B}{24} = 0,0771\text{m} \dots\dots\dots(\text{OK}).$$

Donc on applique la méthode des bielles.

$$A_x = A_y = \frac{Q(A-a)}{8.d.\sigma_s}$$

$$Q = \sigma_m \cdot S$$

$$\text{Avec : } \sigma_m = \frac{N_u}{S} + \frac{6.M_u}{A^3} = 13,10\text{t}/\text{m}^2$$

$$\Rightarrow Q = 13,10 \cdot (2,00)^2 = 70,79\text{t}$$

$$A_x = A_y = \frac{70,79(2,30 - 0,35)}{8 \times 0,50 \times 348 \times 10^2} = 12,71\text{cm}^2$$

Soit : **12T12** , (AS=13,57 cm²) avec un espacement de **20cm**.

Longrine

Selon RPA99

Les fondations ou les dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous

l'action d'une force égale : $f = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20KN$.

Avec : α : coefficient fonction de la zone sismique et catégorie de site considérée ($\alpha = 10$).

-section minimale d'armature : $0,6\% \cdot b \cdot h = 5.4 \text{ cm}^2$

Ferrailage :

$$F = \frac{N_{\max}}{\alpha} = \frac{97,65}{10} = 9,77t = 97,65KN > 20KN.$$

Puisque longrine travaillent à la traction.

$$\sigma_s \geq \frac{f}{A_s} \Rightarrow A_s \geq \frac{f}{\sigma_s} = \frac{97,65}{400} = 2,44\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \text{ Avec : } d=27 \text{ cm}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 30 \times 27 \frac{2,1}{400} = 0,98\text{cm}^2$$

$$A_s = 2,44\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,98\text{cm}^2$$

on adopte : $2(3T12) \Rightarrow A_s = 6.79\text{cm}^2$

Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4\text{mm}.$$

Soit les armatures transversales en ϕ_6 .

L'espacement des cadres : Selon RPA99

$$S_t \leq \min(20\text{cm}, 15\phi_l) = \min(20, 18)$$

soit : $S_t = 15\text{cm}$

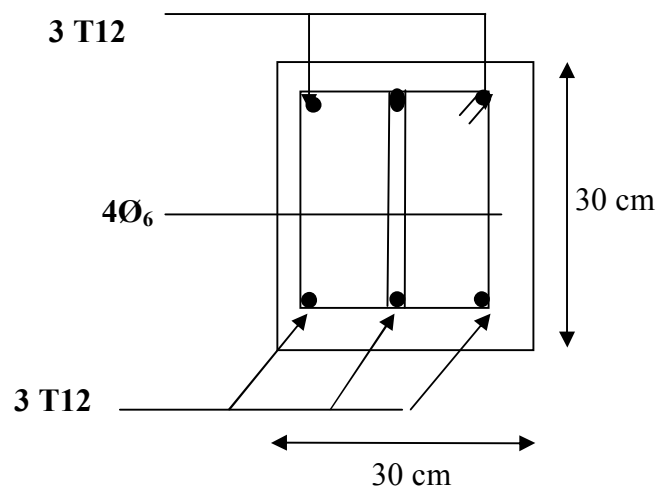


figure VII-1 ferrailage des longrine .

IV-1 Acrotère :**IV-1-1 Introduction**

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé dont la réalisation est indispensable pour des raisons d'étanchéité des terrasses non accessibles

IV-1-2 Dimensions :

La hauteur $h = 50 \text{ cm}$

L'épaisseur $e_p = 10 \text{ cm}$

Le calcul se fera sur une bande de 1m linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable)

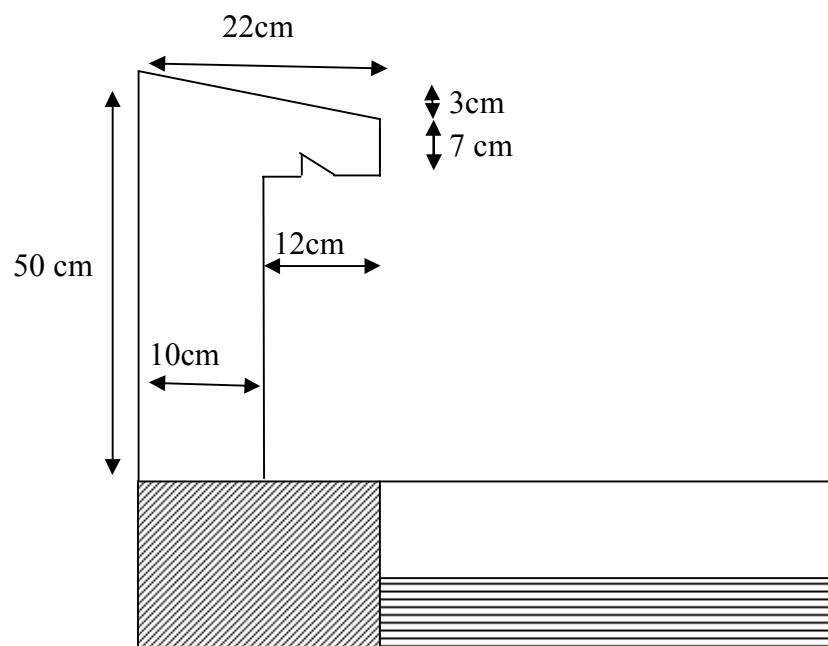


Figure : IV.1- Les dimensions de l'acrotère.

IV-1-3 Calcul des sollicitations :

-l'acrotère est assimilé à une console encadrée au niveau du plancher terrasse sollicité par

- une charge permanente (poids propre) :

$$S_{acr} = (0,07 + 0,1) \times \frac{0,22}{2} + 0,1 \times 40 = 0,0587 \text{ m}^2$$

$$G_{acr} = S_{acr} \times \gamma_b = 0,0587 \times 25 = 1,47 \text{ KN/ml}$$

$$G_{acr} = 1,47 \text{ KN/ml}$$

- une charge d'exploitation (due à une main courante $Q=1 \text{ kn/m}$)

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,47 = 1,98 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5. Q.h = 1,5 \times 1 \times 0,5 = 0,75 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

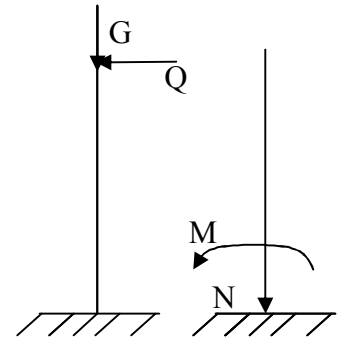
-Enrobage :

Vu que la fissuration préjudiciable

On prend $C = C' = 2\text{cm}$

$$L'excéntricité: e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{1,98} = 0,38\text{m}$$

$$ep/2 = 0,10/2 = 0,05\text{m} < 0,38\text{m}$$



Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

IV-1-4 Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 1,98 \left(0,38 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,81 \text{ KN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02)1,98 - 0,75 = -0,61 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)12,47 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 21,82 \text{ KN.m}$$

$$-0,61 \text{ KN.m} < 21,82 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire

$$b \times h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$$

IV-1-5 Calcul du ferrailage E. L. U. R :

$$M_u = 0,75 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / bd^2 f_{bc} = 0,75 \times 10^3 / 100 \times 9^2 \times 12,47 = 0,00713 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0089$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \dots \dots (\beta = 0,9965)$$

on calcul:

A_{fs} : section d'armatures en flexion simple.

- A_{fc} : section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,75 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,240 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,311 - \frac{1,98 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0,183 \text{ cm}^2$$

IV-1-5-1 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \times 0,23 = 0,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$e = M_{ser} / N_{ser} = 0,5 / 1,47 = 0,34 \text{ m} = 34 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = \max(A_{su} ; A_{sl} ; A_{min}) = 0,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T6 p.m; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; $St = 25 \text{ cm}$

-Les armatures de répartition:

$$A_r = A_s / 4 = 1,13 / 4 = 0,2825 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte: $A_s = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit $4\phi 6$ p.m

IV-1-5-2 Vérification des contraintes (E. L. S):

$$M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2)$$

$$M_{ser} = 1,47(0,34 - 0,02 + 0,1/2) = 0,5490 \text{ KN.m}$$

-Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta A_s (d - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 16,95y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,59 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(1,59)^3}{3} + 15 \times 1,13(9 - 1,59)^2$$

$$I = 1064,68 \text{ cm}^4$$

IV-1-5-2- a- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{543,9}{1064,68} \times 1,59 = 0,81 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_c 28 = 13,2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,81 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 13,2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

IV-1-5-2- b-Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6mm$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267 ; 193) = 193 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{543,9}{1064,68} (9 - 1,59) = 56,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 56,78 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 193 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

IV-1-5-2 -c-Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,2 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

IV-1-5-2-d-Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:

D'après le R.P.A 99 (version 2003) « 1 », les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

$$F_p = 4 \cdot C_p \cdot A \cdot W_p \quad (1)$$

A: coefficient d'accélération de zone A = 0,25 (zone III group 2)

Cp: facteur de force horizontale Cp=0,8

Wp: poids propre de l'acrotère Wp = 1,47 KN/ml

Fp: force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 4 \cdot 0,25 \cdot 1,47 \cdot 0,8 = 1,18 \text{ KN}$$

$$F_p = 1,18 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée.}$$

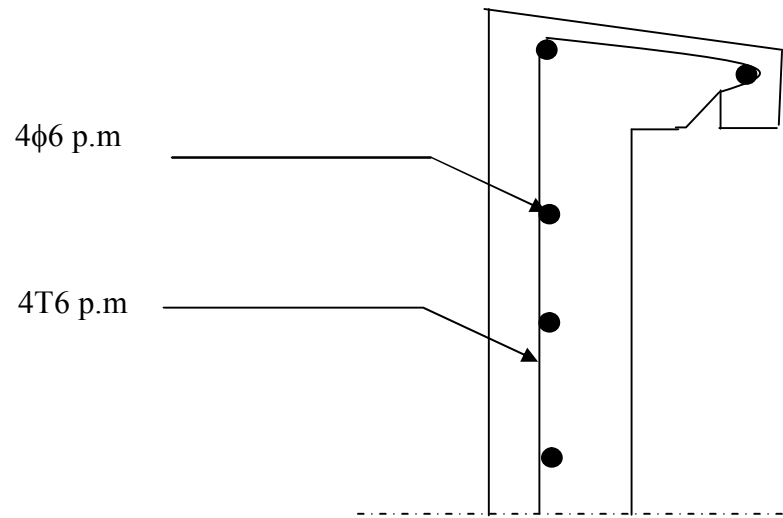


Figure : IV.2- Schéma du ferrailage

IV-2 Balcon:

-Introduction:

Le balcon est une dalle pleine encastree dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

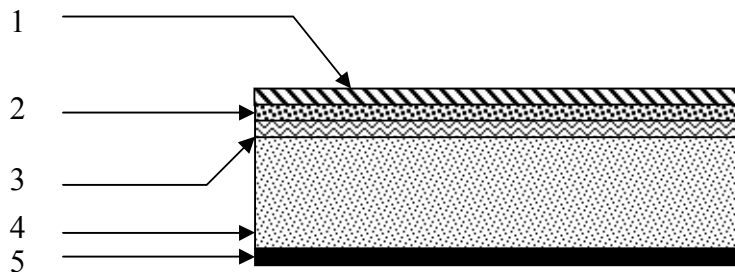
Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

1-Géométrie :

$$D'après R .P.A 99 : h \geq 12cm \Rightarrow \begin{cases} hauteur = 12cm \\ largeur b = 100cm \\ hauteur utile : d = 0,9h = 10,8cm \end{cases}$$

IV-2-1 Descente de charge:

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids $\frac{KN}{m^2}$
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,02	0,34
4	Dalle pleine	0,12	3,00
5	Enduit en ciment	0,02	0,36



Poids propre $G = 4,54 \text{ KN/m}^2$

Surcharge $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 11,38 \text{ KN/m}^2$$

Charge par ml: $Q_u = 11,38 \times 1 = 11,38 \text{ KN/ml}$

IV-2-2 Calcul de la charge concentrée:(Garde corps du balcon) :

- Poids propre brique creuse (10 cm) : $0,90 \text{ KN/m}^2$
 - Enduit ciment (3 cm) : $0,54 \text{ KN/m}^2$
 - Enduit ciment (2 cm) : $0,36 \text{ KN/m}^2$
- $1,8 \text{ KN/m}^2$

$$G_{\text{garde corps}} = 1,8 \times 1,2 = 2,16 \text{ KN/ml}$$

IV-2-3 Calcul du moment M_{max} et de l'effort tranchant T_{max} :

$$q_u = 11,38 \text{ KN/ml}$$

$$P = 2,16 \text{ KN/ml}$$

$$M_U = M_P + M_q = pl + \frac{ql^2}{2}$$

$$T_U = T_p + T_q = p + ql$$

$$M_U = 2,16 \times 1 + \frac{11,38 \times 1^2}{2} = 7,85 \text{ KN m}$$

$$T_U = 2,16 + 11,38 \times 1 = 13,54 \text{ KN}$$

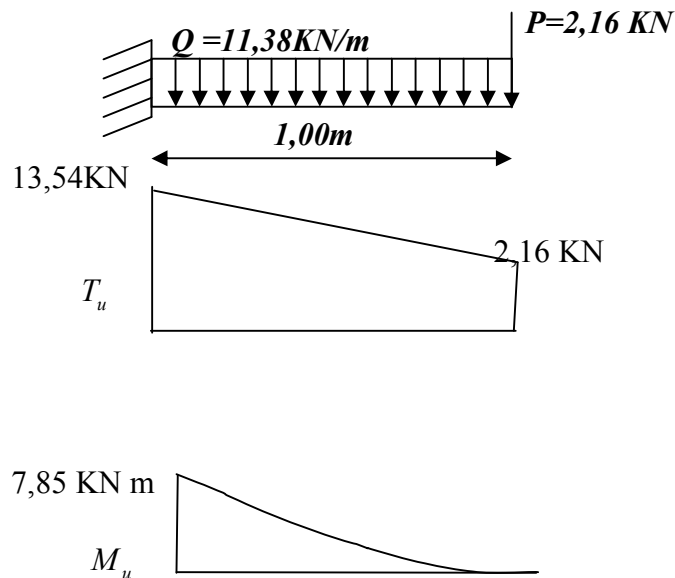


Figure : IV.3-Diagramme des moment fléchissant, M [KN.m] et des efforts tranchants T [KN]

IV-2-4 Ferrailage:

b= 100 cm

h= 12 cm

d=10,8 cm

$M_U = 7,85 \text{ KN m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7,85 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 12,47} = 0,054$$

$\mu = 0,054 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,069$

$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow (\beta = 0,972)$

$$A_s = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,85 \times 10^3}{0,972 \times 10,8 \times 348} = 2,84 \text{ cm}^2$$

A=2,84 cm² on adopte :

4T10 $\Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$S_t = 25$

- les armatures de répartition :

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

$A_{\text{adp}} = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$S_t = 25$

IV-3 Vérifications :

IV-3-1 Condition de non fragilité :

$A_{\text{min}} = 0,23bd f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 10,8 \times 1,92 / 400 = 1,19 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$A = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}}$ condition Vérifiée.

IV-3-2 Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{13,54 \times 10}{10,8 \times 100} = 0,12 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_u} = \min(0,10 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}.$ (fissuration.préjudiciable)

1) $\tau_u = 0,12 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,2 \text{ MPa}$condition.vérifiée

2) Il n'y a pas de reprise de bétonnage,

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV-3-3 Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{13,54 \times 10^3}{0,9 \times 10,8 \times 3,14 \times 10^2} = 1,09 \text{ Mpa}$$

n = 4 : nombre d'armatures longitudinales tendues

$$\mu = 2\pi \frac{1}{2} = 3,14 \text{ cm : périmètre d'armatures tendues}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 1,92 = 2,88 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,09 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 2,88 \text{ MPa}$condition vérifiée

IV-4 La vérification des contraintes à l'E.L.S:

$$Q_{ser} = G + Q = 7,95 \text{ KN.ml et } P_{ser} = 2,16 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 5,45 \text{ KN.m}$$

-Détermination de la position de l'axe neutre:

$$by^2/2 - 15As(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 508,68 = 0 \Rightarrow y = 2,75 \text{ cm (position de l'axe neutre /à la fibre la plus comprimée)}$$

-Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta As(d - y_1)^2 = \frac{100(2,75)^3}{3} + 15 \times 3,14(10,8 - 2,75)^2$$

$$I = 3745,43 \text{ cm}^4$$

IV-4-1 Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{5,45 \times 10^3}{3745,43} \times 2,75 = 4 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 13,2 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 13,2 \text{ MPa}$condition..vérifiée

IV-4-2 Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}; \eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 193) = 193 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{5,45 \times 10^3}{3745,5} (10,8 - 2,75) = 175,7 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 175,7 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 193 \text{ MPa}$condition..vérifiée

IV-4-3 Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à:

$$F = F_1 + F_2 \text{ avec: } F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots\dots\dots \text{ flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots\dots\dots \text{ flèche due à la charge concentrée.}$$

-Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 12 \times 6 + 15 \times 3,14 \times 10,8}{100 \times 12 + 3,14 \times 15} = 8,27 \text{cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 6,18 \text{cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 5,82 \text{cm.}$$

-Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100(6,18)^3}{3} + \frac{100 \times (5,82)^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (10,8 - 6,18)^2 = 15444,20 \text{cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{(1)^3 \times 10^2}{30822,43 \times 10^{-5} \times 15444,20} \left[\frac{8,04 \times 1}{8} + \frac{2,16}{3} \right] = 0,031 \text{cm}$$

$$F = 0,031 \text{cm}$$

$$F_{ad} = L/250 = 1/250 = 0,40 \text{cm}$$

$$F_{cal} = 0,031 \text{cm} < F_{adm} = 0,40 \text{cm} \dots\dots\dots \text{condition..vérifiée.}$$

IV- 5 Escaliers:

IV-5-1 Introduction:

-Les escaliers sont des éléments importants,ils permettent le passage à pied entre différents étages ,ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès, personnes, équipement)

-Ces différents charges peuvent entraîner des dommages dives dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier) pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillé sur le type de ferrailage adopté

-Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier

-Un escalier a deux volet et deux palier

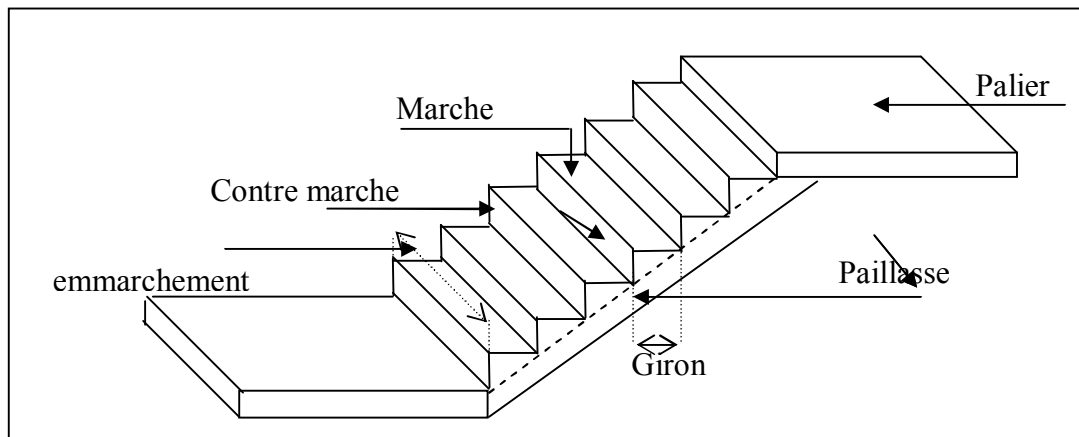


Figure : IV.4-schéma d'un escalier.

IV-5-2 Dimensions des escaliers:

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$59 \leq 2h + g \leq 66cm.....(1)$$

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche),

g : largeur de la marche,

On prend $2h+g=64cm$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ($H=n.h=he/2$)

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur total du volée : $L = (n - 1)g$

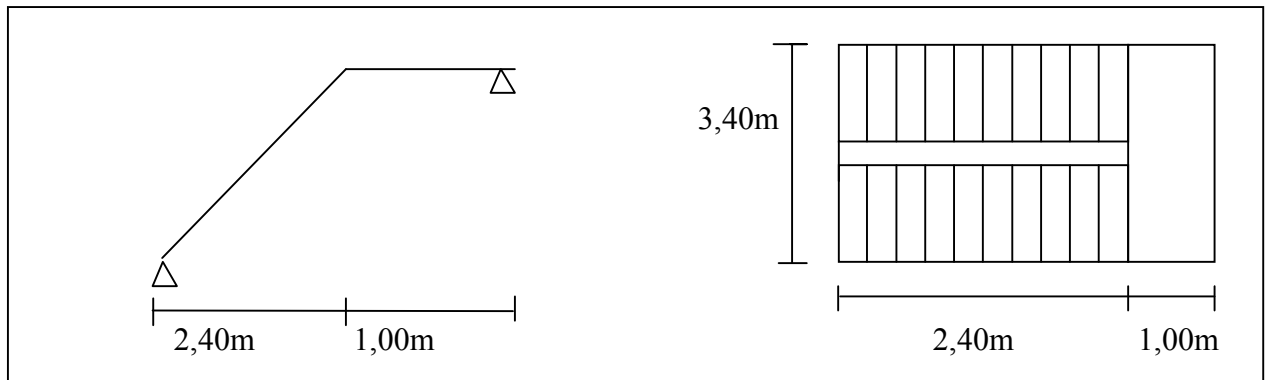


Figure IV.5- les Dimensions d'escalier.

IV-5-3 Dimensionnement des marches et contre marches :

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1) \cdot g \Rightarrow g = L/(n-1)$$

D'après BLONDEL on a : $\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$

Et puis : **$m n^2 - (m + l + 2H) n + 2H = 0 \dots (2)$**

Avec : $m=64$ et $H=323/2=161.5\text{cm}$ et $l=210\text{cm}$

Donc l'équation (2) devient : **$64n^2 - 632n + 323 = 0$**

La solution de l'équation est : **$n=8$ contre marches**

Donc le nombre de marches **$n-1=7$ marches**

Puis: **$h = \frac{H}{n} = \frac{136}{8} = 17 \text{ cm}$**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{210}{7} = 30 \text{ cm}$$

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \quad \text{et} \quad 59 < 64 < 66$$

L'inégalité vérifiée, on a 8 marches avec $g=30\text{cm}$ et $h=17\text{cm}$.

$$\text{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

IV-5-4 Epaisseur de la paillasse (ep):

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30\cos\alpha} \leq ep \leq \frac{L}{20\cos\alpha}$$

$$\Leftrightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq ep \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 9,19 \leq ep \leq 13,79\text{cm} , \text{ en prend: } ep = 10 \text{ cm}$$

IV-5-5 Epaisseur de palier (ev):

$$ev = \frac{ep}{\cos\alpha} = \frac{10}{0,87} = 11,5\text{cm}$$

On prend : ev=12cm.

IV-5-6 Evaluation des charges et des surcharges :

a) Paillasse :

N ^o	désignation	Ep (m)	densité KN/m ³	poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
4	Revêtement en carrelage vertical ep x22x h/g	0,02	22,00	0,25
5	Mortier de ciment vertical ep x20x h/g	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse ep x 25/cosα	0,10	25,00	2,87
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
8	Garde- corps	/	/	0,10
9	Enduit en plâtre	0,015	10,00	0,18

-charge permanente : G=6,68KN/m²

-Surcharge : Q=2,5KN/m²

$$Q_{u1} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1\text{m} = 12,77\text{KN/ml}$$

$$Q_{ser1} = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 9,18\text{KN/ml}$$

b) Palier :

$N=0$	Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier ep×25	0,12	25,00	3,00
2	Carrelage	0,02	22,00	0,44
3	Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
4	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
5	Enduit de plâtre	0,015	0,10	0,15

- charge permanente : $G_2=4,34\text{KN/m}^2$

- surcharge d'exploitation : $Q=2,5\text{KN/m}^2$

$$Q_{U2} = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1\text{m} = 9,61 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{ser}2} = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 6,84 \text{ KN/ml}$$

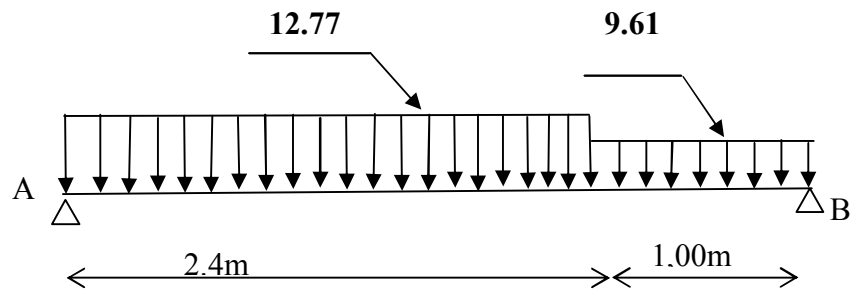


Figure : IV.6- Schéma statique.

IV-5-7 Calcul du moment maximal :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = (12,77 \times 2,40) + (9,61 \times 1,00) = 40,25 \text{KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow -R_A \times 3,4 + (9,61 \times 1,00 \times 3,9) + (12,77 \times 2,4 \times 2,2) = 0$$

$$R_A = 21,4 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_B = 18,85 \text{KN}$$

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 2,4 \text{m}$		$T(x) = R_A - q_2 \cdot x$ $X=0 \Rightarrow T(x) = R$ $X=(2,4) \Rightarrow$ $T(x) = 9,24 \text{KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_2 \cdot x^2 / 2$ $M(0) = 0$ $M(x=2,4) = 14,58 \text{KN.m}$
$2,4 \leq x \leq 3,4 \text{m}$		$T(x) = -12,77 + 25,98$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,4 \text{m}$ $x = 2,4 \Rightarrow T(x) = 9,24 \text{KN}$ $x = 3,4 \Rightarrow$ $T(x) = -18,85 \text{KN}$	$M(x) = -6,39x^2 + 25,99x - 0,7$ $M(x=2,4) = 14,58 \text{KN m}$ $X=3,4 \Rightarrow M(x) = 0 \text{KNm}$

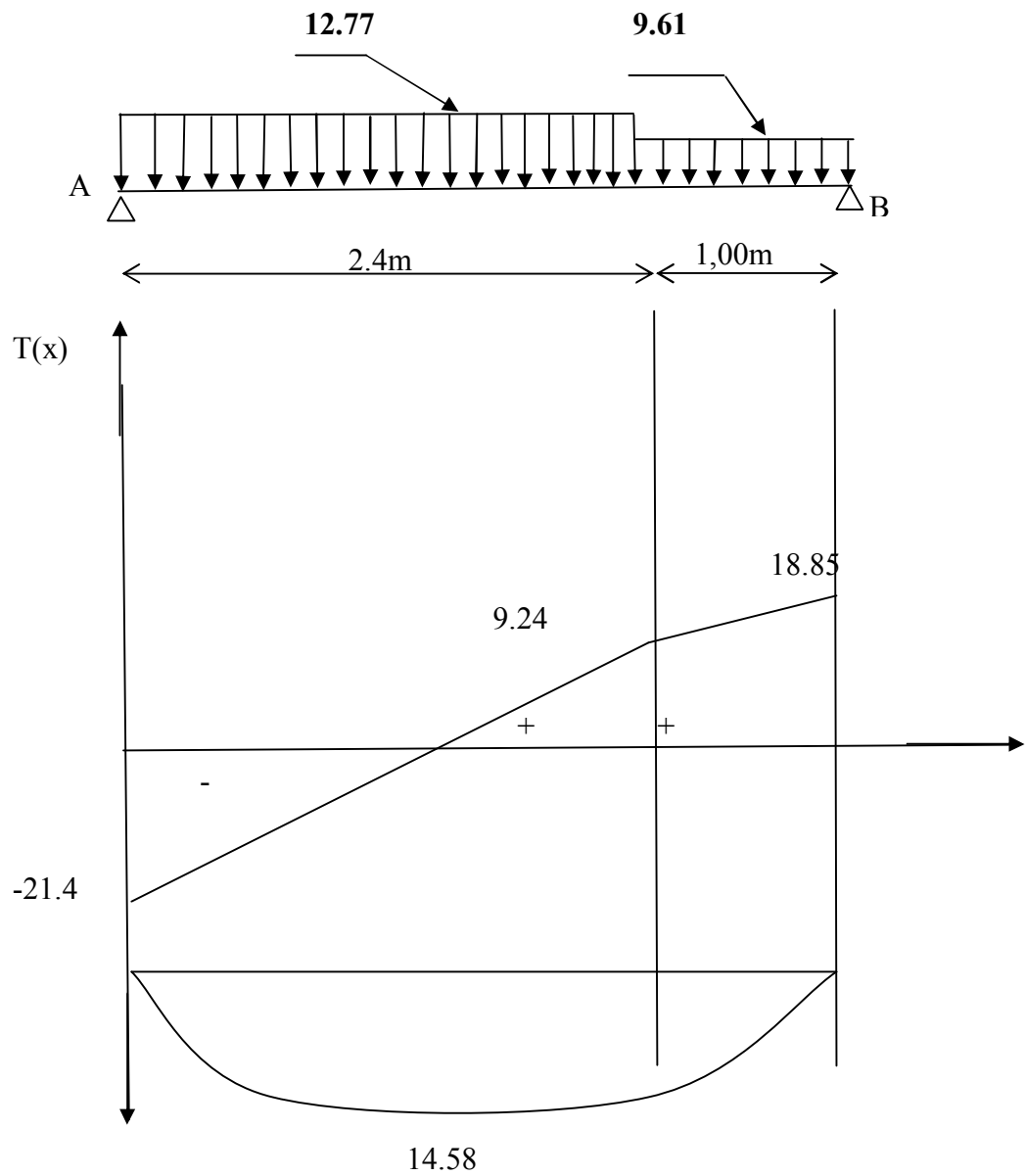


Figure : IV.7-diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissent.

Donc: $M_{\max}=14,58\text{KN.m}$

D'où : $M_T=0,85.14,58=12,39\text{KN.m}$

$Ma=0,40.14,58=05,83\text{KN.m}$

IV-5-8 Ferrailage:

Caractéristique	$h_{\text{travée}}=10\text{cm}$ $h_{\text{appui}}=12\text{cm}$	$b=100\text{cm}$	$Fe=400$	$\sigma_s=348\text{Mpa}$	$D_{\text{travée}}=0,9.h=9\text{cm}$ $D_{\text{appui}}=0,9.h=10,2\text{cm}$		
					$A_{\text{ad}}(\text{cm})$	$A_r=A_{\text{ad}}/4$	A_r adoptée
/	M(KN.m)	μ	β	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$			
Travée	12,39	0,096	0,961	3,707	6T10/ml =4,71cm ²	1,177	4φ8/ml =2,01cm
Appuis	5,83	0,031	0,987	1,403	4T10/ml =3,14cm ²	0,785	4φ8/ml =2,01cm

IV-5-9 Vérifications:

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée $A_{\min}=0,23b.d.f_{t28}/Fe=1,086\text{cm}^2$	$A=3,707\text{cm}^2$ $A > A_{\min}$ Vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{18,85}{100 \times 9} \times 10 = 0,20\text{Mpa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 2,87\text{Mpa}$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{Fe} (V_u + \frac{Ma}{0,9d})$ $A \geq \frac{1,15}{400} (18,85 \times 10^{-3} + \frac{5,83 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,102}) = 1,95\text{cm}^2$ $A \geq 1,13\text{cm}^2$	$A=1,95\text{cm}^2$ $A > 1,13\text{cm}^2$ vérifiée

IV-5-10 Vérification des contraintes à l'E.L.S:

- En travée :

$M_{\text{ser}}=9,319$; $A_s=3,707\text{cm}^2/\text{ml}$

-Position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 70.65y - 635,85 = 0 \Rightarrow y = 4.34\text{cm}$$

-Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2 = 4299,09\text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{9,319 \times 10^3}{4299,09} \times 4,39 = 9,93\text{Mpa}$$

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

$\sigma_{bc} = 9,93\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$condition vérifiée

-Sur appui:

$$M_{aser} = 7,38\text{KN.m}, \quad A_s = 1,95\text{cm}^2/\text{ml}$$

-Position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times As(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 58y - 601,29 = 0 \Rightarrow y = 2,93\text{cm}$$

-Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2 = 3954,14\text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7,38 \times 10^3}{3954,14} \times 2,93 = 5,47\text{Mpa}$$

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

$\sigma_{bc} = 5,47\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$condition vérifiée

IV-5-11 vérification de La flèche:

Condition	Vérification	
$h_t/l \geq \frac{1}{16}$	0,0026 > 0,0625	Condition non vérifiée
$h_t/l \geq \frac{Mt}{10M_0}$	0,006 > 0,09	Condition non vérifiée
$A_s/b.d \leq 4,2/f_e$	0,005 < 0,01	Condition vérifiée

Puisque deux conditions ne sont pas vérifiées, il faut calculer la flèche:

a-Centre de gravité de la section:

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + n \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + n \cdot A_s} = 5,48 \text{ cm}$$

b-Calcul des moments d'inertie:

$$I_0 = \frac{b \cdot Y_G^3}{3} + \frac{b \cdot (ht - Y_G)^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - y_G)^2$$

$$I_0 = 10245,73 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

Chargement :

Charge permanente	G = 6,68KN/ml
Charge d'exploitation	Q = 2,5KN /ml
Charge permanente sans revêtement	j = 4,74KN/m
Charge permanente avec revêtement	g = 6,68 KN/m
Charge (G+Q)xb	q = 9,18 KN/m

c-Calcul les moments:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moment correspondant à j : } M_j = 0,75 \cdot jL^2/8 = 7,47 \text{ KN.m} \\ \text{Moment correspondant à g : } M_g = 0,75 \cdot gL^2/8 = 10,53 \text{ KN.m} \\ \text{Moment correspondant à q : } M_q = 0,75 \cdot qL^2/8 = 14,47 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

d-Calcul les contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte correspondant à j : } \sigma_j = M_j / (A_s \times z) = 101,90 \text{ Mpa.} \\ \text{Contrainte correspondant à g : } \sigma_g = M_g / (A_s \times z) = 143,65 \text{ Mpa.} \\ \text{Contrainte correspondant à q : } \sigma_q = M_q / (A_s \times z) = 197,39 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

e-Module de déformation du béton :

Module de déformation longitudinale instantanée Ei	$11000(f_{c28})^{1/3}$	30822,43Mpa
Module de déformation longitudinale instantanée Ev	$3700(f_{c28})^{1/3}$	10367,55 Mpa

f-Calcul les coefficients :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Coefficient } \rho \quad : \quad \rho = A_s / (bxd) = 0,01006 \\ \text{Coefficient instantané } \lambda_i \quad : \quad \lambda_i = 0,05f_{t28} / (2+ 3b_0/b) \rho = 1,91 \\ \text{Coefficient différé } \lambda_v \quad : \quad \lambda_v = 0,4 \lambda_i = 0,764 \\ \text{Coefficient correspondant à j} \quad : \quad \mu_j = 1 - [1,75 f_{t28} / (4\rho.\sigma_j + f_{t28})] = 0,44 \\ \text{Coefficient correspondant à g} \quad : \quad \mu_g = 1 - [1,75 f_{t28} / (4\rho.\sigma_g + f_{t28})] = 0,56 \\ \text{Coefficient correspondant à q} \quad : \quad \mu_q = 1 - [1,75 f_{t28} / (4\rho.\sigma_q + f_{t28})] = 0,66 \end{array} \right.$$

g-Calcul les moments d'inertie :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moment d'inertie correspondant à j} \quad : \quad I_{ji} = 1,1x I / (1+ \lambda_i \mu_j) = 6123,83\text{cm}^4 \\ \text{Moment d'inertie correspondant à g} \quad : \quad I_{gi} = 1,1x I / (1+ \lambda_i \mu_g) = 5445,64\text{cm}^4 \\ \text{Moment d'inertie correspondant à q} \quad : \quad I_{qi} = 1,1x I / (1+ \lambda_i \mu_q) = 4985,54\text{cm}^4 \\ \text{Moment d'inertie correspondant à v} \quad : \quad I_{vi} = 1,1x I / (1+ \lambda_v \mu_g) = 7893,25\text{cm}^4 \end{array} \right.$$

h-Calcul de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La flèche correspondant à j} \quad : \quad f_{ji} = M_j L^2 / 10E_i I_{ji} = 0,0067 \text{ cm.} \\ \text{La flèche correspondant à g} \quad : \quad f_{gi} = M_g L^2 / 10E_i I_{gi} = 0,0105 \text{ cm.} \\ \text{La flèche correspondant à q} \quad : \quad f_{qi} = M_q L^2 / 10E_i I_{qi} = 0,0158 \text{ cm.} \\ \text{La flèche correspondant à v} \quad : \quad f_{gv} = M_g L^2 / 10E_v I_{vi} = 0,0216 \text{ cm.} \\ \text{La flèche total} \quad : \quad \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{qi} - f_{gi} = 0,0202 \text{ cm.} \\ \text{La flèche admissible} \quad : \quad \Delta f_{tadm} = L / 500 = 410 / 500 = 0,82 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\Delta f_t = 0,0202 < \Delta f_{tadm} = 0,82\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV-5-12 Etude de La poutre brisée :

a-Dimensionnement:

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \Rightarrow h = 30cm \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 0,3.27 \leq b \leq 0,4.27 \Rightarrow b = 30cm \end{array} \right.$$

b-Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30 \geq 20 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ 30 = 30 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{30}{30} = 1 < 4 \dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

c-Charge supportée par la poutre:

Poids propre de la poutre: $0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{KN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre : $2,83 \times (3,06 - 0,3) = 7,81 \text{KN/m}$

Réaction du palier sur la poutre : $R_b = 23,77 \text{KN/m}$

G = 33,28KN/m

On a : $q_u = 1,35(2,25 + 7,81) + 23,22 \text{KN/m} = 36,80 \text{KN/m}$

d-Calcul des sollicitations:

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 53,18 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 45,20 \text{KN.m}$$

$$M_a = 0,4 \cdot M_0 = 21,27 \text{KN.m}$$

e-Le Ferrailage:

caractéristique	h = 30cm	b = 30cm	d = 0,9h = 27cm	$\sigma_s = 348 \text{Mpa}$	$F_e = 400 \text{Mpa}$
/	M (KN.m)	μ	β	$A_{CAL} (\text{cm}^2)$	$A_{adopté} (\text{cm}^2)$
En travée	45,20	0,166	0,909	5,29	5,65 soit 5T12
En appui	21,27	0,078	0,959	2,36	3,39 soit 3T12

f-Vérifications:

g-Condition de non fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,89 \text{cm}^2$$

En travée: $5,65 > 0,89 \text{cm}^2$

En appuis: $3,39 > 0,89 \text{cm}^2$

h-Vérification de la contrainte de compression du béton:

$$Q_{ser}=G=33,28\text{KN/m}$$

$$M_{ser}=\frac{Ql^2}{8}=48,09\text{KN.m}$$

$$M_{t.ser}=0,85.48,09=40,88\text{KN.m}$$

$$M_a=0,4.48,09=19,24\text{KN.m}$$

-En travée:

Position de l'axe neutre: $A_s=5,65$; $d=27\text{cm}$

$$\frac{by^2}{2}-15 \times A_s(d-y) = 0$$

$$15y^2 + 84,75y - 2288,25 = 0 \Rightarrow y = 9,85\text{cm}$$

- Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 = 34483,60\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{40,88 \times 10^3}{34483,60} \times 9,85 = 11,68\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 13,2\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,68\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 13,2\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à l'E.L.U conviennent

- Sur appui:

$$A_s=3,39\text{cm}^2 \Rightarrow y=8,02\text{cm}$$

$$I=27540,65\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{19,24 \times 10^3}{27540,65} \times 8,02 = 5,60\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 13,2\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,60\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 13,2\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

i-Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$T = \frac{Q.L}{2} = 62,56 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{62,56 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27} = 0,77 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28}, 5 \text{Mpa}\} = 2,86 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,77 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,86 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Y a pas risque de cisaillement

i-Armatures transversales: At:

-Diamètre des armatures At:

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_L \right\} = \min \{0,86, 3,10\}$$

On prend $\emptyset_t = 8 \text{mm}$

-Espace S_t:

$$S_t \leq \min \{0,9d, 40 \text{cm}\} = \min \{24,3, 40\} \text{cm}$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003)

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min \{15 \text{cm}, 10 \emptyset_L\}$$

$$\text{Zone courante } S_t \leq 15 \emptyset_L .$$

-Vérification de la section d'armatures minimale:

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{MPa} \right\} = \max \{0,39; 0,4\} = 0,4 \text{MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,05 \text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

-Section des armatures transversales:

$$\frac{A_T \times f_e}{b \cdot S_t \cdot \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,77 - 0,3 \cdot 1 \cdot 1,92) \cdot 30 \cdot 1,15}{0,9 \cdot 1 \cdot 235} = 0,032 \text{cm} \dots \dots \dots (2)$$

On prend le max de (1) et (2) :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,05 \cdot S_t \\ \text{on prend : } S_t = 15 \text{cm} \\ A_t \geq 0,75 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Donc on prend $A_t = 1,13 \text{cm}^2$ soit $4\phi 6$

-Calcul de la flèche:

Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifier la flèche.

Condition	vérification	
$h_t/L \geq 1/16$	$30/340=0,088 > 0,0625$	Condition vérifiée
$M_{t.ser} / 10.M_{0.SER} h_t/L \geq$	$0,088 > 40,88/10.48,09=0,085$	Condition Vérifiée
$A/b.d \leq 4,2f_c$	$5,65/30.27=0,007 < 0,0105$	Condition Vérifiée

Donc il est inutile de calculer la flèche.

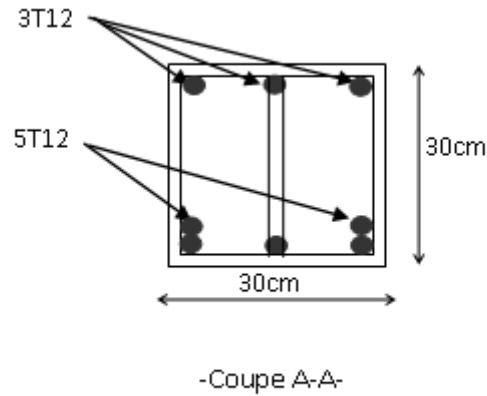


Figure : IV.8-Ferrailage de la poutre brisée:(30x30) cm²



Conclusion

Notre étude durant le cursus universitaire nous a donné l'opportunité de toucher aux différents problèmes de calcul des ouvrages en génie civil.

Les dimensions des éléments structuraux ont été faites de façon à assurer une sécurité intrinsèque.

Durant le calcul de ferraillement des éléments structuraux nous avons constaté des résultats acceptables dont l'exécution est facile ce qui évolue la réalisation sur chantier.



Bibliographie

- « 1 » G. CIBOI, j.M Bouchet, G.Deharro)
((Initiation au béton armé (règle B.A.E.L.91)) Edition Eyrolles
- « 2 » DTR-B-C2-48 ((Règle parasismiques algériennes R.P.A.99
version 2003)), Ministère de l'habitat.
- « 3 » D.T.U, ((Charges permanentes et sur charges d'exploitations))
O.P.U.1989.
- « 4 » M.BELAZOUGUI, ((Calcul des ouvrages en béton armé)),
O.P.U1986.