



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M...../GCA/2019

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTERAC ADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

Etude d'un bâtiment (R+9étage à usage d'habitation)

Présenté par :

-BELAHOUEL khaoula fatma

-AOUED MOHAMED

Soutenu le 23/ 08/ 2020 devant le jury composé de :

Président:

Examineur:

Encadrant :REZIGUA ahmed.

Année Universitaire : 2019 / 2020

Remerciements

*Tout d'abord, nous tenons à remercier **ALLAH***

De nous avoir donné la santé, la volonté et la patience pour mener à terme notre formation de Master 2 et pouvoir réalisé ce travail.

*Nous tenons à exprimer nos profonds remerciements à notre encadrant Mr **REZIGUA Ahmed** qui nous a guidés de ses précieux conseils et suggestions, et la confiance qu'il nous a témoignés tout au long de ce travail.*

Nous tenons à gratifier aussi les membres de jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre étude en acceptant d'examiner notre travail.

*Nous adressons aussi nos remerciements à tous les enseignants de la filière de **GÉNIE CIVIL**.*

Enfin, nous adressons nos sincères sentiments de gratitude et de reconnaissances à toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

LISTE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : Généralités

<u>I.1. Introduction :</u>	18
<u>I.2. présentation du projet :</u>	18
<u>I.3. caractéristique géométrique:</u>	18
<u>I.4 conception de la structure: :</u>	19
<u>I.5. Caractéristiques des matériaux :</u>	20
<u>I.5.1. Introduction :</u>	20
<u>I.5.2. règlement utilisées :</u>	20
<u>I.5.3 Principaux caractères et avantages :</u>	21
<u>I.6 Matériaux :</u>	21
<u>I.6.1 béton :</u>	21
<u>I.6.1.1Résistance mécanique du béton :</u>	21
<u>I.6.1.2Déformation longitudinale du béton :</u>	21
<u>I.6.1.3Coefficient de poisson :</u>	21
<u>I.6.2 Aciers :</u>	22
<u>I.6.2.1Caractéristique de Aciers :</u>	22
<u>I.7 Sollicitations de calcul vis –à-vis de l'état limite:</u>	23

CHAPITRE II : DESCENTE DES CHARGES et PRE DIMENSIONNEMENT

II.1.Introduction.....	25
II.2 Descente des charges.	25
II.2.1.charage permanentes et charge exploitation:	25
II.3 pré dimensionnement du plancher :.....	26
II.4. Pré dimensionnement des poutres :	27
II.5 Pré dimensionnement des voiles	30
II.5.1 les voiles contreventement	30
II.6 Pré dimensionnement des poteaux :	31

CHAPITRE III : Etude des planchers

III.1 Introduction.	36
III 2. Planchers à corps creux.	36
III. 2. 1.pré dimensionnement des poutrelles:.....	37
III. 2. 2.ferraillage de la dalle de compression:.....	37
III. 2.3. Etude des poutrelles:	38
III. 2.4détermination des sollicitations:.....	41
III. 2.5:calcul de ferraillage	44
III. 3.vérification de la flèche :.....	47
III. 4 les armatures transversales	50

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STUCTURaux.

IV. 1. Introduction.....	53
IV. 2. Etude de escalier.	53
IV. 2.1 Définition	53
IV 2.2 classification des escalier	54
IV 2.3.dimensionnement	54
IV.2.4 Détermination des sollicitation	57
IV.2 .5calcul du ferrailage	64
IV.3 Etude balcon :.....	69
IV.3.1Définition:	69
IV.3.2 Descente de charges.....	69
IV.3.3 Calcul du ferrailage :	71
IV. 4.Etude de l'acrotère:	73
IV. 4.1 Détermination des sollicitation:	74
IV. 4.2 : Calcul de l'excentricité	75
IV.4 .3.Détermination du ferrailage :.....	76

CHAPITRE V : ETUDE SIESMIQUE.

V. 1. Introduction.	79
V. 2. Méthode de calcul :.....	79
V.2.1 méthode statique équivalente :.....	79
V.3. Modélisation :.....	80
V.3. 1 Évaluation de la force sismique :.....	81
V.4.Résultante de la force sismique :	82
V.4.1Calculde la force sismique :.....	82
V.4.2 Vérification de période :.....	86
V.4.3 Vérification des Déplacements :.....	88
V.4.4Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	89

Chapitre VI : ETUDE DES PORTIQUES

VI .1Introduction :	92
VI.2 Définition :	92
VI.2 .1 Les poteaux :	92
VI.2 .2 Les poutres :	92
VI.3Ferrailage des portiques :	92
VI.3.1.Le ferrailage des poutres :	93
VI .3.2Vérification :	99
VI. 4. Ferrailage des poteaux :	102
VI. 4.1.Calcul des armatures	108
VI. 5 Choix des armatures :	119
VI. 6 dessin de ferrailage de la poutre:	120
VI. 6 .1dessin de ferrailage de la poutre principale :	120
VI. 6 .2dessin de ferrailage de la poutre secondaire :	120
VI. 6 .3 dessin de ferrailage des poteaux :	121

Chapitre VII : Etude des voiles

VII.1. Introduction :.....	123
VII-2 ferrailage du voile de contreventement	123
VII-2 .1 Ferrailage vertical	124
VII-2.1Ferrailage horizontal	124
VII-2 2Ferrailage des voiles :	125
VII-3 : Vérification la contrainte de cisaillement	136
VII-3 .1Ferrailages des linteaux :.....	136
VII-3 .2 Ferrailage minimal :.....	139
VII-4 Exemple de calcul :	140
VII-4 .1Choix.....	141
CONCLUSION	
BIBLIOGRAPHIE.	

Listes des tableaux

CHAPITRE I: Généralités

Tableau. I.1. Caractéristiques géométriques

Tableau 1 .2 : différents types d'acier

CHAPITRE II : DESCENT DES CHARGE ET PREDIMENSIONNEMENT

Tableau. II.1. :Descente des charge planche terrasse inaccessible (DTR-BC2.2)

Tableau 11.2: Descente des charge planche étage courant ,RDC (DTR-BC2.2)

Tableau II.3. Les dimensions des poutres.

Tableau. II 4 : épaisseurs des voiles

Tableau. II 5 : Dégression verticale des charges

Tableau11.6 : Pré-dimensionnement des poteaux

Chapitre III: Etude des planchers

Tableau III.1 : Charge G et Q du tous les niveaux

Chapitre IV: ETUDE DES ELEMENT SECONDAIRES

Tableau IV.1 :descente de charge volée

Tableau IV.2 :descente de charge palier

Tableau IV.3. Tableau récapitulatif des chargements

Tableau IV.4 : Tableau des sollicitations des escaliers

Tableau IV.5 : Charges permanentes de balcon.

Chapitre V : ETUDE SISMIQUE

Tableau V -1 : Valeurs des Critère q

Tableau V-2 : Valeurs des pénalités Pq

Tableau. V.3 : Période et facture de participation massique du modèle

Tableau. V.4 : tableau de vitrification de déplacement

Chapitre VI : ETUDE DES PORTIQUES

Tableau VI.1. :Tableau de ferraillage.

Tableau VII.2.Les sollicitations de calcul.

Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif des ferraillages des poutre

Liste des figure

CHAPITRE II : DESCENT DES CHARGE ET PREDIMENSIONNEMENT

Figure II.1. Plancher à corps creux

Figure .II.2. Section d'une poutre principale

Figure .II.3 Section d'une poutre secondaire.

Figure II 4 : voile de contreventement

Figure. II.5 : La section réduite du poteau

.

Chapitre III: Etude des planchers

Figure III.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Figure.III.2. Dimensions des poutrelles.

Figure .III.3 :section de poutrelle

Figure III.4 : Schéma statique des différents types de poutrelle

Figure III.5 : Schéma statique de poutrelle type

Figure III.6 : diagramme des efforts tranchant à ELU pour type 02

Figure III.7 : diagramme des efforts tranchant à ELS pour type 02

Chapitre IV: ETUDE DES ELEMENT SECONDAIRES

Figure. IV.1. Les éléments constitutifs d'un escalier.

Figure IV.2 :schéma statique d'escalier

Figure IV.3 :schéma statique d'escalier

Figure IV.4:schéma de calcul

Figure IV.5:schéma de calcul

Figure IV.6:Diagrammes des moments

Figure IV.7:Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant a ELU

Figure IV.7:Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant a ELS

Figure IV.3.1 : coupe transversale d'un mètre linéaire du balcon

Figure IV.3.2 : schéma statique de balcon

Figure IV 4.1 :coup transversale d' accotar

Figure IV.4 .2 : Schéma Statique de l'acrotère

Chapitre VI : ETUDE DES PORTIQUES

Figure VI 1. Section de calcul.

Figure. VI.2: Direction des moments et effort normal dans un poteau.

Figure VI.3.Schéma de noyau centrale

Figure VI.4. La zone nodale

Figure.VII.5. Espacement entre les armatures

Figure.VI.6. Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

Figure.VI.6.1.dessin de ferrailage de la poutre principale

Figure.VI.6.2.dessin de ferrailage de la poutre secondaire

Figure.VI.6.3.dessin de ferrailage des poteaux

Figure VI.7 Section de calcul

Figure VI.8. Schéma des sollicitations de calcul

Figure .VI.9. Schéma des sollicitations de calcul.

Chapitre VII : Etude des voiles

Figure VII.1 :section de voile

Figure VII.2 : section partiellement comprimée

Figure VII.3 : section partiellement comprimée

Figure VII.4 : section partiellement comprimée

Figure VII.5 : section partiellement comprimée

Figure VII.6 : section partiellement comprimée

Figure VII.7 : section partiellement comprimée

Figure. VII -8: disposition des armatures

Figure. VII -9: Efforts dans les bielles du linteau

Figure. VI.10 - Armatures diagonales des linteaux

Figure. VII.11 Disposition des armatures du linteau

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes parents et ma fille soltana

A ma familles : source d'affectation de courage et d'inspiration qui ont autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A mon Maré KADER et ma sœur ROMYSSA.

A toute la famille BELAHOULE ET GOUSSEM .

A toute la promo 2020, et à tous mes amis exceptionnellement (SIHEM , ISMAIL et MANEL) .

M ' BELAHOUEL khaoula fatma

Résumé

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation composé

d' un RDC, 9 étages , implanté dans la wilaya de MOSTAGANEM.

En premier lieu la description de l'ouvrage, les définitions des caractéristiques des matériaux utilisés et les règlements employés ont été présentés. Après cela on a procédé au pré-

dimensionnement des éléments de la structure suivi par l' étude des planchers et

des éléments non structuraux. Pour l' étude sismique la méthode statique équivalente a été

choisie, la modélisation de la structure a été faite à l' aide du logiciel « Etabs » et

les sollicitations ont été tirées par la suite pour le calcul des portiques, voiles

Chapitre I :

Généralités

I. Généralités

I.1 Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments Structuraux (poteaux, poutres) aux différentes sollicitations (compression, flexion)

La résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimension et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlement et des méthodes connue (**BAEL91, RPA99** modifié en **2003**) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton, acier) et le dimensionnement, ferrailage des élément résistants de la structure.

I.2 Présentation du projet :

Le projet consiste en l'étude d'un bâtiment R+9, implanté à la wilaya de **MOSTAGANME**, qui est une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**), selon le règlement parasismique algérien **RPA99 /version 2003**, et sera classé suivant son utilisation comme étant du groupe d'usage 2 (ouvrages courants ou d'importance moyenne).

Le sol de site qui supportera la structure est un sol ferme classé selon le **RPA99/version 2003** comme un sol de catégorie **S2**

I.3 Caractéristiques géométriques :

Largeur en plan	18 M
Longueur en plan	25M
Hauteur totale du bâtiment	30.6M
Hauteur RDC	3.06M
Hauteur des étages courants	3.06M

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques

Ce bâtiment est constitué de 03 appartements pour chaque étage, avec une cage d'escalier et une cage d'ascenseur pour la relation entre les niveaux.

I.4 Conception de la structure :

Les Plancher :

Les planchers sont des ouvrages horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation. On distingue :

-Plancher à corps creux avec une dalle de compression type (16+4)cm.

Les Balcons :

Les balcons seront réalisés en dalle pleine de 15cm d'épaisseur.

Ascenseur :

Le bâtiment est équipé d'un ascenseur entouré par les murs voile.

Escaliers :

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements entre étages. Dans notre structure il y a un seul type d'escalier: escalier à deux volées avec un palier intermédiaire, c'est un escalier à pailasse porteuse.

Terrasse :

Il existe un seul type de terrasses :

-terrasse inaccessible.

Maçonnerie

La maçonnerie de notre structure est exécutée en briques creuses.

Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées

- Brique creuse de 15 cm d'épaisseur.

-L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

-Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

Revêtement

-Enduit en plâtre pour les plafonds.

- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.

-Dalles de sol pour les plancher.

-Plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration d'eau et assurant une isolation thermique.

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 polystyrène pour le plancher terrasse.

L'acrotère

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment encastré au niveau planches

Terrasse. Dans notre projet, on a acrotère sur le plancher terrasse inaccessible.

I.5 Caractéristiques des matériaux :**I.5.1 Introduction :**

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que ; le cout, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur la critère de résistance. ce dernier et en revanche décisif pour les construction de grandes dimensions.

I.5.2 Règlement utilisés :

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

-Règlement de conception et de calcul des structures en béton arme(C.B.A.93) :

Basé sur la théorie des états limites.

1) Etats limites ultimes (ELU) qui correspondent à la limite

- Soit de l'équilibre statique.
- Soit la résistance de l'un des matériaux.
- soit de la stabilité de forme.

2) Etats limites service (ELS) qui sont définis compte-tenu des conditions

d'exploitation ou de durabilité.

-Règles parasismique algériennes (RPA99 /version2003) :

Le présent document technique réglementaire fixe les règles de conception et de calcul

des Construction en zones sismique.

I.5.3 Principaux caractères et avantages :

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

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Mise en place avec les moyens de serrage du béton dans le coffrage.
- Décoffrage après durcissement suffisant du béton.

I.6 Matériaux :

I.6.1 Béton :

C'est le résultat d'un mélange convenablement dosé de granulat, de liant, d'eau et d'adjuvant. Il offre une bonne résistance aux efforts de compression.

-dosage en ciment : 350 kg / m³

-poids volumique du béton : $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$

-Résistance caractéristique la compression à l'âge de 28 jours : $f_{c28}=25\text{Mpa}$

-Résistance caractéristique la traction à l'âge de 28 jours : $f_{t28}=0.6+0.06 f_{c28}$

I.6.1.1 Résistance mécanique du béton :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm*32cm. Pour notre projet, il a été choisi de travailler avec $f_{c28}=25\text{Mpa}$ cette dernière est choisie a priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle soit atteinte ou non.

I.6.1.2 Déformation longitudinale du béton :

-Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad [\text{BAEL91 / A2.1.2}]$$

-Pour les charges de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée E_{ij} qui est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad [\text{BAEL91 / A2.1.22}]$$

I.6.1.3 Coefficient de poisson :

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (béton fissuré)

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations (béton non fissuré) [BAEL91 / A2.1.3]

I.6.2 Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- 1) Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- 2) Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa. (C.B.A 93, A.2.2.1.)}$$

I.6.2.1 Caractéristique de l'acier :

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie F_e sont données par le tableau suivant :

Type	Désignation	Limite d'élasticité f_e (MPa)
Ronds lisses	FeE235	235
Barre HA	FeE400	400
Treillis soudés Lisses	TSL	500

Tableau 2 .2 : différents types d'acier.

Contrainte admissible de l'acier :

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad [\text{BAEL91 / A.4.3,2}]$$

E.L.U:

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{situation normale.} \\ \gamma_s = 1.00 \rightarrow \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

E.L.S :

Fissuration peu nuisible :

Aucune vérification n'est requise pour les aciers.

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_{e,110} \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) \quad [\text{BAEL91 / A.4.5.33}]$$

Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(0.5 f_{e,90} \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) \quad [\text{BAEL91 / A.4.5.34}]$$

AVEC :

f_{tj} : Résistances caractéristiques à la traction du béton

η : Coefficient de fissuration :

$$\eta = 1 \rightarrow \text{RL.}$$

$$\eta = 1.6 \rightarrow \text{HA.}$$

I.7 Sollicitations de calcul vis-à-vis de l'état limite :

Etat limite ultime

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

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

Etat limite service :

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

Etat limite accidentelle :

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes **RPA99/2003** ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$$G+Q\pm E$$

$$0,8 G\pm E$$

Dans le cas de portique auto stables, la première combinaison est remplacée par $G+Q\pm 1.2E$

Avec : **G** : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

CHAPITRE II :

DESCENTE DES

CHARGES et PRE

DIMENSIONNEMENT

Chapitre 2: descente des charges et pré dimensionnement

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (planchers, poutres, poteaux et voiles) d'une structure est une étape essentielle dans un projet de génie civil, et basé sur le principe de la descente de charge, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément pour tout de la charge et surcharge

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance ; la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

-Sollicitation vertical : charge permanente et charge d'exploitation

-Sollicitation horizontal : généralement les séismes..

Le pré dimensionnement de tous les éléments de la structure doit être conforme aux règles B.A.E.L91 et CBA93 et RPA99V2003.

II.2. Descente de charge :

II.2.1 Charges permanentes et charge exploitation :

$$\text{Planche corps creux : } \frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20}$$

L : la plus grande portée entre nus d'appuis dans la direction de la disposition des solives

$L=500-30=470\text{cm}$ donc : $ht=20\text{cm} \Rightarrow 16+4$

➤ **Plancher terrasse inaccessible (16+4) :**

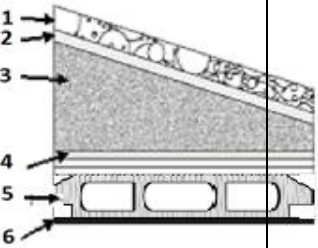
N°	Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
1	Protection gravillon	18	0,05	0,9	
2	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12	
3	Forme de pente	22	0,1	2,20	
4	Isolation thermique en Polystyrène	4	0,04	0,16	
5	Dalle en corps creux (16+4)	/	/	2.75	
6	Enduit en plâtre	10	0,02	0,2	
Charge permanent G				6.33	(KN/m ²)
Charge d'exploitation Q				1,00	(KN/m ²)

Tableau II.1 : Descente des charges plancher terrasse inaccessible (DTR-BC2.2)

➤ Plancher étage courant ,RDC

N°	Désignation	P (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
1	Dalle de sol	/	/	0,24	
2	Mortier de pose	20	0,01	0,20	
3	Dalle en corps creux (16+4)	/	/	2,75	
4	Enduit en plâtre	10	0,02	0,10	
5	Cloisons intérieures	10	0,1	1,16	
Charge permanent G				4.55	(KN/m ²)
Charge d'exploitation Q				1,50	(KN/m ²)

Tableau II.2: Descente des charge planche étage courant , RDC (DTR-BC2.2)

II.3. Pré dimensionnement du plancher :

Le plancher est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharge qui lui sont directement appliquées aux élément porteurs toute en assurant des fonction de confort comme l'isolation phonique ,thermique et l' étanchéité des niveaux extrêmes.

➤ Plancher à corps creux

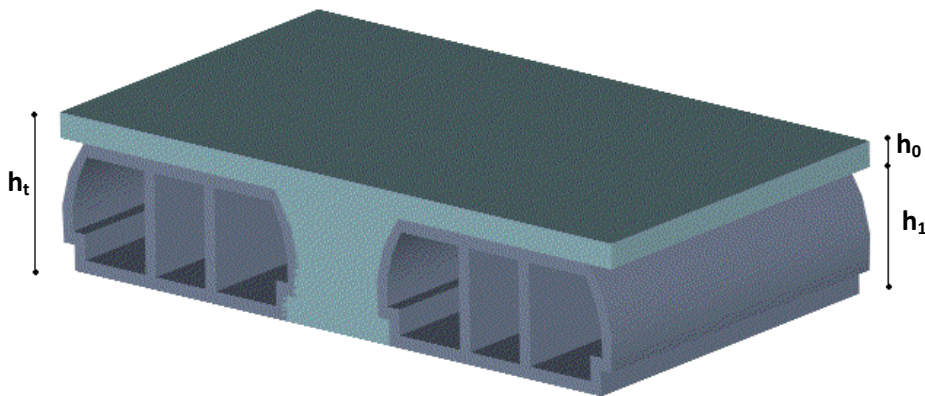


Figure II.1. Plancher à corps creux.

❖ **Plancher corps creux :**

Le plancher est dimensionné à partir du la flèche donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20}$$

L : la plus grande portée entre nus d'appuis dans la direction de la disposition des solives

ht : Hauteur totale du plancher.

$L=500-30=470\text{cm}$ donc : $ht=20\text{cm} \Rightarrow 16+4$

Alors : on adopte un plancher d'une épaisseur de :

- $h_0=4\text{ cm}$ épaisseur de la table de compression.
- $h_1=16\text{ cm}$ épaisseur du corps creux.

II.4 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, Il existe deux types de poutres, **principales et secondaires (Châînages)**.

➤ **Les poutres principales :**

- Elles reçoivent les charges transmise par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.
- Elles relient les poteaux.
- Elles supportent la dalle.

Selon BAEL 91 'pratique de BAEL 91.p 382)

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

✓ On a : **L = 5 m**

Donc :
$$\begin{cases} \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \\ 33.33 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{on prend : } h=35\text{cm}$$

$$\{0,4h \leq b \leq 0,8h \rightarrow \text{On prend : } b=30\text{ cm}$$

Vérification de la condition du RPA

Selon les recommandation du RPA 99 version 2003,on doit satisfaire les condition suivants :

- ✓ $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- ✓ $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1,16 \leq 4$condition vérifiée.

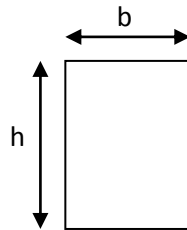


Figure .II.2. Section d'une poutre principale.

➤ **Les poutres secondaires (chainages) :**

-Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Donc :

$$\begin{cases} \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \\ 30 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{On prend : } h = 30$$

$$\text{et } \begin{cases} 0,4h \leq b \leq 0,8h \\ 14 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la condition du RPA**

Selon les recommandation du RPA 99 version 2003,on doit satisfaire les condition suivants

- ✓ $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- ✓ $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1 < 4$ condition vérifiée.

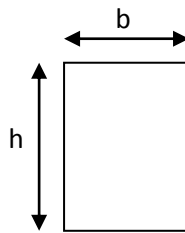


Figure .II.3 Section d'une poutre secondaire.

Les résultats de calcul sont illustrés sur le tableau ci-dessous :

Type de poutres	L (cm)	L/15	L/10	h (cm)	b (cm)	h / b	Section adoptée (cm²)
Poutres principales (PP)	500	33.33	50	35	30	1.16	30x35
Poutres secondaires (Ps)	450	30	45	30	30	1	30x30

Tableau II.3. Les dimensions des poutres.

II.5 Pré dimensionnement des voiles

II 5.1. Les voiles de contreventement :

Les voiles sont des mure réalisées en béton arme .le système de contreventement utilise dans notre cas est mixte assure par des voiles et des portique .le charges horizontales sont reprise conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leur rigidités et ils doivent reprendre au plus 20% des sollicitation dues aux charges verticales

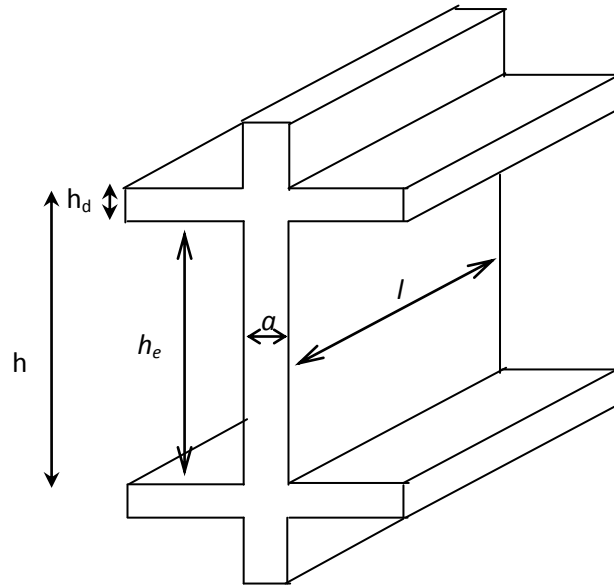


Figure II 4 : voile de contreventement

L'épaisseur du voile doit satisfaire les trois(03) conditions du [RPA99/A.7.7.1]

- 1) $l \geq 4a \Rightarrow a \leq \frac{l}{4}$
- 2) $a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$

Avec :

l : largeur du voile correspond à la portée minimal ;

$a_{\min}$: épaisseur minimal du voile ;

- 3) Condition de rigidité aux extrémités :

1) voile de contreventement :

$$L \geq 4a$$

$$a \geq h_e / 20$$

Condition de rigidité : $a \geq h_e / 20$

Avec : h_e = hauteur d'étage – l'épaisseur du plancher

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

$$h_e / 20 = 286 / 20 = 14.3 \text{ cm} \quad \text{on prend : } h_e / 20 = 15 \text{ cm}$$

Nous optons pour des voiles de 15cm

Niveaux	h (cm)	h_e (cm)	L (m)	$h_e / 20$ (m)	a (cm)	$L \geq 4 \times a$?
RDC	306	286	5	14,3	15	Ok
étage courant	306	286	5	14,3	15	Ok

Tableau 11.4 : épaisseurs des voiles

II.6 Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moment fléchissant) à la base de la structure.

Les dimensions de poteau doivent satisfaire aux 3 conditions suivantes :

1. Respecter les critères de résistance.
2. Vérifier les conditions de RPA 99.
3. Vérifier les conditions de flambement .

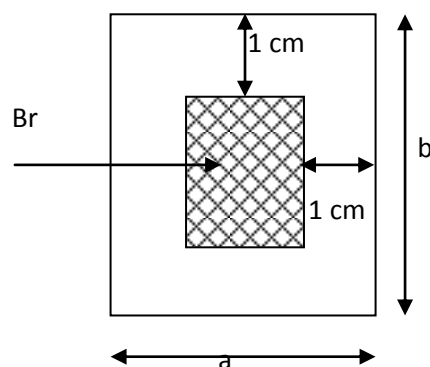


Figure. II.5 : La section réduite du poteau.

1) Critère de résistance :

$$Br \geq \left[\frac{\beta \cdot N_u}{\left[\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \cdot \sigma_s \right] \cdot 10^3} \right] \cdot 10^4$$

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

- B_r : Section nette du béton : $B_r = [(a - 0,02)]$.
- θ : Facteur de durée d'application des charges ($\theta=1$).
- σ_{bc} : Résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.
- $A/B_r = 0,8 \%$ (Mostaganem : zone IIa)
- $FeE400 \rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$
- β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

- $\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2$ si $\lambda \leq 50$.
- $\beta = 0,85 + 2/1500$ si $50 < \lambda < 70$.

On se fixe un élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où :

$$\beta = 1 + 0,2(35/35)^2 \rightarrow \beta = 1,2$$

$$\text{Donc } Br \geq \left(\left[\frac{1,2}{\left[1 \cdot \left(\frac{14,2}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{0,8}{100} \right) \cdot 348 \right] \cdot 10^3} \right] 10^4 \right) \cdot N_u \Rightarrow Br \geq 0,6613690 \cdot N_u$$

N_u : la charge verticale à l'ELU, il se calcul en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations.

a) Vérification des conditions de l'R.P.A 99 V2003

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{cases}$$

b) Vérification des conditions de flambement :

Selon la règle de (CBA.93) on a :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad \text{avec :} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{et} \quad L_f = 0,7 l_0.$$

- **I** : Moment d'inertie de la section du poteau.
- **B** : Section du béton.
- **λ** : l'élancement du poteau.
- **l_0** : hauteur d'étage.
- **a** : section du poteau.
- **L_f** : Longueur du flambement.

Tous les résultats sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous.

i =	Niveau	Formule de calcul	Charge d'exploitation Q (KN/m ²)
0	Sous Terrasse	Q_0	1,00
1	Sous 8°Etage	$Q_0 + Q$	2,50
2	Sous 7°Etage	$Q_0 + 0.95 \times 2 \times Q$	3,85
3	Sous 6°Etage	$Q_0 + 0.90 \times 3 \times Q$	5,05
4	Sous 5°Etage	$Q_0 + 0.85 \times 4 \times Q$	6,10
5	Sous 4°Etage	$Q_0 + 0.80 \times 5 \times Q$	7,00
6	Sous 3°Etage	$Q_0 + 0.75 \times 6 \times Q$	7,75
7	Sous 2°Etage	$Q_0 + 0.71 \times 7 \times Q$	8,50
8	Sous 1°Etage	$Q_0 + 0.68 \times 8 \times Q$	9,25
9	Sous RDC	$Q_0 + 0.66 \times 9 \times Q$	10

Tableau II.5 : Dégression verticale des charges

Exemple de calcules :

1-poids de la poutre principale (p.p) : $N_{upp} = l_{pp} \times 1,35 \times \rho \times b \times h \times n$

2- Poids de la poutre secondaire (P.S) : $N_{ups} = l_{ps} \times 1,35 \times \rho \times b \times h \times n$

3- Poids du poteau : $N_{upot} = (H_e - h_p) \times b \times h \times 1,35 \times \rho$

4-poide du plancher : $N_{upl} = ((G \times 1,35 + Q \times 1,5) \times l_x \times l_y)$

He (m)	Niveaux	N_{UPP} (KN)	N_{UPS} (KN)	N_{Upot} (KN)	N_{upl} (KN)	N_{ulong} (KN)	N_u (KN /M)	Br (cm ²)	a Choisi (cm)
3.06	Sous terrasse	17.22	13.67	0	226.02	0	257.41	170.24	30
3.06	Sous 8 étage	35.44	27.34	9.29	414.86	0	486.92	322.04	30
3.06	Sous 7 étage	53.16	41.01	18.58	598.62	0	711.37	470.48	30
3.06	Sous 6 étage	70.88	54.68	27.88	777.33	0	930.76	615.58	30
3.06	Sous 5 étage	88.59	68.34	37.17	950.97	0	1145.09	757.32	30
3.06	Sous 4 étage	106.31	82.01	46.47	1119.56	0	1354.35	895.72	35
3.06	Sous 3 étage	124.03	95.68	59.12	1283.07	0	1561.91	1033	35
3.06	Sous 2 étage	141.75	109.35	71.77	1446.59	0	1769.46	1170.27	40
3.06	Sous 1 étage	159.47	123.02	88.30	1610.11	0	1980.89	1310.10	40
3.06	Sous RDC	177.19	136.69	104.82	1773.63	17.72	2210.04	1461.65	45

Tableau11.6 : Pré-dimensionnement des poteaux

Chapitre III:

Etude des planchers

Chapitre 3 : Etude des planchers

III.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs, ...). Ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides.

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- résistance aux charges permanentes et aux charges d'exploitation,
- reprise des efforts horizontaux dus au vent, séisme ou à la poussée des terres sur les murs en périphérie et répartition de ces efforts aux éléments porteurs,
- séparation entre les différents niveaux et isolations thermique et acoustique,
- protection des personnes contre les risques d'incendie,

III.2. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de deux éléments fondamentaux :

1. **L'élément résistant (porteur) :** poutrelle en T renversé comportant des aciers de liaison avec la dalle de répartition.
2. **L'élément de remplissage (de coffrage) :** les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges.

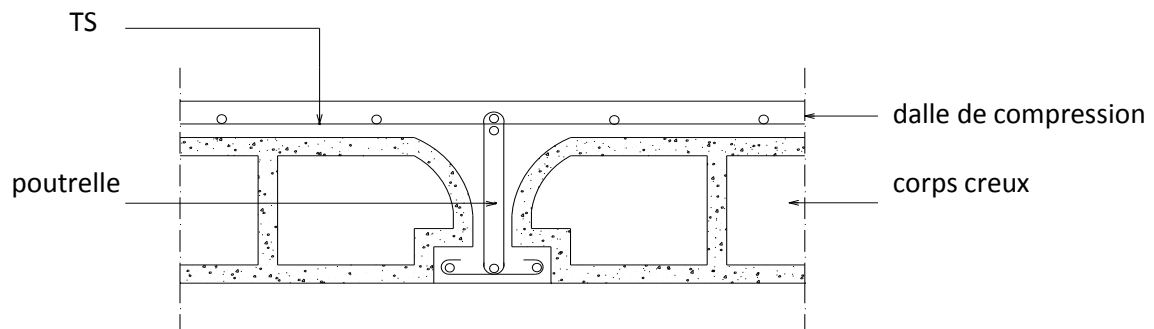


Figure III.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

III.2.1. pré dimensionnement des poutrelles :

Selon le **BAEL.91** les poutrelles avec la dalle de compression travaillent comme

une section en **T**.

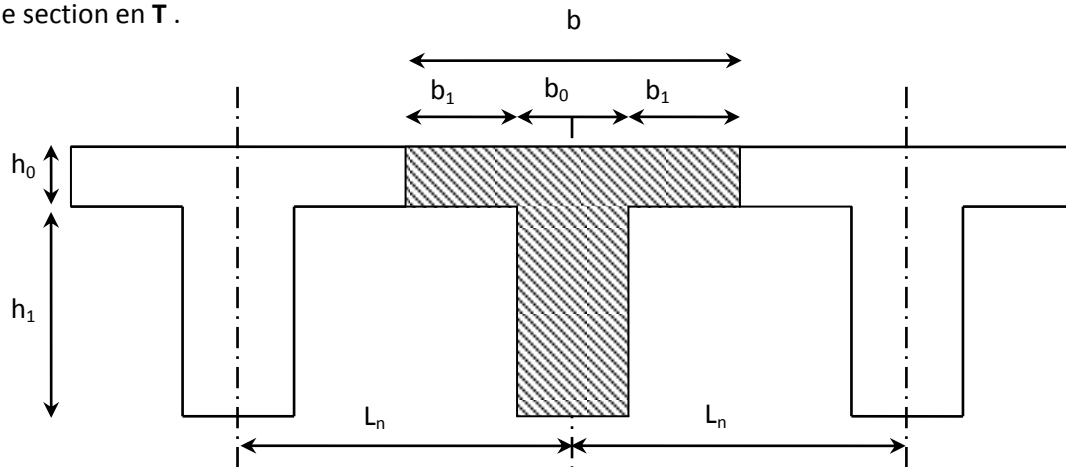


Figure.III.2. Dimensions des poutrelles.

- $0,4h_t \leq b_0 \leq 0,8h_t$
- $0,4 \times 20 \leq b_0 \leq 0,8 \times 20 \Rightarrow 8 \leq b_0 \leq 16$ on prend **$b_0 = 12 \text{ cm}$**
- $b_1 = \text{Min}((L_n - b_0)/2 ; L/10 ; 6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0)$

AVEC :

L_n : la distance entre axes des nervures

L : longueur de portée max

$L_n = 60 \text{ cm}$ d'après les normes Algériennes (DTR b.c.2.2) : charge et surcharge d'exploitation

$$b_1 = \text{Min}((60 - 12)/2 ; 470/10 ; 6 \times 4 \leq b_1 \leq 8 \times 4)$$

$$b_1 = \text{Min}(24 ; 47 ; 24 \leq b_1 \leq 32) \quad \text{on prend} \quad \mathbf{b_1 = 24 \text{ cm}}$$

$$\text{➤ } b = 2b_1 + b_0 = 60 \text{ cm}$$

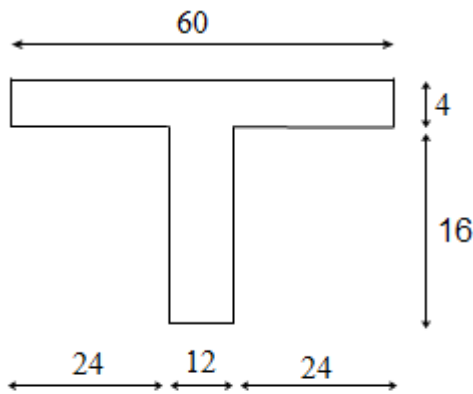


Fig.III.3. Section d'une poutrelle.

III.2.2. Ferrailage de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8,423]

La dalle de compression à une épaisseur de 4 doit comporter un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

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

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- - si $L_n \leq 50$ cm alors
$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{200}{f_e} \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{//} \geq \frac{Ac}{2} \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$
- si $50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80$ cm alors
$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{//} \geq \frac{Ac}{2} \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Avec :

L_n : écartement entre axes des nervures ;

f_e : limite d'élasticité en Mpa ($f_e = 400$ Mpa) ;

$A_{\perp}$: armatures perpendiculaires aux nervures ;

$A_{//}$: armatures parallèles aux nervures.

➤ **Armatures perpendiculaire aux poutrelles :**

Dans notre plancher, on a :

$$L_n = 60\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} < L_n < 80\text{cm} \quad f_e = 400 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$A_{\perp} = 4 \cdot \frac{60}{400} = 0,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend 5Ø5/ml

➤ **Armature parallèle aux poutrelles :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 \Rightarrow A_{//} = 0,3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend 5Ø5/ml

⇒ Le treillis soudé adopté est : TS Ø5 (150x150) mm².

III.2.3. Etude des poutrelles :

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

Niveau	Q (KN/m ²)	G KN/m ²)
Terrasse	1	6.33
Etage courant ,RDC	1.5	4.55

Tableau III.1 : Charge G et Q du tous les niveaux

• **Combinaison fondamentales :**

Terrasse :

$$\text{ELU : } q_u = (1.35G + 1.5Q) \cdot L_n = (1.35 \cdot 6.33 + 1.5 \cdot 1) \cdot 0.6 = 6.02 \text{ KN / ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (G + Q) \cdot L_n = (6.33 + 1) \cdot 0.6 = 4.39 \text{ KN/ml}$$

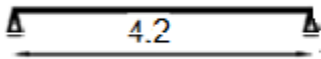
Etage courant :

$$\text{ELU : } q_u = (1.35G + 1.5Q) * l_n = (1.35 * 4.55 + 1.5 * 1.5) * 0.6 = 5.03 \text{ KN / ml}$$

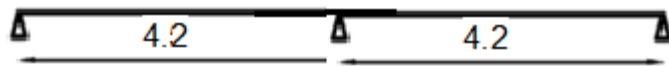
$$\text{ELS : } q_s = (G + Q) * l_n = (4.55 + 1.5) * 0.6 = 3.63 \text{ KN/ml}$$

- Type des poutrelles :

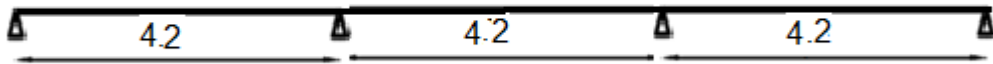
Type 1 :



Type 2:



Type 3:



Type 4:

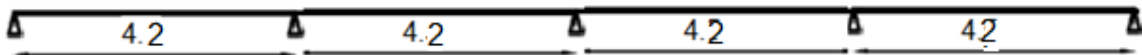


Figure III.4 : Schéma statique des différents types de poutrelle

III.2.4 Détermination des sollicitations des poutrelles :

D'après le BAEL91 pour la détermination des efforts tranchant et des moment fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise des 3 méthodes :

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

- Condition d'application de la méthode forfaitaire :

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

1- les valeurs des charges d'exploitation respectent la condition

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

2- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ;

3- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 ;

4- la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Si les 4 conditions ne sont pas vérifiées, les calculs devront se faire par la méthode des 3 moments

- **Vérification des condition d'application de la méthode forfaitaire :**

a) $Q=1,5 \text{ KN} / m^2 \leq \min(2*4.55=9.1\text{KN} / m^2 ; 5\text{KN} / m^2) =5\text{KN}/m^2$ CV

b) le moment d'inertie est constant pour toutes les travées CV

c) $0,80 \leq \frac{L_{ji}}{L_{i+1}} \leq 1,25$ $0.8 \leq 4.2/4.2 \leq 1.25$ CV

d) La fissuration est considérée comme préjudiciable. CV

Conclusion :

Les condition sont vérifiées pour tous les type de notre structure ,donc on pout utilise la méthode forfaitaire

Application de la méthode forfaitaire :

Exemple de calcul :

❖ Poutrelle type 2 :

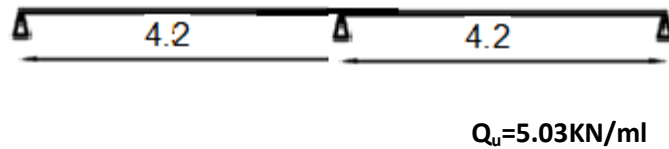


Figure III.5 : Schéma statique de poutrelle type 2

❖ Moment en appuis :

ELU :

$$M_{o(A-B)} = (q l_{AB}^2) / 8 = (5.03 * 4.2^2) / 8 = 11.09115 \text{ kN.m}$$

$$M_A = -0.2 * 11.0911 = -2.21823 \text{ kN.m}$$

$$M_{o(B-C)} = (q l_{AB}^2) / 8 = (5.03 * 4.2^2) / 8 = 11.09115 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -0.5 * 11.09115 = -5.5455 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -0.2 * 11.09115 = -2.21823 \text{ kN.m}$$

ELS :

$$M_{o(A-B)} = (q l_{AB}^2) / 8 = (3.63 * 4.2^2) / 8 = 8.1144 \text{ kN.m}$$

$$M_A = -0.2 * 8.1144 = -1.62228 \text{ kN.m}$$

$$M_{o(B-C)} = (q l_{AB}^2) / 8 = (3.63 * 4.2^2) / 8 = 8.1144 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -0.5 * 8.1144 = -4.0557 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -0.2 * 8.1144 = -1.62228 \text{ kN.m}$$

❖ **Moment fléchissant en travées :**

❖ **ELU**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 1.5 / (1.5 + 4.55) = 0.24 \quad 0 \leq \alpha = 0.24 \leq 2/3 \quad \text{CV}$$

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq \text{Maxi}[(1 + 0.3\alpha)M_o; 1.05M_o] \Rightarrow$$

$$M_t \geq - (M_w + M_e)/2 + \text{Maxi}[(1 + 0.3\alpha)M_o; 1.05M_o]$$

- $M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) * M_o / 2$ dans le cas d'une travée de rive
- $M_t \geq (1 + 0.3 \alpha) * M_o / 2$ dans le cas d'un travée intermédiaire

❖ **Travée de rive A-B :**

$$M_t \geq - (2.21823 + 5.5455)/2 + \text{Maxi}[(1 + 0.3 * 0.24) * 11.09115; 1.05 * 11.09115] = - 3.8818 + 11.6457 = 7.7639 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq (1.2 + 0.3 * 0.24) * 11.09115 / 2 = 7.0539 \text{KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 7.7639 \text{KN.m}}$$

❖ **Travée de rive B-C :**

$$M_t \geq - (5.5455 + 2.21823)/2 + \text{Maxi}[(1 + 0.3 * 0.24) * 11.09115; 1.05 * 11.09115] = - 3.8818 + 11.6457 = 7.7639 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq (1.2 + 0.3 * 0.24) * 11.09115 / 2 = 7.0539 \text{KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 7.7639 \text{KN.m}}$$

❖ **ELS**

$$M_t \geq - (1.62228 + 4.0557)/2 + \text{Maxi}[(1 + 0.3 * 0.24) * 8.1144; 1.05 * 8.1144] = - 2.83899 + 8.6986 = 5.85961 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq (1.2 + 0.3 * 0.24) * 8.1144 / 2 = 5.1607 \text{KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 5.85961 \text{KN.m}}$$

❖ **Calcul de l'effort tranchant (T) :**

➤ **ELU :**

➤ **Travée A-B :**

$$T_A = q_l / 2 = (5.03 * 4.2) / 2 = 10.563 \text{KN}$$

$$T_B = -1.10 * q_l / 2 = -11.6193 \text{KN}$$

➤ **Travée B-C :**

$$T_C = -q_l / 2 = (5.03 * 4.2) / 2 = 10.563 \text{KN}$$

$$T_B = 1.10 * q_l / 2 = 11.6193 \text{KN}$$

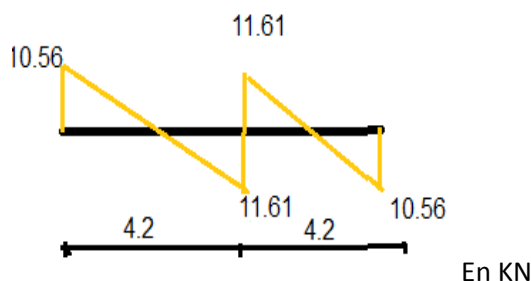


Figure III.6 : diagramme des efforts tranchant à ELU pour type 02

➤ ELS :

➤ Travée A-B :

$$T_A = ql / 2 = (3.63 \cdot 4.2) / 2 = 7.623 \text{ KN}$$

$$T_B = -1.10 \cdot ql / 2 = -8.3853 \text{ KN}$$

➤ Travée B-C :

$$T_C = -ql / 2 = (3.63 \cdot 4.2) / 2 = 7.623 \text{ KN}$$

$$T_B = 1.10 \cdot ql / 2 = 8.3853 \text{ KN}$$

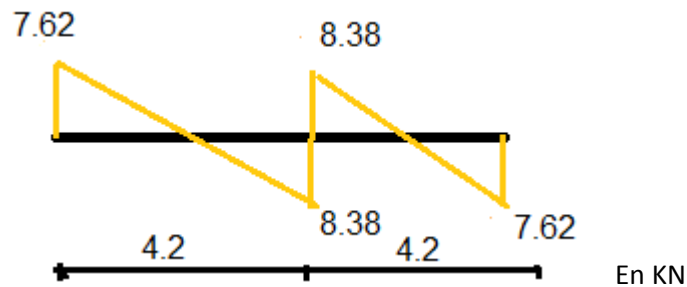


Figure III.7 : diagramme des efforts tranchants à ELS pour type 02

III.2.5 Calcul de ferrailage :

✓ Etat limite ultime ELU :

M_t : Moment fléchissant équilibré par la table de compression

- Si $M_t \leq M_{\max}$: la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera section en T
- Si $M_t \geq M_{\max}$: la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire ($b \cdot h$)

* En travée :

- Moment qui équilibre la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_o \cdot \sigma_b (d - h_o / 2)$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

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

$$d = 0.9h$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$f_{eE} = 400 \text{ Mpa}$$

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

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

$$M_t = 0,60 \times 0,04 \times 14,20 (0,18 - (0,04/2))$$

$$M_t = 54,528 \text{ kN.m} \rightarrow M_{t \max} = 7.7639 \text{ kN.m} < M_t \rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table de compression .}$$

→ La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (bxh).

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{7763.9}{60.18^2 \cdot 14,2} = 0.028$$

$$\mu < \mu_L = 0.392 (\text{Acier FeE400})$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A' \neq \\ 1000 \xi_s > 1000 \xi_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.035$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.986$$

$$A_t = \frac{M_{t \max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7763.9}{348 \times 0.986 \times 18} = 1.25 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [BAEL91/A4.2.1] :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_t = 2\text{T10} = 1.57 \text{ cm}^2$$

➤ **En appui :**

la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) \text{ cm}^2$

→ **Vérification si $\exists A'$:**

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{5545.5}{12.18^2 \cdot 14,2} = 0.100$$

$$\mu < \mu_L = 0.392(\text{Acier FeE400})$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A' \neq \\ 1000\xi_s > 1000\xi_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.131$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.947$$

$$A_t = \frac{M_{a \max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5545.5}{348 \times 0.947 \times 18} = 0.934 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [BAEL91/A4.2.1] :

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

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 0.93 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_t = 2\text{T}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

✓ **Etat limite de service (ELS):**

{ Fissurations préjudiciable.
Flexion simple
Section rectangulaire
FeE400

$$\rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

En travée :

$$M_u = 7.76 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 5.85 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{7.76}{5.85} = 1.32$$

$$\alpha = 0.035 < 0.41 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

En Appuis :

$$M_u = 5.54 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 4.05 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{5.54}{4.05} = 1.36$$

$$\alpha = 0.131 < 0.43 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

III.3 Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche se fait à E.L.S

*Condition de vérification de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{20}{450} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{C.N.V}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_{ts}}{M_{os}} \right)$
- $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Le calcul de la flèche est nécessaire

$$\text{On doit vérifier que : } \Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta f_{t_{\max}}$$

$$g = G \cdot 0.6 = 4.55 \times 0.6 = 2.73 \text{ KN / ml.}$$

$$j = G \cdot 0.6 = 2.73 \text{ KN / ml.}$$

$$p = (G + Q) \cdot 0.6 = (4.55 + 1.5) \times 0.6 = 3.63 \text{ KN / ml.}$$

❖ Calcul les moments fléchissant :

$$M_g = 0.75 \times M_0 g = 0.75 \times 2.73 \times \frac{4.2^2}{8} = 4.514 \text{ KN.m}$$

$$M_j = 0.75 \times M_0 j = 0.75 \times 2.73 \times \frac{4.2^2}{8} = 4.514 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0.75 \times M_0 p = 0.75 \times 3.63 \times \frac{4.2^2}{8} = 6.003 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des modules de déformations :

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c_{28}}} = 29859 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c_{28}}} = 10043 \text{ MPa}$$

❖ Détermination du center de gravité :

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{4 \times 60 \times 2 + 12 \times 16(8 + 4) + 15 \times 3.05 \times 18}{4 \times 60 + 12 \times 16 + 15 \times 3.05} = 7.55 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 12.45 \text{ cm}$$

❖ Détermination du moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3}{3} + b_0 \times \frac{V_2^3}{3} + n x A (d - V_1)^2$$

$$I_0 = 19436 \text{ cm}^4$$

❖ Pourcentage des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.0109$$

D'après les annexes:

$$\beta_1 = 0.856$$

❖ Calcul des contraintes suivant les sollicitation

$$\sigma_s^g = \frac{4514}{2.36 \times 0.856 \times 18} = 124.137 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{6003}{2.36 \times 0.856 \times 18} = 165.085 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{4514}{2.36 \times 0.856 \times 18} = 124.137 \text{ Mpa}$$

❖ Calcul d'ug μ_j up :

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 1,8}{4 \times 0,0109 \times 124.137 + 1,8} = 0.56$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 1,8}{4 \times 0,0109 \times 124.137 + 1,8} = 0.56$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 1,8}{4 \times 0,0109 \times 165.085 + 1,8} = 0.64$$

❖ Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_{fgv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\lambda_i = 3.17$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.27$$

$$I_{fgv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19436.}{1 + 1.27 \times 0.56} = 12493.92 \text{ cm}^4$$

$$I_{fji} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 19436}{1 + 3.17 \times 0.56} = 12493.92 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 19436}{1 + 3.17 \times 0,64} = 7058.76 \text{ cm}^4$$

❖ Calcul de fleche :

$$f_{gi} = \frac{M_g l^2}{10 E_i I_{fji}} = \frac{4.514 \times 10^3 \times 420^2}{10 \times 29859 \times 7703.80} = 0.34 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j l^2}{10 E_i I_{fji}} = \frac{4.514 \times 10^3 \times 420^2}{10 \times 29859 \times 12493.92} = 0.21 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p l^2}{10 E_i I_{fpi}} = \frac{6.003 \times 10^3 \times 420^2}{10 \times 29859 \times 7058.76} = 0,50 \text{ cm}$$

❖ **calcul la flèche totale**

$$\begin{aligned} \Delta f_t &= (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \\ &= (0,63 - 0,21) + (0,50 - 0,34) \end{aligned}$$

$$\Delta f_t = 0,58 \text{ cm} = 5,8 \text{ mm}$$

❖ **Calcul de la flèche admissible :**

$$L = 4,20 \text{ m} < 5,00 \text{ m} \Rightarrow \Delta f_{tmax} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0,84 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 5,8 \text{ mm} < \Delta f_{tmax} = 8,4 \text{ mm}$$

⇒ La vérification de la flèche totale est satisfaisante.

III.4 Les armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne, c'est-à-dire :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ [BAEL91/A.5.1,211].}$$

$$\tau_u = \frac{T^{\max}}{b_0 \times d} \text{ [BAEL91/A.5.1,1].}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{8385,3}{12 \times 18 \times 100} = 0,388 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{ Mpa} \text{ [BAEL91/A.5.1,211].}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ les armatures transversales (cadres + étriers) sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutrelle.

Diamètre des armatures transversales : [BAEL91/A.7.2,9].

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t^{\min} \right] mm$$

$$\phi_t \leq \min [5.71; 12; 10] mm$$

$$\phi_t \leq 5.71 mm$$

On prend $\phi_t = 8 mm$ avec une nuance d'acier FeE235

$$A_t = 1\phi 8 = 0.50 cm^2$$

➤ **Calcul d'espacement des armatures transversales :**

Soit δ_t : l'espacement entre les armatures transversales.

Avec :

$$(1) \begin{cases} \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28} K)}{0.9 f_e} \text{ avec } K = 1 \rightarrow \text{Flexion simple [CBA93/A.5.1.2.3].} \\ \delta_t \leq \min(0.9d; 40cm) \quad [CBA93/A.5.1.2.2] \\ \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \leq 0.4 Mpa \quad [CBA93/A.5.1.2.2] \end{cases}$$

$$(1) \Leftrightarrow \begin{cases} \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \\ \delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40cm) \\ \delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \times 0.4} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \delta_{t1} \leq \frac{0.50 \times 0.9 \times 235}{12 \times 1.15 (0.388 - 0.3 \times 2.1)} \\ \delta_{t2} \leq \min(16.2; 40) cm \\ \delta_{t3} \leq \frac{0.50 \times 235}{12 \times 0.4} \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \delta_t \leq 30.65 cm \\ \delta_t \leq 16.2 cm \Rightarrow \delta_t \leq \min(30.65; 16.2; 24.47) cm \Rightarrow \delta_t \leq 16.2 cm. \\ \delta_t \leq 24.47 cm \end{cases}$$

On prend $\delta_t = 15 cm$

Chapitre IV:

ETUDE

DES

ELEMENT

SECONDAIRES

IV.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont les éléments qui ne font pas partie du système de contreventement, leur calcul se fait généralement sous des actions permanentes et surcharges d'exploitation, cependant ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

IV.2. Etude de escaliers :

IV.2.1 Définition :

L'escalier est un élément indispensable dans tous les types de bâtiments, constitués d'une suite de marches permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Il est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

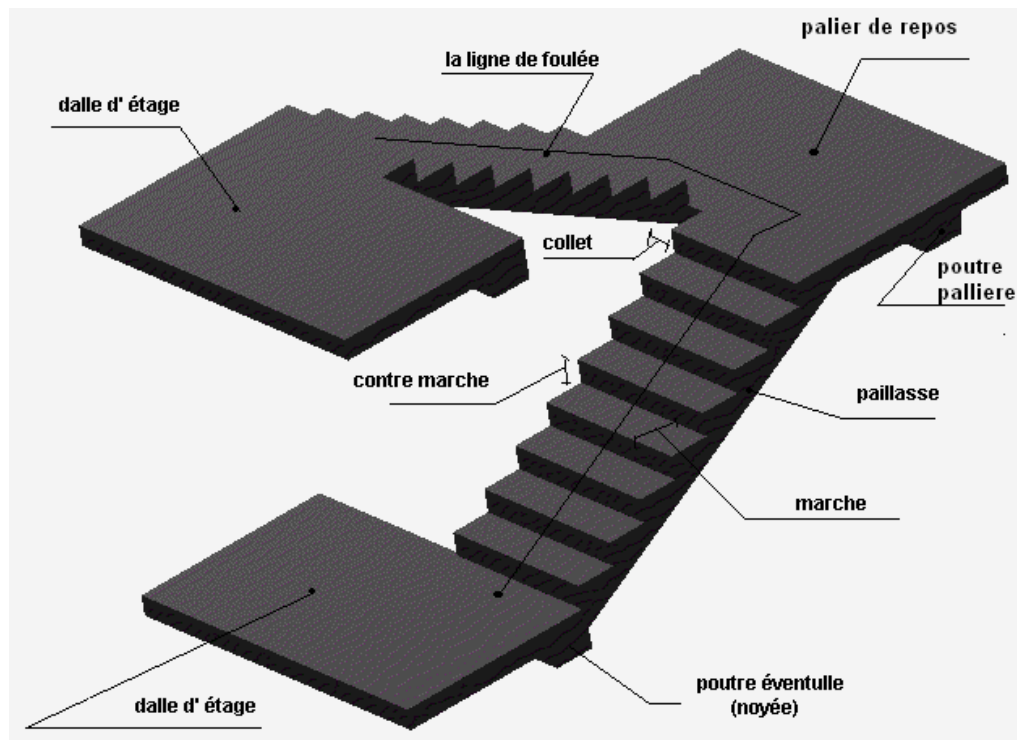


Figure IV.1. : Les Éléments constitutifs d'un escalier.

IV.2.2 Classification des escaliers :

Les escaliers sont déterminés suivant plusieurs paramètres, à savoir :

1- le type d'escalier :

Dans notre bâtiment, on distingue 01 seul type d'escalier :

escalier à 2 volées avec un palier intermédiaire.

2- le support des marches ou l'élément résistant :

Dans notre structure, on trouve :

escalier à poutre porteuse.

3. le matériau et sa mise en œuvre :

Les escaliers de notre structure sont en béton armé et coulés sur place.

Remarque :

Pour les escalier qu'on va les étudier, on adopte que :

H : hauteur d'étage

h : hauteur de la contremarche ;

g : le giron (la largeur d'une marche) ;

L : longueur d'une volée ;

n : nombre de marches ;

L' : longueur du palier.

Etude d'un escalier a deux volées avec un palier intermédiaire**IV.3. dimensionnement :****Les marches :**

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$

Avec : h : hauteur de la marche et g la largeur de la marche

$$H = n \cdot h \rightarrow h = H/n.$$

$$L = (n-1)g \rightarrow g = L/(n-1).$$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

n : nombre de contre marches.

L : projection horizontale de la volée.

$$L_R = \sqrt{(153^2 + 224^2)} = 271 \text{ cm}$$

$$\frac{L_R}{30} \leq ep \leq \frac{L_R}{20} \Rightarrow \frac{271}{30} \leq ep \leq \frac{271}{20} = 9.033 \leq ep \leq 13.55$$

On prend e palier=12cm=e paillasse

❖ Décote de charge :

volée	Ep(m)	Poids volumique(KN/m³)	poids (KN/m²)
carrelage horizontal	0.02	20	0.4
Mortier ciment horizontal	0.02	20	0.4
Lit de sable fin	0.02	18	0.36
carrelage vertical	0.03	20	0.34
Poids propre de paillasse	0.15	25	4.31
Poids propre des marches	0.30	25	2.12
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanent		G=8.13 (KN/m²)	
Charge d'exploitation		Q=2.50 (KN/m²)	

Tableau IV.1 : descente de charge volée

- Les combinaisons des charges :

ELU :

$$Q_{uol} = (1.35G + 1.5Q) * 1 = 14.725 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$Q_{svo} = (G + Q) * 1 = 10.63 \text{ KN /ml}$$

- Palier

Palier	Ep(m)	Poids volumique(KN/m³)	G KN/m³)
Poids propre palier	0.15	25	3.75
carrelage	0.03	20	0.60
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit du sable fin	0.02	18	0.36
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanent		G=5.31(KN/m²)	
Charge d'exploitation		Q=2.50(KN/m²)	

Tableau IV.2 : descente de charge palier

- Les combinaisons des charges :

ELU :

$$Q_{upl} = (1.35G + 1.5Q) * 1 = 10.918 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$Q_{spl} = (G + Q) * 1 = 7.810 \text{ KN /ml}$$

D'après (le DTR BC) pour un bâtiment à usage d'habitation la charge d'exploitation des escaliers est $Q=2.5\text{KN/m}$

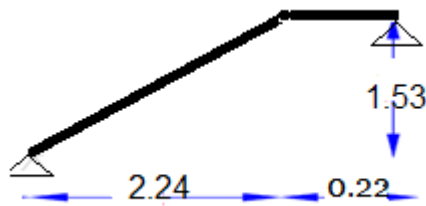


Figure IV.2 :schéma statique d'escalier

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre arches (g et h) on utilise la relation de :

BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq G+2h = 28 + 2 \times 17 = 62 \leq 66 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

- **Nc** : nombre de contre marche : $Nc = 153/17 = 9$
- **N** : nombre de marche : $n-1=8$
- l'angle d'inclinaison : $\text{Tg } \alpha = \frac{153}{224} \cong 34.33^\circ$

IV.4 Détermination des sollicitation :

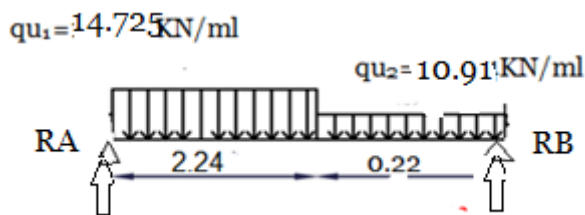
	G (KN/m ²)	P (KN/m ²)	ELUR (KN/ml) $q_u = (1.35.G+1.5P).1\text{m}$	ELS (KN/ml) $q_s = (G+P).1\text{m}$
voleé	8.13	2.5	14.725	10.63
Palier	5.31	2.5	10.918	7.81

Tableau IV.3. Tableau récapitulatif des chargements

Evaluation des moments :➤ **E.L.U:**

$$q_{u1} = 14.725 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = 10.918 \text{ KN/ml}$$

**Figure IV.3 :**schéma statique d'escalier

- **Réactions des appuis :**

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 2.24 \times q_{u1} + 0.22 \times q_{u2} = 35.38 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A \times 2.46 - 2.24 \times q_{u1} \times \left(\frac{2.24}{2}\right) - 0.22 \times q_{u2} \times \left(\frac{0.22}{2} + 2.24\right) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 17.30 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow R_B = 18.08 \text{ KN.}$$

Vérification:

$$R_A + R_B = 35.38 \text{ KN.}$$

Les moments fléchissant et les efforts tranchants :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2.24\text{m}$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow T(x) = R_A - (q_u \cdot x) = \begin{cases} x=0 \rightarrow T = 17.30 \text{ KN} \\ x=2.24 \rightarrow T = -15.68 \text{ KN} \end{cases}$$

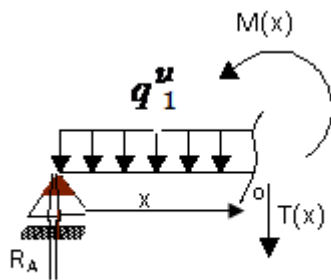


Figure IV.4: schéma de calcul

$$M = R_A x - q_u \frac{x^2}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x=0 \rightarrow M = 0 \text{ KN.m} \\ x=2.24 \rightarrow M = 1.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Section 2-2 : $2.24\text{m} \leq x \leq 2.46\text{m}$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow T(x) = R_A - 2.24 q_u - q_u (x - 2.24) = \begin{cases} x=2.24 \rightarrow T = -15.67 \text{ KN} \\ x=2.46 \rightarrow T = -18.07 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M / o = 0 \Rightarrow M(x) = R_A x - 2.24(x - 2.24/2) q_u - (x - 2.24)^2 / 2 q_u$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x=2.24 \rightarrow M = 1.82 \text{ KN.m} \\ x=2.46 \rightarrow M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

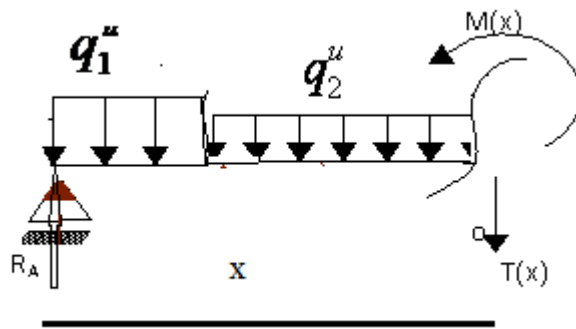


Figure IV.5:schéma de calcul

Calcul du moment fléchissant maximum :

$$T=0 \quad R_A - (q_1 \text{ vol} \cdot x) = 0 \quad x = 1.18 \text{ m}$$

$$M_{\max} = R_A \cdot x - (q_1 \text{ vol} \cdot x^2 / 2) = 10.319 \text{ KN.m}$$

Remarque : les appuis sont semi encastré donc ils doivent équilibrer un moment :

$$M_a = 0.2 M_{\max}$$

$$M_t = 0.8 M_{\max}$$

❖ Moment en appuis :

$$M_a = -0.2 M_{\max} = -2.063 \text{ KN.m}$$

❖ Moment en travée :

$$M_t = 0.8 M_{\max} = 8.255 \text{ KN.m}$$

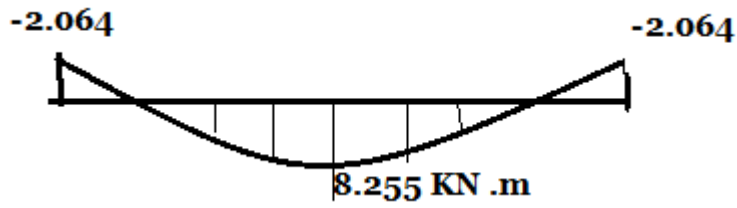


Figure IV.6: Diagrammes des moments

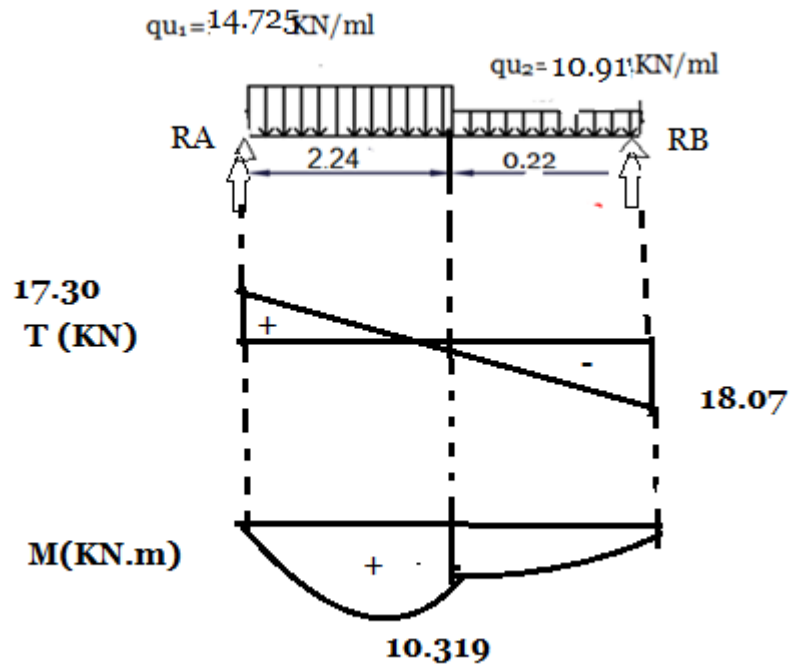


Figure IV.7: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELU

➤ ELS :

• Réaction des appuis :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 2.24 \times q_{s1} + 0.22 \times q_{s2} = 25.529 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A \times 2.46 - 2.24 \times q_{s1} \times \left(\frac{2.24}{2}\right) - 0.22 \times q_{s2} \times \left(\frac{0.22}{2} + 2.24\right) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 12.48 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow R_B = 13.049 \text{ KN.}$$

Vérification:

$$R_A + R_B = 25.529 \text{ KN.}$$

Les moments fléchissant et les efforts tranchants :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2.24 \text{ m}$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow T(x) = R_A - (q_s \text{ vol} \times x) \quad = \quad \Rightarrow \begin{cases} x = 0 & \rightarrow T = 12.48 \text{ KN} \\ x = 2.24 & \rightarrow T = -11.33 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M = R_A x - q_s \frac{x^2}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 & \rightarrow M = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2.24 & \rightarrow M = 1.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Section 2-2 : $2.24 \text{ m} \leq x \leq 2.46 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - 2.24 q_{s1} \text{ vol} - q_{s2} \text{ pal} (x - 2.24) \Rightarrow \begin{cases} x = 2.24 & \rightarrow T = -11.33 \text{ KN} \\ x = 2.46 & \rightarrow T = -13.04 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - 2.24 \left(\frac{x - 2.24}{2}\right) q_{s1} - (x - 2.24)^2 / 2 q_{s2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 2.24 & \rightarrow M = 1.28 \text{ KN.m} \\ x = 2.46 & \rightarrow M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul du moment fléchissant maximum :

$$T=0 \quad RA - (q_s \text{ vol} \cdot x) = 0 \Rightarrow x = 1.17 \text{ m}$$

$$M_{\max} = RA \cdot x - (q_s \text{ vol} \cdot x^2 / 2) = 7.32 \text{ KN.m}$$

Remarque : les appuis sont semi encastrés donc ils doivent équilibrer un moment :

$$M_a = 0.2 M_{\max}$$

$$M_t = 0.8 M_{\max}$$

❖ Moment en appuis :

$$M_a = -0.2 M_{\max} = -1.464 \text{ KN.m}$$

❖ Moment en travée :

$$M_t = 0.8 M_{\max} = 5.856 \text{ KN.m}$$

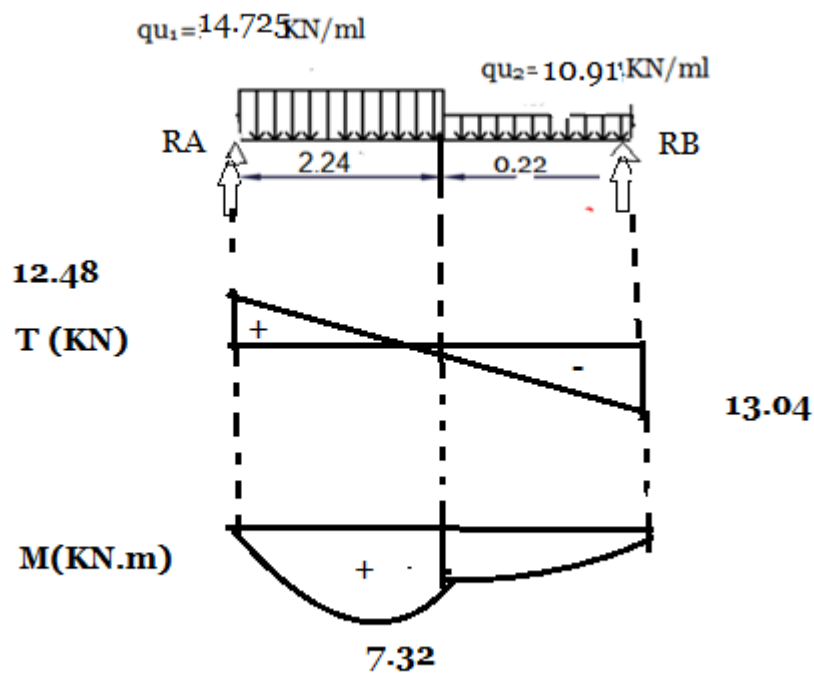


Figure IV.7: Diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants à ELS

	Q Palier (KN/ml)	Q volée (KN/ml)	R_A (KN)	R_B (KN)	X_{max}	M_{max}	M (travée)	M (appui)
ELU	10.91	14.72	17.30	18.08	1.18	10.31	8.255	2.063
ELS	7.81	10.63	12.48	13.049	1.17	7.32	5.856	1.464

Tableau IV.4 : Tableau des sollicitations des escaliers

IV.5 calcul du ferrailage :

✓ ELU :

1. En travée :

$$M_t = 8.255 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{8255}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0.034$$

$$\mu < \mu_L = 0.392 (\text{Acier FeE400})$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A' \neq 0 \\ 1000 \xi_s > 1000 \xi_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.043$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.982$$

$$A_t = \frac{M_t \max}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{8255}{348 \times 0.982 \times 13} = 1.85 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [BAEL91/A.4.2.1]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.85 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$A : 5T12 \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T12 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\min} \Rightarrow A_r = A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_r : 4T8 \rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T8 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

En appui :

$$M_a = 2.064 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu = \frac{M_t \max}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{2064}{100 \cdot 13^2 \cdot 14.2} = 0.008$$

$$\mu < \mu_L = 0.392 (\text{Acier FeE400})$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A' \neq \\ 1000\xi_s > 1000\xi_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.010$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.996$$

$$A_t = \frac{M_t \max}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2064}{348 \times 0.996 \times 13} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [BAEL91/A.4.2.1]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.56 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$A : 5T12 \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T12 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\min} \Rightarrow A_r = A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_r : 4T8 \rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T8 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

ELS :

En travée :

$$M_T^S = 5.856 \text{ KN.m}$$

- On a :
- Section rectangulaire
 - Flexion simple avec $A' \notin$
 - Acier FeE400

$$\text{-Si } \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{8.255}{5.856} = 1.40 \Rightarrow \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.45 \quad \text{CV}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ aucune vérification pour σ

$\Rightarrow$ les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.

en appuis :

$$M_a^U = -4.464 \text{ KN.m}$$

- On a :
- Section rectangulaire
 - Flexion simple avec $A' \notin$
 - Acier FeE400

$$\text{-Si } \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{2.064}{1.464} = 1.40 \Rightarrow \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.45 \quad \text{CV}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ aucune vérification pour σ_s

$\Rightarrow$ les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.

Vérification de la condition de cisaillement : [BAEL91/A.5.2,2]

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = 0,07 f_{c28} = 1,4 \text{ Mpa}$$

$$T_u^{\max} = 18,07 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{18070}{100.13.10^2} = 0.139 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

} $\Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.3. Etude de balcon :

IV.3.1 Définition

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres, sont calculés comme une console de 1 m de largeur sollicitée par une charge permanente G et une surcharge d'exploitation Q

On adopte une épaisseur de $h=15$ cm. Le calcul se fait pour une bande de 1 ml .

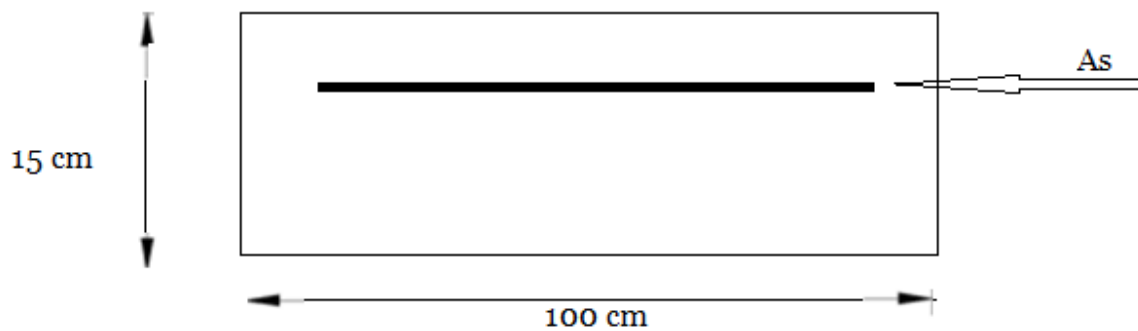


Figure IV.3.1 : coupe transversale d'un mètre linéaire du balcon .

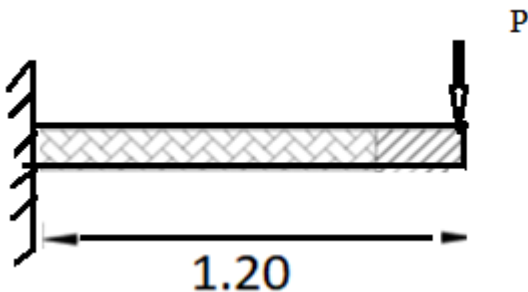


Figure IV.3.2 : schéma statique de balcon

IV.3.2 Descente de charges :

- Charge permanentes :

Désignation	Ep(m)	Poide volumique (KN/m)	G(KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
mortier de ciment	0.02	20	0.40
Lit de sable fin	0.02	17	0.34
Dalle en BA	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.02	18	0.36
Total			5.29

Tableau IV.5 : Charges permanentes de balcon.

Pour une bonde de 1 ml de largeur : $G = 5.29 \times 1\text{m} = \mathbf{5.29 \text{ KN/ml}}$

➤ **Surcharge d'exploitation**

Balcon pour locaux à usage d'habitation : $Q = \mathbf{3.50 \text{ KN/m}^2}$

Pour une bonde de 1 ml de largeur : $G = 3.50 \times 1\text{m} = \mathbf{3.50 \text{ KN/ml}}$

➤ **Calcul de la charge due au poids du mur :**

$$P = G_m \times h$$

Epaisseur du mur : $e = 10 \text{ cm}$ $G_m = 1.44 \text{ KN/m}^2$

Hauteur du mur : $h = 1.2$ $p = 1.44 \times 1.20 = 1.728 \text{ KN /ml}$

➤ **Combinaisons fondamentales :**

ELU :

$$Q_{u1} = 1,35G + 1,5Q \rightarrow Q_{u1} = 12.392 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1,35P = 2.333 \text{ KN/m.}$$

ELS :

$$Q_{s1} = G + Q \rightarrow Q_{s1} = 8.79 \text{ KN/m}$$

$$P_s = P = 1.728 \text{ KN/m.}$$

IV.3.3 Calcul du ferrailage :**➤ ELU**

$$M_u = -(Q_u \times \frac{l^2}{2} + P_u \times l) = -((12.392 \times \frac{1.20^2}{2}) + (2.333 \times 1.20)) =$$

$$\rightarrow M_u = -11.721 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$T_u = Q_u \times L + P_u = 12.392 \times 1.2 + 2.333$$

$$T_u = 17.203 \text{ KN}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$D = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.15 = 0.135 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11721}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.045$$

$$\mu = 0.045 \leq \mu_l = 0.392 \text{ pour acier FeE 400} \rightarrow 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.045 \rightarrow \alpha = 0.057 \rightarrow \beta = 0.974$$

$$A = \frac{11721}{348 \times 0.974 \times 13.5} = 2.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_{fe}} = 0.23 \cdot 100 \cdot 13.5 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} = 2.56 \text{ cm}^2 ; A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 2.56 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4 \text{ T } 12 \rightarrow 4.52 \text{ cm}^2$$

$$E = 15 \text{ cm}$$

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$4 \text{ T } 8 \rightarrow 2.01 \text{ cm}^2$$

$$E = 15 \text{ cm}$$

➤ ELS :

$$M_s = -(Q_s \times \frac{l^2}{2} + P_s \times l) = -((8.79 \times \frac{1.20^2}{2}) + (1.728 \times 1.20)) =$$

$$\rightarrow M_s = -8.402 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$T_s = Q_s \times L + P_s = 8.79 \times 1.2 + 1.728$$

$$T_s = 12.276 \text{ KN}$$

• Détermination des contraintes :

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4.52}{100} = 0.678$$

$$E = 30 \times A \times \frac{d}{b} = 30 \times 4.52 \times \frac{13}{100} = 17.62 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.678 + \sqrt{0.678^2 + 17.62} = 3.57 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^2}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3.57^2}{3} + 15 \times 4.52 \times (13 - 3.57)^2 = 6453.93$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8402}{6453.93} = 1.30$$

- $\sigma_b = K \times Y_1 = 1.30 \times 3.57 = 4.641 \text{ MPa}$
- $\sigma_s = 15 \times k \times (d - Y_1) = 15 \times 1.30 \times (13 - 3.57) = 183.885 \text{ MPa}$

Donc :

Fissuration est considérée comme préjudiciable donc

$$\bullet \quad \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min(266,67; 201,63) = 201.633 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1.6 \text{ (C.B.A. 93.A.4.5.3)}$$

➔ $\sigma_s = 183.885 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$... La contrainte de traction des aciers est vérifiée

Donc les armatures calculées en E.L.U conviennent à l'E.L.S.

➔ $\sigma_b = 4.641 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$... La contrainte de compression du béton est vérifiée

- **Vérification au cisaillement :**

$$T_u = 17.203 \text{ KN}$$

Fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right.$$

- $\tau_u = \frac{17203}{1000 \cdot 130} = 0,132 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \text{CV}$
- .Il n'y a pas de risque de bétonnage

Les armature transversales ne sont Pas nécessaire .

IV.4 L'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse.

Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments, comme il peut servir de garde-corps pour les terrasses accessibles.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre(G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

- **Hypothèses de calcul :**
 - ✓ L'acrotère est sollicité en flexion composée
 - ✓ La fissuration est considérée comme préjudiciable

- **Matériaux :**

Béton de résistance f_{c28} 25Mpa

Acier de limite élastique 400Mpa

Fe

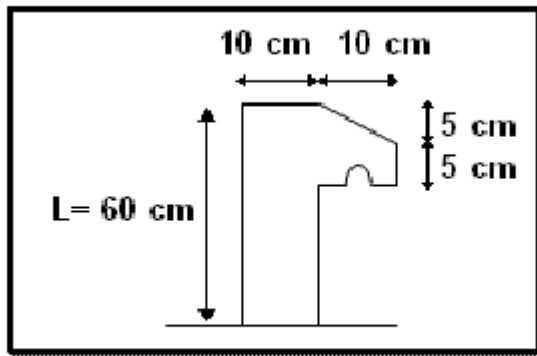


Figure IV.4.1 : coupe transversale de l'acrotère

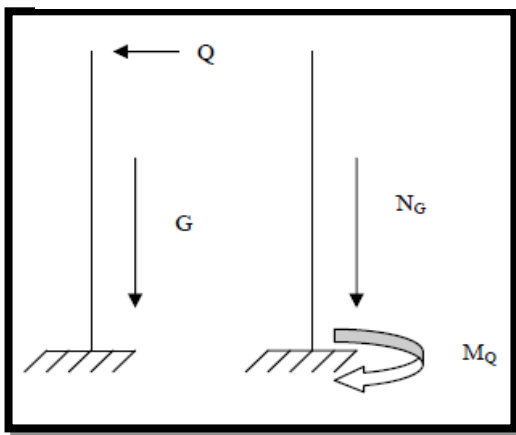


Figure IV.4.2 : Schéma Statique de l'acrotère

IV.4 .1 Détermination des sollicitations :

- Un effort normal dû à son poids propre.
- Une surcharge d'exploitation, on prend le maximum entre (1 KN et F_p)

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \text{ (RPA 99 V 2003)}$$

F_p : force horizontales

A : coefficient d'accélération de zone (zone Iia), $A=0.15$

C_p : facteur de force horizontale (élément en console), $C_p=0.8$

W_p : poids de l'acrotère

S :la surface de l'acrotère :

$$S=(0.05 \times 0.1)/2 +(0.05 \times 0.1) +0.6 \times 0.1=0.0675 \text{ m}^2$$

$$W_p=0.0675 \times 25 =1.68 \text{ KN/ml}$$

$$F_p=4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.68 \quad \quad \quad F_p=0.806 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELU :**

$$\text{La surcharge d'exploitation : } Q_u = 1.5 F_p \quad \quad \quad Q_u=1.209 \text{ KN}$$

$$\text{La charge permanente : } N_u = 1.35 W_p \quad \quad \quad N_u = 2.268 \text{ KN}$$

$$\text{Moment d'encastrement : } M_u = h Q_u \quad \quad \quad M_u = 0.725 \text{ KN}$$

➤ **ELS :**

$$\text{La surcharge d'exploitation : } Q_s = F_p \quad \quad \quad Q_s=0.806 \text{ KN}$$

$$\text{La charge permanente : } N_s = W_p \quad \quad \quad N_s = 1.68 \text{ KN}$$

$$\text{Moment d'encastrement : } M_s = h Q_s \quad \quad \quad M_s = 0.483 \text{ KN}$$

IV.4 .2 Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{M}{N}$$

➤ **ELU**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.725}{2.268} = 0.31 \text{ m}$$

$$e = 0.31 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.03 \text{ m}$$

Donc La section est partiellement comprimée, et elle sera calculée en flexion simple sous un moment M_1 .

$$M_1 = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c \right) = 0.7711 \text{ KN.m}$$

$$C = 0.02 \text{ m}$$

$$H = 0.1 \text{ m}$$

IV.4 .3.Détermination du ferrailage :**➤ E.L.U :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \rightarrow \mu = \frac{771.1}{100 \cdot 8^2 \cdot 14.20}$$

$\rightarrow \mu = 0,0084 < 0,392$ donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

➤ Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{77110}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Sollicitation réelle (flexion composée) :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,27 - \frac{2268}{100 \times 348} = 0.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.966 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : $A_s = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 0.966 \text{ cm}^2$.

➤ Choix des armatures :

$$A_s = 4 \text{ T10} = 3,14 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures de répartition :

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

Choix : $A_r = 3 \text{ HA8} = 1,509 \text{ cm}^2$

➤ E.L.S :**➤ Vérification des contraintes de cisaillement :**

Suivant l'article A.2.1.1 des règles BAEL modifié 99, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ Mpa})$$

Contrainte tangente :

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

$$T_{\max} = 1.5 \times F_p = 1.5 \times 0.806 = 1.209 \text{ KN}$$

$$T_u = 1209/100 \times 0.08 \times 100 = 1.51125 \text{ Mpa}$$

Constraint tangent limits :

$$\tau'_u = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau'_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \tau'_u$ Il n'y a pas de reprise de betonage

Les armateur transversale ne sont pas nécessaire

Chapitre V :

Etude Sismique

Chapitre V. Etude Sismique

V.1.Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le Jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.2. Méthode de calcul :

Selon l'article **4.1.1** de **RPA99**, les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- méthode statique équivalente ;
- méthode dynamique modale spectrale.

V.2. 1 méthode statique équivalente :

➤ Principe de la méthode : [RPA99/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement suivant deux directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux des forces réelles

➤ conditions d'application : [RPA99/4.1.2]

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

-Régularité en plan : [RPA99/3.5.1.a]

a1- Le bâtiment doit être présenté une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

a2- A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique.

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

a₃- Le rapport longueur / largeur du plancher est inférieur à 4.

a₄- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

- **Régularité en élévation : [RPA99/3.5.1.b]**

b₁- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

b₂- Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

b₃- La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois la plus petite dimension.

➤ **vérification des conditions d'application :**

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque notre bâtiment ne vérifie pas toutes les conditions de **l'article 4.1.2** ; d'où la méthode utilisable c'est la méthode d'analyse modale spectrale. **[RPA99/4.1.3]**

V.3. Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et, une rotation d'axe verticale).

[RPA99/4.3.2]

- **Détermination les charges:**

pour notre cas, on a trois types de charges :

Charges permanentes G

Contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la Poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.

Charges d'exploitation Q

les charges d'exploitation distribués par les planchers aux poutres.

Les forces sismiques E

contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre de réponse dans les trois sens (X ,Y et Z) .

- **Détermination les combinaisons des charges :**

1) $1.35G + 1.5Q$

2) $G + Q$

3) $0.8G + E$

4) $0.8G - E$

5) $G + Q + E$

6) $G + Q - E$

V.3. 1 Évaluation de la force sismique :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : coefficient de la zone (**tableau 4 -1 de RPA 99**) ;

D : facteur d'amplification dynamique ;

Q : facteur de qualité (**tableau 4 -4 de RPA 99**) ;

R : coefficient de comportement (**tableau 4 -3 de RPA 99**) ;

W : poids totale de la structure.

V.4.Résultante de la force sismique :

La force sismique totale sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure.

A la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente. **Article 4-3-6 (RPA 99).**

V.4.1 Calcul de la force sismique :

➤ Coefficient d'accélération de la zone A :

A : donné par le **tableau 4 -1** du **RPA 99** suivant la zone et le groupe d'usage du bâtiment. La zone d'implantation de notre structure est Oran classée comme zone IIa dans la carte sismique

On à $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2 (ouvrage courant d'importance moyenne)} \end{array} \right.$

Donc :

$$\mathbf{A=0,15}$$

➤ **Coefficient de comportement R :**

D'après le **tableau 4-3** de RPA 99, l'évaluation du coefficient de comportement **R** est :

Suivant la description du system de contreventement. On a (seuqitrop contreventés par des voiles) donc **R=4**

➤ **Facteur de qualité Q :**

(**tab 4 -4** de RPA99) Il est donné par l'expression $Q = 1 + \sum_i Pq_i$

Critère q	Pq	
	observé	N/ observé
1- conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2- redondance en plan.	0	0,05
3- régularité en plan.	0	0,05
4- régularité en élévation.	0	0,05
5- contrôle de la qualité des matériaux.	0	0,05
6- contrôle de la qualité de l'exécution..	0	0,10

Tableau V -1 : Valeurs des Critère q

Critère	1	2	3	4	5	6	SOMME
P_{qx}	0	0	0.05	0	0,05	0,10	$q_x=1,2$
P_{qy}	0	0	0.05	0	0,05	0,10	$q_y=1,2$

Tableau V-2 : Valeurs des pénalités Pq

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_{qi}$$

$$Q=1.2$$

Pourcentage d'amortissement critique ξ :

$\xi = 7\%$ portiques (remplissage : béton armé).

Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{\xi + 2}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{7 + 2}} = 0.88 > 0.7$$

Période fondamentale de la structure :

Selon le **RPA99**, la formule de la période fondamentale est :

T : la valeur de la période fondamentale de la structure ; **[RPA99/4.2.4]**

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 30.6 \text{ m}$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage (**$C_T = 0,05$** contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé). **[RPA99/Tableau 4.6]**

D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 25 \text{ m}$$

$$D_y = 18 \text{ m}$$

$$T = \begin{cases} C_T h_N^{3/4} = 0,6505s \\ \frac{0,09h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,550s \dots\dots \text{suivant } x-x \\ \frac{0,09h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,649s \dots\dots \text{suivant } y-y \end{cases}$$

Le facteur D :

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta \text{ ----- } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \text{ ---- } T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \text{ --- } T \geq 3\text{sec} \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site donnée par le **tableau 4-7** (RPA 99)

$$(\text{Site S2}) \quad T_2 = 0,40 \text{ sec} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \Rightarrow D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,4}{0,550}\right)^{2/3}$$

$$\mathbf{D_x = 1.77}$$

$$\rightarrow T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \Rightarrow D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,4}{0,649}\right)^{2/3}$$

$$\mathbf{D_y = 1.59}$$

➤ **Calcul de poids total de la structure W : (voir tableau VI.3)**

D'après le **RPA 99** le poids total de la structure $\mathbf{W = W_G + \beta W_P}$

Le coefficient β est donné par le tableau **4 – 5 (RPA 99)**

on prend $\beta = 0.2$

D'après le fichier des résultats de L'ETABES on a $W = 33923.3375 \text{ KN}$

➤ **Calcul de V :**

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.77 \times 1.3}{4} \times 33923.3375 = 2927.159 \text{ KN}$$

$$0.8V_x = 2341.727 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.59 \times 1.3}{4} \times 33923.3375 = 2929.482 \text{ KN}$$

$$0.8V_y = 2103.586 \text{ KN}$$

➤ **La résultante des forces sismique :**

D'après le fichier des résultats de L'ETABES on a :

Sens xx :

$$V_x = 2927.159 \text{ KN} > 0.8V_x = 2341.727 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

Sens yy :

$$V_y = 2927.159 \text{ KN} > 0.8V_y = 2103.586 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

V.4.2 Vérification de période :

Pour les structure représentées par des mode les plans dans 2 direction orthogonales, Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune dans 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée)

Le nombre minimal de modes (k) à retenir doit être tel que : $K > 3 N^{1/2}$ $T_k \leq 0.2 \text{ s}$

(RPA 99 version 2003 /4.14)

Avec N :le nombre de niveaux au dessus du sol (N =9)

Tk :la période du mode K

K = 9 modes

Mode	Période (s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0.576	0.000002	0.6509	0.000002	0.6509
2	0.482	0.601	1.687E-06	0.601	0.6509
3	0.419	0.0544	9.284E-07	0.6554	0.6509
4	0.131	5.232E-07	0.2063	0.6554	0.8573
5	0.113	0.2053	8.295E-07	0.8607	0.8573
6	0.092	0.0019	0	0.8626	0.8573
7	0.057	1.702E-06	0.0777	0.8626	0.9349
8	0.051	0.0759	0.00000151	0.9385	0.9349
9	0.04	0.0001	0	0.9386	0.9349
10	0.034	1.259E-06	0.0349	0.9386	0.9698
11	0.031	0.0333	0.00000122	0.9719	0.9698
12	0.024	5.87E-07	0.0168	0.9719	0.9866

Tableau. V.3. Période et facture de participation massique du modèle

- Le nombre de modes $12 > 9$ CV
- $T_{12}=0.024 \leq 0.20s$ CV

D'après RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique (ETABS), ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la période fondamentale

$$T_{dyn,x} = 0.576 \text{ sec}$$

$$T_{dyn,y} = 0.482 \text{ sec}$$

Nous avons:

$$1.3 \times T_x = 0.7488 > T_{dyn,x} = 0.576 \text{ sec} \quad \text{CV}$$

$$1.3 \times T_y = 0.6266 > T_{dyn,y} = 0.482 \text{ sec} \quad \text{CV}$$

V.4.3 Vérification des Déplacements :

Les déplacements horizontaux à chaque niveau « **k** » de la structure sont donné par le **RPA** dans l'article 4.4.3 est calculés comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i

R : Coefficient de comportement

δ_k : déplacements horizontaux à chaque niveau **k**

Le RPA (art 4-4-3) donne également le déplacement relatif au niveau « **k** » par rapport au niveau « **k-1** » selon la formule suivant :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

-Ces déplacements relatifs ne doivent pas dépasser un centième de la hauteur d'étage (**RPA art 5-10**)

$$\Delta_{adm} = 1\% h_e$$

V.4.4 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : [RPA99/5.9]

les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k

$$\sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveaux k-1

h_k : hauteur de l'étage k

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$,les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$
- Si $\theta_k > 0,20$,la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Calcul V_k :

$$V_k = \frac{w_i \times h_i \times v_t}{\sum w_i \times h_i}$$

Avec :

W_i : le poids propre de l'étage

h_i : la hauteur cumuler a la base de la structure

v_t : la force sismique totale

Les modes		UX (mm)	UY (mm)	UZ (mm)	Rx (rad)	Ry(rad)	Rz (rad)
1	EX Max	8.536	2.939	1.021	0.00014	0.000395	0.000235
1	EY Max	0.035	12.746	0.037	0.000447	0.000002	0.000001
2	EX Max	8.536	1.765	0.95	0.000078	0.000387	0.000235
2	EY Max	0.035	12.741	0.047	0.000447	0.000003	0.000001
3	EX Max	8.536	0.591	0.038	0.000089	0.000008	0.000235
3	EY Max	0.035	12.737	0.258	0.000396	0.000024	0.000001
4	EX Max	8.536	0.584	0.098	0.000055	0.000146	0.000235
4	EY Max	0.035	12.732	0.268	0.000375	0.000012	0.000001
5	EX Max	8.536	1.758	0.043	0.000055	0.000103	0.000235
5	EY Max	0.035	12.727	0.255	0.000393	0.000008	0.000001
6	EX Max	8.536	2.932	0.338	0.000139	0.000283	0.000235
6	EY Max	0.035	12.722	1.369	0.000593	0.000101	0.000001
7	EX Max	9.014	2.939	0.174	0.000092	0.000249	0.000235
7	EY Max	0.031	12.746	0.036	0.000213	0.000001	0.000001
8	EX Max	9.014	1.765	0.013	0.000058	0.000071	0.000235
8	EY Max	0.031	12.741	0.038	0.000208	0.000007	0.000001
9	EX Max	9.014	0.591	0.778	0.000011	0.000164	0.000235
9	EY Max	0.031	12.737	0.128	0.000224	0.000006	0.000001
10	EX Max	9.014	0.584	0.767	0.000014	0.000225	0.000235
10	EY Max	0.031	12.732	0.103	0.000235	0.000015	0.000001
11	EX Max	9.014	1.758	0.044	0.000038	0.000025	0.000235
11	EY Max	0.031	12.727	0.106	0.000253	0.000084	0.000001
12	EX Max	9.014	2.932	0.291	0.000137	0.000279	0.000235
12	EY Max	0.031	12.722	1.295	0.000584	0.000101	0.000001

Tableau. V.4: tableau de vitrification de déplacement

Chapitre VI :

ETUDE DES

PORTIQUES

Chapitre VI : ETUDE DES PORTIQUES**VI .1 Introduction :**

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) et horizontaux (poutre).
L'assemblage des poteaux et de la poutre constitue les portiques.

VI.2 Définition :**VI.2 .1 Les poteaux :**

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planchers, poutres par point d'appuis isolés.

VI.2 .2 Les poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

VI.3 Ferrailage des portiques :

- VI.3.1 Combinaisons fondamentales :

$$ELU \rightarrow 1.35G + 1.5P \quad [\text{B.A.E.L91/A.3.3.2}]$$

$$ELS \rightarrow G + P \quad [\text{B.A.E.L91/A.3.3.3}]$$

- Combinaisons accidentelles : [RPA99/5.2]

$$A_{acc1} \rightarrow G + P + E$$

$$A_{acc2} \rightarrow G + P - E$$

$$A_{acc5} \rightarrow 0.8G + E$$

$$A_{acc6} \rightarrow 0.8G - E$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel ETABS 2016

VI.3.1. Le ferrailage des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutre principales (30 x 35) cm²
- Poutre secondaires : (30 x 30) cm²

✓ Armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

- Condition de non fragilité: [BAEL91/A4.2,1]

$$\blacksquare A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Condition de RPA99: [RPA99/A7.5.2.1]

Sachant que notre tour est implantée en zone II a, on a :

Le pourcentage total minimum des armatures longitudinales :

- $A_{\min} = 0.5\%$ de la section de béton.

Le pourcentage total maximum des armatures :

- $A_{\max} = 4\%$ de la zone courante
- $A_{\max} = 6\%$ de la zone de recouvrement.

La longueur de recouvrement : $40\phi_{\max}$

✓ Armatures transversales :

Condition de RPA99: [RPA99/A7.5.2.2]

La quantité d'armatures transversales minimales est:

$$A_{t\min} = 0.003 \times \delta_t \times b$$

Avec :

b : largeur de la poutre;

S_t : espacement des armatures transversales avec :

- $\delta_t = \min(h/4; 12\phi_l; 30\text{cm})$ en zone nodale
- $\delta_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Exemple de calcul :

Poutres principales : (35×50)

a) Section de calcul :

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

$$h = 35\text{cm}$$

$$d = 0.9h = 31.5\text{cm}$$

Les sollicitations de calcul :

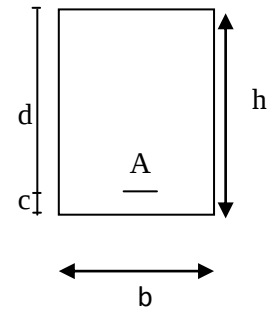


Figure VI 1. Section de calcul.

✓ ELU :

Le moment fléchissant et effort tranchant maximaux pour le calcul à l'ELUR sont ceux obtenus par combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \text{.Situation durable :} \\ 1.35G + 1.5Q \\ \text{.Situation accidentelle :} \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow M_u^{\max}, T_u^{\max}$$

✓ ELS :

Le moment fléchissant à l'ELS est obtenu par la combinaison suivante :

$$G + P \Rightarrow M_s^{\max}$$

Les valeurs des sollicitations sont donc :

En travée :

$$\text{ELU} \rightarrow M_t^u = 65.376 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} \rightarrow M_t^s = 47.664 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$\text{ELU} \rightarrow M_a^u = -83.877 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} \rightarrow M_a^s = -61.412 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_u^{\max} = 155.735 \text{ KN}$$

➤ **Les armatures longitudinales :**

➤ **E.L.U. :**

En travée :

$$M_{\max T} = 65.376 \text{ kN.m}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{c28}$$

$$\mu = 65376 / (30)(31.5)^2(14.2) = 0.154 < 0.392$$

$$\mu < \mu_L = 0.392 (\text{Acier FeE400})$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A' \neq 0 \\ 1000 \xi_s > 1000 \xi_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.210$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.916$$

$$A_t = \frac{M_t \max}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{65376}{348 \times 0.916 \times 31.5} = 6.15 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [BAEL91/A4.2.1] :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 6.15 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S. :**

$$M_t^s = 47.664 \text{ KN.m}$$

{ Fissurations préjudiciable.
flexion simple
Section rectangulaire
FeE400

$$\rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

$$\gamma = \frac{65.376}{47.664} = 1.37$$

$$\alpha = 0.210 < 0.43 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

➤ **Détermination des armatures :**

$$4T16+2T14=11.12 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$M_a^u = -83.877 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{c28}$$

$$\mu = 83877 / (30)(31.5)^2(14.2) = 0.198 < 0.392$$

$$\mu < \mu_L = 0.392 (\text{Acier FeE400})$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A' \neq \\ 1000 \xi_s > 1000 \xi_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.278$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.888$$

$$A_t = \frac{M_t \max}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{83877}{348 \times 0.916 \times 31.5} = 8.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 8.35 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S. :**

$$M_t^s = -61.412 \text{ KN.m}$$

{ Fissurations préjudiciable.
Flexion simple
Section rectangulaire
FeE400

$$\rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'E.L.S.

$$\gamma = \frac{83.877}{61.412} = 1.36$$

$$\alpha = 0.278 < 0.43 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

➤ **Détermination des armatures :**

$$4T16+2T14=11.12 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures transversales :**

- Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne c-à-d :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad [\text{BAEL91/A.5.1,211}]$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \quad [\text{BAEL91/A.5.1,1}]$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 f_{ct28}/\gamma_b; 5 \text{ MPa}) \rightarrow \text{fissuration peu nuisible} \quad [\text{BAEL91/A.5.1,211}]$$

On a:

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 1.64 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$$

⇒ Les armatures transversales (cadres + étriers) sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

➤ **Diamètre des armatures transversales : φ_t** [BAEL91/A.7.2,9]

$$\varphi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l^{\min} \right] \text{ mm.}$$

$$\varphi_t \leq 1 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } \varphi_t = 10 \text{ mm avec une nuance d'acier FeE235}$$

Les armatures transversales sont donc : (cadres +étrier)

$$A_t = 2 \varphi_t 8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$(1) \quad \left\{ \begin{array}{l} \delta_t \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 f_{ct28})} \quad [\text{BAEL91/A.5.1,23}] \\ \delta_t \leq \min(0.9 d; 40 \text{ cm}) \quad [\text{BAEL 91/A.5.1,22}] \\ \delta_t \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} \quad [\text{BAEL 91/A.5.1,22}] \end{array} \right.$$

On prend $\delta_t = 10\text{cm}$

VI .3.2Vérification les résultats obtenues par les conditions de RPA 99:

Espacement des armatures :

1) Dans la zone courante : $15 \times (h/2) \leq 25\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

2) Dans la zone nodale : $\delta_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right)$

$$\delta_t = \min (8.75; 12 \times 2) \text{ cm}$$

$$\delta_t = 10\text{cm}$$

	Armature finale	
	PP (30x35)	PS (30x30)
Travée	4T16+2T14	6T14
Appui	4T16+2T14	3T14+2T12

Tableau VI.1. Tableau de ferrailage.

➤ Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planchers, poutres par point d'appuis isolés

Leurs rôles :

- supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) ;
- participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :
- effet du vent ;
- effet de la dissymétrie des charges ;
- effet de changement de la température;
- effet des efforts sismiques.
- limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y) (voir fig.VII.1), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et ; le moment fléchissant M selon les cas suivants :

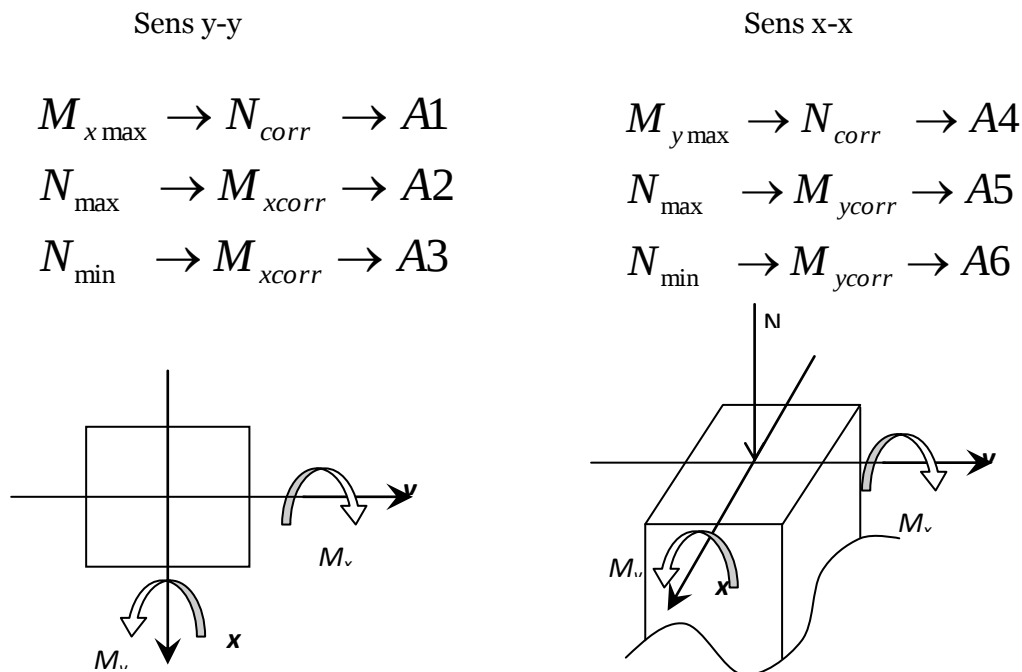


Figure. VI.2: Direction des moments et effort normal dans un poteau.

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou flexion composée selon le type de l'effort normal (N) et sa position (e_1) par rapport au noyau central de la section (voir fig.2).

[C.B.A.93/B.8.2.1.0]

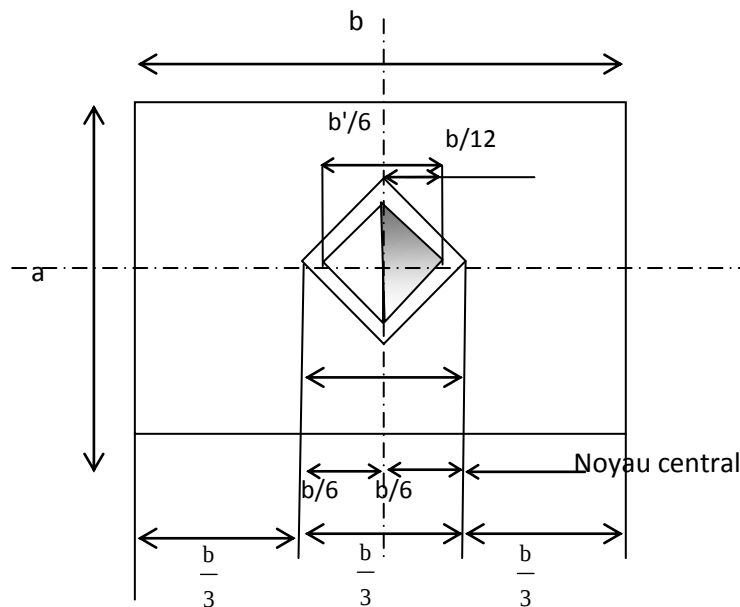


Figure VI.3. Schéma de noyau centrale

1. Compression simple si N est dans le noyau central c.à.d :

- $e_1 \leq \frac{h}{12}$ Pour section rectangulaire;

2. flexion composée si N est hors le noyau central, c.à.d :

- $e_1 > \frac{h}{12}$ Pour section rectangulaire;

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel SAP 2000 sous les combinaisons d'action suivantes :

on prend le cas le plus défavorable **(1,35G+1,5Q)** pour la situation durable et **(G+Q±E)** et **(0.8G±E)** pour la situation accidentelle. **[RPA99/V.5.2]**

➤ Le ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99 et le BAEL91.

✓ Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

• Conditions de RPA99 : [RPA99/7.4.2.1]

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.
- leur pourcentage maximale sera de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- le diamètre minimum est de 12mm
- la longueur minimale de recouvrement est de de :
 - 40ϕ en zone II a
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25cm en zone II a
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$l'=2h$$

$$h'=\max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{ cm}\right)$$

Avec :

h : la hauteur de la poutre;

b et a : section d'un poteau;

h_e : la hauteur libre entre deux étages.

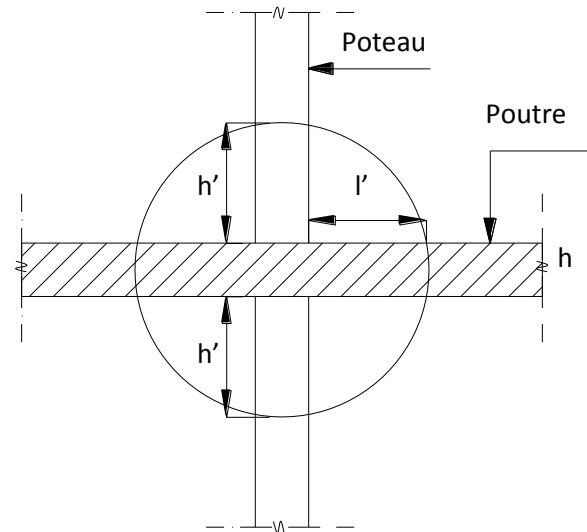


Figure VI.4. La zone nodale

• Conditions de BALE 91 :

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

[B.A.E.L91/A.8.1,21]

- $A_l \geq 4cm^2$ par mètre de périmètre
 - $0.2\%B \leq A_l \leq 5\%B$
- } Pour une section entièrement comprimée.

Avec B : la section totale du poteau.

- $A_{\min} = 0.23 \frac{ft28}{fe} b_0 d \frac{e - 0.45d}{e - 0.185d}$ pour une section partiellement comprimée.

Avec :

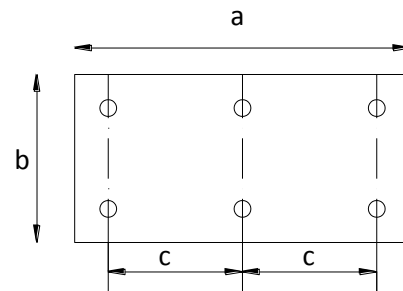
e : excentricité totale de l'effort normal ;

d : hauteur utile de la section.

$$- A_{\min} = \frac{ft28}{fe} B \text{ pour une section entièrement tendue.}$$

- Pour les sections rectangulaires, la distance maximale c de deux barres voisines doit Respecter la condition suivante :

$$- c \leq \min (b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$$



b :étant le petit côté du rectangle .

Figure.VII.5.Espacement entre les armatures

- **Les armatures transversales :**

Conditions de RPA99 : [RPA99/7.4.2.2]

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

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

T_u : effort tranchant;

a: hauteur totale de la section brute

f_c : limite élastique des armatures transversales;

ρ_a : coefficient dépend de l'élancement géométrique λ_g

$$\rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

- δ_t : espacement entre les armatures transversales;

Dans la zone nodale :

$$\delta_t \leq \min (10\varnothing_l ; 15\text{cm}) \quad (\text{zone IIa})$$

Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15\varnothing_l \quad (\text{zone IIa})$$

- Section minimale des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{\delta_t \times b} \text{ en \% est donné comme suit:}$$

Si:

$$-\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.4\%$$

$$-\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$$

$-3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ interpolation des valeurs limites précédentes avec:

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec:

a et b: dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée
et

L_f : longueur du flambement.

- **Conditions de BAEL91 : [BAEL91/A.8.1.3]**

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{l \max}$$

- L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min(15\varphi_{l \min}, 40\text{cm}, b + 10\text{cm})$$

Avec :

b : la plus petite dimension de la section transversale du poteau

$\varphi_{l \min}$: le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance

- Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

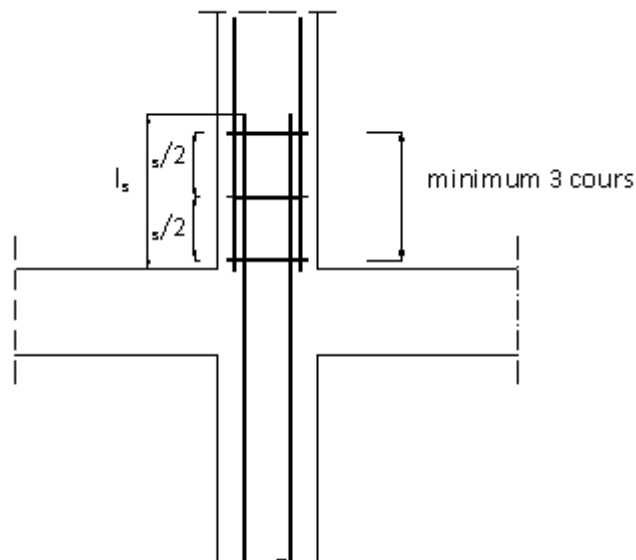


Figure.VI.6. Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

combinaison	solicitation	poteaux			
		30x30	35x35	40x40	45x45
ELU	N max	-15.884	-35.6035	-133.6438	-130.0798
	M	29.5109	43.6264	55.6239	51.4258
0.8G+E	Nmax	-6.8345	-18.2049	-67.1975	-65.242
	M	18.4066	24.4654	31.7526	29.1048
G+Q+E	N max	-10.3386	-25.4622	-95.4417	-92.3384
	M	25.2883	34.595	44.8098	41.1234

Tableau VI.2.Les sollicitations de calcul.

VI. 4.1. Calcul des armatures :

(Exemple de calcul : poteau (40×40) cm²)

Les armatures longitudinales :

$$b = 40 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm} \quad d = 36 \text{ cm}$$

Cas 1 :

Calcul A_1

Sens x-x

$$M = 55.623 \text{ KN.m}$$

$$N = -133.643 \text{ KN}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = 41.62 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{12} = 3.33 \text{ cm}$$

$$e_1 > \frac{h}{12} \Rightarrow \text{L'effort normal est appliqué hors du noyau central}$$

$\Rightarrow$ La section sera sollicitée à flexion composée

Remarque :

Dans les pièces comprimées, il apparaît un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué $\Rightarrow$ les pièces soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

Dans tous les poteaux de notre structure, l'élancement $\lambda < 35$ (voir pré dimensionnement des poteaux) avec :

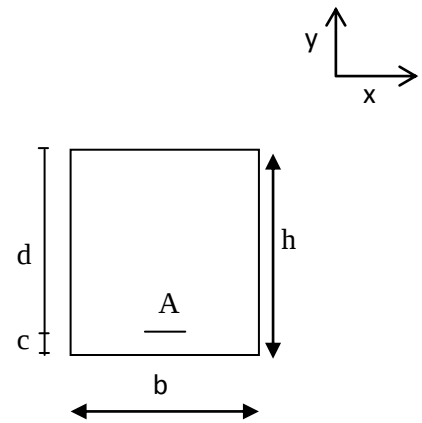


Figure VI.7 Section de calcul

$$\lambda = 2 \times \sqrt{3} \frac{l_f}{h} < 35 \Rightarrow \frac{l_f}{h} < 10.11 \quad \left(\frac{l_f}{h} : \text{Élancement géométrique} \right)$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{h} \leq \max \left[15; 20 \frac{e_1}{h} \right] \text{ dans tous les cas } \Rightarrow \text{le poteau est peut élancé.}$$

Donc, la section peut être justifiée en flexion composée vis-à-vis l'état limite ultime de résistance, à condition de remplacer l'excentricité du 1^{er} ordre e_1 par une excentricité majorée **[BAEL91/A4.3.5]**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{l_0}{250} \right] : \text{Excentricité additionnelle;}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \cdot \varphi) : \text{excentricité du second ordre;}$$

$l_f = 0.7l_0$: longueur de flambement ;

l_0 = longueur libre du poteau.

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{esr}} \right) \text{ et } \alpha \in [0 \div 1]$$

φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanées sous la charge considérée; φ est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u \text{ inchangé} \quad M_u = e \times N_u$$

Pour notre cas:

$$l_0 = 306 \text{ cm.}$$

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{l_0}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \cdot \varphi) = \frac{3 \times 214.2^2}{10^4 \times 40} (2 + 1 \times 2) = 1.38 \text{ cm} \quad e = e_1 + e_a + e_2$$

$$e = 41.62 + 2 + 1.38 = 66.24 \text{ cm}$$

$e = 66.24 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 16 \text{ cm} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée. $\Rightarrow$ Le calcul se ramène en flexion simple avec un moment fictif (M_f) par rapport aux armatures tendues :

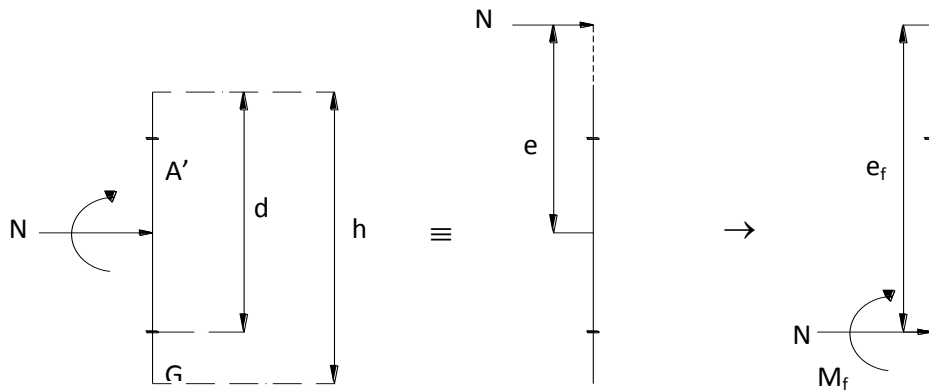


Figure VI.8. Schéma des sollicitations de calcul.

$$M_f = N \times e_f$$

$$M_f = N \times \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_f = 133.643 \times [45 + (36 - 20)] \times 10^{-2}$$

$$M_f = 81.52 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{81522}{14.2 \times 40 \times (36)^2} = 0.110 < \mu_L = 0.379$$

$$\Rightarrow A' \neq \text{et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,146; \quad \beta = 0,941$$

$$A = \frac{M_1}{\sigma_b \times \beta \times d} = \frac{81522}{400 \times 0,941 \times 36} = 6.016 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 4.02 - \frac{67.714 \times 10^3}{100 \times 400} = 2.691 \text{ cm}^2$$

$$A_2^{\text{case2}} = 2.691 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales:

$$\text{Selon BAEL91 : } 0.2\%B \leq A_l \leq 5\%B \Rightarrow 3.2 \text{ cm}^2 \leq A_2 \leq 80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Selon RPA99 : } A_{\min} = 0.8\%(B) = 12.8 \text{ cm}^2$$

Cas 2 :

calcul A_2

$$M = 31.752 \text{ KN.m}$$

$$N = -67.197 \text{ KN}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = 47.25 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{12} = 3.33 \text{ cm}$$

$$e_1 > \frac{h}{12} \Rightarrow \text{L effort normal est appliqué hors du noyau centrale}$$

$\Rightarrow$ La section sera sollicitée à flexion composer

Remarque :

Dans les pièces comprimées, il apparaît un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué $\Rightarrow$ les pièces soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

Dans tous les poteaux de notre structure, l'élancement $\lambda < 35$ (voir pré dimensionnement des poteaux) avec :

$$\lambda = 2 \times \sqrt{3} \frac{l_f}{h} < 35 \Rightarrow \frac{l_f}{h} < 10.11 \quad \left(\frac{l_f}{h} : \text{Élancement géométrique} \right)$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{h} \leq \max \left[15; 20 \frac{e_1}{h} \right] \text{ dans tous les cas } \Rightarrow \text{le poteau est peut élancé.}$$

Donc, la section peut être justifiée en flexion composée vis-à-vis l'état limite ultime de résistance, à condition de remplacer l'excentricité du 1^{er} ordre e_1 par une excentricité majorée

[BAEL91/A4.3.5]

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{l_0}{250} \right] : \text{Excentricité additionnelle;}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \cdot \varphi) : \text{excentricité du second ordre;}$$

$$l_f = 0.7l_0 : \text{longueur de flambement ;}$$

$$l_0 = \text{longueur libre du poteau.}$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{esr}} \right) \text{ et } \alpha \in [0 \div 1]$$

φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanées sous la charge considérée; φ est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent :

N_u inchangé

$$M_u = e \times N_u$$

Pour notre cas:

$$l_0 = 306 \text{ cm.}$$

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{l_0}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \cdot \varphi) = \frac{3 \times 214.2^2}{10^4 \times 40} (2 + 1 \times 2) = 1.38 \text{ cm} \quad e = e_1 + e_a + e_2$$

$$e = 62.86 + 2 + 1.38 = 66.24 \text{ cm}$$

$e = 66.24 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 16 \text{ cm} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée. $\Rightarrow$ Le calcul se ramène en

flexion simple avec un moment fictif (M_f) par rapport aux armatures tendues :

$$M_f = N \times e_f$$

$$M_f = N \times \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_f = 67.167 \times [66.24 + (36 - 20)] \times 10^{-2}$$

$$M_f = 55.238 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{55238}{14.2 \times 40 \times (36)^2} = 0.0750 < \mu_L = 0.379$$

$$\Rightarrow A' \nexists \text{ et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0.097; \quad \beta = 0.961$$

$$A = \frac{M_1}{\sigma_b \times \beta \times d} = \frac{55238}{400 \times 0.961 \times 36} = 3.99 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 4.02 - \frac{67.714 \times 10^3}{100 \times 400} = 2.31 \text{ cm}^2$$

$$A_2^{\text{case2}} = 2.31 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales:

$$\text{Selon BAEL91 : } 0.2\%B \leq A_l \leq 5\%B \Rightarrow 3.2 \text{ cm}^2 \leq A_2 \leq 80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Selon RPA99 : } A_{\min} = 0.8\%(B) = 12.8 \text{ cm}^2$$

Cas 3 :

calcul A₃

$$M = 44.809 \text{ KN.m}$$

$$N = -95.441 \text{ KN}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = 46.95 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{12} = 3.33 \text{ cm}$$

$$e_1 > \frac{h}{12} \Rightarrow \text{L effort normal est appliqué hors du noyau centrale}$$

$\Rightarrow$ La section sera sollicitée à flexion composée

Remarque :

Dans les pièces comprimées, il apparaît un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué $\Rightarrow$ les pièces soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

Dans tous les poteaux de notre structure, l'élancement $\lambda < 35$ (voir pré dimensionnement des poteaux) avec :

$$\lambda = 2 \times \sqrt{3} \frac{l_f}{h} < 35 \Rightarrow \frac{l_f}{h} < 10.11 \quad \left(\frac{l_f}{h} : \text{Élancement géométrique} \right)$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{h} \leq \max \left[15; 20 \frac{e_1}{h} \right] \text{ dans tous les cas } \Rightarrow \text{le poteau est peut élancé.}$$

Donc, la section peut être justifiée en flexion composée vis-à-vis l'état limite ultime de résistance, à condition de remplacer l'excentricité du 1^{er} ordre e_1 par une excentricité majorée.

[BAEL91/A4.3.5]

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{l_0}{250} \right] : \text{Excentricité additionnelle;}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \cdot \varphi) : \text{excentricité du second ordre};$$

$l_f = 0.7 l_0$: longueur de flambement ;

l_0 = longueur libre du poteau.

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_{esr}} \right) \text{ et } \alpha \in [0 \div 1]$$

φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanées sous la charge considérée; φ est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent:

$$N_u \text{ inchangé} \qquad M_u = e \times N_u$$

Pour notre cas:

$$l_0 = 306 \text{ cm.}$$

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{l_0}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \cdot \varphi) = \frac{3 \times 214.2^2}{10^4 \times 40} (2 + 1 \times 2) = 1.38 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

$$e = 46.95 + 2 + 1.38 = 50.33 \text{ cm}$$

$$e = 50.33 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 16 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

$\Rightarrow$ Le calcul se ramène en flexion simple avec un moment fictif (M_f) par rapport aux armatures tendues .

$$M_f = N \times e_f$$

$$M_f = N \times \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

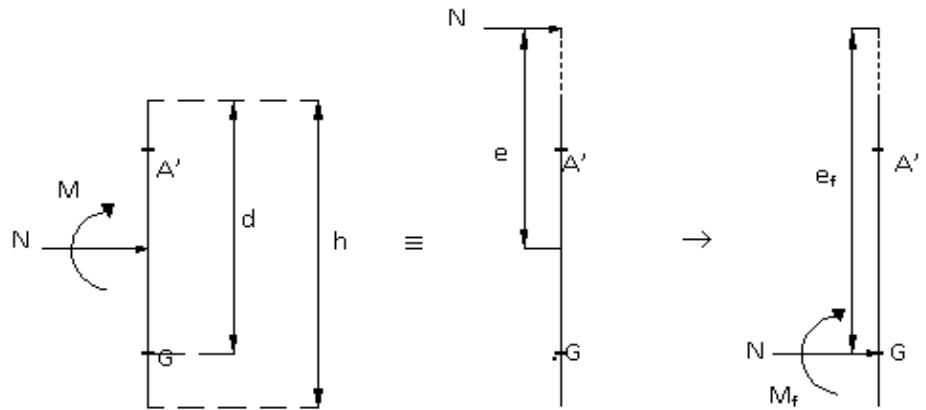


Fig.VI.9. Schéma des sollicitations de calcul.

$$M_f = 95.441 \times [50.30 + (36 - 20)] \times 10^{-2}$$

$$M_f = 63.277 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{63277}{14.2 \times 40 \times (36)^2} = 0.085 < \mu_L = 0.379$$

$$\Rightarrow A' \neq \text{et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0.111; \quad \beta = 0.955$$

$$A_f = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{63277}{400 \times 0.955 \times 36} = 4.60 \text{ cm}^2$$

$$A_3^{cas3} = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 4.60 - \frac{95.441 \times 10^3}{100 \times 400} = 2.21 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_3^{cas3} = 2.21 \text{ cm}^2}$$

➤ **Les armatures transversales :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{83820}{40 \times 36 \times 10^2} = 0.58 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ Mpa}$$

⇒ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne du poteau.

➤ **Diamètre des armatures transversales selon BAEL91:**

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_l \Rightarrow \varphi_t \leq \frac{1}{3} \times 20 = 6.33 \text{ mm} \text{ On prend } \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

Dans le zone nodale :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm}\right) \Rightarrow h' = 60 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(10 \phi_{L\min}; 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2; 15 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 12 \text{ cm}$$

➤ **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15 \phi_{L\min} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$$

On prend : **$S_t = 15 \text{ cm}$.**

VI. 5 Choix des armatures :

Le choix du ferrailage sont illustrée sur le tableau ci-dessous.

Armature longitudinale						Armature transversel		
Poteaux	A _{cal} (cm ²)	A _{min} BAEL91 (cm ²)	A _{min} RPA99 (cm ²)	Le choix	A(cm ²)	A _t (cm ²)	S _t courante (cm)	S _t nodale (cm)
30x30	2.77	4.8	6.30	8T12	9.05	2 Ø 8	15	12
35x35	4.02	5.6	8.58	4T14+4T12	10.68	2 Ø 8	15	12
40x40	3.80	6.4	11.20	6T14+2T12	11.50	2 Ø 8	15	12
45x45	4.01	7.2	14.18	4T16+T14	14.20	2 Ø 8	15	12

Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif des ferrailages des poteau

VI.6 Dessin de ferrailage de la poutre :

VIII.6.1 Dessin de ferrailage de la poutre principale :

Poutre Principale

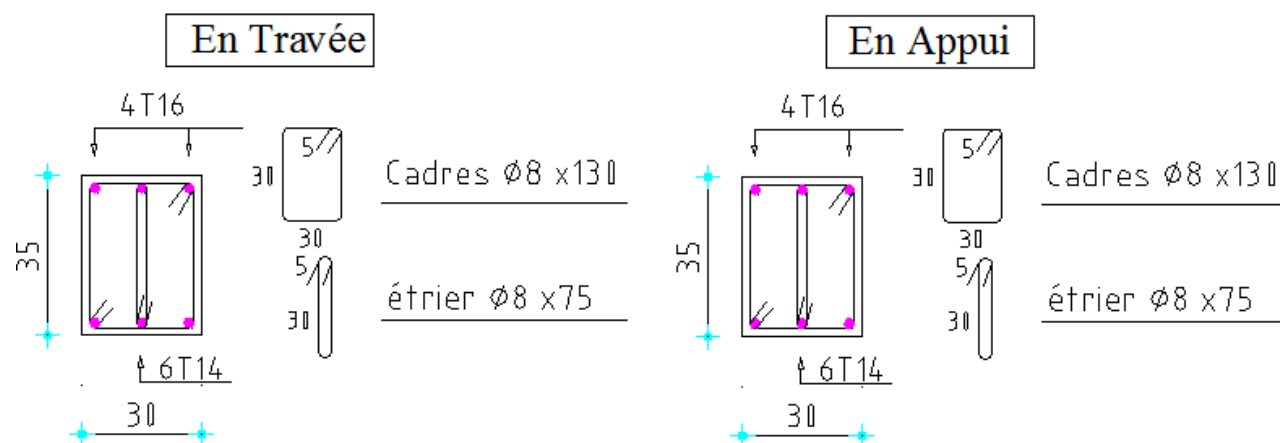


Figure VI.6.1. Dessin de ferrailage de la poutre principale

VI.6.2 Dessin de ferrailage de la poutre secondaire :

Poutre Secondaire

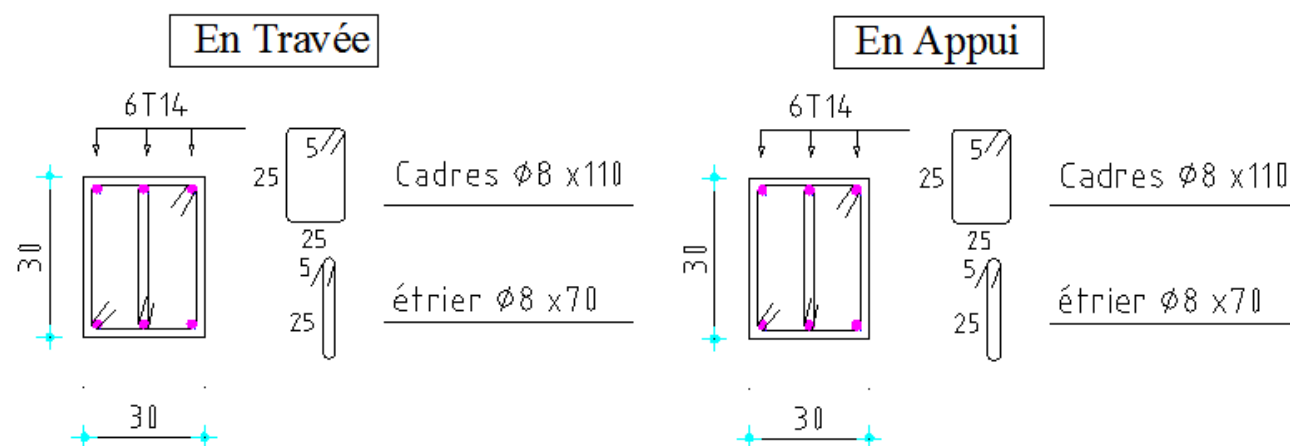


Figure VI.6.2 Dessin de ferrailage de la poutre secondaire

VI.6.3 Dessin de ferrailage des poteaux :

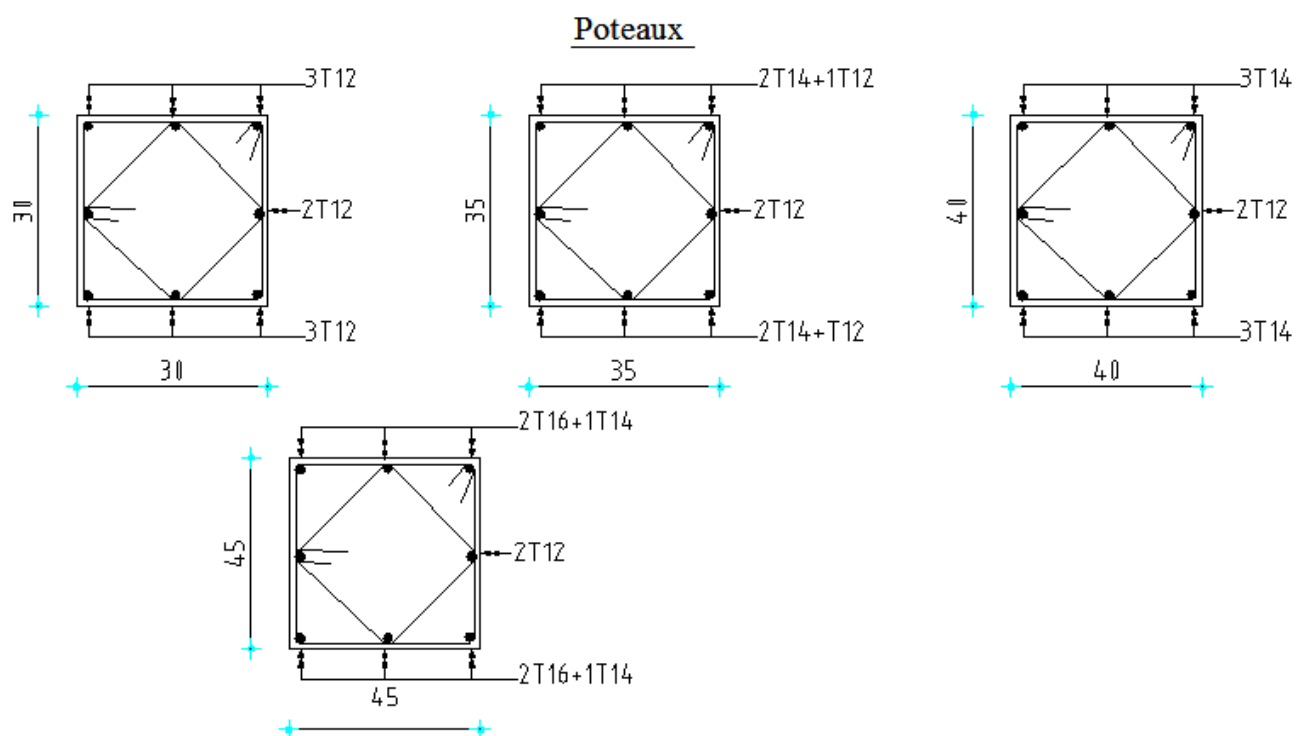


Figure VI.3 Dessin de ferrailage des poteaux

Chapitre VII :

Etude des voiles

Chapitre VII : Etude des voiles

VII.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé où la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

Dans notre structure, on distingue 2 types de voiles :

- Voile de contreventement

VII-2 ferrailage du voile de contreventement :

Selon l'article 7.7.4 de RPA99, le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-2.41 " CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées en [RPA99/7.7.1] (voir chapitre II) ;
 - Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales.
- Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferrailages suivants:

- Des aciers verticaux ;
- Des aciers horizontaux. [RPA99/7.7.4]

Les sollicitations de calcul seront calculées sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G \pm Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \quad \text{[RPA99/V.5.2]}$$

Les voiles seront calculées en flexion composée avec effort tranchant. Leurs ferraillements sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

VII-2 .1 Ferrailage vertical

Le ferrailage vertical sera disposé de tel sort qu'il prendra les contraintes de flexion composée

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de **0.20%** de la section horizontale du béton tendu.
- 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.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de **(1/10)** de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à **15 cm**.
- Les barres verticales de ces derniers doivent être munies des crochets (jonction de recouvrement).

VII-2 .1 Ferrailage horizontal

Les armatures horizontales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet à 135° ayant une largeur de 10Φ .

- **Règles communes**

- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales est :
 - Globalement dans la section du voile égale à 0.15%.
 - En zone courante égale à 0.10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales S_t est $S_t \leq (1.5e, 30\text{cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins quatre épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VII-2 2 Ferrailage des voiles :

Le ferrailage des voiles se fera sous les sollicitations verticales et horizontales.

✓ **Description relative aux armatures des voiles :**

Pour la section des voiles en flexion composée, on procédera de la manière suivante :

- 1- Détermination des sollicitations suivant le sens considéré.
- 2- Détermination de la nature de la section.

En flexion composée trois cas peuvent se présenter suivant la position de l'axe neutre qui peut passer soit entre les armatures, soit en dehors des armatures.

- Soit entièrement tendue (SET)
- Soit partiellement comprimée (SPC)
- Soit entièrement comprimée (SEC)

Etape de calcul :**-Section entièrement tendre (SET) :**

Une section est entièrement tendue si :

N est un effort de traction, et le centre de pression se trouve à l'intérieur des armatures. A cet effet on aura deux nappes d'armatures dont leurs sections seront comme suit :

$$A_1 = \frac{N \times e_a}{(d - c) \times \sigma_{s1}} \quad A_2 = \frac{N}{\sigma_{s2}} - A_1$$

Avec :

e_a : la section entre le centre de pression c et le centre de gravité des armatures les plus tendues.

$(d-c)$: la distance entre le centre de gravité des armatures A_1 et A_2 :

$$\sigma_{s1} = \sigma_{s2} = \sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

L'effort normal est un effort de compression, et le centre de pression C se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante doit être vérifiée.

$$N(d - C_1) - M_1 \geq (0,337 - 0,81 \times C_1) \times b \times h \times \sigma_b$$

M_1 : moment par rapport aux armatures les moins comprimées.

Les sections d'armatures seront calculées par les formules suivantes :

1^{er} cas :
$$N(d - C_1) - M_1 \geq (0,5 \times h - C_1) \times b \times h \times \overline{\sigma_b} \Rightarrow A_2 \neq 0$$

$$A_1 = \frac{M_1 - (d - 0,5h) \times b \times h \times \overline{\sigma_b}}{(d - c_1) \times \sigma_{s2}}$$

$$A_2 = \frac{N - b \times h \times \overline{\sigma_b}}{\sigma_{s2}} - A_1$$

2^{eme} cas :

$$(0,337h - 0,810 \times C_1) \times \sigma_b \times h \leq N(d - C_1) - M_1 \leq (0,5 \cdot h - C_1) \times b \times h \times \overline{\sigma_b} \Rightarrow A_2 = 0$$

$$A_1 = \frac{N - 100 \times \psi \times b \times h \times \overline{\sigma_{bc}}}{100 \times \sigma_{s2}} \text{ avec } \psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c_1) - 100 \times M_1}{100 \times b \times h^2 \overline{\sigma_{bc}}}}{0,8571 - \frac{c_1}{h}}$$

Avec : $0,8095 \leq \psi \leq 1$

✓ **Armatures Verticales:**

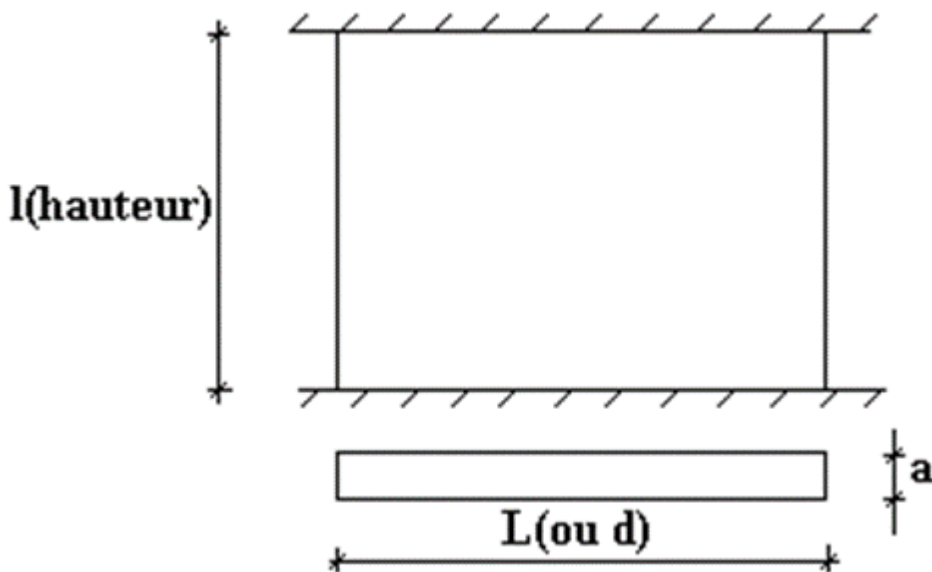


Figure VII.1 :section de voile

✓ **Calcul de ferrailage :****Sens x_x :****Cas 1 :**

$$N_{\max} = 4402.7925$$

$$M_{\text{corr}} = 39626.4668$$

La section de calcul est de dimensions (15 x 4.7)cm

$$b = 15 \text{ cm}$$

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

$$c = 10 \text{ cm}$$

$$d = 296 \text{ cm}$$

✓ **Détermination la nature de la section du voile :**➤ **Calcul des contraintes :**

$$I = (0.15 \times 4.7^3) / 12 = 1.29 \text{ m}^4$$

$$S = b \times h = 0.15 \times 4.7 \quad S = 0.705 \text{ m}^2$$

$$v = 4.7 / 2 = 2.35 \text{ m}$$

$$\sigma_a = \frac{N}{S} + \frac{M \times v}{I} = \frac{4402.792}{0.705} + \frac{39626.466 \times 2.35}{1.29} = 78431.71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{S} - \frac{M \times v}{I} = -65943.77 \text{ KN/m}^2$$

σ_a et σ_b sont des signe contraire on aura un section partiellement comprimée (SPC)

➤ **Calcul des longueur tendue L_t :**

Dans le cas on a 2 contrainte de traction longueur tendue (L_t) est égale a (4.7m)

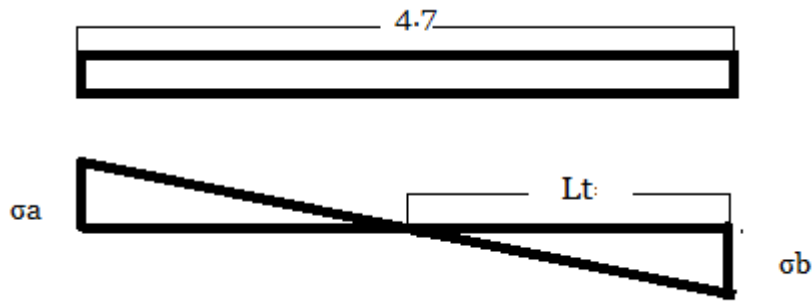


Figure VII.2 : section partiellement comprimée

$$L_t = L (\sigma_b / \sigma_a + \sigma_b) =$$

$$L_t = 3.64 \text{ m}$$

➤ **Armature minimale :**

$$A_{RPA} = 0.2 \% \times b \times L_t \quad (A \text{ min en zone tendue par le RPA 99/7.7.4.1})$$

$$A_{RPA} = 0.002 \times 15 \times 346 = 10.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15 \% \times b \times L \quad (A \text{ min en zone globale du voile par le RPA 99/7.7.4.3})$$

$$A_{RPA} = 0.0015 \times 15 \times 470 = 10.57 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{RPA}, A_{\min}) = 10.57 \text{ cm}^2$$

➤ **Cas 2 :**

$$N_{\max} = 25403.166$$

$$M_{\text{corr}} = 2822.574.166$$

✓ **Détermination la nature de la section du voile :**

Calcul des contraintes

$$\sigma_a = \frac{N}{S} + \frac{M \times v}{I} = \frac{25403.166}{0.705} + \frac{2822.574.166 \times 2.35}{1.29} = 50280.73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{S} - \frac{M \times v}{I} = -42273.434 \text{ KN/m}^2$$

σ_a et σ_b sont des signe contraire on aura un section partiellement comprimée (SPC)

➤ **Calcul des longueur tendue L_t :**

Dans le cas on a 2 contrainte de traction longueur tendue (L_t) est égale a (4.7m)

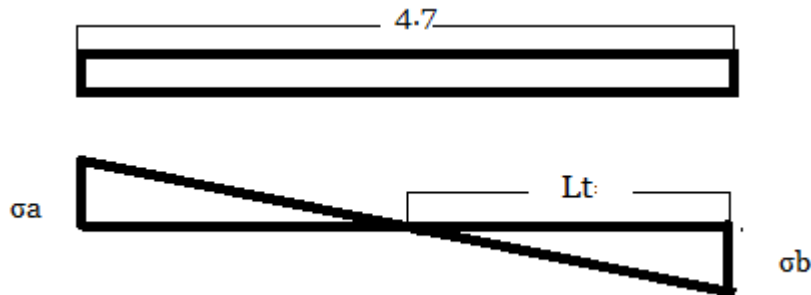


Figure VII.3 : section partiellement comprimée

$$L_t = L (\sigma_b / \sigma_a + \sigma_b) =$$

$$L_t = 2.14 \text{ m}$$

• **Armateur minimale :**

$$A_{RPA} = 0.2 \% \times b \times L_t \text{ (A min en zone tendue par le RPA 99/7.7.4.1)}$$

$$A_{RPA} = 0.002 \times 15 \times 214 = 6.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.15 \% \times b \times L \text{ (A min en zone globale du voile par le RPA 99/7.7.4.3)}$$

$$A_{RPA} = 0.0015 \times 15 \times 470 = 10.575 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{RPA}, A_{min}) = 10.575 \text{ cm}^2$$

➤ **Cas 3 :**

$$N_{max} = 4402.7925$$

$$M_{corr} = 39626.4668$$

➤ **Détermination la nature de la section du voile :**

Calcul des contraintes

$$\sigma_a = \frac{N}{S} + \frac{M \times v}{I} = 78432.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{S} - \frac{M \times v}{I} = -65942.642 \text{ KN/m}^2$$

σ_a et σ_b sont des signe contraire on aura un section partiellement comprimée (SPC)

➤ **Calcul des longueur tendue L_t :**

Dans le cas on a 2 contrainte de traction longueur tendue (L_t) est égale a (4.7m)

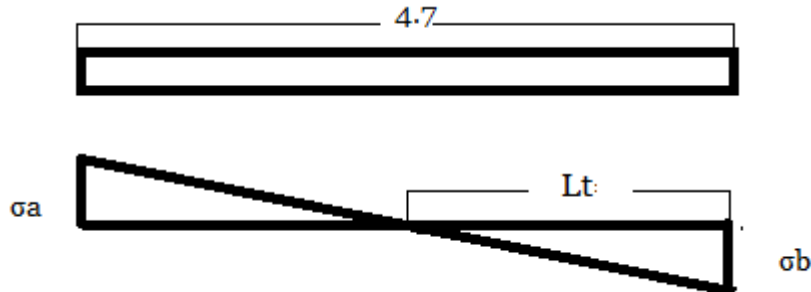


Figure VII.4 : section partiellement comprimée

$$L_t = L (\sigma_b / \sigma_a + \sigma_b) =$$

$$L_t = 2.10 \text{ m}$$

• **Armatureur minimale :**

$$A_{RPA} = 0.2 \% \times b \times L_t \text{ (A min en zone tendue par le RPA 99/7.7.4.1)}$$

$$A_{RPA} = 0.002 \times 15 \times 210.29 = 6.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.15 \% \times b \times L \text{ (A min en zone globale du voile par le RPA 99/7.7.4.3)}$$

$$A_{RPA} = 0.0015 \times 15 \times 470 = 10.575 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{RPA}, A_{min}) = 10.575 \text{ cm}^2$$

Choix des armateurs :

$$5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :

Cas 1 :

$$N_{\max} = 6011.2699$$

$$M_{\text{corr}} = -75140.8734$$

La section de calcul est de dimensions (15 x 4.2)cm

$$b = 15 \text{ cm}$$

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

$$c = 10 \text{ cm}$$

$$d = 296 \text{ cm}$$

✓ **Détermination la nature de la section du voile :**

➤ **Calcul des contraintes :**

$$I = (0.15 \times 4.2^3) / 12 = 0.92 \text{ m}^4$$

$$S = b \times h = 0.15 \times 4.2 \quad S = 0.63 \text{ m}^2$$

$$v = 4.2 / 2 = 2.1 \text{ m}$$

$$\sigma_a = \frac{N}{S} + \frac{M \times v}{I} = 181058.88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{S} - \frac{M \times v}{I} = -161975.52 \text{ KN/m}^2$$

σ_a et σ_b sont des signe contraire on aura un section partiellement comprimée (SPC)

➤ **Calcul des longueur tendue L_t :**

Dans le cas on a 2 contrainte de traction longueur tendue (L_t) est égale a (4.2m)

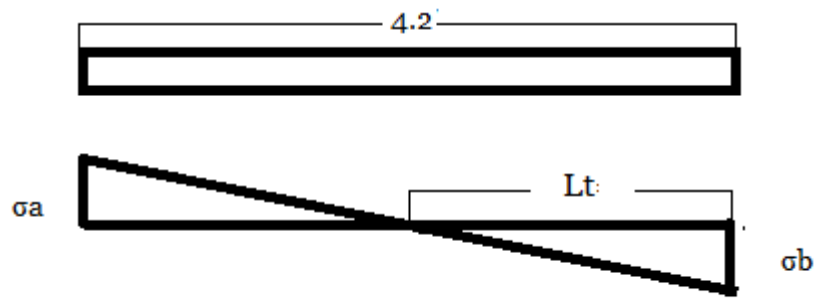


Figure VII.5 : section partiellement comprimée

$$L_t = L (\sigma_b / \sigma_a + \sigma_b) =$$

$$L_t = 1.98 \text{ m}$$

- **Armateur minimale :**

$$A_{RPA} = 0.2 \% \times b \times L_t \quad (A \text{ min en zone tendue par le RPA 99/7.7.4.1})$$

$$A_{RPA} = 0.002 \times 15 \times 198 = 15.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.15 \% \times b \times L \quad (A \text{ min en zone globale du voile par le RPA 99/7.7.4.3})$$

$$A_{RPA} = 0.0015 \times 15 \times 420 = 9.45 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{RPA}, A_{min}) = 9.45 \text{ cm}^2$$

➤ **Cas 2 :**

$$N_{max} = 2822.574$$

$$M_{corr} = -35282.175$$

✓ **Détermination la nature de la section du voile :**

Calcul des contraintes

$$\sigma_a = \frac{N}{S} + \frac{M \times v}{I} = +62446.28 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{S} - \frac{M \times v}{I} = -49560.62 \text{ KN/m}^2$$

σ_a et σ_b sont des signe contraire on aura un section partiellement comprimée (SPC)

➤ **Calcul des longueur tendue L_t :**

Dans le cas on a 2 contrainte de traction longueur tendue (L_t) est égale a (4.2m)

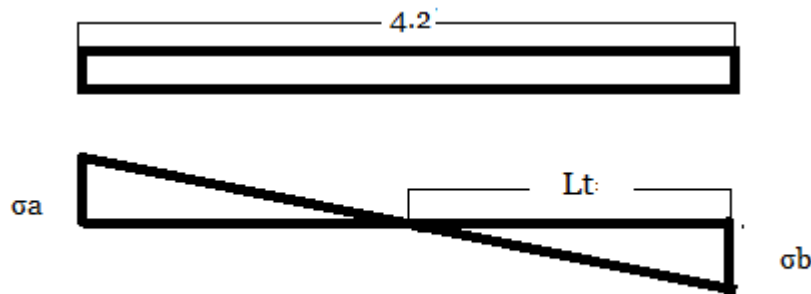


Figure VII.6 : section partiellement comprimée

$$L_t = L (\sigma_b / \sigma_a + \sigma_b) =$$

$$L_t = 1.85 \text{ m}$$

• **Armateur minimale :**

$$A_{RPA} = 0.2 \% \times b \times L_t \text{ (A min en zone tendue par le RPA 99/7.7.4.1)}$$

$$A_{RPA} = 0.002 \times 15 \times 185 = 5.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15 \% \times b \times L \text{ (A min en zone globale du voile par le RPA 99/7.7.4.3)}$$

$$A_{RPA} = 0.0015 \times 15 \times 420 = 9.45 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{RPA}, A_{\min}) = 9.45 \text{ cm}^2$$

➤ **Cas 3 :**

$$N_{\max} = 6011.2699$$

$$M_{\text{corr}} = 54101.4289$$

➤ **Détermination la nature de la section du voile :**

Calcul des contraintes

$$\sigma_a = \frac{N}{S} + \frac{M \times v}{I} = +133034.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{S} - \frac{M \times v}{I} = -113950.69 \text{ KN/m}^2$$

σ_a et σ_b sont des signe contraire on aura un section partiellement comprimée (SPC)

➤ **Calcul des longueur tendue L_t :**

Dans le cas on a 2 contrainte de traction longueur tendue (L_t) est égale a (4.2m)

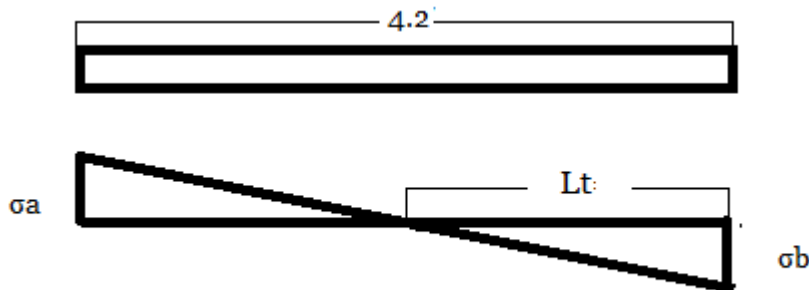


Figure VII.7 : section partiellement comprimée

$$L_t = L (\sigma_b / \sigma_a + \sigma_b) =$$

$$L_t = 1.93\text{m}$$

• **Armateur minimale :**

$$A_{RPA} = 0.2 \% \times b \times L_t \quad (A \text{ min en zone tendue par le RPA 99/7.7.4.1})$$

$$A_{RPA} = 0.002 \times 15 \times 193 = 5.79\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15 \% \times b \times L \quad (A \text{ min en zone globale du voile par le RPA 99/7.7.4.3})$$

$$A_{RPA} = 0.0015 \times 15 \times 420 = 9.45\text{cm}^2$$

$$A = \max (A_{RPA}, A_{\min}) = 9.45\text{cm}^2$$

Choix des armateurs :

$$5T10 = 3.93\text{cm}^2$$

• **Espacement S_t :**

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \min (1.5e, 30) = 30\text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } S_t = \mathbf{20\text{cm.}}$$

$$\text{En zone d'about : } S_{ta} = S_t / 2 = \mathbf{10\text{cm.}}$$

VII-3 : Vérification la contrainte de cisaillement :[RPA99/7.7.2]

La contrainte de cisaillement dans le béton du voile doit être limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$$

$$\text{où : } \tau_b = \frac{V}{e \times d}$$

$$\text{avec } V=1.4V_{u \text{ calcul}}$$

$$v= 733.2599\text{KN}$$

$$\tau_b = \frac{V}{e \times d} = 1.77\text{MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 1.77 \leq 5\text{MPa} \quad \text{CV}$$

VII-3 .1Ferraillages des linteaux :

Premier cas : $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$:

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V) On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- des aciers transversaux (A_t)
- des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c)

➤ **Aciers longitudinaux :**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_1 \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

Avec : $z = h - 2d'$

où : h : hauteur totale du linteau

d' : distance d'enrobage

M : moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V} = 1.4 V_{u \text{ calcul}}$)

➤ **Aciers transversaux :**

1/ Premier sous cas : linteaux longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

on a :

$$s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{\bar{V}}$$

Où s = espacement des cours d'armatures transversales.

A_t = section d'un cours d'armatures transversales

$z = h - 2d'$

$\bar{V}$ = effort tranchant dans la section considérée

l = portée du linteau

2/ deuxième sous cas : linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

on doit avoir :

$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

Avec : $V = \min (V_1, V_2)$

$$V_2 = 2V_u \text{ Calcul}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec : M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = A_l f_e z$$

avec : $z = h - 2d'$

Deuxième cas : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillements longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement (voir figure 7.11)

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

Avec : $\operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l}$

Et : $V = V$ calcul (sans majoration)

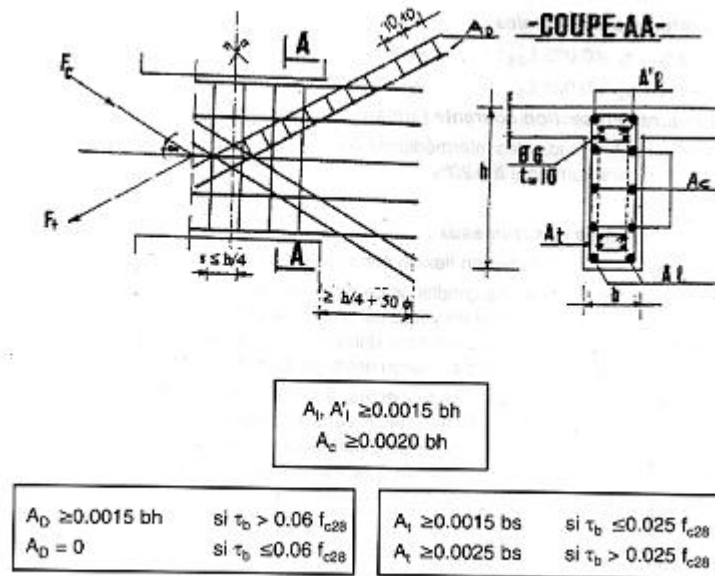


Figure. VII -8: disposition des armatures

VII-3 .2 Ferrailage minimal : (voir Fig. VIII -8)

a) Armatures longitudinales :

$$(A_1, A_1') \geq 0,0015.b.h \quad (0,15\%)$$

b) Armatures transversales :

- pour $\tau_b \leq 0,025 f_{c28}$: $A_t \geq 0,0015.b.s.$ (0,15%

- pour $\tau_b > 0,025 f_{c28}$: $A_t > 0,0025.b.s$ (0,25%)

c) Armatures en section courante (armatures de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

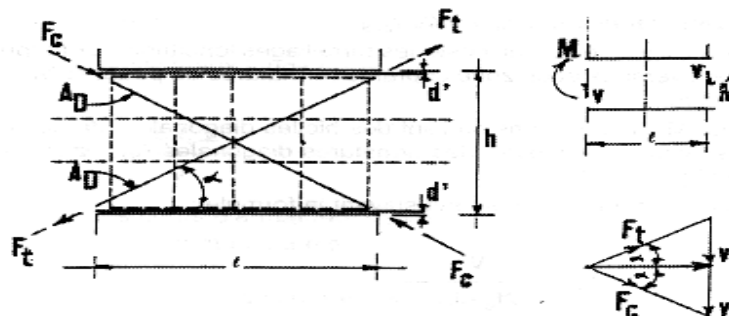


Figure. VII -9: Efforts dans les bielles du linteau

VII-4 Exemple de calcul :

1) Détermination des armatures longitudinales :

$$\tau_b = \frac{V}{e \times d} = 1.77 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.77 \text{ MPa} > 0.06 \times f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

• calcul d' A_D :

$$A_D = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha} \quad ; \quad t_g \alpha = \frac{h - 2d'}{L} \quad v = 733.2599 \text{ KN}$$

$$t_g \alpha = 0.6$$

$$A_D = 17.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{D(\min)RPA} \geq 0.0015bh = 9.18 \text{ cm}^2$$

$$A_D = \max(10.9 ; 9.18) = \mathbf{17.81 \text{ cm}^2 \text{ pleins}}$$

VII-4 .1Choix : Soit 6T20 ($A_s = 18.85 \text{ cm}^2$).

Calcul de A_l ; A_l' :

$$(A_l ; A_l') \geq 0.0015bh = 9.18 \text{ cm}^2$$

Soit 6T14 ($A_s = 9.24 \text{ cm}^2$)

Calcul de A_c :

$$A_c \geq 0.0020bh = 12.24 \text{ cm}^2$$

Soit 4T20 ($A_s = 12.57 \text{ cm}^2$).

Calcul de A_t :

$$\tau_b = 1.77 \text{ MPa} \geq 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.025.b.s = 0.0025.20.20 = 1 \text{ cm}$$

Soit 2T 8 ($A_s = 1.01 \text{ cm}^2$).

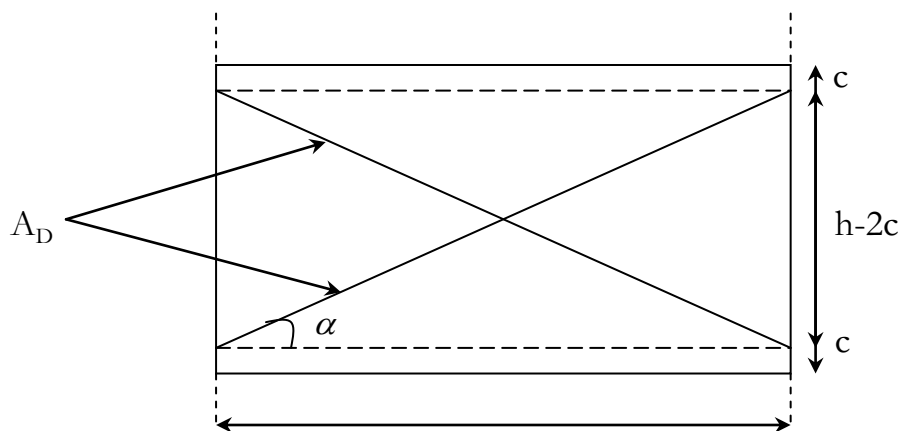


Figure. VI.10 - Armatures diagonales des linteaux

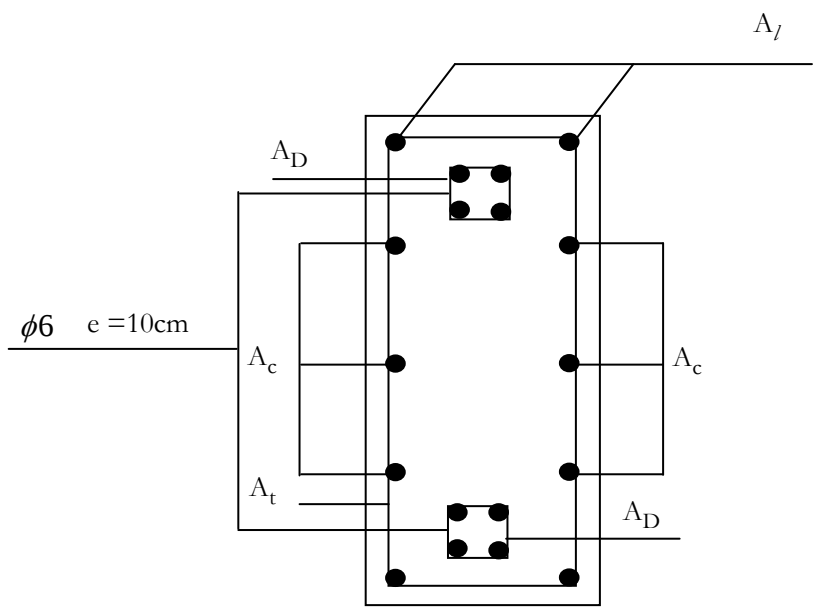


Figure. VII.11 Disposition des armatures du linteau

CONCLUSION :

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques.

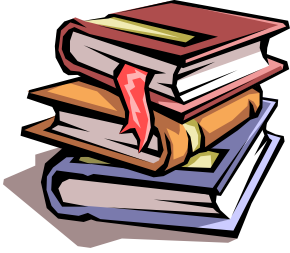
Le présent projet s'est effectué sur la base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usages l'adaptation des solutions économiques.

Après avoir étudié ce projet,

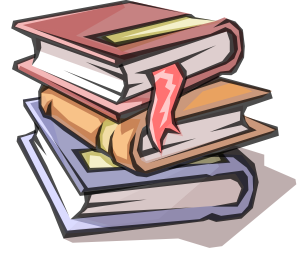
recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus à notre département et servira pour les promotions à venir



bibliographie



REGLEMENT

-  Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
-  Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93
-  Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91

LIVRES

-  Béton armé - Guide de calcul Jacques Lamirault, Henri Renaud.
-  Ouvrages en béton armé Technologie du bâtiment - Gros œuvre - Edition 2003 Auteur(s) : Henri Renaud

THESE

-  Etude d'un bâtiment en r+9+sous-sola contreventement mixte...ENTP
-  Eude d'un bâtiment en béton arme(rdc+ 9 étages + s/sol).....IGSMO

LOGICIELS

-  Logiciel d'analyse des structures **ETABS** version 9.7.4
-  Logiciel de ferrailage **SOCOTEC**
-  EXCEL 2007
-  WORD 2007
-  AUTO CAD 2012