

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université KASDI Merbahde Ouargla



—ooOoo—

Faculté des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil et d'Hydraulique

—ooOoo—

—ooOoo—

Mémoire
Présenté Pour L'obtention Du Diplôme De

MASTER

Filière: Génie Civil
Option: Constriction civil et industrielle(CCI)

Thème:

**Etude d'un bâtiment(R+5) à usage d'habitation
Contreventé par portiques et voiles en zone sismique (IIa)**

Réalisé Par : - GHEMARI Mohamed Haroune

- LAMMI Fares

Soutenu Publiquement Le:

Devant Le Jury composé de :

Nom et Prénom	Grade	Université	Qualité
Mr. DJOUHRI .M	M.A.A	Ouargla	Président
Mm. AKCHICHE .H	M.A.A	Ouargla	Examinatrice
Mr. ELABBADI .M S	M.A.A	Ouargla	Encadreur

Année Universitaire : 2013 /2014

Remerciement

Remerciement

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et miséricordieux de nos avons donnés la santé et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous voudrions exprimer nos remerciements à notre

Encadreur Mr ELABBADI pour avoir accepté de nos encadrer, pour son aide, ses conseils et ses encouragements.

Merci aussi à tous les membres du jury trouvent ici :

Mr. DJOUHRI .M

M^m. AKCHICHE.H

L'expression de nos profonds Respects pour avions

Pris la peine d'examiner notre mémoire.

*Ghemari med haroune
Lammi fares*

Ouargla le : 14/06/2014.

SOMMAIRE

INTRODUCTION :

Chapitre I	
I-1.Présentation De Projet.....	2
I-2. Caractéristiques Des Matériaux.....	3
I-3.Caractéristiques De L'acier.....	8
I-4. Hypothèses De Calcul (Bael91).....	11
I-5.Choix Des Matériaux Dans L'élaboration Du Projet.....	11
Chapitre II	
II-1.Pré-Dimensionnement.....	12
II-2. Descente Des Charges	19
Chapitre III	
III.1. L'acrotère.....	25
III-2. Balcon(a).....	32
III-3. Balcon(b).....	36
III-4.Balcon(c).....	40
III-5.Etude Des Planchers	44
III.6.Les Escaliers	74
Chapitre IV	
IV.1.Centre De Masse.....	90
IV-2.Centre De Torsion.....	101
IV-3.Calcul De Rigidité Des Voiles	103
IV-4.Excentricité A Prendre En Compte	106
IV-5.Rigidité A La Torsion R_j A L'étage(J)	107
Chapitre V	
V.1. Introduction	109
V.2.Présentation Des Différentes Méthodes D'estimation Des Forces Sismiques	109
V.3.Méthode Statique Equivalente	109
V.4. Méthode D'analyse Modale Spectrale.....	110
V.5. Méthode D'analyse Dynamique Par Accélérogrammes	110
V.6. Choix De La Méthode De Calcul :.....	110
V.7.Présentation Du Logiciel Du Calcul (SAP2000)	111
V.8. Calcul De L'excentricité	116
V.9. Nombre De Modes A Considérer :.....	117
V.10.Présentation Des Résultats De La Méthode Dynamique Spectrale Et	117
Commentaires	
V.11. L'effort Sismique Dynamique A La Base.....	120
V.12. Vérification Au Renversement	121
V.13. Justification De La Sécurité Vis A Vis Des Déformations Et De L'effet P-Δ..	121
Chapitre VI	
VI.1 Ferrailage De Portique:.....	124
VI.2. Ferrailage Des Voiles.....	137

SOMMAIRE

Chapitre VII

VII.1.Semelle Isolée	143
VII .2. Semelle Filante Sous Voile.....	148
VII.3. Longrine.....	150
Conclusion	
Annexe	

Liste des figures

Chapitre I

Fig. I.1- Diagramme Dosage En Ciment.....	5
Fig.I.2- Diagramme Contraintes-Déformations Du Béton« ELU ».....	6
Fig.I.3- Diagramme Rectangulaire Simplifié.....	7
Fig.I.4- Module De Déformation Transversale	8
Fig.I.5- Diagramme Contraintes-Déformations D'acier.....	8
Fig.I.6- Diagramme Contrainte – Déformation.....	9
Fig.I.7- :Diagramme Des Déformations Limites De La Section.	10

Chapitre II

Fig.II.1- Pré Dimensionnement Des Poutrelles.....	13
Fig.II.2- Pré Dimensionnement Des Poutres.....	14
Fig.II.3- Détermination De La Section Br.....	16
Fig.II.4- Pré Dimensionnement Des Voiles.....	18
Fig.II.5- Coupe Transversale Au Niveau De Plancher Etage Terrasse.....	19
Fig.II.6- Coupe Transversale Au Niveau De Plancher Etage Courant.....	20
Fig.II.7- Murs Extérieur.....	21
Fig.II.8- Murs Intérieur.....	21
Fig.II.9- Poteau Centrale B-2.....	22

Chapitre III

Fig. III-1. Caractéristiques Géométriques De L'acrotère.....	25
Fig. III-2. Schéma De Ferrailage De L'acrotèr.....E	31
Figiii-3. Schema De Balcon(A).....	32
Figiii-4. Schema De Ferrailage.....	35
Figiii-5. Schéma De Balcon.....	36
Fig .III.6. Schema De Ferrailage.....	39
Figiii-7. Schéma De Balcon.....	40
Fig .III.8. Schema De Ferrailage.....	43
Fig. III.9 : Valeur Des Moments Sur Appui - Méthode Caquot	47
Fig.III.10 : Valeur Des Moments Sur Appui Avec Charges Concentrées - Méthode Caquot	48
Fig III.11 : Distribution Des Charges A ELU.....	50
Fig III.12 : Distribution Des Charges A ELS.....	52
Fig.III.13: Les Dimensionnement Des Poutrelles.....	55
Fig-III.14. Ferrailages Des Poutrelles Ala Terrasse.....	59
Fig-III.15 Schéma De Ferrailage De La Poutre Palière	89

Liste des figures

Chapitre IV

Figiv.1 - Centre De Masse (X_i, Y_i)	90
Fig IV.2-Refend Avec Une File D'ouverture	99
Fig IV.3-Refend Avec Une File D'ouverture	99
Figiv.4 - Le Centre De Torsion C_j Du Niveau(J)	101

Chapitre V

Figv.1-Système Brochette	116
Figv.2-Disposition Des Voiles	117
Figv. 3-Les Modes De Déformation Sur X-Y	118
Figv.4-Vue De La Structure En 3D	119

Chapitre VI

Fig VI.1 Ferrailage De Poteau	135
Fig VI.2.1 Ferrailage De Poutre Principale	136
Fig VI.2.2 Ferrailage De Poutre Secondaire	136
Fig VI. 3 .Schema De Ferrailage De Voile V7	142

Chapitre VII

Fig.VII.1. Ferrailage De Fondation	147
Figvii.2.Schéma De Ferrailage De La Semelle Filante	149
Figvii.3 Schéma De Ferrailage Longrine	

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1- Caractéristiques Géométriques De l'ouvrage.....	2
Tableau i .2- rapport de r_c/c	5

Chapitre II

Tabii.1- évaluation des charges de plancher terrasse.....	19
Tab.ii .2- évaluation des charges de plancher étage courant.....	20
Tabii .3- évaluation des charges de mur extérieur.....	20
Tabii .4- évaluation des charges de mur intérieur.....	21
Tabii-5.loi de dégression.....	22
Tabii.5-évaluation des charges du poteau b-2.....	23

Chapitre III

Tableau .iii.1. Evaluation des charges.....	32
Tableau.iii.2.calcul de ferrailage.....	33
Tableau .iii. 3. Evaluation des charges.....	36
Tableau .iii. 4. Evaluation des charges.....	40
Tableau .iii. 5. Section de ferrailage.....	41
Tableau.iii.6.tableau des sollicitations de terrasse a ELU.....	51
Tableau.iii.7.tableau des sollicitations de terrasse a ELS.....	52
Tableau.iii.8.vérification des compressions.....	58
Tableau. iii .9.tableau des sollicitations de e c a ELS.....	59
Tableau.iii.10.tableau des sollicitations de e c a ELS.....	60
Tab III.11 Moments Sur Appui A l'ELU.....	61
Tab III-12. Effort Tranchant Et Le Moment De Flexion Maximal En Travée a l'ELU	62
Tab III-13. Moments Sur Appui A l'ELS.....	63
Tab III-13. Effort Tranchant Et Moment De Flexion Maximal En Travée A l'ELS.	63
Tableau.iii.14. Vérification des compressions.....	67
Tableau .iii.15.armatures longitudinales.....	89

Chapitre IV

Tableau iv.1 -centre de masse des poteaux.....	91
Tableau iv.2 -centre de masse des poutres secondaires.....	92
Tableau iv.3 -centre de masse des poutres principales.....	93
Tableau IV.4 - Centre De Masse De l'acrotère.....	94
Tableau IV.5 -Centre De Masse De l'escalier.....	94
Tableau iv.6 -centre de masse des voiles.....	94
Tableau iv.7 -centre de masse des murs.....	95
Tableau iv.8 -centre de masse des panneaux de plancher terrasse (corp. Creux).....	95
Tableau iv.9 -centre de masse des panneaux de plancher ec (corp. Creux).....	96
Tableau iv.10 -résumer de calcul de centre de masse (terrasse et ec).....	96
Tableau iv.11 -la masse totale de chaque niveau.....	97
Tableau iv.12 -inertie sens yy.....	98
Tableau iv.13-inertie sens xx.....	98

Liste des tableaux

Tableau iv.14 -inertie des voiles avec ouverture.....	100
Tableauiv.15 -centre de torsion de rdc sens x.....	102
Tableau iv.16 -centre de torsion de rdc sens y.....	102
Tableauiv.17 -centre de torsion de ec sens x.....	103
Tableauiv.18 -centre de torsion de ec sens x.....	103
Tableauiv.19 -calcul de coefficient.....	104
Tableau iv.20 -rigidité des voiles sans ouvertures.....	104
Tableau iv.21 -rigidité des voiles sans ouvertures.....	104
Tableau iv.22 -rigidité des voiles avec ouvertures.....	105
Tableau iv.23 -rigidité des voiles avec ouvertures.....	105
Tableau iv.24 - résumé de la rigidité des voiles ox.....	106
Tableau iv.25 - résumé de la rigidité des voiles oy.....	106
Tableau iv.26 -excentricité théorique.....	106
Tableau iv.27 - excentricité accidentelle.....	107
Tableau iv.28 -rigidité a la torsion rdc.....	107
Tableau iv.29 - rigidité a la torsion ec.....	108

Chapitre V

Tableauv.1 - classification des sites.....	113
Tableau v.2 - facteur de qualité q.....	114
Tableau v.3 -poids totale de la structure.....	115
Tableau v.4 -excentricité théorique.....	117
Tableauv.5 -période et facture de participation massique du modèle.....	120
Tableauv.6 - le spectre appliqué dans le sens x.....	120
Tableauv.7 - le spectre appliqué dans le sens y.....	120
Tableau.8 - valeurs des déformations calculées et admissibles [m].....	121
Tableauv.8 - valeurs des déformations calculées et admissibles [m].....	122
Tableauv.10 -Vérification A l'effet P- Δ . Sens X-X.....	122
Tableau V.11 -Vérification A l'effet P- Δ . Sens Y-Y.....	123

Chapitre VI

Tableauvi.1 - sollicitations maximales.....	125
--	------------

INTRODUCTION GENERALE

Pour nos projet de fin d'étude, on a choisi d'étudier une structure présentant des particularités suivantes (Eléments porteurs divers : portiques, voiles de contreventements, système de fondation global : semelle).

Le choix vise les buts suivants :

- Compléter et approfondir nos connaissances dans le domaine du calcul des structures et on initie au canevas de calcul avec tous les détails nécessaires.
- Toucher un grand éventail de problèmes posés aux praticiens, afin d'exécuter la fonction réelle de cycle de formation, qui consiste à utiliser l'esprit et le savoir acquis, pour bien analyser la structure, afin de prendre les bonnes décisions, concernant la modélisation physique, qui exprime bien son comportement future, et de choisir ainsi les méthodes et les programmes pouvant donner les meilleures solutions.
- On familiarise avec l'outil informatique qui est devenu essentiel dans ce genre de calcul. On a pour cela choisi l'un des logiciels les plus puissants et les plus généraux :

Le logiciel **SAP 2000, AUTOCAD,etc**

Le mémoire comporte les chapitres suivants :

- 1- Introduction.
- 2- Pré dimensionnement.
- 3- Etude des éléments secondaires.
- 4- Caractéristique géométrique.
- 5- Etude sismique.
- 6- Ferrailage des éléments porteurs.
- 7- L'infrastructure.
- 8- Conclusion.

I-1. Présentation de projet :

I-1.1. Introduction :

Le projet présenté dans ce mémoire a pour but d'étudier une structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation, un Rez-de chaussée et 5 étages comportant chacun trois appartements (F3). Le système de contreventement est assuré par des voiles et des portiques (contreventement mixte).

Le projet est implanté dans la ville de **Sétif**, classée par le règlement parasismique algérien **RPA99 version 2003** comme une zone de moyenne sismicité (zone **II a**).

I-1.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Longueur du bâtiment	22.45 m
Largeur du bâtiment	19.70 m
Hauteur totale (sans acrotère)	18.36 m
Hauteur d'étage	3.06 m

-Tableau I.1- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I-1.3. Eléments constituant le bâtiment :

a/ Plancher :

- Les planchers des étages courants sont en corps creux.
- Le plancher terrasse est en corps creux et en plus une isolation thermique (Multicouche), il aura en plus une pente moyenne pour l'écoulement des eaux Pluviales.

b/ poteaux : en béton armé.

c/ poutres : en béton armé.

d/ voiles : en béton armé.

e/ maçonneries :

- . Pour les murs extérieurs, une double paroi en brique creuse d'épaisseur (15cm), plus une brique creuse d'épaisseur (10cm), avec une l'âme d'aire de (5cm).
- . Pour les murs intérieurs une simple paroi en brique creuse d'épaisseur (10cm).

I-2. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX :

I-2.1. Notion d'état limite :

Un état limite est un état dont le quel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu.

On distingue deux catégories d'états limites : les états limites ultimes et les états limites de service.

I-2.1.1. Etat limite ultime : on distingue :

I-2.1.1.1. Etat limite ultime d'équilibre statique :(glissement ; tassement ;renversement...)

I-2.1.1.2. Etat limite ultime de résistance :

Concerne la non rupture de l'ouvrage, donc la structure ne doit pas rompre sous l'effet des efforts qui sont appliqués, cela conduira à déterminer par exemple les quantités d'armatures à placer dans un élément de la structure.

I-2.1.1.3. Etat limite de stabilité de forme :

Concerne les pièces élancées, par exemple un poteau qui est soumis à la flexion composée, il doit résister au risque de flambement.

I-2.1.2. Etat limite de service :

Il correspond à des critères dont le non-respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes où compromet sa durabilité, on distingue :

I-2.1.2.1. Etat limite de service vis-à-vis de la compression du béton :

I-2.1.2.2. Etat limite de service d'ouverture des fissures :

La corrosion des armatures insuffisamment protégées compromet la durabilité de l'ouvrage.

I-2.1.2.3. Etat limite de service de déformation :

Des déformations importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres (fissuration de carrelage sur une dalle trop fléchie par exemple).

I-2.2. ACTIONS :

Les actions sont l'ensemble des charges (forces...) permanentes ; climatiques et d'exploitations appliquées à la structure.

I-2.2.1.Actions permanentes(G) :

Elles sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage. Elles comportent :

- Le poids propre de la structure.
- Les charges de la superstructure, d'équipements fixes.

I-2.2.2. Actions variables (Q_i):

Elles sont des actions dont l'intensité est plus ou moins constante, elles sont définies par des textes réglementaires.

I-2.2.3. Actions accidentelles : (séisme, actions du feu, chocs...)**I-2.3. Caractéristiques du béton:**

Le béton est une pierre artificielle obtenue par durcissement du mélange [granulats (sable+ gravier) +liants + eau], la partie active est le système (eau + liants) et la partie inerte est celle des granulats.

I-2.3.1. Classification :

Elle est basée sur plusieurs paramètres (indices).

I-2.3.1.1. Masse volumique (ρ) : on distingue :

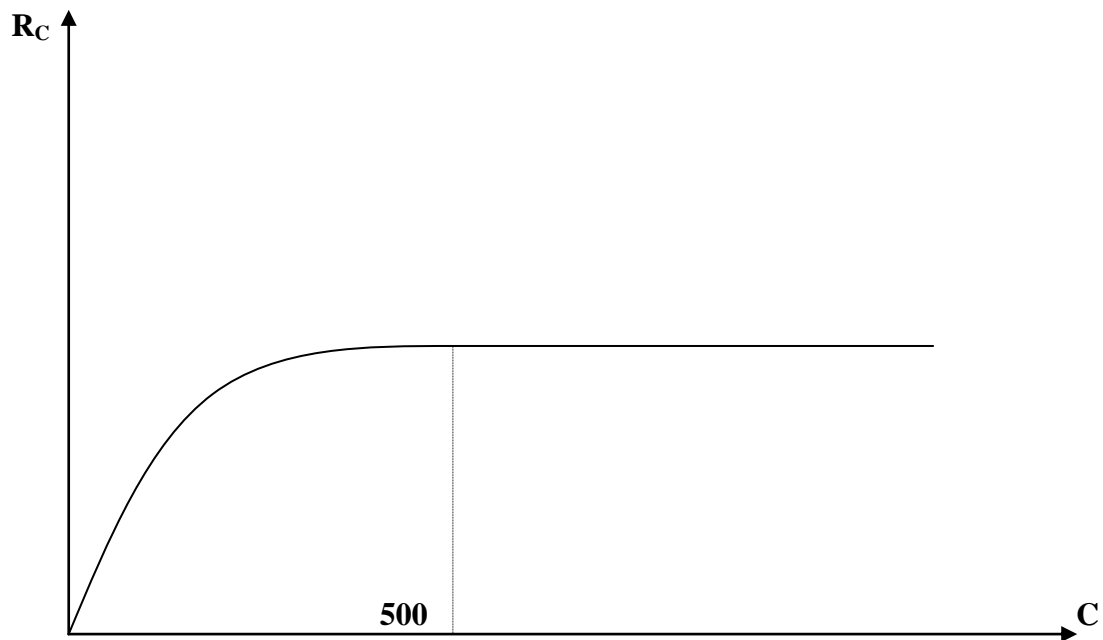
- Les bétons extra lourds :..... $\rho > 2500 \text{ kg/m}^3$
- Les bétons lourds :..... $1800 \text{ kg/m}^3 \leq \rho \leq 2500 \text{ kg/m}^3$
- Les bétons légers :..... $500 \text{ kg/m}^3 \leq \rho \leq 1800 \text{ kg/m}^3$
- Les bétons très légers :..... $\rho < 500 \text{ kg/m}^3$

I-2.3.1.3. La consistance :

- béton très consistant (sec).
- béton consistant (ferme).
- béton faiblement plastique.
- béton plastique.
- béton fluide.
- béton très fluide.

I-2.4. Composition de béton :

I-2.4.1. Dosage en ciment (c) :



-Fig. I.1- Diagramme dosage en ciment

Les résistances mécaniques sont quasiment proportionnelles aux dosages en ciment compris entre 200 et 500 kg/m³, l'augmentation de dosage en ciment au-delà de 450kg/m³..... 500kg/m³ n'est pas économique.

DOSAGE (C)	100	200	300	400	600	800	1000
$\frac{R_C}{C}$	0,3	0,54	0,77	0,77	0,69	0,55	0,47

-Tableau I.2- Rapport de R_C/C

Le rapport $\frac{R_C}{C}$ est un indice d'efficacité d'utilisation du ciment, il est max pour des dosages entre 300 et 400 kg/m³, c'est pour ça le béton est courant (ordinaire) à un dosage de 350 kg / m³.

I-2.4.2. Sable :

La quantité du sable s'apprécie essentiellement par la forme et la propreté de ses grains, son dosage est entre 380 et 450 L

I-2.4.3. Gravillons :

Les gravillons sont des granulats qui passent au tamis de 25 mm et sont retenus par le tamis de 5mm, le dosage est généralement entre 750L et 850L

I-2.4.4. Eau de gâchage : L'eau doit être propre, la quantité est variée entre 150L et 200L.

▪ Les Quantités courantes du béton par m³ sont :

- Ciment..... 350kg / m³
- Sable..... 400 L.
- Gravillon..... 800 L.
- Eau..... 175 L.

I-2.5.La résistance du béton :

Le béton est défini par deux résistances (résistance à la compression et résistance à la traction).

I-2.5.1. Résistance à la compression (f_{c28}) :

Pour un âge de 28 jours la résistance à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} F_{C28} \quad \text{pour} \quad F_{C28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$F_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} F_{C28} \quad \text{pour} \quad F_{C28} > 40 \text{ Mpa}$$

} BAEL 91

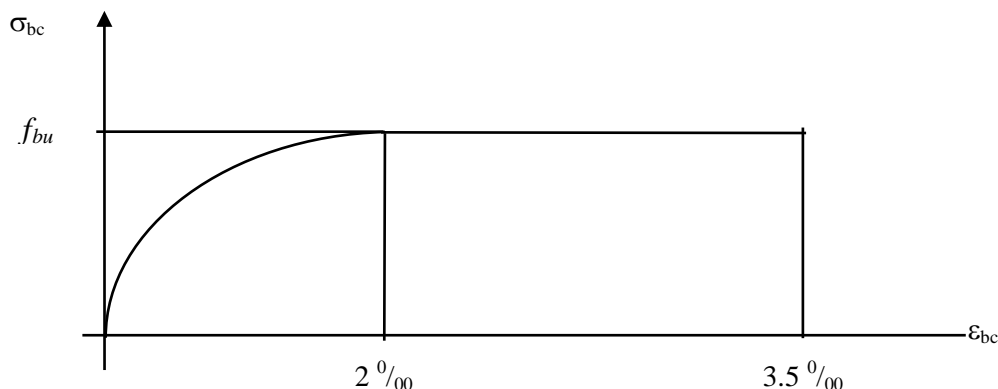
I-2.5.2. Résistance à la traction (f_{t28}):

La résistance caractéristique à la traction du béton est en fonction de la résistance caractéristique à la compression

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 F_{Cj}$$

I-2.6.contraintes- déformations du béton (à L'ELU) :

Pour la vérification à l'état limite ultime on utilise le diagramme contraintes - déformations (en cas de compression pur)



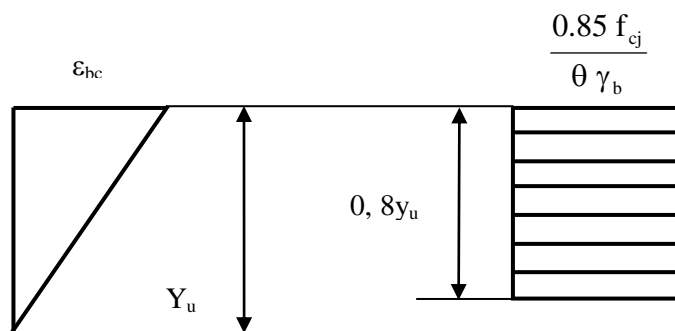
-Fig.I.2- Diagramme contraintes-déformations du béton« ELU ».

- σ_{bc} : est la résistance de calcul du béton qui vaut :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{F_{cI}}{\theta \times \gamma_b}$$

- θ : Vaut 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 heures, 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures et 0,85 lorsque elle est inférieure à 1 heure.

Lorsque la section n'est pas entièrement comprimée on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié



-Fig.I.3- Diagramme rectangulaire simplifié.

Pour la vérification à l'état limite de service, il faut que la contrainte du béton au plus égale à : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.

I-2.7. Déformation longitudinale du béton :

La valeur de module de déformation longitudinale instantanée soumis à des contraintes normales d'une durée d'application courte est : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{25} = 3.216419 \cdot 10^4 \text{ MPa}$

Sous des contraintes de longue durée on admit que le module de déformation longitudinale différé égal à :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 1.072139 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

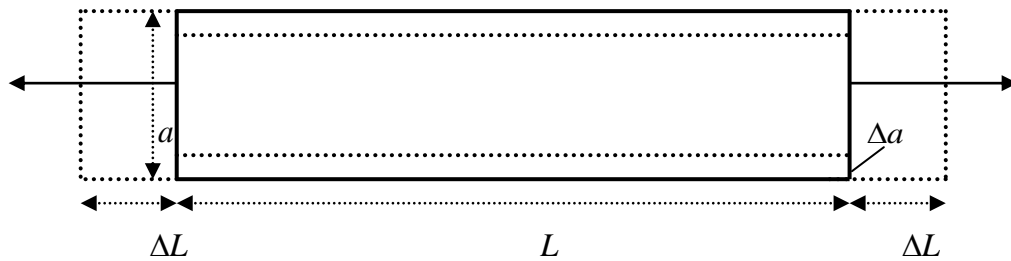
I-2.8. Module de déformation transversale :

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

- ✓ $\psi = 0$ pour le calcul des sollicitations (béton fissuré)
- ✓ $\psi = 0,2$ pour le calcul des déformations

. ψ : Est coefficient de poisson qui se détermine par mesure directe de la déformation transversale d'une éprouvette comprimée ou tendue, ou par le rapport de déformation longitudinale en valeur relative:

$$\nu = \frac{\Delta a / a}{\Delta l / l}$$



-Fig.I.4- Module de déformation transversale

I-2.9. Contrainte limite de cisaillement :

- ✓ Cas de fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}).$$

- ✓ Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}).$$

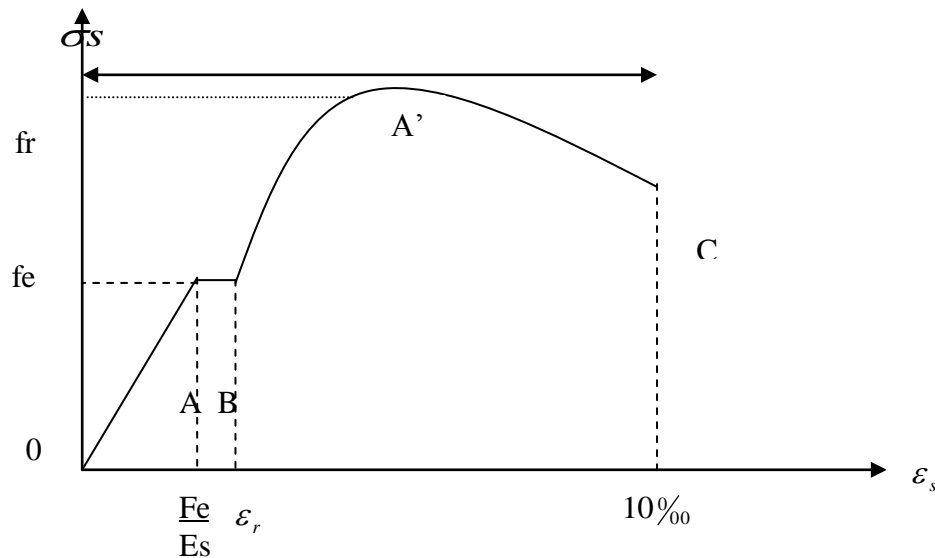
I-3. Caractéristiques de l'acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface, on trouve les ronds lisses et les barres à haute adhérence, pour les ronds lisses, il existe deux nuances ($F_e E_{215}$; $F_e E_{235}$) correspondant à des limites d'élasticité de 215 et 235 Mpa, pour les barres à haute adhérence les nuances sont ($F_e E_{400}$; $F_e E_{500}$) correspondant à des limites d'élasticité de 400 et 500 Mpa.

I-3.1. Diagramme déformations- contraintes :

Lorsqu'une éprouvette d'acier est soumise à un essai de traction, on obtient le diagramme suivant :



-Fig.I.5-Diagramme contraintes-déformations d'acier

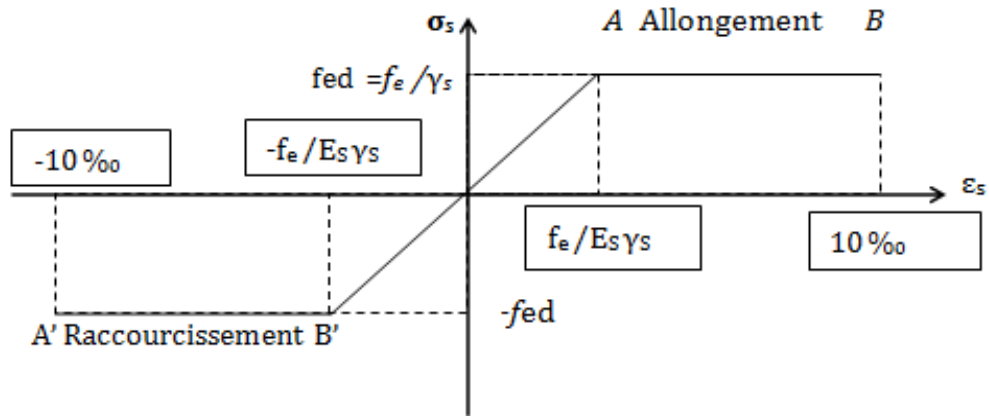
. La droite OA est le domaine élastique avec : $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$

. La droite AB est le palier de ductilité, dans ce domaine l'effort de traction égal à F_e .

I-3.2. Diagramme déformations – contraintes de calcul :

Dans les calculs de béton armé aux états limites on remplace le diagramme réel par un diagramme conventionnel et on introduit un coefficient de sécurité γ_s ayant les valeurs suivantes :

- $\gamma_s = 1,15$ (cas courants)
- $\gamma_s = 1$ (combinaisons accidentelles)
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$ si $\gamma_s = 1,15$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$ si $\gamma_s = 1$



-Fig.I.6- diagramme contrainte - déformation

I-3.3. Vérification des armatures à l'état limite de service :

- En fissuration peu préjudiciable pas de vérification
- En fissuration préjudiciable : il faut que

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa}$$

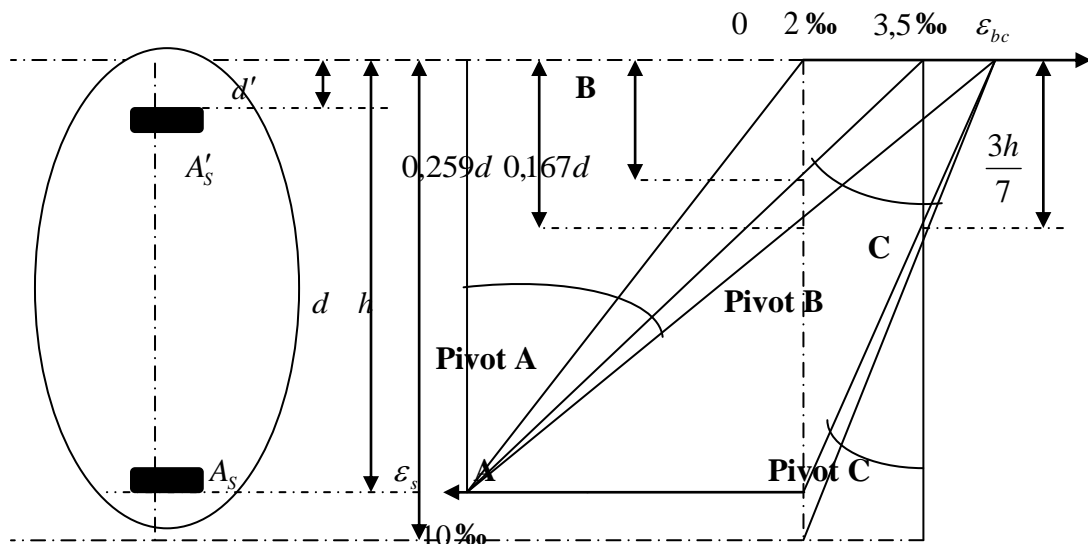
- En fissuration très préjudiciable : il faut

$$\bar{\sigma}_s = \min (0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}}) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 164.973 \text{ MPa}$$

Avec : - η : coefficient de fissuration

- $\eta = 1$ pour les ronds lisses
- $\eta = 1,6$ pour les barres à haute adhérence

I-3.3. Diagramme des déformations limites de la section :



-Fig.I.7- : Diagramme des déformations limites de la section.

On distingue trois domaines 1 ; 2 et 3 à l'aide de trois pivots A ; B et C, et des droites représentatives de la déformation qui passent par l'un des trois pivots pour matérialiser les diagrammes de déformation de la section de béton.

La position du pivot est caractérisée par :

- ✓ Un allongement déterminé (10‰ pour le pivot A par exemple)
- ✓ Un raccourcissement déterminé (3,5‰ pour le pivot B par exemple)

Dans le domaine 1 le diagramme passe par le point A qui correspond à un allongement de 10‰ de l'armature la plus tendue supposée concentrée en son centre de gravité.

Dans le domaine 2 le diagramme passe par le point B qui correspond à un raccourcissement de 3,5‰ de la fibre la plus comprimée.

Dans le domaine 3 le diagramme passe par le point C qui correspond à un raccourcissement de 2‰ du béton à une distance de la fibre la plus comprimée égale à $\frac{3}{7}$ de la hauteur totale h de la section.

I-4. Hypothèses de calcul (BAEL91) :

- . Les sections droites restent planes après déformation.
- . Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- . La résistance à la traction du béton est négligeable à cause de la fissuration.
- . Le diagramme contraintes – déformations de l'acier est celui défini ci-dessus.
- . Le diagramme contraintes déformations de béton est celui défini ci-dessus.
- . Les positions que peut prendre le diagramme des déformations d'une section droite passent au moins par l'un des trois pivots définis :

I-5. Choix des matériaux dans l'élaboration du projet :

A/ Béton :

- Ciment dosé à 350 kg / m³.
- $f_{c28} = 25$ Mpa.
- $\sigma_{bc} = 14,2$ Mpa.
- $f_{t28} = 2,1$ Mpa.
- $E_i = 32164,2$ Mpa.
- $E_v = 10721,4$ Mpa.
- $\gamma_b = 1,5$.

B/ Acier :

- des barres (HA) : Fe E400.
- $\sigma_s = 348$ Mpa.
- $\gamma_s = 1,15$.
- $\eta = 1,6$.
- $E_s = 2 \cdot 10^5$ Mpa.

II-1. Pré-dimensionnement :

II-1.1. Introduction :

Le pré dimensionnement est une étape nécessaire dans une étude de projet en béton armé elle a pour but de déterminer les dimensions provisoires et approximatives des éléments de la structure (poteaux, poutres, dalles, voiles) pour estimer leur poids propre toute en respectant les règles générales en vigueur BAEL 91 et RPA99 v 2003.

II-1.2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont constitués de corps creux reposant sur les poutrelles qui seront à leur tour disposées suivant les petites portées.

Ils assurent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

La hauteur du plancher doit satisfaire la condition suivante : B.A.E.L 91

$$h/L \geq 1/22.5$$

$$L = \min(520, 550) \longrightarrow L = 520 \text{ cm.}$$

Avec :

h : hauteur totale du plancher.

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

Dans notre cas :

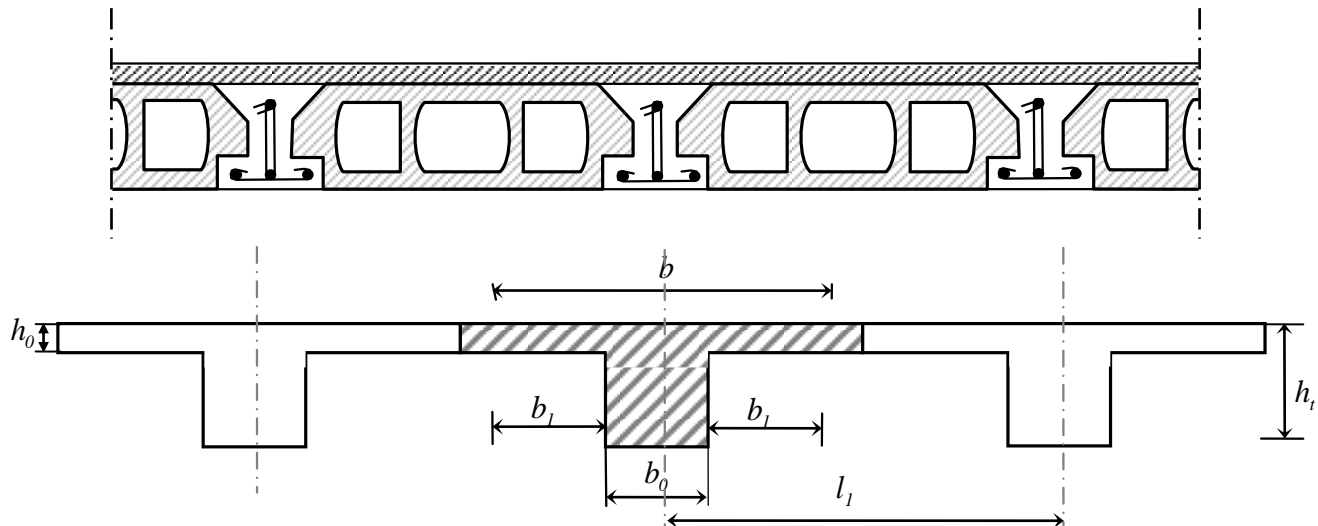
$$L = 520 \text{ cm} \longrightarrow h \geq 23.11 \text{ cm, on prend: } \mathbf{h=25 \text{ cm.}}$$

✓ **Conclusion :** On opte pour une hauteur de plancher de (25 cm) soit (20+5) qui sera valable pour tous les étages.

II-1.3. Pré dimensionnement des poutrelles :

D'après le BAEL 91 la longueur de l'hourdis à compter de chaque côté de nervure à partir de son paramètre est limité par la plus restrictive des conditions suivantes :

- On ne doit pas attribuer une même zone de hourdis à deux nervures différentes.
- La largeur en cause ne doit pas dépasser le dixième d'une travée.
- Elle ne doit pas dépasser les 2/3 de la distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapproché.



-Fig.II.1-pré dimensionnement des poutrelles.

$$\left\{ \begin{array}{l} h_0 = 5\text{cm.} \\ h = 20\text{cm.} \\ h_t = 25\text{cm.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,9h_t/3 \leq b_0 \leq 0,9h_t/2 \\ 0,9 \times 25/3 \leq b_0 \leq 0,9 \times 25/2 \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad \text{Donc on adopte : } b_0 = 10\text{cm.}$$

$$b_1 = (b - b_0)/2 = \min(L_i/10; L_i/2). \quad \text{Avec :}$$

L_i : la portée de la travée considérée = 520cm.

L_1 : la distance entre deux nervures = 55cm.

$$b_1 = (b - b_0)/2 = \min(520/10; 55/2).$$

$$\text{Donc : } b_1 = \min(52; 27,5) \quad \longrightarrow \quad b_1 = 27,5\text{cm.}$$

$$\longrightarrow b = 2b_1 + b_0$$

$$\longrightarrow b = 65\text{cm.}$$

II-1-4) Pré dimensionnement des poutres :

Définition :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles). D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

Hauteur :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

Avec, L : la portée entre axes des appuis.

✓ **Dans le sens longitudinal :**

$$550/15 \leq h \leq 550/10 \longrightarrow h = 50 \text{ cm.}$$

La largeur de la poutre est $0,3h \leq b \leq 0,6h \longrightarrow b = 30 \text{ cm.}$

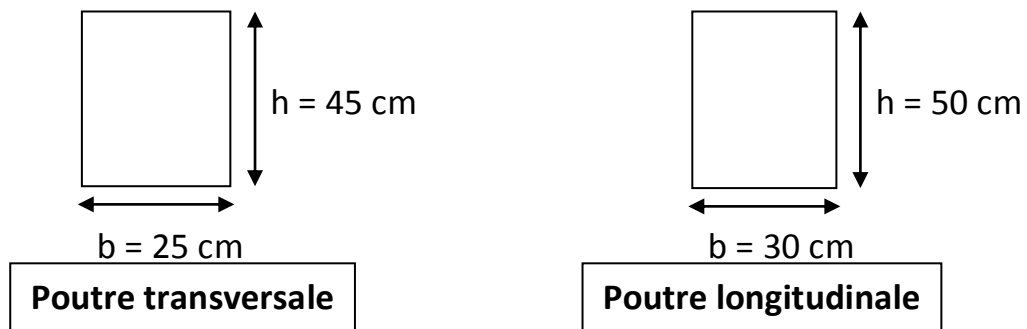
Alors la section des poutres longitudinales est de : $(30 \times 50) \text{ cm}^2$

✓ **Dans le sens transversal :**

$$520/15 \leq h \leq 520/10 \longrightarrow h = 45 \text{ cm.}$$

La largeur de la poutre est $0,3h \leq b \leq 0,6h \longrightarrow b = 25 \text{ cm.}$

Donc la section des poutres transversales est de : $(45 \times 25) \text{ cm}^2$.



-Fig.II.2- Pré dimensionnement des poutres.

❖ **Vérification selon RPA99/version 2003 (article 7.5.1) :**

Poutre longitudinale :

$$- b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$- h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$- h / b \leq 4 \Rightarrow 50/30 = 1,66 < 4 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Poutre transversale :

$$- b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$- h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$- h / b \leq 4 \Rightarrow 45/25 = 1,8 < 4 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

II-1-5) Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux leurs rôle c'est de reprendre les charges verticales et horizontales et les transmettent aux fondations.

Selon les règles BAEL 91, (article B.8.4.1), l'effort normal ultime N_u agissant dans le poteau doit vérifier que :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right)$$

A_s : La section d'acier minimale.

B_r : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie tel que :

$$B_r = (a - 2)(b - 2) \dots \text{ cm}^2$$

f_{c28} : résistance à la compression de béton

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

✓ Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central)

➤ **Méthode de calcul :**

Leur pré dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes:

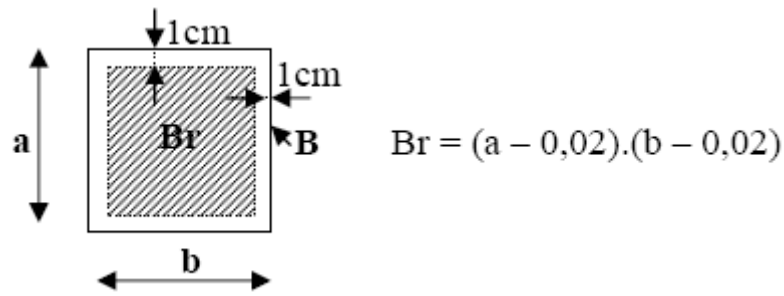
- a. condition de résistance
- b. condition de stabilité
- c. condition imposée par le RPA99

a. condition de résistance:

D'après le BAEL91 :

$$\beta_r \geq \frac{K \cdot \beta \cdot N_u}{\left[\theta \cdot \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \cdot \left(\frac{A}{\beta_r} \right) \cdot \sigma_s \right]} \dots \dots \dots (*)$$

B_r : section réduite obtenue en retirant 1 cm d'épaisseur du béton sur toute la périphérie du poteau :



-Fig.II.3- détermination de la section Br .

Tel que:

$$\beta = \begin{cases} \theta = 1 \\ K = 1 \\ f_e = 400 \text{ Mpa} \\ f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \\ \begin{cases} 1 + 0,2(\lambda/35)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,85 \lambda^2 / 1500 & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \end{cases}$$

- Pour que toutes les armatures participent à la résistance on prendra ($\lambda = 35$)

$$\Rightarrow \beta = 1,2$$

- Selon le RPA99 V2003 le pourcentage minimal des armatures est de **0.8 %** en zone IIa

$$\Rightarrow \frac{A}{Br} = 0.8\% = 0.008$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \Rightarrow \Rightarrow 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La formule (*) est simplifiée et devient :

$$\beta_r \geq (1,2 \cdot N_u) / \left[\left(\frac{14,20 \times 10^3}{0,90} \right) + 0,85 \cdot \left(\frac{0,8}{100} \right) \cdot (348 \times 10^3) \right]$$

$$N_u = 1,35 N_g + 1,5 N_q$$

$$\begin{cases} N_g : \text{Effort normal du aux charges permanente} \\ N_q : \text{Effort normal du aux charges d'exploitations} \end{cases}$$

✓ Le calcul de N_u à partir de la descente de charge.

b. Condition de stabilité :

Pour éviter le flambement il faut qu'il soit $\lambda \leq 35$

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

$$i = b / \sqrt{12} \Rightarrow \lambda = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b}, \quad L_f = 0,7 L_0$$

$$\Rightarrow \lambda = 3,46 \times 2,14 / 0,45 = 16,45 < 50 \dots\dots CV$$

c. condition imposée par le RPA99 :

$$\begin{cases} \min(h_1, b_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(h_1, b_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \min(45, 35) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(45, 35) \geq \frac{306}{20} = 15,3 \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{35}{45} = 0,77 \leq 4 \end{cases}$$

I-6) Pré dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du RPA 99/ version 2003.

- Le contreventement mixte avec justification de l'interaction portique et voiles, tel que donné dans le RPA 99/version 2003, est défini par les trois conditions suivantes, qui doivent être respectées :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et portiques proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé se fera à la lumière (l'article 7.7.1 du RPA99/version2003).

Les charges prises en compte dans le pré dimensionnement des voiles sont :

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- Les actions horizontales : effet de séisme.

D'après le RPA 99 (article 7.7.1), les voiles doivent satisfaire la condition : $L \geq 4 e$

Où « e » est l'épaisseur du voile,

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité. Dans notre cas :

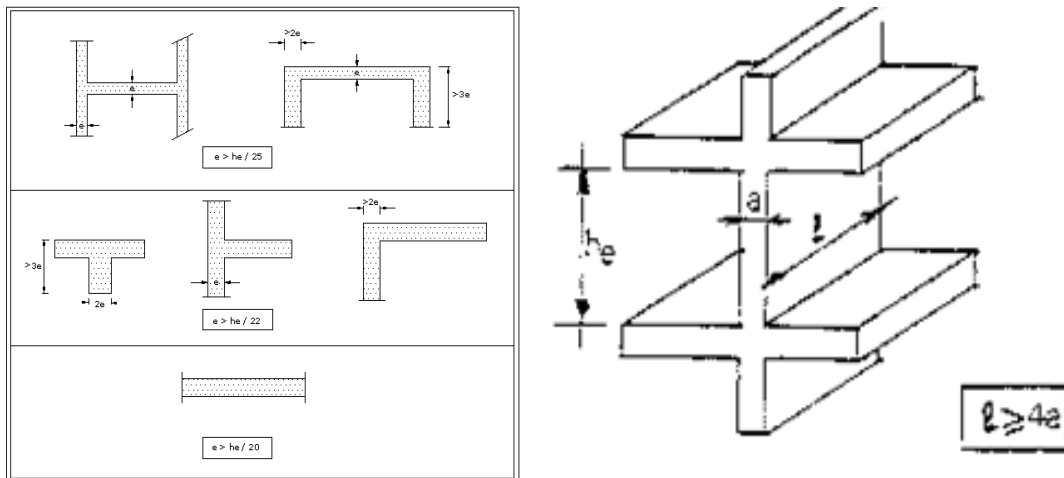
$$e \geq h_e / 20 = 306 / 20 = 15,3 \text{ cm.}$$

En parallèle, l'épaisseur minimale que doit avoir le voile, et exigée par le RPA 99/version 2003 est de $e = 15 \text{ cm}$.

On adopte une épaisseur de voile égale à : **$e = 16 \text{ cm}$** .

Il nous reste à confirmer si l'épaisseur vérifie la condition de la longueur citée au début du paragraphe :

- Sens longitudinal: $L_{\max} = 340 \text{ cm} > 4 e = 64 \text{ cm}$ (Vérifié)
- Sens transversal : $L_{\min} = 310 \text{ cm} > 64 \text{ cm}$ (Vérifié)



-Fig.II.4- Pré dimensionnement des voiles

II-2. Descente des charges :

II-2.1. Introduction:

La descente des charges a pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque étage.

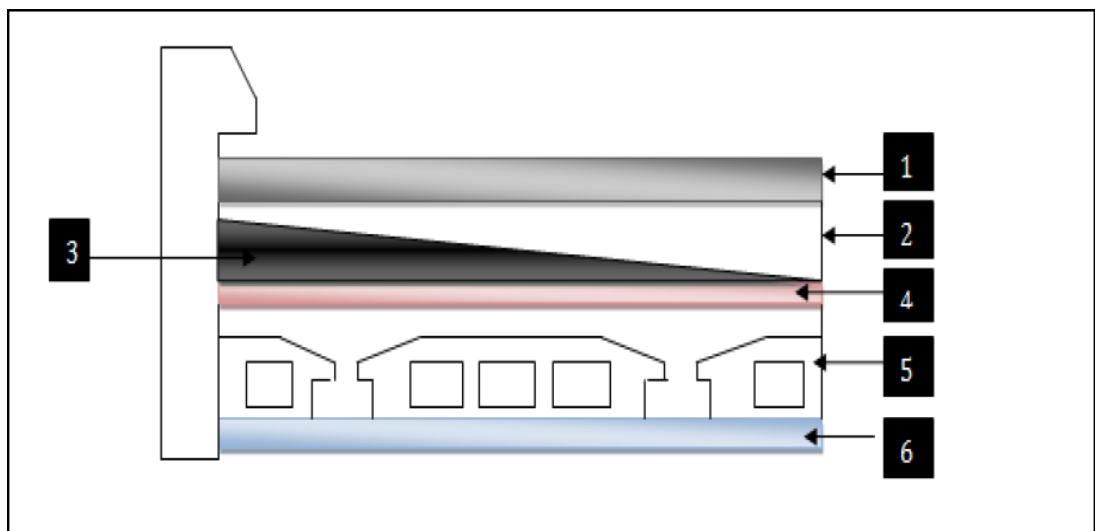
G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

II-2.1.1. Plancher terrasse :

Elément	γ	E	G
Protection gravillon	20	0.04	0,8
Etanchéité multicouche	-	-	0,12
Forme de pente (10cm)	22	0.1	2,2
Isolation thermique en liège	4	0.04	0,16
Dalle en corps creux (20+5)	-	0.25	3.3
Enduit en plâtre	10	0.02	0,2
G	6,78		Kn/m ²
Q	1		Kn/m ²

-TabII.1- evaluation des charges de plancher terrasse.

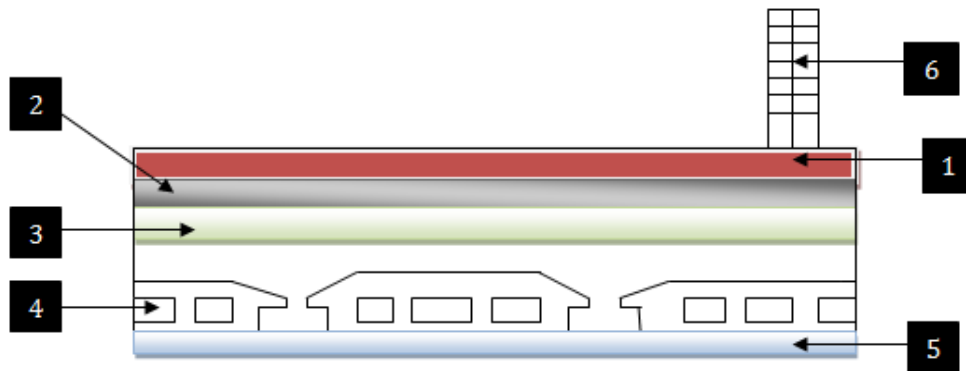


-Fig.II.5- Coupe transversale au niveau de plancher étage terrasse.

II-2.1.2. Plancher étage courant :

	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	e(m)	G
Carrelage	20	0.02	0,40
Mortier de pose	18	0.02	0,36
Lit de sable	18	0.02	0,36
Dalle en corps creux	-	0.25	3,3
Enduit en plâtre	10	0.02	0,2
Cloison intérieure	9	0.1	0,9
G	5,52		KN/m ²
Q	1,5		KN/m ²

-Tab.II .2- evaluation des charges de plancher etage courant.

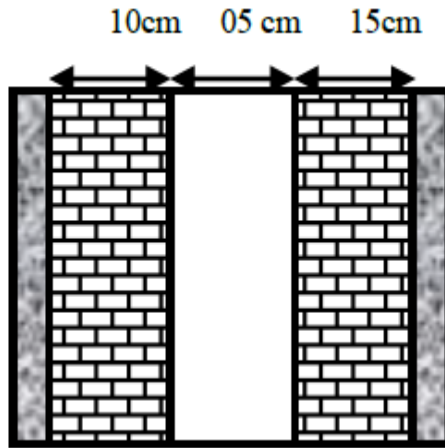


-Fig.II.6- Coupe transversale au niveau de plancher étage courant.

II-2.1.3. Murs extérieurs :

	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	e(m)	G
Enduit de ciment	18	0.02	0,36
Brique creuse	-	0.15	1,3
Brique creuse	-	0.1	0,9
Enduit en plâtre	10	0.02	0,2
G	2,76		Kn/m ²
(30% d'ouverture)	$0.7 \times 2.76 = 1.932$		Kn/m ²

-TabII .3- evaluation des charges de mur exterieur.

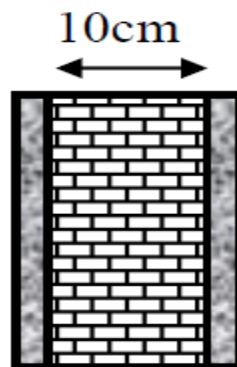


-Fig.II.7- Murs extérieur

II-2.1.4.Murs intérieur :

	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	e(m)	G
Enduit en plâtre	10	0.02	0,2
Brique creuse	-	0.1	0,9
Enduit en plâtre	10	0.02	0,2
G	1,3		Kn/m ²

-TabII .4- evaluation des charges de mur exterieur.



-Fig.II.8- Murs intérieure

II-3. Loi de dégression (BAEL 91 art. V.2 page 22) :

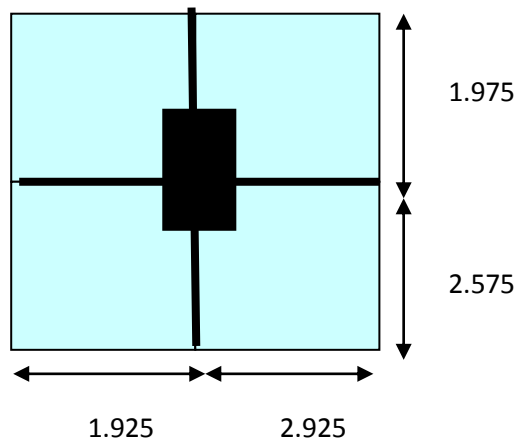
Pour les bâtiments à plus de cinq étages. Les surcharges verticales peuvent être minorées selon la loi de dégression verticale ci-après : - soit Q_0 la surcharge appliquée au toit ou à la terrasse de couverture, - soit Q_i la surcharge appliquée à l'étage numéro i , les étages étant numérotés de haut en bas ; on calcule la $\sum Q_i$: surcharge totale à considérer au-dessous du plancher de l'étage n^0 .

Niveau	Surcharges Q_i différentes
Terrasse	Q_0
Dernier étage	Q_0+Q_1
étage 2	$Q_0 + 0,95(Q_1+Q_2)$
étage 3	$Q_0+0,90 (Q_1+Q_2+Q_3)$
étage 4	$Q_0+ 0,85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
Etage n ($n \geq 5$)	$Q_0+\frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$

TabII-5. Loi de dégression.

Le poteau le plus sollicité est le poteau central **B-2**

La surface offerte est de : $S_i=21,58 \text{ m}^2$



-Fig.II.9- poteau centrale B-2

Etage	Eléments	G (KN)	Q (KN)
Terrasse	Plancher terrasse Poutre P Poutre S Poteau	$21,58 \times 6,78 = 146,31$ $0,3 \times 0,5 \times 25 \times (2,925 + 1,925) = 18,18$ $0,25 \times 0,45 \times 25 \times (1,975 + 2,575) = 12,79$ $3,06 \times 25 \times Br = 76,5 Br$ $\sum_{des\ charges} = 177,28 + 76,5 Br$	$21,58 \times 1,00 = 21,58$
Etage Courant	Plancher Poutre P Poutre S Poteau	$21,58 \times 5,52 = 119,12$ $0,3 \times 0,5 \times 25 \times (2,925 + 1,925) = 18,18$ $0,25 \times 0,45 \times 25 \times (2,575 + 1,975) = 12,79$ $3,06 \times 25 \times Br = 76,5 Br$ $\sum_{des\ charges} = 150,09 + 76,5 Br$	$21,58 \times 1,50 = 32,37$
RDC	Plancher Poutre P Poutre S Poteau	$21,58 \times 5,52 = 119,12$ $0,3 \times 0,5 \times 25 \times (2,925 + 1,925) = 18,18$ $0,25 \times 0,45 \times 25 \times (2,575 + 1,975) = 12,79$ $3,06 \times 25 \times Br = 76,5 Br$ $\sum_{des\ charges} = 150,09 + 76,5 Br$	$21,58 \times 1,50 = 32,37$
	$\sum_{des\ charges}$	$\sum G = 927,73 + 459 Br$	

-TabII.5- evaluation des charges du poteau B-2.

B-2 : est le poteau le plus sollicité, il supporte la charge suivante :

$$G_{tot} = 927,73 + 459 Br \text{ (KN/m)}.$$

❖ **Dégression des surcharges (KN) :**

$$Q_0 = 21,58$$

$$Q_0 + Q_1 = 53,95$$

$$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 83,08$$

$$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 108,97$$

$$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 131,63$$

$$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 151,06$$

$$Q_{tot} = 151,06 \text{ KN/m}$$

$$N_U = 1,35 (927,73 + 459B_r) + 1,5 \times 151,06 = 1479,83 + 619,65B_r \text{ (KN)}.$$

$$B_r \geq \frac{1,2 \times (1479,83 + 619,65B_r)}{\frac{14,2 \times 10^3}{0,9} + 0,0068 \frac{400 \times 10^3}{1,15}} \Rightarrow B_r \geq 0,097 + 0,0409B_r$$

$$B_r \geq 0,10114m^2$$

$$B_r = (a \times b) = 1011,47cm^2.$$

On va choisir des poteaux à section rectangle de **(a × b)**

Donc on prend: **(a* b) = (35*45) cm²**: pour toute les niveaux de la structure.

➤ **Conclusion :**

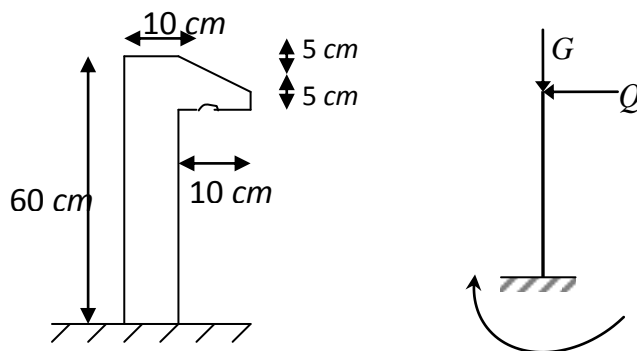
Les résultats obtenus dans ce chapitre seront utilisé dans les prochains chapitres comme le calcul de ferrailage des éléments et l'étude sismique donc ce chapitre est une liaison entre la conception de la structure et son analyse.

Introduction :

Dans ce calcul on veut assurer la stabilité et la résistance des différents éléments secondaires de mon bâtiment (acrotère, les balcons, les escaliers, les dalles) vis-à-vis aux effets des actions sismique et actions vertical (permanente et exploitation) par une bonne modélisation suivit d'un calcul correct des sections d'armatures qui respectent le BAEL 91 et RPA99/V2003.

III.1. l'acrotère :

L'acrotère est un élément sécuritaire et décoratif pour le bâtiment, il est exposé à l'intempérie, il est assimilé à une console encastrée à la base dans le plancher terrasse sollicitée en flexion composée sous l'action verticale de son poids propre et l'action horizontale due à la main courante la section la plus dangereuse est au niveau de l'encastrement.



-Fig. III-1. Caractéristiques géométriques de l'acrotère

III-1.1. Evaluation des charges : (DTR B C 2 2)

- La surface : $S = (60 \times 10) + (10 \times 10) \frac{3}{4} = 675 \text{ cm}^2$.
 - Béton armé : $G_1 = (\rho \times S) = 0,0675 \times 25 = 1,6875 \text{ KN/ml}$.
 - Enduit de ciment 2 cm : $G_2 = 0,02 \times 18 \times 0,96 = 0,345 \text{ KN/ml}$.
- $$G = G_1 + G_2 = 1,6875 + 0,345 = 2,03 \text{ KN/ml}$$

La charge permanente : **G=2,03kn/ml**

- La surcharge d'exploitation est une force horizontale due à l'application de la main courante

La charge d'exploitation : **Q=1kn/m**

III-1.2. Calcul de l'effort sismique :

L'acrotère est soumis à une charge horizontale F_p donnée par RPA99/Version2003 :

$$F_p = 4AC_p W_p \quad (\text{page 43}).$$

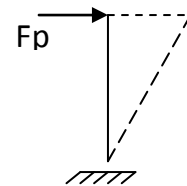
A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) page 26, pour la zone et groupe d'usage appropriés : zone II - a et groupe d'usage 2 $\Rightarrow A = 0,15$.

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 tableau 6.1 page 43 (RPA99/V2003)

$C_p = 0,8$ pour un élément en console.

W_p : poids de l'élément considéré $W_p = G_1 + G_2 = 2,03 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,03 \quad \rightarrow \quad F_p = 0,974 \text{ KN/ml}$$

**III-1.3. Calcul les Sollicitations :**

- **ELU:**

L'effort normal: $N_u = 1,35G = 1,35 \times 2,03 = 2,740 \text{ KN}$

Moment fléchissant : $M_u = 1,5M_Q = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$, $M_G = 0$

- **ELS:**

$$N_{\text{ser}} = G = 2,03 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

III-1.3.1) Calcul de l'excentricité:

Elle est définie par la relation selon les documents basés sur les règles BAEL91 :

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

- e_1 : excentricité (dite du premier ordre), de la résultante des contraintes normales

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,90}{2,740} \Rightarrow e_1 = 0,32 \text{ m}$$

- e_2 : excentricité due aux effets de second ordre, liés à la déformation de la structure

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h}(2 + \alpha\phi)$$

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0,60 \Rightarrow l_f = 1,2m$$

ϕ : Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée (ϕ généralement égale à : 2)

h : La hauteur totale de la section dans la direction du flambement ($h = 10 \text{ cm}$)

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

$$\text{Donc } e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10000 \times 0,1} \times 2 \Rightarrow e_2 = 0,0086m$$

- e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrique initiales (après

$$\text{exécution) } e_a = \max \left\{ 2cm; \frac{l}{250} \right\} \Rightarrow e_a = \max \{ 2cm; 0,24cm \}$$

$$\Rightarrow e_a = 2cm = 0,02m$$

$$e = 0,32 + 0,02 + 0,0086 = 0,34m \quad \rightarrow \quad e = 0,34m$$

III-1.3.2) Centre de pression :

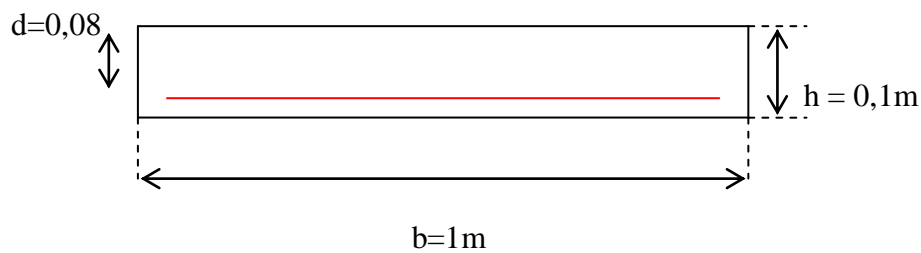
$$\text{On a : } \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016m < e = 0,34m$$

Donc le centre de pression est à l'extérieur de l'intervalle $\left[-\frac{h}{6}, +\frac{h}{6} \right]$, la section donc est

partiellement comprimée et son ferrailage se fera par assimilation à la **flexion simple** sous l'effet d'un moment fictif M_{uf} .

III-1.3.3) Sollicitations majorées :

$$M_u = M_{uQ} + eN_u = 0,9 + 0,34 \times 2,74 = 1,831 \text{KNm}$$

III-1.4. Calcul de Ferrailage :

Le moment fictif : $M_{uf} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{uf} = 1,831 + 2,740 \left(0,08 - \frac{0,1}{2} \right)$

$$\Rightarrow M_{uf} = 1,913 \text{ KN.m}$$

Le moment réduit : $\mu = \frac{M_{uf}}{bd^2 \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = \frac{1,913}{1 \times 0,08^2 \times 14,2 \times 10^3}$

$$\Rightarrow \mu = 0,021$$

$\mu = 0,021 < 0,186$: Donc l'ELU est atteint au pivot A ; ($A'_s = 0$).

La section fictive d'aciers tendus :

$$A_{sf} = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} \right) \Rightarrow \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,021} \right)$$

$$\alpha = 0,026 < 0,259 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$A_{sf} = \frac{0,8 \times 0,026 \times 100 \times 8 \times 14,2}{348} \Rightarrow A_{sf} = 0,67 \text{ cm}^2$$

La section réelle d'acier tendu :

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_U}{\sigma_s} \Rightarrow A_s = 0,67 - \frac{2,740}{348 \times 10^3} \Rightarrow A_s = 0,67 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{s \min} = \max \left\{ \frac{100 \times 10}{1000}, 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$\Rightarrow A_{s \min} = 1,00 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0,67 \text{ cm}^2 < A_{s_{\min}} = 1,00 \text{ cm}^2$, donc on prend $A_{s_{\min}}$

$A_{s_{\min}} = 1,00 \text{ cm}^2$, qui correspond à 4Ø8 avec $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

Escapement:

$$St = b/4 = 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

$$St_{\max} < \min(3h, 33\text{cm}) \rightarrow St_{\max} < \min(30\text{cm}, 33\text{cm}) \rightarrow St_{\max} = 30\text{cm}$$

$St < St_{\max} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

$$St = h/3 = 60/3 = 20 \text{ cm} \rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

❖ Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 2,01/4 = 0,50 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On adopte } 3\text{Ø}6 \text{ avec } A_s = 0,84 \text{ cm}^2$$

III-1.5. Vérification à l'ELS :

La fissuration est préjudiciable

La section est partiellement comprimée donc il faut vérifier :

$$\bullet \quad \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 F_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bullet \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s ; \text{ Avec } \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta F_{ij}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max(0,5 \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\} = 201,63 \text{ Mpa}$$

Les sollicitations à l'ELS :

$$N_{ser} = 2,03 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = Q \times L \Rightarrow M_{ser} = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \quad e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,03} = 0,29 \text{ m}$$

$$\bullet \quad C = \frac{h}{2} - e \Rightarrow C = \frac{10}{2} - 29 = -24 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad P = -3C^2 - 90A'_s \frac{(C-d')}{b} + 90A_s \frac{(d-C)}{b} = -3C^2 + 90A_s \frac{(d-C)}{b}$$

$$(A'_s = 0) \Rightarrow P = -3 \times (-24)^2 + 90 \times 2,01 \frac{(8+24)}{100} \Rightarrow p = -1670.11$$

$$q = -2C^3 - 90A'_s \frac{(C-d')^2}{b} - 90A_s \frac{(d-C)^2}{b} = -2C^3 - 90A_s \frac{(d-C)^2}{b}$$

$$(A'_s = 0) \Rightarrow q = -2 \times (-24)^3 - 90 \times 2,01 \frac{(8+24)^2}{100} \Rightarrow q = 25795.58$$

$$\text{- On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27} = (25795.58)^2 + \frac{4 \times (-1670.11)^3}{27} = -24718926.19 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \text{donc : } \varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2P} \sqrt{\frac{-3}{P}} \right) \Rightarrow \cos \varphi = \frac{3q}{2P} \sqrt{\frac{-3}{P}} = \frac{3 \times 25795.58}{-2 \times 1670.11} \sqrt{\frac{-3}{-1670.11}}$$

$$\Rightarrow \cos \varphi = -0,98 \Rightarrow \varphi = 170.05^\circ$$

$$. a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} \Rightarrow a = 2\sqrt{\frac{1670.11}{3}} = 47.18 \text{ cm}.$$

$$Z_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) \Rightarrow Z_1 = 47.18 \times \cos \left(\frac{170.05}{3} \right) = 25.91.$$

$$Z_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) \Rightarrow Z_2 = 47.18 \times \cos \left(\frac{170.05}{3} + 120 \right) = -47.10$$

$$Z_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) \Rightarrow Z_3 = 47.18 \times \cos \left(\frac{170.05}{3} + 240 \right) = 21.18$$

$$y_{ser} = Z + C$$

$$y_{ser1} = Z_1 + C = 25.91 + (-24) = 1,91 \text{ cm}$$

$$y_{ser2} = Z_2 + C = -47.10 + (-24) = -71.10 \text{ cm}$$

$$y_{ser3} = Z_3 + C = 21.18 + (-24) = -2.82 \text{ cm}$$

. Puisque $\Delta < 0$ on choisit parmi $Z_1; Z_2; Z_3$ la valeur qui donne $0 \leq y_{ser} \leq d = 8 \text{ cm}$

→ Donc : $y_{ser1} = 1,91 \text{ cm}$

→ Donc : $Z = Z_1$

On calcul l'inertie : $I = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - d')^2]$

$(A'_s = 0) \Rightarrow I = \frac{100 \times (1,91)^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (8 - 1,91)^2 = 1350,46 \text{ cm}^4$

\Rightarrow donc les contraintes valent :

$\sigma_{bc} = \frac{ZN_{ser}}{I} y_{ser} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{25,91 \times 2,03}{1350,46 \times 10^{-4}} 1,91$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 743,90 \text{ MN} / \text{m}^2 = 0,743 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$

$\sigma_s = 15 \frac{ZN_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \Rightarrow \sigma_s = 15 \times \frac{25,91 \times 2,03}{1350,46 \times 10^{-4}} (8 - 1,91)$

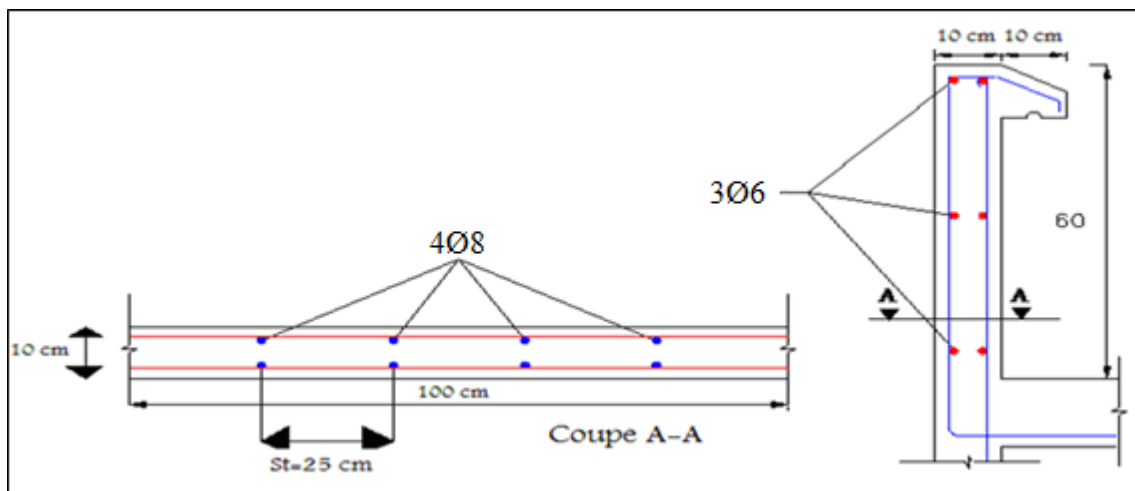
$\Rightarrow \sigma_s = 35578,71 \text{ KN} / \text{m}^2 = 35,57 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$

➤ **Vérification au flambement :**

$\lambda \leq \max \left\{ 50, \min \left(67 \frac{e}{h}, 100 \right) \right\} \Rightarrow \lambda \leq 100$

$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{\sqrt{12} l_f}{h} = \frac{\sqrt{12} \times 2 \times 0,6}{0,1} \Rightarrow \lambda = 41,56 < 100 \dots\dots\dots \text{CV}$

Schéma de ferrailage :



-Fig. III-2. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III-2.LES BALCONS

III.2.1.Définitions :

Le balcon est un élément non structural qui peut avoir différentes formes d'appuis, il est généralement encasturé d'un côté et libre de l'autre, donc calculé comme une console ce qui donne fibres tendues sont situés à la partie supérieure de l'élément celles qui sont comprimées se situent à la partie inférieure.

Garde-corps est l'ensemble d'éléments formant une barrière destinée à protéger les personnes de chute et à retenir des objets.

III.2.1.1.Pré dimensionnement Balcon (a):

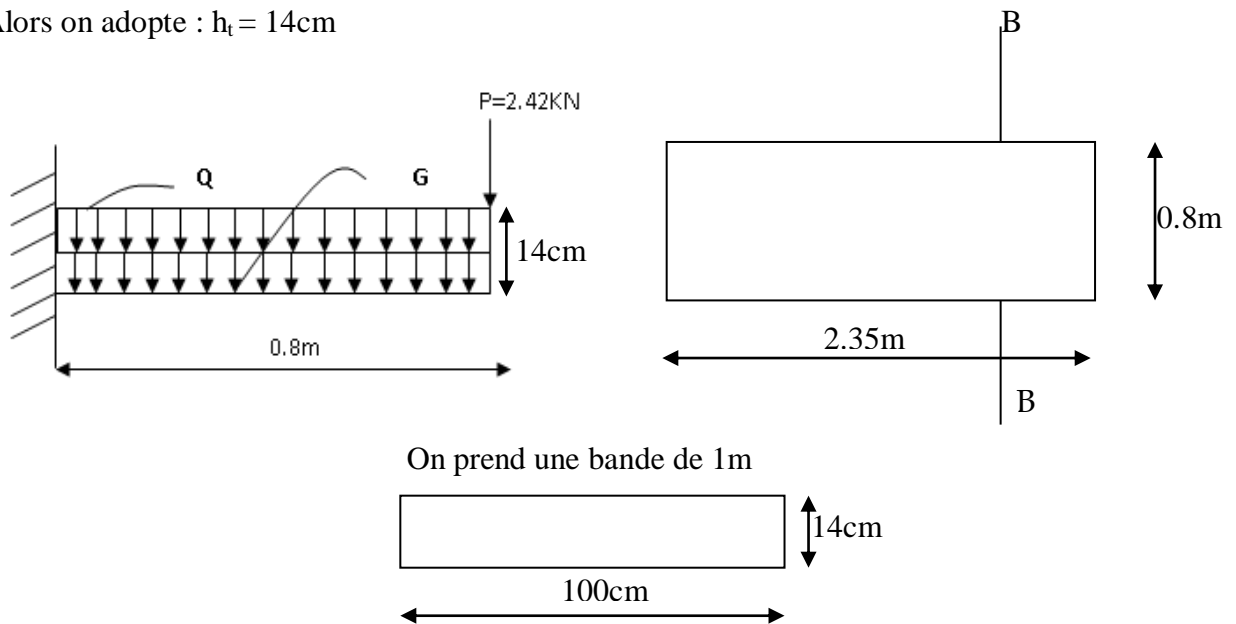
Pour le pré dimensionnement on doit tenir en compte les conditions suivantes :

- Condition de résistance au feu :

$h_t > 7\text{cm} \Rightarrow$ pour une heure de coupe de feu

$h_t > 11\text{cm} \Rightarrow$ pour une 2 heures de coupe de feu (dalle + chape + revêtement)

Alors on adopte : $h_t = 14\text{cm}$



FigIII-3.schema de balcon (A)

III.2.1.2.Evaluation des charges : (DTR B C 2 2)

COUCHES	e (m)	P (KN / m ³)	(KN / m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,14	25	3,5
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
		G (KN/M ²) =	5,06
		Q (KN/M ²) =	3,50

Entrer la valeur de Q →

Tableau .III.1. Evaluation des charges de balcon (A)

Charge du garde-corps :

Gg = 1 KN/m² : pour les emplacements publics.

l : Pour une bande de : 1m

h : hauteur de garde-corps = 1.2m

III.2.1.3. Calcul des moments : (livre HENRY THONIER page 79)

$$P = Gg \times h \times l = 1 \times 1.2 \times 1 = 1.2 \text{ KN}$$

$$q = Q \times l = 3.50 \times 1 = 3.50 \text{ KN/ml}$$

$$g = G \times l = 5.06 \times 1 = 5.06 \text{ KN/ml}$$

$$M_Q = \frac{q \times L^2}{2} = \frac{3.50 \times 0.80^2}{2} = 1.12 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_g = \frac{g \times L^2}{2} = \frac{5.06 \times 0.80^2}{2} = 1.61 \text{ KN.m} \\ M_p = P \times L = 1.2 \times 0.8 = 0.96 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_g + M_p = 1.61 + 0.96 = 2.57 \text{ KN.M}$$

III.2.1.4. Combinaison des moments :

- **A L'E.L.U** :

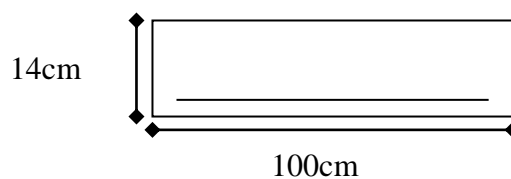
$$M_u = 1.35 (M_g + M_p) + 1.5 M_Q = 1.35 \times 2.57 + 1.5 \times 1.12$$

$$M_u = 5.149 \text{ KN.m}$$

- **A L'E.L.S** :

$$M_s = (M_g + M_p) + M_Q = 2.57 + 1.12$$

$$M_s = 3.69 \text{ KN.m}$$



III.2.2. Calcul de la section de ferrailage : le calcul se fait à la flexion simple

b (cm)	d (cm)	Mu (KN.m)	μ	α	β	As cal (cm ²)	As adopté (cm ²)/ml
100	12	5,15	0,025	0,032	0,987	1,25	4 HA 10 3.14

Tableau.III.2. Calcul de ferrailage balcon (A)

Armature de réparation:

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

$$\text{on adopte : } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Et de l'espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Condition de non-fragilité:

$$A_s \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_s \geq 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant:

$$V_u = (1.35g + 1.5q)L + 1.35P_u = 12,081 \times 0.80 + 1.35 \times 1,2 \Rightarrow V_u = 11,28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{11,28 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} \Rightarrow \tau_u = 0,094 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D'après le BAEL91 Article [A.5.1, 211], lorsque la fissuration est préjudiciable:

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \tau_u \leq \min \{ 2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \}$$

$$\Rightarrow \tau_u \leq 2,5 \text{ MPa}, \text{ donc vérifier.}$$

Vérification à l'ELS:

- contrainte limite de compression du béton est: d'après le BAEL91 Article [A.4.5, 2]

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{cj} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

- contrainte limite de traction de l'acier: BAEL91 Article [A.4.5, 32], en fissuration

$$\text{préjudiciable: } \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right\} = 202 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre: $b y^2 + 10 A_s y - 30 d A_s = 0$

$$y = \frac{15 A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5 A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 3,14}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 12}{7,5 \times 3,14}} - 1 \right] \Rightarrow y = 2,92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 2,92^3}{3} + 15 \times 3,14 (12 - 2,92)^2 \Rightarrow I = 4713,13 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{3,69}{4713,13 \times 10^{-5}} \Rightarrow k = 78,29 \text{ MPa/m}$$

$$\sigma_{bc} = k y = 78,29 \times 0,0292 \Rightarrow \sigma_{bc} = 2,28 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}}, \text{ condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 k (d - y) = 15 \times 78,29 (0,12 - 0,0292) \Rightarrow \sigma_s = 106,63 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche: d'après le BAEL91 Article [B.6.5, 2]

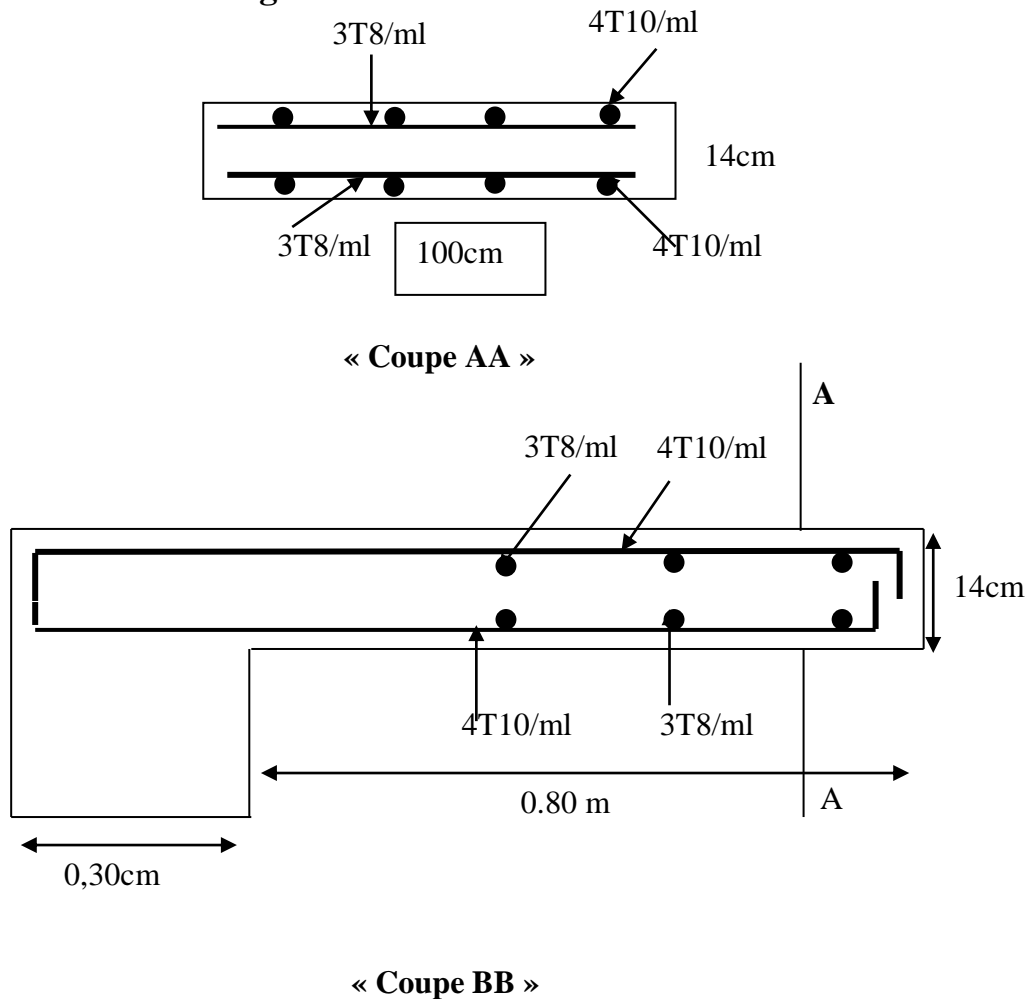
$$* \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,14}{0,80} = 0,175 > 0,0625 \text{ vérifiée.}$$

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad (M_t = M_0) \Rightarrow 0,175 > 0,1 \text{ vérifiée.}$$

$$* \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 12} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0026 < 0,0105 \text{ vérifiée.}$$

Ces trois conditions sont vérifiées donc ne doit pas calculer la flèche

III.2.3. Plan de ferrailage :



FigIII-4. schema de ferrailage balcon (A)

III.3. Pré dimensionnement :

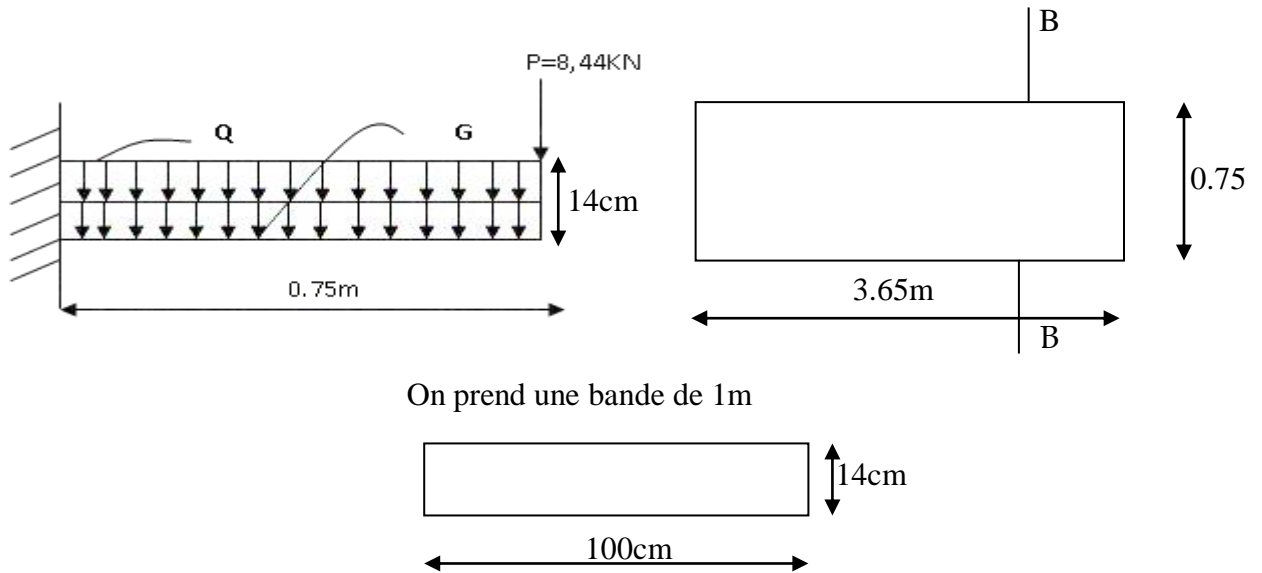
Pour le pré dimensionnement on doit tenir en compte les conditions suivantes :

- Condition de résistance au feu :

$h_t > 7\text{cm} \Rightarrow$ pour une heure de coupe de feu

$h_t > 11\text{cm} \Rightarrow$ pour une 2 heures de coupe de feu (dalle + chape + revêtement)

Alors on adopte : $h_t = 14\text{cm}$



On prend une bande de 1m

FigIII-5. Schéma de balcon (b)

III.3.1 Evaluation des charges :

COUCHES	e (m)	$P(KN / m^3)$	(KN / m^2)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,14	25	3,5
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
G (KN/M ²) =			5,06
Q (KN/M ²) =			3,50

Entrer la valeur de Q →

• Charge du mur en maçonnerie :

COUCHES	e (m)	$P(KN / m^3)$	(KN / m^2)
enduit en ciment	0,02	18	0,36
Brique	0,15	/	1,3
Brique	0,1	/	0,9
enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Gm (KN/M ²) =			2,76
Q (KN/M ²) =			2,60
(30% d'ouverture)		Gm'(NK/M ²)	1,93

Entrer la valeur de Q →

Tableau .III. 3. Evaluation des charges de balcon (b)

l : Pour une bande de : 1m

h : hauteur de mur (30 cm) = 3.06m

III.3.3. Calcul des moments : (livre HENRY THONIER page 79)

$$P = G_m \times h \times l = 2.76 \times 3.06 \times 1 = 8.44 \text{ KN}$$

$$q = Q \times l = 2.60 \times 1 = 3.50 \text{ KN/ml}$$

$$g = G \times l = 5.06 \times 1 = 5.06 \text{ KN/ml}$$

$$M_Q = \frac{q \times L^2}{2} = \frac{3.50 \times 0.75^2}{2} = 0.98 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_g = \frac{g \times L^2}{2} = \frac{5.06 \times 0.75^2}{2} = 1.423 \text{ KN.m} \\ M_p = P \times L = 8.44 \times 0.75 = 6.33 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_g + M_p = 1.61 + 1.936 = 3.546 \text{ KN. M}$$

Combinaison des moments :

A L'E.L.U :

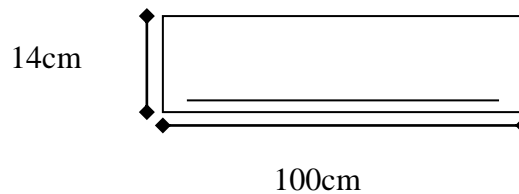
$$M_u = 1.35 (M_g + M_p) + 1.5 M_Q = 1.35 \times 7.753 + 1.5 \times 0.98$$

$$M_u = 11.936 \text{ KN.m}$$

A L'E.L.S :

$$M_s = (M_g + M_p) + M_Q = 7.753 + 0.98$$

$$M_s = 8.733 \text{ KN.m}$$



III.3.4. Calcul de la section de ferrailage : le calcul se fait à la flexion simple

d (cm)	Mu (KN.m)	μ	α	β	As cal (cm ²)	As adopté (cm ²)/ml	
12	11,94	0,059	0,075	0,970	2,95	4 HA 12	4,52, e=25

Tableau.III.2. Calcul de ferrailage balcon (B)

Armature de réparation:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte : } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et de l'espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Condition de non-fragilité:

$$A_s \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_s \geq 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant:

$$V_u = (1.35g + 1.5q)L + 1.35P_u = 12,081 \times 0.80 + 1.35 \times 8,44 \Rightarrow V_u = 21,05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{21,05 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} \Rightarrow \tau_u = 0,175 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D'après le BAEL91 Article [A.5.1, 211], lorsque la fissuration est préjudiciable:

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \tau_u \leq \min \{ 2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \}$$

$$\Rightarrow \tau_u \leq 2,5 \text{ MPa}, \text{ donc vérifier.}$$

Vérification à l'ELS:

- contrainte limite de compression du béton est: d'après le BAEL91 Article [A.4.5, 2]

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{cj} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

- contrainte limite de traction de l'acier: BAEL91 Article [A.4.5, 32], en fissuration

$$\text{préjudiciable: } \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right\} = 202 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre: $b y^2 + 10 A_s y - 30 d A_s = 0$

$$y = \frac{15 A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5 A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 4,52}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 12}{7,5 \times 4,52}} - 1 \right] \Rightarrow y = 3,41 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,41^3}{3} + 15 \times 4,52 (12 - 3,41)^2 \Rightarrow I = 6324,56 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8,733}{6324,56 \times 10^{-5}} \Rightarrow k = 138,08 \text{ MPa/m}$$

$$\sigma_{bc} = k y = 138,08 \times 0,0341 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4,70 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}}, \text{ condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 k (d - y) = 15 \times 138,08 (0,12 - 0,0341) \Rightarrow \sigma_s = 177,91 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche: d'après le BAEL91 Article [B.6.5, 2]

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,14}{0,75} = 0,186 > 0,0625 \text{ vérifiée.}$$

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad (M_t = M_0) \Rightarrow 0,186 > 0,1 \text{ vérifiée.}$$

$$* \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 12} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0037 < 0,0105 \text{ vérifiée.}$$

Ces trois conditions sont vérifiées donc ne doit pas calculer la flèche

III.3.4. Plan de ferrailage :

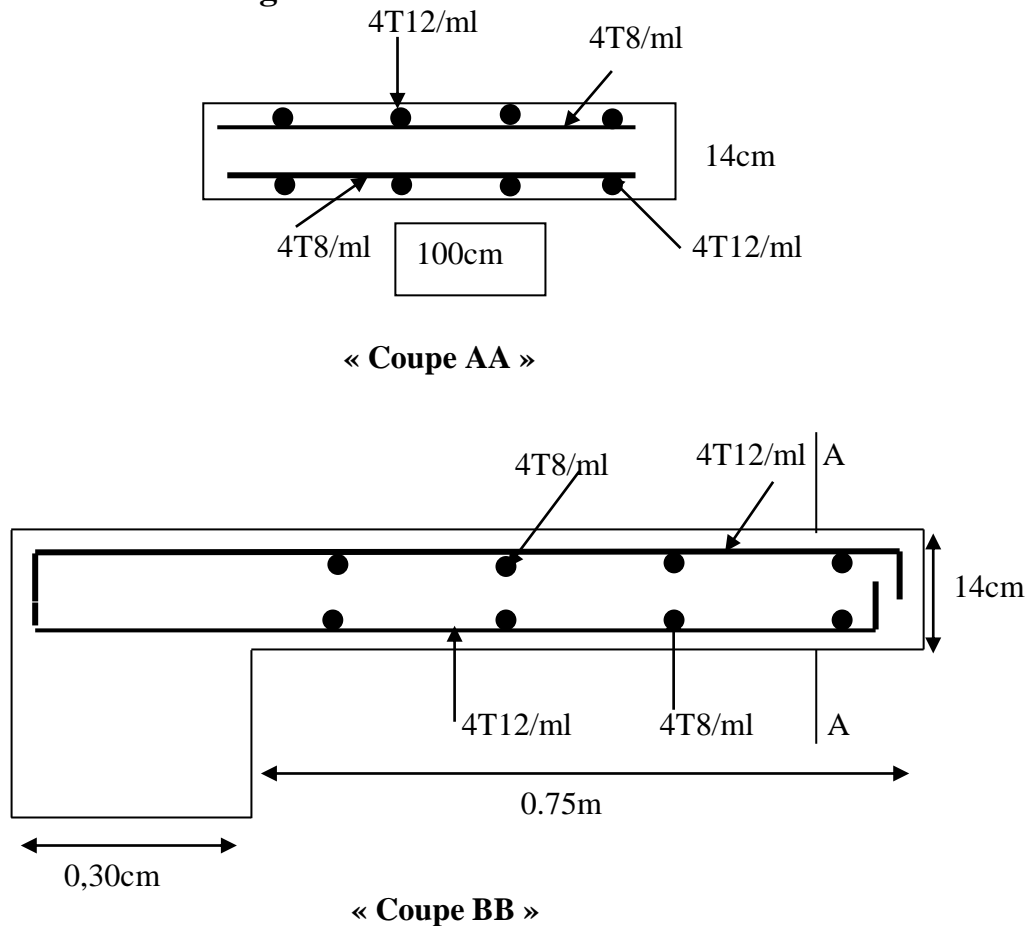


Fig .III.6.schema de ferrailage balcon (B)

III.4.Pré dimensionnement :

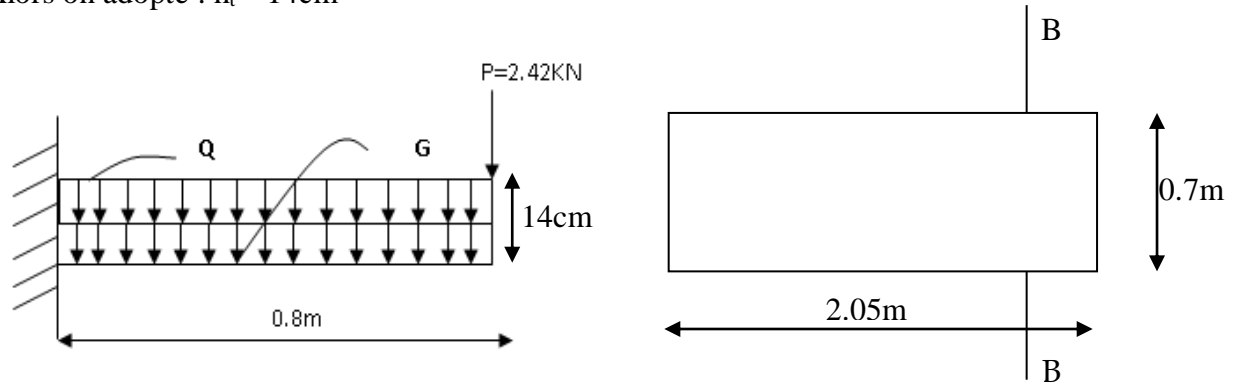
Pour le pré dimensionnement ont doit tenir en compte les conditions suivantes :

- Condition de résistance au feu :

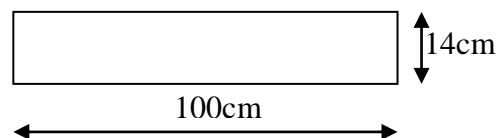
$h_t > 7\text{cm} \Rightarrow$ pour une heure de coupe de feu

$h_t > 11\text{cm} \Rightarrow$ pour une 2 heures de coupe de feu (dalle + chape + revêtement)

Alors on adopte : $h_t = 14\text{cm}$



On prend une bande de 1m



FigIII-7. Schéma de balcon (C)

III.4.1.Evaluation des charges :

COUCHES	e (m)	P(KN / m ³)	(KN / m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,14	25	3,5
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			G (KN/M ²) = 5,06
			Q (KN/M ²) = 3,50

Entrer la valeur de Q →

Tableau .III. 4. Evaluation des charges

Charge du garde-corps :

$G_g = 1 \text{ KN/m}^2$: pour les emplacements publics.

l : Pour une bonde de : 1m

h : hauteur de garde-corps = 1.2m

III.4.2.Calcul des moments : (livre HENRY THONIER page 79)

$P = G_g \times h \times l = 1 \times 1.2 \times 1 = 1.2 \text{ KN}$

$q = Q \times l = 3.50 \times 1 = 3.50 \text{ KN/ml}$

$g = G \times l = 5.06 \times 1 = 5.06 \text{ KN/ml}$

$$M_Q = \frac{q \times L^2}{2} = \frac{3.50 \times 0.70^2}{2} = 0.857 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_g = \frac{g \times L^2}{2} = \frac{5.06 \times 0.70^2}{2} = 1.24 \text{ KN.m} \\ M_p = P \times L = 1.2 \times 0.7 = 0.84 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_g + M_p = 1.24 + 0.84 = 2.08 \text{ KN.m}$$

Combinaison des moments :

A L'E.L.U :

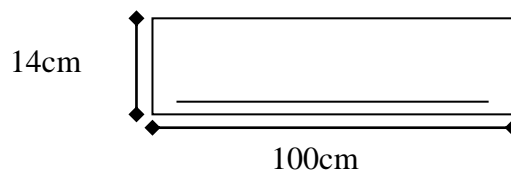
$$M_u = 1.35(M_g + M_p) + 1.5 M_Q = 1.35 \times 2.08 + 1.5 \times 0.857$$

$$M_u = 4.09 \text{ KN.m}$$

A L'E.L.S :

$$M_s = (M_g + M_p) + M_Q = 2.08 + 0.857$$

$$M_s = 2.96 \text{ KN.m}$$



III.4.3. Calcul de la section de ferrailage : le calcul se fait à la flexion simple

b (cm)	d (cm)	Mu (KN.m)	μ	α	β	As cal (cm ²)	As adopté (cm ²)/ml
100	12	4,09	0,020	0,025	0,990	0,99	4 HA 8 2,01, e=25

Tableau .III. 5. section de ferrailage balcon (C)

Armature de réparation:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte : } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et de l'espacement } S_r = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Condition de non-fragilité:

$$A_s \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_s \geq 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant:

$$V_u = (1.35g + 1.5q)L + 1.35P_u = 12,081 \times 0.70 + 1.35 \times 1,2 \Rightarrow V_u = 10,07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{10,07 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} \Rightarrow \tau_u = 0,083 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D'après le BAEL91 Article [A.5.1, 211], lorsque la fissuration est préjudiciable:

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \tau_u \leq \min \{ 2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \}$$

$$\Rightarrow \tau_u \leq 2,5 \text{ MPa}, \text{ donc vérifier.}$$

Vérification à l'ELS:

- contrainte limite de compression du béton est: d'après le BAEL91 Article [A.4.5, 2]

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{cj} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

- contrainte limite de traction de l'acier: BAEL91 Article [A.4.5, 32], en fissuration

$$\text{préjudiciable: } \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right\} = 202 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre: $b y^2 + 10 A_s y - 30 d A_s = 0$

$$y = \frac{15 A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5 A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 2,01}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 12}{7,5 \times 2,01}} - 1 \right] \Rightarrow y = 2,40 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 2,40^3}{3} + 15 \times 2,01 (12 - 2,40)^2 \Rightarrow I = 3239,42 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{2,96}{3239,42 \times 10^{-5}} \Rightarrow k = 91,37 \text{ MPa/m}$$

$$\sigma_{bc} = k y = 91,37 \times 0,0240 \Rightarrow \sigma_{bc} = 2,19 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}}, \text{ condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 k (d - y) = 15 \times 91,37 (0,12 - 0,0240) \Rightarrow \sigma_s = 136,544 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche: d'après le BAEL91 Article [B.6.5, 2]

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,14}{0,70} = 0,2 > 0,0625 \text{ vérifiée.}$$

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad (M_t = M_0) \Rightarrow 0,2 > 0,1 \text{ vérifiée.}$$

$$* \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,01}{100 \times 12} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0016 < 0,0105 \text{ vérifiée.}$$

Ces trois conditions sont vérifiées donc ne doit pas calculer la flèche

III.4.4. Plan de ferrailage :

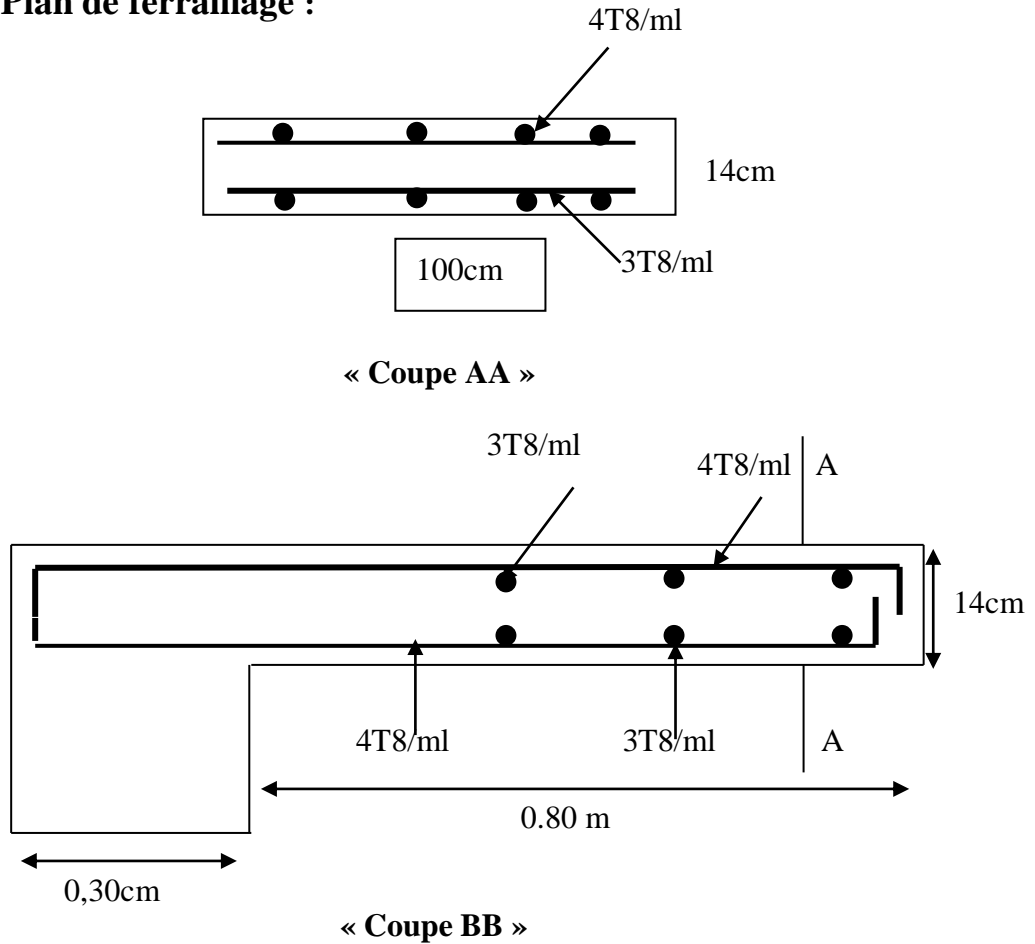


Fig .III.8.schema de ferrailage balcon (C)

III-5. Etude des planchers :

III-5.1 Introduction :

Les planchers sont les aires planes limitant les étages et supportant les revêtements de sol, ils assurent les fonctions suivantes :

- Reprise et transmission des charges et surcharges verticaux
- Isolation thermique et phonique
- Contreventement du bâtiment
- Assurance de l'étanchéité dans les salles d'eau
- Sécurité au feu et protection contre l'incendie

➤ Les planchers couramment utilisés sont :

- Les planchers en corps creux
- Les planchers à poutrelles rapprochées
- Les planchers champignons
- Les planchers peuvent être préfabriqués ou coulés sur place.

Dans notre bloc nous nous intéresserons qu'à ceux coulés sur place, il se compose de trois parties distinctes :

- 1) La partie portante : constituée généralement des poutres, de poutrelles et des dalles pleines.
- 2) Le revêtement : constituant le sol fini, se posant sur l'ossature portante généralement du carrelage.
- 3) Le plafond réalisé sous l'élément porteur.

III-5.2. Calcul des planchers à corps creux :

III-5.2.1 Méthode de calcul :

Pour la détermination des moments sur appuis ainsi que trouvés dans le cas des poutres continues sur appuis multipliées. Le règlement BAEL 91 modifié 99 fournit deux méthodes simplifiées :

- La méthode forfaitaire
- La méthode de Caquot

III-5.2.1.1 La méthode forfaitaire :

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres poutrelles et dalles supportant des charges d'exploitation modérée ($Q \leq 2G$ ou $Q < 5 \text{ kn/m}^2$) cette méthode ne s'applique qu'à des éléments fléchis (poutres ou dalles calculées au flexion dans un seul sens) remplissant les conditions suivantes :

- Les moments d'inertie des sections : transversales sont les mêmes dans les différents travées en continuité.
 - Les portées successives sont dans un rapport compris entre (0.8 ; 1.25).
 - La fissuration ne comporte pas la tenue du béton armé ni celle de ces revêtements.
- Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfait, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers chargés d'exploitations relativement élevées « la méthode de Caquot »

1- Calcul des sollicitations :

M_0 La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée considéré est soumise aux mêmes charges (moment isostatique).

M_0 et M_e Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche

Le rapport considéré des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation :

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

2- Condition à respecter :

Les valeurs de M_0 , M_a et M_t devant vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max \{1.05.M_0; (1 + .03\alpha)\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

a) - Dans une travée intermédiaire :

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3}{2} M_0$$

b) - Dans une travée de rive :

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

3- Valeur absolue des moments sur appuis :

a) - Poutres à deux travées :

Pour l'appui intermédiaire d'une poutre à deux travées :

- M_w et $M_e \geq 0.6 M_0$

0.6 M0

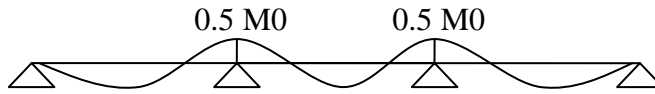


Fig. Diagramme des moments sur appuis

b) - Poutres à trois travées :

Pour les appuis voisins des appuis d'appui de rive d'une poutre à plus de deux travées :

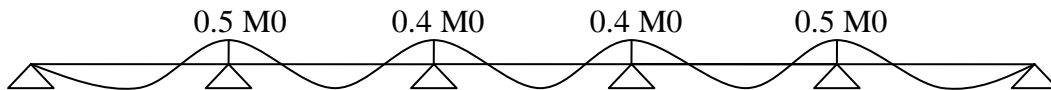
- M_w et $M_e \geq 0.5 M_0$



c) - Poutres à plus de trois travées :

Pour les autres appuis intermédiaires d'une à plus de trois travées :

- M_w et $M_e \geq 0.4.M_0$

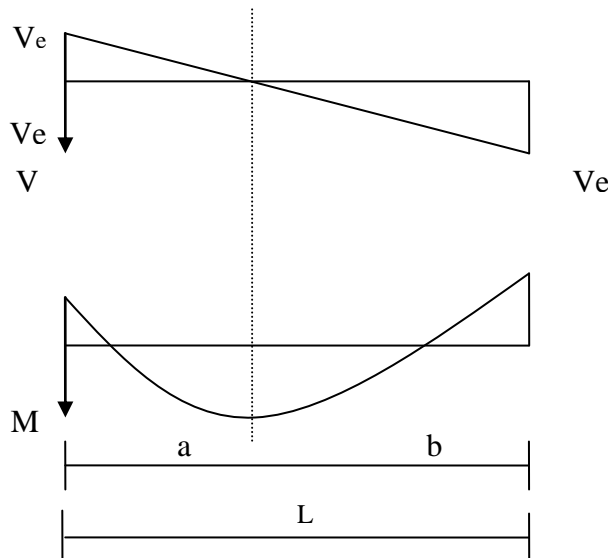


4- L'effort tranchant :

$$a = L \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_e}}} \qquad b = L \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_w + M_e}}}$$

$$V_w = -2 \cdot \frac{M_w + M_t}{a} \qquad V_e = 2 \cdot \frac{M_e + M_t}{b}$$

L'effort tranchant est évidemment nul au point d'abscisse.



III-5.2.1.2. Méthode de Caquot :

Appliquée aux poutres à moments d'inertie égaux et non solidaires des poteaux

1. Domaine d'application : La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers

des constructions industrielles, c'est à -dire pour des charges d'exploitation élevées :

$$Q > 2GouQ \leq 5KN / m^2$$

Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions b, c ou d de la méthode forfaitaire n'est pas validée (Inerties variables ; différence de longueur entre les portées supérieure à 25% ; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable).

Dans ce cas, il faut appliquer la méthode de Caquot qui consiste à prendre

$G' = 2G/3$ pour le calcul des moments sur appui.

2- Principe de la méthode :

La méthode proposée par Albert Caquot tient compte : de la variation du moment d'inertie due aux variations de la largeur de la table de compression, en réduisant légèrement les moments sur appui et en augmentant proportionnellement ceux en travée. de l'amortissement de l'effet des chargements des poutres en BA, en ne considérant que les travées voisines de l'appui pour déterminer le moment sur appui.

3- Evaluation des moments sur appui :

Hypothèses Pour le calcul des moments sur appui M_a , on fait les hypothèses suivantes :

- ✓ seules les charges sur les travées voisines de l'appui sont prises en compte .
- ✓ on adopte des longueurs de portées fictives l' , telles que :
 - $l' = l$ pour les deux travées de rive.
 - $l' = 0,8 \times l$ pour les travées intermédiaires.

4- Valeurs des moments sur appui :

- sous l'action de charges réparties constantes $q_w; q_e$ le moment sur appui est donné par la formule ci-dessous :

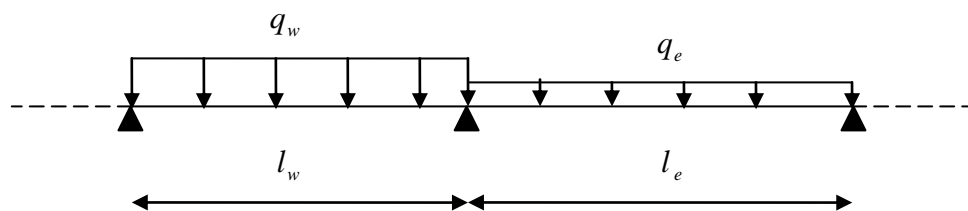


Fig. III.9 : Valeur des moments sur appui - méthode Caquot

$$M_a = -\frac{q_w \cdot l_w'^3 + q_e \cdot l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')}$$

- sous l'action d'une charge concentrée P_w sur la travée de gauche ou P_e sur la travée de droite appliquée à une distance "a" du nu d'appui le moment sur appui est donné par les deux formules :

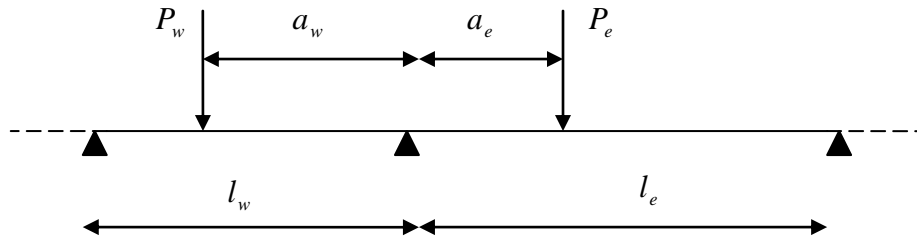


Fig.III.10 : Valeur des moments sur appui avec charges concentrées - méthode Caquot

$$M_a(P_e) = \frac{k \cdot P_e \cdot l_e^2}{(l_w' + l_e')} \quad , \quad M_a(P_w) = \frac{k \cdot P_w \cdot l_w'^2}{(l_w' + l_e')}$$

Dans lesquelles k est une fonction de : $x = \frac{a}{l}$; $k = \frac{x(x-1)(x-2)}{2,125}$

5- Calcul de l'effort tranchant :

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \cdot L}{2} - \sum P_i \left(L - \frac{a_i}{L} \right)$$

$$V_e = V_w + q \cdot L + \sum P_i$$

- Calcul de x_o :

Le point où l'effort tranchant est nul et le moment fléchissant : $x_o = -\frac{V_w}{q}$

- Moment en travée :

On trace la courbe des moments de la travée indépendante de la portée L et L' sous l'effort

$$G \text{ et } Q: M_t = M_w - M_w \cdot x_o - \frac{q \cdot x_o^2}{2} - \sum P_i (x_o - a_i)$$

• Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Condition 01 :

* Pour étage courante :

$$Q = 1,5 \text{ kn/m}^2$$

$$G = 5,52 \text{ kn/m}^2 \Rightarrow 2 \cdot G = 11,04 \text{ kn/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ kn/m}^2 \leq \max \{ 11,04 \text{ kn/m}^2 ; 5 \text{ kn/m}^2 \}$$

$$Q = 1,5 \text{ kn/m}^2 \leq 11,04 \text{ kn/m}^2 \rightarrow \text{c.v}$$

* Pour plancher terrasse :

$$Q = 1 \text{ kn/m}^2$$

$$G = 6,78 \text{ kn/m}^2 \Rightarrow 2 \cdot G = 13,56 \text{ kn/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ kn/m}^2 \leq \max \{ 13,56 \text{ kn/m}^2 ; 5 \text{ kn/m}^2 \}$$

$$Q = 1 \text{ kn/m}^2 \leq 13,56 \text{ kn/m}^2 \rightarrow \text{c.v}$$

Condition 02 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées de continuité → c.v

Condition 03 : La fissuration est peu préjudiciable → c.v

Condition 04 : Les rapports des portées :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{3.95}{5.15} = 0.76 \\ \frac{5.15}{3.35} = 1.53 \\ \frac{3.35}{3.35} = 0.84 \\ \frac{3.95}{3.95} = 0.7 \\ \frac{3.95}{5.65} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les rapports des portées ne sont pas tous dans l'intervalle } (0.8 ; 1.25) \text{ donc}$$

on va utiliser la méthode de Caquot

III-5.3 Calcul du plancher (Méthode de Caquot) :

III.5.3.1. Combinaison des charges :

a) A L'E.L.U :

On utilise la méthode de Caquot puisqu'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est vérifiée (celle des rapports des portées successives). En réduisant les moments sur appuis dues aux charges permanentes par un coefficient réducteur ($\frac{2}{3}$) d'après BAEL 91 modifié 99.

* Plancher terrasse inaccessible :

➤ En appuis :

$$qu_{réduit} = 0.65(1.35 \times \frac{2}{3} \times G + 1.5Q) = 0.65 \left[(1.35 \times \frac{2}{3} \times 6.78) + (1.5 \times 1) \right]$$

$$qu_{réduit} = 4.94 \text{ kn/ml}$$

➤ En travée :

$$qu_{réel} = 0.65(1.35G + 1.5Q) = 0.65[(1.35 \times 6.78) + (1.5 \times 1)]$$

$$qu_{réel} = 6.924 \text{ kn/ml}$$

* Plancher étage courants :

➤ En appuis :

$$qu_{réduit} = 0.65(1.35 \times \frac{2}{3} \times G + 1.5Q) = 0.65 \left[(1.35 \times \frac{2}{3} \times (5.52)) + (1.5 \times 1.5) \right]$$

$$qu_{réduit} = 4.691 \text{ kn/ml}$$

➤ En travée :

$$qu_{réel} = 0.65(1.35G + 1.5Q) = 0.65[(1.35 \times 5.52) + (1.5 \times 1.5)]$$

$$qu_{réel} = 6.305 \text{ kn/m}$$

b) A L'E.L.S:* **Plancher terrasse inaccessible :**➤ **En appuis :**

$$q_{ser_{réduit}} = 0.65 \left(\frac{2}{3} \times G + Q \right) = 0.65 \left[\frac{2}{3} \times (6.78) + 1 \right]$$

$$q_{ser_{réduit}} = 3.588 \text{ kn/ml}$$

➤ **En travée :**

$$q_{ser_{réel}} = 0.65(G + Q) = 0.65[6.78 + 1]$$

$$q_{ser_{réel}} = 5.057 \text{ kg /ml}$$

* **Plancher étage courants :**➤ **En appuis :**

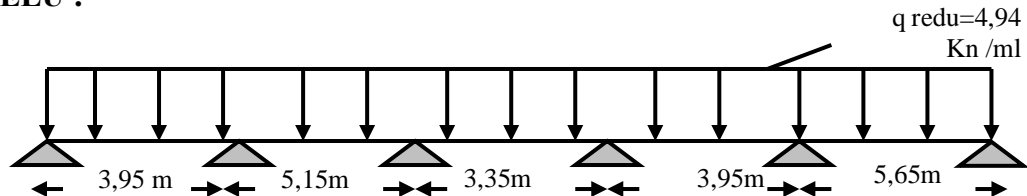
$$q_{u_{réduit}} = 0.65 \left(\frac{2}{3} \times G + Q \right) = 0.65 \left[\frac{2}{3} \times (5.52) + 1.5 \right]$$

$$q_{u_{réduit}} = 3.367 \text{ kn/ml}$$

➤ **En travée :**

$$q_{u_{réel}} = 0.65(G + 1.5Q) = 0.65[5.52 + 1.5]$$

$$q_{u_{réel}} = 4.563 \text{ kn/ml}$$

III.5.3.2 Calcul des sollicitations :* **plancher terrasse :**a) **A L'ELU :****Fig III.11 : distribution des charges a ELU**✓ **Les moments sur appuis :**

$M_{a1} = M_{a6} = 0$ (Par hypothèse tous les appuis vont être ferrailés par le même ferrailage d'après le moment maximal sur appuis).

$$M_a = - \frac{q_w \cdot L_w^3 + q_e \cdot L_e^3}{8.5(L'_w + L'_e)}$$

✓ **Les efforts tranchants :**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_{réel} \cdot L}{2} - \sum P_i \left(1 - \frac{a_i}{L}\right)$$

$$V_e = V_w + q_{réel} \cdot L + \sum P_i$$

Pi : sont les charges concentrées sur la travée aux abscisses Xi à partir de l'appui gauche (w)

✓ **Les moments en travée :**

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme (x_0) l'abscisse à partir de l'appui gauche (w) , si la travée ne comporte pas de forces concentrées, mais uniquement une charge répartie constante (q) , on a :

$$x_0 = \frac{-V_w}{q_{réel}} = L \cdot \frac{-V_w}{V_e - V_w}$$

$$M_{max} = M(x_0) = M_w - V_w \cdot x_0 - \frac{q_{réel} \cdot x_0^2}{2}$$

Tableau récapitulatif :

travée	noeuds	qw réduit	qe réduit	qw réel	qe réel	Lw'	Le'	Ma	V	X ₀	Mt
1—2	1	0	4,94	0	6,924	0	3,95	0	-11,27	1,627	9,171
	2	4,94	4,94	6,924	6,924	3,95	4,12	-9,47	16,07		
2—3	2	4,94	4,94	6,924	6,924	3,95	4,12	-9,47	-18,18	2,625	14,39
	3	4,94	4,94	6,924	6,924	4,12	2,68	-7,62	17,47		
3—4	3	4,94	4,94	6,924	6,924	4,12	2,68	-7,62	-12,36	1,785	3,41
	4	4,94	4,94	6,924	6,924	2,68	3,16	-5,05	10,835		
4—5	4	4,94	4,94	6,924	6,924	2,68	3,16	-5,05	-11,41	1,647	4,35
	5	4,94	4,94	6,924	6,924	3,16	5,65	-13,97	15,93		
5—6	5	4,94	4,94	6,924	6,924	3,16	5,65	-13,97	-22,03	3,18	21,07
	6	4,94	0	6,924	0	5,65	0	0	17,09		

Tableau.III.6.tableau des sollicitations de terrasse a ELU

Diagramme des moments fléchissant

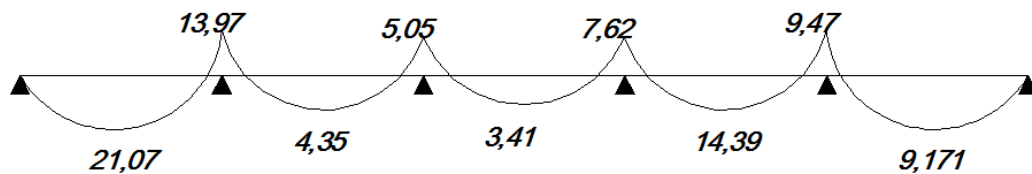
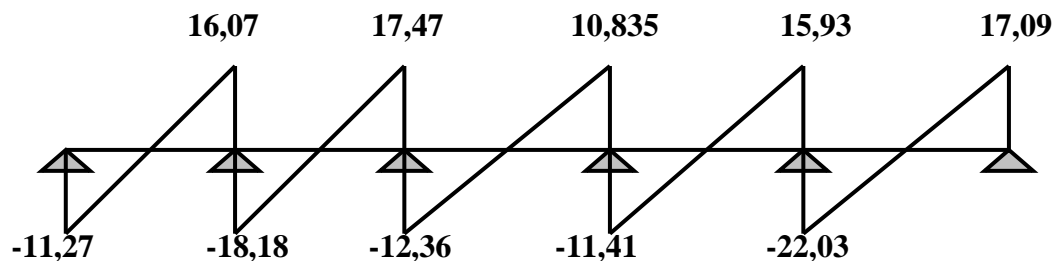


Diagramme des efforts tranchants :



b) AL'E.L.S :

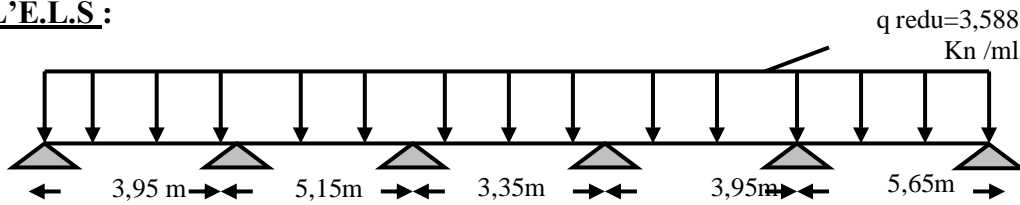


Fig III.12 : distribution des charges a ELS

✓ Les moments sur appuis :

$M_{a1} = M_{a6} = 0$ (Par hypothèse tous les appuis vont être ferrailés par le même ferrailage d'après le moment maximal sur appuis).

$$M_a = -\frac{q_w \cdot L_w^3 + q_e \cdot L_e^3}{8.5(L'_w + L'_e)}$$

✓ Les efforts tranchants :

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_{réel} \cdot L}{2} - \sum P_i \left(1 - \frac{a_i}{L}\right)$$

$$V_e = V_w + q_{réel} \cdot L + \sum P_i$$

Pi sont les charges concentrées sur la travée aux abscisses Xi à partir de l'appui gauche (w)

✓ Les moments en travée :

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme (x_0) l'abscisse à partir de l'appui gauche (w), si la travée ne comporte pas de forces concentrées, mais uniquement une charge répartie constante (q), on a :

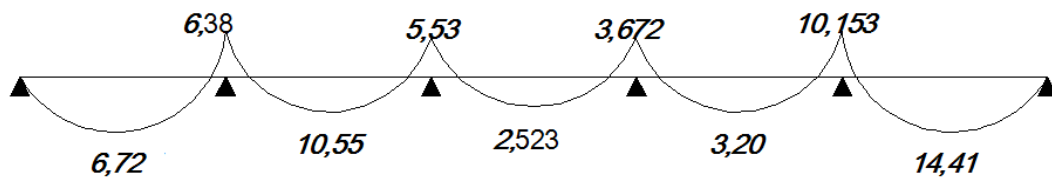
$$x_0 = \frac{-V_w}{q_{réel}} = L \cdot \frac{-V_w}{V_e - V_w} \qquad Mt_{max} = M(x_0) = M_w - V_w \cdot x_0 - \frac{q_{réel} \cdot x_0^2}{2}$$

▪ Tableau récapitulatif :

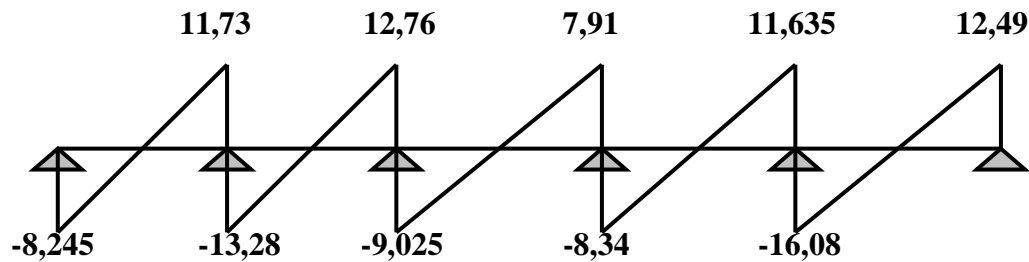
travée	Nœuds	qw réduit	qe réduit	qw réel	qe réel	Lw'	Le'	Ma	V	X ₀	Mt
1—2	1	0	3,588	0	5,057	0	3,95	0	-8,245	1,63	6,72
	2	3,588	3,588	5,057	5,057	3,95	4,12	-6,88	11,73		
2—3	2	3,588	3,588	5,057	5,057	3,95	4,12	-6,88	-13,28	2,62	10,55
	3	3,588	3,588	5,057	5,057	4,12	2,68	-5,53	12,76		
3—4	3	3,588	3,588	5,057	5,057	4,12	2,68	-5,53	-9,025	1,78	2,523
	4	3,588	3,588	5,057	5,057	2,68	3,16	-3,672	7,91		
4—5	4	3,588	3,588	5,057	5,057	2,68	3,16	-3,672	-8,34	1,649	3,20
	5	3,588	3,588	5,057	5,057	3,16	5,65	-10,153	11,635		
5—6	5	3,588	3,588	5,057	5,057	3,16	5,65	-10,153	-16,08	3,18	14,41
	6	3,588	0	5,057	0	5,65	0	0	12,49		

Tableau.III.7. tableau des sollicitations de terrasse a ELS

- Diagramme des moments fléchissant :



- Diagramme des efforts tranchants :



III.5.3.3. Ferrailage des Poutrelles :

après avoir déterminé les valeurs des moments sur appuis et en travées de chaque type de poutrelles en passe au ferrailage qui s'effectue avec les valeurs maximales des moments sur appuis et en travée.

➤ Mode de calcul des sections en T :

le calcul de ses sections s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table (solicitation faible) ou dans la nervure (solicitation forte).

on va commencer par rechercher la position de l'axe neutre pour cela on va calculer le moment équilibré par la table : $M_T = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$

- ✓ Si $M_{AS} \leq M_T$: le moment est équilibré par la table seule et l'axe neutre est dans la table de compression \Rightarrow la section s'étudie comme une section rectangulaire (b x h)

En travée : comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la table (b x h).

Sur appui: comme le moment sur appui est négatif, les fibres supérieures sont tendues et les fibres inférieures sont comprimées alors la section en ' T ' sera assimiler à une section (b₀ x h).

- ✓ Si $M_{AS} > M_T$: la table est entièrement comprimée et l'axe neutre est dans la nervure \Rightarrow La section s'étudie comme une section rectangulaire (b₀ x h)

1. PLANCHER TERRASSE :**➤ Ferrailage en appui :**

$$M_{a \max} = 13.97 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{13.97 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.23^2 \times 14.2}$$

$$\mu = 0.0286$$

$$f_e E 400 \Rightarrow \begin{cases} \mu_l = 0.391 \\ \alpha_l = 0.668 \\ \xi_{es} = 1.739 \end{cases}$$

$$\mu = 0.0286 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.0362$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$\mu = 0.0286 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot.A : } \xi_s = 10\%$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{13.97 \times 10^{-3}}{0.985 \times 0.23 \times 348} = 1.76 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.76 \text{ cm}^2$$

On adopte 2HA12 $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité :(art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{\min} \geq 1.80 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.80 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{c.v}$$

➤ Ferrailage en travée :

$$M_{tu \max} = 21.07 \text{ kn.m}$$

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{5}{23} = 0.217 \Rightarrow 0.167 \leq \alpha_0 = 0.217 \leq 0.259 \Rightarrow (\text{bael91 mod 99 page 127})$$

$$\Rightarrow \mu_0 = 1.14\alpha_0 - 0.57\alpha_0^2 - 0.07 = 1.14 \times 0.217 - 0.57 \times 0.217^2 - 0.07$$

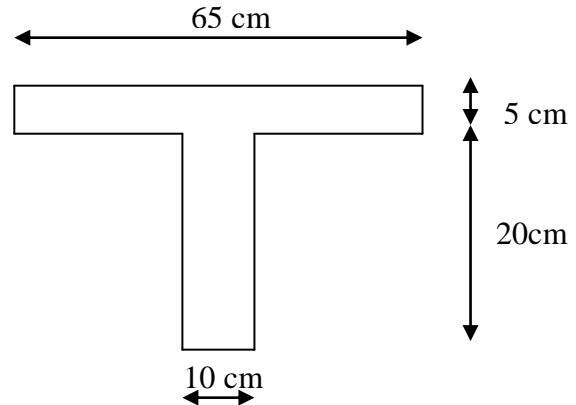
$$\mu_0 = 0.150$$

$$M_t = \mu_0 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0.150 \times 0.65 \times 0.23^2 \times 14.2 \times 10^3 = 73.24 \text{ kn.m}$$

$$M_{t_u} = 21.07 \text{ kn.m} < M_t = 73.24 \text{ kn.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de section $b \times h = (65 \times 25)$.

Fig.III.13:les dimensionnement des poutrelles

$$M_{tu \max} = 21.07 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{21.07 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.23^2 \times 14.2}$$

$$\mu = 0.0431$$

$$f_e E 400 \Rightarrow \begin{cases} \mu_l = 0.391 \\ \alpha_l = 0.668 \\ \xi_{es} = 1.739 \end{cases}$$

Après le tableau (BAEL P 120)

$$\mu = 0.0431 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.0551$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.977$$

$$\mu = 0.0431 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot.A} : \xi_s = 10\%$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_U}{\beta d \sigma_s} = \frac{21.07 \times 10^{-3}}{0.977 \times 0.23 \times 348} = 2.69 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.69 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA12 $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité :(art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{\min} \geq 1,80 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.80 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{c.v}$$

➤ **Vérifications :**

- **L'influence de l'effort tranchant :** (d'après BAEL91 (art A.5.1)) :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \quad ; \quad \tau_u = \frac{T_{\max}}{b_o \cdot d} \quad ; \text{ La fissuration non préjudiciable et } \alpha = 90^\circ \text{ donc :}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \right\} \text{ MPa} = \min \{3.3, 5\} \text{ MPa} \quad ; \quad \overline{\tau_u} = 3.3 \text{ MPa,}$$

fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1, 211)).

(avec : T_{\max} : l'effort tranchant maximal)

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \quad ; \quad \tau_u = \frac{T_{\max}}{b_o \cdot d} = \frac{22.03 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.23} = 0.95 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.95 < \overline{\tau_u} = 3.3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Le diamètre des armatures transversales(les cadres) : (article A.7.2, 2 du BAEL91):

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_o}{10}, \phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{250}{35}, \frac{100}{10}, 10 \right\} = \min \{7.14, 10, 10\}$$

$$\phi_t \leq 7.14 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 7 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \text{ } \emptyset 8 = 0,50 \text{ cm}^2.$$

ϕ_l : le diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres.

Espacement : (d'après BAEL91 (A.5.1, 22)

L'espacement minimal des cadres est donné par la formule suivante :

$$S_t \leq \min \{0,9d; 40\} \text{ cm} = \min \{20.7, 40\} \text{ cm}$$

$$S_t \leq 20.7 \text{ cm} ; \text{ On adopte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

• **Section des armatures :**

Dans le cas courant la flexion simple avec des armatures droites ($\alpha = 90^\circ$)

(B.A.E.L 91 m 99 DTU page : 91) la relation s'écrit:

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_o \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} \cdot k}{0,9 \cdot \sigma_s} \quad K=1, \text{ en flexion simple.}$$

$$A_t \geq \left(\frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}}{0,9 \sigma_s} \right) \cdot b_o \cdot S_t$$

$$A_t \geq \left(\frac{0,95 - 0,3 \times 2,1 \times 1}{0,9 \times 384} \right) \times 0,10 \times 0,2 \approx 0$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91 mod 99 DTU page 196)

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

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot S_t} \geq \max \{0,475; 0,4\} \text{ MP}$$

$$\text{D'où: } A_t \geq \frac{0,475 \cdot b_o \cdot S_t}{f_e} = \frac{0,475 \times 0,1 \times 0,20}{400} = 0,237 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,237 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte 1 \emptyset 10 $A_t = 0,79 \text{ cm}^2$

✓ **Vérification à L' E .L .S :**

Au niveau des travées :

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \Rightarrow \text{C.V}$

Flexion simple

Acier FeE 400

Section rectangulaire

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Acier FeE 400} \\ \text{Section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• Vérification des compressions dans le béton :

- Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées)

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	$\alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}$	α	Observation
Appui	13.97	10.153	1,375	0,437	0,0362	C.V
Travée	21.07	14.41	1,462	0,481	0,0551	C.V

Tableau.III.8. Vérification des compressions

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \Rightarrow$ Les armatures calculées à L'ELU selon maintenues

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis: BAEL91 (A.5.1, 31)

a- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que

L'on a : $V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$

Au maximum $a = 0,9 \cdot d = 20,7$ cm.

$V_u = 22.03$ KN

$0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} = 0.267 \times 2.07 \times 1 \times 25 = 13.81$ KN

$V_u = 22.03$ KN ≤ 138.172 KN.....CV

Vérification des armatures longitudinales :

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être

telle que l'on ait : $A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$

$A_s = 2,26$ cm²

$A_s \geq \frac{1.15 \times 22.03 \times 10^{-3}}{348} = 7.28 \times 10^{-5} m^2 = 0.728 cm^2$

$A_s = 2.26 cm^2 \geq 0.728 cm^2$ CV

Vérification de la contrainte d'adhérence :

Il faut vérifier que : $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma \mu}$; ($\Sigma \mu$: étant la somme des périmètres utiles des barres)

$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}$; pour les armatures à H.A $\rightarrow \psi_s = 1.5$ d'après le tableau :

$f_{t28} = 2.1 MPa$; $\bar{\tau}_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 MPa$

$\Sigma \mu = 3HA12 = 3 \times 1 \times 3.14 = 9.42$ cm

$\tau_s = \frac{22.03 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.23 \times 0.0942} = 1.129 MPa$

Donc : $\tau_s = 1.129 MPa < \bar{\tau}_s = 2.83 MPa$CV

Vérification de la liaison hourdis nervure :

$\tau_u = \frac{V_u (b - b_0)}{(1.8 \cdot b \cdot d \cdot f_e)} = \frac{22.03 \times 10^{-3} (0.65 - 0.10)}{(1.8 \times 0.1 \times 0.23 \times 400 \times 10)} = 0.73 MPa$

$\tau_u = 0.73 MPa < \bar{\tau}_u = 3.33 MPa$ $\Rightarrow CV$

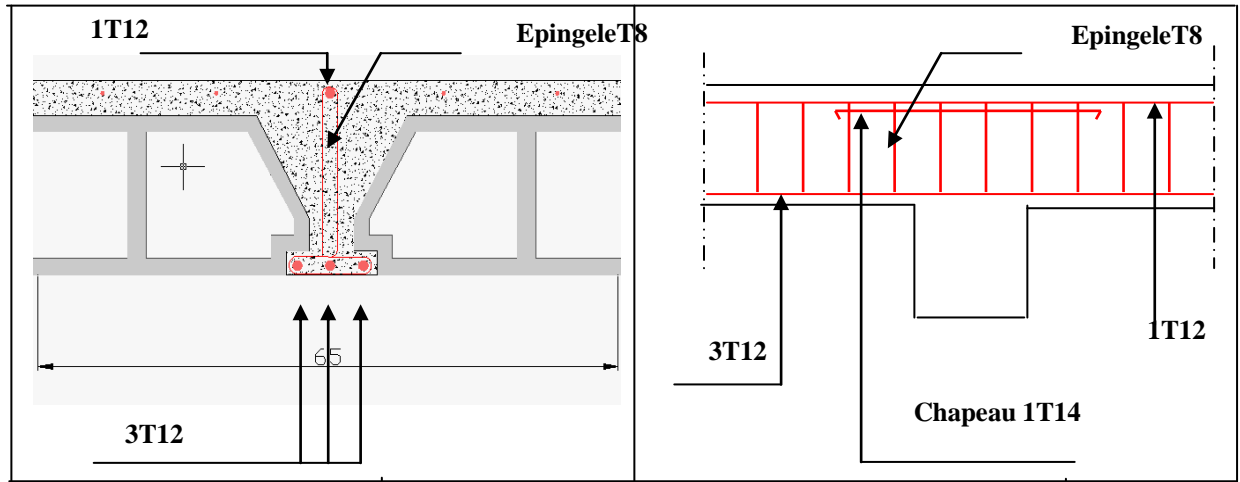
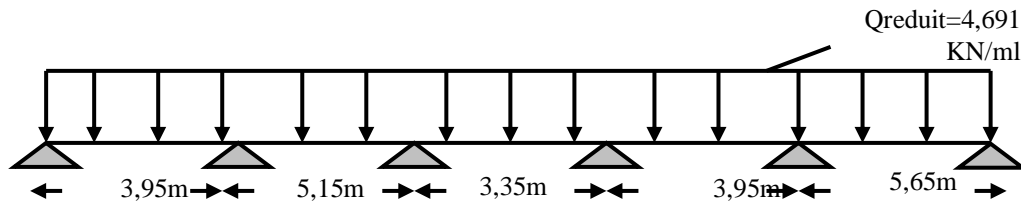


Fig-III.14. Ferrailages des poutrelles a la terrasse

* plancher étage courant :

a) A L'ELU :

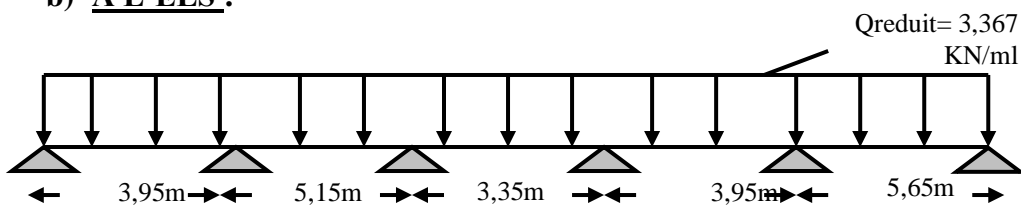


▪ Tableau récapitulatif :

travée	Nœuds	q_w réduit	q_e réduit	q_w réel	q_e réel	L_w'	L_e'	M_a	V	X_0	Mt
1—2	1	0	4,691	0	6,305	0	3,95	0	-10,11	1,603	8,105
	2	4,691	4,691	6,305	6,305	3,95	4,12	-9,25	15,65		
2—3	2	4,691	4,691	6,305	6,305	3,95	4,12	-9,25	-16,627	2,637	12,67
	3	4,691	4,691	6,305	6,305	4,12	2,68	-7,23	15,843		
3—4	3	4,691	4,691	6,305	6,305	4,12	2,68	-7,23	-11,286	1,79	2,871
	4	4,691	4,691	6,305	6,305	2,68	3,16	-4,80	9,835		
4—5	4	4,691	4,691	6,305	6,305	2,68	3,16	-4,80	-10,30	1,633	3,613
	5	4,691	4,691	6,305	6,305	3,16	5,65	-13,27	14,59		
5—6	5	4,691	4,691	6,305	6,305	3,16	5,65	-13,27	-20,16	3,197	18,96
	6	4,691	0	6,305	0	5,65	0	0	15,462		

Tableau. III .9.tableau des sollicitations de E C a ELU

b) A L'ELS :



▪ **Tableau récapitulatif :**

travée	nœuds	q_w réduit	q_e réduit	q_w réel	q_e réel	L_w'	L_e'	M_a	V	X_0	Mt
1—2	1	0	3,367	0	4,563	0	3,95	0	-7,379	1,617	5,966
	2	3,367	3,367	4,563	4,563	3,95	4,12	-6,45	10,644		
2—3	2	3,367	3,367	4,563	4,563	3,95	4,12	-6,45	-12,00	2,62	9,328
	3	3,367	3,367	4,563	4,563	4,12	2,68	-5,195	11,50		
3—4	3	3,367	3,367	4,563	4,563	4,12	2,68	-5,195	-8,166	1,78	2,111
	4	3,367	3,367	4,563	4,563	2,68	3,16	-3,44	7,12		
4—5	4	3,367	3,367	4,563	4,563	2,68	3,16	-3,44	-7,47	1,637	2,674
	5	3,367	3,367	4,563	4,563	3,16	5,65	-9,528	10,55		
5—6	5	3,367	3,367	4,563	4,563	3,16	5,65	-9,528	-14,576	3,19	13,752
	6	3,367	0	4,563	0	5,65	0	0	11,20		

Tableau.III.10. tableau des sollicitations de E C a ELS

* Nous aurons la même section des aciers qui nous avons été trouvée dans le plancher terrasse.

1) Choix de la méthode de calcul :

On doit vérifier les conditions d'application de la méthode forfaitaire sur les poutrelles dans le sens longitudinal BAEL91 [B.6.2, 210].

$$* Q \leq \max \{ 2G; 5000 N / m^2 \}$$

Plancher terrasse $Q = 1 KN / m^2$ vérifiée

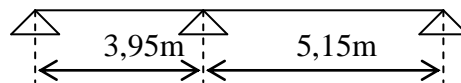
Plancher d'étage courant $Q = 1,5 KN / m^2$ vérifiée

* les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité (vérifiée).

* la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (FPP).

* les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 ;

$$\frac{3,95}{5,15} = 0,76 \text{ non vérifiée}$$



Alors la méthode forfaitaire n'est pas applicable pour les poutrelles dans le sens transversal.

Pour les poutrelles dans le sens longitudinal on applique aussi la méthode de Caquot, par ce que les conditions de cette méthode sont vérifiées

2) Application de la méthode de Caquot sur les poutrelles dans le sens longitudinal :

2-A) Plancher terrasse: $G = 6,78 KN/m^2$ $Q = 1 KN/m^2$

Pour un entre axe entre deux nervure $b = 0,65m$, les charges sont:

$$G = 6,78 \times 0,65 = 4,407 KN / ml$$

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 KN / ml$$

❖ **Evaluation des charges:**

❖ **ELU:** $q_{ur\acute{e}el} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,407 + 1,5 \times 0,65 \Rightarrow q_{ur\acute{e}el} = 6,924 \text{ KN/ml}$ (pour les moments en travées).

$$q_{ur\acute{e}duit} = 1,35 \times \frac{2}{3}G + 1,5Q = 1,35 \times \frac{2}{3} \times 4,407 + 1,5 \times 0,65 \Rightarrow q_{ur\acute{e}duit} = 4,941 \text{ KN/ml}$$
 (pour les moments en appuis).

❖ **ELS:** $q_s = G + Q = 4,407 + 0,65 \Rightarrow q_s = 5,057 \text{ KN/ml}$ (en travée)

$$q_s = \frac{2}{3}G + Q = \frac{2}{3} \times 4,407 + 0,65 \Rightarrow q_s = 3,58 \text{ KN/ml}$$
 (en appui)

➤ **Calcul des sollicitations:**

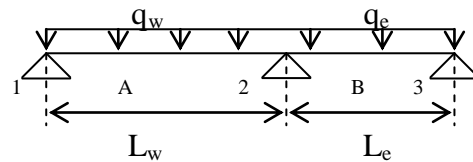
❖ **ELU:** les travées ont tout le même moment d'inertie.

A) Moment sur appui:

$$l'_w = l_w = 3,95 \text{ m}$$
 (Travée de rive)

$$l'_e = l_e = 5,15 \text{ m}$$
 (Travée de rive)

$$q_w = q_e = q_u = 4,941 \text{ KN/ml}$$



$$M_2 = -\frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)} = -\frac{q_u (l_w{}^3 + l_e{}^3)}{8,5(l_w + l_e)} = -\frac{4,941(3,95^3 + 5,15^3)}{8,5(3,95 + 5,15)} \Rightarrow M_{a2} = -12,662 \text{ KNm}$$

Appuis	1	2	3
Moments(KN.m)	0	-12,662	0

Tab III.11 moments sur appui à l'ELU.

B) Effort tranchant et le moment de flexion maximal en travée:

$$V_e = V_w + ql + \sum P_i \quad (P_i = 0)$$

❖ **Dans la travée A:** pour le ferrailage on prend

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q_{ure} l_A}{2} = \frac{0 + 12,662}{3,95} - \frac{6,924 \times 3,95}{2} \Rightarrow V_w = -10,469 \text{ KN}$$

$$V_e = V_w + q_{ure} l_A = -10,469 + 6,924 \times 3,95 \Rightarrow V_e = 16,88 \text{ KN}$$

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul on nomme x_0 l'abscisse à partir de l'appui gauche (w).

$$x_0 = -\frac{V_w}{q} = l \frac{-V_w}{V_e - V_w} = \frac{10,469}{6,924} \Rightarrow x_0 = 1,51 \text{ m}$$

$$M_{tA} = M_w - V_w x_0 - \frac{q_u x_0^2}{2} = 0 + 10,469 \times 1,51 - \frac{6,924 \times 1,51^2}{2} \Rightarrow M_{tA} = 7,914 \text{ KNm}$$

❖ Dans la travée B :

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{l_B} - \frac{q_u l_B}{2} = \frac{-12,662 - 0}{5,15} - \frac{6,924 \times 5,15}{2} \Rightarrow V_w = -20,287 \text{ KN}$$

$$V_e = V_w + q_u l_B = -20,287 + 6,924 \times 5,15 \Rightarrow V_e = 15,371 \text{ KN}$$

$$x_0 = -\frac{V_w}{q_u} = \frac{20,287}{6,924} \Rightarrow x_0 = 2,92 \text{ m}$$

$$M_{iB} = M_w - V_w x_0 - \frac{q_u x_0^2}{2} = -12,662 + 20,287 \times 2,92 - \frac{6,924 \times 2,92^2}{2} \Rightarrow M_{iB} = 17,057 \text{ KNm}$$

Travée	M _w	M _e	L	V _w	V _e	X ₀	M _i
AB	0	-12,662	3,95	-10,469	16,88	1,51	7,914
BC	-12,662	0	5,15	-20,287	15,371	2,92	17,057

Tab III-12 : Effort tranchant et le moment de flexion maximal en travée à l'ELU.

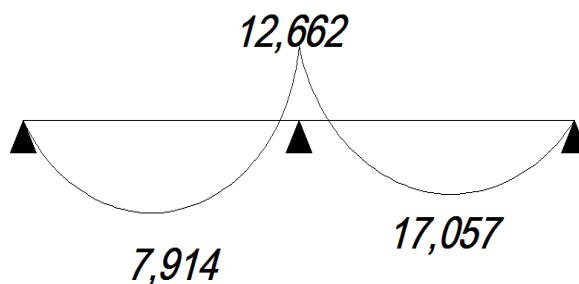


Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

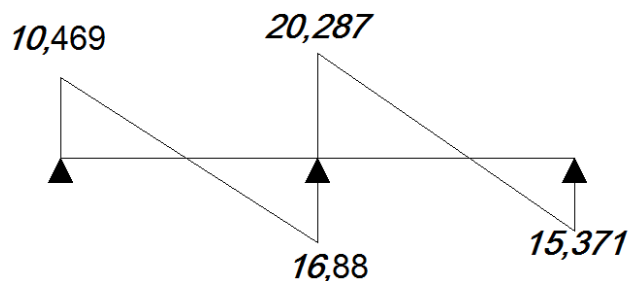


Diagramme d'effort tranchant à l'ELU

$$\text{ELS: } q_w = q_e = q_s$$

A) les moments sur appuis:

$$M_2 = -\frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} = -\frac{q_s (l_w'^3 + l_e'^3)}{8,5(l_w' + l_e')} = -\frac{3,58(3,95^3 + 5,15^3)}{8,5(3,95 + 5,15)} \Rightarrow M_{a2} = -9,174 \text{ KNm}$$

Appuis	1	2	3
Moments(KN.m)	0	-9,174	0

Tab III-13. moments sur appui à l'ELS.

B) Effort tranchant et moment de flexion maximal en travée:

- dans la travée A:

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{l_B} - \frac{q_s l_B}{2} = \frac{0 + 9,174}{3,95} - \frac{5,057 \times 3,95}{2} \Rightarrow V_w = -7,665 \text{ KN}$$

$$V_e = V_w + q_s l_B = -7,665 + 5,057 \times 3,95 \Rightarrow V_e = 12,31 \text{ KN}$$

$$x_0 = -\frac{V_w}{q_s} = \frac{7,665}{5,057} \Rightarrow x_0 = 1,51 \text{ m}$$

$$M_{tA} = M_w - V_w x_0 - \frac{q_s x_0^2}{2} = 0 + 7,665 \times 1,51 - \frac{5,057 \times 1,51^2}{2} \Rightarrow M_{tA} = 5,808 \text{ KNm}$$

- dans la travée B:

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{l_B} - \frac{q_s l_B}{2} = \frac{-9,174 - 0}{5,15} - \frac{5,057 \times 5,15}{2} \Rightarrow V_w = -14,803 \text{ KN}$$

$$V_e = V_w + q_s l_B = -14,803 + 5,057 \times 5,15 \Rightarrow V_e = 11,24 \text{ KN}$$

$$x_0 = -\frac{V_w}{q_s} = \frac{14,803}{5,057} \Rightarrow x_0 = 2,92 \text{ m}$$

$$M_{tB} = M_w - V_w x_0 - \frac{q_s x_0^2}{2} = -9,174 + 14,803 \times 2,92 - \frac{5,057 \times 2,92^2}{2} \Rightarrow M_{tB} = 12,49 \text{ KNm}$$

Travée	M_w	M_e	L	V_w	V_e	X	M_t
AB	0	-9,174	3,95	-7,665	12,31	1,51	5,808
BC	-9,174	0	5,15	-14,803	11,24	2,92	12,49

Tab III-14. Effort tranchant et moment de flexion maximal en travée à l'ELS.

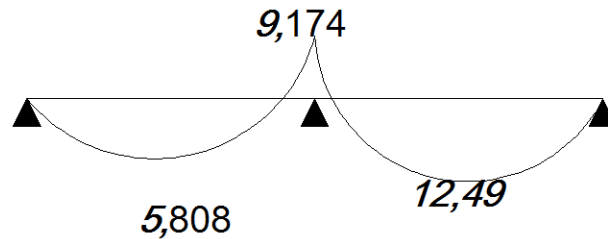


Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

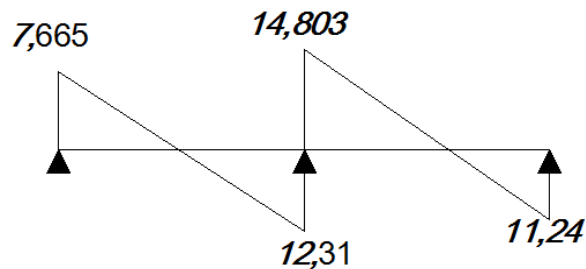


Diagramme d'effort tranchant à l'ELS.

Calcul de ferrailage:

$$M_{tu \text{ Max}} = 17.057 \text{ kn.m}$$

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{5}{23} = 0.217 \Rightarrow 0.167 \leq \alpha_0 = 0.217 \leq 0.259 \Rightarrow (\text{bael91 mod 99 page 127})$$

$$\Rightarrow \mu_0 = 1.14\alpha_0 - 0.57\alpha_0^2 - 0.07 = 1.14 \times 0.217 - 0.57 \times 0.217^2 - 0.07$$

$$\mu_0 = 0.150$$

$$M_t = \mu_0 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0.150 \times 0.65 \times 0.23^2 \times 14.2 \times 10^3 = 73.24 \text{ kn.m}$$

$$M_{t_u} = 17.057 \text{ kn.m} < M_t = 73.24 \text{ kn.m}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression. Comme le béton n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table b.

En travée :

$$M_{t \text{ max}} = 17.057 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{17.057 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.23^2 \times 14.2}$$

$$\mu = 0.0349$$

$$f_e E 400 \Rightarrow \begin{cases} \mu_l = 0.391 \\ \alpha_l = 0.668 \\ \xi_{es} = 1.739 \end{cases}$$

$$\mu = 0.0349 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.0444$$

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

$$\mu = 0.0349 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot.A} : \xi_s = 10\%$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_U}{\beta d \sigma_s} = \frac{17.057 \times 10^{-3}}{0.982 \times 0.23 \times 348} = 2.17 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.17 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA12 $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité :(art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{\min} \geq 1,80 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.80 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{c.v}$$

➤ Ferrailage en appui :

Ma max= 12.662 kn.m

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12.662 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.23^2 \times 14.2}$$

$$\mu = 0.0259$$

$$f_e E 400 \Rightarrow \begin{cases} \mu_l = 0.391 \\ \alpha_l = 0.668 \\ \xi_{es} = 1.739 \end{cases}$$

$$\mu = 0.0259 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.0328$$

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

$$\mu = 0.0259 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot.A} : \xi_s = 10\%$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_U}{\beta d \sigma_s} = \frac{12.662 \times 10^{-3}}{0.986 \times 0.23 \times 348} = 1.60 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.60 \text{ cm}^2$$

On adopte 2HA12 $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité :(art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{\min} \geq 1,80 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.80 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{c.v}$$

➤ **Vérifications :**

- **L'influence de l'effort tranchant :** (d'après BAEL91 (art A.5.1)) :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \cdot \tau_u = \frac{T_{\max}}{b_o \cdot d}; \text{ La fissuration non préjudiciable et } \alpha = 90^\circ \text{ donc :}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \right\} \text{ MPa} = \min \{3,3, 5\} \text{ MPa}; \tau_u = 3,3 \text{ MPa},$$

Fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1, 211)).

(Avec : T_{\max} : l'effort tranchant maximal)

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \quad ; \quad \tau_u = \frac{T_{\max}}{b_o \cdot d} = \frac{20,287 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,23} = 0,88 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,88 < \overline{\tau_u} = 3,3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Le diamètre des armatures transversales(les cadres) :** (article A.7.2, 2 du BAEL91):

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_o}{10}, \phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{250}{35}, \frac{100}{10}, 10 \right\} = \min \{7,14, 10, 10\}$$

$$\phi_t \leq 7,14 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 7 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \text{ } \emptyset 8 = 0,50 \text{ cm}^2.$$

ϕ_l : le diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres.

- Espacement : (d'après BAEL91 (A.5.1, 22))

L'espacement minimal des cadres est donné par la formule suivante :

$$S_t \leq \min \{0,9d; 40\} \text{ cm} = \min \{20,7, 40\} \text{ cm}$$

$$S_t \leq 20,7 \text{ cm} ; \text{ On adopte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

- Section des armatures :

Dans le cas courant la flexion simple avec des armatures droites ($\alpha = 90^\circ$)

(B.A.E.L 91 m 99 DTU page : 91) la relation s'écrit:

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_o \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} \cdot k}{0,9 \sigma_s} \quad \text{K}=1, \text{ en flexion simple.}$$

$$A_t \geq \left(\frac{\tau_u - 0,3 f_{t28}}{0,9 \sigma_s} \right) \cdot b_o \cdot S_t$$

$$A_t \geq \left(\frac{0,88 - 0,3 \times 2,1 \times 1}{0,9 \times 384} \right) \times 0,10 \times 0,2 \approx 0$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91 mod 99 DTU page 196)

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

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot S_t} \geq \max \{0,44; 0,4\} \text{ MP}$$

D'où: $A_t \geq \frac{0,44 \cdot b_o \cdot S_t}{f_e} = \frac{0,44 \times 0,1 \times 0,20}{400} = 2,2 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,22 \text{ cm}^2$

Donc on adopte 1Ø10 $A_t = 0,79 \text{ cm}^2$

✓ **Vérification à L' E .L .S :**

- Au niveau des travées :

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \Rightarrow \text{C.V}$

Flexion simple

Acier FeE 400

Section rectangulaire

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Acier FeE 400} \\ \text{Section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Vérification des compressions dans le béton :

- Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées)

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}, \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Γ	$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}$	α	Observation
Appui	12.662	9.153	1,383	0,441	0,0328	C.V
Travée	17.057	12.49	1,365	0,432	0,0444	C.V

Tableau.III.15. Vérification des compressions

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \Rightarrow$ Les armatures calculées à L'ELU selon maintenues

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis: BAEL91 (A.5.1, 31)

a- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifier que

L'on a : $V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_o \cdot f_{c28}$

Au maximum $a = 0,9 \cdot d = 20,7 \text{ cm}$.

$V_u = 20.287 \text{ KN}$

$0.267 \cdot a \cdot b_o \cdot f_{c28} = 0.267 \times 2.07 \times 1 \times 25 = 13.81 \text{ KN}$

$V_u = 20.287 \text{ KN} \leq 138.172 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$

Vérification des armatures longitudinales :

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être

telle que l'on ait : $A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$

$A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

$$A_s \geq \frac{1.15 \times 20.287 \times 10^{-3}}{348} = 6.70 \times 10^{-5} m^2 = 0.670 cm^2$$

$$A_s = 2.26 cm^2 \geq 0.670 cm^2 \dots\dots\dots CV$$

Vérification de la contrainte d'adhérence :

Il faut vérifier que : $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma \mu} ; (\Sigma \mu : \text{étant la somme des périmètres utiles des barres})$$

$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}$; pour les armatures à H.A $\rightarrow \psi_s = 1.5$ d'après le tableau :

$$f_{i28} = 2.1 MPa ; \bar{\tau}_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 MPa$$

$$\Sigma \mu = 3HA12 = 3 \times 1 \times 3.14 = 9.42 cm$$

$$\tau_s = \frac{20.287 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.23 \times 0.0942} = 1.04 MPa$$

Donc : $\tau_s = 1.04 MPa < \bar{\tau}_s = 2.83 MPa \dots\dots\dots CV$

Vérification de la liaison hourdis nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u (b - b_0)}{(1.8 \cdot b \cdot d \cdot f_e)} = \frac{20.287 \times 10^{-3} (0.65 - 0.10)}{(1.8 \times 0.1 \times 0.23 \times 400 \times 10)} = 0.70 MPa$$

$$\tau_u = 0.70 MPa < \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \dots\dots\dots \Rightarrow CV$$

Calcul des contraintes:

La contrainte étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance x de l'axe neutre est

$$\sigma(x) = \frac{M_{ser}}{I} x, \text{ on pose } K = \frac{M_{ser}}{I} \text{ et on a:}$$

La contrainte limite dans le béton comprimé ($x = y$) $\Rightarrow \sigma_{bc} = ky$

La position de l'axe neutre:

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

$$\text{En notre cas } A'_s = 0 \Rightarrow by^2 + 30 \cdot A_s \cdot y - 30 \cdot d \cdot A_s = 0$$

Dont la solution est:

$$y = \frac{15 \cdot (A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \cdot A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s}{7.5 A_s^2}} - 1 \right]$$

$$\text{Moment d'inertie } I : I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_s \cdot (d - y)^2 + A'_s \cdot (y - d')^2]$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_s \cdot (d - y)^2]$$

❖ En travée :

$$y = \frac{15 \times 3.39}{65} \left[\sqrt{1 + \frac{65 \times 23 \times 3.39}{7.5 \times 3.39^2}} - 1 \right]$$

$$y = 5.27 cm$$

On calcule le moment d'inertie:

$$I = \frac{65 \cdot 5.27^3}{3} + 15[3.39 \times (23 - 5.27)^2]$$

$$I = 19156.04 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{14.41}{19156.04 \cdot 10^{-5}}$$

$$K = 75.22 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 75.22 \times 5.27 \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 3.96 \text{ Mpa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times 75.22 \times (0.23 - 5.27 \cdot 10^{-2})$$

$$\sigma_s = 200.04 \text{ Mpa} < \sigma_s^- = 202 \text{ Mpa} \quad \text{Donc la condition est vérifiée}$$

❖ **En appuis :**

$$y = \frac{15 \times 2.26}{65} \left[\sqrt{1 + \frac{65 \times 23 \times 2.26}{7.5 \times 2.26^2}} - 1 \right]$$

$$y = 4.40 \text{ cm}$$

On calcule le moment d'inertie:

$$I = \frac{65 \times 4.40^3}{3} + 15[2.26 \times (23 - 4.40)^2]$$

$$I = 13573.69 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{10.153}{13573.69 \cdot 10^{-5}}$$

$$K = 74.79 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 74.79 \times 4.40 \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 3.29 \text{ Mpa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ Mpa} ; \text{ Donc la condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times 74.79(0.23 - 4.40 \cdot 10^{-2})$$

$$\sigma_s = 208,66 \text{ Mpa} > \sigma_s^- = 202 \text{ Mpa} ; \text{ Donc la condition est non vérifiée.}$$

Donc il faut redimensionner en augmentant la section d'acier

On adopte **1T12+1T14** avec $A_s = 2,67 \text{ cm}^2$

$$Y = 4,74 \text{ cm.}$$

$$I = 15661,19 \text{ cm}^4$$

$$K = 64,829 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times 64.829 (0.23 - 4.74 \cdot 10^{-2}) = 177,56 \text{ Mpa} < \sigma_s^- = 202 \text{ Mpa}$$

Donc la condition est vérifiée

$$\sigma_{bc} = 3,07 \text{ Mpa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, on doit donc faire une vérification de la flèche comme suit, en examinant la condition suivante :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

Avec :

\bar{f} : est la flèche admissible, elle se calcule selon l'article **B.6.5.3** du BAEL91 comme suit :

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{l}{1000} \quad l \geq 5m$$

$$\bar{f} = 1.065 \text{ cm.}$$

f_{gv}, f_{gi} : sont respectivement la flèche différé et instantané dues à l'ensemble des charges permanentes,

f_{ji} : Flèche instantanée due aux charges permanente appliqués avant la mise en œuvre des revêtements,

f_{pi} : Flèche instantané due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.

❖ Pour les flèches dues aux charges instantanées :

$$f_i = \frac{ML^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i \Rightarrow E_v = 10721.4 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$I_{fi} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho_i}, \quad \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

❖ Pour les flèches dues aux charges de longue durée :

$$f_v = \frac{ML^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + 0.4 \lambda_i \cdot \mu}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \cdot \left[\frac{h}{2} - d'' \right]^2 + A'_s \cdot \left[\frac{h}{2} - d' \right]^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{65 \times 25^3}{12} + 15 \left[3.39 \left[\frac{25}{2} - 2 \right]^2 \right]$$

$$I_0 = 90241.62 \text{ cm}^4$$

$$\rho_i = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{10 \times 23} = 0.014$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{10}{65}) 0.014} = 3.04$$

$$\lambda_i = 3.04 \qquad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.21$$

Flèche instantanée du P « fpi » :

P : l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.

Calcul des coefficients « Ifi » :

$$If_i = \frac{1.1.I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.014 \times 200.04 + 2.1}$$

$$\mu = 0.72$$

$$If_i = \frac{1.1 \times 90241.62}{1 + (3.04 \times 0.72)} = 31129.51 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche « fpi » :

$$fp_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_i} = \frac{14.41 \times 10^{-3} \times 5.65^2}{10 \times 32164.2 \times 31129.51 \times 10^{-8}} = 0.0046 \text{ m}$$

Calcul de la flèche instantanée et différée due à G :

fgv ; fgi G : charge permanente

$$G = 6.78 \text{ KN/m}^2$$

Charges linières sur la nervure :

$$g = 6.78 \times 0.65 = 4.407 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments fléchissant :

Sous la charge G :

$$Mg = \frac{g \cdot L^2}{8} = \frac{4.407 \times 5.65^2}{8} = 17.58 \text{ kg.m}$$

Calcul de la contrainte :

$$\sigma_{sg} = \frac{15M_g (d - y)}{I} = \frac{15 \times 17.58 \times 10^{-3} \times (0.23 - 5.27 \times 10^{-2})}{19156.04 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{sg} = 244.07 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 266.67 \text{ Mpa}$$

Calcul de coefficient μ :

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.014 \times 244.07) + 2.1}$$

$$\mu_i = 0.23$$

Calcul de l'inertie :

$$I_{f_i} = \frac{1.1.I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} = \frac{1.1 \times 90241.62}{1 + (3.04 \times 0.23)} = 58419.12 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_v} = \frac{1.1.I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_i} = \frac{1.1 \times 90241.62}{1 + (1.21 \times 0.23)} = 77654.22 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$f_{g_i} = \frac{Mg.L^2}{10.E_i.I_{f_i}} = \frac{17.58 \times 10^{-3} \times 5.65^2}{10 \times 32164.2 \times 58419.12 \times 10^{-8}}$$

$$f_{g_i} = 0.003 \text{ m}$$

$$f_{g_v} = \frac{Mg.L^2}{10.E_v.I_{f_v}} = \frac{17.58 \times 10^{-3} \times 5.65^2}{10 \times 10721.4 \times 77654.22 \times 10^{-8}}$$

$$f_{g_v} = 0.0067 \text{ m}$$

Calcul de la flèche totale :

$$\Delta ft = f_{g_v} - f_{f_i} + f_{p_i} - f_{g_i} \dots \text{tel que : } f_{f_i} = 0$$

$$\Delta ft = 0.0067 - 0 + 0.0046 - 0.003 = 0.0083 \text{ m} = 0.83 \text{ cm} < \bar{f} = 1.068 \text{ cm}$$

➤ **Donc la flèche est vérifiée**

* **Ferraillage de la dalle de compression :**

Le ferraillage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage de laquelle les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles

Si :

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec : } (L_1 \text{ en cm}).$$

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65$ cm).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1 / 2$$

$F_e=400$ MPa 'quadrillage de T.S.TIE 400.

On a : $L_1=65$ cm

$$\Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2 / m_l$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

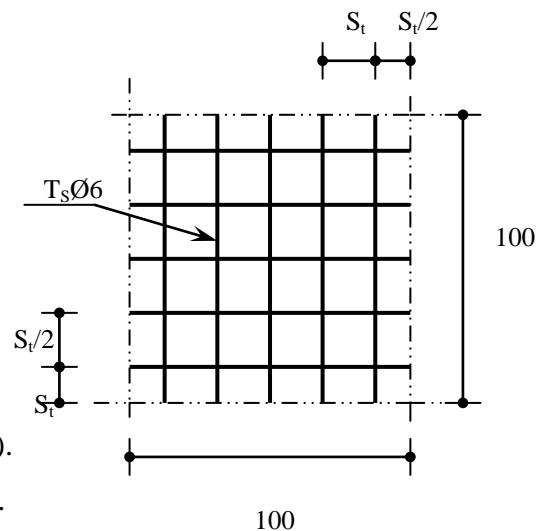


Figure.III.15. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

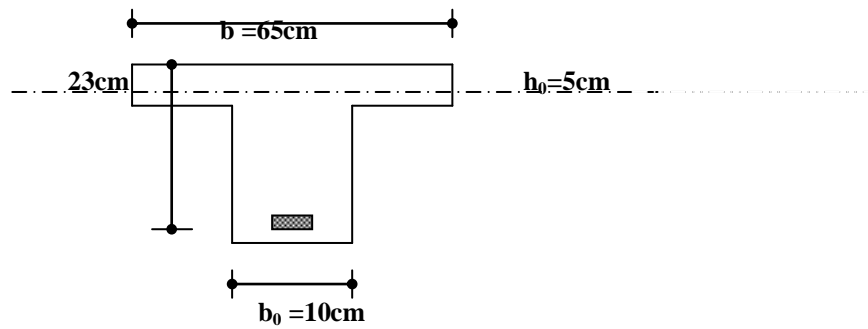
✓ **Armature de répartition :**

$$A_2 = A_1 / 2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

Soit 5T6 $\Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis

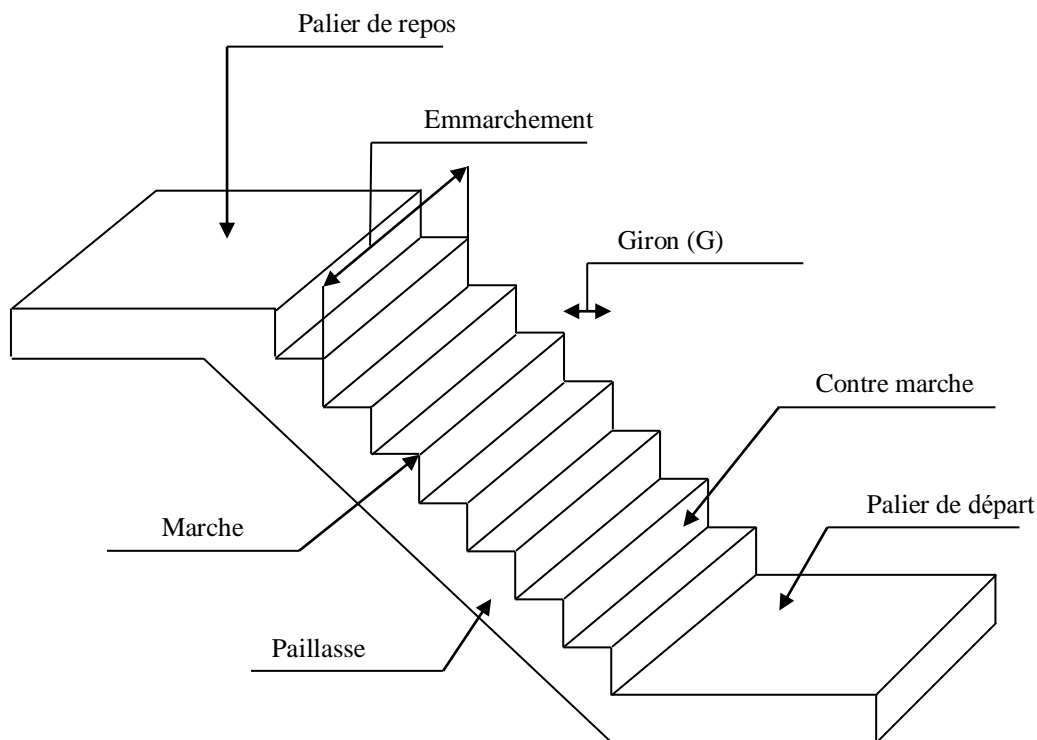
Soudés dont la dimension des Mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.



III.6.LES ESCALIERS :

III.6.1. Définition :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment, il se compose de plusieurs éléments, on appelle :



A/ le palier :

C'est la partie horizontale d'un escalier, le palier qui se retrouve entre deux volées s'appelle palier de repos, et le palier qui se retrouve aux deux extrémités d'un escalier s'appelle: palier d'arrivée ou palier de départ

B/ Les marches :

C'est la partie horizontale où l'on marche

C/ La contre marche :

C'est la partie verticale contre la marche

D/ La paillasse :

C'est la dalle de la partie pleine inférieure du volée d'un escalier qui supporte les marches et les contre marches

E/ Emmarchement :

C'est la dimension du passage libre, utile l'escalier c'est à dire la largeur des marches.

F/ Le giron ou la foulée :

C'est la ligne, conventionnelle que figure la trajectoire moyenne des pas d'une personne montant un escalier, elle est traceur ($\gamma=50\text{cm}$) de l'extrémité de la marche, coté main courant.

G / La poutre palière :

Est une poutre attache l'escalier avec le mur.

H / La volée :

On appelle une volée, une succession des marches et des contre marches.

I / Le nez d'une marche :

Arrêt ou partie saillante de la marche.

III.6.2.Predimensionnement:

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise la formule empirique de (BLONDEL)

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

h : le plus courant varie de 14 et 18 cm

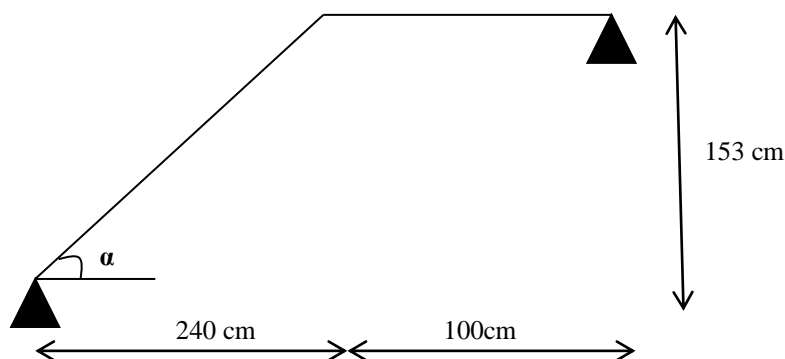
g : giron il varie de 22 à 33 cm

n : nombre des marches

n-1: nombre de contre marche

on prend : **g = 30 cm et h = 17 cm**

$$59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \longrightarrow \text{c.v}$$

**A/ Nombre de marches et des contre marches :**

- Nombre de contre marches : $n' = H / h = 306 / 17 = 18$

$$n' = 18 \text{ contre marches}$$

Soit 9 contre marches dans chaque volée

- Nombre de marches : $n = n' - 1 = 9 - 1 = 8$ marches.

B/ La longueur de la ligne de foulée (L) :

$$L = n \times g = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

- D ou la portée réelle de la paillasse, $H = 9 \times 17 = 153 \text{ cm}$

$$L' = \sqrt{240^2 + 153^2} = 285 \text{ cm} .$$

- L'angle d'inclinaison :

$$\text{tg } \alpha = H / L = 153 / 240 = 0.637$$

$$\alpha = 32.51^\circ$$

C/ Détermination de l'épaisseur de la paillasse (e) :

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \Rightarrow \frac{285}{30} \leq e \leq \frac{285}{20} \Rightarrow 9.5 \leq e \leq 14.25 .$$

On adopte : e= 14 cm.

III.6.3. Evaluation des charges: (d'après RPA 2003/DTR B.C.2.2)

Palier : b=1,35 m

Carrelage (2cm) : $\longrightarrow 0,02 \times 1,35 \times 22 = 0,594 \text{ KN/ml}$

Mortier de pose (2cm) : $\longrightarrow 0,02 \times 1,35 \times 20 = 0,54 \text{ KN/ml}$

Poids propre du palier (14cm) : $\longrightarrow 0,14 \times 1,35 \times 25 = 4,725 \text{ KN/ml}$

Enduit de plâtre (2cm) : $\longrightarrow 0,02 \times 1,35 \times 10 = 0,27 \text{ KN/ml}$

$$\mathbf{G=5,679 \text{ KN/ml}}$$

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

$$\mathbf{q = Q \times b = 2,5 \times 1,35 = 3,375 \text{ KN/ml}}$$

Paillasse: b=1,35 m

Poids propre de la paillasse (14cm): $\longrightarrow 0,14 \times 25 \times 1,35 / \cos 32,51 = 5,603 \text{ KN/ml}$

Poids propre des marches : $\longrightarrow 0,17 \times 22 \times 1,35 / 2 = 2,524 \text{ KN/ml}$

Carrelage (2cm) : $\longrightarrow 0,02 \times 1,35 \times 22 = 0,594 \text{ KN/ml}$

Mortier de pose (2cm) : $\longrightarrow 0,02 \times 1,35 \times 20 = 0,54 \text{ KN/ml}$

Enduit de plâtre (2cm) : $\longrightarrow 0,02 \times 1,35 \times 10 = 0,27 \text{ KN/ml}$

Garde-corps : $\longrightarrow 1 \text{ KN/ml}$

$$\mathbf{G \text{ paillasse} = 10,531 \text{ KN/ml}}$$

$$\mathbf{Q \text{ paillasse} = 2,5 \text{ KN/m}^2}$$

$$\mathbf{q = Q \times b = 2,5 \times 1,35 = 3,375 \text{ KN/ml}}$$

III.6.4. Combinaison des charges :

Palier :

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 q = (1,35 \times 5,679) + (1,5 \times 3,375) = 12,729 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = G + q = 5,679 + 3,375 = 9,054 \text{ KN/ml}$$

Paillasse :

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 q = (1,35 \times 10,531) + (1,5 \times 3,375) = 19,279 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{ser} = G + q = 10,531 + 3,375 = 13,906 \text{ KN/ml.}$$

- La charge équivalente :

$$Q_{\text{éq}} = \frac{Q_1 \cdot L_1 + Q_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$$

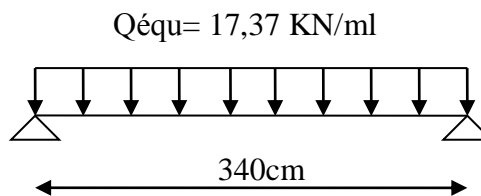
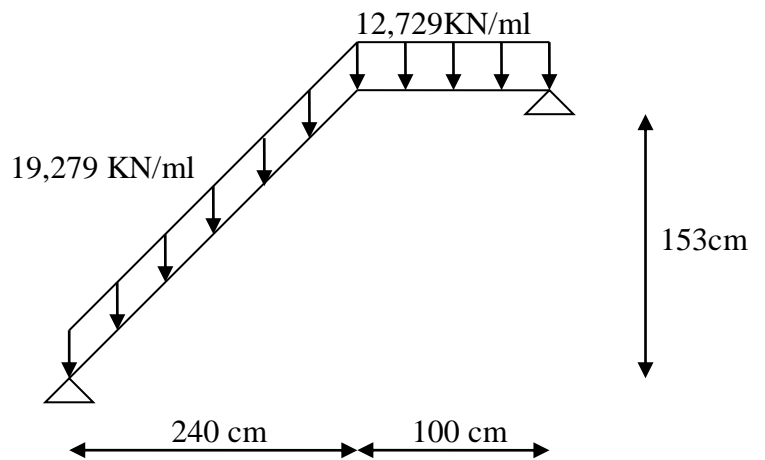
$Q_u = Q_s = Q_1$: La charge du paillasse.

$Q_u = Q_s = Q_2$: La charge du palier.

A L'E.L.U :

$$Q_{\text{éq}u} = \frac{19,279 \times 2,4 + 12,729 \times 1}{2,4 + 1}$$

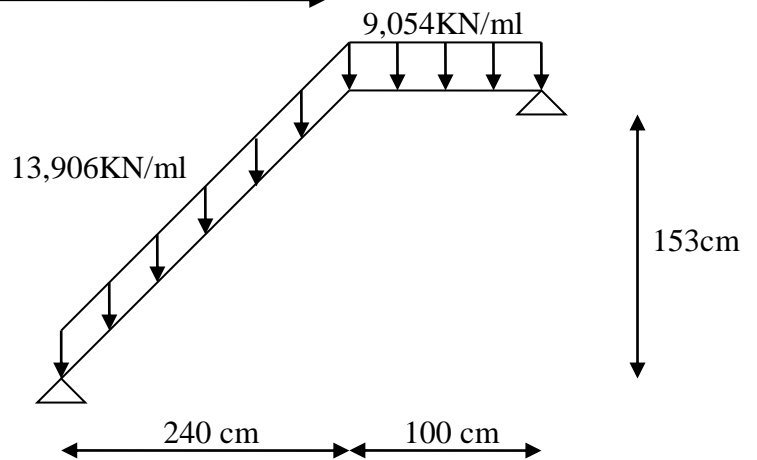
$$Q_{\text{éq}u} = 17,37 \text{ KN/ml}$$

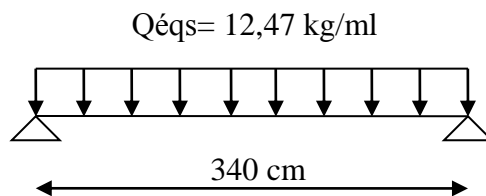


A L'E.L.S :

$$Q_{\text{éq}s} = \frac{13,906 \times 2,4 + 9,054 \times 1}{2,4 + 1}$$

$$Q_{\text{éq}s} = 12,47 \text{ KN/ml}$$





III.6.5. Calcul des moments :

Moments isostatiques :

AL'E.L.U :

$$M_0 = Q_{\text{équ}} \frac{L^2}{8} = 17,37 \times 1,445 = 25,09 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

AL'E.L.S :

$$M_0 = Q_{\text{éqs}} \frac{L^2}{8} = 12,47 \times 1,445 = 18,019 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Moments fléchissants:

Sur appuis:

AL'E.L.U:

$$M_{a_u} = 0,4 \times 25,09 = 10,04 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

AL'E.L.S:

$$M_{a_s} = 0,4 \times 18,019 = 7,207 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

En travée:

AL'E.L.U :

$$M_{t_u} = 0,8 \times 25,09 = 20,07 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

AL'E.L.S:

$$M_{t_s} = 0,8 \times 18,019 = 14,415 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

III.6.6/ Calcul de ferrailage: Le calcul se fait à la flexion simpl

Sur appuis :

b (cm)	d (cm)	Mu (KN.m)	μ	α	β	As cal (cm ²)	As adopté (cm ²)/ml
135	12	10,04	0,036	0,046	0,981	2,45	3 HA 12 3.39

TABLEAU III.16. Calcul De Ferrailage En Appui

Condition de non-fragilité: BAEL91 (art A.4.2,1)

$$A_s \geq A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 135 \times 12 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_s \geq 1,95 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,45 \text{ cm}^2 > 1,95 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

On adopte : 3HA12 avec $A_s=3,39 \text{ cm}^2$

Armature de réparation: Selon l'article A.8.2.4.1 du BAEL91 modifié 99

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,84 \text{ cm}^2$$

on adopte : 3HA8 = 1.51 cm² Et de l'espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

En travée:

b (cm)	d (cm)	Mu (KN.m)	μ	α	β	$A_s \text{ cal (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ adopté (cm}^2\text{)/ml}$	
135	12	20,07	0,073	0,095	0,962	5,00	6 HA 12	6.79

TABLEAU III.17. Calcul De Ferrailage En travée

Condition de non-fragilité: BAEL91 (art A.4.2,1)

$$A_s \geq A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 135 \times 12 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_s \geq 1,95 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,00 \text{ cm}^2 > 1,95 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

On adopte : 6HA12 avec $A_s=6,79 \text{ cm}^2$

. Espacement : $S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$, $S_t = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm}$

Alors on aura $\left\{ \begin{array}{l} A_s = 6.79 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$

Armature de réparation: Selon l'article A.8.2.4.1 du BAEL91 modifié 99

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

on adopte : 4HA8 = 2.01 cm²

Et de l'espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

7/ Vérification à l'E.L.S :

D'après le BAEL91 Article [A.4.5, 2], La contrainte limite de compression du béton est:

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times 25$$

$$\sigma_{bc}^- = 15 \text{ Mpa}$$

- contrainte limite de traction de l'acier: BAEL91 Article [A.4.5, 32], en fissuration préjudiciable est :

$$\sigma_s^- = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} = 202 \text{ Mpa}$$

Calcul des contraintes:

La contrainte étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance x de l'axe neutre est $\sigma(x) = \frac{M_{ser}}{I} x$, on pose $K = \frac{M_{ser}}{I}$ et on a:

La contrainte limite dans le béton comprimé ($x = y$) $\Rightarrow \sigma_{bc} = ky$

La position de l'axe neutre:

$$by^2 + 30(A_S + A'_S)y - 30(d \cdot A_S + d' \cdot A'_S) = 0$$

En notre cas $A'_S = 0 \Rightarrow by^2 + 30 \cdot A_S \cdot y - 30 \cdot d \cdot A_S = 0$

Dont la solution est:

$$y = \frac{15 \cdot (A_S + A'_S)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \cdot (d \cdot A_S + d' \cdot A'_S)}{7.5(A_S + A'_S)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \cdot A_S}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_S}{7.5 A_S^2}} - 1 \right]$$

Moment d'inertie I : $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_S \cdot (d - y)^2 + A'_S \cdot (y - d')^2]$

$$I = \frac{b \cdot Y^3}{3} + 15[A_S \cdot (d - y)^2]$$

❖ En travée

$$y = \frac{15 \times 6.79}{135} \left[\sqrt{1 + \frac{135 \times 12 \times 6.79}{7.5 \times 6.79^2}} - 1 \right]$$

$$y = 3.57 \text{ cm}$$

On calcule le moment d'inertie:

$$I = \frac{135 \cdot 3.57^3}{3} + 15[6.79 \times (12 - 3.57)^2]$$

$$I = 9285.42 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{14,415}{9285.42 \cdot 10^{-5}}$$

$$K = 155.24 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 155.24 \times 3.57 \cdot 10^{-2}$$

$\sigma_{bc} = 5.54 \text{ Mpa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ Mpa}$ Donc la condition est vérifiée.

$$\sigma_s = 15K(d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times 155.24 \times (0.12 - 3.57 \cdot 10^{-2})$$

$\sigma_s = 196.30 \text{ Mpa} < \sigma_s^- = 202 \text{ Mpa}$ Donc la condition est vérifiée

❖ **En appuis :**

$$y = \frac{15 \times 3.14}{135} \left[\sqrt{1 + \frac{135 \times 12 \times 3.14}{7.5 \times 3.14^2}} - 1 \right]$$

$$y = 2.57 \text{ cm}$$

On calcule le moment d'inertie:

$$I = \frac{135 \times 2.57^3}{3} + 15 [3.14 \times (12 - 2.57)^2]$$

$$I = 4943.34 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{7.207}{4943.34 \times 10^{-5}}$$

$$K = 145.79 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 145.79 \times 2.57 \cdot 10^{-2}$$

$\sigma_{bc} = 3.74 \text{ Mpa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ Mpa}$; Donc la condition est vérifiée.

$$\sigma_s = 15K(d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times 145.79(0.12 - 2.57 \cdot 10^{-2})$$

$\sigma_s = 206,21 \text{ Mpa} > \sigma_s^- = 202 \text{ Mpa}$; Donc la condition est non vérifiée.

Donc il faut redimensionner en augmentant la section d'acier

On adopte **5T10** avec $A_s = 3,93 \text{ cm}^2$; $S_r = 20 \text{ cm}$

$$Y = 2,82 \text{ cm.}$$

$$I = 7699,28 \text{ cm}^4$$

$$K = 93,606 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times 93.606 (0.12 - 2.82 \cdot 10^{-2}) = 128,89 \text{ Mpa} < \sigma_s^- = 202 \text{ Mpa}$$

Donc la condition est vérifiée

$\sigma_{bc} = 2,64 \text{ Mpa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ Mpa}$ Donc la condition est vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91 {art A.5.1})

- L'effort tranchant : $V_u = Q_{\text{equ}} \times \frac{L}{2} = 17,69 \times 3,40/2 = 30,07 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{30.07 \times 10^{-3}}{1,35 \times 0,12} = 0,185 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,185 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{F_{C28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \tau_u^- \dots \dots \dots$ **vérifiée**

❖ **Vérification de la flèche:** d'après le BAEL91 Article B.6.5, 2

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,041 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq 0,1 \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0,041 > 0,113 \quad , \text{ la deuxième condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d^2} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,00034 < 0,0105 \quad , \text{ la troisième condition est vérifiée.}$$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, on doit donc faire une vérification de la flèche comme suit, en examinant la condition suivante :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

Avec :

\bar{f} : est la flèche admissible, elle se calcule selon l'article **B.6.5.3** du BAEL91 , comme suit :

$$\bar{f} = \frac{l}{500} \quad l \leq 5m$$

$$\bar{f} = 0.68 \text{ cm}$$

f_{gv}, f_{gi} : sont respectivement la flèche différé et instantané dues à l'ensemble des charges permanentes,

f_{ji} : Flèche instantanée due aux charges permanente appliqués avant la mise en œuvre des revêtements,

f_{pi} : Flèche instantané due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.

Pour les flèches dues aux charges instantanées :

$$f_i = \frac{ML^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i \Rightarrow E_v = 10721.4 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$I_{fi} = \frac{1.1.I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho_i} \quad ; \quad \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

Pour les flèches dues aux charges de longue durée :

$$f_v = \frac{ML^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

$$I_{fv} = \frac{1.1.I_0}{1 + 0.4 \lambda_i \cdot \mu}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \cdot \left[\frac{h}{2} - d'' \right]^2 + A'_s \cdot \left[\frac{h}{2} - d' \right]^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{135 \times 14^3}{12} + 15 \left[6,79 \left[\frac{14}{2} - 2 \right]^2 \right]$$

$$I_0 = 33416,25 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d}$$

$$\rho = \frac{6,79}{135 \times 12} = 4,19 \cdot 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{4,19 \cdot 10^{-3} (2 + 3 \frac{1,35}{1,35})}$$

$$\lambda_i = 5,01 \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2,00$$

Moment fléchissant pour les différents cas des charges :

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

J: Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément.

$$g_{eq} = \frac{10,531 \times 2,4 + 5,679 \times 1}{2,4 + 1} = 9,103 \text{ KN/ml.}$$

$$J_{eq} = \frac{5,603 \times 2,4 + 4,725 \times 1}{2,4 + 1} = 5,344 \text{ KN/ml.}$$

$$P = g_{eq} + q = 9,103 + 5,344 = 14,447 \text{ KN/ml.}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \times l^2}{8} = \frac{9,103 \times (3,4)^2}{8} = 13,153 \text{ KN.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \times l^2}{8} = \frac{5,344 \times (3,4)^2}{8} = 7,722 \text{ KN.m}$$

$$M_p = \frac{P \times l^2}{8} = \frac{14,447 \times (3,4)^2}{8} = 20,875 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des contraintes :

On a déjà calculé :

$$y = 3,57 \text{ cm} \quad I = 9285,42 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

Donc :

$$\sigma_s^g = 15 \frac{M_g}{I} (d - y) = 15 \times \frac{13,153 \cdot 10^{-3}}{9285,42 \cdot 10^{-8}} (0,12 - 3,57 \cdot 10^{-2})$$

$$\sigma_s^g = 179,11 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^j = 15 \frac{M_j}{I} (d - y) = 15 \times \frac{7,722 \cdot 10^{-3}}{9285,42 \cdot 10^{-8}} (0,12 - 3,57 \cdot 10^{-2})$$

$$\sigma_s^j = 105,159 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^p = 15 \frac{M_p}{I} (d - y) = 15 \times \frac{20,875 \cdot 10^{-3}}{9285,42 \cdot 10^{-8}} (0,12 - 3,57 \cdot 10^{-2})$$

$$\sigma_s^p = 284,27 \text{ Mpa}$$

Calcul des paramètres μ :

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 4,19 \cdot 10^{-3} \times 179,11 + 2,1} = 0,27$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s^j + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 4,19 \cdot 10^{-3} \times 105,159 + 2,1} = 0,04$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s^p + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 4,19 \cdot 10^{-3} \times 284,27 + 2,1} = 0,46$$

Calcul I_{fv}, I_{fi} :

$$I_{fi}^g = \frac{1,1 \times 33416,25}{1 + 5,01 \times 0,27} = 27173,70 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^g = \frac{1,1 \times 33416,25}{1 + 0,4 \times 5,01 \times 0,27} = 23852,02 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^j = \frac{1,1 \times 33416,25}{1 + 5,01 \times 0,04} = 30621,35 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = \frac{1,1 \times 33416,25}{1 + 5,01 \times 0,46} = 11123,24 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches :

$$f_{gi} = \frac{13,153 \cdot 10^{-3} \times 3,4^2}{10 \times 32164,2 \times 27173,70 \times 10^{-8}} = 0,0017 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{13,153 \cdot 10^{-3} \times 3,4^2}{10 \times 10721,4 \times 23852,02 \times 10^{-8}} = 0,0059 \text{ m}$$

$$f_{ji} = \frac{7,722 \cdot 10^{-3} \times 3,4^2}{10 \times 32164,2 \times 30621,35 \cdot 10^{-8}} = 0,0009 \text{ m}$$

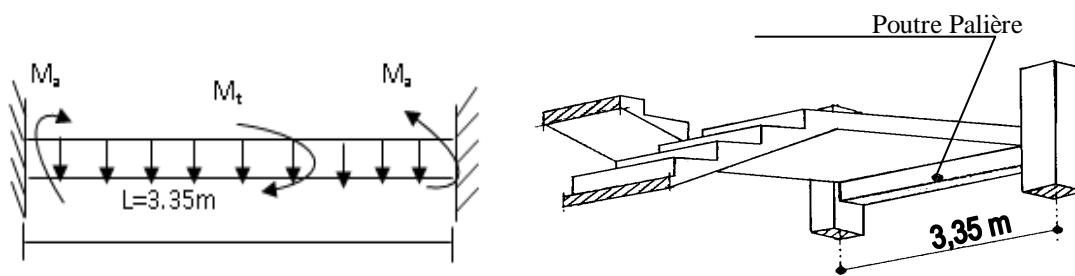
$$f_{pi} = \frac{20,875 \cdot 10^{-3} \times 3,4^2}{10 \times 32164,2 \times 11123,24 \times 10^{-8}} = 0,0024 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = [(0,0059 - 0,0009) + (0,0024 - 0,0017)] = 0,0057 \text{ m} = 0,57 \text{ cm} < 0,68 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0,57 \text{ cm} < \bar{f} = 0,68 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Donc la flèche est vérifiée

III.7. Calcul de la poutre palière :



La poutre palière dans ce cas est une poutre encastée dans les deux extrémités. Elle doit supporter son poids (G), la réaction du palier (P_u) et les couples de torsion (T_u)

$$T_u = V_u \cdot e$$

1. Pré dimensionnement :

D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

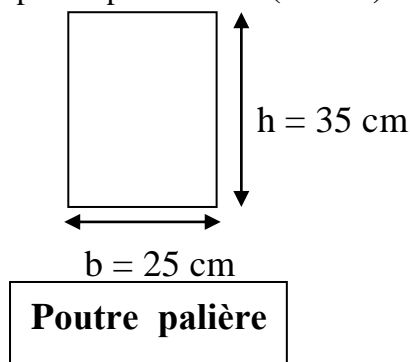
$$L/15 \leq h \leq L/10$$

Avec, L : la portée entre axes des appuis ; $L=335$ cm

$$335/15 \leq h \leq 335/10 \longrightarrow h=35 \text{ cm.}$$

La largeur de la poutre est $b > h/2 \longrightarrow b=25$ cm.

Donc la section de poutre palier est de $(35 \times 25) \text{ cm}^2$.



• Vérification selon RPA99/version 2003 (article 7.5.1) :

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 25\text{cm} > 20\text{cm} \longrightarrow$ condition vérifiée

- $h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 35\text{cm} > 30\text{cm} \longrightarrow$ condition vérifiée

- $h / b \leq 4 \Rightarrow 35/25 = 1,4 < 4 \longrightarrow$ condition vérifiée

2) Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $0,35 \times 0,25 \times 25 = 2,187 \text{ kn/ml}$

- Poids propre du mur : (brique creuse de 30 cm d'épaisseur) : $1,932 \times 1,53 = 2,95 \text{ kn/ml}$

- Le poids de palier : $G_p=5,679 \text{ kn/ml}$.

Donc $G=2,187+2,95+5,679=10,816 \text{ kn/ml}$.

$Q=2,5 \text{ kn/ml}$.

3) Combinaison d'action :

- à l'ELU : $P_u=1,35G+1,5Q=1,35 \times 10,816 + 1,5 \times 2,5 = 18,35 \text{ kn/m}$

- à l'ELS : $P_{ser}=G+Q=10,816+2,5=13,316 \text{ kn/m}$

- Le moment isostatique à l'ELU:

$$M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{18,35 \times 3,35^2}{8} \Rightarrow M_u = 25,74 \text{ KN.m}$$

Le moment sur appuis :

$$M_{ua} = 0,4M_0 = 0,4 \times 25,74 = 10,296 \text{ KN.m.}$$

Le moment sur travée :

$$M_{ut} = 0,8M_0 = 0,8 \times 25,74 = 20,592 \text{ KN.m.}$$

Ferraillage :

4-1) En travée :

b (cm)	d (cm)	Mu (KN.m)	μ	α	β	As cal (cm ²)
25	33	20,59	0,053	0,069	0,973	1,84

TABLEAU III.18. Calcul De Ferraillage En travée

Le ferraillage minimal : (BAEL DTU P175 et BAEL A.4.2 P29) :

En plus de la condition de non fragilité on ajoute pour les poutres la section d'acier minimale recommandée par les règles RPA99v2003 (RPA.7.5.2.1 P165)

$$A_{S_{min}} \geq \text{Max} \left\{ 0,005bh; \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{S_{min}} \geq \text{Max} \left\{ \frac{0,25 \times 0,35}{1000}; 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{S_{min}} \geq \text{Max} \{ 4,375; 0,875; 1,00 \} = 4,375$$

$$A_S \geq \text{Max} \{ A_{S_{min}}; A_S^{ELU} \}$$

$$A_S \geq \text{Max} \{ 4,375; 1,84 \} = 4,375 \text{ cm}^2.$$

On adopte **4T12** avec $A_S=4,52 \text{ cm}^2$.

❖ En appuis :

b (cm)	d (cm)	Mu (KN.m)	μ	α	β	As cal (cm ²)
25	33	10,30	0,027	0,034	0,986	0,91

TABLEAU III.19. Calcul De Ferraillage En Appui

$$A_S = \text{max} (A_S^{\min}, A_S^{ELU})$$

$A_{\min}(RPA) = 4,375cm^2$. Donc on adopte **4T12** avec $A_s = 4,52cm^2$

5) Armatures transversales :

D'après le RPA : $A_t = 0,003 S b$

$$. S = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L\right) = \min\left(\frac{25}{4}, 12 \times 1,2\right) \Rightarrow S = 6,25cm$$

$A_t = 0,003 \times 6,25 \times 25 = 0,468cm^2$, dans la zone nodale on adopte **2T8**

$$. S \leq \frac{h}{2} = 12,5cm \text{ , Dans la zone courante}$$

$A_t = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125cm^2$, donc on adopte **4T8**

6) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{pl}{2} = 30,73KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{30,73 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,33} \Rightarrow \tau_u = 0,372MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5Mpa\right\} = 3,33Mpa > \tau_u = 0,372MPa$$

7) Vérification à ELS :

7-1) En travée :

Aucune vérification à l'ELS si : $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{20,592}{18,679} = 1,10$$

$$. \alpha = 0,034 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,3$$

. Section rectangulaire

. Fissuration peu préjudiciable

Donc aucune vérification à l'ELS.

7-2) En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{10,43}{7,47} = 1,37$$

$$\alpha = 0,02 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,435$$

. Section rectangulaire

. Fissuration peu préjudiciable

Donc pas de vérification à l'ELS.

8) Vérification de la flèche :

D'après le BAEL 91 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{335} = 0,1044 \geq 0,0625 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,1044 > 0,08 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$* 4,2 \frac{bd}{f_e} \succ A_s \Rightarrow 4,2 \frac{25 \times 33}{400} = 8,66 > A_s = 4,52 \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ Donc la flèche est vérifiée.

9) Calcul de la poutre palière à la torsion :

Calcul de moment de torsion à l'E.L.U :

$$M_t = C \frac{l}{2}$$

. Le couple de torsion est : $C = V_u \times 0,1 \Rightarrow C = 30,73 \times 0,1 = 3,073 \text{KNm}$.

. Donc le moment de torsion est : $M_t = C \frac{l}{2} \Rightarrow M_t = 3,073 \frac{3,35}{2} = 5,14 \text{KN.m}$

Calcul de la contrainte tangentielle de torsion :

$$\tau_t = \frac{M_{tMax}}{2\Omega.e} \text{ (BAEL)}$$

. Ω : L'aire du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

. $e = \frac{b}{6} = 4,16 \text{cm} \Rightarrow \Omega = (25 - 4,16)(35 - 4,16) = 642,7 \text{cm}^2$

. Donc $\tau_t = \frac{5,14}{2 \times 642,7 \times 10^{-3} \times 4,16} \Rightarrow \tau_t = 0,96 \text{MPa}$.

9-1) Vérification de béton :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 = 0,372^2 + 0,96^2 = 1,05 \text{MPa} < \bar{\tau}_u^2 = 3,33^2 = 11,09 \text{MPa}$$

9-2) Ferrailage :

❖ Armatures longitudinales :

$$A_t = \frac{U \times M_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \text{ Avec : } U : \text{ périmètre}$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 103,36 \text{ cm} .$$

$$A_t = \frac{103,36 \times 5,14 \times 10^{-5}}{2 \times 642,7 \times 348 \times 10^{-4}} = 1,18 \text{ cm}^2$$

SECTION	FLEXION	TORSION	$A_t (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$	BARRES
Appui	4,52	1,18	5,3	6,88	3T14+2T12
Travée	4,52	1,18	5,3	6,78	6T12

Tableau .III. 20. Armatures longitudinales.

. Tenant compte des aciers de flexion : $A_r = A_t + A_s$

❖ Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{5,14 \times 10^{-3}}{2 \times 642,7 \times 10^{-4} \times 348} = 0,0114 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

Tenant compte des aciers de l'effort tranchant :

$$\frac{A_t}{S_t} = \left[\frac{A_t}{S_t} \right]_v + \left[\frac{A_t}{S_t} \right]_t \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \left[\frac{0,819}{8,75} \right] + [0,0114] = 0,105 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$\frac{A_t}{S_t} = 0,105 \text{ cm}^2 / \text{cm}$; On adopte un espacement de 15cm

- Donc on prend 3T8 avec $A_t = 1,51 \text{ cm}^2$

❖ Schéma de ferrailage de la poutre palière:

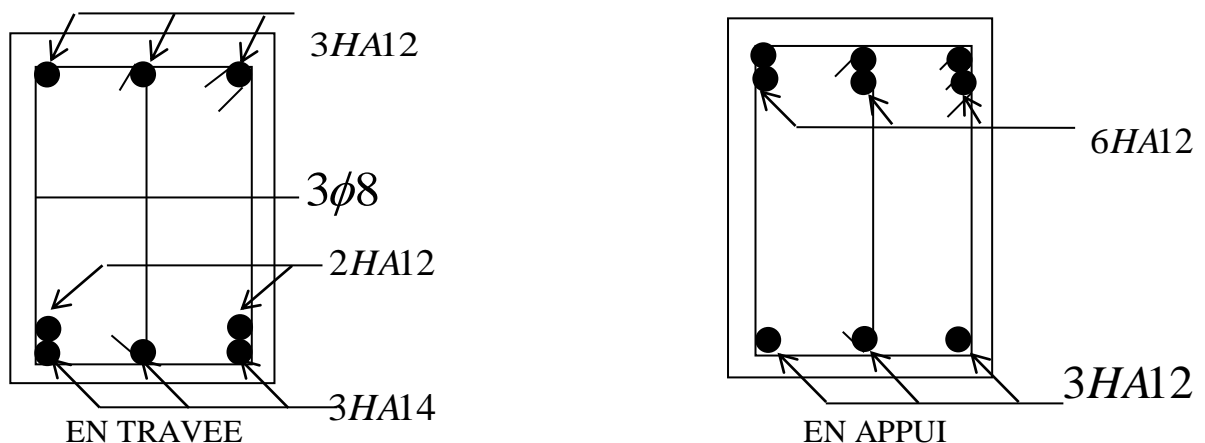


Schéma de ferrailage de la poutre palière.

IV.1. Centre de masse :**IV.1.1. Introduction :**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur),

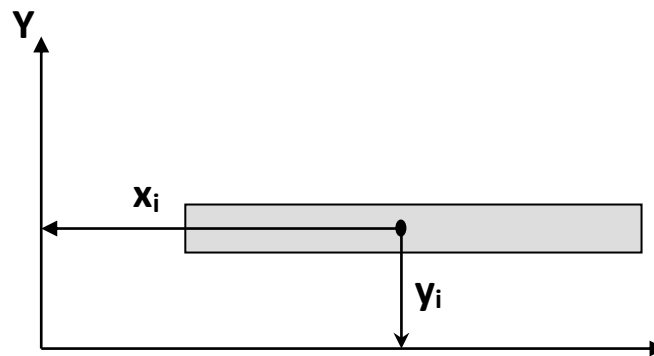
Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ,

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.



-FigIV.1 - Centre de masse (X_i, Y_i)

IV.1.2. Calcul de centre de masse des éléments:

IV.1.2.1. Centre de masse des poteaux:

Elément	$S_i(m^2)$	$H_i(m)$	$X_i(m)$	$Y_i(m)$	$M_i(KN)$	$M_iX_i(KNm)$	$M_iY_i(KNm)$
1	0,1575	2,56	0,225	0,175	10,08	2,268	1,764
2	0,1575	2,56	4,175	6,025	10,08	42,084	60,732
3	0,1575	2,56	9,325	9,875	10,08	93,996	99,54
4	0,1575	2,56	0,225	13,725	10,08	2,268	138,348
5	0,1575	2,56	4,175	19,575	10,08	42,084	197,316
6	0,1575	2,56	9,325	0,175	10,08	93,996	1,764
7	0,1575	2,56	12,675	6,025	10,08	127,764	60,732
8	0,1575	2,56	16,625	9,875	10,08	167,58	99,54
9	0,1575	2,56	22,275	13,725	10,08	224,532	138,348
10	0,1575	2,56	0,225	19,575	10,08	2,268	197,316
11	0,1575	2,56	4,175	0,175	10,08	42,084	1,764
12	0,1575	2,56	9,325	6,025	10,08	93,996	60,732
13	0,1575	2,56	12,675	9,875	10,08	127,764	99,54
14	0,1575	2,56	16,625	13,725	10,08	167,58	138,348
15	0,1575	2,56	22,275	14,875	10,08	224,532	149,94
16	0,1575	2,56	0,225	19,575	10,08	2,268	197,316
17	0,1575	2,56	4,175	6,025	10,08	42,084	60,732
18	0,1575	2,56	9,325	9,875	10,08	93,996	99,54
19	0,1575	2,56	9,325	13,725	10,08	93,996	138,348
20	0,1575	2,56	12,675	6,025	10,08	127,764	60,732
21	0,1575	2,56	16,625	9,875	10,08	167,58	99,54
22	0,1575	2,56	22,275	13,725	10,08	224,532	138,348
23	0,1575	2,56	0,225	6,025	10,08	2,268	60,732
24	0,1575	2,56	4,175	9,875	10,08	42,084	99,54
25	0,1575	2,56	9,325	13,725	10,08	93,996	138,348
Xg	9,307				252	2345,364	2538,9
Yg	10,075						

-Tableau IV.1 - Centre de masse des poteaux

IV.1.2.2. Centre de masse des poutres secondaires:

Elément	Li(m)	Xi(m)	Yi(m)	Mi(KN)	XiMi(KNm)	YiMi(KNm)
1	3,5	2,2	0,125	9,84375	21,65625	1,23046875
2	4,7	6,75	0,125	13,21875	89,2265625	1,65234375
3	3,5	2,2	6,025	9,84375	21,65625	59,3085938
4	4,7	6,75	6,025	13,21875	89,2265625	79,6429688
5	2,9	11	6,025	8,15625	89,71875	49,1414063
6	3,5	14,65	6,025	9,84375	144,210938	59,3085938
7	5,2	19,45	6,025	14,625	284,45625	88,115625
8	3,5	2,2	9,875	9,84375	21,65625	97,2070313
9	2,9	11	11,125	8,15625	89,71875	90,7382813
10	3,5	14,65	11,125	9,84375	144,210938	109,511719
11	5,2	19,45	11,125	14,625	284,45625	162,703125
12	3,5	2,2	13,725	9,84375	21,65625	135,105469
13	4,7	6,75	13,725	13,21875	89,2265625	181,427344
14	2,9	11	14,875	8,15625	89,71875	121,324219
15	3,5	14,65	14,875	9,84375	144,210938	146,425781
16	5,2	19,45	14,875	14,625	284,45625	217,546875
17	3,5	2,2	19,575	9,84375	21,65625	192,691406
18	4,7	6,75	19,575	13,21875	89,2265625	258,757031
Xg	10,103305			199,96875	2020,34531	2051,83828
Yg	10,260795					

-Tableau IV.2 - Centre de masse des poutres secondaires

IV.1.2.2. Centre de masse des poutres principales:

Elément	Li(m)	Xi(m)	Yi(m)	Mi(KN)	XiMi(KNm)	YiMi(KNm)
1	5,5	0,15	3,1	20,625	3,09375	63,9375
2	3,5	0,15	7,95	13,125	1,96875	104,34375
3	3,5	0,15	11,8	13,125	1,96875	154,875
4	5,5	0,15	16,65	20,625	3,09375	343,40625
5	5,5	4,175	3,1	20,625	86,109375	63,9375
6	3,5	4,175	7,95	13,125	54,796875	104,34375
7	3,5	4,175	11,8	13,125	54,796875	154,875
8	5,5	4,175	16,65	20,625	86,109375	343,40625
9	5,5	9,325	3,1	20,625	192,328125	63,9375
10	4,75	9,325	8,575	17,8125	166,101563	152,742188
11	2,25	9,325	12,425	8,4375	78,6796875	104,835938
12	0,8	9,325	14,3	3	27,975	42,9
13	4,35	9,325	17,225	16,3125	152,114063	280,982813
14	4,75	12,675	8,575	17,8125	225,773438	152,742188
15	3,4	12,675	13	12,75	161,60625	165,75
16	4,75	16,625	8,575	17,8125	296,132813	152,742188
17	3,4	16,625	13	12,75	211,96875	165,75
18	4,75	22,275	8,575	17,8125	396,773438	152,742188
19	3,4	22,275	13	12,75	284,00625	165,75
Xg	8,4862036			292,875	2485,39688	2934
Yg	10,017926					

-Tableau IV.3 - Centre de masse des poutres principales

IV.1.2.2. Centre de masse de l'acrotère:

Elément	Li (m)	Gi(KN/m ²)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (KN)	XiMi(KNm)	YiMi(KNm)
1	19,7	2,03	0,05	9,85	39,991	1,99955	393,91135
2	9,55	2,03	4,775	19,65	19,3865	92,5705375	380,944725
3	4,8	2,03	9,5	17,3	9,744	92,568	168,5712
4	12,95	2,03	16,025	14,95	26,2885	421,273213	393,013075
5	9,15	2,03	22,45	10,675	18,5745	416,997525	198,282788
6	12,95	2,03	16,025	6,05	26,2885	421,273213	159,045425
7	6,1	2,03	9,6	3,05	12,383	118,8768	37,76815
8	9,55	2,03	3,05	0,05	19,3865	59,128825	0,969325
Xg	9,4435251				172,0425	1624,68766	1732,50604
Yg	10,070221						

-Tableau IV.4 - Centre de masse de l'acrotère

IV.1.2.2. Centre de masse de l'escalier:

Elément	Gi(KN/m ²)	Si(m ²)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (KN)	XiMi(KNm)	YiMi(KNm)
1	5,679	3	11,05	14,4	17,037	188,25885	245,3328
2	10,531	3,24	13,65	2,55	34,12044	465,744006	87,007122
Xg	12,78412				51,15744	654,002856	332,339922
Yg	6,4964142						

-Tableau IV.5 - Centre de masse de l'escalier

IV.1.2.2. Centre de masse des voiles:

Elément	Li(m)	Hi (m)	Xi(m)	Yi(m)	Mi(KN)	XiMi(KNm)	YiMi(KNm)
1	3,5	2,61	2,2	0,08	36,54	80,388	2,9232
2	3,5	2,56	0,08	11,8	35,84	2,8672	422,912
3	3,5	2,61	2,2	19,62	36,54	80,388	716,9148
4	2,25	2,56	9,47	12,425	23,04	218,1888	286,272
5	0,8	2,56	9,47	14,3	8,192	77,57824	117,1456
6	3,5	2,61	14,65	11,22	36,54	535,311	409,9788
7	3,4	2,56	22,42	13	34,816	780,57472	452,608
Xg	8,3935168				211,508	1775,29596	2408,7544
Yg	11,388479						

-Tableau IV.6 - Centre de masse des voiles

IV.1.2.2. Centre de masse des murs:

Elément	S_i (m ²)	G_i (KN/m ²)	X_i (m)	Y_i (m)	M_i (KN)	$X_i M_i$ (KN.m)	$Y_i M_i$ (KN.m)
1	12,267	1,932	6,75	0,15	23,699844	159,973947	3,5549766
2	12,267	1,932	6,75	19,55	23,699844	159,973947	463,33195
3	7,569	1,932	11	14,85	14,623308	160,856388	217,156124
4	19,431	1,932	12,75	15,6	37,540692	478,643823	585,634795
5	13,572	1,932	19,45	14,85	26,221104	510,000473	389,383394
6	8,352	1,932	19,45	6	16,136064	313,846445	96,816384
7	9,526	1,932	12,75	6	18,404232	234,653958	110,425392
8	8,72	1,932	0,15	2,075	16,84704	2,527056	34,957608
9	8,72	1,932	0,15	7,95	16,84704	2,527056	133,933968
10	8,96	1,932	0,15	17,625	17,31072	2,596608	305,10144
11	14,08	1,932	9,4	13,85	27,20256	255,704064	376,755456
12	11,136	1,932	22,35	8,575	21,514752	480,854707	184,488998
13	12,16	1,932	9,4	3,1	23,49312	220,835328	72,828672
Xg	Yg				283,54032	2982,9938	2974,36916
10,520528	10,49011						

-Tableau IV.7 - Centre de masse des murs

IV.1.2.2. Centre de masse des panneaux de plancher terrasse (Corp. creux):

Elément	S_i (m ²)	G_i (KN/m ²)	X_i (m)	Y_i (m)	M_i (KN)	$M_i X_i$ (KNm)	$M_i Y_i$ (KNm)
1	19,25	6,78	2,2	3,1	130,515	287,133	404,5965
2	12,25	6,78	2,2	7,95	83,055	182,721	660,28725
3	12,25	6,78	2,2	11,8	83,055	182,721	980,049
4	19,25	6,78	2,2	16,65	130,515	287,133	2173,07475
5	25,85	6,78	6,75	3,1	175,263	1183,02525	543,3153
6	34,545	6,78	6,75	9,875	234,2151	1580,95193	2312,87411
7	25,85	6,78	6,75	16,65	175,263	1183,02525	2918,12895
8	13,775	6,78	11	8,575	93,3945	1027,3395	800,857838
9	9,86	6,78	11	13	66,8508	735,3588	869,0604
10	16,625	6,78	14,65	8,575	112,7175	1651,31138	966,552563
11	11,9	6,78	14,65	13	80,682	1181,9913	1048,866
12	24,7	6,78	19,45	8,575	167,466	3257,2137	1436,02095
13	17,68	6,78	19,45	13	119,8704	2331,47928	1558,3152
Xg	9,1183666				1652,8623	15071,4044	16671,9988
Yg	10,086744						

-Tableau IV.8 - Centre de masse des panneaux de plancher terrasse (Corp. creux)

IV.1.2.2. Centre de masse des panneaux de plancher étage courant (Corp. creux):

Elément	Si (m ²)	Gi(KN/m ²)	Xi(m)	Yi(m)	Mi(KN)	MiXi(KNm)	MiYi(KNm)
1	19,25	5,52	2,2	3,1	106,26	233,772	329,406
2	12,25	5,52	2,2	7,95	67,62	148,764	537,579
3	12,25	5,52	2,2	11,8	67,62	148,764	797,916
4	19,25	5,52	2,2	16,65	106,26	233,772	1769,229
5	25,85	5,52	6,75	3,1	142,692	963,171	442,3452
6	34,545	5,52	6,75	9,875	190,6884	1287,1467	1883,04795
7	25,85	5,52	6,75	16,65	142,692	963,171	2375,8218
8	13,775	5,52	11	8,575	76,038	836,418	652,02585
9	9,86	5,52	11	13	54,4272	598,6992	707,5536
10	16,625	5,52	14,65	8,575	91,77	1344,4305	786,92775
11	11,9	5,52	14,65	13	65,688	962,3292	853,944
12	24,7	5,52	19,45	8,575	136,344	2651,8908	1169,1498
13	17,68	5,52	19,45	13	97,5936	1898,19552	1268,7168
Xg	9,1183666				1345,6932	12270,5239	13573,6628
Yg	10,086744						

-Tableau IV.9 - Centre de masse des panneaux de plancher EC (Corp. creux)

IV.1.2.2. Résumer de calcul de centre de masse (Terrasse et étage courant):

L'Elément	Xi(m)	Yi(m)	Mi(KN)	XiMi(KNm)	YiMi(KNm)		
L'acrotère	9,44	10,07	172,042	1624,687	1732,506		
Planchers Terrasse	9,12	10,08	1652,862	15071,404	16671,99		
1/2 MUR	5,26	5,245	141,77	745,7102	743,58365		
1/2 VOILE	4,195	5,69	105,754	443,63803	601,74026		
Poutre T	10,1	10,26	199,97	2020,345	2051,838		
Poutre L	8,48	10,01	292,87	2485,39	2934		
Poteaux	9,307	10,075	252	2345,364	2538,9	Xg	Yg
			2817,268	24736,5382	27274,5579	8,7803284	9,6812081
L'Elément	Xi(m)	Yi(m)	Mi(KN)	XiMi(KNm)	YiMi(KNm)		
Plancher EC	9,12	10,08	1345,693	12270,532	13573,66		
Poutre T	10,1	10,26	199,97	2020,345	2051,838		
Poutre L	8,48	10,01	292,87	2485,39	2934		
Voile	8,39	11,38	211,508	1775,295	2408,754		
Poteaux	9,307	10,075	252	2345,364	2538,9		
Balcon	7,877	9,893	42,655	336,001	421,996		
Mur EXT	10,52	10,49	283,54	2982,993	2974,369		
Escalier 1	12,784	6,496	51,15	654	332,339	Xg	Yg
			2679,386	24869,92	27235,856	9,28194743	10,1649617

-Tableau IV.10 - Résumer de calcul de centre de masse (Terrasse et étage courant)

IV.1.2.2. La masse totale de chaque niveau:

Etage	Plancher(t)	Voiles(t)	Poutres(t)	Poteaux(t)	Façade(t)	Balcon(t)	Escaliers(t)	Acrotère(t)	W(t)
5	214,48	36,7515	55,3781	30,1218	76,79	0	4,50085	17,14335	435,1656
4	183,96	36,7515	55,3781	30,1218	76,79	5,6111	9,0017	0	397,6142
3	183,96	36,7515	55,3781	30,1218	76,79	5,6111	9,0017	0	397,6142
2	183,96	36,7515	55,3781	30,1218	76,79	5,6111	9,0017	0	397,6142
1	183,96	36,7515	55,3781	30,1218	76,79	5,6111	9,0017	0	397,6142
RDC	183,96	36,7515	55,3781	30,1218	76,79	5,6111	9,0017	0	397,6142
Total	1134,28	220,509	332,2686	180,73	460,74	28,0555	49,50935	17,14335	2423,2366

*-Tableau IV.11 -La masse totale de chaque niveau***IV.1.2.2.L'inertie de voile :****IV.1.2.2.Introduction :**

La distribution des efforts horizontaux dus au séisme et au vent aux différents éléments de contreventement se fait proportionnellement aux inerties de ces dernières.

Dans notre structure nous avons deux types de refend :

- Refends pleins.
- Refends avec ouvertures.

Les principales notations utilisées sont :

I : Inertie brute du refend.

2a : Portée de l'ouverture de linteau.

I₁, I₂ : Inertie des trumeaux.

m : Moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité de l'ensemble.

$$m = 2c / (1/A_1 + 1/A_2)$$

2c : Distance entre les centres de gravité des deux trumeaux.

A₁, A₂ : Aires des deux trumeaux.

α : Coefficient du monolithisme. **$\alpha = W.H$**

H : Hauteur du bâtiment.

$$W^2 = 3E'. i . I . e / E(I_1 + I_2) . a^3 . m . h$$

a_n : Coefficient de minoration.

$$a_n = 11/20 + 9/20n - 1/30n^2 - 1/30n^3$$

n : Nombre de niveau.

2a : Portée de l'ouverture de linteau.

h : Hauteur d'étage.

E, E' : Module de Young horizontal des matériaux constituants respectivement les trumeaux et les linteaux (ici E=E').

IV.1.2.2. L'inertie équivalente est donnée par la relation :

$$I_{es} = a_n \cdot I / (60/11) [2mc \psi_0 / (11/I_2) \alpha^2] + 1$$

$$I_{es} = I / [16mc \psi_0 / (I_1 + I_2) \alpha^2] + 1$$

ψ_0 : Coefficient donnée par l'abaque de répartition des efforts tranchants dans les linteaux pour un vent triangulaire ou par la formule :

$$\psi_0 = (2 - \alpha^2 / \alpha^3) \operatorname{th} \alpha - (2 / \alpha^2) \operatorname{ch} \alpha + (2/3)$$

I_{es} : Inerties équivalentes pour le cas d'un refend sollicité par des charges concentrées (séisme).

I_e : Inerties équivalentes pour le cas d'un refend sollicité par des charges uniformément réparties suivant sa hauteur H(vent).

IV.1.2.2. Exemple de calcul

a/Refend plein :

Sens OY : soit le voile V7

$$I_x = \frac{L \times e^3}{12} = 0,5240533 \text{ m}^4$$

Sens OX : soit le voile V2

$$I_y = \frac{e \times L^3}{12} = 0,5716666 \text{ m}^4$$

sens yy				
VOILE		L	e	Ix
V1		3,5	0,16	0,57166667
V2		3,5	0,16	0,57166667
TOTAL				1,14333333

-Tableau IV.12 -Inertie sens yy

sens xx				
VOILE		e	L	Iyy
V6		0,16	0,8	0,00682667
V5		0,16	2,25	0,151875
V7		0,16	3,4	0,52405333
TOTAL				0,682755

-Tableau IV.13- Inertie sens xx

b/Refend a une seule file d'ouverture : soit le voile V3

b.1 /Inertie de linteau :

$$h_i = h_e - h_f = 3,06 - 1,2 = 1,86 \text{ m}$$

$$i = \frac{e \times h^3}{12} = \frac{0,16 \times 1,86^3}{12} = 0,085 \text{ m}^4$$

h_i : la hauteur de linteau

b.2/Inertie de trumeaux :

$$I_1 = \frac{e \times I_1^3}{12} = \frac{0,16 \times 1^3}{12} = 0,0133 \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{e \times I_2^3}{12} = \frac{0,16 \times 1,75^3}{12} = 0,0715 \text{ m}^4$$

b.3/Section des trumeaux :

$$A_1 = e \times I_1 = 0,16 \times 1 = 0,16 \text{ cm}^2$$

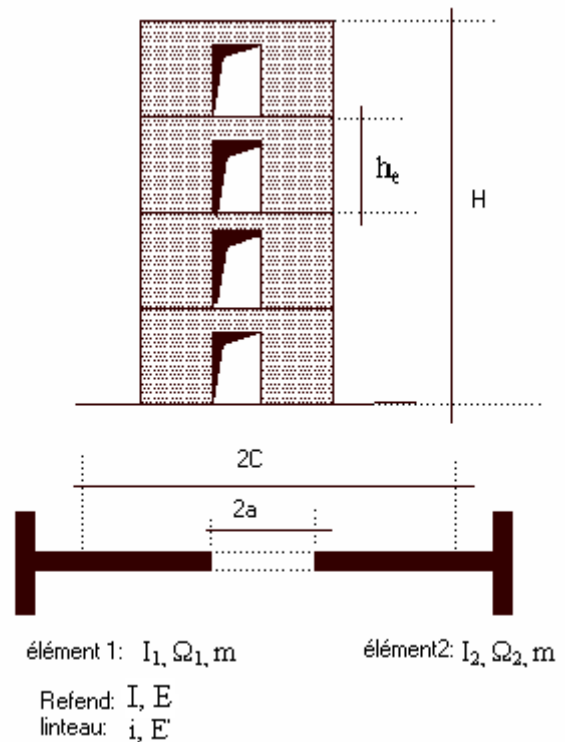
$$A_2 = e \times I_2 = 0,16 \times 1,75 = 0,28 \text{ cm}^2$$

b.4/Moment statique :

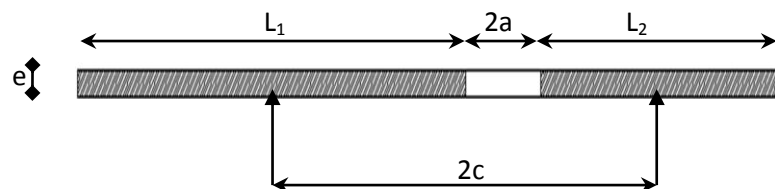
$$m = \frac{2 \times C}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}} = \frac{2,325}{\frac{1}{0,16} + \frac{1}{0,28}} = 0,2367 \text{ cm}^3$$

I : inertie totale du voile

$$I = I_1 + I_2 + 2Mc = 0,0133 + 0,0715 + (0,2367)(0,235) = 0,140 \text{ m}^4$$



-Fig IV.2-Refend avec une file d'ouverture



-Fig IV.3-Refend avec une file d'ouverture

IV.1.2.2. Inertie total des voiles avec ouverture :

	OY	OX
Voile	V2'	V3'
e (m)	0,1600	0,1600
2a1 (m)	1,2000	1,2000
a1(3)	0,2160	0,2160
2c 1(m)	2,3500	2,3250
c12	1,3806	1,3514
L1 (m)	1,3000	1,0000
L1(3)	2,1970	1,0000
L2 (m)	0,5000	1,7500
L2(3)	0,1250	5,3594
$\Omega^2(m^2)$	0,2080	0,1600
Inv	4,8077	6,2500
(m ²)	0,0800	0,2800
Inv	12,5000	3,5714
i(m ⁴)	0,1230	0,0857
I ₁ (m ⁴)	0,0293	0,0133
I ₂ (m ⁴)	0,0017	0,0715
M	0,1358	0,2367
I(m ⁴)	0,3500	0,6352
w1	50,8042	25,4285
W	7,1277	5,0427
a _n	0,6384	0,6384
A	225,8058	159,7519
Sh α	5,8235	1,1976
Ch α	5,8235	1,1976
α^2	50988,2609	25520,6624
α^3	11513445,2	4076973,73
ψ_0	0,6622	0,6604
I _{es}	0,2233	0,4051

-Tableau IV.14 - Inertie des voiles avec ouverture

IV-2. Centre de torsion

IV-2.1. Définition :

Le centre de torsion représente le centre de gravité des éléments qui assurent le contreventement

C : centre de torsion à l'étage (j)

$$X_c = \frac{\Sigma(R_{jl} \times Y)}{\Sigma R_{jl}} \quad ; \quad Y_c = \frac{\Sigma(R_{jt} \times X)}{\Sigma R_{jt}}$$

Avec :

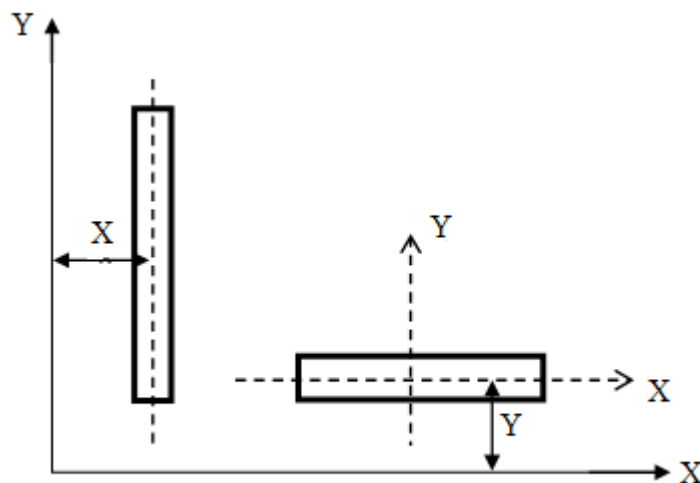
$X_c ; Y_c$: coordonnées du centre de gravité par rapport au (OXY)

X : distance d'un portique transversal à l'axe (OY)

Y : distance d'un portique longitudinal à l'axe (OX)

R_{jt} : rigidité d'un portique transversale

R_{jl} : rigidité d'un portique longitudinale



- **FigIV.4** - Le centre de torsion c_j du niveau(j)

IV-2.2. Calcul de centre de torsion:

CENTRE DE TORSION (Ct) _ R.D.C				
NIVEAU	PORTIQUE	R_{ji} (KN/m)	Y (m)	$R_{ji} \cdot Y$
RDC	1	1,52E+05	0,15	2,27E+04
	2	1,52E+05	4,175	6,33E+05
	3	2,07E+05	9,325	1,93E+06
	4	8,92E+04	12,675	1,13E+06
	5	8,92E+04	16,625	1,48E+06
	6	8,92E+04	22,275	1,99E+06
Xc =	9,24			

-Tableau IV.15 - centre de torsion de RDC sens x

NIVEAU	PORTIQUE	R_{jt} (KN/m)	X (m)	$R_{jt} \cdot X$
RDC	A	5,38E+04	0,125	6,72E+03
	B	1,16E+05	6,025	6,97E+05
	C	3,48E+04	9,875	3,44E+05
	D	7,95E+04	11,125	8,85E+05
	E	5,38E+04	13,725	7,38E+05
	F	7,95E+04	14,875	1,18E+06
	G	5,38E+04	19,575	1,05E+06
Yc =	10,04			

-Tableau IV.16 - centre de torsion de RDC sens y

CENTRE DE TORSION (Ct) ETAGE COURANT				
NIVEAU	PORTIQUE	R_{ji} (KN/m)	Y (m)	$R_{ji} \cdot Y$
ETAGE	1	6,21E+04	0,15	9,32E+03
	2	6,21E+04	4,175	2,59E+05
	3	9,74E+04	9,325	9,09E+05
	4	3,55E+04	12,675	4,50E+05
	5	3,55E+04	16,625	5,91E+05
	6	3,55E+04	22,275	7,92E+05
Xc =	9,17			

-Tableau IV.17 - centre de torsion de EC sens x

NIVEAU	PORTIQUE	R _{Jt} (KN/m)	X (m)	R _{Jt} .X
ETAGE	A	2,13E+04	0,125	2,66E+03
	B	5,06E+04	6,025	3,05E+05
	C	1,32E+04	9,875	1,30E+05
	D	3,22E+04	11,125	3,58E+05
	E	2,13E+04	13,725	2,92E+05
	F	3,22E+04	14,875	4,79E+05
	G	2,13E+04	19,575	4,17E+05
Yc =	10,03			

: -Tableau IV.18 - centre de torsion de EC sens x

IV-3. Calcul de rigidité des voiles :

IV-3.1. La rigidité du voile plein :

La rigidité des voiles pleins, d'après (contreventement des bâtiments par voiles-AMAR CHANTI-)

$$R = \frac{12EI}{H^3} \times \frac{n(n+1)}{12 \sum i \sin \frac{i\pi}{2n}} \times \frac{T}{F(\xi)} \quad (\text{coeff}) \quad (\text{page 173})$$

R : La rigidité

T : L'effort tranchant de niveau produisant un déplacement égal à l'unité (V=1)

IV-3.1.1. Calcul de coefficient :

NIVEAU	ξ	f(ξ)	T(ξ)	Coeff
6	1	0,43612831	6,76281E-05	0,000119735
5	0,833333333	0,337927072	0,022034643	0,050349189
4	0,666666667	0,241517386	0,042501548	0,135883205
3	0,5	0,151381055	0,060074961	0,306430087
2	0,333333333	0,074641645	0,073558491	0,760958626
1	0,166666667	0,020579512	0,082034184	3,078004359

-Tableau IV.19 - Calcul de coefficient

IV-3.1.2. Rigidité des voiles sans ouvertures :

RIGIDITE A CHAQUE NIVEAU – PORTIQUES SECONDAIRES (OX)						
POSITION						
Voiles	NIVEAU	H(m)	I(m ⁴)	E (KN/m ²)	Coeff	R (KN/m)
V2	5	3,06	0,682755	32164195	0,00011974	1101,22398
V3	4	3,06	0,682755	32164195	0,05034919	463070,401
V4	3	3,06	0,682755	32164195	0,13588321	1249741,88
	2	3,06	0,682755	32164195	0,30643009	2818291,73
	1	3,06	0,682755	32164195	0,76095863	6998671,14
	RDC	3,06	0,682755	32164195	3,07800436	28308950,7

*-Tableau IV.20 - Rigidité des voiles sans ouvertures***IV-3.1.3. Rigidité des voiles sans ouvertures :**

RIGIDITE A CHAQUE NIVEAU – PORTIQUES PRINCIPALE (OY)						
POSITION						
Voiles	NIVEAU	H(m)	I(m ⁴)	E (KN/m ²)	Coeff	R (KN/m)
V2	5	3,06	1,14333333	32164195	0,00011974	1844,09647
	4	3,06	1,14333333	32164195	0,05034919	775452,136
	3	3,06	1,14333333	32164195	0,13588321	2092802,76
V3	2	3,06	1,14333333	32164195	0,30643009	4719477,52
	1	3,06	1,14333333	32164195	0,76095863	11719890,7
	RDC	3,06	1,14333333	32164195	3,07800436	47405829,2

*-Tableau IV.21 - Rigidité des voiles sans ouvertures***IV-3.2. La rigidité des voiles avec ouvertures :**

La rigidité des voiles avec ouverture d'après le livre de (AMAR CHANTI)

$$R = \frac{12EI}{H^3} \cdot d_{jn} \quad (\text{page 180})$$

$$R = \frac{12EI}{H^3} * \frac{2.5 \left[(2*n-1) * (2n-2j+1) - 2(n-j)^2 \right] * n^3}{1.5n^4 + (n-j)^4(4n+j) - (n-j+1)^4(4n+j-1)}$$

IV-3.2.1. Rigidité des voiles avec ouvertures :

RIGIDITE A CHAQUE NIVEAU – PORTIQUES SECONDAIRES (OX)						
POSITION						
Voiles	NIVEAU	H(m)	I(m ⁴)	E (KN/m ²)	d _m	R (KN/m)
V2'	5	3,06	2,23E-01	32164195	65,68144	197570019
	4	3,06	2,23E-01	32164195	54,05035	162583657
	3	3,06	2,23E-01	32164195	29,21684	87884364,8
	2	3,06	2,23E-01	32164195	10,22655	30761500,9
	1	3,06	2,23E-01	32164195	2,130606	6408870,88
	RDC	3,06	2,23E-01	32164195	0,65609	1973521,19

*-Tableau IV.22 - Rigidité des voiles avec ouvertures***IV-3.2.2. Rigidité des voiles avec ouvertures :**

RIGIDITE A CHAQUE NIVEAU – PORTIQUES PRINCIPALE (OY)						
POSITION						
Voiles	NIVEAU	H(m)	I(m ⁴)	E (KN/m ²)	D _j	R (KN/m)
V3'	5	3,06	4,05E-01	32164195	65,68144	358421920
	4	3,06	4,05E-01	32164195	54,05035	294951363
	3	3,06	4,05E-01	32164195	29,21684	159435541
	2	3,06	4,05E-01	32164195	10,22655	55806019
	1	3,06	4,05E-01	32164195	2,130606	11626661,9
	RDC	3,06	4,05E-01	32164195	0,65609	3580266,17

*-Tableau IV.23 - Rigidité des voiles avec ouvertures***IV-3.3. Le résumé de rigidité des voiles :**

OX			
NIVEAU	R _j (plein)	R _j (ouvert)	SOMME
6	1101,223982	197570019,1	197571120,3
5	463070,4006	162583656,5	163046726,9
4	1249741,881	87884364,84	89134106,72
3	2818291,734	30761500,94	33579792,68
2	6998671,136	6408870,878	13407542,01
1	28308950,75	1973521,193	30282471,94

-Tableau IV.24 - résumé de la rigidité des voiles OX

OY			
NIVEAU	Rj(plein)	Rj(ouvert)	SOMME
6	1844,096466	358421920	358423764,1
5	775452,1361	294951362,5	295726814,7
4	2092802,757	159435540,5	161528343,3
3	4719477,518	55806018,96	60525496,47
2	11719890,7	11626661,86	23346552,56
1	47405829,22	3580266,168	50986095,39

-Tableau IV.25 - résumé de la rigidité des voiles OY

IV-4.Excentricité à prendre en compte :

IV-4.1.Excentricité théorique :

C'est la distance entre le centre de masse (G) et le centre de torsion (C)

$$e_x = [X_g - X_t]$$

$$e_y = [Y_g - Y_t]$$

Niveau	Xg	Yg	Xt	Yt	ex	ey	En (m)		
							ex	ey	
5	8,7803284	9,6812081	9,17E+00	1,03E+01	0,37475419	0,63497991			
4	9,2819474	10,164961	9,17E+00	1,03E+01	0,17387378	0,09752245			
3	9,2819474	10,164961	9,17E+00	1,03E+01	0,17387378	0,09752245			
2	9,2819474	10,164961	9,17E+00	1,03E+01	0,17387378	0,09752245			
1	9,2819474	10,164961	9,17E+00	1,03E+01	0,17387378	0,09752245			
RDC	9,2819474	10,164961	9,24E+00	1,04E+01	0,10234154	0,18854962			
					Σ e	0,07051374	0,20226989		

-Tableau IV.26 - Excentricité théorique

IV-4.2.Excentricité accidentelle :

Lx	Ly	Accidentelle		Théorique		Adoptée	
		ex	ey	ex	ey	Ex	Ey
22,5	19,7	1,125	0,985	0,07051374	0,20226989	1,125	0,985

-Tableau IV.27 - Excentricité accidentelle

IV-5.Rigidité a la torsion R_j a l'étage(j) :

Le moment de torsion est équilibré par les portiques transversal et longitudinal :

$$R_j = \sum R_{jt} (X_t)^2 + \sum R_{jt} (Y_t)^2$$

R_j : rigidité a la torsion de l'étage (j)

X_t : distance d'un portique transversal a l'axe (C_y)

Y_t ; distance d'un portique transversal a l'axe (C_x)

NIVEAU	SENS (X)	Rij	Xij	Rij . (Xij) ²	SOM (Rij.Yij ²)	Rij portique	Rij . voile	Rij TOTAL	
RDC	1	1,52E+05	0,15	3,41E+03	1,04E+08		31317400		
	2	1,52E+05	4,175	2,64E+06					
	3	2,07E+05	9,325	1,80E+07					
	4	8,92E+04	12,675	1,43E+07					
	5	8,92E+04	16,625	2,47E+07					
	6	8,92E+04	22,275	4,43E+07					
						1,70E+08		2,03E+08	
		SENS (Y)	Rij	Yij	Rij . (Yij) ²	SOM (Rij.Xij ²)		2387222	
	A	5,38E+04	0,125	8,40E+02	6,58E+07				
	B	1,16E+05	6,025	4,20E+06					
	C	3,48E+04	9,875	3,40E+06					
	D	7,95E+04	11,125	9,85E+06					
	E	5,38E+04	13,725	1,01E+07					
	F	7,95E+04	14,875	1,76E+07					
G	5,38E+04	19,575	2,06E+07						

-Tableau IV.28 -Rigidité a la torsion RDC

NIVEAU	SENS (X)	Rij	Xij	Rij . (Xij) ²	SOM (Rij.Xij ²)	Rij portique	Rij . (Xij) ² voile	Rij TOTAL	
1 Etage	1	6,21E+04	0,15	1,40E+03	4,27E+07		16768396		
	2	6,21E+04	4,175	1,08E+06					
	3	9,74E+04	9,325	8,47E+06					
	4	3,55E+04	12,675	5,71E+06					
	5	3,55E+04	16,625	9,82E+06					
	6	3,55E+04	22,275	1,76E+07					
							6,91E+07		9,33E+07
	SENS (Y)	Rij	Yij	Rij . (Yij) ²	SOM (Rij.Yij ²)		7455109		
	A	2,13E+04	0,125	3,32E+02	2,64E+07				
	B	5,06E+04	6,025	1,84E+06					
	C	1,32E+04	9,875	1,28E+06					
	D	3,22E+04	11,125	3,98E+06					
	E	2,13E+04	13,725	4,01E+06					
	F	3,22E+04	14,875	7,12E+06					
G	2,13E+04	19,575	8,15E+06						

-Tableau IV.29- Rigidité a la torsion étage courant

V.1. Introduction :

Cette étude est fondée essentiellement sur le règlement parasismique algérien RPA99/V2003 qui nous permettra de choisir la méthode de calcul, Et à l'aide d'un logiciel de calcul (SAP 2000) on modélise et on obtient les périodes et les modes de notre ouvrage.

Les tremblements de terre ont représenté toujours un des plus graves désastres de l'humanité. La prédiction sûre et précise des séismes, si elle était possible, pourrait éviter les pertes de vies humaines mais ne saurait sauvegarder le patrimoine bâti, la seule protection efficace est la construction parasismique.

Les règlements parasismiques visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

En Algérie, les règles parasismiques Algériennes « **RPA 99/ V 2003** » définissent les règles ainsi que les dispositions constructives.

V.2. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure, On citera :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

V.3. Méthode statique équivalente :

V.3.1. Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

V.3.2. Modélisation :

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté ' translation horizontale ' par niveau.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

V.4. Méthode d'analyse modale spectrale:**V.4.1. Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

V.4.2. Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

La modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

V.4.3. Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

V.5. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

V.6. Choix de la méthode de calcul :

Critères de classification par RPA 99/V 2003 :

V.6.1. Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (4) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

Dans notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment :

Sétif se situe dans une zone de sismicité moyenne '**ZONE IIa**'.

V.6.2. Classification de l'ouvrage selon leur importance :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrages de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente. (Irrégularité en plan).

V.6.3. La modélisation de la structure :

La structure étudiée présente une irrégularité en plan, comportant des planchers rigides. Elle sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base où les masses sont concentrées au niveau du centre de masse du plancher avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical).

V.7. Présentation du logiciel du calcul (SAP2000) :

V.7.1. Introduction : le SAP 2000 est un logiciel d'analyse des structures par la méthode des éléments finis qui a beaucoup évolué par rapport à sa première version SAP 4 puis SAP80, SAP90, SAPIN et enfin SAP2000 V.9.0.3.

V.7.2. Terminologie du SAP2000 :

La présentation des données pour le problème d'analyse d'une structure demande de décrire la géométrie de la structure et définir les conditions de chargement statique et dynamique de la structure.

V.7.3. Modélisation :

Les dimensions géométriques de base dans la structure prévoient la création des nœuds qui sont définis par un système de numérotation et leur localisation dans l'espace grâce à leurs coordonnées dans un repère global tridimensionnelles.

V.7.4. Repère :

Les données d'entrées sont préparées en tenant compte :

V.7.4.1. Du repère global :

- coordonnées des nœuds.
- liaisons des nœuds aux supports extérieurs.
- contraintes aux nœuds.

V.7.4.2. Du repère local :

- propriétés de section transversale de l'élément.
- élément de charge.
- les données de sortie (résultats) sont proposées en tenant compte du repère global.

V.5. Propriétés du programme :

V.5.1. Capacité : la capacité du programme SAP2000 est définie également en terme du nombre d'équation, des nœuds, nombre des éléments et nombre de condition de charge.

V.5.2. Option d'analyse :

a. Analyse statique : elle implique la résolution d'un système d'équation de type :

$$\{K\} \cdot \{U\} = \{F\}.$$

$\{K\}$: Matrice de rigidité.

$\{F\}$: Matrice de force.

$\{U\}$: Vecteur de déplacement.

b. Analyse dynamique : le type de chargement dynamique est en général de la forme :

$$M \cdot a = K \cdot U = \sin(\omega_t) \cdot F.$$

M : La matrice.

a : Accélération.

U : Déplacement.

K : Rigidité.

F : Force.

ω_t : La fréquence.

V.5.3. Chargement :

a. Charge statique : les charges statiques sur les éléments de structure prise en compte sont le poids propre des éléments, les charges uniformes, les charges trapézoïdal, l'effet de la température ... etc.

b. Charge dynamique : ce sont les charges provenant des sollicitations sismiques déterminées à partir des spectres de réponses ou à partir des accélérogrammes.

V.5.4. Définition du spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A (1 + T/T_1 (2,5\eta Q/R - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} (Q/R) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone ;
 η : coefficient de correction d'amortissement ;
 Q : facteur de qualité ;
 $T_1 ; T_2$: périodes caractéristiques associées à la catégorie du site ;
 R : coefficient de comportement de la structure ;
 S_a : L'accélération maximale ;
 g : La gravité.

V.6. Classification du site :

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Catégorie S_1 (site rocheux) :

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement (V_s) ≥ 800 m/s.

Catégorie S_2 (site ferme) :

Dépôts de sables et de graviers très denses et /ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $V_s \geq 400$ m/s à partir de 10m de profondeur.

Catégorie S_3 (site meuble) :

Dépôts de sables et de graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide Avec $V_s \geq 200$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

Catégorie S_4 (site très meuble) :

- Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec $V_s < 200$ m/s dans les premiers mètres.
- Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

Par ailleurs, outre les valeurs des vitesses d'ondes de cisaillement, les valeurs moyennes harmoniques d'autres résultats d'essais (pénétromètre statique, STP, pressiomètre...) peuvent être utilisés pour classer un site selon le tableau suivant :

Catégorie	Description	q_c (Mpa)	N	P_1 (Mpa)	E_p (Mpa)	q_u (Mpa)	V_s (m/s)
S_1	Rocheux	-	-	> 5	> 100	> 10	≥ 800
S_2	Ferme	> 15	> 50	> 2	> 20	> 0.4	≥ 400 < 800
S_3	Meuble	1.5 ~15	10~50	1 ~ 2	5 ~20	0.1 ~0.4	≥ 200 < 400
S_4	Très meuble ou présence de 3m au moins d'argile	< 1.5	< 10	< 1	< 5	< 0.1	≥ 100 < 200

-Tableau V.1 - Classification des sites.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence D'un sol ferme
Donc **catégorie S₂**.

V.7.Calcul de l'action sismique :

Le calcul du force sismique totale V appliquée à la base de la structure $V = \frac{ADQ}{R}W$

Est-ce fait par la méthode statique équivalente (qu'il n'est pas valable dans ce cas), et cela

Pour vérifier la condition de la méthode dynamique : $F > 0,8.V$ (F : la force sismique à la base).

V.7.1. Coefficient d'accélération de zone :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ A = 0,15 \rightarrow (\text{Tab 4.1 Art 4.2.3) Du RPA99/V2003.} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right.$$

V.7.2.Coefficient de comportement R :

Selon le RPA (tableau 4.3) : portiques contreventés par des voiles : R=5.

V.7.3.Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure on fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q statisfait ou non,

Sa valeur est donnée suivant le RPA dans le tableau qui suit :

CRITERE DE QUALITE Q	VARIANTE	P _Q
Condition minimale sur les files de contreventement	Observée	0
Redondance en plan	Non observée	0,05
Régularité en plan	Non observée	0,05
Régularité en élévation	Non observée	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Non observée	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Observée	0

-Tableau V.2- facteur de qualité Q

$$\sum_{i=1}^6 P_q = 0,20 \Rightarrow Q = 1,20.$$

V.7.4. Calcul de la période fondamentale de la structure :

Suivant l'ART 4.2.4 de RPA ; $T = C_T h_n^{3/4}$

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) ;

$h_n = 18,36m$;

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 dans l'article (4.2.4) du RPA99 /version 2003.

On a : contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé donc $C_T = 0.05$.

$$T = 0,05 \cdot (18,36)^{3/4} = \mathbf{0,443 \text{ s}}$$

V.7.5. Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2. \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec.} \\ 2.5 \eta (T_2 / 3)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} & T \geq 3 \text{ sec.} \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

$T_2 = 0.4 \text{ sec}$: site ferme (s_2) , (tab 4.7 art 4.2.3 du RPA99/V2003).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \quad \text{et} \quad T_2 \leq T = 0,443s \leq 3s \Rightarrow D = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} = 2,059.$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7\%$ pour un contreventement par voiles donc $\eta = 0,882 \geq 0,7$.

V.7.6. Poids de la structure existante :

W : poids total de la structure égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i \text{ Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

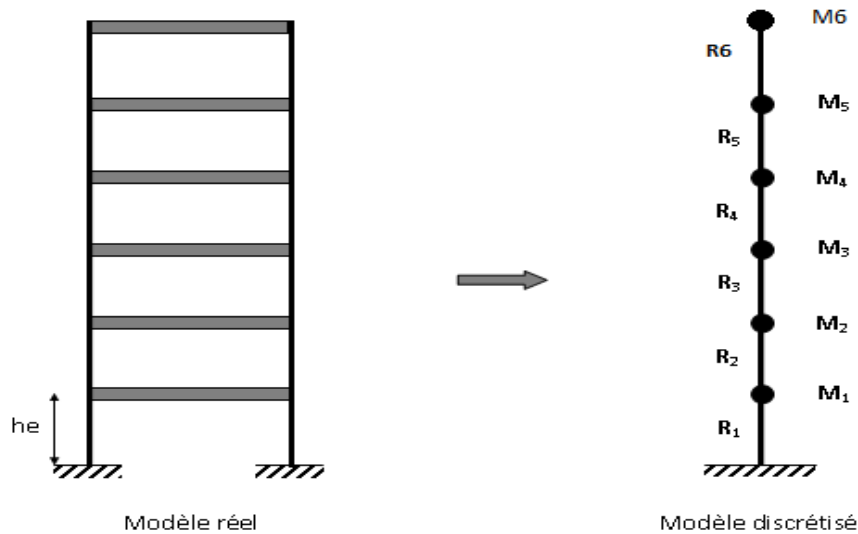
W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99 version 2003.

Dans notre cas, (le bâtiment à usage d'habitation et bureautique) $\beta = 0,20$.

Etage	Plancher(t)	Voiles(t)	Poutres(t)	Poteaux(t)	Facade(t)	Balcon	Escaliers(t)	Acrotère(t)	W(t)
5	214,48	36,7515	55,3781	30,1218	76,79	0	4,50085	17,14335	435,1656
4	183,96	36,7515	55,3781	30,1218	76,79	5,6111	9,0017	0	397,6142
3	183,96	36,7515	55,3781	30,1218	76,79	5,6111	9,0017	0	397,6142
2	183,96	36,7515	55,3781	30,1218	76,79	5,6111	9,0017	0	397,6142
1	183,96	36,7515	55,3781	30,1218	76,79	5,6111	9,0017	0	397,6142
RDC	183,96	36,7515	55,3781	30,1218	76,79	5,6111	9,0017	0	397,6142
total	1134,28	220,509	332,2686	180,73	460,74	28,0555	49,50935	17,14335	2423,2366

-Tableau V.3-Poids totale de la structure



-FigV.1- Système brochette

Donc l'effort sismique obtenu par la méthode statique équivalent sera :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{0,15 \times 1,47 \times 1,2}{4} \cdot 24232,366 = 2245,249 \text{ Kn}$$

V.8. Calcul de l'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre masse et le centre de torsion, D'après le RPA 99 /V 2003 l'excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré.
- Excentricité théorique résultante des plans.

V.8.1. Calcul de L'excentricité accidentelle :

RDC :

Sens X : $e_{acc} = 0,05 \times 22,50 = 1,125 \text{ m}$;

Sens Y : $e_{acc} = 0,05 \times 19,7 = 0,985 \text{ m}$.

ETAGES COURANTS :

Sens X : $e_{acc} = 0,05 \times 22,5 = 1,125 \text{ m}$;

Sens Y : $e_{acc} = 0,05 \times 19,7 = 0,985 \text{ m}$.

Excentricité accidentelle (RPA99/V2003 Article (4.3.7))

Donc l'excentricité accidentelle est : $(e_{x1}, e_{y1}) = (0,985 \text{ m} ; 1,125 \text{ m})$.

V.8.2. Calcul de l'excentricité théorique :

$$e_{x2} = |X_m - X_t| \quad ; \quad e_{y2} = |Y_m - Y_t|$$

Excentricité théorique :

Niveau	CENTRE DE MASSE		CENTRE DE TORSION		Excentricité théorique	
	Xg	Yg	Xt	Yt	ex	ey
5	8,780384	9,6812081	9,17E+00	1,03E+01	0,37475419	0,63497991
4	9,2819474	10,164961	9,17E+00	1,03E+01	0,17387378	0,09752245
3	9,2819474	10,164961	9,17E+00	1,03E+01	0,17387378	0,09752245
2	9,2819474	10,164961	9,17E+00	1,03E+01	0,17387378	0,09752245
1	9,2819474	10,164961	9,17E+00	1,03E+01	0,17387378	0,09752245
RDC	9,2819474	10,164961	9,24E+00	1,04E+01	0,10234154	0,18854962
Σ e					0,07051374	0,20226989

-Tableau V.4-Excentricité théorique

V.9. Nombre de modes à considérer :

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

Selon le RPA99/v2003 article 4-3-4 on a

$K=3 \cdot (N)^{1/2}$ et $T_k \leq 0.20$ secondes.

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol.

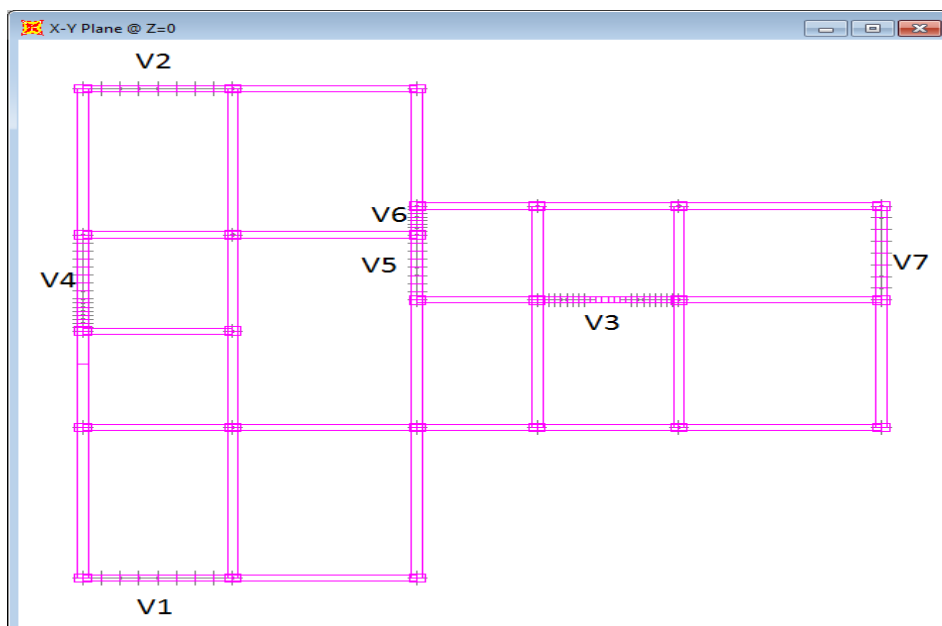
T_k : la période de modes K.

$N=6 \Rightarrow K \geq 3$. $(6)^{1/2} \Rightarrow K \geq 7,348$, Donc on prend 8 modes.

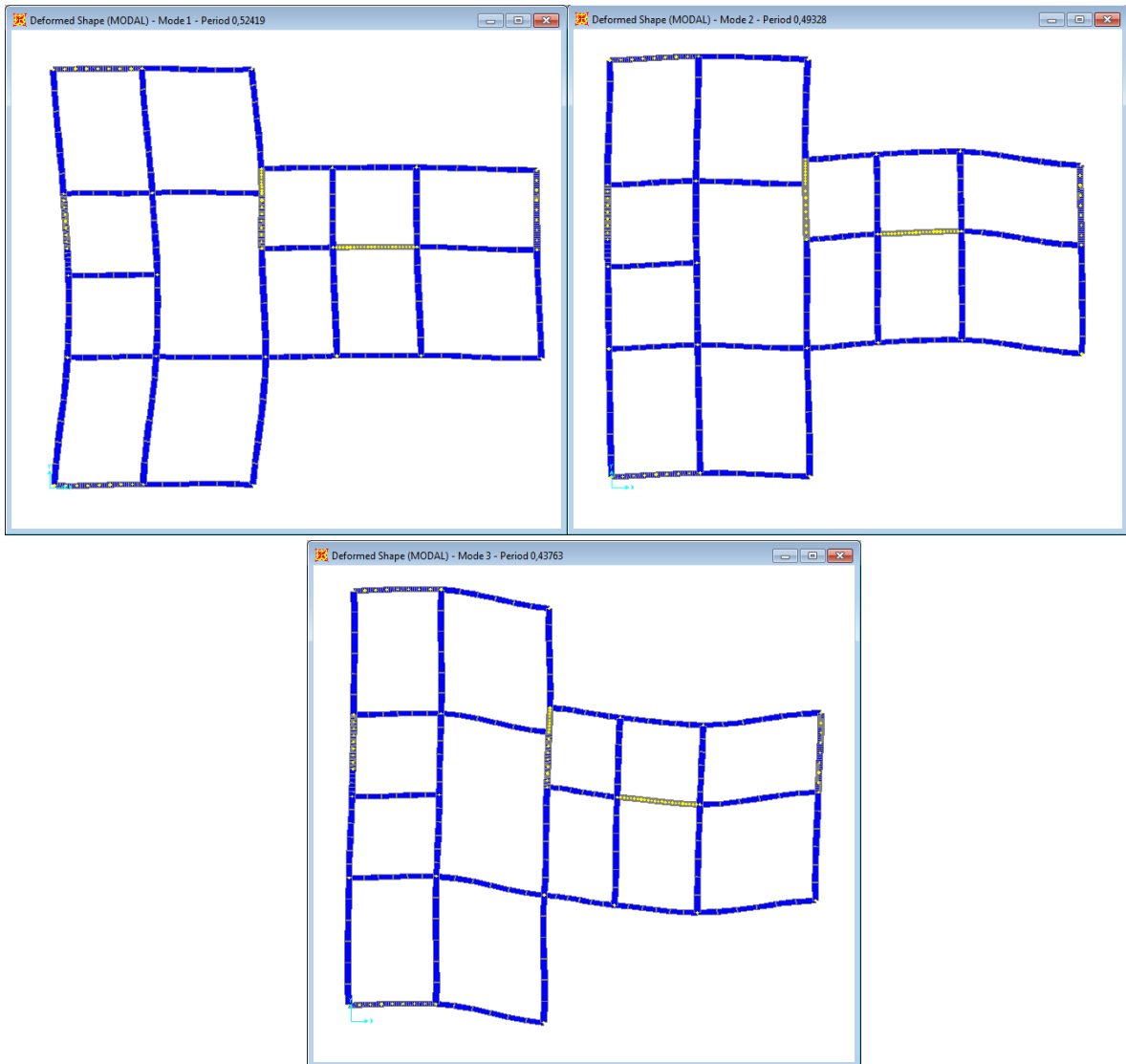
V.10. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires :

V.10.1. Choix de disposition des voiles :

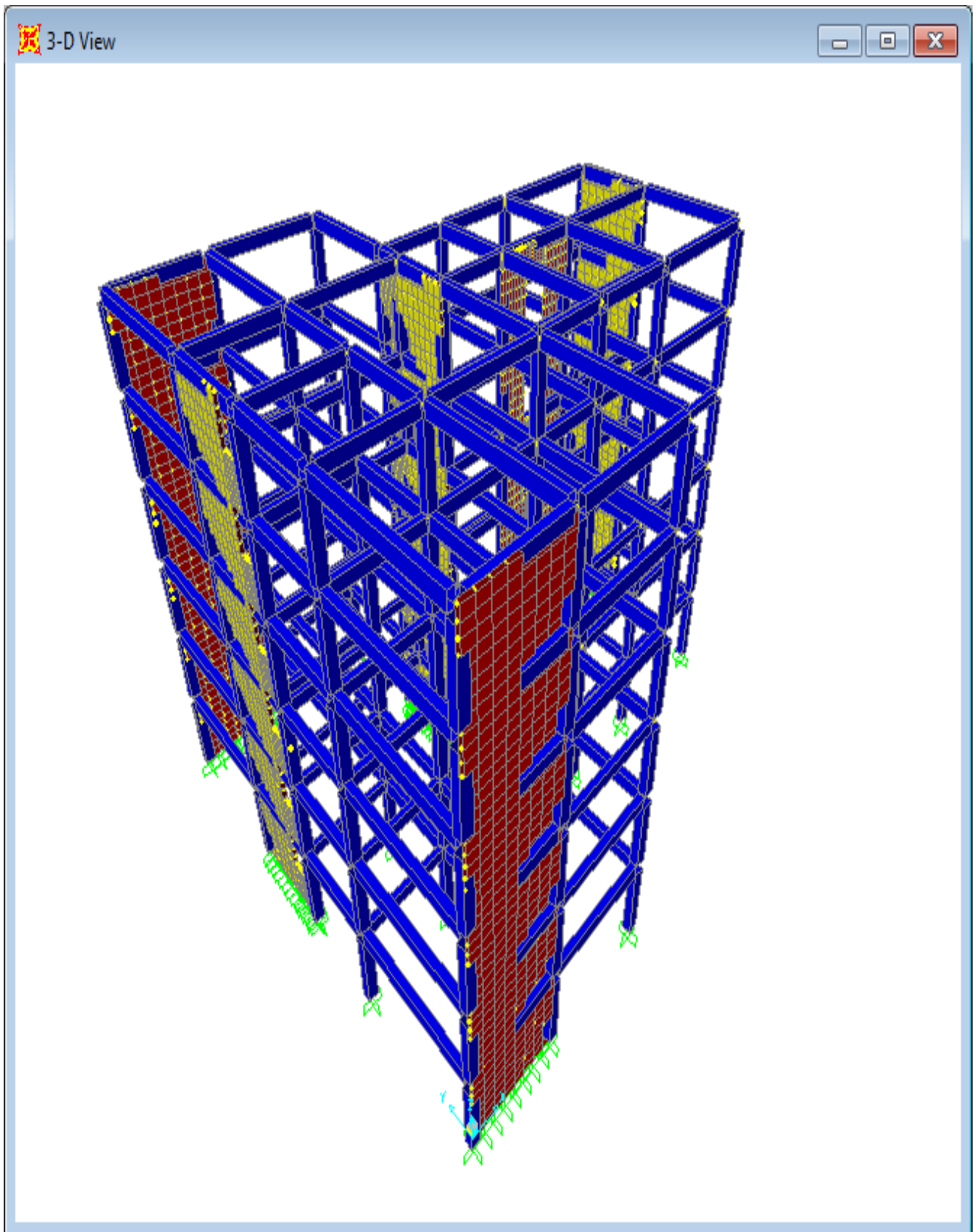
On a prit en considération le plan d'architecture et le nombre maximal des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.



-FigV.2- disposition des voiles



-FigV. 3-Les modes de déformation sur X-Y



-FigV.4-Vue de la structure en 3D

Mode	Période	Facteurs de Participation Massique (en%)					
		U _x	U _y	ZU	ΣU _x	ΣU _y	ΣU _z
1	0,524193	0,63441	0,03413	0,00000419	0,63441	0,03413	0,0000041
2	0,49328	0,03634	0,66176	0,00001373	0,67074	0,69589	0,0000179
3	0,437631	0,00027	0,01277	0,00000108	0,67101	0,70866	0,000019
4	0,35601	0,00797	0,0031	0,00000296	0,67898	0,71176	0,0000219
5	0,270607	0,00006887	0,00012	0,00000988	0,67905	0,71188	0,0000318
6	0,24219	0,06751	0,00000603	0,00012	0,74656	0,71189	0,00015
7	0,232403	0,00036	0,00554	0,00006066	0,74692	0,71742	0,00021
8	0,227956	0,00698	0,00096	0,00001745	0,75389	0,71838	0,00023

-Tableau V.5- Période et facture de participation Massique du modèle.

V.10.2. Interprétation :

$1,3 \times T = 1,3 \times 0,443 = 0,5759 \text{ sec}$;

La période max donnée par SAP 2000 $T = 0,524 \text{ s}$ est inférieure à celle calculée par les formules empiriques données par le RPA99 (formules 4-6 de l'article 4-2-4) $0,575 \text{ s}$

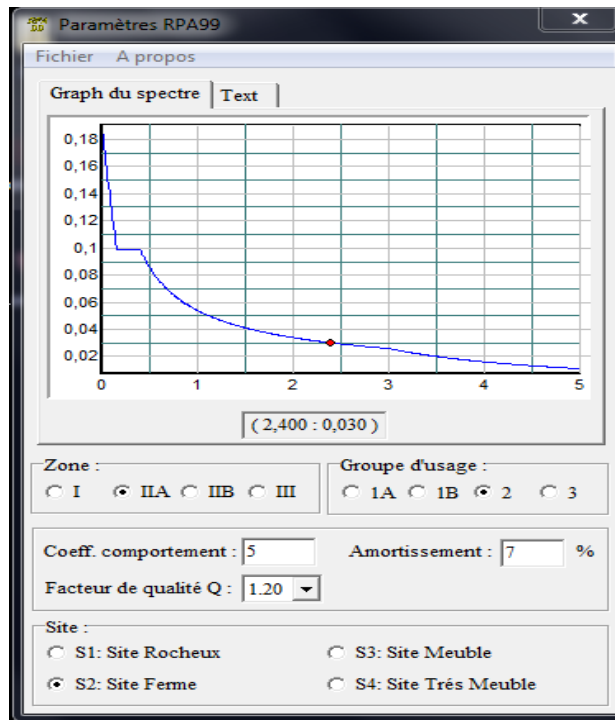
Donc : la condition de art 4.2.4.4 du RPA 99/version 2003 est vérifiée ($T_e < 1.3T$).

Cela nous traduit bonne rigidité dans le bâtiment.

V.11. L'effort sismique dynamique à la base:

La résultante des forces à la base **F** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques **V** déterminées par la méthode statique équivalents. (RPA99.article 4-3-6)

Les forces sont données en (KN) et les moments en (KN.m)



- Le spectre appliqué dans le sens x :

Spec	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	5109,842	1381,029	150,257	15779,4291	77480,4291	15446,4522

-Tableau V.6- Le spectre appliqué dans le sens X

- Le spectre appliqué dans le sens y :

Spec	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EY	1185,199	5893,429	1040,316	67064,2824	18262,4357	2328,4326

-Tableau V.7- Le spectre appliqué dans le sens Y

$V=2245,249 \text{ KN} \Rightarrow 0.8V=1796,199 \text{ KN.}$

$F_x = 5109,842 \text{ KN.}$

$F_y = 5893,429 \text{ KN.}$

Donc:

$$\left. \begin{array}{l} F_x > 0,8 \cdot V_x \\ F_y > 0,8 \cdot V_y \end{array} \right\} \text{ La condition est vérifiée.}$$

V.12. Vérification au renversement :

Mr : moment renversant obtenu directement de l'analyse via le 'SAP 2000'.

Ms : moment stabilisant.

$M_s = W \cdot L / 2$; W= poids du bâtiment.

- **Sens longitudinal :**

Sens x: $M_r = M_0 + F_x \times Z \Rightarrow M_r = 77480,4291 + 5109,842 \times 2 = 87700,1131 \text{ KN.m}$

$M_r = 87700,1131 \text{ KN.m;}$

$M_s = 272614,1175 \text{ KN.m.}$

$M_s/M_r=3,108>1,5 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

- **Sens transversal** :(dans le sens des Y).

Sens y: $M_r = M_0 + F_y \times Z \Rightarrow M_r = 67064,2824 + 5893,429 \times 2 = 78851,1404$ KN.m

$M_r = 78851,1404$ KN.m

$M_s = 238688,8051$ KN.m

$M_s/M_r = 3,027 > 1,5 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

V.13. Justification de la sécurité vis à vis des déformations et de l'effet P- Δ :

Les déplacements horizontaux maximums sont dus aux effets des efforts horizontaux aux niveaux des planchers.

V.13.1. Vérification des déplacements :

D'après le RPA 99/ V 2003 le déplacement horizontal a chaque niveau "K" de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

Avec δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement (R= 5).

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

ETAGE COURANT : $1\% \times H = 0,01 \times 3,06 = 0,0306m$

RDC : $1\% \times H = 0,01 \times 3,06 = 0,0306m$

- **Sens longitudinal** :

Niveau	δ_e	$\delta_k = \delta_e \times R$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\Delta_{adm} = (1\% h_i)$
1	0,0007	0,0034	0,0034	0,0306
2	0,0016	0,008	0,0046	0,0306
3	0,0048	0,024	0,016	0,0306
4	0,0094	0,047	0,0230	0,0306
5	0,0110	0,0550	0,0080	0,0306
6	0,0114	0,0570	0,0020	0,0306

-Tableau.8- Valeurs des déformations calculées et admissibles [m].

- **Sans transversal** :

Niveau	δ_e	$\delta_k = \delta_e \times R$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\Delta_{adm} = (1\% h_i)$
1	0,0002	0,0010	0,0010	0,0306
2	0,0007	0,0035	0,0025	0,0306
3	0,0013	0,0065	0,0030	0,0306
4	0,0020	0,0100	0,0035	0,0306
5	0,0027	0,0135	0,0035	0,0306
6	0,0033	0,0165	0,0030	0,0306

-Tableau V.8.- Valeurs des déformations calculées et admissibles [m].

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée.

V.13.2. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

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

$$\theta = P_K \cdot \Delta_k / V_K \cdot h_K \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'K'

V_K : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_K : déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_K : hauteur d'étage 'K'.

Niveau	P_k	Δ_k	V_k	h_k	θ
1	397,6142	0,0034	614,098	3,06	0,010264783
2	397,6142	0,0046	520,024	3,06	0,023263403
3	397,6142	0,016	460,86	3,06	0,02063273
4	397,6142	0,0230	320,16	3,06	0,012895456
5	397,6142	0,0080	235,77	3,06	0,014442911
6	435,1656	0,0020	175,42	3,06	0,006189819

-Tableau V.10- vérification à l'effet P-Δ. Sens x-x

Niveau	P_k	Δ_k	V_k	h_k	θ
1	397,6142	0,0010	518,639	3,06	0,0026
2	397,6142	0,0025	465,765	3,06	0,0066
3	397,6142	0,0030	342,558	3,06	0,0038
4	397,6142	0,0035	289,764	3,06	0,0061
5	397,6142	0,0035	239,321	3,06	0,0092
6	435,1656	0,0030	164,532	3,06	0,0198

-Tableau V.11- vérification à l'effet P-Δ. Sens y-y

Remarque: $\theta < 0.10$ dans les deux sens.

Les effets du deuxième ordre peuvent être négligés pour notre cas.

Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique et sismique on peut dire que la structure peut résister aux chocs extérieurs tels que le séisme.

Pour cela, nous allons continuer les calculs avec les efforts développés et qui sont déduits du logiciel de modélisation (SAP 2000).

VI.1 Ferrailage de portique:**VI -1.1) Introduction :**

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux), et d'éléments horizontaux (poutres).

L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques

Tout calcul est fait à l'aide du logiciel **SAP 2000**

VI -1.2) Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités en flexion composée.

VI -1.3) Poutres :

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

VI -1.4) Combinaisons des charges :

Les combinaisons des charges à prendre pour les dimensionnements des éléments structuraux, notamment, les poteaux et les poutres pour une ossature auto-stable :

➤ **Poteaux**

- Sollicitations du premier genre (situation durable) : $1,35.G + 1,5.Q$
 $G + Q$
- Sollicitations du deuxième genre (situation accidentelle) : $0,8.G \pm E$
 $G + Q \pm 1,2.E$

Sachant que;

- La combinaison $(0,8.G \pm E)$ donne un effort normal minimal et un moment correspondant, elle permet ainsi de déterminer les sections d'acier (contrainte de traction maximale).
- La combinaison $(G+Q \pm 1,2.E)$ donne un effort normal maximal et un moment correspondant, elle permet ainsi de vérifier le coffrage des sections du béton (contrainte de compression maximale).

➤ **Poutres**

- Sollicitations du premier genre (.situation durable) : $1,35.G + 1,5.Q$
 $G+Q$

- Sollicitations du deuxième genre (situation accidentelle) : $0,8.G \pm E$
 $G+Q \pm E$

Sachant que;

- La combinaison $(0,8.G \pm E)$ donne un ferrailage inférieur au niveau des appuis.

- La combinaison $(G+Q \pm E)$ donne un ferrailage supérieur au niveau des appuis.

➤ **Sollicitations maximales adoptées :**

Portique à étudier

CONBI	SOLLICI		ELU	ELS	G+Q+E	0,8G+E
POTEAUX	M(Kn.m)		18.041	13.693	44.753	53.953
	N(Kn)		1315.322	1035.015	912.382	1115.148
	T(Kn)		8.737	6.622	27.784	33.749
POUTRE.S	M(Kn.m)	T	27.317	20.05	-	-
		A	34.077	26.911	38.71	33.965
	T (Kn)		21.098	17.443	22.89	20.467
POUTRE.P	M(Kn.m)	T	85.819	65.199	-	-
		A	128.662	98.033	112.61	93.85
	T(Kn)		141.83	107.806	112.614	90.915

Tableau(VI.1) : Sollicitations maximales

VI -5) Ferrailage Portique :

VI -5.1. Poutres secondaire :

- Calcul des armatures longitudinales

On prend comme enrobage : $C = 2\text{cm}$

($h = 0,45$, $d = 0,43$, $b = 0,25$ m), d'où,

On applique les Formules de Flexion Simple :

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} \quad , \quad A_s = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} \quad , \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = 1 - 0,4\alpha$$

Section	M	μ	α	β	$A_{\text{calculé}}$ (cm ²)
Travée	27.317	0.042	0.053	0.979	1.87
Appui	38.71	0.059	0.076	0.970	2.67

➤ Selon BAEL 91 :

$$A = A' = \max(4\text{cm}^2, 0,2\% B = 2,25 \text{ cm}^2) = 4\text{cm}^2$$

➤ Selon R.P.A. :

- Armatures longitudinales :

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

Armature minimales :

- **Selon le RPA 99 :**

$$A_{\text{max}} = \begin{cases} 4\% . b . h & \text{en zone courante} \\ 6\% . b . h & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$A_{\text{min}} = 0,5\% . B = 5,625 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\text{min}} = 0,23 . b . d . \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 . 25 . 43 . \frac{2,1}{400} = 1,29 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes**

- Pour une fissuration peu nuisible, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s (acier).
- Lorsque les contraintes de la compression du béton et de traction des armatures sont vérifiées ; le calcul des armatures à l'E.L.S n'est pas nécessaire.

➤ **En travée**

➤ Position de l'axe neutre

$$D = (15.A) / b = 15 . 1,87 / 25 = 1,122 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 . (1,87) . 43 = 160,82 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,122 + \sqrt{1,122^2 + 160,82} = 11,609 \text{ cm}$$

➤ Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} \cdot b \cdot Y_1^3 + 15 \cdot A \cdot (d - Y_1)^2 = 40678,056 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{20,05 \cdot 10^3}{40678,056} = 0,492 \text{ MPa}$$

➤ Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = KY_1 = 0,492 \times 11,609 = 5,722 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Alors, les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

➤ Sur appui

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{26,911 \times 10^3}{51930,213} = 0,52 \text{ MPa/cm}$$

➤ Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = KY_1 = 0,52 \times 10,24 = 5,324 < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Alors, les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

Section	A _{calcu} (cm ²)	A _{min(BAEL)} (cm ²)	A _{min(RPA)} (cm ²)	A _{adopt}
Travée	1.87	4	5.625	4T14 = 6.16
Appui	2.38	4	5.625	4T14 = 6.16

• **Contrainte tangentielle** (BAEL91)

$$T_{\max} = 22.89 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{22,89 \times 10^{-3}}{0,25 \cdot 0,43} = 0,213 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu préjudiciable } \tau_{u\max} = \min \left\{ \frac{0,1 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{0,1 \times 25}{1,15} = 2,173 \text{ MPa} \geq 0,213 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifié})$$

• **Armatures transversales** (BAEL91 art A.7.2.2)

$$\text{Soit } f_e = 235 \text{ MPa } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{\tau_{ut} - 0,3 \cdot k \cdot f_{t28}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

K=1 (coefficient de bétonnage)

$$\alpha = 90^\circ \quad (\alpha : \text{L'inclination des aciers transversales})$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0,213 - 0,3 \cdot 1,2,1}{0,9 \cdot (1+0)} \cdot 25 \cdot \frac{1,15}{235} = -0,056 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

- **Pourcentage minimal :**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot f_{et} > 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > \frac{0,4 \cdot 25}{235} = 0,0425 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \max(-0,056; 0,0425) = 0,0425 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

S_t : L'espacement minimal.

- **Armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales : BAE L 91

$$\phi_t \leq \min(h / 35, \phi_L, b_0 / 10)$$

$$\phi_t \leq \min(450/35, 12, 250/10) = 12 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

D'autre part,

$$S_t \leq \min(0,9d = 38,7; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,0425 \text{ cm}^2 / \text{cm} \Rightarrow A_t = 0,85 \text{ cm}^2$$

Finalement, on prend : $A_t = 3\phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification de la déformation :** (BAEL91)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont remplies :

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \frac{M_{\max}}{M_0}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4,2}{f_e}$$

D'où,

$$1) \frac{45}{350} = 0,128 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots(\text{CV})$$

$$M_0 = (G_t + Q_t)3,5^2 / 8$$

$$2) \frac{45}{350} = 0,128 > \frac{1}{10} \frac{27,317}{53,64} = 0,0509 \dots\dots\dots(\text{CV})$$

$$3) \frac{6,16}{25,43} = 0,0057 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \dots\dots\dots (CV)$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

VI-5.2. Poutre Principale :

- Calcul des armatures longitudinales

On prend comme enrobage : $C = 2\text{cm}$

($h = 0,50$, $d = 0,48$, $b = 0,30\text{ m}$), d'où,

On applique les Formules de Flexion Simple :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \quad , \quad A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad , \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = 1 - 0,4\alpha$$

Section	M	μ	α	β	$A_{\text{calcu}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	85.81	0.088	0.115	0.954	5.38
Appui	113.61	0.116	0.155	0.938	7,25

- Selon BAEL 91

$$A = A' = \max(4\text{cm}^2, 0,2\% B = 3 \text{ cm}^2) = 4\text{cm}^2$$

- Selon R.P.A :

- Armatures longitudinales :

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

Armature minimales :

- **Selon le RPA 99 :**

$$A_{\text{max}} = \begin{cases} 4\% \cdot b \cdot h & \text{en zone courante} \\ 6\% \cdot b \cdot h & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$A_{\text{min}} = 0,5\% \cdot B = 7,5\text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 48 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,73 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes**

- Pour une fissuration peu nuisible, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s (acier).

- Lorsque les contraintes de la compression du béton et de traction des armatures sont vérifiées ; le calcul des armatures à l'E.L.S n'est pas nécessaire.

➤ **En travée**

➤ Position de l'axe neutre

$$D = (15.A) / b = 15.5,38 / 30 = 2,69 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2. (2,69).48 = 258,24 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,69 + \sqrt{2,69^2 + 258,24} = 13,603 \text{ cm}$$

➤ Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3}.b.Y_1^3 + 15.A.(d - Y_1)^2 = 120651,706 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{65,19 \times 10^3}{120651,706} = 0,54 \text{ MPa}$$

➤ Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = KY_1 = 0,54 \times 13,603 = 7,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Alors, les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

➤ **Sur appui**

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{98,03 \times 10^3}{173917,334} = 0,56 \text{ MPa/cm}$$

➤ Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = KY_1 = 0,57 \times 15,378 = 8,61 < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Alors, les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

Section	A _{calcu} (cm ²)	A _{MIN(BAEL)} (cm ²)	A _{minRPA} (cm ²)	A _{adopt}
Travée	5.38	4	7.5	5T14= 7,70
Appui	7.25	4	7.5	5T16= 8,04

• **Contrainte tangentielle :** (BAEL91)

$$T_{\max} = 141,835 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0.d} = \frac{141,835 \times 10^{-3}}{0,3.0,48} = 0,98 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu préjudiciable } \tau_{u\max} = \min \{0.1 f_{c28}; 3 \text{ Mpa}\}$$

$$\tau_{u_{\max}} = 0.1 \times 25 = 2,5 \text{ Mpa} \geq 0,98 \text{ Mpa} \quad (\text{Condition vérifié})$$

- **Armatures transversales** (BAEL91)

$$\text{Soit } f_e = 235 \text{ MPa} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{\tau_{ut} - 0,3 \cdot k \cdot f_{t28}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

K=1 (coefficient de bétonnage)

$\alpha = 90^\circ$ (α : L'inclination des aciers transversales)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0,98 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1}{0,9 \cdot (1 + 0)} \cdot 30 \cdot \frac{1,15}{235} = 0,057 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

- **Pourcentage minimal :**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot f_{et} > 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > \frac{0,4 \cdot 30}{235} = 0,051 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \max(0,051; 0,057) = 0,057 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

S_t : L'espacement minimal.

- **Armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales : BAE L 91

$$\phi_t \leq \min(h / 35, \phi_L, b_0 / 10)$$

$$\phi_t \leq \min(500/35, 12, 300/10) = 12 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

D'autre part,

$$S_t \leq \min(0,9d = 43,2; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,057 \text{ cm}^2 / \text{cm} \Rightarrow A_t = 1,14 \text{ cm}^2$$

Finalement, on prend : **$A_t = 3\phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$** avec un espacement **$S_t = 20 \text{ cm}$**

- **Vérification de la déformation :** (BAEL91)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont remplies :

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \frac{M_{\max}}{M_0}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4,2}{f_e}$$

D'où,

$$1) \frac{50}{550} = 0,09 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \dots\dots\dots (CV)$$

$$M_0 = (G_t + Q_t) \cdot 5 \cdot 50^2 / 8$$

$$2) \frac{50}{550} = 0,09 > \frac{1}{10} \frac{85,81}{120,429} = 0,071 \quad \dots\dots\dots (CV)$$

$$3) \frac{7,70}{30 \times 48} = 0,00534 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \dots\dots\dots (CV)$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

VI-5.3 Poteaux :

Nous avons une section longitudinale (35x45).

Pour le calcul des poteaux, on considère le cas le plus défavorable qui donne la contrainte maximale de traction des armatures et celle maximale de compression du béton.

➤ Exemple de calcul (Poteau intermédiaire) :

Selon le tableau (VI.1) on a :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{53,953 \times 100}{1115,148} = 4,838 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section (b.h) et (N) est un effort de compression. La section est partiellement comprimée si la formule suivante est remplie :

$$N(d - c') - M_A \leq (0,337h - 0,81 \cdot c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

On prend: $c' = c = 3 \text{ cm}$

$$M_A = M + N \left(\frac{h}{2} - c \right) = 53,953 \cdot 100 + 1115,148 (22,5 - 3) = 27140,686 \text{ KN.cm}$$

$$1115,148(43 - 3) - 27140,686 \leq (0,337 \times 45 - 0,81 \times 3) \times 35 \times 45 \times 14,2 \times 10^{-1}$$

$$17465,234 < 28481,82 \dots\dots C.V$$

$$L_f = 0,7 \cdot L_0 = 0,7 \cdot 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$L_f/h = 2,142/0,45 = 4,76$$

$$\frac{20e_1}{h} = \frac{20 \times 4,838}{45} = 2,15$$

$$L_f/h = 4,76 < \max(15; 20 e_1/h) = 15 \dots\dots\dots CV$$

Donc, le calcul est comme suit:

$$M_{IG} = N \cdot e_T = N \cdot (e_1 + e_a + e_2)$$

Selon les règles BAEL91,

e_1 : excentricité due à la résultante des contraintes normales (verticales).

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

$$e_a = \max \left\{ 2cm ; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2cm ; \frac{306}{250} = 1.224cm \right\} = 2 \text{ cm}$$

e_2 : excentricité de deuxième ordre . .

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \phi)$$

$$\phi = 2$$

$$\lambda = 21.175 \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.792$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,142^2}{10000 \times 0,45} (2 + 0,792 \times 2) \times 10^2 = 1,096 \text{ cm}$$

$$e_T = e_1 + e_a + e_2 = 2 + 4,838 + 1,096 = 7,934 \text{ cm}$$

$$M_{G} = N \cdot e_T = 1115,148 \times 7,934 = 8847,58 \text{ KN.cm}$$

$$M_A = 8847,58 + (1115,148 \times 19,5) = 30592,966 \text{ KN.cm}$$

$$\mu = \frac{M_A}{f_{cb} \cdot b \cdot d^2} = \frac{30592,966 \times 10}{14,2 \times 35 \times 43^2} = 0,332 < \mu_l \dots\dots A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0.525$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0.789$$

$$A_1 = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{305,929 \times 10^3}{43 \times 0,789 \times 348} = 25,91 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = A_1 - \frac{N}{100 \sigma_s} = 25,91 - \frac{1115,148 \times 10^3}{100 \cdot 348} = 6,13 \text{ cm}^2$$

$$A \text{ (BAEL)} = \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23 \cdot \text{b.d} \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \right\} = 0,23 \cdot \text{b.d} \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 35 \cdot 43 \cdot \frac{2,1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \text{ (RPA)} = 0.8\% \text{ b h} = 0.008 \times 35 \times 45 = 12.6 \text{ cm}^2$$

Donc

$$A_{\text{add}} = \text{Max} \{ A_{\text{calcul}} ; A_{\min} \text{ (BAEL)} ; A_{\min} \text{ (RPA)} \} = 4\text{T14} + 4\text{T16} = 14.2 \text{ cm}^2$$

➤ Vérifications

• Vérification à ELS

D'après les règles BAEL91, on doit vérifier la contrainte du béton de la section soumise à la compression qui ne doit pas dépasser $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$, en utilisant la combinaison (G+Q+1.2E)

$$N = 1115,148 \text{ KN}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{100.B + 15.A} = \frac{1115,148 \times 1000}{100.157500 + 15 \times 1420} = 0,0707 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc la section adoptée est retenue et comme la fissuration est peu préjudiciable, il est inutile de vérifier σ_s

• Contrainte tangentielle

$$T_{\max} = 33,749 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0.d} = \frac{33.749 \times 10^3}{350.430} = 0,22 \text{ MPa} < \tau_{ul} = 2,5 \text{ MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

• Calcul d'espacement

Selon BAEL91

$$S_t \leq \min \{ 0,9d = 38,7; 40 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Selon RPA99, (Zone IIa)

$$- \text{ Zone nodale : } S_t \leq \min \{ 10\phi_l; 15 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 12; 15 \text{ cm} \}, \text{ on prend : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$- \text{ Zone courante : } S_t \leq 15\phi_l \Rightarrow S_t \leq 15 \text{ cm}$$

• Calcul des armatures transversales

Soit $f_e = 235 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$\frac{A_t}{b.S_t} \cdot \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{\tau_{ut} - 0,3.k.f_{t28}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Dans le cas de flexion composée avec armatures droites :

$$K = \frac{1 + 3Nu}{B.f_{c28}} = \frac{1 + 3.(1115,148.10^{-3})}{1575.10^{-4}.25} = 1,103$$

$\alpha = 90^\circ$ (α : L'inclinaison des aciers transversales)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0,22 - 0,3.1,103.2,1}{0,9(1-0)} \cdot 35 \cdot \frac{1,15}{235} = -0,09 \text{ cm}^2 / \text{cm} \% \text{ minimal}$$

• Pourcentage minimal

$$\frac{A_t}{b.S_t} \cdot f_{et} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > \frac{0,4.35}{235} = 0,059 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \max \{-0,09; 0,059\} = 0,059 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

S_t : L'espacement minimal.

La section d'armatures transversales : $A_t = S_t \cdot 0,059 = 20 \cdot 0,059 = 1,18 \text{ cm}$

- De point de vue RPA99 (Art-7.4.2.2),

λ_g : Élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} \text{ Ou } \frac{L_f}{b}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2,142}{35} = 0,0612$$

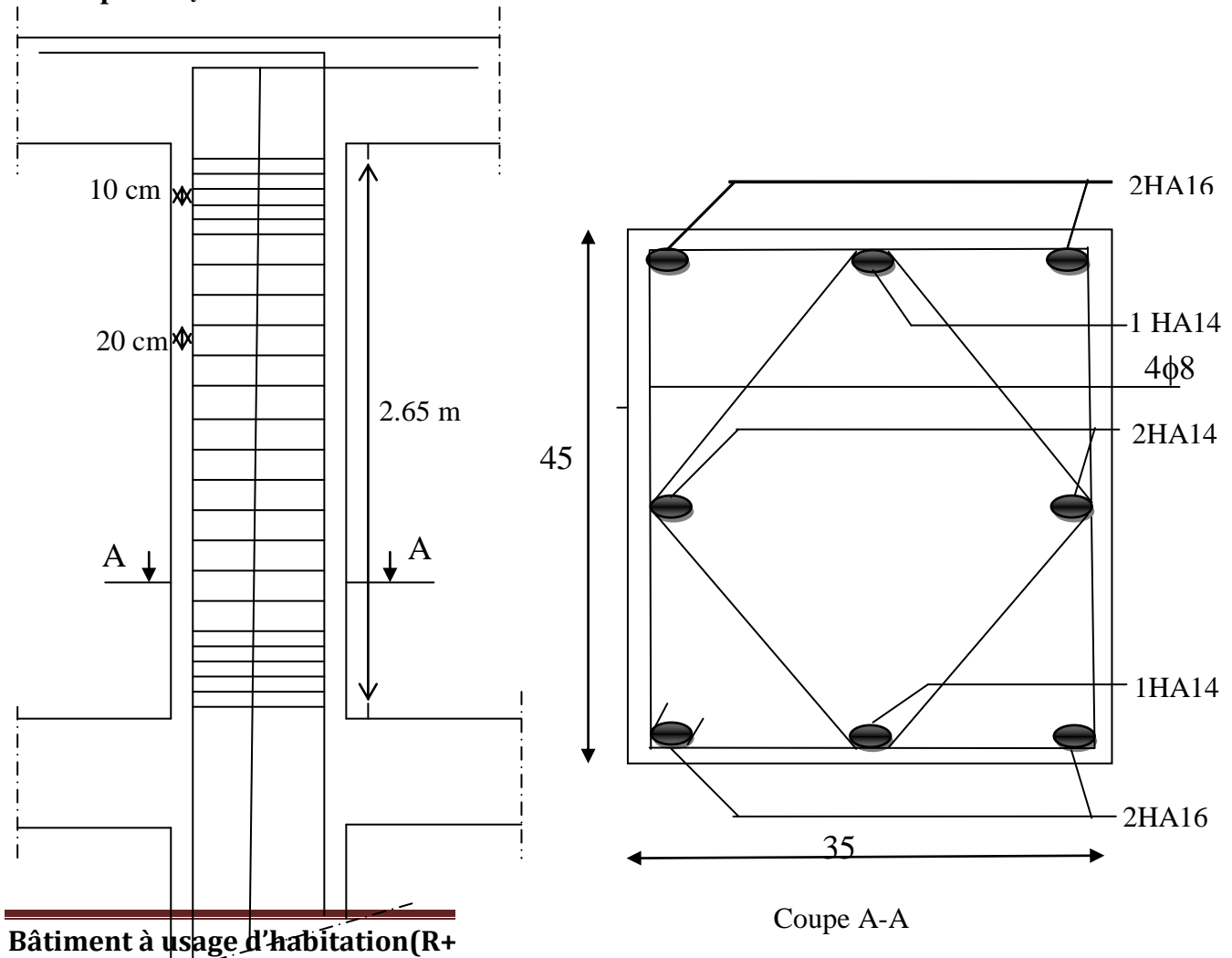
Donc, la quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit :

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} = 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \cdot 15 \cdot 35 = 1,575$$

$$A_t = \max \{A_{t,BAEL}; A_{t,RPA}\} = \max (1,81; 1,575)$$

$$A_t = 1,81 \text{ cm}^2$$

On adopter: $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$



Bâtiment à usage d'habitation(R+

Fig (VI.1) : Ferrailage de poteau

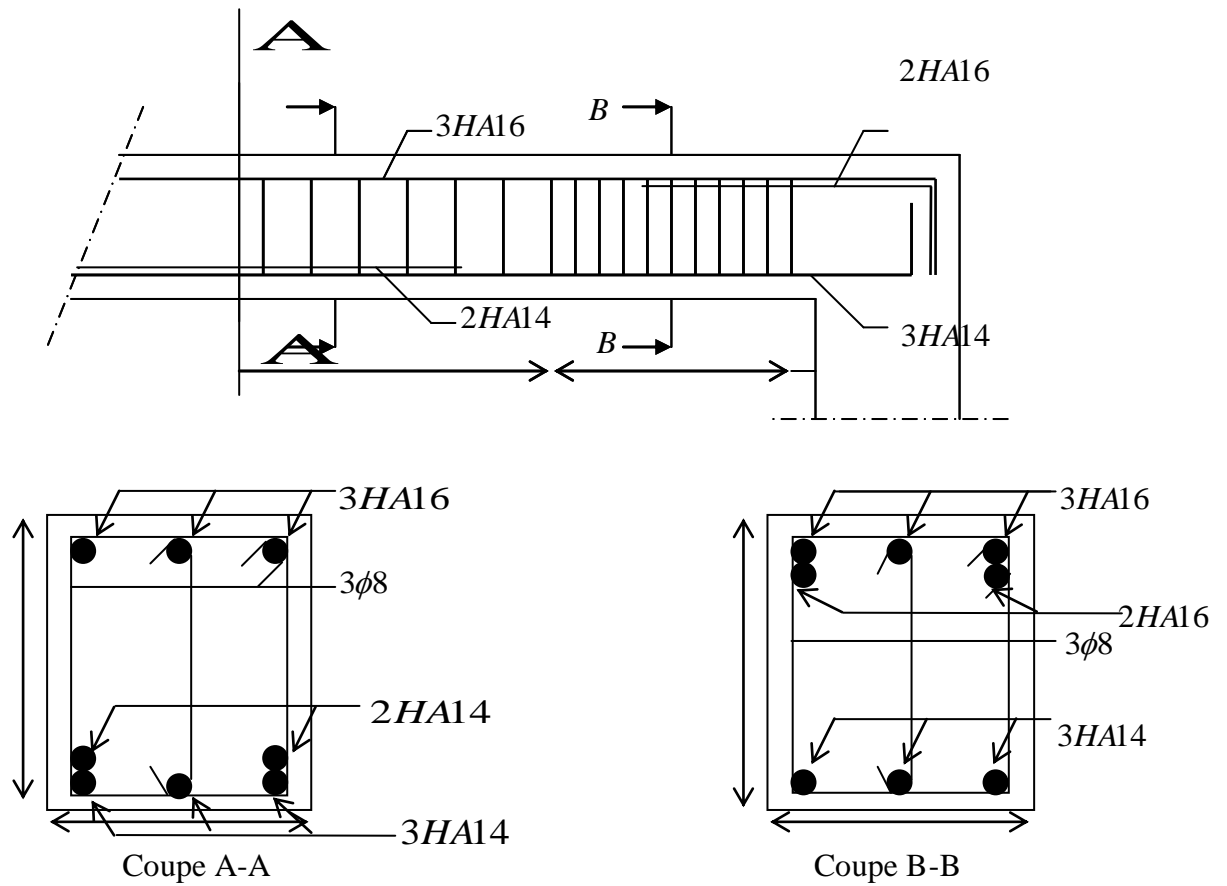


Fig (VI.2.1) : Ferrailage de poutre Principale

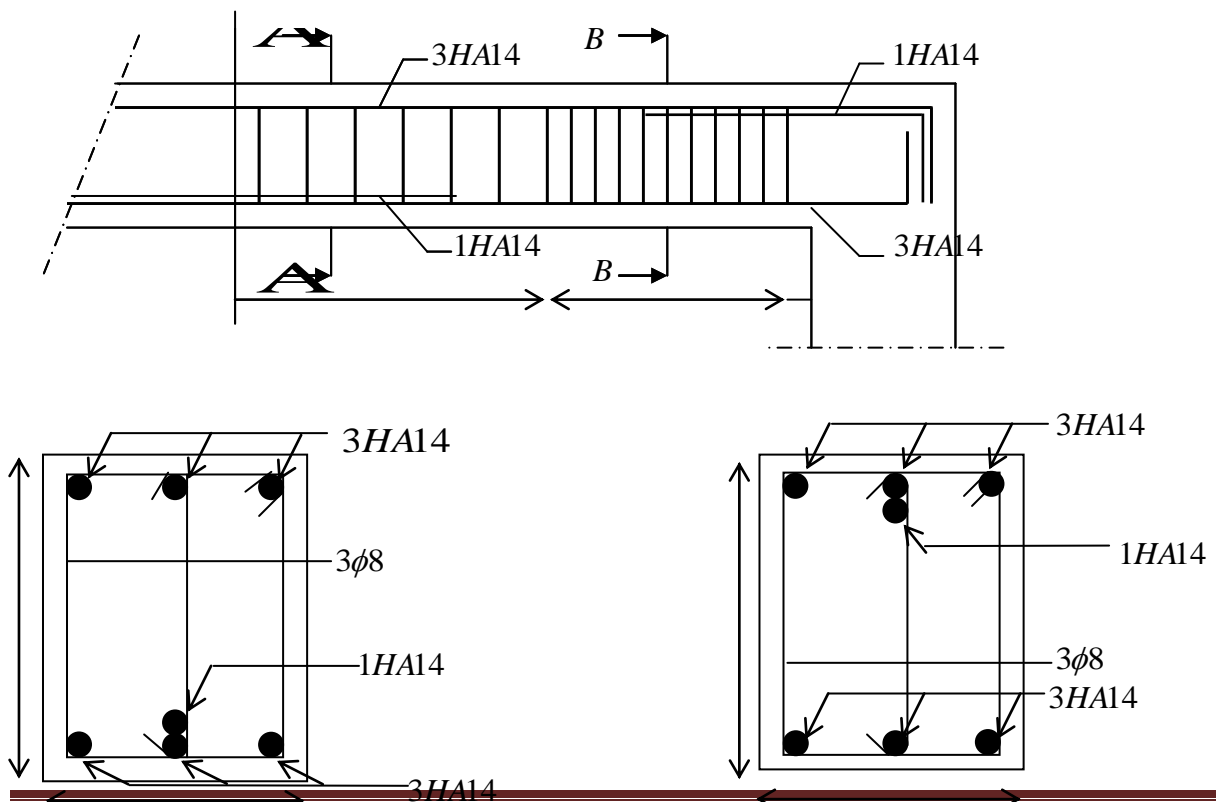


Fig (VI.2.2) : Ferrailage de poutre Secondaire

VI.3. FERRAILLAGE DES VOILES

3.1- Introduction :

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqué par l'action sismique
- Effort normal du a la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et que la charge sismique

Ainsi les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- Sur le plan vertical (aciers verticaux)
- Sur le plan horizontal (aciers horizontaux)

2- Règles communes :

2.1- Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes dues à la flexion composée, et ceci en tenant compte des prescriptions exigées par le **RPA99V2003**.

D'écrites ci-dessous :

1. L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être prise en totalité par les armatures. Leur pourcentages minimale vaut 0.2% de la section horizontal de béton tendue.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accroché par des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
3. Les barres verticales de ces derniers doivent être menues de crochets (jonction de recouvrement)
4. A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus égale à 15 cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment)
5. Le pourcentage minimale d'armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est données comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale a 0.15%
 - En zone courante égale a 0.10%
6. En présence d'une forte concentration d'effort de compression aux extrémités, les barres verticales devons respecter les exigences imposées aux poteaux.

2.2- Ferrailage horizontal :

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendrées par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ

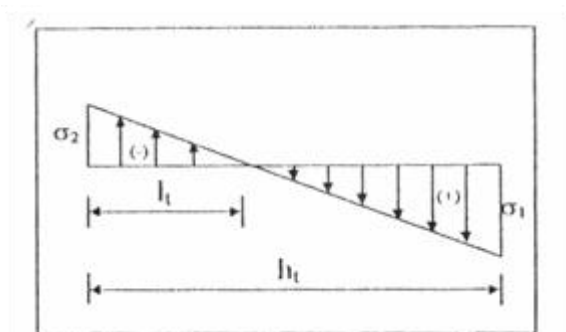
ϕ : Diamètre des barres horizontales.

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le **RPA 99V2003** préconise les règles suivantes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1.5 e$ (e : épaisseur du voile).
 - $S \leq 22,5\text{cm}$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur ; le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile .
- Les longueurs de recouvrement doivent être à 40ϕ pour les barres situées dans la zone 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 possible des charges

3- Calcul des Armatures verticales :

Nous proposons le calcul détaillé, on prenant le voile V7 en zone 1



-Figure VI.1- schéma statique des contraintes.

$$L = 3,40 \text{ m}$$

-Détermination des sollicitations :

$$M = 966.50 \text{ KN.m} \quad I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.16 \times 3.4^3}{12} = 0,524 \text{ m}^4$$

$$N = 453.08 \text{ KN} \quad \Omega = e \times L = 0.16 \times 3,4 = 0.544 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{L}{2} = \frac{3,4}{2} = 1,7 \text{ m}$$

Avec:

I: Inertie du voile.

Ω : Surface en plan du voile.

v : La position de l'axe neutre.

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times v \quad \sigma_1 = 3968.14 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times v \quad \sigma_2 = -2302.40 \text{ KN/m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 3968.14 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = -2302.40 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \sigma_1, \sigma_2 \text{ correspondent aux contraintes } \sigma_{22} \text{ à la base de l'élément} \\ \text{SHELL} \end{array}$$

$$L_t = L (\sigma_2 / (\sigma_1 + \sigma_2))$$

$$L_t = 1.25 \text{ m}$$

$$L_c = L - L_t = 2.15 \text{ m}$$

$$d = \min (h/2, 2L_c/3)$$

$$d = \min (1.53, 1.43) = 1.43 \text{ m}$$

$$\sigma_2' = (L_t - d) \sigma_2 / L_t = 1322,71 \text{ KN/m}^2$$

$$v' = d/2 = 0,715 \text{ m}$$

$$A' = e \times d = 0.2288 \text{ m}^2$$

$$I' = e \times d^3 / 12 = 0.038 \text{ m}^4$$

$$N = (\sigma_2' + \sigma_1) A' / 2 = 607.13 \text{ KN.m}$$

$$M = (\sigma_2' - \sigma_1) I' / 2 v' = -362.86 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = M / N = -0.60 \text{ m} < d / 6 \text{ (la section est entièrement tendue SET)}$$

$$d_1 = 0.025 \text{ m}$$

$$d_2 = 0.025 \text{ m}$$

$$e_1 = v' - c + e_0 = 0.09 \text{ m}$$

$$e_2 = v' - c - e_0 = 1,29 \text{ m}$$

$$A_{s1} = N e_1 / (e_1 + e_2) f_e = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = N e_2 / (e_1 + e_2) f_e = 14.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{S1} = A_{s1} + A_{s2} = 15.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{S1} = 15.18 / 1.25 = \mathbf{12.144 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

Armature minimale :

Vérification vis à vis du **RPA99/V2003** (art : 7.7.4.1) :

$$A_{\min} = 0.2\% bL_t$$

b : épaisseur du voile.

L_t : longueur de la section tendue.

$$A_{\min \text{ PRA}} = \mathbf{4.00 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

Le pourcentage minimal d'après l'article 7.7.4.3 du **RPA99V2003** :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times L_c$$

$$A_{\min} = 2.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{S2} = 2A_{\min t} + A_{\min c} = 10,16 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = B \times L \times f_{t28} / f_e = 16 \times 340 \times 2,1 / 400 = 28,56 \text{ cm}^2$$

Le minimum du RPA est donné par :

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0,0015 \cdot b \cdot h = 7,344 \text{ cm}^2$$

Section des armatures :

$$A_S = \max(A_{S1}, A_{S2}, A_{\min \text{ RPA}}) = 28,56 \text{ cm}^2$$

- Zone d'about : $L_{za} = (3,4/10) \times 2 = 0,68 \text{ m}$; $S_t = 10 \text{ cm}$ Soit 12HA12
- Zone courante : $L_{zc} = 2,72 \text{ m}$; $S_t = 20 \text{ cm}$ Soit 14HA12

Le calcul du ferrailage des voiles suivantes :

En RDC.

-Tableau VI.1- Ferrailage vertical des voiles V7

	A_S (cm^2/ml)	A_{\min} (cm^2/ml)	$S_t(\text{cm})$ (about)	$S_t(\text{cm})$ (courante)	Choix des barres		A_S adoptée (cm^2)
					z.about	z.courante	
V 7	28.56	4.00	10	20	12T12	14T12	28.4

Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

a. Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile ,majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99/version 2003).

La contrainte de cisaillement est $\tau_u = 1.4 T_{\text{calcul}} / b_0 d$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile .

b_0 : Epaisseur du voile .

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$: l'article 7.7.2 du RPA 99 /version 2003.

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$.

b. Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant :

la section A_t des armatures d'âme est donnée par la relation :

$$A_t / b_0 S_t \geq (\tau_u - 0.3 f_{ij} K) / 0.8 f_e$$

$K = 0$ dans le cas d'une fissuration jugée très préjudiciable. En cas de bétonnage non muni d'indentations au niveau de la surface de reprise.

D'autre part le RPA99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de 0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$

0.25 % de la section de voile si $\tau_b > 0.025 f_{c28}$

Exemple d'application :

On prend comme exemple de calcul le voile V7, parce qu'il est soumis à un grand effort tranchant.

$$\tau_u = 1.4 T_{\text{calcul}} / b_0 d$$

$$\tau_u = 1.4 \times 0.644 / 0.16 \times 2.75 = 2.04 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \text{ condition vérifiée.}$$

$$S_t \leq \min (0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99}$$

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

$$A_t \geq 0.16 \times 0.15 \times 2.14 / 0.8 \times 400$$

$$A_t = 1.53 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

On prend 2 $\emptyset 10 = 1.57 \text{ cm}^2$

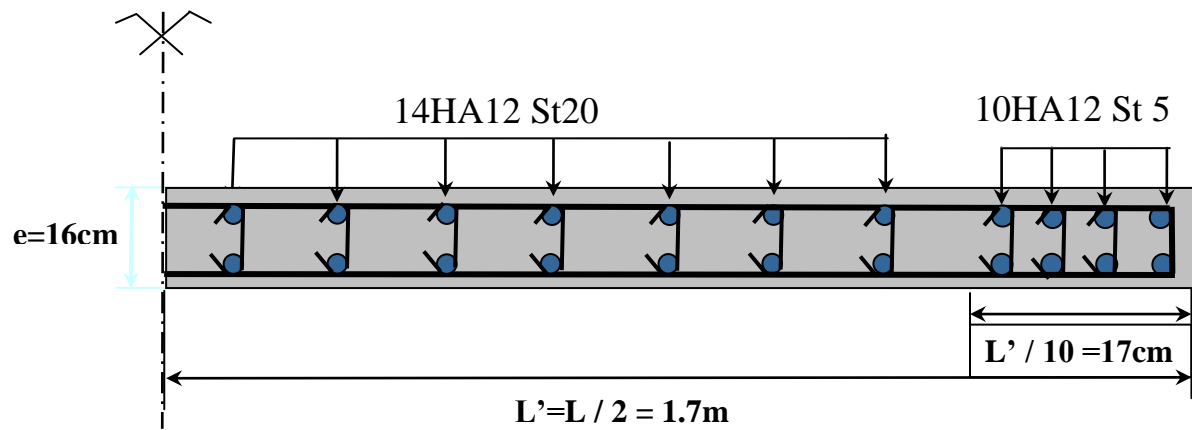


Fig VI. 3 .Schema de ferrailage de voile V7

VII.1/Semelle isolée :**• Capacité portante :**

L'estimation de la capacité portante du sol sera déterminée à travers les résultats des essais de laboratoire, d'où les constructions seront fondées sur des semelles superficielles. L'appréciation du taux de travail pour ce type de fondation, est donnée par la formule de Terzagui :

$$q_{adm} = \gamma \cdot D + \frac{1}{3} \left[\left(1 - 0,2 \frac{B}{A} \right) \gamma \frac{B}{2} N_{\gamma} + \gamma D (N_q - 1) + \left(1 + 0,2 \frac{B}{A} \right) c N_c \right]$$

Où,

γ : Densité du sol

D : Ancrage des semelles

B et A : Dimensions de la semelle

c : Cohésion

N_{γ}, N_q, N_c : Facteurs de portance dépendant de ϕ

Pour une semelle carrée

$$q_{adm} = \gamma D + \frac{1}{3} \left[\left(0,4 \gamma B N_{\gamma} + \gamma D (N_q - 1) + 1,2 c N_c \right) \right]$$

Avec,

$$\gamma = 1,75 \text{ t/m}^3$$

$$C_u = 0,875 \text{ bar}$$

$$\phi_u = 6^\circ \Rightarrow N_{\gamma} = 0,14 \quad , \quad N_q = 1,72 \quad , \quad N_c = 6,81 \quad (\text{d'après le rapport de sol de cette terrain})$$

D : Ancrage

B : largeur de la semelle

La contrainte admissible du sol donnée en bars est la suivante :

D (m)	q_{adm} (bars)
1,50	2

- **Pré dimensionnement semelle : C-2**

Condition :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{35}{45} = 0,77 \Rightarrow A = 0,77B$$

On suppose une valeur $\bar{\sigma}_{sol} = q_{adm} = 2 \text{ bars}$

- **Vérification des dimensions proposées**

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{A.B} \Rightarrow A.B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1033,624}{200 \times 0,77}} = 2,59m$$

On prend $B=2,60m$; $A=2,10m$

$$d_a \geq \frac{B-b}{4} = 0,53m \quad , \text{ on prend } d_a = 0,55 \text{ m}$$

D'où,

$$d_b \leq A-a = 1,75m$$

Donc, $d_b = d_a + 1cm = 56 \text{ cm}$

Avec un enrobage : $C = 4 \text{ cm} \Rightarrow h_t = d_b + C = 60cm$

Si on choisit un type de semelle à glacis, on prend $h_1 = \frac{h_t}{2} = 30 \text{ cm}$

- **Stabilité au renversement** : Combinaison (0.8G + E) selon de logiciel

SAP 2000

$$N = 801,278 \text{ KN}$$

$$M = 65,0293 \text{ KN.m}$$

Selon RPA99, il exige que $e \leq \frac{B}{4}$

$$N_{tot} = N + 0.8(N_{semelle} + N_{sol})$$

Poids du sol

$$V_{tot} = (h_t - h_1) \left[\left(\frac{A+a}{2} \cdot \frac{B-b}{2} \right) + \left(\frac{A-a}{2} \cdot \frac{B+b}{2} \right) \right] = 0,795m^3$$

$$P_{sol} = \gamma_{sol} \cdot [V_t + (D - h_t)(AB - ab)] = 125,265 \text{ KN}$$

Poids semelle

$$P_{semelle} = \gamma_b \cdot [(A.B.h_t) - V_t + (D - h_t).a.b] = 65,56 \text{ KN}$$

$$N_{tot} = N + 0.8(N_{semelle} + N_{sol}) = 801,278 + 0,8(65,56 + 125,265) = 953,938 \text{ KN}$$

$$\text{Alors, } \frac{65,0293}{801,278} = 0,081m \leq \frac{B}{4} = 0,65m \dots \text{C.V}$$

La semelle est stable.

- **Vérification de la contrainte du sol :** (Combinaison : G+Q+1.2E) selon logiciel SAP 2000

$$N = 981,796 \text{ KN}$$

$$M = 78,4315 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{tot}} = N + N_{\text{semelle}} + N_{\text{sol}} = 981,796 + 65,56 + 125,265 = 1172,621 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{78,4315}{981,796} = 0,079m \leq \frac{B}{6} = \frac{2,60}{6} = 0,43m \dots \text{C.V}$$

Alors, l'effort normal tombe à l'intérieur du noyau central de la semelle.

$$\sigma_1 = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{981,796}{2,1 \times 2,6} \left(1 + \frac{6 \times 0,079}{2,6} \right) = 212,59 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{AB} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{981,796}{2,1 \times 2,6} \left(1 - \frac{6 \times 0,079}{2,6} \right) = 147,034 \text{ KN/m}^2$$

Par conséquent, la contrainte du sol est sous forme de trapèze.

- **Contrainte moyenne :**

$$\sigma_{\text{sol}} = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 212,59) + 147,034}{4} = 196,201 \text{ KN/m}^2$$

Vérification :

$$\sigma_{\text{sol}} \leq 1,5 \cdot \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow 1,962 \leq 1,5 \times 2 = 3 \text{ bars} \dots \text{C.V}$$

- **Ferrailage :** (Combinaison : 1,35G + 1,5Q)

$$N_u = 1312,382 \text{ KN}$$

$$M = 16,4772 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du poids propre du sol et de semelle.

$$N_{\text{tot}} = 1312,382 + 1,35(65,56 + 125,265) = 1569,99 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M_u}{N} = \frac{16,4772}{1569,99} = 0,0104 < \frac{B}{24} = 0,108m$$

En conséquence, la semelle est entièrement comprimée.

$$A_b = \frac{N'(B-b)}{8d_b\sigma_s}, \quad A_a = \frac{N'(A-a)}{8d_a\sigma_s}$$

$$D'o\grave{u}, N' = N_{utor} \left(1 + \frac{3e}{B} \right) = 1569,99 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,0104}{2,6} \right) = 1588,82 \text{ KN}$$

$$A_b = \frac{1588,82 \times (260 - 45) \cdot 10}{8 \times 56 \times 348} = 18,87 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \frac{1588,82 \times (210 - 35) \cdot 10}{8 \times 55 \times 348} = 18,15 \text{ cm}^2$$

Comme la fissuration est préjudiciable, on va donc majorer la section d'armatures par 10% , selon les règles BAEL91.

$$A_b = 18,87 \cdot 1,10 = 20,757 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 18,15 \cdot 1,10 = 19,965 \text{ cm}^2$$

On adopte comme ferrailage final :

$$A_a = 10\text{HA}16 = 20,1 \text{ cm}^2$$

$$A_b = 11\text{HA}16 = 22,12 \text{ cm}^2$$

- **Longueur des barres et leur mode d'ancrage :**

Pour déterminer la longueur des barres et leur mode d'ancrage, on calcule la longueur de

$$\text{scellement} : l_s = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_e}{0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{ij}} = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\psi_s = 1,6 \quad \dots \text{ Barres HA}$$

$$\phi = 16 \text{ mm}$$

$$l_s = \frac{1,6}{4} \cdot \frac{400}{0,6 \times 1,6^2 \times 2,1} = 49,6 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4} \Rightarrow \frac{260}{8} \leq l_s \leq \frac{260}{4} \Rightarrow 32,5 \leq l_s \leq 65 \text{ cm} \quad \dots \text{C.V}$$

Finalement, les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

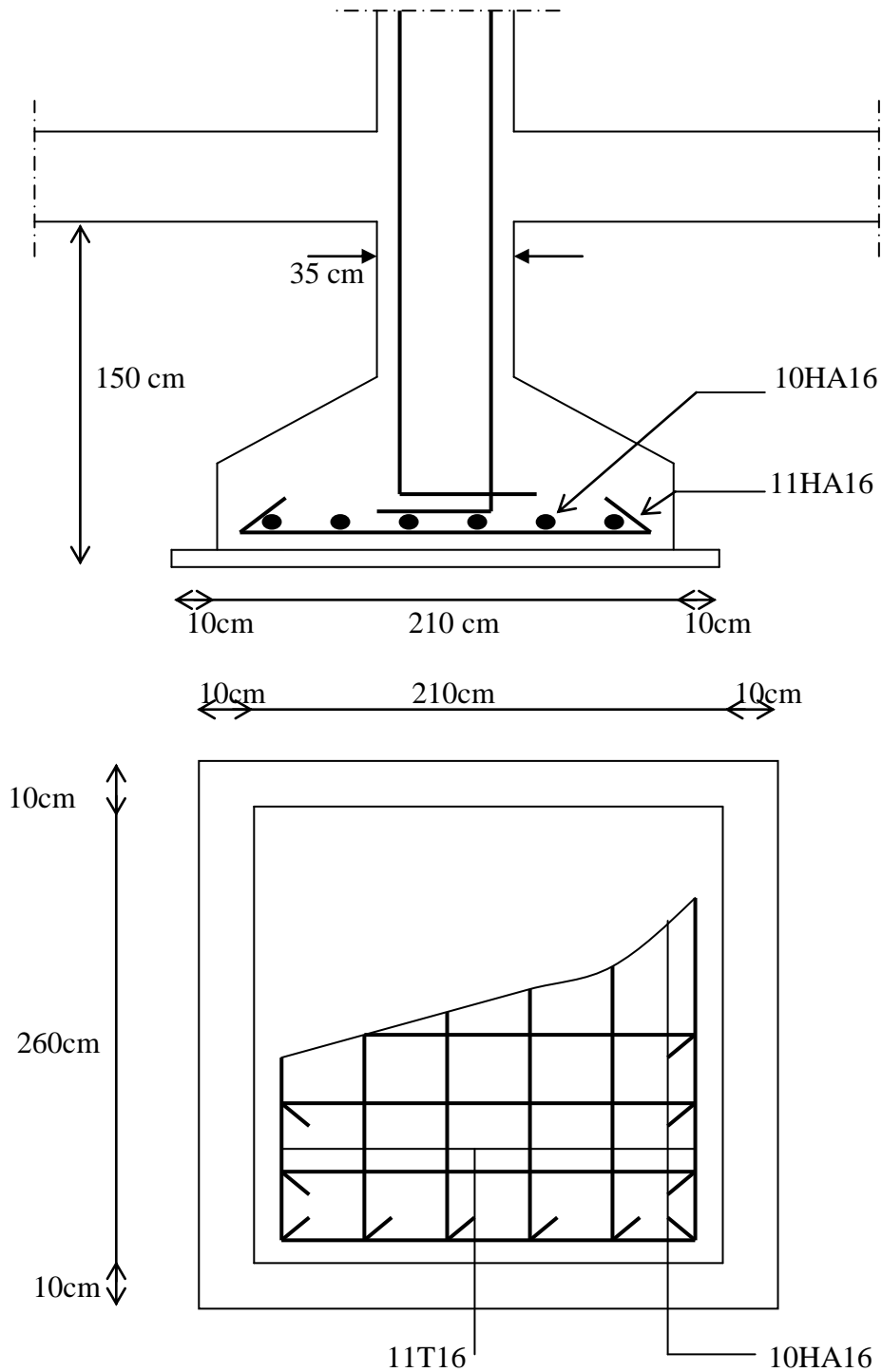
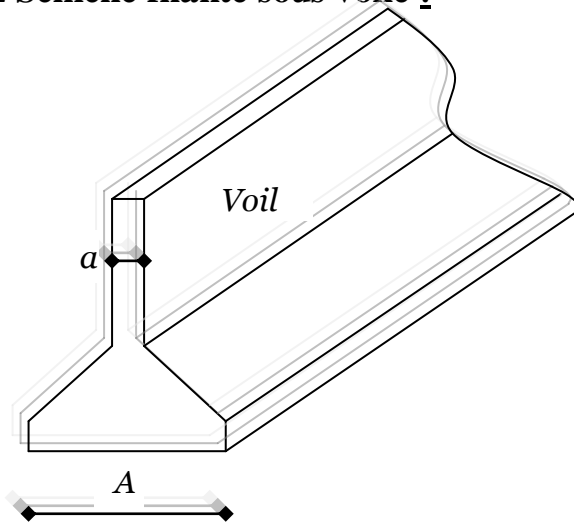


Fig.VII.1. Ferrailage de fondation

VII .2 Semelle filante sous voile :



Semelle filante

Semelle filante sous voile

 $M_u/ml = 24,446 \text{ KN.m}$ et $N_u/ml = 292,15 \text{ KN}$. $M_s/ml = 18,615 \text{ KN.m}$ et $N_s/ml = 237,9 \text{ KN}$.

➤ Calcul de largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_s L} = \frac{237,9}{0,2 \cdot 10^3} = 1,189 \text{ m.}$$

On prend : $B = 1,3 \text{ m}$.

➤ Calcul de la hauteur "h" :

$$h \geq \frac{B-b}{4} = 0,285 \text{ m}$$

On prend une hauteur moyenne de 30 cm

$$\delta = \frac{N_{ser}}{BA} \leq \delta_{sol}$$

 $A = 1 \text{ m}$, $B = 1,3 \text{ m}$

➤ -Condition de non poinçonnement à l'ELU:

$$\tau = P_1 / 2h \leq \tau_{Lim} = 0,045 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\tau_{Lim} = 0,75 \text{ MPa.}$$

$$P_1 = P \left(1 - \frac{a + \frac{5h}{3}}{A} \right), \text{ pour } h = 0,3 \text{ m} \Rightarrow P_1 = 292,15 \left(1 - \frac{0,16 + 5 \frac{0,3}{3}}{1} \right) = 99,33 \text{ KN.}$$

$$\tau = P_1 / 2h = 99,33 / 2(0,3)10^3 = 0,165 \text{ MPa} < \tau_{Lim} = 0,75 \text{ MPa} \quad (\text{C-V}).$$

○ On prend : $d = 0,35 \text{ m}$.**Semelle rigide** $\Rightarrow B-b/4 \leq d \leq B-b$.

$$B-b/4 = 1,3-0,16/4 = 0,285 < d = 0,35 < B-b = 1,14 \quad (\text{C-V}).$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$M=24,446\text{KN.m}$$

$$N= 292,15 \text{ KN}$$

$$e= M/N = 0,083\text{m.}$$

$$\sigma_{\max} = N/B (1+6.e/L) =292,15 /1,3 (1 + 6(0,083)/1) 10^{-3} = 0,15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\min} = N/B (1-6.e/L) =292,15 /1,5(1 - 6(0,023)/1) 10^{-3} = 0,225 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = (3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) /4 = 0,168 \text{ MPa.}$$

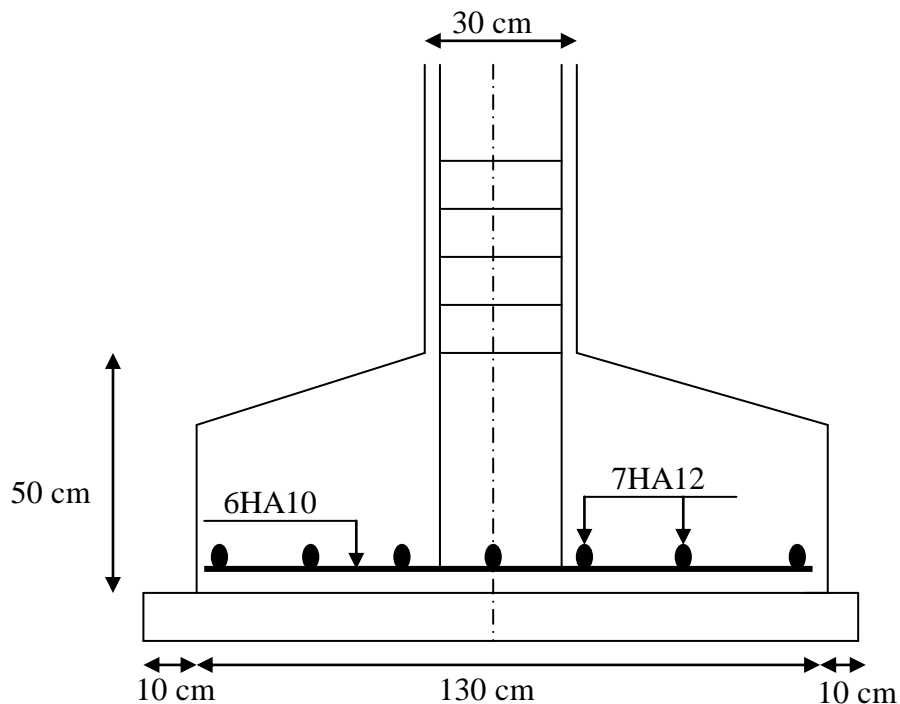
➤ **Calcul de ferrailage :**

$$N_{\max} = \sigma_{\text{moy}} (B) = 0,168 (1,3) 10^3 = 218,4\text{KN.}$$

$$A_s = N_{\max} (A-a)/6 d \sigma_s = 218,4 (0,84) 10 /6 (0,35) 348 =2,52 \text{ cm}^2.$$

	N_{\max} (KN)	A_s calcul (cm ²)	CNF (cm ²)	A_s adopte (cm ²)	Choix des barres	A_t répartition
s. filante	195	2,52	6,34	7,92	7 HA 12	6HA10

Les armatures de répartition : $A_t = A_s \cdot B/4 = A_s / 4$. (Selon BAEL99 modifiée99)



FigVII.2.schéma de ferrailage de la semelle filante

VII.3. Longrine

- **Introduction :**

Les longrines sont des poutres de chaînage reposants sur le sol, elles situées juste au dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis entre les poteaux de même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

- **pré dimensionnement :**

Pour un sol de fondation de catégorie (S2) , les dimensions minimales de la section transversal des longrines sont (25x30) cm selon R.P.A 99/V2003(Art10.1.1).

On adopte : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

- **Sollicitations :**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force « F »

égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$

N : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : Coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas : $\alpha = 15$ (Zone II ; Site S₂) R.P.A 99/V2003 (Art10.1.1 tableau 10.1)

- **Ferraillage :**

Etat limite ultime

Les armatures longitudinales sont données par :

$$A_u \geq \frac{F}{\sigma_s}$$

Exemple :

On a : $N_u = 1567,758 \text{ KN}$ (Descente des charges).

$$\text{Alors : } A_u \geq \frac{1567,758 \times 10}{15 \times 348} = 3,003 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_u = 3,003 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A \geq \frac{B \cdot f_{ij}}{f_e} = \frac{35 \times 45 \times 2,1}{400} = 8,26 \text{ cm}^2$$

- **Etat limite de service :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \inf \left\{ \frac{2}{3} f_e 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \approx 202 \text{ MPa}$$

Avec, $N_{\text{ser}} = 1143,922 \text{ KN}$

$$A_{\text{ser}} \geq \frac{1143,922 \times 10}{15 \times 202} = 3,775 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale donnée par le R.P.A 99**

$$A_r \geq 0,6\% B = 0,006 \cdot 35,45 = 9,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A = \max \{A_t; A_s; A_r\} = 9,45 \text{ cm}^2$$

On adopte comme ferrailage final :

$$A = 2\text{HA12} + 4\text{HA16} = 10,3 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

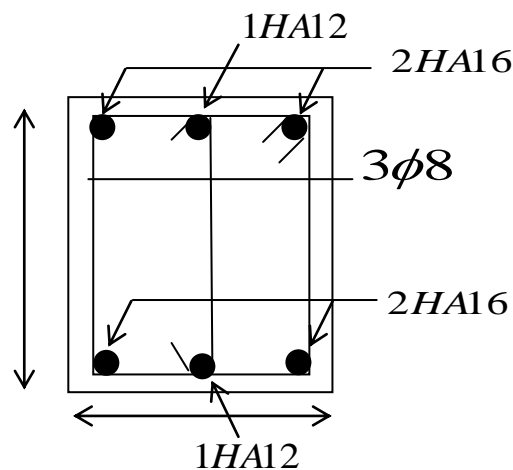
$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

On adopte : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- **Espacement :**

$$S_t \leq \min \{20 \text{ cm}; 15 \phi_t\} = \{20 \text{ cm}; 9 \text{ cm}\} = 15 \text{ cm} ;$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$.



FigVII.3 : Schéma de ferrailage longrine

Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à ossature mixte (voile –portique), est une expérience qui a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation et d'application du logiciel de calcul (SAP 2000)

Il nous a permis de voir d'autres méthodes utiles à l'ingénieur en Génie Civil en tenant compte des règlements en vigueur, nous a incité à nous documenter davantage.

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- La résistance
- La durabilité
- L'économie

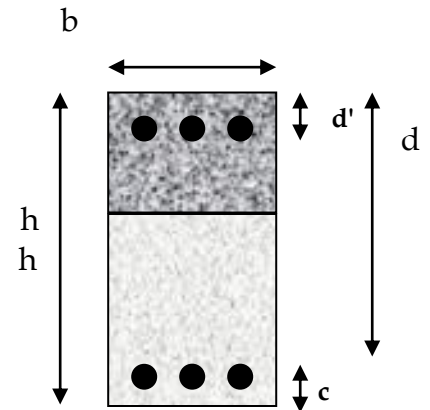
Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

- *Béton armé, guide de calcul, (Jacques Lamurault, Henri Renard), suivant les règles BAEL 91.*
- *Règles Parasismique Algériens R.P.A99 version 2003.*
- *Calcul des ouvrages en béton armé (M.Belazougui).*
- *Calcul pratiques des ossatures de bâtiment en béton armé (Albert Fuentes).*
- *Contreventement des bâtiments par voiles(Ammar Chanti).OPU*
- *Cours pratique de mécanique de sol, Sanglitat.*
- *Méthode pratique de calcul du voile de contreventement sous charges horizontales ; séisme vent (M.Albiges - J.Goulet – A. Fuentes).*
- *Cour béton armée.*

Les données : $M_u, h, b, d, d', f_{c28}, f_e, \gamma_b, \gamma_s$

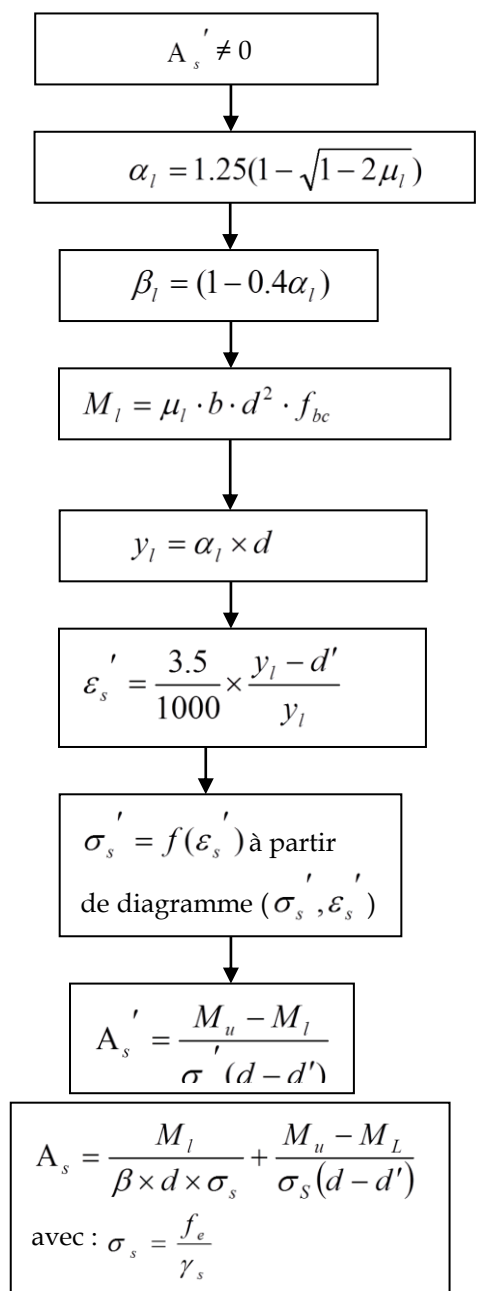
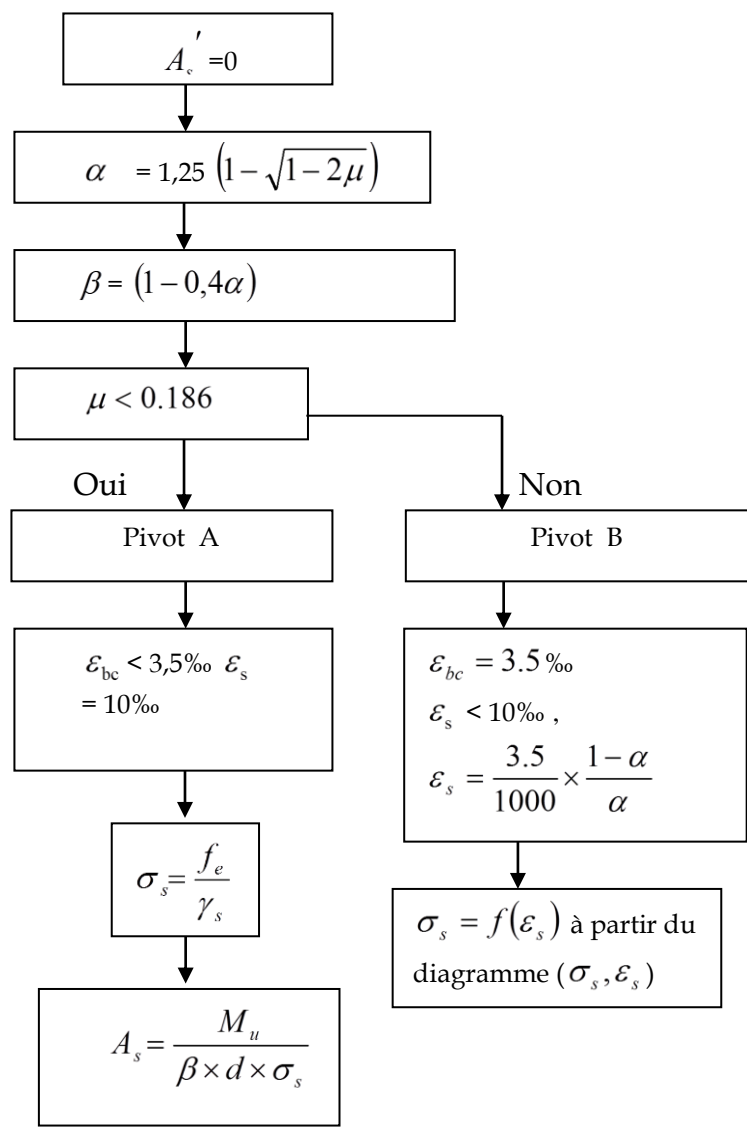
- ✓ $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- ✓ $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
- ✓ $f_e = 400 \text{ MPa}$
- ✓ $\gamma_b = 1.5$ sauf cas accidentelles 1.15
- ✓ $\gamma_s = 1.15$
- ✓ $\theta = 1$, lorsque la durée d(application de la combinaison d'action > a 24 heures.



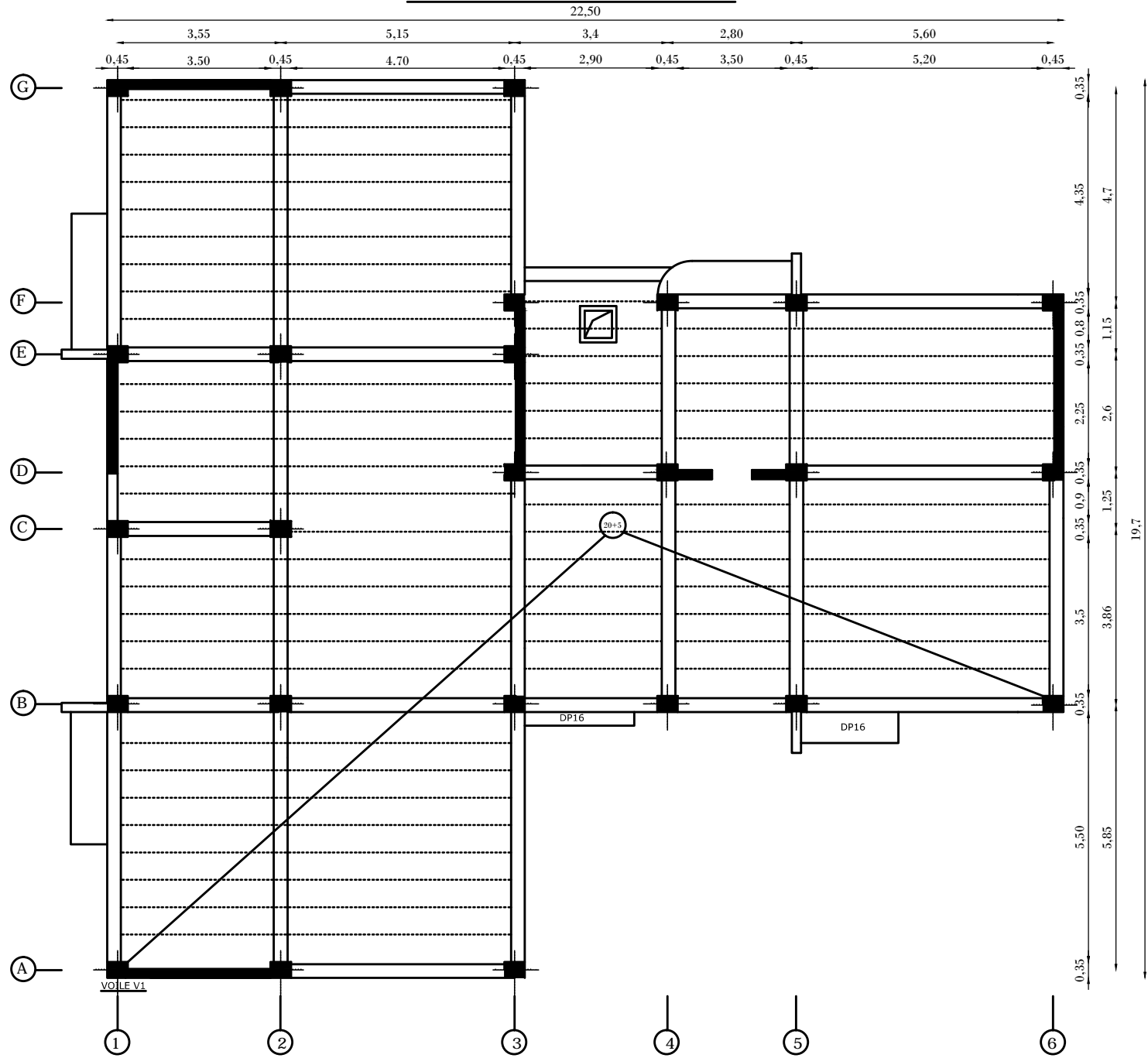
$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

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

Si : $\mu \leq \mu_l = 0.391, A_s' = 0 / \mu > \mu_l = 0.391, A_s' \neq 0$



COFFRAGE PLANCHER NIV + 18.36



ملخص

إن الهدف من هذه الدراسة هو إظهار إمكانية انجاز مبنى متعدد الطوابق (ط + 5) بمنطقة زلزالية , هذه الدراسة تسمح بإظهار تأثير الزلزال على الهيكل الهندسي للبنىات السكنية أخدين بالاعتبار المواد المستعملة في البناء وتدعيم المبنى بالإطارات والجدران الحاملة من اجل الاستقرار.

الكلمات المفتاحية : المبنى متعدد الطوابق- دراسة الزلزال- مدعم بالإطارات والجدران الحاملة

Résumé

Le but de ce travail est montrer la faisabilité techniquement de réalisation d'un bâtiment en R+5, conçu en zone sismique, Cette étude permettra de mettre en avant l'effet séisme sur la conception architecturale à adopter ainsi que sur les caractéristiques des matériaux de la construction, avec contreventé par portiques et voiles pour la stabilité.

Mot clé : bâtiment en multi-étage - étude de séisme - contreventé par portiques et voiles

Abstract

The aim of this work is to show the feasibility of producing a technically building R+ 5, designed in seismic zone , this study will highlight the earthquake on architecturally design to take effect as well as the characteristics of materials of construction, with free-standing braced and wall concrete .

Keyword: building multi-stage - study earthquake - braced by free-standing and wall concrete.