

Université Mohamed khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique
Référence : / 2020

جامعة محمد خيضر - بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية والري
المرجع: 2020 /



Mémoire de Master
Spécialité : Génie Civil
Option : Structure

Thème :

**Etude d'un Bâtiment (R+9) à usage
d'habitation contreventement mixte à Chlef**

Etudiant:

• Seghier Ibrahime

Encadreur :

• Messaouda Bensmail

Promotion: 2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

۱۴۳۸

Remerciements

A titre personnel ,je remercie dieu tout puissant .

Et tous ceux qui nous tendus leurs bras d'aide pour réaliser ce modeste
travail

Messaoda Bensmail qui nous a offert l'aide et le soutien moral

Tous les enseignants de l'institut de génie civil qui ont contribué à notre
formation

je remercie tous ceux qui n'ont pas hésité à nous aider

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment contreventement mixte à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (09) étages, implanté à la wilaya de CHLEF . Cette région est classée en zone de élevée sismicité III selon le RPA99 version 2003.

Cet ouvrage est une structure contreventé par voile, le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément aux règlements parasismiques (RPA99V2003) et règlement B.A.E.L91 (modifié99). L'étude dynamique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul ROBOT 2009, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements

المخلص:

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى سكني يتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى طابق (09) يقع في ولاية الشلف. تصنف هذه المنطقة في منطقة III المرتفعة زلزالية وفقاً لإصدار RPA99 2003 هذه البنية هي بنية مدعمة بجدران حاملة ، وقد تم إجراء الأبعاد المسبقة للعناصر الحاملة وفقاً للأنظمة الزلزالية (RPA99V2003) , تم تنفيذ الدراسة الديناميكية للهيكل بواسطة برنامج حساب ROBOT لعام 2009 ، لتحديد متطلبات التحميل المختلفة

SOMMAIRE	
Remerciements	
Résumé	
Introduction Général	
Les Plans	
CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET	
I .1-Introduction	1
I .2- Description de l'ouvrage	1
I .3-Règle de calcul	1
I .4- Caractéristiques de matériaux	2
CHAPITRE II :Pré-dimensionnement & descente des charges	
II.1.Pré dimensionnement	9
II.1.1.Introduction	9
II.1.2.Planchers à Corps Creux	9
II.1.3.Les poutres principales	10
II.1.4.Les poutres secondaires	11
II.1.5.Les poteaux	11
II.1.6.Les voiles	11
II.1.7. L'escalier	12
II.2.LA DESCENTE DES CHARGES	14
II.2.1. Principe	14
II.2.2.Détermination des charges appliquées	14
II.2.3.Mur extérieurs en maçonnerie	16
II.2.4.Les balcons	16
II.2.5.L'acrotère	16
II.2.6.Loi de dégression	18
II.2.7. Descente des charges sur le poteau intermédiaire (C2)	19
II.2.8.Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4,1)	21
CHAPITRE III : LES ELEMENTS SECONDAIRE	
III.1.INTRODUCTION	24
III.2. L'ACROTÈRE	24
III.3.LES BALCONS	30
III.4. L'ESCALIER	33
III.5.POUTRE PALIERE	41
III.6.ETUDES DES PLANCHERS	45
CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE	
IV.1. Introduction	79

SOMMAIRE

IV.2. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003	79
IV.3. Spectre de réponse de calcul	79
IV.4. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE ET MASSIQUE	80
IV.5. CALCUL DE FORCE SISMIQUE TOTAL PAR LA METHODE	80
IV.6.DISTRIBUTION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES SELON LA HAUTEUR	89
IV.7. CENTRE DE MASSE	95
IV.8. CENTRE DE TORSION	96
IV.9 .EXCENTRICITE	97
IV.10.L'excentricité accidentelle	98
CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELELEMENTS	
V. 1.COMBINAISONS D' ACTIONS	99
V .2.FERRAILLAGE	99
V 2.1.Ferraillage des poteaux	99
V 3.2. Ferraillage des poutres	109
V 3.3. Ferraillage des voiles	117
CHAPITRE VI : L'INFRASTRUCTUR	
VI-1-Introduction	128
VI-2-Choix de type de fondations	128
VI-3-Etude du radier	129
VI -4.Vérification du radier	130
VI.5-ferraillage du radier	135
Conclusion	
Bibliographie	

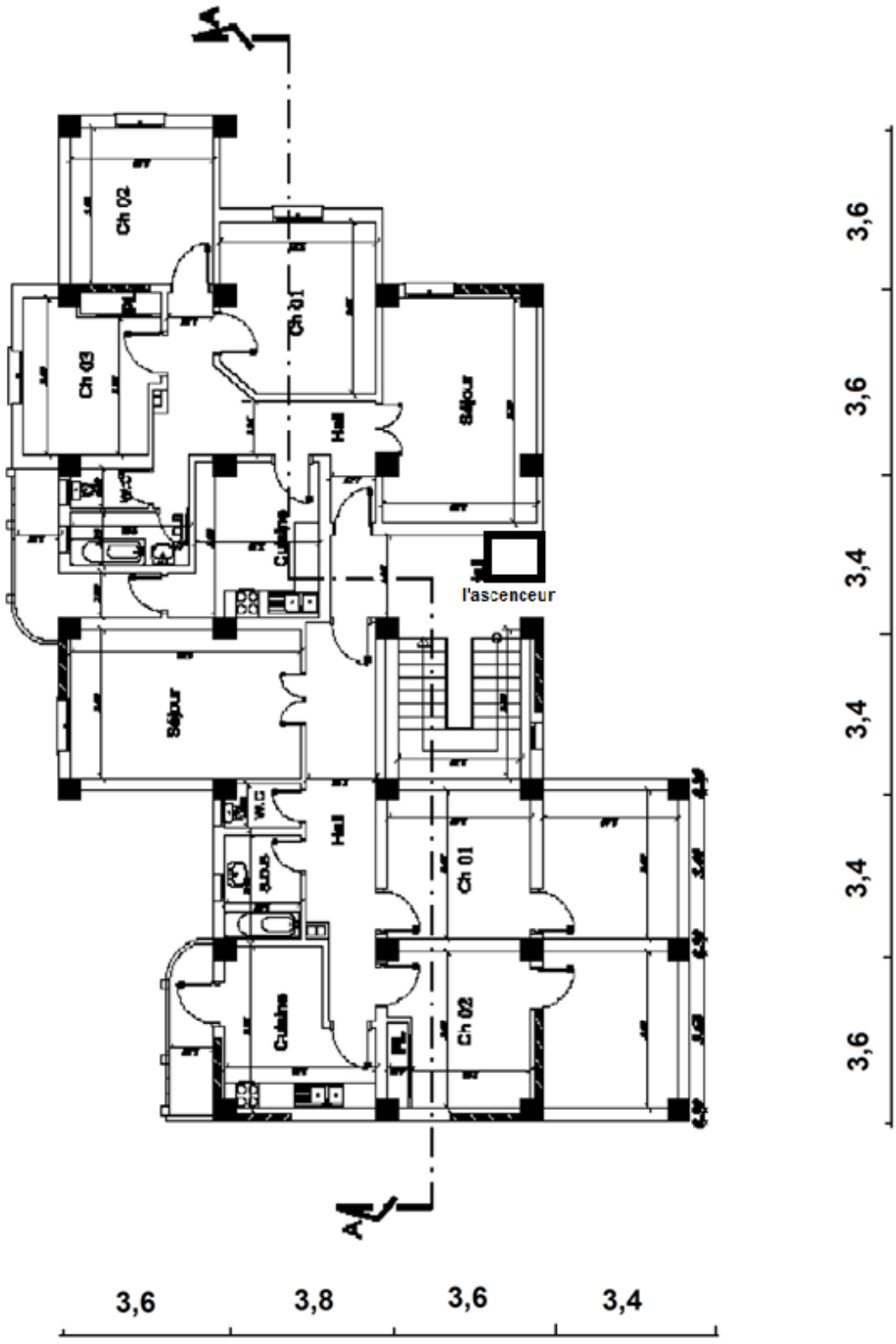
LISTE DES TABLEAUX	
TABLEAUX	PAGE
Tab IV.1: coefficient d'accélération de zone A	81
TAB.IV.2 est le facteur de qualité	83
Tableau. IV.3: les résultats des forces sismiques	84
Tab .IV.4: Périodes et facteurs de participation massique du modèle	85
Tableau : IV.5 périodes, modes et facteurs de participation massique	87
Tableau. IV. 6: Vérification de l'effet FX pour le sens longitudinal	90
Tableau IV. 7: Vérification de l'effet FX pour le sens transversal	90
Tableau IV. 8: Vérification Des déplacement pour le sens longitudinal	91
Tableau IV. 9: Vérification Des déplacement pour le sens transversal	92
Tableau IV.10 : Vérification l'effet P- Δ sens X	93
Tableau IV.11 : Vérification l'effet P- Δ sens Y	93
Tableau. IV. 12 : moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X)	94
Tableau. IV. 13: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(Y)	95

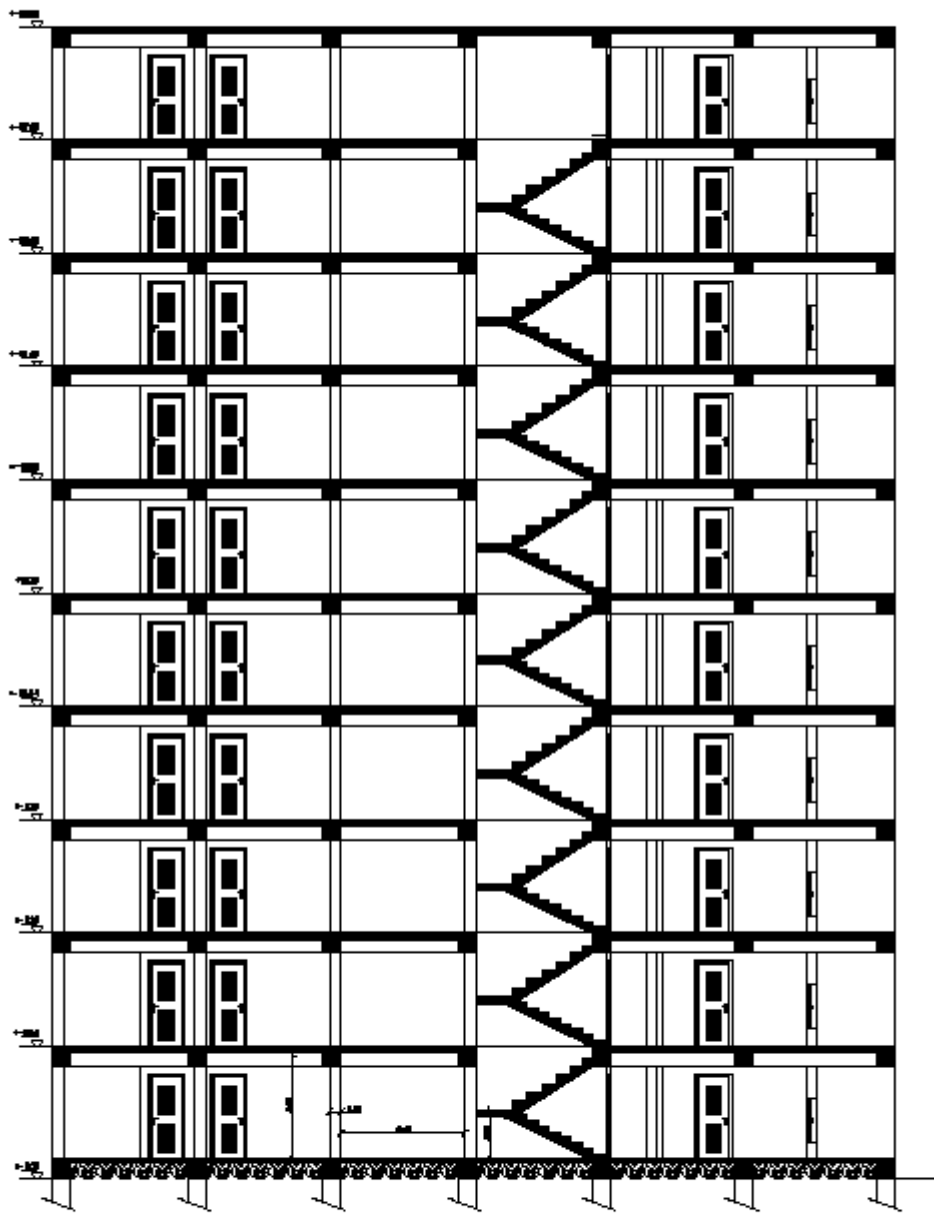
LISTE DES FIGURES	
FIG	PAGE
Fig I. 1: Diagramme parabole rectangle	3
Fig I.2: diagramme contrainte déformation d'acier	6
Fig .II. 1 .Schéma de poutrelle.	9
Fig.II.2 . Schéma de la dalle corps creux.	10
Fig.II.3 . Coupe de voile en élévation.	12
Fig.II.4 . Schéma statique de l'escalier.	14
Fig .II.5 . Plancher terrasse.	14
Fig.II.6 . Planche étage courant.	15
Fig.II.7. Schéma de mur.	16
Fig.II.8. Schéma statique de l'acrotère.	17
Fig.II.9 .Descente des charges.	18
Fig.II.10. La surface afférente par poteau intermédiaire.	19
Fig.III.1: Schéma statique de l'acrotère.	95
Fig.III.2 : schéma statique de M ,N,T	25
Fig.III.3: schéma de ferrailage de l'acrotère	29
Fig.III.4.Schéma statique des charges de balcon.	30
Fig.III.5: Plan de ferrailage du balcon	32
Fig.III.6 : schéma des charges équivalent	34
Fig.III.7: schéma des moments et l'effort tranchant de l'escalier	35
Fig. III.8: Schéma de ferrailage de l'escalier	40
Fig. III 9: Schéma de ferrailage de la poutre palière.	45
Fig.III.10.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELU	49
Fig.III.11.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELS	50
Fig.III.12.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELU	51
Fig.III.13.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELS	52
Fig.III.14.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELU	53
Fig.III.15.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELS	54
Fig.III.16.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELU	55
Fig.III.17.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELS	56

Fig.III.18.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELU	57
Fig.III.19.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELS	58
Fig.III.20.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELU	59
Fig.III.21.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELS	60
Fig.III.22.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELU	61
Fig.III.23.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELS	62
Fig.III.24.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELU	63
Fig.III.25.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELS	64
Fig.III.26.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELU	65
Fig.III.27.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELS	66
Fig.III.28.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELU	67
Fig.III.29.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELS	68
Fig.III.30.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELU	69
Fig.III.31.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELS	70
Fig.III.32.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELU	71
Fig.III.33.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELS	72
Fig.III.34.Schémas de ferrailage des poutrelles	77
Fig.III.35.Ferrailages des poutrelles	77
Fig IV.1 : première disposition des voiles	85
Fig IV.2 Deuxième disposition des voiles	86
Fig. IV. 3 1^{ème} mode induit par la 2^{ere} disposition des voiles translation suivant l'axes (yy')	88

Fig. IV. 4 2^{ème} mode induit par la 2^{ere} disposition des voiles translation suivant l'axes (xx')	88
Fig. IV. 5 . Mode 3 induit par la 2^{ème} disposition des voiles	89
Fig V .1-section de poteau	106
Fig V.2. Schéma de ferrailage des poteaux.	109
Fig V.3. Ferrailage de la poutre principale	117
Fig V.4. Ferrailage de la poutre secondaire.	117
Fig V.5. Disposition des armatures verticales dans les voiles.	118
Fig V.6. Ferrailage de voile.	127
Fig VI.1. Schéma du ferrailage du radier en appui.	138
Fig VI.2. Schéma du ferrailage du radier en travée.	138
Fig VI. 3. Schéma du ferrailage de la dalle de radier coupe A-A	139

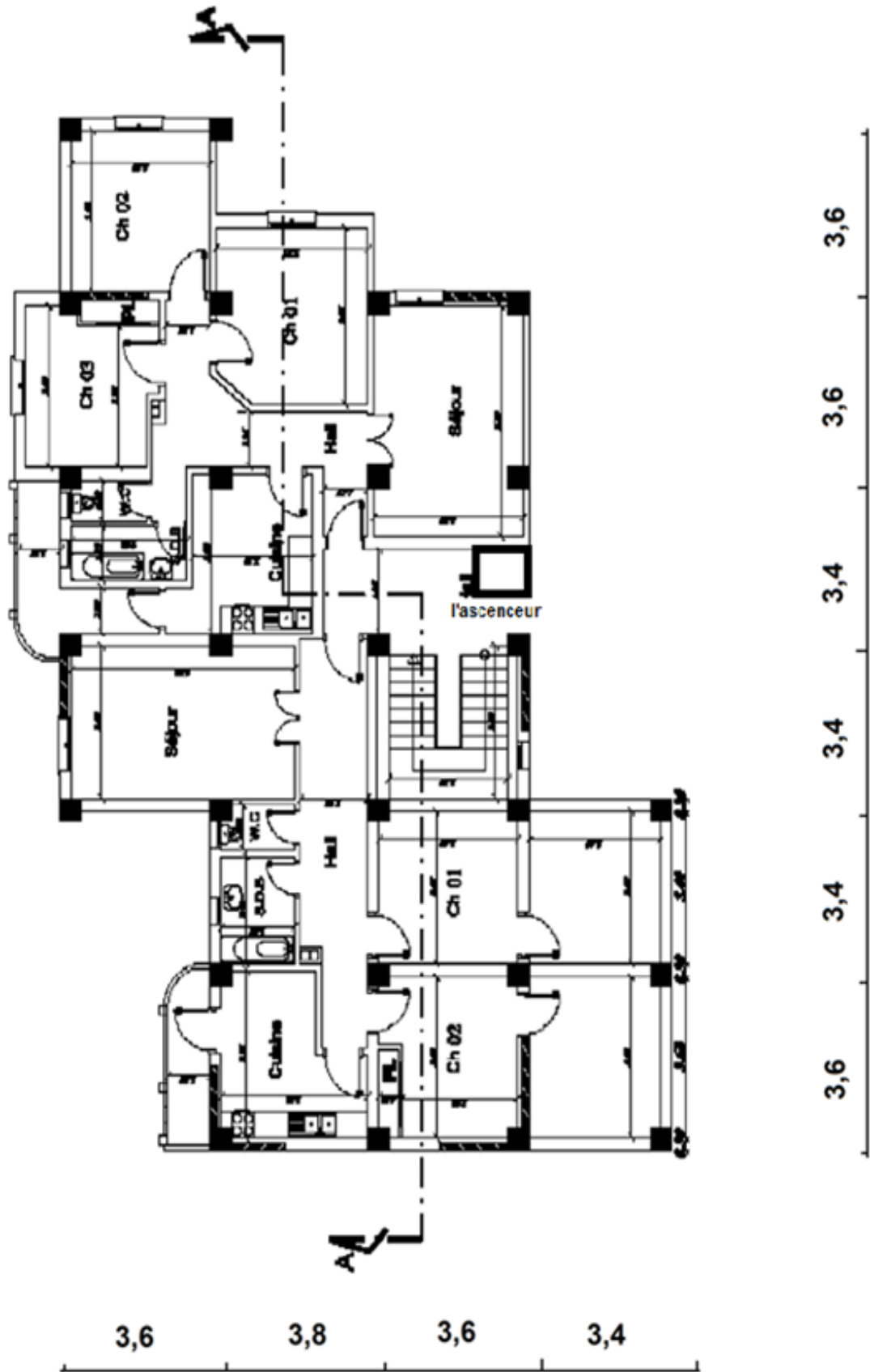
PLAN RDC

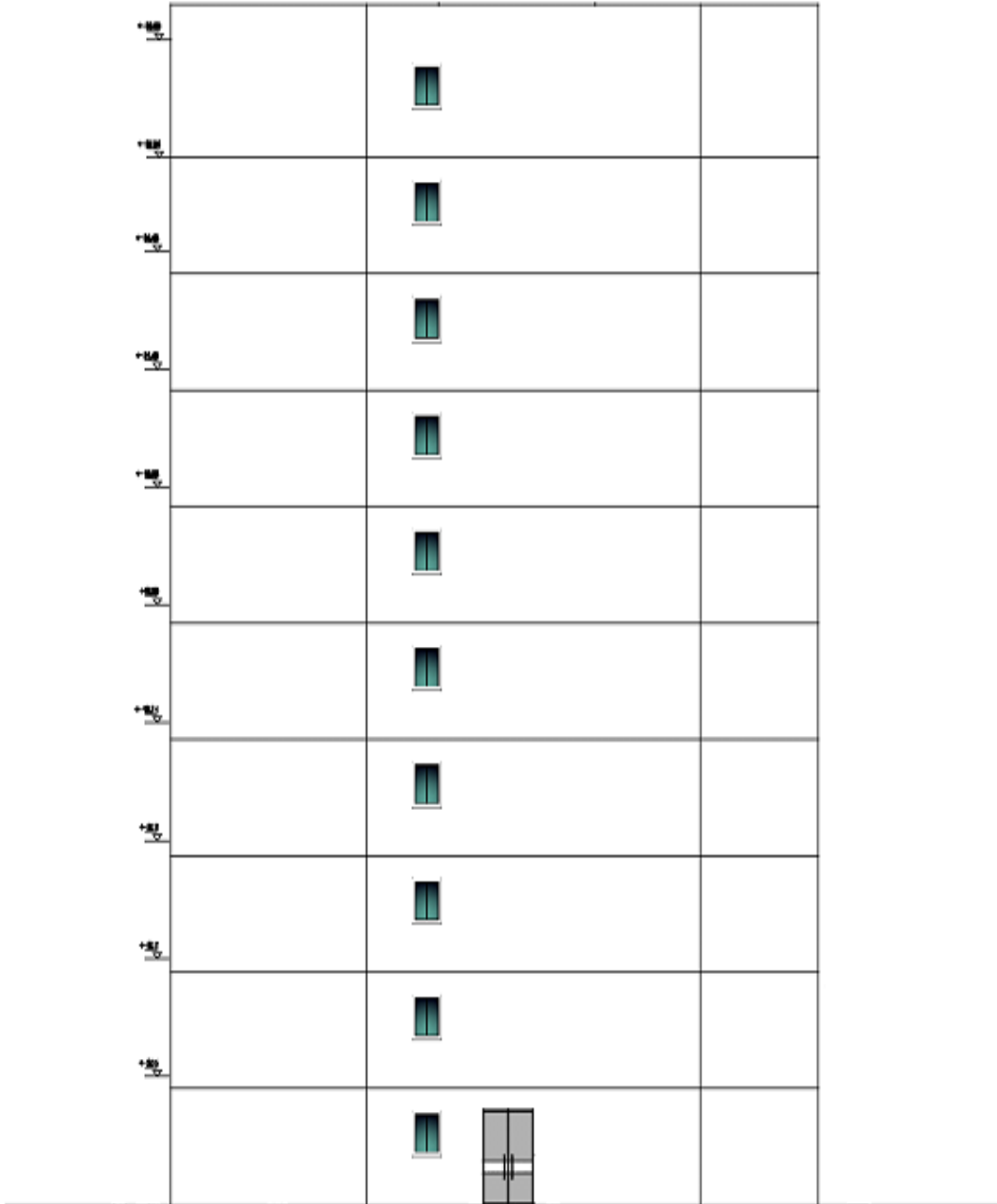




COUPE A-A

plan étage





FACADE PRINCIPALE

Introduction générale

Aujourd'hui, le monde assiste à un grand développement dans le domaine du génie civil, notamment dans l'étude et la conception de structures, grâce à la recherche continue des ingénieurs afin d'aboutir à des méthodes de calcul précise.

L'étude des structures est une étape essentielle et une étape nécessaire dans le processus de construction, car l'ingénieur s'appuie dans son étude sur toutes les informations du bâtiment telles que le ciment et l'acier, et dépend également d'un programme telles que autocad robo, quelques règlements, à savoir, le BAEL 91 et RPA 99 version (2003), CBA93.

Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier la structure d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation à CHLEF. dans le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'interaction Portiques–voiles.

Cette projet et compose a 6 chapitre :

Le chapitre 1 concerne les généralités (les caractéristiques de la structure ainsi que les matériaux utilisés).

- Le chapitre 2 concerne le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, plancher et voiles) et la descente des charges .
- Le chapitre 3calcul des éléments secondaires (acrotère , planchers , escaliers
- Le chapitre 4 traite l'étude dynamique de la structure.
- Le chapitre 5est consacré à étude des éléments structuraux.(poteaux, poutre, et voile)
- Le chapitre 6 consiste à exploiter les résultats de l'étude du sol dans le dimensionnement et le ferrailage des fondations.

CHAPITRE I

PRESENTATION

DE PROJET

I.1-Introduction:

L'ouvrage à étudier est un bâtiment en R+9, composé d'un rez-de-chaussée et 9 étages à usage d'habitation. Il est implanté dans la wilaya de chlef.

La structure du bâtiment est mixte (voile + portique) en béton armé.

L'ouvrage se situe dans une région classée en Zone III (wilaya de chlef), d'une sismicité élevée selon Le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 version 2003).

La circulation verticale entre les niveaux est assurée par des escaliers et un ascenseur .

I.2- Description de l'ouvrage:

Le bâtiment à étudier est caractérisé par les données suivantes :

- Longueur totale :..... L= 21.00 m
- Largeur totale : B= 14.40 m
- Hauteur totale (sans l'acrotère) :..... H= 30.60 m
- Hauteur RDC :h_{RDC} = 3.06 m
- Hauteur étage : h_{étage} = 3,06 m

a) Description technique du bâtiment :

Structure principale :

Le bâtiment est mixte (voile + portique) en béton armé.

Structure secondaire :

- Planchers en corps creux en béton armé.
- Escaliers en béton armé.
- Balcon on béton armé.

b) Maçonnerie:

- Les cloisons intérieures sont réalisées en briques creuses de (10 ÷ 15) cm.
- Les murs extérieurs sont réalisés en briques creuses en double paroi de 30cm (15+5+10).

I.3-Règle de calcul :

On utilise pour le calcul de projet le règlement suivant:

- Règles Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48).
- Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).

- Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton armé suivant la Méthode des États Limites (BAEL91).

I.4- Caractéristiques de matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/version2003.

➤ **4-1. Béton :**

Le béton est un matériau qui est constitué par un mélange de ciment, de granulats et d'eau respectant des rapports bien définis.

La composition courante d' 1m³ de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment de CPJ 425.
- 400 kg de sable $\phi \leq 5$ mm
- 800 kg de gravillons 7/15 et 15/25.
- 175 L d'eau de gâchage.

4-1-1. Résistance du béton à la compression:

Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âge, d'après des essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Elle est notée f_{c28} .

Pour notre cas on prendra $f_{c28} = 25$ Mpa.

4-1-2. Résistance du béton à la traction:

La résistance du béton à la traction, pour un béton d'une contrainte de compression

Inférieure à 40 Mpa est défini par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

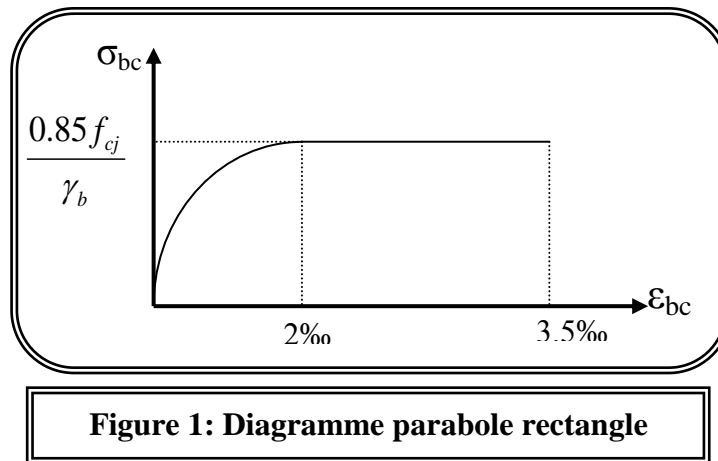
D'ou $f_{t28} = 2.1$ Mpa.

4-1-3. Contrainte limite:

a) Etat limite ultime :

- Contrainte ultime de béton :

Pour le calcul à l'E.L.U, on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant:



- $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$ avec :
 - $\gamma_b = 1.15$ Situation accidentelle
 - $\gamma_b = 1.5$ Situation courante
- b) Etat limite de service E.L.S

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est:

- $\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$
- Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$ $\bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$

➤ 4-2. L'acier:

4-2-1. Définition:

Le matériau acier est un alliage (Fer + Carbone en faible pourcentage), l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression.

Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Les aciers pour le béton armé sont ceux de :

Acier rond lisse RL:

Acier naturel feE24 caractérisée par:

- ❖ La limite élastique: 235 MPa.
- ❖ La contrainte de rupture: 410 à 490 MPa.
- ❖ L'allongement est de l'ordre: 1.175%.

Acier naturel feE22 caractérisée par:

- ❖ La limite élastique: 215MPa
- ❖ La contrainte de rupture: 380 à 490 MPa

- ❖ L'allongement est de l'ordre: 1.075%

Acier de haute adhérence HA:

Ce sont des aciers de type 1 de nuance feE40 caractérisée par:

- ❖ La limite élastique: 400MPa
- ❖ La contrainte de rupture: 480MPa
- ❖ L'allongement est de l'ordre: 1%

Treillis soudés : on trouve en rouleaux si ($\phi \leq 5\text{mm}$) ou en panneaux ; ils sont en mailles rectangulaires pouvant aller 75, 100, 125, 150, 200, 250,300

4-2-2. Caractère mécanique:

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est limite d'élasticité garantie désignée par $\langle f_e \rangle$

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est égale à : $E_s = 200000 \text{ Mpa}$

4-2-3. Déformations et contraintes de l'acier:

Notion d'état limite:

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est tristement satisfaite.

Au-delà du ce seuil une structure cesse de remplir les fonctions pour laquelle a été conçue.

Etat limite ultime (E.L.U): Qui correspond à la valeur maximale de la capacité portante, permis ceux-ci, on compte :

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

4-2-4. Etat limite d'ouverture des fissures:

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

Cas où la fissuration est peut nuisible :

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

Dans ce cas aucune limitation de la contrainte de traction de l'acier, ce dernier ayant été déterminé en état limite ultime d'où:

$$\sigma_{st} \leq f_e$$

Cas où la fissuration est préjudiciable:

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause est exposés en intempéries comprises ou à des condensations où peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

Dans ce cas il importe de respecter les normes suivantes :

-La contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \end{array} \right. \quad (\text{MPa}).$$

η : Coefficient de sécurité (coefficient de fissuration), dont la valeur est égale à 1 pour les ronds lissés y compris les treillis soudés est 1.6 pour les armatures à haute adhérence(HA)

f_{tj} : la résistance caractéristique a la traction du béton exprimée en Mpa.

η = coefficient de fissuration qui dépend de la moins bonne adhérence.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{ronds lisses} \\ \eta = 1.6 \quad \text{haute adhérence} \end{array} \right.$$

Cas où la fissuration est très préjudiciable:

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent une étanchéité dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à:

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2} f_e \\ 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \end{array} \right. \quad (\text{MPa}).$$

4-2-5. Diagramme déformation contrainte:

E.L.U : les contraintes de calcul σ_s des armatures longitudinales sont données en fonction des déformations ϵ_s de l'acier par le diagramme ci-dessous.

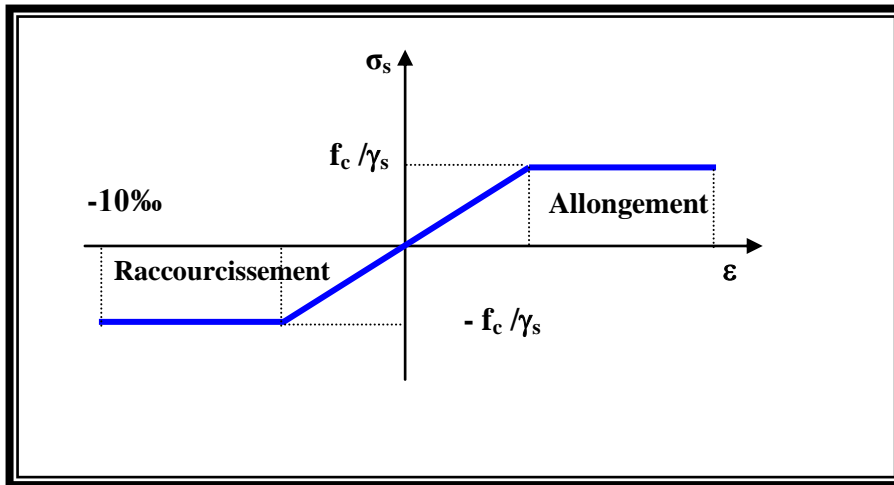


Fig 2: diagramme contrainte déformation d'acier

Le diagramme est valable pour tous les aciers quelque soit leur mode d'élaboration.

- À l'origine A : $\left(\frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}; \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$ une droite d'équation $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$
- Du point A au point B : une horizontale d'ordonnée $\frac{f_e}{\gamma_s}$

Les notations utilisées sont les suivantes

f_e = limite élastique de l'acier

γ_s = coefficient de sécurité de l'acier

$$\gamma_s = \left\{ \begin{array}{l} 1: \text{situation accidentales} \\ 1.15: \text{les autres cas} \end{array} \right\}$$

E_s = module d'élasticité de l'acier - L'allongement maximal de l'acier est limité à 10 %

$E_s = 2.105 \text{ MPa}$

- Le diagramme est symétrique par rapport à l'origine (comp).

E.L.S : afin de réduire l'ouverture des fissures, on est amené à limiter les contraintes de calcul des armatures pour les états limites de service lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

4-2-6. Actions et Sollicitations:

Les Actions :

Les actions sont les forces et dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.)

On distingue en ce moment :

- ❖ Les actions permanentes, notées G, dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps. Elle varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite
- ❖ Les actions variables, notées Q, dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ;
- ❖ Les actions accidentelles, notées F_A, provenant de phénomènes rares, tels que séisme ou chocs.

Les sollicitations :

Les sollicitations sont les moments de flexion, les moments de torsion, efforts normaux et efforts tranchants- résultat des actions

Principes et Justifications :

Les justifications font intervenir :

- Les valeurs représentatives, prises égales en général, à leurs valeurs nominales
- Les combinaisons d'actions, qui sont spécifiques aux états limites considérés

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes résistance (art A.3.B.A.E.L91) :

Les sollicitations à considérer résultent des combinaisons d'action. Dont on retient les plus défavorables :

- ❖ **Combinaison fondamentale** : lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + \alpha_{Q1} \cdot Q_1 + \sum_{i=2}^n 1,3 \Psi_{0i} \cdot Q_i$$

$\alpha_{Q1} = 1,5$ dans le cas général

$\alpha_{Q1} = 1,35$ dans les cas particuliers (température ... et)

- ❖ **Combinaisons accidentelle** : Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques

Les combinaisons à considérer sont les suivantes :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} \cdot Q_1 + \sum_{i=2}^n \Psi_{21} \cdot Q_i$$

F_A = valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{11} \cdot Q_1$ = valeur fréquente d'une action variable.

$\sum_{i=2}^n \Psi_{21} \cdot Q_i$ = valeur quasi permanente d'une autre action variable

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service (art A.3.3,3) :

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après. Dites combinaisons rares.

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum_{i=2}^n \Psi_{0i} \cdot Q_i$$

G_{max} = l'ensemble des actions permanentes défavorables

G_{min} = l'ensemble des actions permanentes favorables

Q₁ = une action variable dite de base

Q_i = une action variable d'accompagnement ($i > 1$)

Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2 : Coefficient définis dans le (B.A.E .L91 article A 3,31).

Vérification de l'équilibre statique (art A.3.3,4-B.A.E.L91) :

On doit vérifier l'équilibre statique de tout ou partie des structures, pour chaque phase de montage et pour la structure complète.

Vérifications de la stabilité de forme (art A.3.3, 5-B.A.E.L91) :

Les sollicitations de calcul a considérer et la nature des justification a présenter sont Précisées a j'article A.4.4 du règlement B.A.E.L91.

CHAPITRE II

Pré-dimensionnement
& descente des charges

II.1. Pré dimensionnement

II.1.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements **RPA99/version 2003** et **BAEL91**

II.1.2. Planchers à Corps Creux :

Plancher à corps creux : cette solution très communément employée dans les bâtiments d'habitation, elle consiste à utiliser des hourdis creux aux corps creux.

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le BAEL 91 (art B.6.8, 423).

➤ Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424).

-le rapport h/L est au moins égale $1/22,5$.

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles ($L= 360$ cm).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5} = 16 \text{ cm.}$$

On choisit un plancher à corps creux de type (16+4)

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 16 \text{ cm} \longrightarrow \text{corps creux} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \longrightarrow \text{ dalle de compression} \\ h_t = 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{la hauteur totale du plancher} \end{array} \right.$$

➤ Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

-Soit $b_0 = 10$ cm.

-le corps creux choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de Longueur 55 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} ; \frac{L}{10} \right\}$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27,5 \text{ cm} ; \frac{360}{10} = 36 \text{ cm} \right\}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27,5$ cm.

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 27,5 + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm.}$$

Soit $b = 65$ cm.

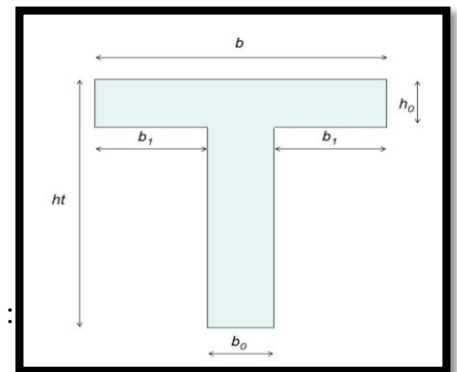


Fig .II. 1 .Schéma de poutrelle.

• **Tableau récapitulatifs :**

$h_t(\text{cm})$	$h_0(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$b_1(\text{cm})$	$b_0(\text{cm})$
20	4	65	27.5	10

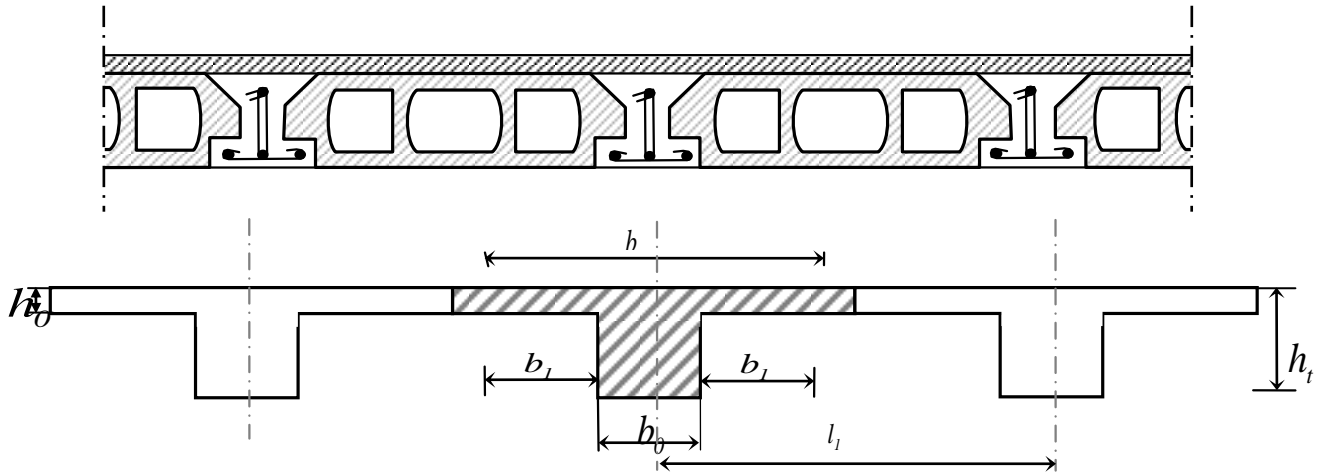


Fig.II.2 . Schéma de la dalle corps creux.

II.1.3.Les poutres principales :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction, conçue pour résister à la flexion.

➤ **Condition de la portée :**

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

L_{\max} : la plus grand portée = 380 cm

$$h = (25,33 \div 38) \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$.

$$b = (0,3; 0,4) \quad h = (12; 16).$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$.

➤ **Condition de RPA 99(article 7.5.1) :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

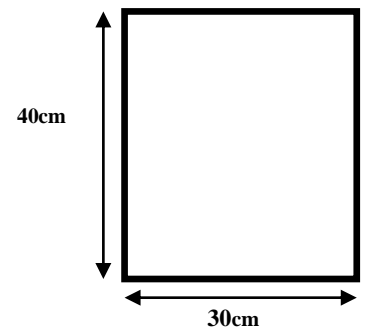
—————> **condition vérifier.**

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

—————> **condition vérifier.**

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1,33 < 4,0$$

—————> **condition vérifier.**



Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre principale égale à $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.1.4. Les poutres secondaires :

➤ **Condition de portée :**

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

L_{\max} : la plus grand portée = 360 cm

$$h = (1/15; 1/10) 360$$

$$h = (24; 36) \text{ cm.} \quad \text{On prend: } h = 35 \text{ cm}$$

$$b = (1/15 ; 1/10) h$$

$$b = (0,30 ; 0,60) 35$$

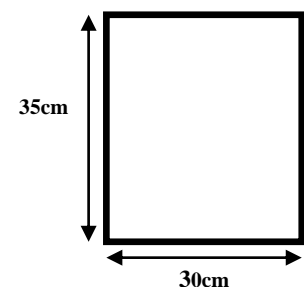
$$b = (10,5; 21) \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

➤ **Condition de RPA : (article 7.5.1)**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 35/30 = 1,17 < 4,0 \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$



Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une poutre transversale de section (30×35) cm².

II.1.5. Les poteaux

Selon les règles (RPA99/v.2003) art (7.4.1) dans la zone III

$$\text{❖ } \text{Min}(b_i; h_i) \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} .$$

$$\text{Min}(b_i; h_i) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{306}{20} = 15,3 \leq 40 .$$

$$\text{❖ } \frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \Rightarrow 0,25 < 0,9 < 4 .$$

On adopte une section rectangulaire de (45x50)cm².

Remarque: La section sera adoptée après avoir la descente de charge sur les poteaux par niveau .

II.1.6. Les voiles : RPA99/version2003 (article 7.7.1)

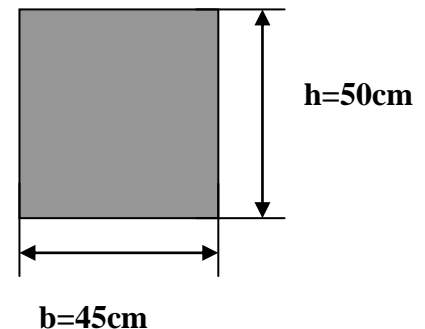
Sont considérés comme des voiles les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$:

L : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de



La hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

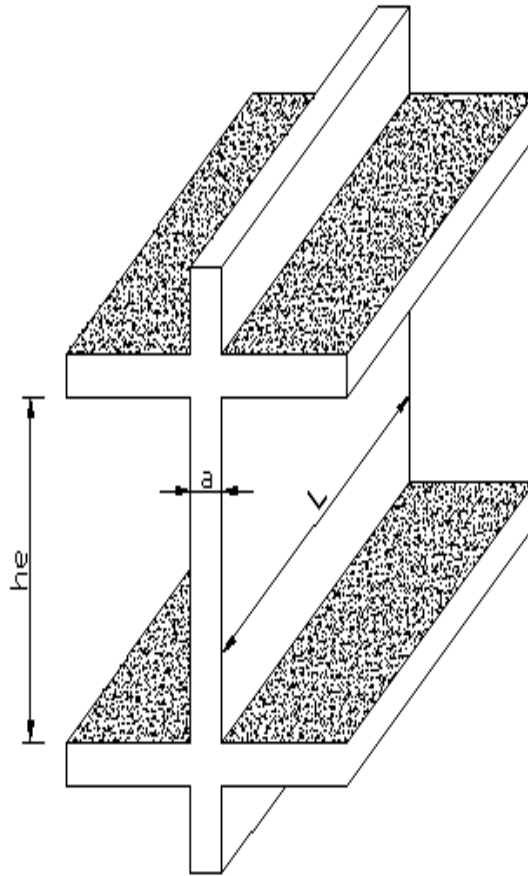


Fig.II.3 . Coupe de voile en élévation.

Pour le dimensionnement des voiles on applique la règle préconisée par les RPA99 version 2003 (article 7.7.1)

- étage courant +RDC ($h_e=3.06$ m)

$$e \geq \left(\frac{h_e}{20} \right) = \frac{3.06}{20} = 15.3 \text{ cm}$$

On prend $e=20$ cm

II.1.7. L'escalier :

- **La marche et la contre marche :**

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

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : hauteur de la contre marche

g: largeur de marche.

➤ **On prend:**

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

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

$$\text{Formule de BLONDEL : } 59 \leq g+2h \leq 66$$

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \quad (\text{c.v})$$

• **Nombre de contre marche:**

$$n = \frac{H}{h}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

$$n = \frac{306}{17} = 18$$

Pour deux volées n = 18

Pour une volée n = 9

• **Longueur de la volée:**

$$L = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

• **Inclinaison de la pailasse:**

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.5$$

H: hauteur d'étage = 3.06 m

L: Longueur de la volée = 2.40 m

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.5} = 2.85 \text{ m}$$

• **Épaisseur de la pailasse :**

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

On à $l = 360 \text{ cm}$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$\frac{360}{30} \leq e \leq \frac{360}{20} \rightarrow 12 \leq e \leq 18 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

• **Longueur du palier de repos:** $3,6 - 2,4 = 1,2 \text{ m}$

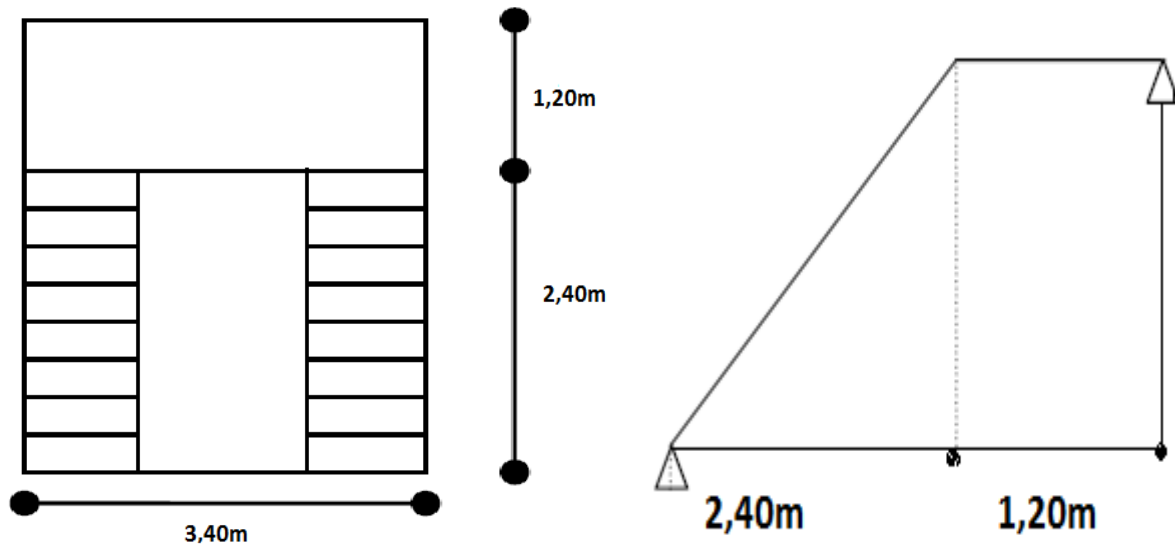


Fig.II.4 . Schéma statique de l'escalier.

II.2.LA DESCENTE DES CHARGES

II.2.1. Principe :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes (le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades Etc) et les charges d'exploitations.

Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

II.2.2.Détermination des charges appliquées :

II.2.2.1.Plancher terrasse non inaccessible :

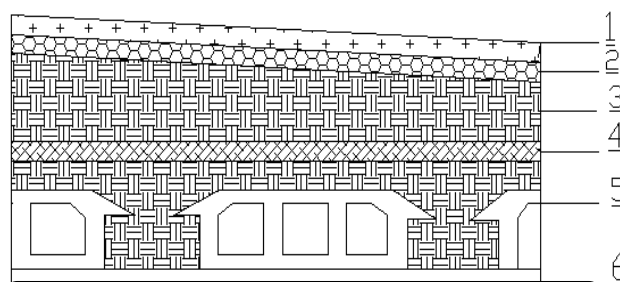


Fig .II.5 . Plancher terrasse.

Surcharge d'exploitation : (DTR .BC2-2)

$$Q_t = 100 \text{ Kg/m}^2 = 100 \times 1 \text{ m}^3 = 100 \text{ Kg/ml}$$

II.2.2.2. Plancher étage courant :

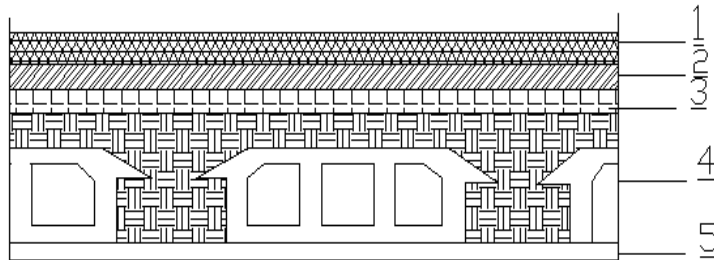


Fig.II.6 . Plancher étage courant.

N°	Désignations	e (m)	γ (Kg/m ³)	Charges (Kg/m ²)
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Dalle en corps creux	0.16+0.04	-	280
5	enduit de plâtre	0.02	1000	20
6	Cloisons	-	-	100
Total :				520 Kg/m²

$$G = 520 \text{ Kg/m}^2$$

N°	désignation	e (m)	γ (Kg/m ³)	poids (Kg/m ²)
01	gravier	0.05	2000	100
02	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
03	Forme de pente	0.1	2000	200
04	Isolation thermique	0.04	400	16
05	Dalle en corps creux	16+4	-	280
06	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Total :				628kg /m²

Surcharge d'exploitation : DTR .BC2-2

$$Q = 150 \text{ Kg/m}^2$$

II.2.3.Mur extérieurs en maçonnerie :

N°	Désignations	e (cm)	Charges (Kg/m ²)
1	Enduit	2	40
2	Briques creuses	10	90
3	Briques creuses	15	130
	Total		260(kg/m²)

Charge permanente :

$$G = 260 \text{ kg/m}^2$$

II.2.4.Les balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :
 $L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow$ on a : $L = 1,10\text{m} \Rightarrow$

Avec des considérations pratiques (expérie $7,33 \leq e \leq 12,5$ 'épaisseur ainsi obtenue n'est pas suffisante, alors on doit majorer à $e = 16 \text{ cm}$.

Balcon accessible:

N°	Designations	e (m)	γ (kg/m ³)	Charges (kg/m ²)
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Dalle pleine	0.16	2500	400
4	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
	TOTAL			504 (kg/m²)

Charge

permanente G =504 Kg/m².

Charge d'exploitation Q =350 Kg/m²

II.2.5.L'acrotère :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume, sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors des opération d'entretien de la terrasse.

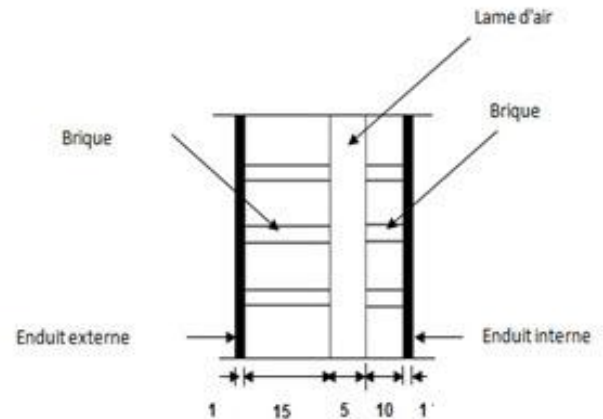


Fig.II.7. Schéma de mur.

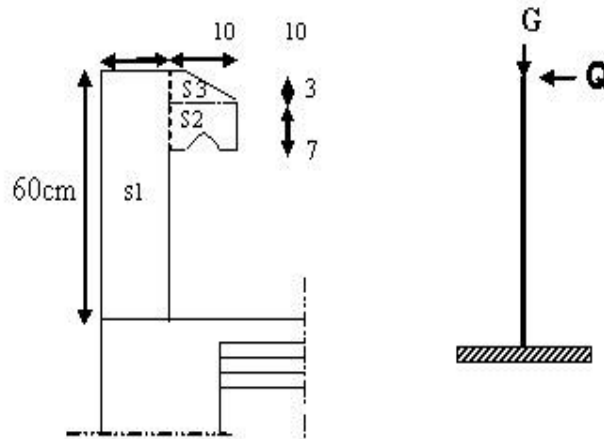


Fig.II.8. Schéma statique de l'acrotère.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur

Surface:

$$S_1 + S_2 + S_3 = (0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5)$$

$$S_T = 0.0685 \text{ m}^2$$

Charge:

G1 : Poids de l'acrotère par mètre.

G2 : Poids de mortier de crépissage par mètre

$$G1 = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN/ml}$$

$$G2 = 0.1 \times (0.01 \times 0.6) \times 2000 = 12 \text{ daN/ml}$$

$$G_T = G1 + G2 = 12 + 171.25 = 183.25 \text{ daN/ml}$$

Surcharge:

D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$$Q \times 1 \text{ m} = 1000 \text{ N}$$

Charges et surcharges

	Charge permanentes	Surcharges
Plancher – terrasse	628 kg/m ²	100 kg/m ²
Plancher d'Etage courant	520 kg/m ²	150 kg/m ²
Murs extérieurs	260 kg/m ²	-
Acrotère	171.25 kg/ml	100 kg/m ²
Balcon	504 kg/m ²	350 kg/m ²

II.2.6.Loi de dégression

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- ✓ Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- ✓ Pour le dernier étage : Q
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

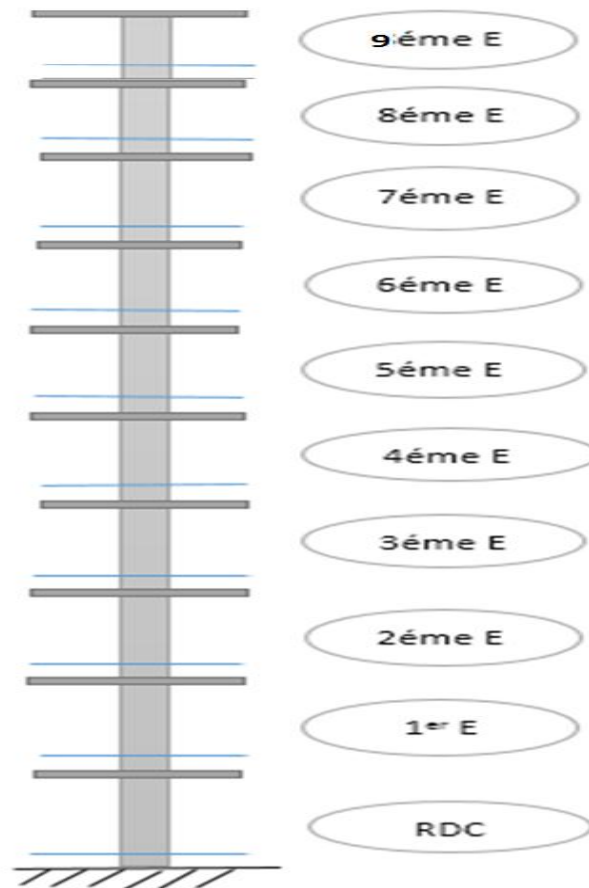
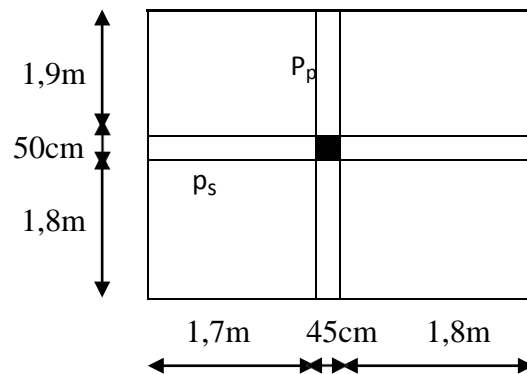


Fig.II.9 .Descente des charges.

II.2.7. Descente des charges sur le poteau intermédiaire (C2)**Fig.II.10. La surface afférente par poteau intermédiaire.****Surface afférentes :**

$$S_G = (1,7 + 1,8) \times (1,8 + 1,9) = 12,95m^2$$

$$S_{Q,T} = ((1,7 + 1,8) + 0,3) \times ((1,8 + 1,9) + 0,3) = 15,2m^2$$

$$S_{Q,ETAGE} = 15,2 - (0,50 \times 0,45) = 14,975m^2$$

Niveaux	Eléments		G(KN)	Q(KN)
1_1	Surface			
	plancher terrasse :	12,95	628	1520
	poutre p :	(0,30*0,40*3,7)	2500	
	poutre s :	(0,30*0,35*3,5)	2500	
	poteaux :	(0,50*0,45*3,06)	2500	
	surcharge : (*1)	15,2	100	
	Total		11883	
2_2	Venant 1-1		11883	1520
	Plancher étage :	12,95	520	2246,25
	poutre p:	(0,30*0,40*3,7)	2500	
	poutre s :	(0,30*0,35*3,5)	2500	
	poteaux :	(0,50*0,45*3,06)	2500	
	surcharge : (*1)	14,975	150	
	Total		22367	
3_3	Venant 2-2		22367	3766,25
	Plancher étage :	12,95	520	2021,625
	poutre p:	(0,30*0,40*3,7)	2500	
	poutre s :	(0,30*0,35*3,5)	2500	

	poteaux :	(0,50*0,45*3,06)	2500	1721,25	
	surcharge : (*0,9)	14,975	150		
	Total			32851	5787,875
4_4	Venant 3-3			32851	5787,875
	Plancher étage :	12,95	520	6734	1797
	poutre p :	(0,30*0,40*3,7)	2500	1110	
	poutre s :	(0,30*0,35*3,5)	2500	918,75	
	poteaux :	(0,50*0,45*3,06)	2500	1721,25	
	surcharge : (*0,8)	14,975	150		
	Total			43335	7584,875
5_5	Venant 4-4			43335	7584,875
	Plancher étage :	12,95	520	6734	1572,375
	poutre p :	(0,30*0,40*3,7)	2500	1110	
	poutre s :	(0,30*0,35*3,5)	2500	918,75	
	poteaux :	(0,50*0,45*3,06)	2500	1721,25	
	surcharge : (*0,7)	14,975	150		
	Total			53819	9157,25
6_6	Venant 5-5			53819	9157,25
	Plancher étage :	12,95	520	6734	1347,75
	poutre p :	(0,30*0,40*3,7)	2500	1110	
	poutre s :	(0,30*0,35*3,5)	2500	918,75	
	poteaux :	(0,50*0,45*3,06)	2500	1721,25	
	surcharge : (*0,6)	14,975	150		
	Total			64303	10505
7-7	Venant 6-6			64303	10505
	Plancher étage :	12,95	520	6734	1123,125
	poutre p :	(0,30*0,40*3,7)	2500	1110	
	poutre s :	(0,30*0,35*3,5)	2500	918,75	
	poteaux :	(0,50*0,45*3,06)	2500	1721,25	
	surcharge : (*0,5)	14,975	150		
	Total			74787	11628,125
8-8	Venant 7-7			74787	11628,125
	Plancher étage :	12,95	520	6734	1123,125
	poutre p :	(0,30*0,40*3,7)	2500	1110	
	poutre s :	(0,30*0,35*3,5)	2500	918,75	
	poteaux :	(0,50*0,45*3,06)	2500	1721,25	
	surcharge : (*0,5)	14,975	500		
	Total			85271	12751,25
9-9	Venant 7-7			85271	12751,25
	Plancher étage :	12,95	520	6734	1123,125
	poutre p :	(0,30*0,40*3,7)	2500	1110	
	poutre s :	(0,30*0,35*3,5)	2500	918,75	

	poteaux :	(0,50*0,45*3,06)	2500	1721,25	
	surcharge : (*0,5)		14,975	500	
	Total			95755	13874,375
10-10	Venant 7-7			95755	13874,375
	Plancher étage :	12,95	520	6734	1123,125
	poutre p :	(0,30*0,40*3,7)	2500	1110	
	poutre s :	(0,30*0,35*3,5)	2500	918,75	
	poteaux :	(0,50*0,45*3,06)	2500	1721,25	
	surcharge : (*0,5)		14,975	500	
	Total			106239	

II.2.8.Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4.1)

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$- N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$- N_u = 1.35 \cdot 106239 + 1.5 \cdot 14997,5 = 1659,189 \text{ KN}$$

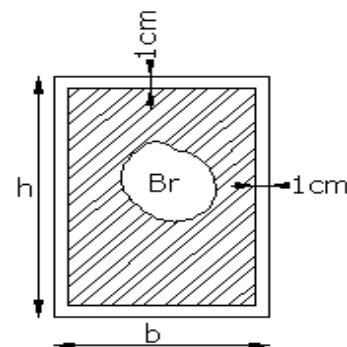
$$- N_{ser} = G + Q$$

$$- N_{ser} = 106239 + 14997,5 = 1212,365 \text{ KN}$$

- α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ , qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50;$$

$$\alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$



$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

$$L_f = 0.7L_0$$

$$b=h \rightarrow \lambda_x = \lambda_y$$

❖ Poteau (45×50) :

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.06}{0.50} = 14,84$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.06}{0,45} = 16,49$$

$$\lambda = 16,49 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0,814 \pi 50$$

Pas de risque de flambement.

- B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmérique.

$$B_r = (h-2) * (b-2) = (50-2) * (45-2) = 2064 \text{ cm}^2.$$

$$-\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15 \quad .$$

$$-F_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

-A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\% B)$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2bh}{100} = \frac{0,2 \times 500 \times 450}{100} = 450 \text{ mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(500+450)}{100} = 76 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,9 \% B \quad (\text{zone III})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0,9}{100} B = \frac{0,9}{100} (500 \times 450) = 2025 \text{ mm}^2$$

❖ Tableau Récapitulatif :

Niveau	N_u (N)	A_{\min}^{BAEL} (mm^2)	A_{\min}^{RPA} (mm^2)	A (mm^2)	B_r (mm^2)	\bar{N} (N)	condition
RDC+9	1659,189	450	2025	2025	206400	3684 ,628019	vérifiée

Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages (50*45)

❖ Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1 p 50) :

- zone III : $\min(b, h) \geq 30\text{cm}$
- $\min(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $45 > 306/20 \rightarrow$ **vérifiée**

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où:

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$\nu = \frac{N_d}{0,50 \times 0,45 \times f_{c28}} \Rightarrow \nu = \frac{1,212365}{0,50 \times 0,45 \times 25} \equiv 0,215$$

$$\nu = 0,215 \leq 0,30 \dots \dots \dots \text{conditn.verifier}$$

CHAPITRE III

LES ELEMENTS

SECONDAIRE

III.1.INTRODUCTION:

Dans ce calcul on veut assurer la stabilité et la résistance des éléments secondaires de notre ouvrage (acrotère, balcon, escalier, plancher) vis-à-vis aux effets des 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.

C'est à partir de la contribution de chaque élément dans la résistance aux actions sismiques ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage qu'on puisse classer les différents éléments structuraux (principaux ou secondaires).

III.2. L'ACROTÈRE

III.2.1.Mode de réalisation :

L'acrotère se comporte comme une console encadrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

1. L'effet normal dû à son poids propre G.
2. La surcharge horizontale due à la main courante Q

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=60\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

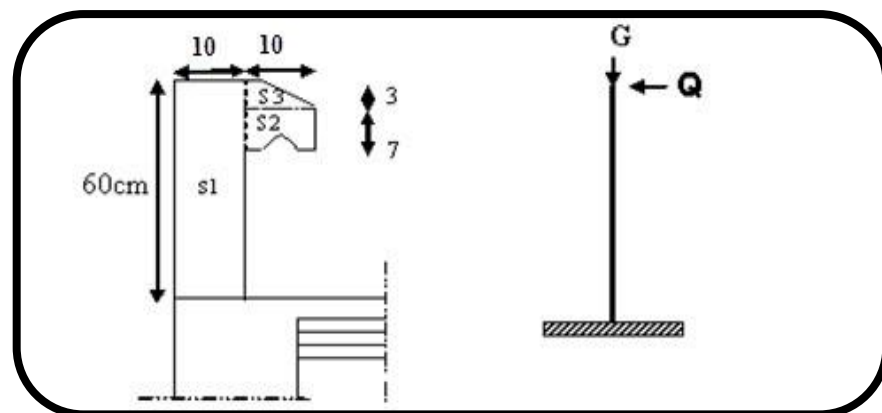


Fig.III.1: Schéma statique de l'acrotère.

Surface: $S_1 + S_2 + S_3 = (0,1.0,6+0,07.0,1+0,1.0,03.0,5)$

$$S_T = 0.0685 \text{ m}^2$$

G_1 : Poids de l'acrotère par mètre.

G_2 : Poids de mortier de crépissage par mètre.

$$G_1 = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN/ml}$$

$$G_2 = 0.1 \times (0.01 \times 0.6) \times 2000 = 12 \text{ daN/ml}$$

$$G = G_1 + G_2 = 12 + 171.25 = 183.25 \text{ daN/ml}$$

-Surcharge: D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$$Q \times 1\text{m} = 1000 \text{ N}$$

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3).

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et des équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

Groupe d'usage 2, zone (III) donc :

A = 0,25 selon le tableau 4.1 (RPA 99/2003)

$C_p = 0,80$ élément en console tableau 6.1 (RPA 99/2003) donc :

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,80 \times 1832,5 \Rightarrow F_p = 1466 \text{ N/ml.}$$

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = F_p = 1466 \text{ N/ml.}$$

$$G = 183,25 \text{ da N/ml} \quad Q = 100 \text{ da N/ml.}$$

$$M_Q = 1000 \times 0,6 = 600 \text{ N.m}$$

D'une force tranchante $T = Q = 1000 \text{ N}$.

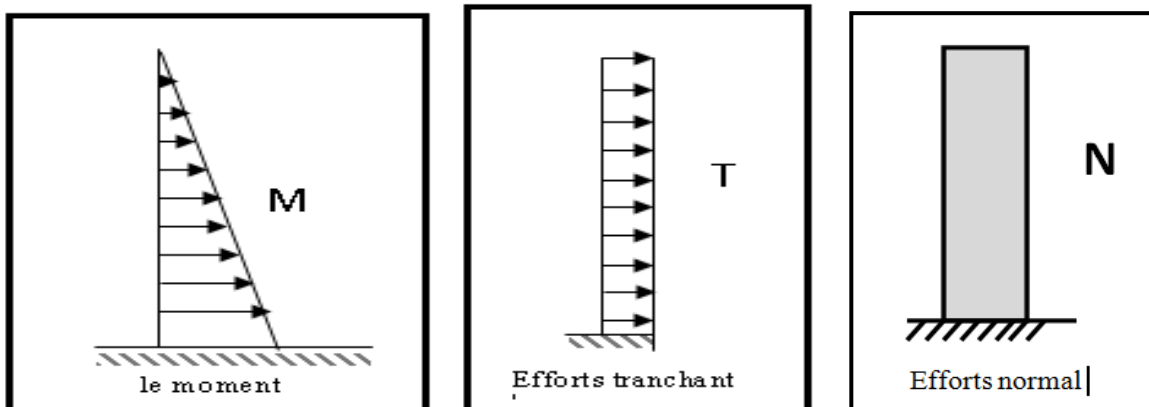


fig.III.2 : schéma statique de M ,N,T

III.2.2. Sollicitation:

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M_Q = q \times h = 1000 \times 0,6 = 600 \text{ N.m}$$

$$N_G = G = 1832,5 \text{ N.}$$

$$T = q = 1000 \text{ N.}$$

Combinaison d'action :• **E.L.U :**

$$N_u = 1 \times N_G = 1832,5 \text{ N/ml ;}$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

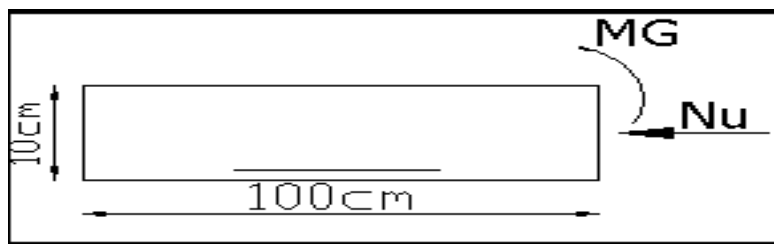
$$M_u = 1.5 M_Q = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml}$$

• **E.L.S :**

$$N_{\text{ser}} = N_G = 1832,5 \text{ N/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = M_Q = 600 \text{ N.ml}$$

III.2.3.Calcul de ferrailage :

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries .

• **Armatures longitudinales :**• **E.L.U :****Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1832,5} = 0,49 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0,49 \text{ m} > h/2 = 0,05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1832,5 \left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right) = 936,65 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{936,65}{14,2 \times 100 \times (7)^2} = 0,01346 < \mu \ell = 0,392 \quad \Rightarrow \sigma_b = \frac{0,85}{\gamma b} \times f_{c28}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0,017$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,993$$

$$A_1^u = \frac{M}{\sigma_s \beta d}$$

$$A_1^u = \frac{936,65}{348 \times 0,993 \times 7} = 0,387 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

N : est un effort de compression $\Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$, $A' = A'_1 = 0$

$$A = 0,387 - \frac{1832,5}{100 \times 348} = 0,334 \text{ cm}^2$$

$M_1(\text{N.m})$	μ	α	β	$A_1^u (\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$
936,65	0,01346	0,017	0,993	0,387	0,334

III.2.4.Vérification :

- **E.L.U :**
- **Condition De Non Fragilité :**

$$A^{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_G - 0,455 \times d}{e_G - 0,185 \times d} \right]$$

$$A^{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \times \left[\frac{49 - 0,455 \times 7}{49 - 0,185 \times 7} \right] = 0,812 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0,812 \text{ cm}^2$$

- **E.L.S :**

La contrainte de traction d'armature : BAEL91 A.4.5,33)

Fissurations Préjudiciables : $\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$

η : coeff.de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(266,66; 201,63)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1832,5} = 0,327 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

Calcul de la section a la flexion simple:

$$M_1 = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 600 + 1832,5 \left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right) = 636,65 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{636,65}{15 \times 100 \times (7)^2} = 0,00866 < \mu_l = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0,0109$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,996$$

$$A_1'' = \frac{636,65}{201,63 \times 0,996 \times 7} = 0,453 \text{ cm}^2$$

Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)

$$A^{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal d'armature longitudinale :BAEL(B.5.3.1)

$$A_L \geq 0,0025 b \cdot h = 0,0025 \cdot 100 \cdot 10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^{cal} ; A^{\min} ; A_L) \Rightarrow A = A_L = 2,5 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_L = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2,51 \text{ cm}^2$.

III.2.5.Vérification de l'effort tranchant : BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots \text{Ou : } b_0 = b$$

$$v_u = F \times 1,5 = 1466 \times 1,5 = 2199 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{2199}{1000 \times 70} = 0,0314 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,0314 \leq \bar{\tau}_u = 2,50\text{Mpa} \dots \dots \dots (\text{condition verifier})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

a. Armatures de répartition : BAEL(A.8.2.41)

$$A_r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2}\right) \cdot A^1 = (0,625 \div 1,25)$$

On adopte ; $A_r = 3\phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2$

b. Espacement des armatures : BAEL(B.5.3.3)

$$S_L \leq \min(3 \cdot h ; 33 \text{ cm}) = \min(30 ; 33) \text{ cm.}$$

$$A_1 = 5\phi 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3\phi 6 \rightarrow S_t = \frac{54}{2} = 27 \text{ cm}$$

III.2.6. présentation du ferrailage :

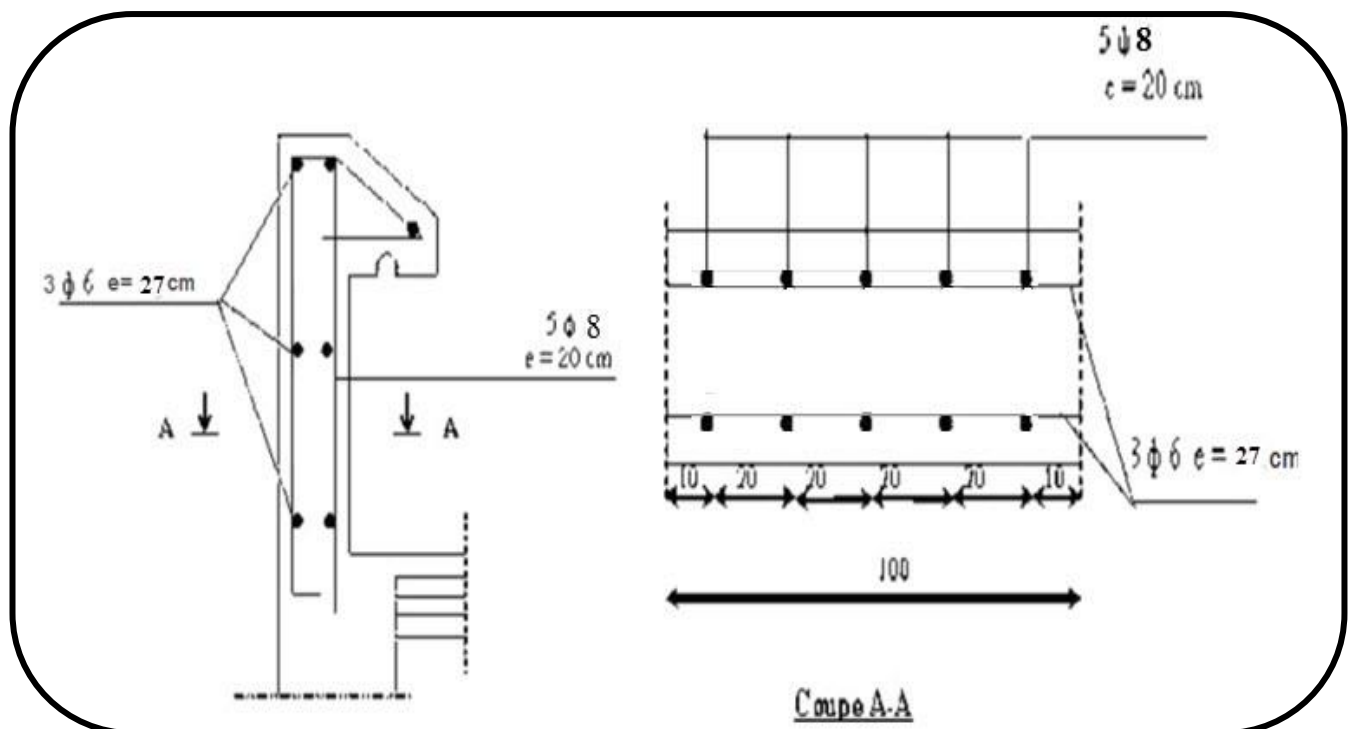


Fig.III.3: schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3.LES BALCONS

III.3.1. Étage courant type (1) :

Charge permanente: On a : $G=5040 \text{ N/m}^2$

Surcharge d'exploitation: $Q = 3500 \text{ N/m}^2$.

III.3.2. Calcul des sollicitations

La hauteur du mur : $h = 120 \text{ cm}$.

On prend une bande de 1 m .

$$P=2600 \times 2,90=7540 \text{ N/m}$$

$$M_u = ((1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L^2) / 2 + (1,35 \cdot p \cdot L)$$

$$= (1,35 \times 5040 + 1,5 \times 3500) \times \frac{1,10^2}{2} + 1,35 \times 7540 \times 1,10$$

$$\rightarrow M_u = 18489,6 \text{ N.m.}$$

$$T_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L + 1,35 \times p$$

$$= ((1,35 \times 5040 + 1,5 \times 3500) \times 1,10) + 1,35 \times 7540$$

$$\rightarrow T_u = 23438,4 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{ser}} = (G+Q) \times L^2 / 2 + p \times L$$

$$= (5040+3500) \times \frac{1,10^2}{2} + 7540 \times 1,10$$

$$\rightarrow M_{\text{ser}} = 13460,7 \text{ N.m}$$

III.3.3. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons .

-fissuration peu nuisible

On prend : $C = 2 \text{ cm}$; $d = h - C = 16 - 2 = 14 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{18489,6}{14,2 \times 100 \times (14)^2} = 0,066 < \mu \ell = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0,085$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,966$$

$$\mu = 0,066 \rightarrow \alpha = 0,085 \rightarrow \beta = 0,966$$

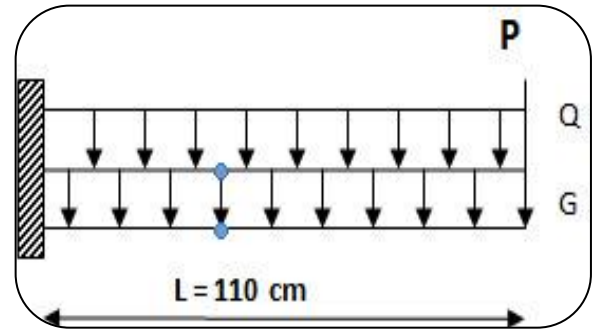


Fig.III.4.Schéma statique des charges de balcon.

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{18489,6}{348 \times 0,966 \times 14} = 3,93 \text{ cm}^2$$

III.3.3.1. Vérification :

- **Vérification à l'E.L.U :**

-Condition de non fragilité : BAEL 91(ART-A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

-Pourcentage minimal : BAEL91 (ART-B.5.3,1)

$$A_L \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \cdot 100 \cdot 16 = 1,6 \text{ cm}^2$$

-Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1)

$$T_u = 23438,4 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{23438,4}{1000 \times 140} = 0,167 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_\mu = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_\mu = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,167 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification à l'E.L.S :**

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq (\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100)$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{18489,6}{13460,7} = 1,37$$

$$\alpha \leq (1,37 - 1) / 2 + (25 / 100) = 0,436 \rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

-Comme la condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b .

-Comme la fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de σ_s .

-Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à E.L.S.

Donc :

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_L) = \max (3,93 ; 1,69 ; 1,6) \text{ cm}^2$$

$$A = 3,93 \text{ cm}^2$$

Soit: $A = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

-Armature de réparation :

$$A_r = A_{ad}/4 = 4,52/4 = 1,13 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_r = 4T8=2,01\text{cm}^2$

-Espacement des armatures :

A) armature longitudinal

$$S_L \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (48 ; 33) \text{ cm}.$$

$$S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

soit : $S_L = 25 \text{ cm}$

B) armature de répartition

$$S_r \leq \min (4.h; 45 \text{ cm}) = \min (64\text{cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$

$$S_r = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm}$$

Soit : $S_r = 34 \text{ cm}$.

III.3.4. Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1)

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{110} = 0,16 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad (\text{c. v})$$

$$* \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.20}{F_e} \rightarrow 0,00347 < \frac{4.20}{400} = 0,011 \quad (\text{c. v})$$

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{16}{110} = 0,145 \geq 0,1 \quad (M_t = M_0) \quad (\text{c. v})$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

III.3.5. Ferrailage des balcons :

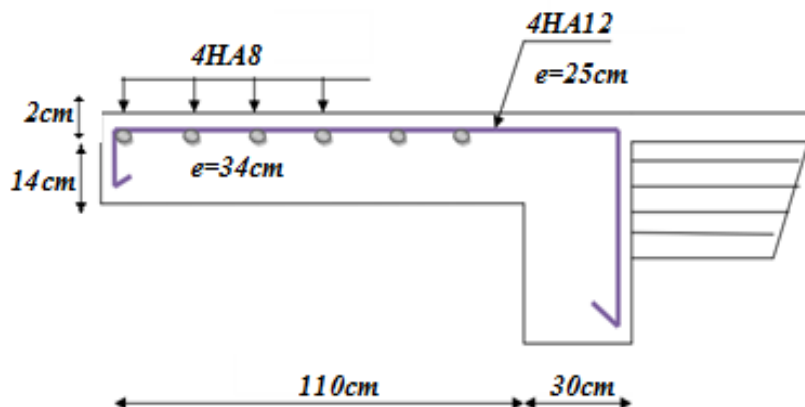


Fig.III.5: Plan de ferrailage du balcon

III.4. L'ESCALIER

III.4.1.Introduction:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

III.4.2.Définition les éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

III.4.3.Evaluation des charges :

- ◆ Charges permanentes : DTR(B.C2.2)

• **Charges et surcharges des escaliers :**

A. Palier:

	γ (kg/m^3)	e (m)	Charges (kg/m^2)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,05	100
Poids propre de palier	2500	0,15	375
Enduit ciment	2000	0,02	40

G =	559	(kg/m^2)
Q =	250	(kg/m^2)

B. Paillasse:

	γ (kg/m^3)	e (m)	Charges(kg/m^2)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Poids des marches	1100	0,17	187
Paillasse	2500	0,15/ cos α	445
Enduit ciment	2000	0,02	40

G =	756	(kg/m^2)
Q =	250	(kg/m^2)

- ◆ Surcharge d'exploitation : $q = Q \times 1m = 2500 \times 1 = 2500$ N/ml

➤ **Combinaisons d'action :**

- E.L.U : $P_u = 1,35G + 1,5Q$
- ELS : $P_{ser} = G + Q$

	Palier (N/ml)	Paillasse (N/ml)
ELU	11296,5	13956
ELS	8090	10060

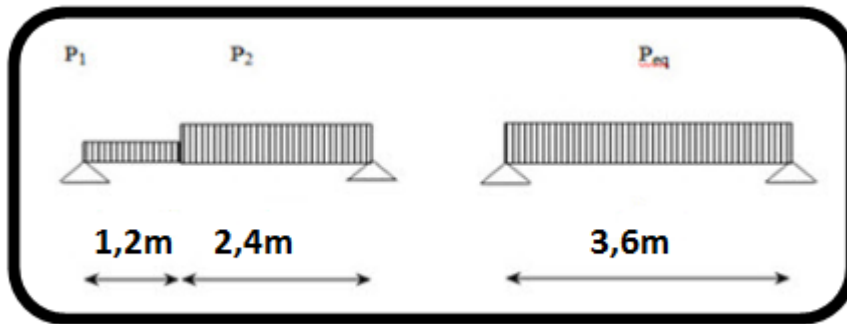


Fig.III.6 : schéma des charges équivalent

➤ **La charge équivalente :**

La charge équivalente : $P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$

- Le moment isostatique $M_o = P_{eq} \frac{L^2}{8}$

- Moment en appuis : $M_a = 0,3 \cdot M_o$

- Moment en travée : $M_t = 0,85 \cdot M_o$

- L'effort tranchant : $T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$

➤ **tableau récapitulatif :**

	P_{eq} (N/ml)	M_o (N.m)	$M_a = 0,3 M_o$	$M_t = 0,85 M_o$	T_u (N)
ELU	13069,5	21172,59	6351,78	17996,70	23525,1
ELS	9403,33	15233,4	4570,02	12948,39	16925,994

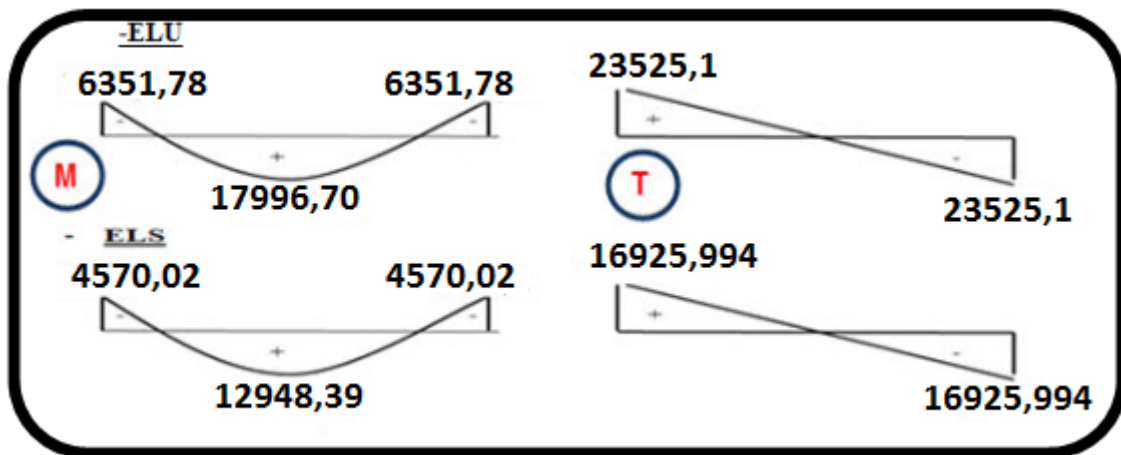


Fig.III.7: schéma des moments et l'effort tranchant de l'escalier

III.4.4.Calcul de ferrailage :

III.4.4.1.Armatures longitudinales:

- E.L.U :

$f_c = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$

$\mu_l = 0.392$, $\mu < \mu_l \Rightarrow \lambda = 0$; avec : $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$

L'enrobage : $c = 2 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$, $d = 13 \text{ cm}$, $b = 1.0 \text{ m}$

$\beta = (1 - 0,4 \alpha)$, $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$, $A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

	M_u (N.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)
Travée	17996,70	0,0750	0,097	0,961	4,14
Appuis	6351,78	0,0265	0,0336	0,986	1,42

- E.L.S :

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	17996,70	12948,39	1,39	25	0,446	Vérifier
Sur appuis	6351,78	4570,02	1,39	25	0,446	Vérifier

condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1)

➤ Section minimal d'armatures :

$$- A^1_{min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$- A^1_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$- A^2_{min} \geq 0,001.b.h$$

$$- A^2_{min} \geq 0,001.100.15 = 1.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc : } A = \max (A_u ; A_{min})$$

	A_u (cm ²)	A^1_{min} (cm ²)	A^2_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Appuis	1,42	1,569	1,5	1,569	2,26=2T12
Travée	4,14	1,569	1,5	4,14	6,79=6T12

III.4.4.2.les armatures de répartitions :

$$A_t = A_1 / 4$$

Elément	A_1 (cm ²)	A_t (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	6,79	1,70	2,26 cm ² = 2T12
Appuis	2,26	0,57	1,13 cm ² = 1T12

III.4.5.Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 4.2)

a- Armatures longitudinale :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 15; 33 \text{ cm}) = \min (45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$- \text{Appuis: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$- \text{Travée: } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

b-Armatures répartition :

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 15; 33 \text{ cm}) = \min (60 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

- Appuis: $S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$

- Travée: $S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$

III.4.6.vérification de l'effort tranchant :

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{23525,1}{1000 \times 130} = 0,181 = 0,181 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \longrightarrow \text{(BAEL91 art A.5.1,211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,181 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(condition vérifier)}$$

III.4.7.Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0} \Rightarrow \frac{15}{360} \geq \frac{17996,70}{10 \cdot 21172,59} = 0,0417 < 0,0850 \dots \dots \dots \text{(condition non vérifier)}$$

$$2/ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,00}{Fe} \Rightarrow \frac{6,79}{100 \cdot 13} = 0,00522 < \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots \dots \dots \text{(condition vérifier)}$$

$$3/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{360} = 0,0417 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{(condition non vérifier)}$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m (BAEL 91(art B.6.5, 3).

III.4.8.Evaluation des charges : BAEL 91 (art B.6.5,2)

- Position du l'axe neutre :

$$\frac{(b \times y^2)}{2} - 15A(d - y) \longrightarrow \frac{(100 \times y^2)}{2} - 15 \times 6,79(13 - y)$$

$$= 50y^2 + 101,85 y - 1324,05 = 0$$

La racine positive donne $y = 4,22 \text{ cm}$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{(b \cdot y^3)}{12} + 15A(d - y^2)$$

$$I = (100 \times 4,22^3) / 12 + 15 \times 6,79(13 - 4,22)$$

$$I = 1520,50 \text{ cm}^4$$

▪ **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \times \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{6,79}{100 \cdot 13} = 0,00522$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3) \times 0,00522} = 4,023$$

▪ **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} \Rightarrow \lambda_v = 2/5 \lambda_i \longrightarrow \lambda_v = 1,609$$

III.4.9. Calcul des moment fléchissant à E.L.S :

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 considéré.

$$g_{eq} = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g_{eq} = \frac{(5590 \times 1,2) + (7560 \times 2,4)}{2,4 + 1,2} = 6903,33 \text{ N/ml}$$

$$j_{eq} = \frac{(G_{dalle.pleine} \times L_{palier}) + [(poids.de.paillasse + poids.de.marche)] \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$j_{eq} = \frac{(4450 + 1870 \times 2,40) + (3500 \times 1,2)}{2,4 + 1,2} = 3649,44 \text{ N/ml}$$

$$P = g_{eq} + q = 6903,33 + 2500 = 9403,33 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{6903,33 \times (3,6)^2}{8} = 11183,39 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{3649,44 \times (3,6)^2}{8} = 5912,09 \text{ N.m}$$

$$M_p = \frac{P \cdot \ell^2}{8} = \frac{9403,33 \times (3,6)^2}{8} = 15233,39 \text{ N.m}$$

- Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :

$$\sigma_g^s = \frac{(d-y)}{I} \times 15Mg = \frac{(13-4,22)}{1520,50} \times 15 \times 11183,39 = 968,66 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{(d-y)}{I} \times 15Mj = \frac{(13-4,22)}{1520,50} \times 15 \times 5912,09 = 512,083 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{(d-y)}{I} \times 15Mp = \frac{(13-4,22)}{1520,50} \times 15 \times 15233,39 = 1319,460 \text{ Mpa}$$

- Calcul du coefficient μ :

$$\rho = A/(b_0 \times d) = 0,00522$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_g + ft28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00522 \times 968,66 + 2,1} = 0,83539$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_j + ft28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00522 \times 512,083 + 2,1} = 0,71271$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_p + ft28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00522 \times 1319,460 + 2,1} = 0,87605$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 1520,50) / (1 + 1,609 \times 0,83539) = 713,502 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 1520,50) / (1 + 4,023 \times 0,83539) = 383,544 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 1520,50) / (1 + 4,023 \times 0,71271) = 432,492 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 1520,50) / (1 + 4,023 \times 0,87605) = 369,677 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la flèche:

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

$$f_v^g = M_g \cdot \ell^2 / 10E_v \cdot I_{fv}^g = 11183,39 \times (360)^2 / 10 \times 10818,87 \times 713,502 = 1,877 \text{ mm}$$

$$f_i^g = M_g \cdot \ell^2 / 10E_i \cdot I_{fi}^g = 11183,39 \times (360)^2 / 10 \times 32164,2 \times 383,544 = 1,175 \text{ mm}$$

$$f_v^j = M_j \cdot \ell^2 / 10E_i \cdot I_{fv}^j = 5912,09 \times (360)^2 / 10 \times 32164,2 \times 432,492 = 0,550 \text{ mm}$$

$$f_i^p = M_p \cdot \ell^2 / 10E_i \cdot I_{fv}^p = 15233,39 \times (360)^2 / 10 \times 32164,2 \times 369,677 = 1,660 \text{ mm}$$

▪ **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = f_v^g - f_i^g - f_v^j + f_i^p = 1,877 - 1,175 - 0,550 + 1,660 = 1,812 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 1,812 \text{ mm} < \bar{f} = L / 500 = 3600 / 500 = 7,2 \text{ mm} .$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

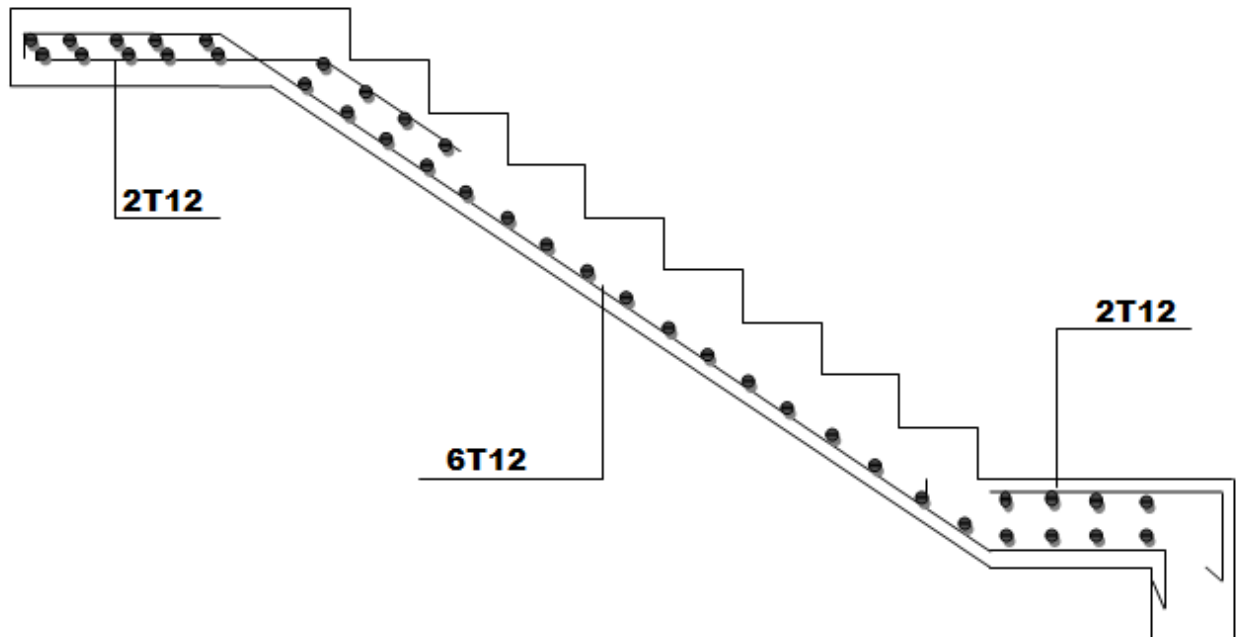


Fig. III.8: Schéma de ferrailage de l'escalier

III.5.POUTRE PALIERE

III.5.1.Définition :

La poutre palier est un élément qui est soumis à la torsion droite peuvent être réduite à un couple situé sur la section lorsque les forces agissent sur elle y compris la réaction d'appuis sont situées à gauche d'une section.

III.5.2.Pré-dimensionnement:

D'après le RPA $h \geq 30cm$; Donc on prend $h = 35cm$

$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 14 \leq h \leq 28$; On prend $b = 25cm$

D'après le RPA : - $b \geq 20cm$ (vérifie)

$$- \frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 < 4 \text{ vérifie}$$

- Donc la section de la poutre palier est $(25 \times 35)cm^2$

III.5.3.Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,18KN / ml$

- poids du mur : $2,66 \times 2,60 = 6,92 KN/ml$

- Poids de plier:

$$G = 5,59KN/m^2$$

- Poids de la paillasse

$$G_p = 7,56KN/m^2$$

On prend une largeur d'escalier qui est: $b = 1m$ donc les charges sont

$$q_{du} = 5,59 \times 1 = 5,59KN / ml$$

$$q_{pu} = 7,56 \times 1 = 7,56KN / ml$$

$$\text{Donc } q_u = \frac{5,59 \times 1,2 + 7,56 \times 2,4}{2} + 2,18 + 6,92 = 21,53KN / ml$$

➤ **Combinaison d'action :**

$$Q = 2,5KN/m^2$$

- À l'ELU : $P_U = 1,35 \times 21,53 + 1,5 \times 2,5 = 32,82KN / ml$

- À l'ELS : $P_{ser} = 21,53 + 2,5 = 24,03KN / ml$

III.5.4.Ferrailage (ELU) :

$$\text{- En travée : } M_t = \frac{P \times L^2}{24} = \frac{32,82 \times 3,60^2}{24} \Rightarrow 17,72 \text{ KN.m}$$

$$\text{- En appui : } M_a = \frac{P \times L^2}{12} = \frac{32,82 \times 3,60^2}{12} \Rightarrow 35,45 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{P \times L}{2} = \frac{32,82 \times 3,60}{2} \Rightarrow 59,08 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$\mu = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{17720}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,046 < \mu_{lu} = 0,392 ;$$

On n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,046}) = 0,059$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,976$$

$$A = \frac{M_{ut}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{17720}{348 \times 0,976 \times 33} = 1,58 \text{ cm}^2.$$

4T12 avec $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

- En appui :

$$\mu = \frac{M_{Ut}}{b \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{35450}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,092$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,092}) = 0,121$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,952$$

$$A = \frac{M_{ut}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{35450}{348 \times 0,952 \times 33} = 3,24 \text{ cm}^2.$$

-Vérification à ELS :

$$\text{- En travée : } M_t = \frac{P \times L^2}{24} = \frac{24,03 \times 3,60^2}{24} \Rightarrow 12,98 \text{ KN.m}$$

$$\text{- En appui : } M_a = \frac{P \times L^2}{12} = \frac{24,03 \times 3,60^2}{12} \Rightarrow 25,95 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{P \times L}{2} = \frac{24,03 \times 3,60}{2} \Rightarrow 43,25 \text{ KN.m}$$

-En travée :

Aucune vérification à l'ELS si : $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{17,72}{12,98} = 1,365$$

$$\alpha = 0,059 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100} = \frac{1,365 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,428$$

-Section rectangulaire

- Fissuration peut préjudiciable

Donc aucune vérification à l'ELS.

-En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{35,45}{25,95} = 1,366$$

$$\alpha = 0,121 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} = \frac{1,366 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,433$$

-Section rectangulaire -Fissuration peut préjudiciable

Donc pas de vérification à l'ELS.

-Vérification :

$$A \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,996 \text{ cm}^2 \leq 3,89 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL 91 (art A.4.2))}$$

$$A_s \geq 0,5\% \times b \times h = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2 \text{ (RPA (art 7.5.1.2))}$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} \text{ (RPA)} = 4,375 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(4,375 ; 3,89) \Rightarrow A_s = 4,375 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte ; 3T14 = 4,62 cm²

III.5.5.Vérification :

-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{59,08}{0,25 \times 0,33} \Rightarrow \tau_U = 716,12 \text{ KN/m}^2 = 0,716 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_U = 0,716 \text{ Mpa}$$

Exigence du RPA :

armatures transversales :

D'après le RPA (art.7.5.2.2) : $A_t = 0,003 S b$

$$. S = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \phi_L \right) = \min \left(\frac{35}{4}, 12 \phi_L \right) \Rightarrow S = 8,75 \text{ cm}$$

$A_t = 0,003 \times 8,75 \times 35 = 0,9187 \text{ cm}^2$, dans la zone nodale on adopte 2T8 (1,01 cm²)

$$. S \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}, \text{ Dans la zone courante}$$

$A_t = 0,003 \times 17,5 \times 35 = 1,83 \text{ cm}^2$, donc on adopte 4T8 (2,01 cm²).

- vérification de la flèche :

D'après le BAEL 91 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{360} = 0,0972 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition. vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,0972 > 0,0299 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$4,0 \frac{b \times d}{f_e} > A_s \Rightarrow 4,0 \frac{25 \times 33}{400} = 8,25 > A_s = 4,37 \text{-----condition vérifiée.}$$

Donc la flèche est vérifiée.

III.5.6. Calcul de la poutre palière a la torsion :

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH (BAEL91 (art .A.5.4)) :

$$\tau_U = \frac{M_{TOR}}{2\Omega e}$$

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

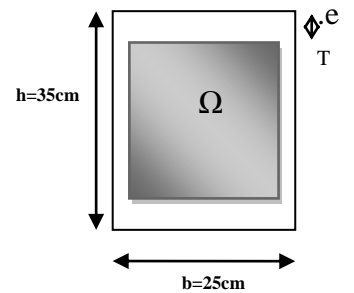
Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{25}{6} = 4,16 \text{cm} \Rightarrow \Omega = (25 - 4,16)(35 - 4,16) = 642,70 \text{cm}^2$$

Le moment de torsion est : $M_{TOR} = M_{APPUIS} = 5908 \text{N.m}$

$$\text{Donc } \tau_U = \frac{5908}{2 \times 642,70 \times 4,16} \Rightarrow \tau_t = 1,105 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$$



Coupe Poutre palière

-Armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \quad \text{Avec } U : \text{périmètre } \Omega$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(25 - 4,16) + (35 - 4,16)] = 103,36 \text{cm}$$

$$A_l = \frac{103,36 \times 5908}{2 \times 642,70 \times 348} = 1,36 \text{cm}^2$$

SECTION	FLEXION	TORSION	$A_r (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$	BARRES
Appuis	3,24	$\frac{1,36}{2} = 0,68$	3,98	4,375	5,75	3T12+3T10
Travée	1,58	$\frac{1,36}{2} = 0,68$	2,32	4,375	5,75	3T12+3T10

Tenant compte des aciers de flexion : $A_r = A_l + A_s$

Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{5908}{2 \times 642,70 \times 348} = 0,013 \text{cm}^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_r : L'espacement d'armature.

On prend un espacement de 15cm Soit : $3\phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

III.5.7.dessin de ferrailage de la poutre palière :

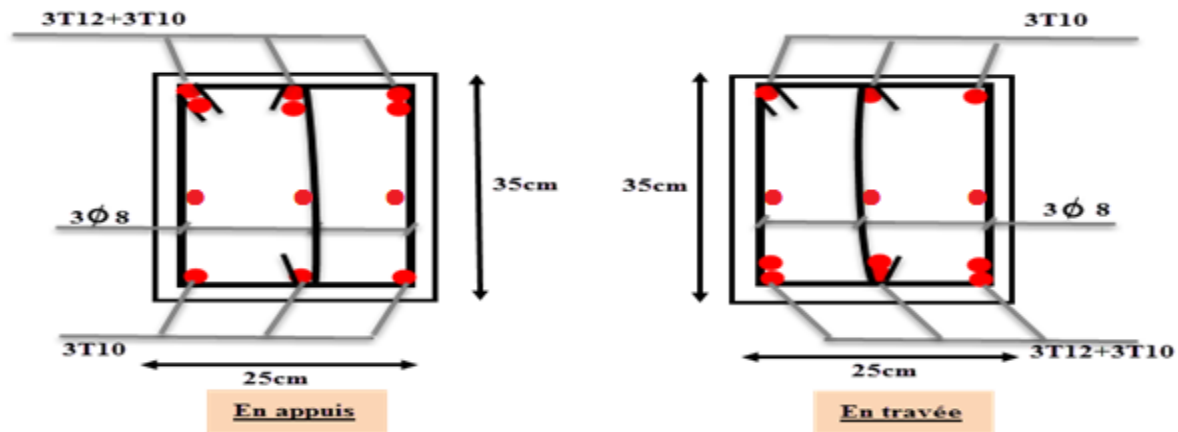


Fig. III 9: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.6.ETUDES DES PLANCHERS

III.6.1.Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des planchers à corps creux... ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

III.6.2.Méthode de calcul:

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des planchers d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte et de caquot.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bon résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire

Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

- Hourdis portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- Poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.

- Poutre principale recevant les poutrelles et reposant.

III.6.3. Calcul des poutrelles :

a-méthode forfaitaire

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

b- Méthode de Caquot :

Condition d'application :

- $Q > 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$
 - Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.
 - Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants

III.6.4. Calcul des moments:

a. Les moments en appui :

- $0.2M_0$ pour appui de rive
- $0.6M_0$ pour poutre de deux travées
- $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées
- $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires (plus trois travées)

b. Les moments en travées :

$$M_T \geq \max(1.05(1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \quad \text{avec} \quad \alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

- $M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$ travée de rive
- $M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$ travée intermédiaire

c. Dimensionnement des poutrelles :

$$h = 20 \text{ cm} ; \quad h_0 = 4 \text{ cm} ;$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} ; \quad b = 65 \text{ cm} ;$$

III.6.5.Valeur des efforts tranchants :

$$T^d = -\frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l} . \quad T^g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l} .$$

T_d = l'effort tranchant a droite de la travée

T_g = l'effort tranchant a gauche de la travée

III.6.6.Les combinaison d'action :

- **Plancher étage courant (habitation):** D'après le (DTR BC 2.2)

$$\text{Charge permanente} = G = 5200 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Surcharge d'exploitation} = Q = 1500 \text{ N/m}^2$$

- **Plancher terrasse (habitation) :** D'après le (DTR BC 2.2)

$$\text{Charge permanente} : G = 6280 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Surcharge} : Q = 1000 \text{ N/m}^2$$

- **Plancher RDC (habitation) :** D'après le (DTR BC 2.2)

$$\text{Charge permanente} : G = 5200$$

$$\text{Surcharge} : Q = 5000 \text{ N/m}^2$$

➤ **E.L.U**

$$P_{uEC} = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65 = (1,35 \times 5200 + 1,5 \times 1500) \times 0,65 = 6025,5$$

$$P_{uEC} = 6025,5 \text{ N/ml}$$

$$P_{uTerrasse} = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65 = (1,35 \times 6280 + 1,5 \times 1000) \times 0,65 = 6485,7$$

$$P_{uTerrasse} = 6485,7 \text{ N/ml}$$

➤ **E.L.S**

$$P_{sEC} = (G + Q) \cdot 0,65 = (5200 + 1500) \times 0,65 = 4355$$

$$P_{sEC} = 4355 \text{ N/ml}$$

$$P_{sTerrasse} = (G + Q) \cdot 0,65 = (6280 + 1000) \times 0,65 = 4732$$

$$P_{sTerrasse} = 4732 \text{ N/ml}$$

	ELU	ELS
Plancher terrasse	6485.7	4732
Plancher étage	6025.5	4355

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

	$\alpha =$
Plancher terrasse	0.137
Plancher étage	0.223

Remarque : la méthode de calcul que nous choisissons est *la méthode forfaitaire* parce que toutes les conditions sont vérifiées.

III.6.7. Calcul des planchers :

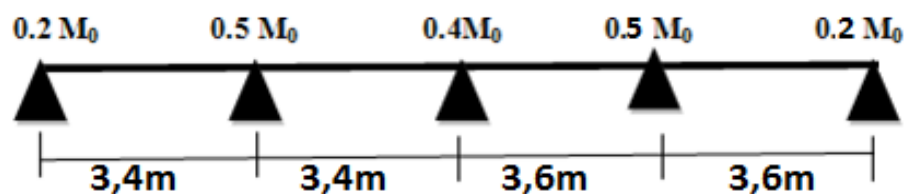
Nous avons deux types des poutrelles continues dans le plancher étage courant et le plancher terrasse

- $1000 \leq 2 \times 6280 = 12560 \text{ N}$ (condition vérifier)
- Inertie constante. (condition vérifier)
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,85 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1,24 \quad (\text{condition vérifier})$$

- Fissuration non préjudiciable. (condition vérifier)

III.6.7.1. Corps creux type 1 poutre repose sur 5 appuis :



III.6.7.1.1. Détermination des sollicitation :

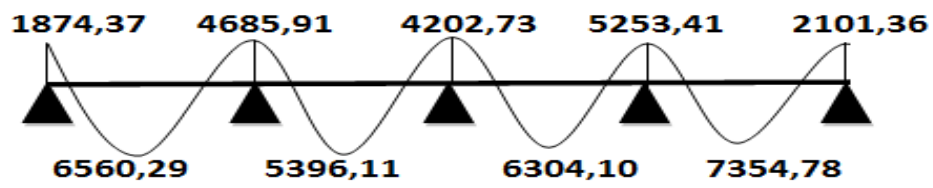
➤ Plancher terrasse :

Tableau récapitulatif pour Les moments:

➤ ELU

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
L(m)	3,4	3,4	3,6	3,6
Pu(N)	6485,7	6485,7	6485,7	6485,7
M0(N.M)	9371,84	9371,84	10506,83	10506,83
Mg(N.M)	1874,73	4685,91	4202,73	5253,41
Md(N.M)	4685,91	4202,73	5253,41	2101,36
Mt(N.M)	6560,29	5396,11	6304,10	7354,78
Tg(N)	11852,61	10883,58	11966,12	10798,69
Td(N)	-10198,77	-11167,80	-11382,40	-12549,83

➤ les moments



➤ les efforts tranchants

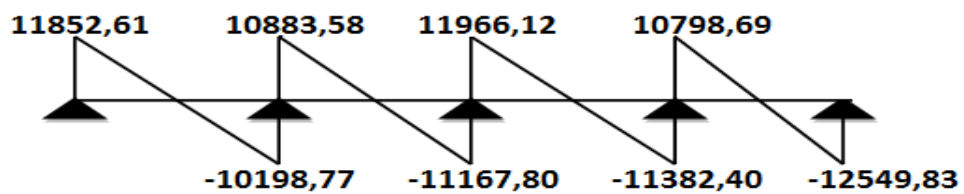
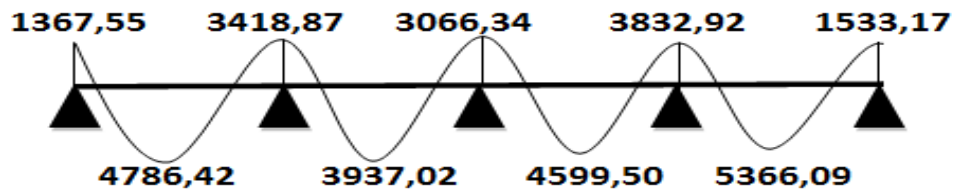


Fig.III.10.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELU

➤ ELS

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
L(m)	3,4	3,4	3,6	3,6
Ps(N)	4732	4732	4732	4732
M0(N.M)	6837,74	6837,74	7665,84	7665,84
Mg(N.M)	1367,55	3418,87	3066,34	3832,92
Md(N.M)	3418,87	3066,34	3832,92	1533,17
Mt(N.M)	4786,42	3937,02	4599,50	5366,09
Tg(N)	8647,73	7940,71	8730,54	7878,78
Td(N)	-7441,07	-8148,09	-8304,66	-9156,42

➤ les moments



➤ les efforts tranchants

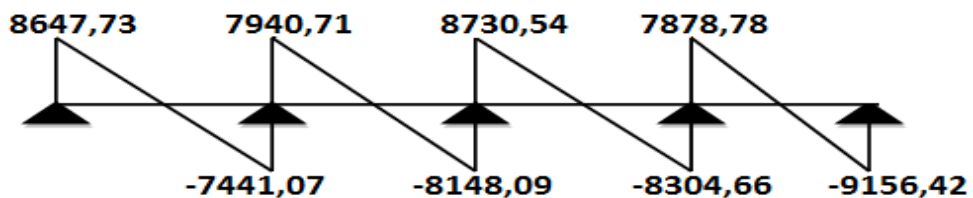


Fig.III.11. Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELS

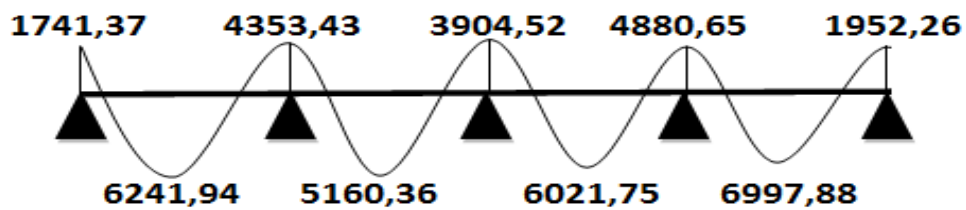
➤ Planchers étagé courant :

Tableau récapitulatif pour Les moments:

➤ ELU

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
L(m)	3,4	3,4	3,6	3,6
Pu(N)	6025,5	6025,5	6025,5	6025,5
M0(N.M)	8706,85	8706,85	9761,31	9761,31
Mg(N.M)	1741,31	4353,43	3904,52	4880,65
Md(N.M)	4353,43	3904,52	4880,65	1952,26
Mt(N.M)	6241,94	5160,36	6021,75	6997,88
Tg(N)	11011,60	10111,32	11117,05	10032,46
Td(N)	-9475,10	-10375,38	-10574,75	-11659,34

➤ les moments



➤ les efforts tranchants

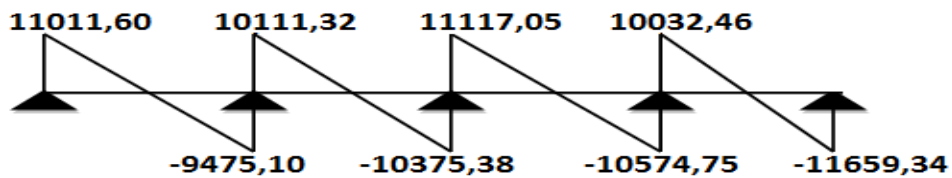


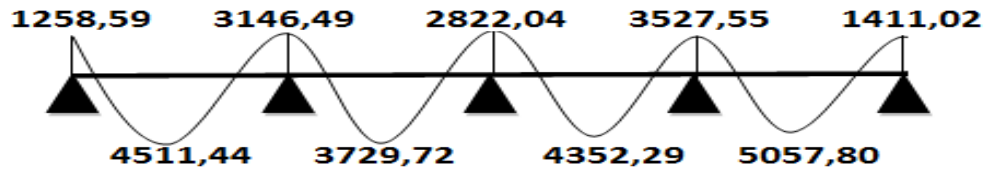
Fig.III.12. Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELU

➤ ELS

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
L(m)	3,4	3,4	3,6	3,6
Ps(N)	4355	4355	4355	4355
M0(N.M)	6292,98	6292,98	7055,1	7055,1
Mg(N.M)	1258,59	3146,49	2822,04	3527,55

Md(N.M)	3146,49	2822,04	3527,55	1411,02
Mt(N.M)	4511,44	3729,72	4352,29	5057,80
Tg(N)	7958,76	7308,07	8034,97	7251,07
Td(N)	-6848,24	-7498,93	-7643,02	-8426,92

➤ les moments



➤ les efforts tranchants

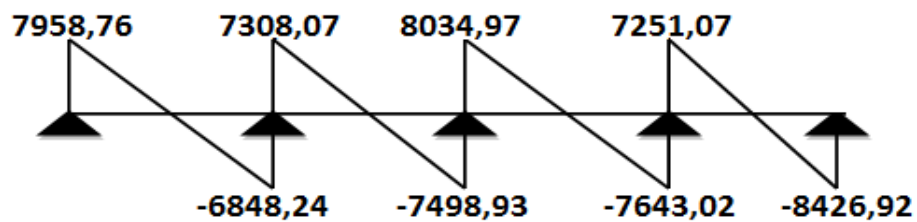
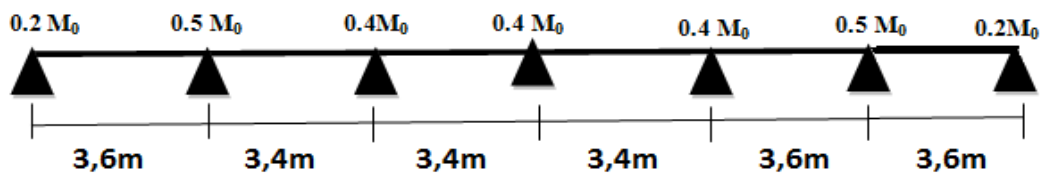


Fig.III.13. Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELS

III.6.7.2. Corps creux type 2 poutre repose sur 7 appuis :



III.6.7.2.1 Détermination des sollicitations :➤ **Plancher terrasse :**

Tableau récapitulatif pour Les moments:

➤ **-ELU**

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
L(m)	3,6	3,4	3,4	3,4	3,6	3,6
Pu(N)	6485.7	6485.7	6485.7	6485.7	6485.7	6485.7
M0(N.M)	10506,83	9371,84	9371,84	9371,84	10506,83	10506,83
Mg(N.M)	2101,36	5253,41	3748,73	3748,73	4202,73	5253,41
Md(N.M)	5253,41	3748,73	3748,73	4202,73	5253,41	2101,36
Mt(N.M)	7354,78	5339,36	6091,70	5864,70	6304,10	7354,78
Tg(N)	12549,83	10583,14	11025,69	11159,22	11966,12	10798,69
Td(N)	-10798,69	-11468,24	-11025,69	-10892,16	-11382,40	-12549,83

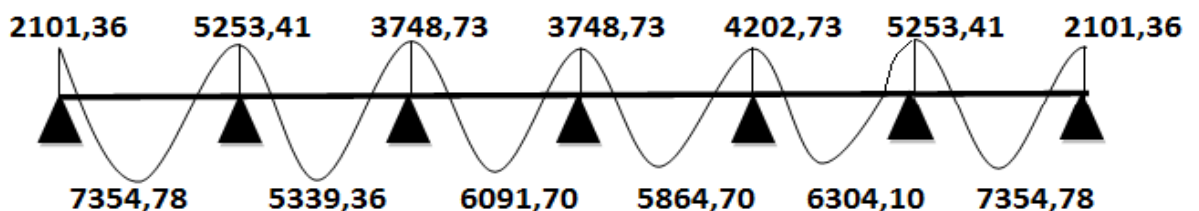
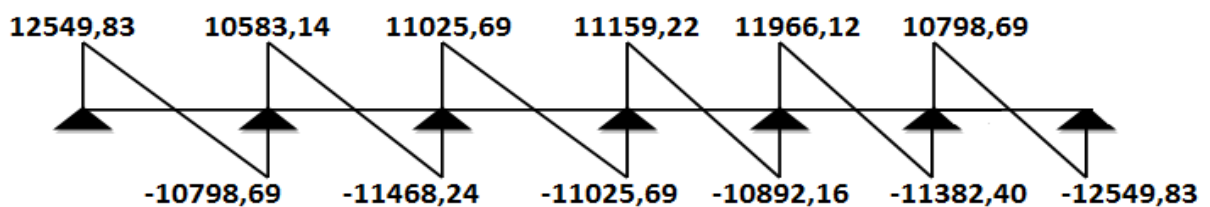
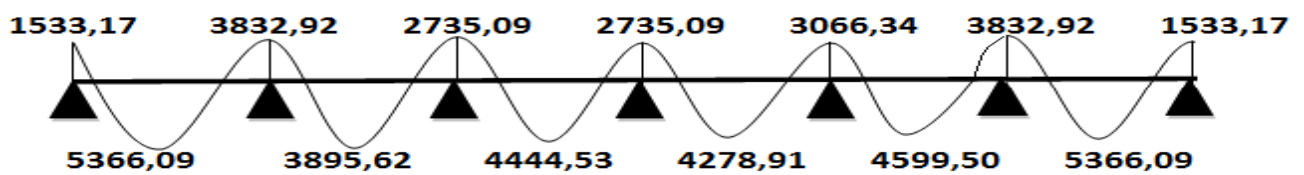
➤ **les moments**➤ **les efforts tranchants**

Fig.III.14. Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELU

➤ ELS

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
L(m)	3,6	3,4	3,4	3,4	3,6	3,6
Pu(N)	4732	4732	4732	4732	4732	4732
M0(N.M)	7665,84	6837,74	6837,74	6837,74	7665,84	7665,84
Mg(N.M)	1533,17	3832,92	2735,09	2735,09	3066,34	3832,92
Md(N.M)	3832,92	2735,09	2735,09	3066,34	3832,92	1533,17
Mt(N.M)	5366,09	3895,62	4444,53	4278,91	4599,50	5366,09
Tg(N)	9156,42	7721,51	8044,4	8141,82	8730,54	7878,78
Td(N)	-7878,78	-8367,29	-8044,4	-7946,98	-8304,66	-9156,42

➤ les moments



➤ les efforts tranchants

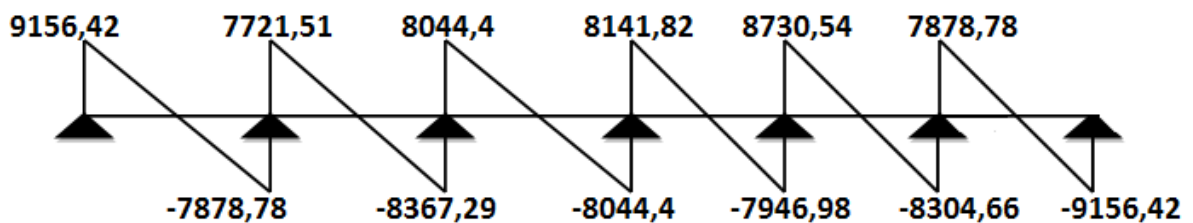


Fig.III.15. Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELS

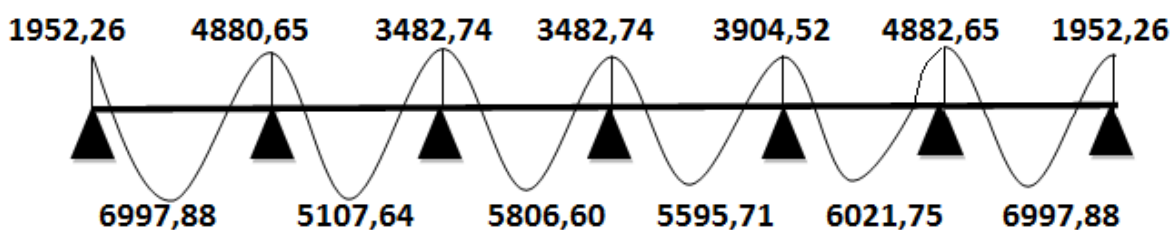
➤ **Planchers étagé courant :**

Tableau récapitulatif pour Les moments:

➤ **ELU**

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
L(m)	3,6	3,4	3,4	3,4	3,6	3,6
Pu(N)	6025,5	6025,5	6025,5	6025,5	6025,5	6025,5
M0(N.M)	9761,31	8706,85	8706,85	8706,85	9761,31	9761,31
Mg(N.M)	1952,26	4880,65	3482,74	3482,74	3904,52	4880,65
Md(N.M)	4880,65	3482,74	3482,74	3904,52	4880,65	1952,26
Mt(N.M)	6997,88	5107,64	5806,60	5595,71	6021,75	6997,88
Tg(N)	11659,34	9832,20	10243,35	10367,40	11117,05	10032,46
Td(N)	-10032,46	-10654,50	-10243,35	-10119,30	-10574,75	-11659,34

➤ **les moments**



➤ **les efforts tranchants**

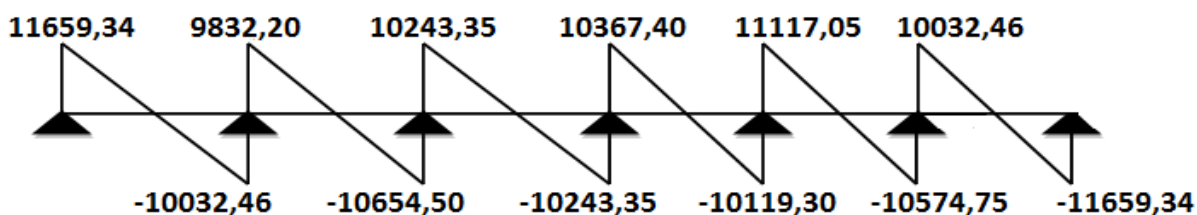
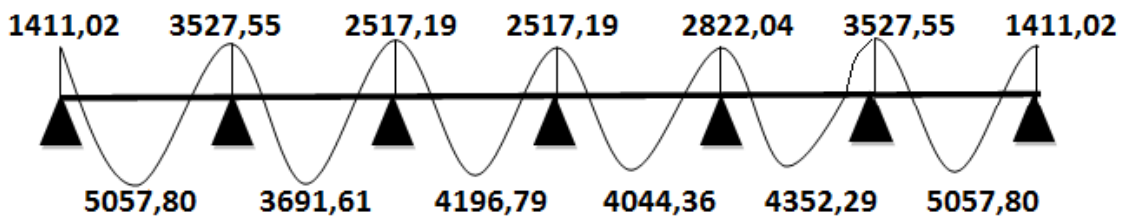


Fig.III.16.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELU

➤ ELS

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
L(m)	3,6	3,4	3,4	3,4	3,6	3,6
Pu(N)	4355	4355	4355	4355	4355	4355
M0(N.M)	7055,1	6292,98	6292,98	6292,98	7055,1	7055,1
Mg(N.M)	1411,02	3527,55	2517,19	2517,19	2822,04	3527,55
Md(N.M)	3527,55	2517,19	2517,19	2822,04	3527,55	1411,02
Mt(N.M)	5057,80	3691,61	4196,79	4044,36	4352,29	5057,80
Tg(N)	8426,92	7106,34	7403,5	7493,16	8034,97	7251,07
Td(N)	-7251,07	-7700,66	-7403,5	-7313,84	-7643,02	-8426,92

➤ les moments



➤ les efforts tranchants

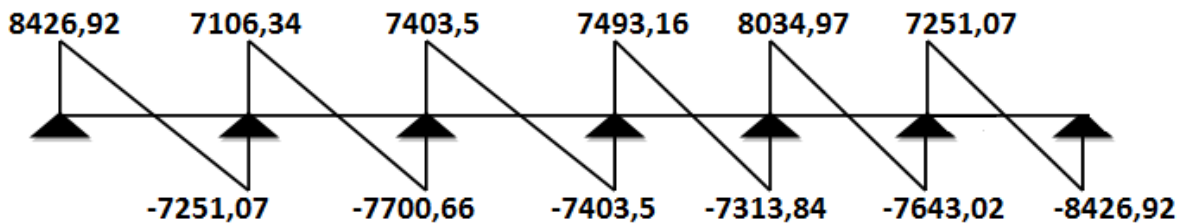
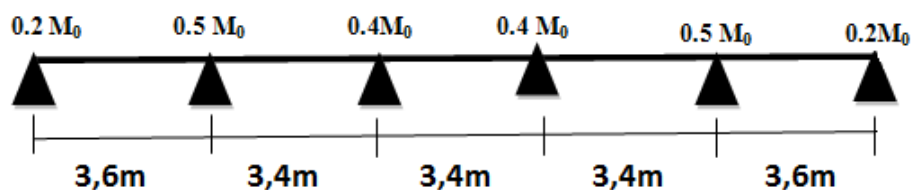


Fig.III.17. Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELS

III.6.7.3. Corps creux type 3poutre repose sur 6 appuis :



III.6.7.3.1 Détermination des sollicitations :➤ **Plancher terrasse :**

Tableau récapitulatif pour Les moments:

➤ **-ELU**

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
L(m)	3,6	3,4	3,4	3,4	3,6
Pu(N)	6485,7	6485,7	6485,7	6485,7	6485,7
M0(N.M)	10506,83	9371,84	9371,84	9371,84	10506,83
Mg(N.M)	2101,36	5253,41	3748,73	3748,73	5253,41
Md(N.M)	5253,41	3748,73	3748,73	5253,41	2101,36
Mt(N.M)	7354,78	5339,36	6091,70	5339,36	7354,78
Tg(N)	12549,83	10583,14	11025,69	11468,24	10798,69
Td(N)	-10798,69	-11468,24	-11025,69	-10583,14	-12549,83

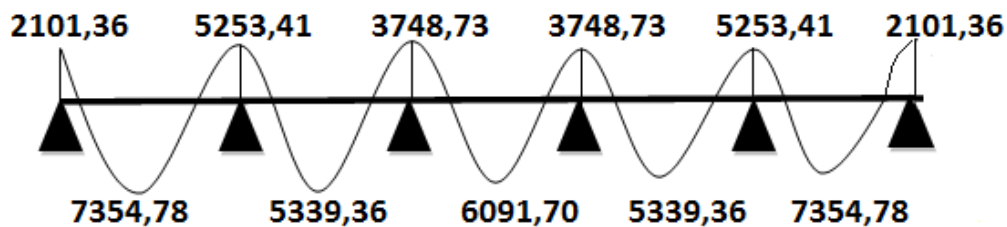
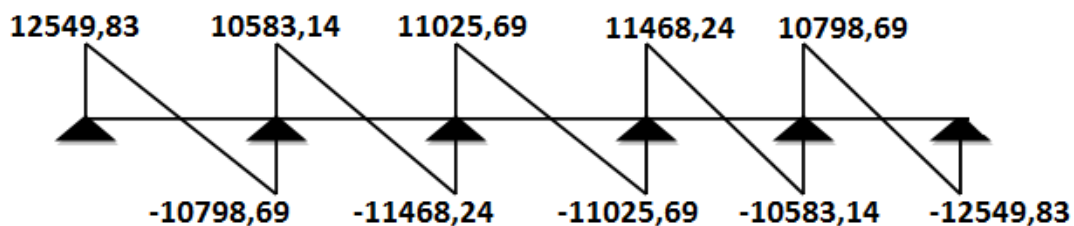
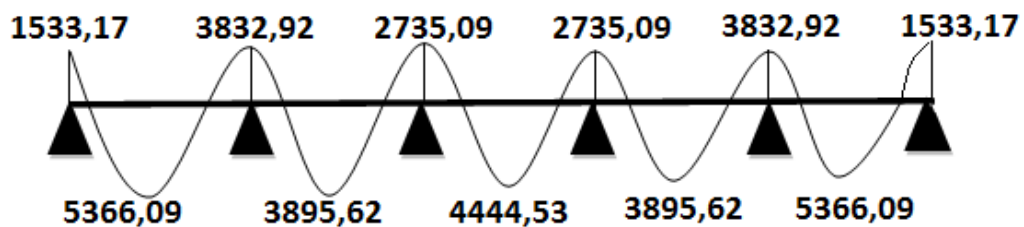
➤ **les moments**➤ **les efforts tranchants**

Fig.III.18. Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELU

➤ ELS

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
L(m)	3,6	3,4	3,4	3,4	3,6
Pu(N)	4732	4732	4732	4732	4732
M0(N.M)	7665,84	6837,74	6837,74	6837,74	7665,84
Mg(N.M)	1533,17	3832,92	2735,09	2735,09	3832,92
Md(N.M)	3832,92	2735,09	2735,09	3832,92	1533,17
Mt(N.M)	5366,09	3895,62	4444,53	3895,62	5366,09
Tg(N)	9156,42	7721,51	8044,4	8367,29	7878,78
Td(N)	-7878,78	-8367,29	-8044,4	-7721,51	-9156,42

➤ les moments



➤ les efforts tranchants

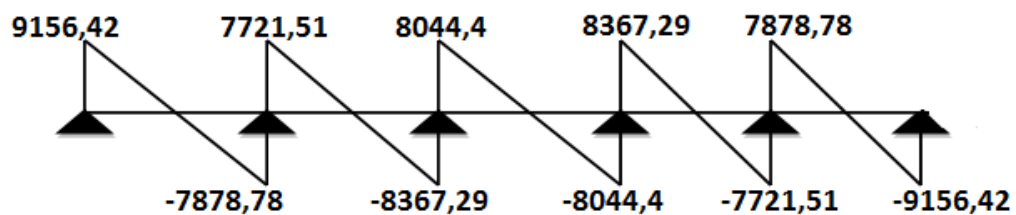


Fig.III.19.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELS

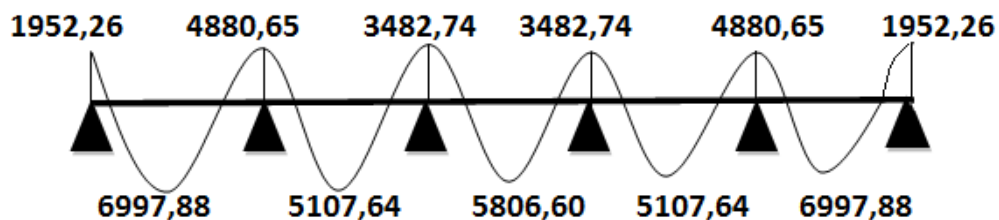
➤ Planchers étagé courant :

Tableau récapitulatif pour Les moments:

➤ ELU

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
L(m)	3,6	3,4	3,4	3,4	3,6
Pu(N)	6025,5	6025,5	6025,5	6025,5	6025,5
M0(N.M)	9761,31	8706,85	8706,85	8706,85	9761,31
Mg(N.M)	1952,26	4880,65	3482,74	3482,74	4880,65
Md(N.M)	4880,65	3482,74	3482,74	4880,65	1952,26
Mt(N.M)	6997,88	5107,64	5806,60	5107,64	6997,88
Tg(N)	11659,34	9832,20	10243,35	10654,50	10032,46
Td(N)	-10032,46	-10654,50	-10243,35	-9832,20	-11659,34

➤ les moments



➤ les efforts tranchants

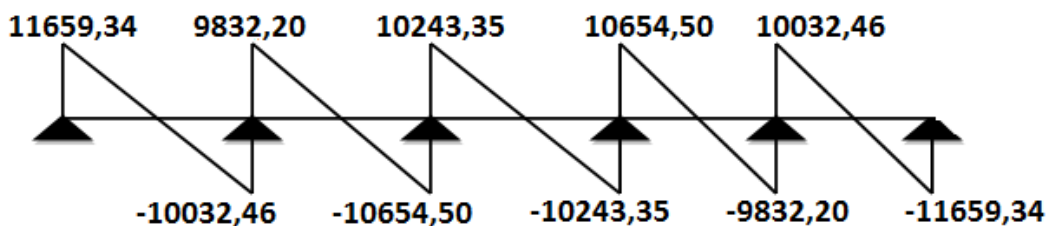
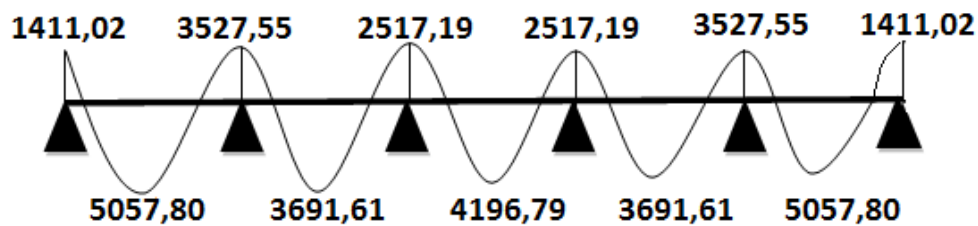


Fig.III.20. Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELU

➤ ELS

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
L(m)	3,6	3,4	3,4	3,4	3,6
Pu(N)	4355	4355	4355	4355	4355
M0(N.M)	7055,1	6292,98	6292,98	6292,98	7055,1
Mg(N.M)	1411,02	3527,55	2517,19	2517,19	3527,55
Md(N.M)	3527,55	2517,19	2517,19	3527,55	1411,02
Mt(N.M)	5057,80	3691,61	4196,79	3691,61	5057,80
Tg(N)	8426,92	7106,34	7403,5	7700,66	7251,07
Td(N)	-7251,07	-7700,66	-7403,5	-7106,34	-8426,92

➤ les moments



➤ les efforts tranchants

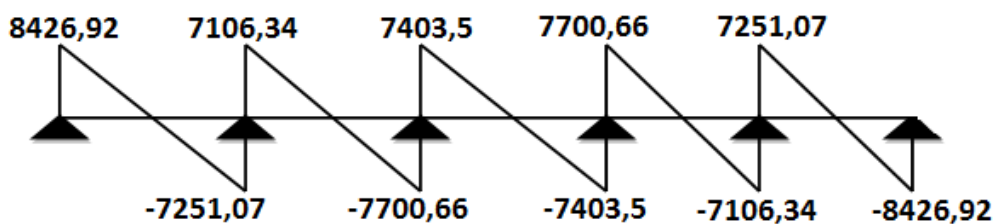
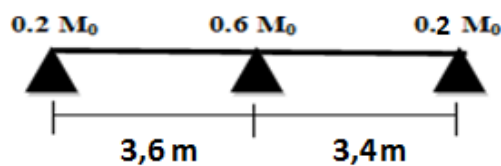


Fig.III.21. Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELS

III.6.7.4. Corps creux type 4 poutre repose sur 3 appuis :



III.6.7.4.1 Détermination des sollicitations :➤ **Plancher terrasse :**

Tableau récapitulatif pour Les moments:

➤ **ELU**

Travée	1-2	2-3
L(m)	3,6	3,4
Pu(N)	6485,7	6485,7
M0(N.M)	10506,83	9371,84
Mg(N.M)	2101,36	6304,10
Md(N.M)	6304,10	1874,37
Mt(N.M)	6829,44	5751,20
Tg(N)	12841,69	9722,83
Td(N)	-10506,83	-12328,55

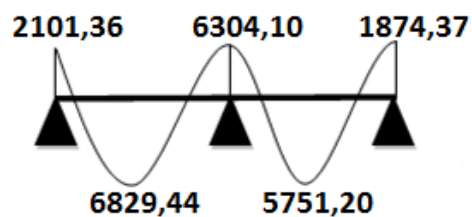
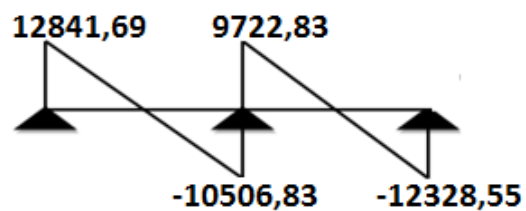
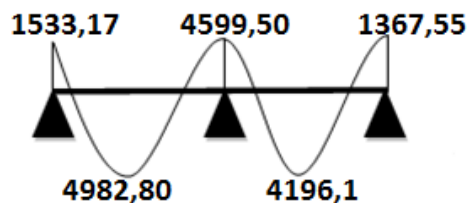
➤ **les moments**➤ **les efforts tranchants**

Fig.III.22.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELU

➤ ELS

Travée	1-2	2-3
L(m)	3,6	3,4
Pu(N)	4732	4732
M0(N.M)	7665,84	6837,74
Mg(N.M)	1533,17	4599,50
Md(N.M)	4599,50	1367,55
Mt(N.M)	4982,80	4196,1
Tg(N)	9369,36	7093,83
Td(N)	-7665,84	-8994,97

➤ les moments



➤ les efforts tranchants

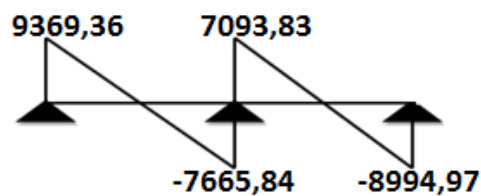


Fig.III.23. Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELS

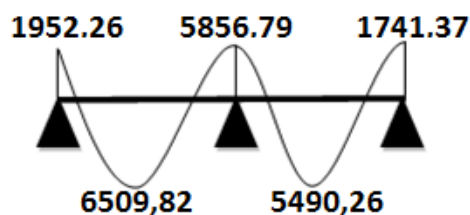
➤ **Planchers étagé courant :**

Tableau récapitulatif pour Les moments:

➤ **ELU**

Travée	1-2	2-3
L(m)	3,6	3,4
Pu(N)	6025,5	6025,5
M0(N.M)	9761,31	8706,85
Mg(N.M)	1952,26	5856,79
Md(N.M)	5856,79	1741,37
Mt(N.M)	6509,82	5490,26
Tg(N)	11930,49	9032,93
Td(N)	-9761,31	-14358,77

➤ **les moments**



➤ **les efforts tranchants**

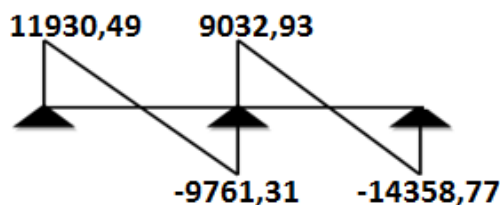
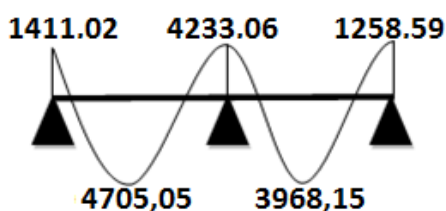


Fig.III.24. Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELU

➤ ELS

Travée	1-2	2-3
L(m)	3,6	3,4
Pu(N)	4355	4355
M0(N.M)	7055,1	6292,98
Mg(N.M)	1411,02	4233,06
Md(N.M)	4233,06	1258,59
Mt(N.M)	4705,05	3968,15
Tg(N)	8622,9	6528,66
Td(N)	-7055,1	-8278,34

➤ les moments



➤ les efforts tranchants

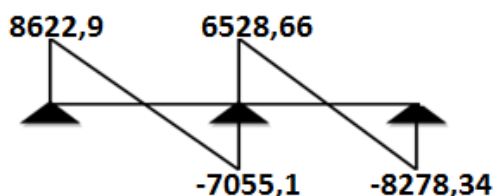
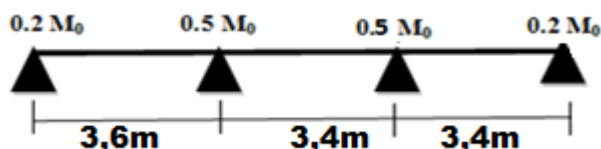


Fig.III.25. Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELS

III.6.7.5 Corps creux type 1 poutre repose sur 4 appuis :



III.6.7.5.1 Détermination des sollicitation :➤ **Plancher terrasse :**

Tableau récapitulatif pour Les moments:

➤ **ELU**

Travée	1-2	2-3	3-4
L(m)	3,6	3,4	3,4
Pu(N)	6485,7	6485,7	6485,7
M0(N.M)	10506,83	9371,84	9371,84
Mg(N.M)	2101,36	5253,41	4685,91
Md(N.M)	5253,41	4685,91	1874,37
Mt(N.M)	7354,78	6062,51	6560,29
Tg(N)	12549,83	10741,94	10198,77
Td(N)	-10798,69	-11309,44	-11852,61

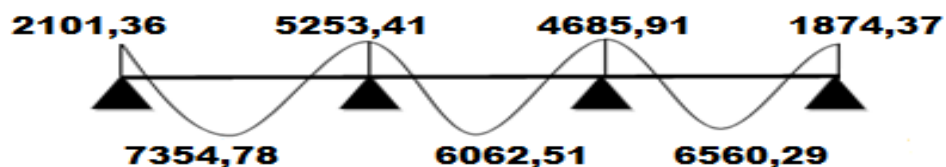
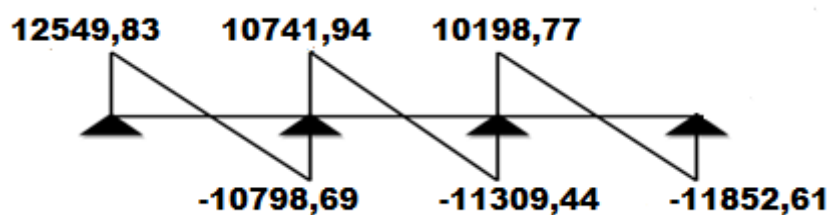
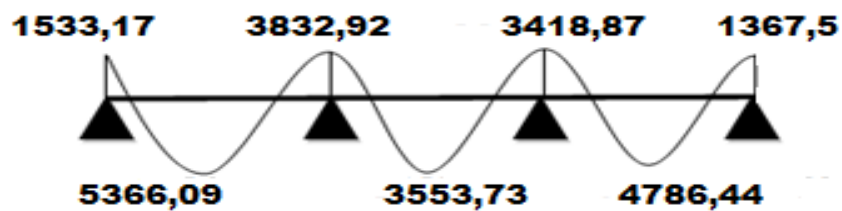
➤ **les moments**➤ **les efforts tranchants**

Fig.III.26. Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELU

➤ ELS

Travée	1-2	2-3	3-4
L(m)	3,6	3,4	3,4
Ps(N)	4732	4732	4732
M0(N.M)	7665,84	6837,74	6837,74
Mg(N.M)	1533,17	3832,92	3418,87
Md(N.M)	3832,92	3418,87	1367,5
Mt(N.M)	5366,09	3553,73	4786,44
Tg(N)	9156,42	8078,77	7441,07
Td(N)	-7878,78	-8166,18	-8647,73

➤ les moments



➤ les efforts tranchants

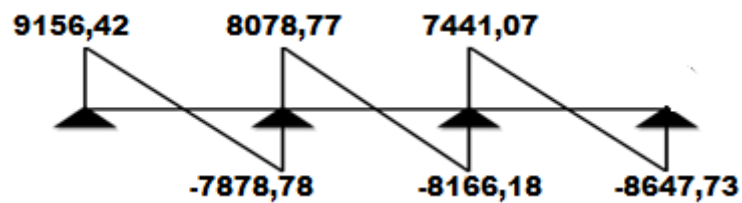


Fig.III.27. Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELS

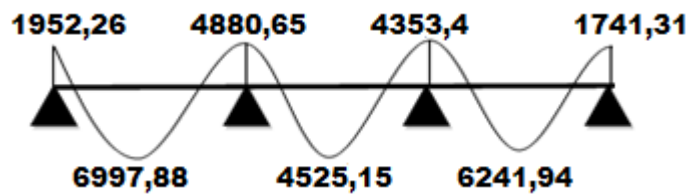
➤ Planchers étagé courant :

Tableau récapitulatif pour Les moments:

➤ ELU

Travée	1-2	2-3	3-4
L(m)	3,6	3,4	3,4
Pu(N)	6025,5	6025,5	6025,5
M0(N.M)	9761,31	8706,85	8706,85
Mg(N.M)	1952,26	4880,65	4353,4
Md(N.M)	4880,65	4353,4	1741,31
Mt(N.M)	6997,88	4525,15	6241,94
Tg(N)	11659,34	10088,28	9475,10
Td(N)	-10032,46	-10506,96	-11011,60

➤ les moments



➤ les efforts tranchants

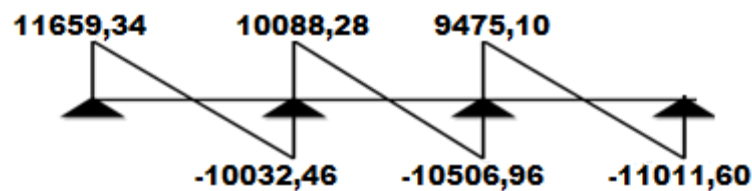
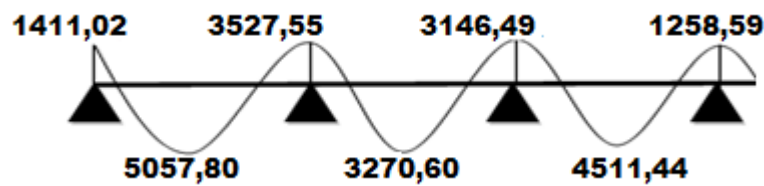


Fig.III.28. Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELU

➤ ELS

Travée	1-2	2-3	3-4
L(m)	3,6	3,4	3,4
Ps(N)	4355	4355	4355
M0(N.M)	7055,1	6292,98	6292,98
Mg(N.M)	1411,02	3527,55	3146,49
Md(N.M)	3527,55	3146,49	1258,59
Mt(N.M)	5057,80	3270,60	4511,44
Tg(N)	8426,92	7291,42	6848,24
Td(N)	-7251,07	-7515,57	-7958,76

➤ les moments



➤ les efforts tranchants

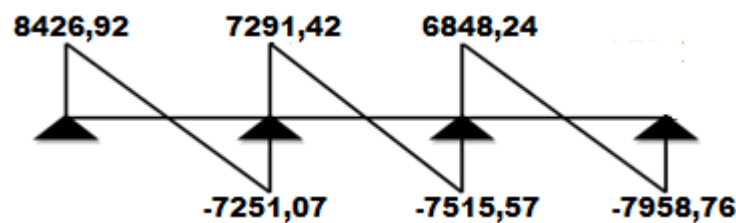
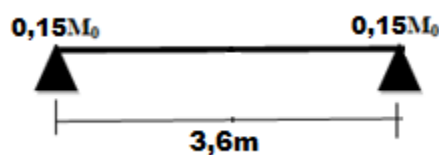


Fig.III.29. Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELS

III.6.7.6 Corps creux type 2 poutre repose sur 1 appuis :



III.6.7.6.1 Détermination des sollicitations :➤ **Plancher terrasse :**

Tableau récapitulatif pour Les moments:

➤ -ELU

Travée	1-2
L(m)	3,6
Pu(N)	6485,7
M0(N.M)	10506,83
Mg(N.M)	1576,02
Md(N.M)	1576,02
Mt(N.M)	6520,0
Tg(N)	11674,26
Td(N)	-11674,26

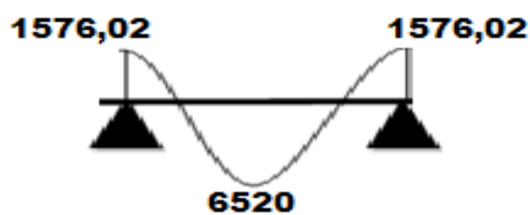
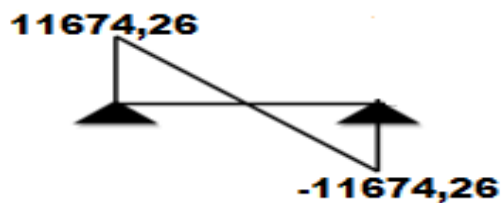
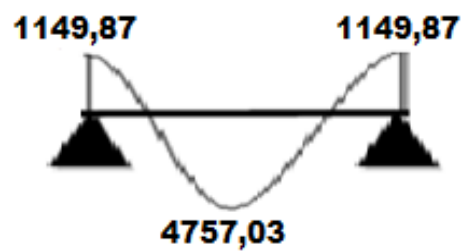
➤ **les moments**➤ **les efforts tranchants**

Fig.III.30.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELU

➤ ELS

Travée	1-2
L(m)	3,6
Pu(N)	4732
M0(N.M)	7665,84
Mg(N.M)	1149,87
Md(N.M)	1149,87
Mt(N.M)	4757,03
Tg(N)	8517,6
Td(N)	-8517,6

➤ les moments



➤ les efforts tranchants

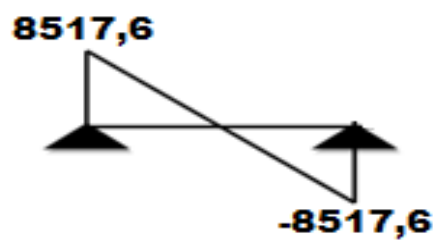


Fig.III.31. Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELS

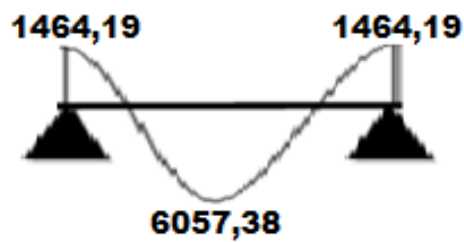
➤ **Planchers étagé courant :**

Tableau récapitulatif pour Les moments:

➤ ELU

Travée	1-2
L(m)	3,6
Pu(N)	6025,5
M0(N.M)	9761,31
Mg(N.M)	1464,19
Md(N.M)	1464,19
Mt(N.M)	6057,38
Tg(N)	10845,9
Td(N)	-10845,9

➤ les moments



➤ les efforts tranchants

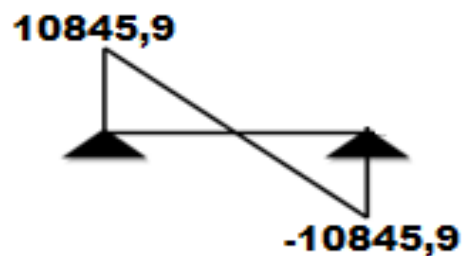
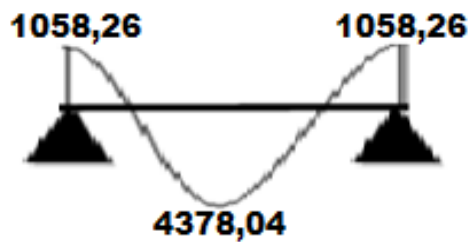


Fig.III.32.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELU

➤ ELS

Travée	1-2
L(m)	3,6
Pu(N)	4355
M0(N.M)	7055,1
Mg(N.M)	1058,26
Md(N.M)	1058,26
Mt(N.M)	4378,04
Tg(N)	7839
Td(N)	-7839

➤ les moments



➤ les efforts tranchants

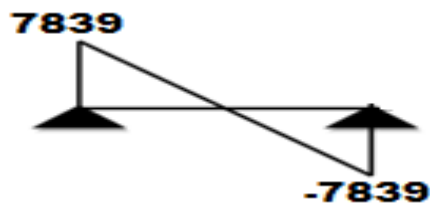


Fig.III.33.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELS

III.6.8. Calcul du Ferrailage :

$b = 65\text{cm} \quad ; \quad b_0 = 10\text{cm}$

$h = 20\text{cm} \quad ; \quad h_0 = 4\text{cm}$

- l'enrobage :

$C \geq C_0 + \frac{\Phi}{2}$

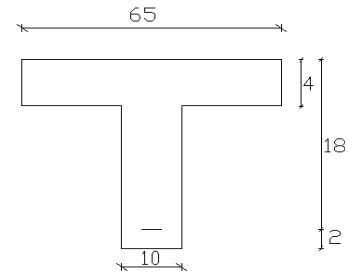
$C_0 = 1\text{cm}$ (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91.A.7.1)

$\Phi = \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$ (BAEL91.A.7.2.1)

$C \geq 1 + \frac{2}{2} = 2 \text{ cm}$

* Donc on adopte $C = 2\text{cm}$.

$\rightarrow d = h - c = 20 - 2 = 18$



$d = 18\text{cm} \quad ; \quad c = 2\text{cm}$

E.L.U

$M_{\max(\text{appui})} = 6304,10\text{N.m}$

$M_{\max(\text{travée})} = 7354,78 \text{ N.m}$

$T_{\max} = 12841,69 \text{ N}$

E.L.S

$M_{\max(\text{appui})} = 4599,50\text{N.m}$

$M_{\max(\text{travée})} = 5366,09 \text{ N.m}$

$T_{\max} = 9369,36 \text{ N}$

Les armatures longitudinales :

• **En Travée :**

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$M_0 = \overline{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$

$M_0 = 14,2 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 \text{ N.m}$

$M_t^{\max} = 7354,78 \text{ N.m} \leq M_0 = 59072 \text{ N.m}$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$

$\mu = \frac{M_t}{\overline{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{7354,78}{14,2 \times 65 \times 18^2} = 0,025 < \mu_l = 0,392$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.025 \Rightarrow \alpha = 0.0316 \Rightarrow \beta = 0.99$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7354,78}{348 \times 0,99 \times 18} = 1,19 \text{ cm}^2$$

M_a (N.m)	μ	μ_1	α	B	A (cm ²)
7354,78 N	0,025	0,392	0,0316	0,99	1,19

• **Sur Appuis :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10$ cm.

M_a (N.m)	μ	μ_1	α	B	A (cm ²)
6304,10 N	0,0210	0,392	0,0265	0,989	1,01

- **E. L. S :**

D'après le BAEL83

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	A	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
En Travée	1,19	7354,78	5366,09	1,37	25	0,44	Condition vérifié
Sur Appui	1,01	6304,10	4599,50	1,37	25	0,44	Condition vérifié

• **Condition de non fragilité :** BAEL (A.4.2, 1)

$$A_{rmin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{En Travée : } A_{rmin} \geq 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,10}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sur Appuis : } A_{rmin} \geq 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2,10}{400} = 0,22 \text{ cm}^2.$$

• **Pourcentage minimal :** BAEL91 (art B.6.4)

$$A_m' \geq 0.001 \times b \times h$$

$$\text{En Travée : } A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sur Appuis : } A_m' \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0,20 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max (A^{cal} ; A_{min} ; A_m)$$

• **Tableau Récapitulatif :**

Eléments	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{min}' (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2)$
Travée	1,19	1,41	1,30	1,41	2HA12 = 2,26
Appuis	1,01	0,22	0,20	1,01	1HA12 = 1.13

Diamètre minimale ϕ_t : BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{ht}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (5,71; 10; 10)$$

Soit : $\phi_t = 6mm$ FeE235 (BAEL(A.6.1,252))

$$A_t = 2 \phi 6 = 0,57cm^2.$$

Espacement des cadres S_t : BAEL91 (A.5.1, 22)

▪ $S_{t1} \leq \min (0,9d; 40cm) = \min (16,2; 40) cm$

$$S_{t1} = 16,2 cm$$

▪ $S_{t2} \leq A_t \times f_c / 0,4 \times b_0 = 0,57 \times 235 / 0,4 \times 10 = 33,48 cm$

▪ $S_{t3} \leq [0,9 \times f_c (\cos \alpha + \sin \alpha) A_t] / [10 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k)]$

$k = 1 \rightarrow$ flexion simples

$$S_{t3} \leq (0,9 \times 235 \times 1 \times 0,57) / [10 \times 1,15 (1,11 - 0,3 \times 2,1 \times 1)] = 21,84 cm$$

Suit: $S_t \leq \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$

$$S_t \leq \min (16,2 ; 33,48 ; 21,84) \rightarrow S_t = 16,2cm$$

Alors on prend : $S_t = 15 cm$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

• **Vérification de l'effort tranchant** : BAEL91 (art A.5.1)

▪ La contrainte tangente : $\tau_u = T_U / (b_0 \times d)$BAEL91 (A.5.1, 1)

T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b_0 : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$T_u = 12841,69 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{12841,69}{100 \times 180} = 0,713 \text{ Mpa}$$

- Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL91 (A.5.1, 211)).}$$

$$= \min [0,20 \cdot (25/1,5); 5 \text{ Mpa}] = \min (3,333; 5 \text{ Mpa}) = 3,333 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,713 \leq \bar{\tau}_u = 3,333 \text{ Mpa} \quad (\text{c.v})$$

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

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

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Au maximum $a = 0,9 \cdot d = 16,20 \text{ cm.}$

$$T_u = 12841,69 \text{ N}$$

$$T_u = 12841,69 \leq 0,267 \times 16,2 \times 10 \times 100 \times 25 = 108135 \text{ N} \dots \dots \dots (\text{condition vérifier})$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$$

$$A = 1T12 = 1,13 \text{ cm}^2 = 113 \text{ mm}^2$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} = 1,15 \times \frac{12841,69}{400} = 36,92 \text{ mm}^2$$

$$A = 113 \text{ mm}^2 \geq 36,92 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (\text{cv})$$

- Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)**

$$1/ \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \quad \Rightarrow \frac{20}{360} = 0,055 \geq 0,0444 \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

$$2/ \quad \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{15.M0} \quad \Rightarrow \frac{20}{360} = 0,055 \geq 0,0467 \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

$$3/ \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,60}{F_e} \quad \Rightarrow \frac{2,26}{65 \times 18} = 0,0019 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

III.6.9 Présentation de ferrailage:

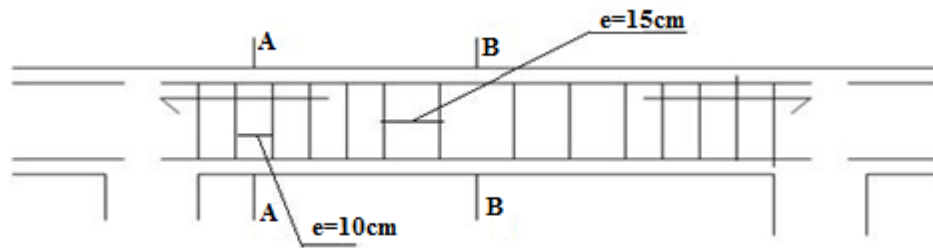


Fig.III.34.Schémas de ferrailage des poutrelles

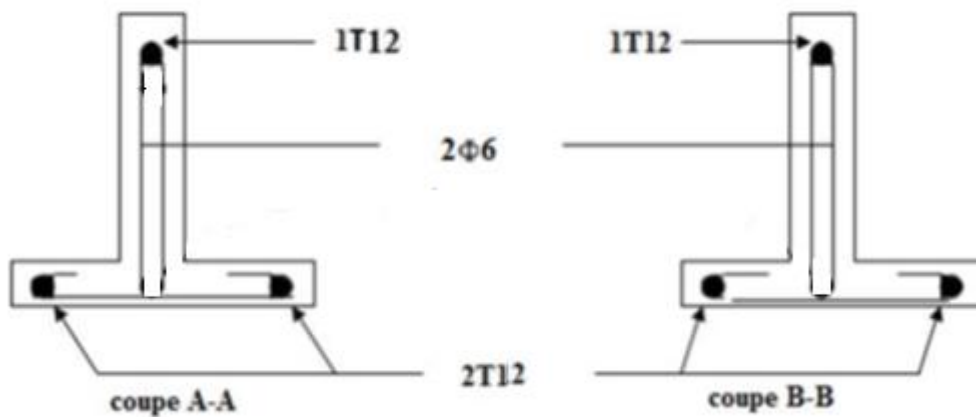


Fig.III.35.Ferrailages des poutrelles

- **La dalle mince (Table de compression)** : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm.

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE 235 → $f_e = 235$ Mpa

L'écartement L entre axes des nervures égal à 65cm donc : $L_n = 65$ cm

$50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 235 = 1,10 \text{ cm}^2$$

On adapte $6\text{Ø}5 = 1,18 \text{ cm}^2$

***Espacement** : n: nombres des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

***Pour les armatures parallèles aux nervures** :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1,18 / 2 = 0,59$$

On adopte $3\text{Ø}5 = 0,59 \text{ cm}^2$

***Espacement** :

$$S_t = 100/n = 100/3 = 33,33 \text{ cm}$$

$S_t = 30 \text{ cm}$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension $(20 \times 30) \text{ cm}^2$.

III.6.10 Présentation de ferrailage:

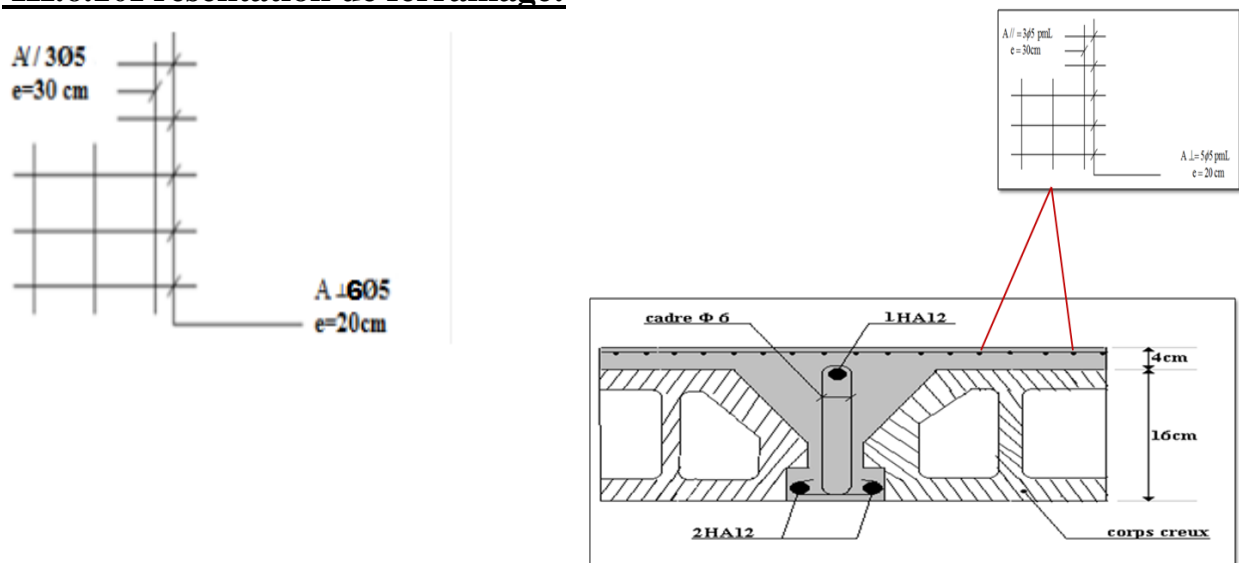


Fig.III.35.Schémas de ferrailage de la dalle de compression

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV. ETUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action sismique sur notre structure.

Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées a fin d'évaluer les efforts internes engendrés a l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être menée par trois manières :

- Méthode statique équivalente.
- La méthode de l'analyse modale spectrale.
- La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme
- Les deux méthodes de calcul utilisées dans notre étude sont la méthode statique équivalente et la méthode dynamique modale spectrale

IV.2. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya d'**CHLEF** donc en zone III.
- Notre bâtiment est à usage d'habitation donc classé dans le Groupe 2.
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S2.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99V2003, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

- La hauteur du structure : $h = 30.60\text{m} > 23 \text{ m}$.

IV.3. Spectre de réponse de calcul :

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

R: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

IV.4. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE ET MASSIQUE :

IV.4.1. INTRODUCTION :

- Dans tous les chapitres précédents nous avons considéré que la structure est soumise à des sollicitations statiques. Les charges horizontales étaient supposées s'exercer d'une manière permanente et le facteur temps n'a jamais intervenu dans les calculs.
- Quelque soit le problème que l'on se propose de résoudre il est indispensable de connaître les vibrations naturelles (propres) de la structure. Dans le cas des vibrations libres on ne se préoccupe pas des causes ayant entraîné la structure hors de sa position d'équilibre. On se propose d'examiner le comportement de celle-ci une fois qu'elle est livrée à elle-même et que demeurent en présence des forces d'inertie, les forces de rappel et éventuellement les forces d'amortissement.

L'excitation sismique engendre des forces dans la structure qui peuvent amener à une ruine brutale.

IV.5. CALCUL DE FORCE SISMIQUE TOTAL PAR LA METHODE :

IV.5.1. STATIQUE EQUIVALANTE :

✚ D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

✚ **A** : coef d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on est dans une Zone de type *III* et un Groupe d'usage 2. DONC $A = 0,25$

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,1	0,15	0,20	0.25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tab IV.1: coefficient d'accélération de zone A

ous trouverons : **A = 0.25**

✚ **D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

✚ Avec T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003, site ferme S_2 : $T_2(S_2) = 0.4 \text{ sec}$

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ Est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 : $\xi = 7 \%$

D'où $\eta = 0,88 > 0.7$

$\eta = 0,88$

Estimation de la période fondamentale.

T : période fondamentale de la structure qui peut être estimée à partir des formules empiriques

ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

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

$$h_N = 30.60 \text{ m}$$

- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est

donné par le tableau 4.6 (RPA 99)

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$\text{Donc : } T = 0.05 \times (30.60)^{3/4} = 0.650 \text{ s}$$

Pour ce type de contreventement, on peut également utiliser la formule :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

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

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{21}} \Rightarrow T_x = 0.600 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{l_y}} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{14.40}} \Rightarrow T_y = 0.725 \text{ sec}$$

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction

- Sens longitudinal : $T_x = 0.600 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_x \leq 3,0$)
- Sens transversal : $T_y = 0.725 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_y \leq 3,0$)

$$\text{Donc : } \begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.88 \times (0.4 / 0.600)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D_x = 1.678} \\ D_y = 2.5 \times 0.88 \times (0.4 / 0.725)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D_y = 1.479} \end{cases}$$

✚ **R** : coefficient de comportement de la structure, donné par le tableau 4.3 (RPA99)

Pour une structure contreventement mixte $\Rightarrow \mathbf{R = 5}$

✚ **Q** : est le facteur de qualité et est fonction de :

Sa valeur est déterminée par la formule : $\mathbf{Q = 1 + \Sigma P_q}$

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10

TAB.IV.2 est le facteur de qualité

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : $\mathbf{Q = 1.2}$

✚ **W** : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) .

$$\mathbf{W = \Sigma w_i} \quad \text{Avec : } \mathbf{W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation $\Rightarrow \mathbf{\beta = 0.20}$

Donc à chaque niveau : $\mathbf{W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}}$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Donc : $W = \sum w_i = 2936910,73 \text{ KN}$

Résumé des résultats :

Paramètres	A	D _x	D _y	Q	R	W (KN)	T _x (s)	T _y (s)
Valeurs	0.25	1.678	1.479	1.2	5	2936910,73	0.600	0.725

Tableau. IV.3: les résultats des forces sismiques

Résumé des résultats : **Donc on a :** $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$

$V_{xstat} = 295688,17 \text{ KN}$

$V_{ystat} = 260621,46 \text{ KN}$

IV.5.2. PRESENTATION DES RESULTATS DE LA METHODE DYNAMIQUE SPECTRALE ET COMMENTAIRES.

IV.5.2.1. Premier choix de disposition des voiles.

On a pris en considération le plan d'architecture et le nombre minimal des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

La première disposition des voiles adoptée est indiquée à sur la figure suivante :

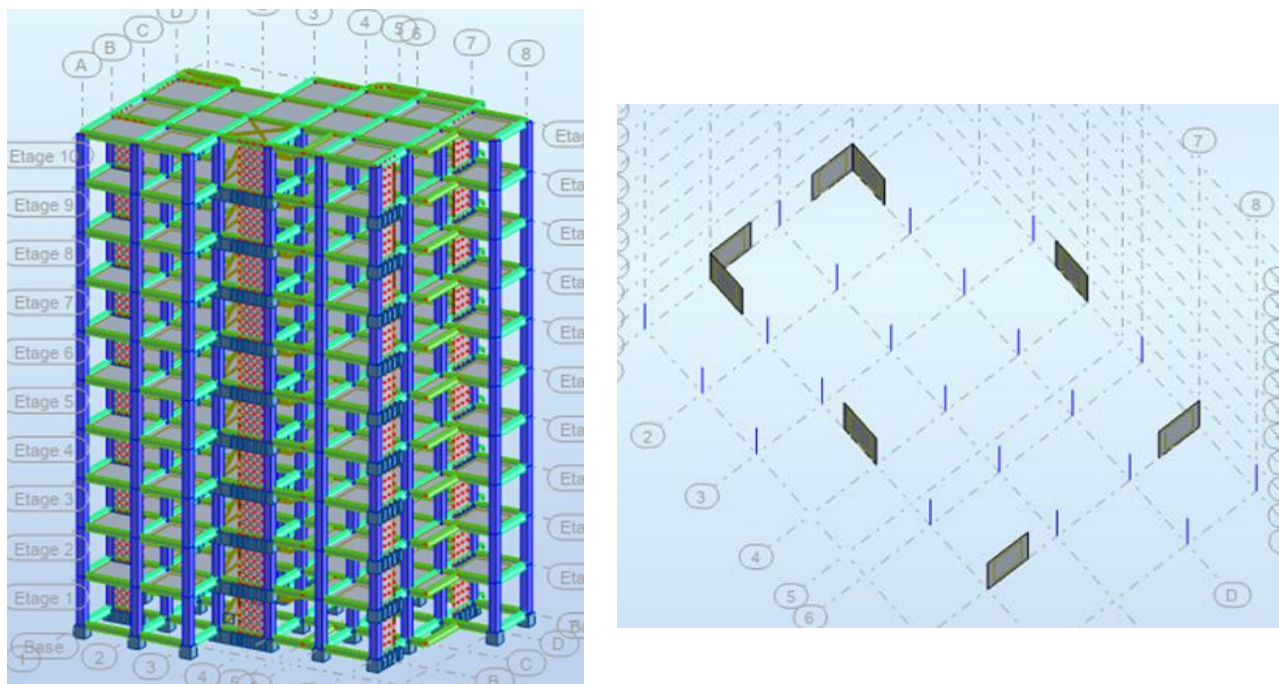


Figure IV.1 : première disposition des voiles

Après l'analyse automatique par la logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous. Périodes et facteurs de participation massique du modèle

Mode	Période	Facteurs de Participation Massique (en%)				Nature
		U_x	U_y	ΣU_x	ΣU_y	
1	0.79	70.31	0.00	70.31	0.00	Trans.x
2	0.71	0.00	73.14	74.42	73.14	Trans.y
3	0.65	1.34	0.04	86.14	82.34	Torsion
4	0.54	0.07	0.04	86.14	82.34	/
5	0.49	0.58	1.35	86.14	82.34	/
6	0.42	0.15	0.09	86.14	85.19	/
7	0.39	0.09	0.05	86.14	85.19	/
8	0.21	0.07	0.00	87.01	85.19	/
9	0.11	0.03	0.00	87.01	85.19	

Tab .IV.4: Périodes et facteurs de participation massique du modèle .

Remarque :

- Le premier mode de vibration est une translation suivant l'axe (xx')
- Le 2^{ème} mode de vibration est une translation suivant l'axe (yy')
- Le 3^{ème} modes de vibration sont des torsions.

Remarque :

- Les masse cumulées ne dépassé pas 90% donc la condition non vérifier.

A cause de ces résultats négatifs qui on a les découvrais dans la première disposition des voiles, on a cherché une autre disposition adéquate, qui permis de respecter les conditions préconisées par le RPA 99/version 2003 et aussi le plan d'architecture.

Pour rigidifier le bâtiment, il y a trois manières simples :

- rajouter des voiles supplémentaires.
- changer leur disposition de tel sorte les rendue plus rigide.
- **Donc on va changer les positions des voiles**

IV.5.2.2. Deuxième choix de disposition des voiles.

On a choisi la disposition des voiles suivante :

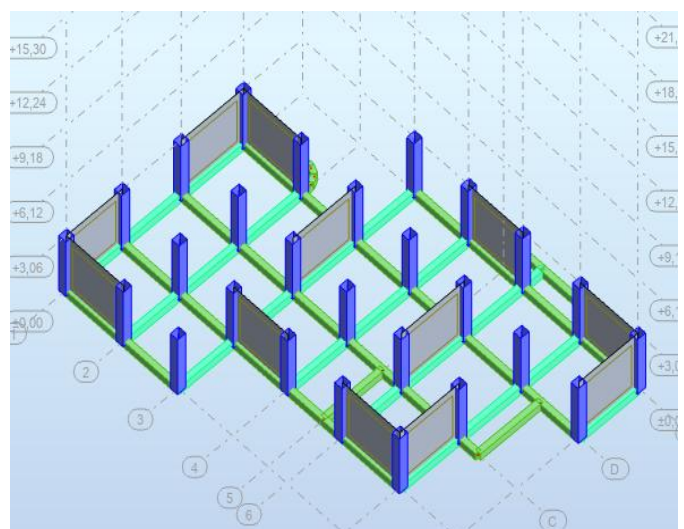
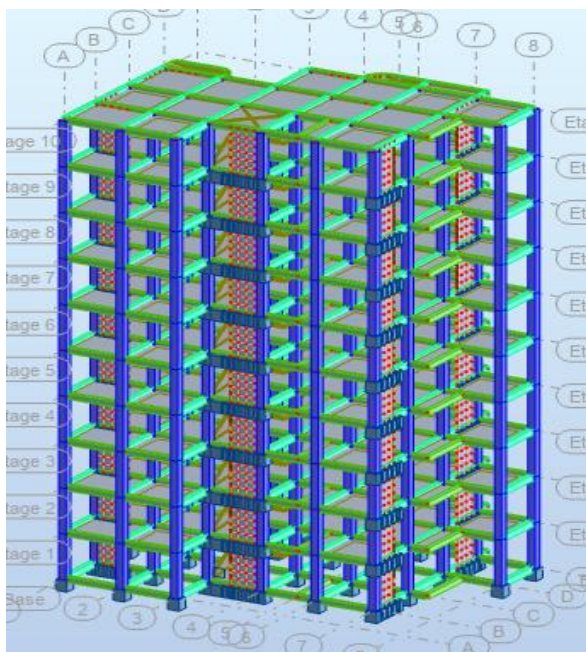


Figure IV.2 Deuxième disposition des voiles

Après l'analyse automatique par logiciel ROBOT, on a obtenu les résultats illustrés dans le tableau ci-dessous.

Mode	Période	Facteurs de Participation Massique (en%)				Nature
		U_x	U_y	ΣU_x	ΣU_y	
1	0.83	0.00	70.37	0.00	70.37	Trans.Y
2	0.79	73.23	0.00	73.23	70.37	Trans.X
3	0.71	0.00	0.00	73.23	70.37	Torsion
4	0.22	13.32	0.00	86.55	70.37	/
5	0.19	0.00	15.54	86.55	85.91	/
6	0.11	0.13	0.00	86.68	85.91	/
7	0.11	0.00	0.00	86.68	85.91	/
8	0.11	1.06	0.00	87.74	85.91	/
9	0.11	4.18	0.00	91.92	85.91	
10	0.10	0.00	0.00	91.92	85.91	
11	0.10	0.00	0.12	91.92	85.91	
12	0.10	0.00	5.59	91.92	86.03	
13	0.10	0.00	0.00	91.92	91.63	
14	0.10	0.00	0.00	91.93	91.63	
15	0.09	0.00	0.00	91.93	91.63	

Tableau : IV.5 périodes, modes et facteurs de participation massique

Remarque:

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- Une période fondamentale $T_{dyn} = 0.83$ s.

• R
PA99/version 2003 préconise (Art 4.2.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur $T_e = 0.650$ s estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

On a : $1,3 \times T_e = 0.845 > T_{dyn} = 0.83$ (la condition est donc vérifiée).

- Le premier et le deuxième mode sont des translations suivant les axes (xx') et (yy') successivement.
- Le troisième mode c'est un mode de torsion.
- Les 13 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le *RPA99version 2003*).

. Les schémas des trois premiers modes de vibration.

Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette deuxième disposition des voiles

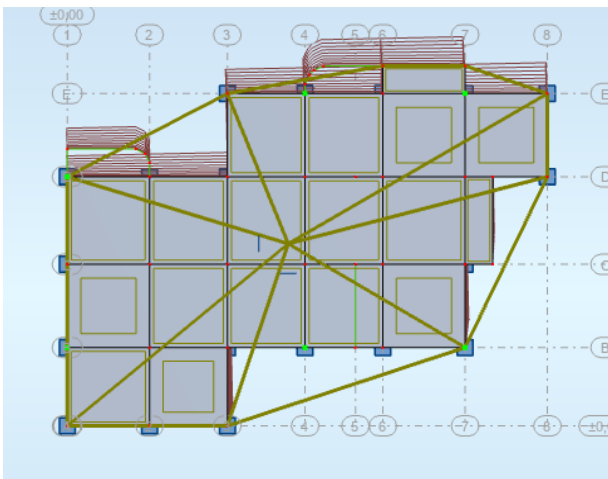


Fig. IV. 3 1^{ère} mode induit par la 2^{ème} disposition

**des voiles
translation suivant l'axes (yy')**

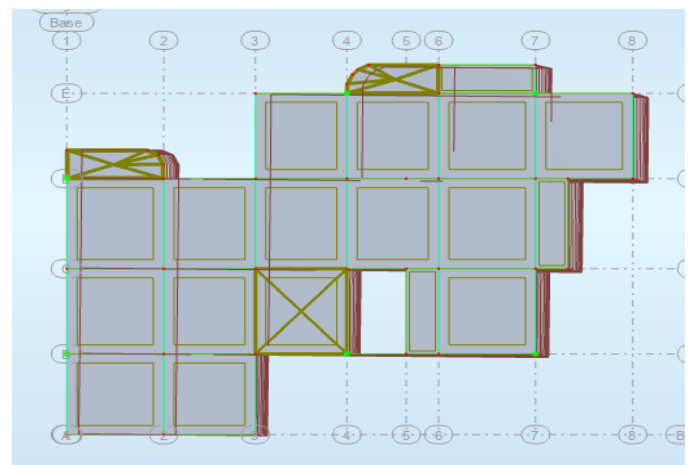


Fig. IV. 4 2^{ème} mode induit par la 2^{ème} disposition

**des voiles
translation suivant l'axes (xx')**

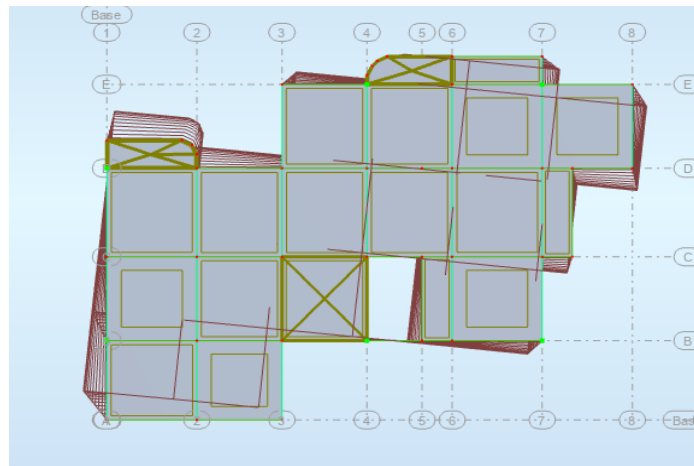


Fig. IV. 5 . Mode 3 induit par la 2^{ème} disposition des voiles

- **L'EFFORT SISMIQUE A LA BASE**

D'après le RPA99/version2003 (art 4.3.6), la résultante V_t des forces obtenues à la base par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

- **L'effort sismique calculé par la méthode statique équivalent :**

$$V_{xstat} = 2956,8817 \text{ T}$$

$$V_{ystat} = 2606,2146 \text{ T}$$

D'après le fichier des résultats de ROBOT on a :

$$V_{x\text{ dyn}} = 9990.4 \text{ T}$$

$$V_{y\text{ dyn}} = 9487.7 \text{ T}$$

Ceci nous donne :

$$0,80V_{xstat} = 2365,50 \text{ T, donc : } V_{x\text{ dyn}} > 0,80V_{xstat}$$

$$0,80V_{ystat} = 2084,97 \text{ T, donc : } V_{y\text{ dyn}} > 0,80V_{ystat}$$

La condition de l'art 4.3.6 de RPA 99 version 2003 est donc vérifiée. On peut donc utiliser directement les résultats obtenus par le calcul automatique.

IV.6.DISTRIBUTION DE LA RESULTANTE DES FORCES

SISMQUES SELON LA HAUTEUR

la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99)

$$V = Ft + \sum F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0.07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = [(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum (W_j \cdot h_j)]$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

W_i ; W_j : poids revenant au plancher i ; j

- **Distribution horizontale des forces sismiques:**

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

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

$$V_{k \rightarrow F}$$

les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal :**

étage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
RDC	7527.4	18.10	7509.3
1	6723.3	62.70	6660.6
2	5769.6	79.40	5690.2
3	5063.6	78.00	4985.6
4	4431.3	80.80	4350.5
5	3791.3	75.20	3716.1
6	3096.8	66.00	3030.8
7	2326.1	55.50	2270.6
8	1420.1	29.80	1390.3
9	714.7	4.80	709.90

Tableau. IV. 6: Vérification de l'effet FX pour le sens longitudinal➤ **Sens transversal :**

étage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
RDC	8074.7	38.30	8036.4
1	7258.7	58.80	7199.9
2	6340.9	67.40	6273.5
3	5562.8	78.40	5484.4
4	4830.9	80.80	4750.1
5	4094	80.90	4013.1
6	3307.8	77.70	3230.1
7	2466.6	72.40	2394.2
8	1569.6	62.30	1507.3
9	1077.2	32.90	1044.3

Tableau IV. 7: Vérification de l'effet FX pour le sens transversal**IV.6.1. Justification de Système de contreventement constitué par des voiles porteurs**

Pour la justification de Système de contreventement constitué par des voiles porteurs :

➤ Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues

aux charges verticales

- Les sollicitations verticales totales de la structure : 85727 KN
- Les sollicitations verticales reprises par les voiles 16305.27: KN

$16305.27/85727 = 0.192$ Donc : 19.20 % → condition vérifiée

➤ la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

IV.6.2. VERIFICATION DES DEPLACEMENT:

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

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

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

R : coefficient de comportement = 5

Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$

➤ Sens longitudinal :

Etage	Max Ux [cm]	Min Ux [cm]	dr Ux [cm]
RDC	0.1	0.0	0.1
1	0.4	0.1	0.3
2	0.8	0.4	0.4
3	1.2	0.8	0.4
4	1.6	1.2	0.4
5	2.0	1.6	0.4
6	2.4	2.0	0.4
7	2.7	2.4	0.3
8	3.0	2.7	0.3
9	3.2	3.0	0.2

Tableau IV. 8: Vérification Des déplacement pour le sens longitudinal

➤ Sens transversal

Etage	Max Uy [cm]	Min Uy [cm]	dr Uy [cm]
RDC	0.1	0.0	0.1
1	0.4	0.1	0.3
2	0.7	0.4	0.3
3	1.2	0.7	0.5
4	1.6	1.2	0.4
5	2.0	1.6	0.4
6	2.4	2.0	0.4
7	2.9	2.4	0.5
8	3.2	2.8	0.4
9	3.6	3.2	0.4

Tableau IV. 9: Vérification Des déplacement pour le sens transversal

Donc: $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$ sont inférieurs à $\Delta_{adm}=1\%(h) = 1\%(3,06) = 0,0306m=3.06cm$.

• **JUSTIFICATION DE L'EFFORT P- Δ :**

L'effet du second ordre (ou effet de P- Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante

est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003 p40

$$\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de 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 de l'étage k.

➤ **Sens longitudinal :**

Etage	W(t)	$p_k(t)$	Δ_k (m)	$V_x(t)$	h_k (m)	Θ	≤ 0.1
RDC	850.69	850.69	0.001	7527.4	3.06	0.0001	C.V
1	850.69	1701.38	0.003	6723.3	3.06	0.003	C.V
2	850.69	2552.07	0.004	5769.6	3.06	0.008	C.V
3	850.69	3402.76	0.004	5063.6	3.06	0.009	C.V
4	850.69	4253.45	0.004	4431.3	3.06	0.012	C.V
5	850.69	5104.14	0.004	3791.3	3.06	0.019	C.V
6	850.69	5954.83	0.004	3096.8	3.06	0.023	C.V
7	850.69	6805.52	0.003	2326.1	3.06	0.029	C.V
8	850.69	7656.21	0.003	1420.1	3.06	0.035	C.V
9	916.52	8572.73	0.00	714.7	3.06	0.061	C.V

Tableau IV.10 : Vérification l'effet P- Δ sens X

➤ **Sens transversal**

Etage	W(t)	p _k (t)	Δ _k (m)	V _y (t)	h _k (m)	θ	≤0.1
RDC	850.69	850.69	0.001	8074.7	3.06	0.0001	C.V
1	850.69	1701.38	0.003	7258.7	3.06	0.006	C.V
2	850.69	2552.07	0.003	6340.9	3.06	0.009	C.V
3	850.69	3402.76	0.005	5562.8	3.06	0.016	C.V
4	850.69	4253.45	0.004	4830.9	3.06	0.023	C.V
5	850.69	5104.14	0.004	4094	3.06	0.027	C.V
6	850.69	5954.83	0.004	3307.8	3.06	0.034	C.V
7	850.69	6805.52	0.005	2466.6	3.06	0.041	C.V
8	850.69	7656.21	0.004	1569.6	3.06	0.053	C.V
9	916.52	8572.73	0.004	1077.2	3.06	0.060	C.V

Tableau IV.11 : Vérification l'effet P- Δ sens Y

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.

- **JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EQUILIBRE D'ENSEMBLE :**

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure

❖ Sens longitudinal :

$$M_s = 1285905 \text{ KN.m}$$

Niveau	F _i (KN)	h _i (m)	F _i ×h _i (KN.m)
RDC	7527.4	3.06	23033.84

1	6723.3	3.06	20573.29
2	5769.6	3.06	17654.97
3	5063.6	3.06	15512.97
4	4431.3	3.06	13559.77
5	3791.3	3.06	11601.37
6	3096.8	3.06	9476.20
7	2326.1	3.06	7117.86
8	1420.1	3.06	4345.50
9	714.7	3.06	2186.98
			$M_{Rx} = 125062.75$

Tableau. IV. 12 : moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X)

Vérifications:

$M_s/M_{Rx} = 10.28 \geq 1.5$vérifie

❖ Sens transversal :

$M_s = 1058728.45$ KN.m

Niveau	F_i (KN)	h_i (m)	$F_i \times h_i$ (KN.m)
RDC	8074.7	3.06	24708.58
1	7258.7	3.06	22211.62
2	6340.9	3.06	19403.15
3	5562.8	3.06	17022.16
4	4830.9	3.06	14782.55
5	4094	3.06	12527.64
6	3307.8	3.06	10121.86
7	2466.6	3.06	7547.79
8	1569.6	3.06	4802.97
9	1077.2	3.06	3296.23
			$M_{Rx} = 136424.55$

Tableau. IV. 13: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(Y)

Vérifications:

$$M_s/M_{Ry} = 7.76 \geq 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

IV.7. CENTRE DE MASSE• **Définition:**

Le centre de masse d'un niveau considère est simplement le centre de gravité de la structure, on peut dire aussi qu'il est calculé le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs (vents ; séisme).il est calcule comme étant le barycentre des masses de structure dont les coordonnées sont données par rapport à un repère (globale) de la structure (XOY) par la formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : masse de l'élément considéré.

X_i : cordonnés du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y).

Y_i : cordonnés du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y).

ETAGE	MASSE(t)	G (x,y) [m]
RDC	464.54	15.65 ; 12.00
1	464.54	15.65 ; 12.00
2	464.54	15.65 ; 12.00
3	464.54	15.65 ; 12.00
4	464.54	15.65 ; 12.00
5	464.54	15.65 ; 12.00
6	464.54	15.65 ; 12.00
7	464.54	15.65 ; 12.00
8	464.54	15.65 ; 12.00
9	461.32	15.65; 11.96

IV.8. CENTRE DE TORSION :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le contreventement de la structure, autrement dit c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux.

- Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent qu'une translation sur la structure.
- -Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

La position du centre de torsion se détermine à partir les formules suivantes :

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{XJ} X_J}{\sum I_{XJ}} \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{YJ} Y_J}{\sum I_{YJ}}$$

ETAGE	MASSE(t)	R (x,y) [m]
RDC	464.54	15.63 ; 11.58
1	464.54	15.63 ; 11.58
2	464.54	15.63 ; 11.58
3	464.54	15.63 ; 11.58
4	464.54	15.63 ; 11.58
5	464.54	15.63 ; 11.58
6	464.54	15.63 ; 11.58
7	464.54	15.63 ; 11.58
8	464.54	15.63 ; 11.58
9	461.32	15.63; 11.58

IV.9 .EXCENTRICITE :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = | X_{CT} - X_{CM} |$$

$$e_y = | Y_{CT} - Y_{CM} |$$

Le tableau suivant résume les résultats :

ETAGE	ex (m)	ey (m)
RDC	0.02	0.42
1	0.02	0.42
2	0.02	0.42
3	0.02	0.42
4	0.02	0.42
5	0.02	0.42
6	0.02	0.42
7	0.02	0.42
8	0.02	0.42
9	0.02	0.38

IV.10.L'excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par le **RPA 99V2003** (art4.2.7) est de **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- $e_{ax} = 0.05 L$ avec : $L_x = 21.00$ m $e_{ax} = 1.05$ m
- $e_{ay} = 0.05 L$ avec : $L_y = 14.40$ m $e_{ay} = 0.72$ m

Donc : l'excentricité à prendre en compte dans le calcul sera :

- $e_x = 0.02 < e_{ax} = 1.05$ (CV)
- $e_y = 0.42 < e_{ay} = 0.72$ (CV)

CHAPITRE V

FERRAILLAGE

DES

ELELEMENTS

V.Ferrailage des élément principale

V. 1.COMBINAISONS D' ACTIONS

V .1.1. Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitations ainsi qu'aux actions sismiques.

Leur ferrailage doit être réalisé de manière à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur BAEL91 et RPA99 nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

V 1.2.Combinaison d'actions :

Les combinaisons du RPA 99/version 2003 :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie du calcul aux états limites.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$G + Q + E$$

$$0.8 G \pm E$$

avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation non pondérées.

E : Action du séisme représentée par des composantes horizontales

Les combinaisons de BAEL 91 :

Les combinaisons données par le BAEL 91 sont :

1/ à l'ELU :

$$1.35G + 1.5 Q$$

2/ à l'ELS :

$$G + Q$$

V .2.FERRAILLAGE

V 2.1.Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, et ils sont soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables. On considérant les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

Caractéristiques mécaniques des matériaux

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.5	25	14.17	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Tableau Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques

Niveau	Section [cm ²]	ELU		G+Q+E		0.8G+E		0.8G+E	
		Nmax [kN]	Mcorr [kNm]	Mmax [kNm]	Nmin [kN]	Mcorr [kNm]	Ncorr [kN]	Nmin [kN]	Mcorr [kNm]
RDC+9	50X55	2767,53	18,32	61,53	271,38	9,71	1722,43	271,38	9,71

1. Combinaison de charge : En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL :**
- ✓ ELU : $1,35 G + 1,5 Q$
- **Selon RPA99/Version 2003 :(situation accidentelle)**
- ✓ $0,8G \pm E$
- ✓ $G + Q + E$

★ **Etapes de calcul :**

A- Recommandation de l'RPA 99/Version 2003 :

→ D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armature longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

$$A_{\max} = \frac{A_s}{bh} < 4 \% \quad \text{en zone courant.}$$

$$A_{\max} = \frac{A_s}{bh} < 6 \% \quad \text{en zone recouvrement.}$$

$$A_{\min} = A_s > 0,9\% bh.$$

→ Le diamètre minimum est de 12 mm.

→ La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ .

→ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm en zone III.

➤ Armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

V_u : est l'effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute

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

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par

t : Est l'espacement des armatures transversales.

B- BAEL91 :

Calcule en flexion composée avec un effort normal N_u et un moment M_u tel que :

$$M_u = e \cdot N_u$$

Avec : $e = e_1 + e_2 + e_a$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \quad ; \quad e_a = \max \left\{ 2cm, \frac{L}{250} \right\} \quad ; \quad e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi)$$

ϕ : Généralement égal à 2

$$L_f = 0,7 \times L_0$$

3. Exemple de calcul :

Soit le poteau le plus sollicité de RDC :

$$c = c' = 4 \text{ cm} \quad ; \quad s = 50 \times 55 (\text{cm}) \quad ; \quad \text{acier } F_e \text{ E400} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$$

$$f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b = 14,17 \text{ Mpa} \quad ; \quad l = 3,06 \text{m} : \text{ hauteur totale du Poteau.}$$

3.1. Ferrailage longitudinal :

$$N_{\max} = 2767,53 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corr}} = 18,32 \text{ KN.m}$$

★ (ELU):

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_0 + e_a$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{18,32}{2767,53} \Rightarrow e_0 = 0,00661m$$

$$e_a = \max \left\{ 2cm, \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2cm, \frac{306}{250} \right\} \Rightarrow e_a = 0,02m$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0,02661 m$$

Si $l_f/h < \max(15 ; 20 \cdot e_1/h)$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 m.$$

$$3,894 < \max(15 ; 0,967)$$

La méthode forfaitaire est utilisable.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi). \quad \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = 3,46 \frac{l_f}{h} = 13,475$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,825$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0,55} (2 + 2 \times 0,825) = 0,009134m.$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,02661 + 0,00913 = 0,03574m$$

$$e = 3,574cm$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e = 2767,53 \times 0,03574 = 98,91 \text{ KN.m}$$

• **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{MAX}} = 2767,53 \text{ KN} ; M_{\text{corrigé}} = 98,91 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0,337 h - 0,81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0,337 \times 55 - 0,81 \times 4) \cdot 50 \times 55 \times 14,17$$

$$A = 5960,079 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 98,91 + 2767,53 \left(0,51 - \frac{0,55}{2} \right) = 673,613 \text{ KN.m}$$

$$B = 2767,53 (0,51 - 0,04) - 673,613 = 627,125 \text{ KN.}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{673613}{14,17 \times 50 \times 51^2} = 0,365$$

$$\overline{\sigma}_b = 18,48 \text{ Mpa}, \overline{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}. \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle}$$

$$\mu = 0,365 \quad \mu_l = 0,392 \Rightarrow (\alpha = 0,600; \beta = 0,76)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{673613}{400 \times 0,76 \times 51} = 43,45 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 43,45 - \frac{2767530}{100 \times 400} = -25,73 \text{ cm}^2$$

• **(G+Q±E):**

$$M_{\text{MAX}} = 61,53 \text{ KN.m} \quad ; \quad N_{\text{cor}} = 1722,43 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{61,53}{1722,43} = 0,036 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = 0,01224 \text{ m} = 1,224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0,056 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0,55} (2 + 2 \times 0,825) = 0,009134 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,056 + 0,009134 = 0,06513$$

$$e = 6,513 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e = 1722,43 \times 0,06513 = 112,181 \text{ KN.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 1722,43 \text{ KN} ; \quad M_{\text{corrigé}} = 112,181 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0,337 \text{ h} - 0,81 \text{ c}') \text{ b.h. } \sigma_b$$

$$A = (0,337 \times 55 - 0,81 \times 4) 50 \times 55 \times 14,17 (\text{KN.m})$$

$$A = 5960,079 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 112,181 + 1722,43 \left(0,51 - \frac{0,55}{2} \right) = 431,133 \text{ KN.m}$$

$$B = 1722,43 (0,51 - 0,04) - 431,133 = 378,409 \text{ KN.}$$

- A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b b d^2} = \frac{431133}{18,48 \times 50 \times 51^2} = 0,179$$

$$\overline{\sigma_b} = 18,48 \text{ Mpa}, \overline{\sigma_s} = 400 \text{ Mpa}. \Leftrightarrow \text{situation - accidentel le.}$$

$$\mu = 0,179 \quad \mu_l = 0,392 \Rightarrow (\alpha = 0,248; \beta = 0,900)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{413133}{400 \times 0,900 \times 51} = 22,50 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 22,50 - \frac{1722430}{100 \times 400} = -20,56 \text{ cm}^2$$

• **(0.8G ±E) :**

$$N_{\min} = 271,38 \text{ KN} ; \quad M_{\text{corr}} = 9,71 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\min}} = \frac{9,71}{271,38} = 0,036 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = 1,224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0,02 + 0,036 = 0,056 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0,55} (2 + 2 \times 0,825) = 0,009134 \text{ m.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,056 + 0,009134 = 0,0651$$

$$e = 6,51 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e = 271,38 \times 0,0651 = 17,68 \text{ KN.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\min} = 271,38 \text{ KN} ; \quad M_{\text{corrigé}} = 17,68 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0,337 h - 0,81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0,337 \times 55 - 0,81 \times 4) 50 \times 55 \times 18,48 \text{ (KN.m)}$$

$$A = 7772,918 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 17,68 + 271,38 \left(0,51 - \frac{0,55}{2} \right) = 67,9291 \text{ KN.m}$$

$$B = 271,38 (0,51 - 0,04) - 67,9291 = 59,6195 \text{ KN.}$$

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b b d^2} = \frac{67929,1}{18,48 \times 50 \times 51^2} = 0,0282$$

$$\bar{\sigma}_b = 18,48 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}. \Leftrightarrow \text{situation - accidentel le.}$$

$$\mu = 0,0282 \quad \mu_l = 0,392 \Rightarrow (\alpha = 0,0357; \beta = 0,985)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{67929,1}{400 \times 0,985 \times 51} = 3,38 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 3,38 - \frac{271380}{100 \times 400} = -3,40 \text{ cm}^2$$

2.2. Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2.1

$$A_{s \min} \geq 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 50 \cdot 51 \cdot 2,1 / 400 = 3,079 \text{ cm}^2$$

2.3 Vérification des sections exigées par le RPA99V2003 art 7.4.2 :

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

- Leur pourcentage minimal sera de 0,9 % en (zone III)
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.

$$A_{s \min} = 0,9\% \times b \times h = 0,009 \cdot 50 \cdot 55 \Rightarrow A_{s \min} = 24,75 \text{ cm}^2 \quad (\text{RPA99/V2003})$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA}) = 24,75 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = A_{s \min} = 24,75 \text{ cm}^2$ et on adopte 8T20 avec $A_s = 25,13 \text{ cm}^2$.

2.4. Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser})
- la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier
- la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$
- la contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPA}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

- **(ELS) :**

$$N_{ser} = 2003,72 \text{ KN} ; M_{ser} = 13,26 \text{ KN.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{13,26}{2003,72} = 0,00662 \text{ m} \quad e_0 = 0,00662 < \frac{h}{6} = \frac{0,55}{6} = 0,0916 \text{ m}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons des notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 50 \times 55 + 15 (25,13) = 3126,95 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 24,67 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 55 - 24,67 = 30,33 \text{ cm}$$

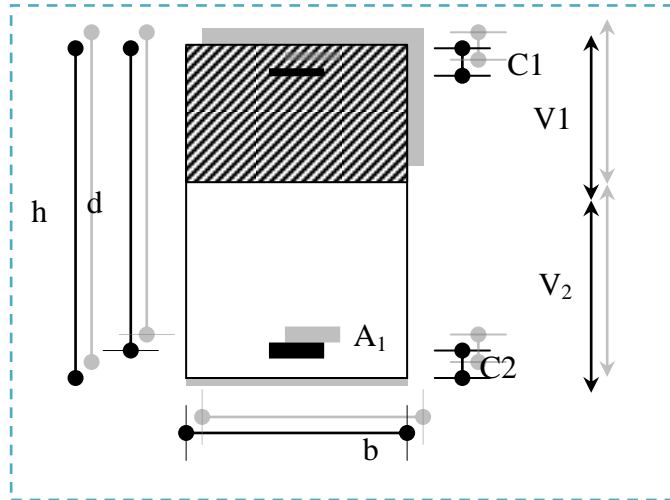


Figure V .1-section de poteau

$$I_{xx} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15 \times (A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{50}{3}(24,67^3 + 30,33^3) + 15[25,13(24,67 - 4)^2 + 25,13(30,33 - 4)^2] = 1137775,877 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravite de la section rendue homogène

$$M_G = 13,26 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_s}{100 \times B_0} = \frac{2003720}{100 \times 3126,95} = 6,41 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{13260}{1137775,887} = 0,012$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 6,41 + 0,012 \times 24,67 = 6,71 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 6,71 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (C.V)$$

Donc les armatures déterminées pour L'E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[6,41 + 0,012(24,67 - 4)] = 99,87 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[6,41 - 0,012(51 - 24,67)] = 91,41 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 99,78 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 91,41 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots (C.V)$$

3. Armatures transversales :

3.1. Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux La combinaison (G + Q ± E) donné l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 63.90 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{63.90 \times 10^3}{500 \times 510} = 0,25 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,25 < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

3. 2. Calcul d'armature transversal:

Selon (RPA99 version 2003) les armatures transversales des poteaux sont calculé a l'aide de la

formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversales (f_e 235MPa).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

- $\rho_a = 3,75$ Si $\lambda_g < 5$.
- $\rho_a = 2,5$ Si $\lambda_g > 5$.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

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

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

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2,142}{0,50} \right) \Rightarrow \lambda_g = 4.28 < 5 \quad \text{alors : } \rho_a = 3.75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

❖ RPA99 (7.4.2.2)

- La zone nodale : $S_t \leq 10\text{cm}$. en prend $t = 10 \text{ cm}$ en zone III
- La zone courante : $S_t \leq \min(b/2, h/2, 10\phi_1)$ en zone III

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

en prend $S_t = 20 \text{ cm}$ dans la zone courant

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 63900 \times 0.20}{55 \times 235} = 3.70 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.70 \text{ cm}^2 \text{ soit 5 cadres de } \Phi_{10} \quad A_t = 3.93 \text{ cm}^2$$

3.3. Vérification des cadres des armatures minimales : d'après

❖ RPA99 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale $t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.8\% \Rightarrow A_t = 0.008 \times 10 \times 50 = 4 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant : $t = 20 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.8\% \Rightarrow A_t = 0.008 \times 20 \times 50 = 8 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

❖ BAEL91 : (art A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$ Condition Vérifier

2/ leur espacement : $St \leq \min(15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min(30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$ Condition Vérifier

4- Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence :

ETAGE	S _{POT} (cm ²)	A _{CAL} (cm ²)	N ^{mbr} des barres	A _{adapt} (cm ²)
RDC - 9	50x55	24.75	8HA20	25,13

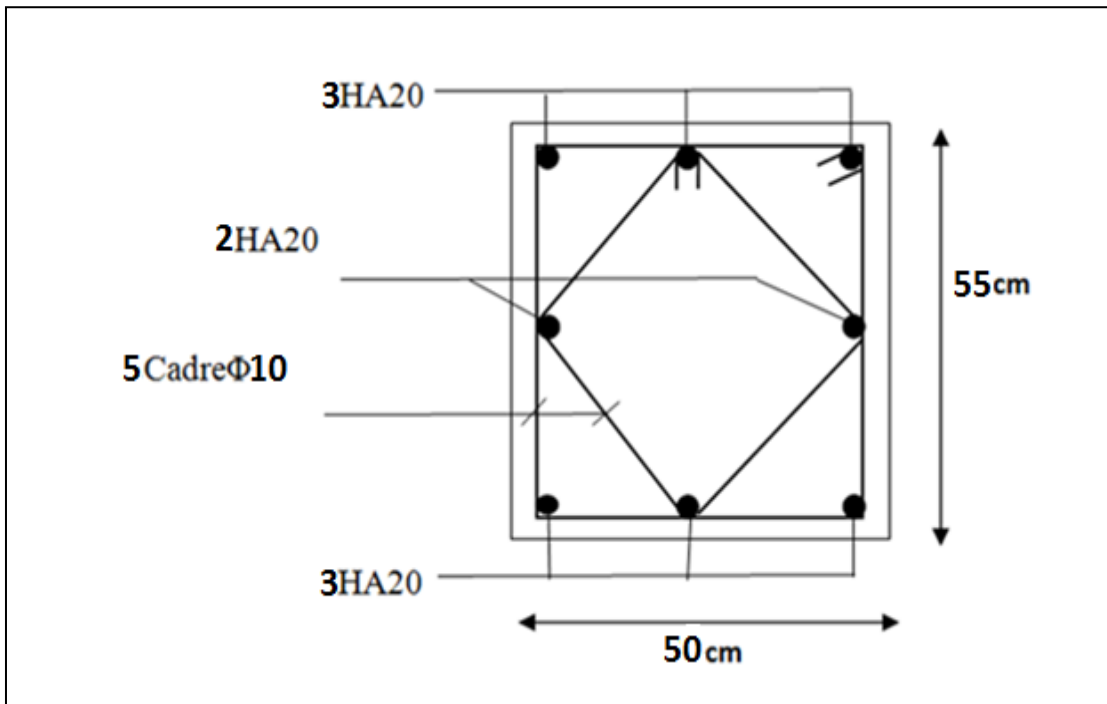


Figure V.2. Schéma de ferrailage des poteaux.

V 3.2. Ferrailage des poutres

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'actions, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes.

➤ **BAEL91**

- ❖ Condition de non fragilité : $A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ (A.4.2)
- ❖ Le pourcentage minimal d'armature : $A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b$ (B.6.4)

- vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{v_u^{\max}}{b \cdot d}$$

On doit vérifier que $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$ avec :

- ❖ $\bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right)$ fissuration peu préjudiciable.
- ❖ $\bar{\tau} = \min \left(0, 15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right)$ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

- Détermination de l'armature transversale

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Espacement $S_t \leq \min (0.9d, 40cm)$.

Section minimale A_t des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_t}{b_0 S_t} \geq 0.4MPa \text{ Soit pratiquement } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_t}{0.4 \cdot b_0}$$

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min (h/35, b_0/10)$ d'après Le (BAEL A7.2.2.)

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Dans le cas courant de la flexion simple sans reprise de bétonnage et avec des armatures droites :

$$K=1, \alpha = \frac{\pi}{2} \text{ alors :}$$

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj})}{0.9 f_e}$$

- Condition de non fragilité

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{0.23 f_{tj}}{f_e}$$

- Vérification de la flèche : (BAEL 91 art B.6.5)

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\diamond \frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$$

Avec

- ❖ M_t : moment MAX en travée.
- ❖ M_0 : moment isostatique minimal.
- ❖ B_0 : largeur de la poutre.
- ❖ d : hauteur utile.
- ❖ A : Section d'armature

- Recommandation RPA99/version2003

-Les armatures longitudinales :(RPA99/2003 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone nodale.

Les cadres des nœuds sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle. La présence de ces cadres permettent un bon comportement du nœud lors du séisme (évitent l'éclatement du nœud)

-Armatures transversales : (RPA99/2003 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale si les armatures comprimées sont nécessaires

minimum de $(h/4, 12\phi)$

- En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$

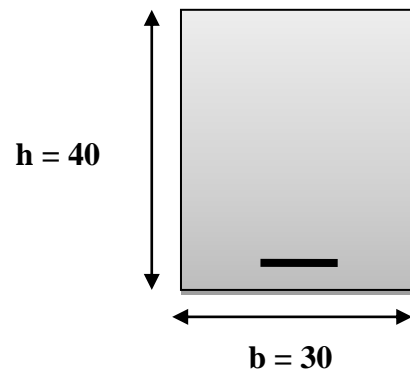
- Exemple de calcul

a. Poutre principale 30x40

-calcul d'enrobage

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2} ; \phi = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4\text{cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{4}{2} = 3 \Rightarrow C = 3\text{cm}$$

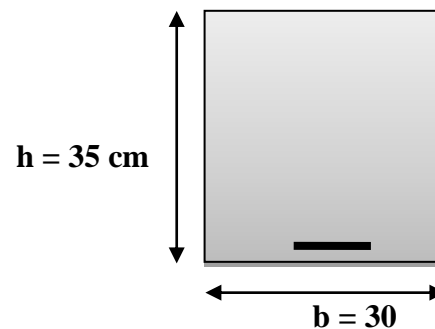


b. La Poutre secondaire (30x35)

-calcul d'enrobage

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2} ; \phi = \frac{h}{10} = \frac{35}{10} = 3,5\text{cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{3,5}{2} = 1,75 \Rightarrow C = 2,75\text{cm}$$



$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

-E .L.S

- La fissuration est peut nuisible \rightarrow Il n'y a aucune vérification concernent σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est. Vérifiée

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

- Vérification nécessaire pour les poutres

- La condition de non fragilité

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} > 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min} > 0,23 \times 30 \times 32,25 \times \frac{2,1}{400} = 1,17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre secondaire}$$

- Pourcentage minimal d'armature :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 40 \times 30 = 1,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 35 \times 30 = 1,05 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre secondaire}$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{\min} \geq 0.5\% .b.h.$

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre secondaire}$$

$$A_{\max}^{RPA} = \begin{cases} 4\% b.h & \text{en zone courante.} \\ 6\% b.h & \text{en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

$$A = \max (A_{cal} , A_{BAEL} , A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPa}) .$$

-En Travée

E.L.U : Combinaison (1.35G + 1.5Q)

	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$
Poutre principale	81120	0,139	0.392	0,187	0,925	6,81
Poutre secondaire	59470	0,134	0.392	0,1805	0,925	5,71

E.L.S : Combinaison (G + Q)

	M_U	M_{ser}	α	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Poutre principale	81120	52470	0,069	1.546	0,523	vérifiée
Poutre secondaire	59470	42300	0,095	1,405	0,452	vérifiée

Tableau Récapitulatif

	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPa} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} cm ²	A_{max}	A_{adopt} (cm ²)
Poutre principale	6,81	1.2	6	1.34	6,81	5T14=7,70
Poutre secondaire	5,71	1.05	5.25	1.17	5.71	3T16= 6.03

Sur Appuis

-Combinaison (G + Q + E)

	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{cal}
Poutre principale	111100	0,146	0.392	0,198	0,920	8,16
Poutre secondaire	85400	0,148	0.392	0,201	0,919	7.20

Tableau Récapitulatif

	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	$A_{min}^{RPA/2}$ (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
Poutre principale	8,16	1.2	6	1.34	8,16	6T14=9,24
Poutre secondaire	7,20	1.05	5,25	1.17	7.20	3T12+3T14= 8.01

Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)

-Les Poutres Principales

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.11 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{cv}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.00832 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.11 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \dots \text{cv}$$

-Les Poutres Secondaires

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.097 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{cv}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.01}{30 \times 32,25} = 0.00827 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.097 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \dots\dots\dots cv$$

-Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1)

-Les poutres Principales

$$T_u^{\max} = 86,50 \text{ KN}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{86500}{300 \times 370} = 0.779 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 0,779 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C, V)$$

-Les Poutres Secondaires

$$T_u^{\max} = 36,60 \text{ KN.}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{36600}{300 \times 322,5} = 0,37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 0.37 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C, V)$$

Les Armatures Transversales

➤ **Les Poutres Principales**

- En zone nodale :RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \text{ min (h/4; } 12\phi_1; 30\text{cm)} = 10 \text{ cm.}$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 20\text{cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

h:la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \text{min (0,9d; 50cm)}$$

$S_t \leq \text{min (33.3 cm; 50cm)} \rightarrow$ la condition est vérifiée

- Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

- Condition exigée par le RPA99V2003 art 7.5.2.2 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \text{ (en zone nodale)}$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante)}$$

$$\text{Soit 1 cadre de HA8 + un étrier de HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Les Poutres Secondaires**

- En zone nodale :RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_1; 30\text{cm}) = 8,75 \text{ cm.}$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t = 17,5 \text{ cm}$$

h:la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0,9 \cdot d; 50\text{m})$$

$$S_t \leq \min (29,025 \text{ cm}; 50\text{cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq 0,4 \times b_0 \times S_t / f_e \quad \text{donc : } A_t = 0,52 \text{ cm}^2$$

- Condition exigée par le RPA99V2003 art 7.5.2.2 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 8,75 \times 30 = 0.79 \text{ cm}^2 \text{ (en zone nodale)}$$

$$A_t = 0.003 \times 17,5 \times 30 = 1.58 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante)}$$

$$\text{Soit 1 cadre de HA8 + un étrier de HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

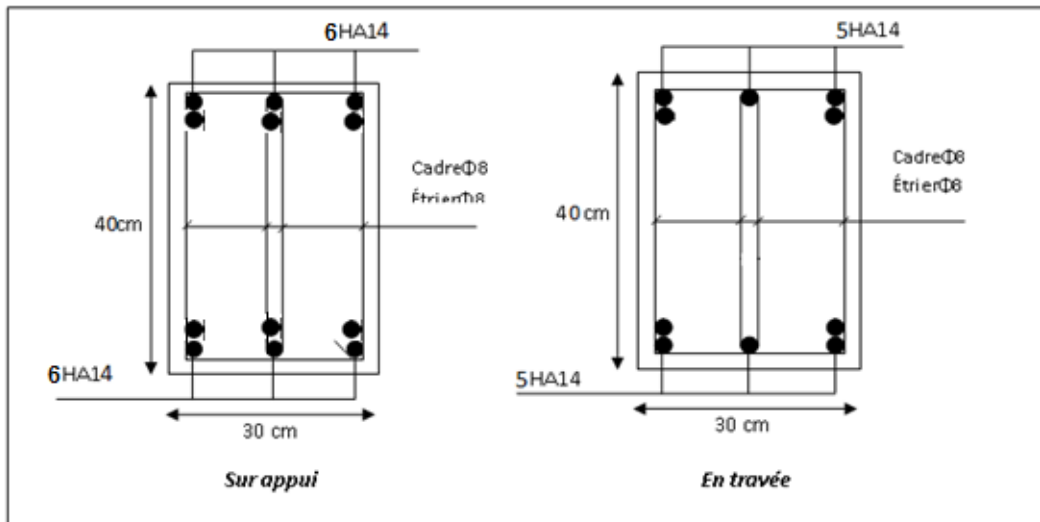


Figure VI.3. Ferrailage de la poutre principale.

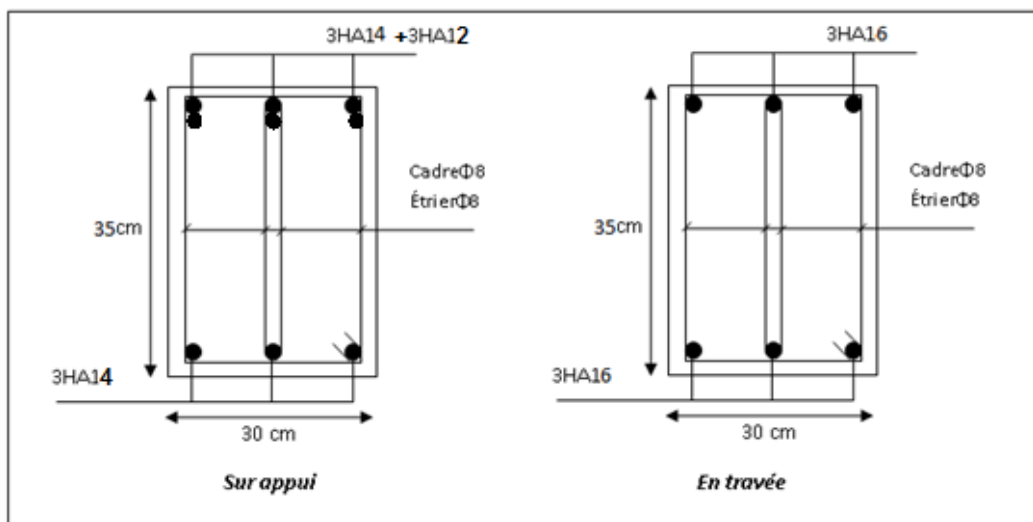


Figure VI.4. Ferrailage de la poutre secondaire.

V 3.3. Ferrailage des voiles

-Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

-Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés. Par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrailé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

-Types d'armatures

a- Armatures verticales

-Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20 %.

Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).



Figure V.5. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

b. Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes

- ❖ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :
 - globalement dans la section du voile 0,15%
 - en zone courante 0,10%
- ❖ L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux (2) valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1,5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right\} S_t \leq \text{Min}(30\text{cm} ; 1,5a), \text{ avec } a: \text{ épaisseur du voile.}$$

- ❖ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.
- ❖ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;
 - 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- ❖ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{V}{F_e} \quad ; \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_{\text{calculé}}$$

- ❖ Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

c. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

-Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical)**- Ferrailage vertical :****➤ Type de section qu'on peut avoir**

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Entièrement tendu (S. E. T).
- ❖ Entièrement comprimée (S. E.C).
- ❖ partiellement comprimée (S. P. C).

-Etapas de calcul :**- Détermination de la nature de la section:**

-Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c' est : $\frac{h}{6}$).

-Calcul de l'excentricité «e» qui égale au rapport du moment a l'effort normal

$$(e = \frac{M}{N}).$$

- Calcul des sections suivant leurs natures :

Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

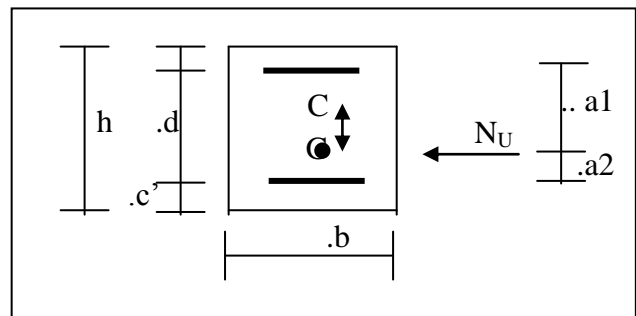
$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A \cdot \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A \cdot \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :



$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

-Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

➤ **Section entièrement comprimée :** La section est entièrement comprimée si

- N : L'effort normal est un effort de compression.

- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Où : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\%_{\infty}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si: $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par : $A=0$;

$$A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'}$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

➤ **section partiellement comprimée :** la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

➤ **Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{array} \right.$$

Pour les voiles pleins.

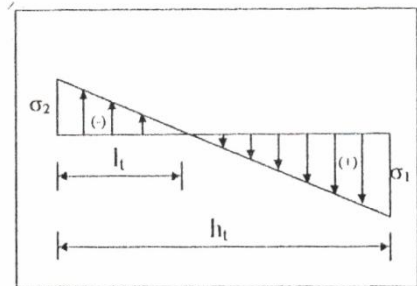


Fig.1

❖ 1^{ère} cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

❖ 2^{ème} cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$.

❖ 3^{ème} cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

➤ $A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002 \cdot a \cdot l_t$

➤ $A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015 \cdot a \cdot h$

➤ $A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001 \cdot a \cdot h$ (en zone courante)

-Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

• $N = 0,8 N_G + N_E$

• $M = 0,8 M_G + M_E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

$$\bullet N = N_G + N_Q \pm N_E$$

$$\bullet M = M_G + M_Q \pm M_E$$

-Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales)

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale.

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes.

$$* N_{\min} = 0,8N_g + N_e. (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$$

$$* M = 0,8M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

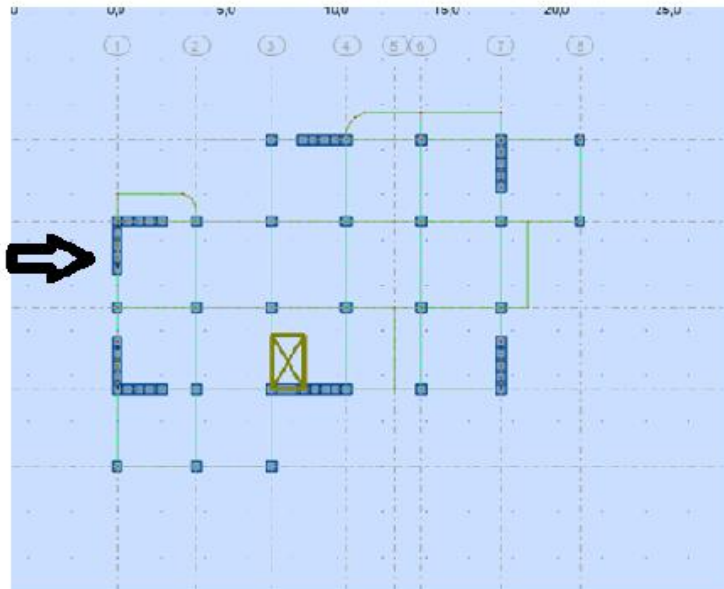
$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{max}} = M_g + M_q + M_e$$

-Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL 91

-Armatures verticales

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC et tout les étages.



$$0,8 G+ E: \rightarrow N_{\min}=924,68\text{KN} \rightarrow M=1540,81\text{KN.m}$$

$$h= 2,80 \text{ m} \quad ; \quad c = 5 \text{ cm}$$

$$d= h-c = 2,75 \text{ m} \quad ; \quad a= 0.20 \text{ m}$$

Détermination de l'excentricité e

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1540,81}{924,68} = 1,666m$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \overline{\sigma_b}$$

$$A = (0.337 \times 280 - 0.81 \times 5) \cdot 20 \times 280 \times 14.2$$

$$A = 4798.40 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 1540,81 + 924,68 (2.75 - 1.40) = 3328,41 \text{ KN.m}$$

$$B = 924,68 (2.75 - 0,05) - 3328,41 = 831,775 \text{ KN m}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

-Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 1,666}{2.80} = 11,9m^2$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.7 \times 2.8}{2.8} = 0.7 \rightarrow \frac{l_f}{h} = 0.7 \pi 15 \dots \dots \dots (c.v)$$

- Calcul de ferrailage

• Calcul des armatures à la flexion simple

$$M_A = M_u + N_u (d - \frac{h}{2}) = 3328,41 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3328411}{18.5 \times 20 \times 275^2} = 0,1189 \pi \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0,1586$$

$$\beta = 0,936$$

$$\text{Donc } A'_f = 0$$

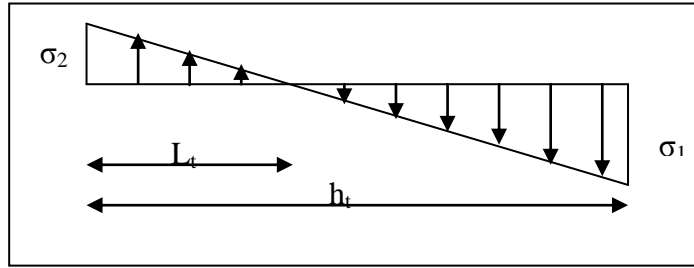
$$A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3328411}{400 \times 0.936 \times 275} = 32,32 \text{ cm}^2$$

• Calcul des armatures à la flexion composée

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} = 32,32 - \frac{924680}{100 \times 400} = 9.203 \text{ cm}^2$$

-L'armature verticale minimale

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{924,68 \times 10^3}{200 \times 2800} + \frac{6 \times 1540,81 \times 10^6}{200 \times (2800)^2} = 7,5471 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{924,68 \times 10^3}{200 \times 2800} - \frac{6 \times 1540,81 \times 10^6}{200 \times (2800)^2} = -4,2447 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1,007 \text{ m}$$

$$\text{Alors } A_{\min}^{RPA} = 0,002 \times l_t \times a = 0,002 \times 100,7 \times 20 = 4,028 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile : 0,15 %

$$A_{\min}^g = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 280 = 8,4 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

* Dans la zone tendue : $A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA})$ Alors on prend $A = 8,4 \text{ cm}^2$

En zone courante

$$h' = h - 2l_t > 0 = 2,80 - 2 \times 1,007 = 0,786 > 0$$

$$A_{\min 2} = 0,001 \cdot b \cdot h' = 0,001 \times 20 \times (78,6) = 1,572 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 8,4 + 1,572 = 26,40 \text{ cm}^2 > A_{\min}^g = 8,4 \text{ cm}^2$$

➤ L'espacement :

d'après (RPA99 version 2003)

$S < \min(1,5 \cdot a ; 30 \text{ cm}) = \min(1,5 \times 20 ; 30 \text{ cm})$ On prendre : $S = 30 \text{ cm}$

Dans la zone h/10 :

$D < S/2 = 30/2 = \min(1,5a/2 ; 30/2) = 15 \text{ cm}$. On prendre : $D = 15 \text{ cm}$

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par le RPA99.

➤ **Choix d'armature**

$$A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = \frac{A_{\text{adop}}}{2} = \frac{26,40}{2} = 13,2 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{\text{nap1}} = 6\text{HA12} + 6\text{HA12} = 13,58 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{nap2}} = 6\text{HA12} + 6\text{HA12} = 13,58 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times T_{\text{cal}}}{a.d} = \frac{1,4 \times 0,06857}{0,2 \times 2,80} = 0,171 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

a : épaisseur du voile (a = 20 cm)

h : longueur totale de la section tout (h = 280 cm)

➤ **Armatures horizontales**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile : (RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{\text{min}}^g = 0,0015 \times a \times 1\text{m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

En zone courante

$$A_{\text{min}}^c = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{\text{hor}} = 8\phi 8 = 4,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- **Les Armatures Transversales :** (armatures perpendiculaires aux faces du mur)

-D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

➤ **Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »**

-Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 \text{ MPa}$

-La vérification s'effectuera en considération les combinaisons :

$$N = N_g + N_q + N_E$$

$$M = M_g + M_q + M_E$$

-Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal « N » est très important.

-Le calcul de « σ_c » contrainte de compression se fait conformément à la formule de

- **Navier Bernoulli**

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2}$$

❖ Exemple de calcul

- Soit le voile V_{L1} au niveau de RDC

- La vérification se fait pour la combinaison suivant : 0,8 G+E

$N_{cor} = 924,68$ KN.

$M_{max} = 1540,81$ KN.m

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{924,68 \times 10^3}{200 \times 2800} + \frac{6 \times 1540,81 \times 10^6}{200 \times (2800)^2} = 7,5471 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18,5 \text{ MPa}$$

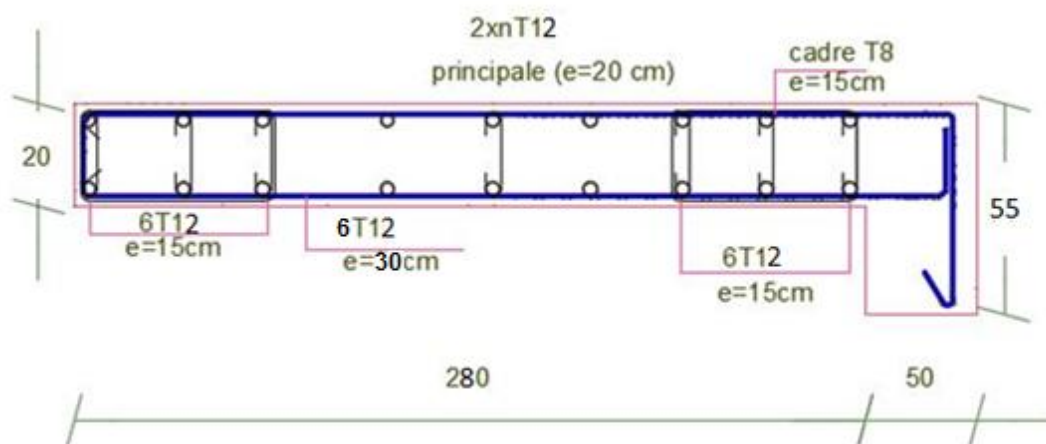


Figure V.6. Ferrailage de voile.

CHAPITRE VI

INFRASTRUCTURE

VI-Etude des fondations :

VI-1-Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges qui proviennent de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitation, les surcharges climatique et sismique.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI-2-Choix de type de fondations :

avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 1.8 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier évidé.
- Radier général.
- Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.
- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Nous proposant en premier lieu des semelle filantes pour cela, nous allons procéder a une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieur a 50% de la surface totale du bâtiment

($S_s/S_b < 50\%$).

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_s}$$

Avec : $N = N_G + N_Q$ ($\overline{\sigma_{sol}} = 1.8 \text{ bars} = 18 \text{ t/m}^2$).

$$N = 3336.87 \text{ t}$$

$$S_s \geq 3336.87 / 18 = 185.38 \text{ m}^2$$

Surface totale des semelles est : 185.38 m^2

Surface totale du bâtiment est : 302.4 m^2

Donc :

$$S_s / S_b = 0,61 > 0.5$$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à opter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le radier générale.

VI-3-Etude du radier :

VI-3 .1- épaisseur du radier :

Condition de rigidité :

$$L_e \geq 2L_{\max} / \pi$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux files parallèles.

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{4EI/Kb}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol.

b : largeur du radier (bande de 1m)

$$L_e^4 = 4EI/kb, \text{ avec } I = bh^3/12$$

$$\text{D'où : } h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48.K.L_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$$L_{\max} = 3.8 \text{ m}, E = 3.216 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2, K = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$H_r \geq 0.283 \text{ m}$$

Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h_r \leq \frac{L}{5} \quad L_{\max} = 3.8 \text{ m}$$

$$0.475 \text{ m} \leq h_r \leq 0.76 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

On prend : h = 60cm

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord.

$$L_{\text{déb}} \geq \text{Max}(h/2, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Soit : **$L_{\text{déb}} = 30 \text{ cm}$**

$$\text{d'où : } S_{\text{radier}} = 313.02 \text{ m}^2$$

VI -4.Vérification du radier

-a/vérification de non poinçonnement :

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45° la vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Nous devons vérifier :

$$Q_u \leq 0,045 \times u_c \times f_{c28}$$

Q_u : charge de calcul à l'ELU

$$Q_u = \frac{N_u}{L}$$

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

$$N_u = 6022.82$$

$$Q_u = 1.585 \text{ MN/ml} .$$

u_c : périmètre de contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$$u_c = 2(a + b + 2h_r)$$

$$u_c = 6.4 \text{ m}$$

$$Q_u \leq 0,045 \times u_c \times h_r \times f_{c28} / \gamma_b = 1.588 \text{ MN/ml (C.B.A art A.5.2.4.3)}$$

$$\text{Avec } Q_u = 1.585 \text{ MN/ml}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

b/condition de résistance au cisaillement :

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min(0.1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

nous vérifions l'effort tranchant sous l'effet de l'effort normal ramené par voile le plus sollicité qui devient un appui au radier renversé.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$d = 0.9h_r = 54 \text{ cm.}$$

$$V_u = \frac{Q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{(N_u / S_{rad}) \times L_{\max}}{2}$$

$$V_u = 28.527 \times 3.8 / (2 \times 313.02) = 0.229 \text{ MN}$$

$$\tau_u = 0.229 / 0.54 = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa. (condition de résistance au cisaillement est vérifiée)}$$

➤ **Détermination de centre de gravité du radier :**

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 10.65 \text{ (m)} \\ Y = 7.35 \text{ (m)} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul de l'inertie du radier :**

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est

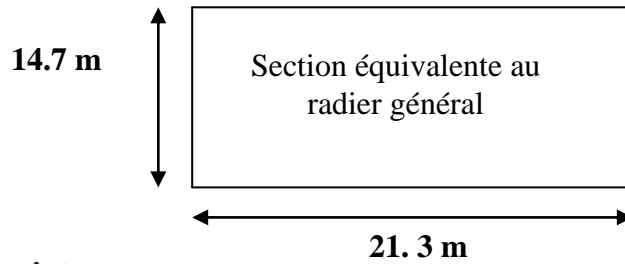
Calcul de section rectangulaire équivalente :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 5638.33 \text{ m}^4 \quad ; \text{ avec } I_y = a b^3 / 12 \\ I_x = 11837.91 \text{ m}^4 \quad ; \text{ avec } I_x = a^3 b / 12 \end{array} \right.$$

Et : $a \times b = 313.11 \text{ m}^2$

D'ou :

$$\begin{cases} a = 21.3 \text{ m} \\ b = 14.7 \text{ m} \end{cases}$$



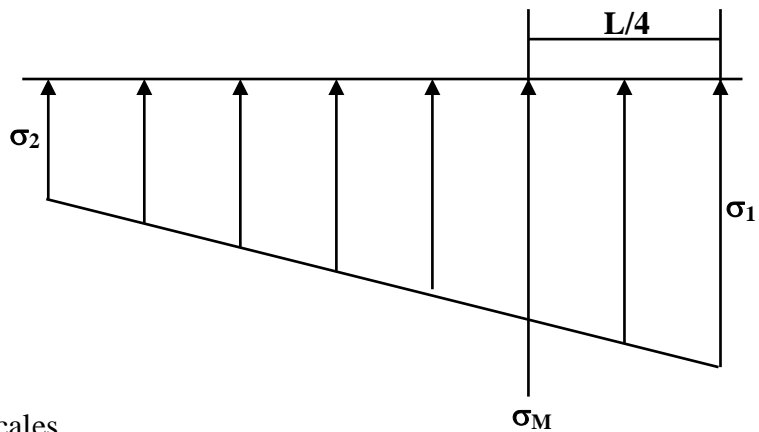
➤ **Diagramme trapézoïdal des contraintes :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I}$$



N : effort normal dû aux charges verticales.

$N = 2466.385 \text{ t}$

M : effort de renversement dû au séisme.

$M_x = 4226.235 \text{ t.m.}$

$M_y = 4558.05 \text{ t.m.}$

$$\begin{cases} V_x = 10.65 \text{ m} \\ V_y = 7.35 \text{ m} \end{cases}$$

➤ **sens longitudinal :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = 18.48 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 = 8.36 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

$\sigma_m = 15.95 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 18 \text{ t/m}^2$

➤ **sens transversal :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 23.44 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 = -0.596 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_m = 17.58 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 18 \text{ t/m}^2$$

Donc : condition vérifiée

➤ **Les efforts au niveau du radier :**

Effort normal :

$$N_t = N + N_{\text{Grad}}$$

N : effort normal dû aux charges verticales.

N_{Grad} : effort normal dû au poids propre du radier.

$$N_{\text{Grad}} = 782.775 \text{ t}$$

$$N = 3088.56 \text{ t}$$

$$N_t = 3871.375 \text{ t}$$

➤ **Vérification de la stabilité du radier**

Elle consiste à vérifier les contraintes de sol sous le radier sollicité par les efforts suivants :

l'effort normal dû aux charges verticales N.

le moment stabilisateur dû aux charges verticales

$$M = N \times e$$

$$M = 3088.56 \times 0.6 = 1853.136 \text{ t.m}$$

moment de renversement dû au séisme :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

M_0 : Moment sismique à la base de RDC.

T_0 : L'effort tranchant à la base de RDC.

h : encastrage 2.00m

le moment de renversement de séisme est :

$$M_{xt} = 8651.535 + 429.88 \times 2.0 = 9511.29 \text{ t.m.}$$

$$M_{yt} = 8929.70 + 451.34 \times 2.0 = 9832.38 \text{ t.m.}$$

le moment stabilisateur :

$$M_{xs} = 3871.375 \times 21.3/2 = 41230.14 \text{ tm}$$

$$M_{ys} = 3871.375 \times 14.7/2 = 28454.61 \text{ tm}$$

Donc la condition à vérifier , notre structure est bien stable au séisme .

➤ **vérification au non soulèvement (effet de sous pression) :**

le condition à vérifier c'est :

$$W \geq F_s \cdot \gamma_w \cdot Z \cdot S$$

Avec :

$$W = W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}} = 15541.15 \text{ t}$$

$F_s = 1,5$ coefficient de sécurité

$\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$: poids volumique de l'eau

$Z = 2.0 \text{ m}$: hauteur d'ancrage du radier

$S = 313.02 \text{ m}^2$: surface de radier

$$F_s \cdot \gamma_w \cdot Z \cdot S = 939.06 \text{ t.}$$

$$W \geq F_s \cdot \gamma_w \cdot Z \cdot S \quad (\text{condition vérifiée}).$$

➤ **vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :**

la contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\text{Le poids de radier : } G_{\text{rad}} = 782.775 \text{ t}$$

$$N_t = N + N_{\text{Grad}} = 3871.375 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{N_t}{S_{\text{rad}}} = 12.37 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma} = 18 \text{ t/m}^2 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

➤ **vérification de la stabilité du radier : sous (0,8G ± E).**

d'après le **RPA99(art 10.1.5)** le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{l}{4}$$

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

$$M_x = 6339.61t \quad M_y = 6847.97t$$

N : charge verticale permanente.

$$N = 0,8 N_G = 2990.38 t$$

➤ **sens longitudinal :**

$$e = 2.12m < \frac{a}{4} = 5.425 m \quad (\text{Vérifie})$$

➤ **sens transversal :**

$$e = 2.29m < \frac{b}{4} = 3.675m \quad (\text{Vérifie})$$

la stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens

VI.5-ferraillage du radier :

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferraillage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93

la fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

VII. 5-1- ferraillage à L'ELU : $v=0$

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{\text{rad}}$$

$$q_u = 19.24t/m^2$$

VII.5-2- ferraillage à L'ELS : $v = 0,2$

$$q_{\text{ser}} = (G + Q) / S_{\text{rad}}$$

$$q_{ser} = 10.66 \text{ t/m}^2$$

Si : $0 < \rho < 0,4$; la dalle porte dans seul sens.

$$M_x = q L_x^2 / 8 \quad M_y = 0$$

Si : $0,4 < \rho < 1$; la dalle porte dans deux sens.

$L_x = 3.60 \text{ m}$ $L_y = 3.80 \text{ m}$ $\rho = 0.95$ donc panneau travaille dans les deux sens

$$M_x = \mu_X q L_x^2$$

$$M_y = \mu_Y M_x$$

➤ **pour les panneaux de rive :**

Moment sur appuis : $M_a = 0,4 M_0$

Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$

➤ **Pour les panneaux intermédiaires :**

Moment sur appuis : $M_a = 0,5 M_0$

Moment en travée : $M_t = 0,75 M_0$

Les moment sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_{ad} + M_{ag}}{2} \geq 1,25 M_0 \quad (\text{d'après le BAEL 91})$$

VII.5-3- calcul des moments :

VII. 5-3-a/ELS : $v=0,2$; $q_{ser}= 10.66 \text{ t/m}^2$

PANNEAU	$L_X(M)$	$L_Y(M)$	P	μ_X	μ_Y	$M_{Ox}(T.M)$	$M_{Oy}(T.M)$
P	3.6	3.8	0.95	0.0528	0.8502	7.294	6.201

VI.5-3-b/ELU : $v=0$; $q_u=19.24 \text{ t/m}^2$

PANNEAU	$L_X(M)$	$L_Y(M)$	P	μ_X	μ_Y	$M_{Ox}(T.M)$	$M_{Oy}(T.M)$
P	3.6	3.8	0.95	0.0456	0.7830	11.37	8.903

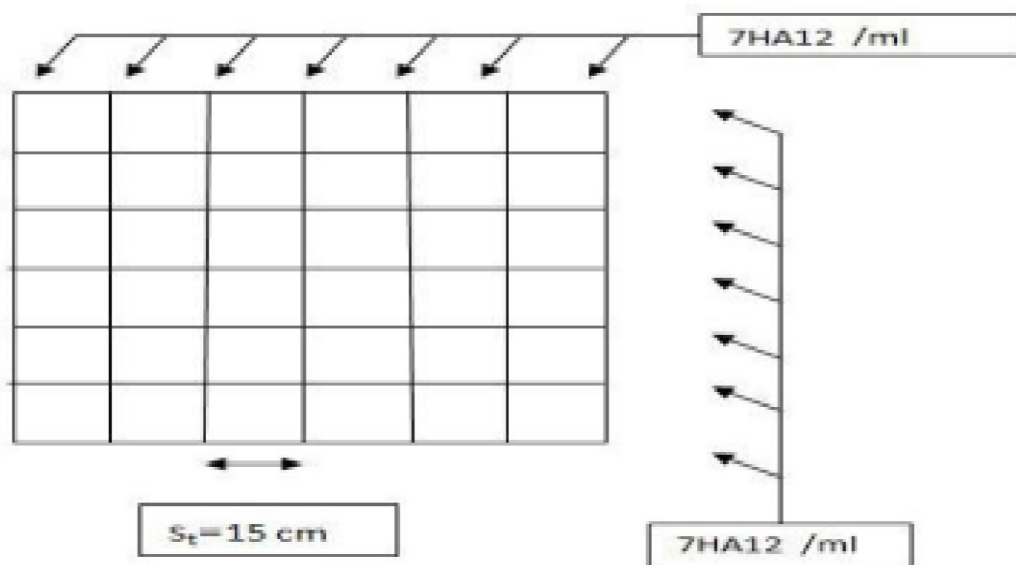
VII.5-4-a/Calcul des armatures a l'ELU :

PANNEAU	SENS X- X		SENS Y-Y	
	EN TRAVEE	EN APPUI	EN TRAVEE	EN APPUI
Mu (kn.m)	45.48	96.645	35.612	75.68
σ_c (MPa)	348	348	348	348
Z(m)	0.54	0.54	0.54	0.54
As (cm2/ml)	4.48	9.53	3.51	7.45
As min (cm2/ml)	5.43	5.43	5.43	5.43
choix As	7HA14	7HA14	7HA14	7HA14
Choix (cm2/ml)	10.78	10.78	10.78	10.78
St(cm)	15	15	15	15

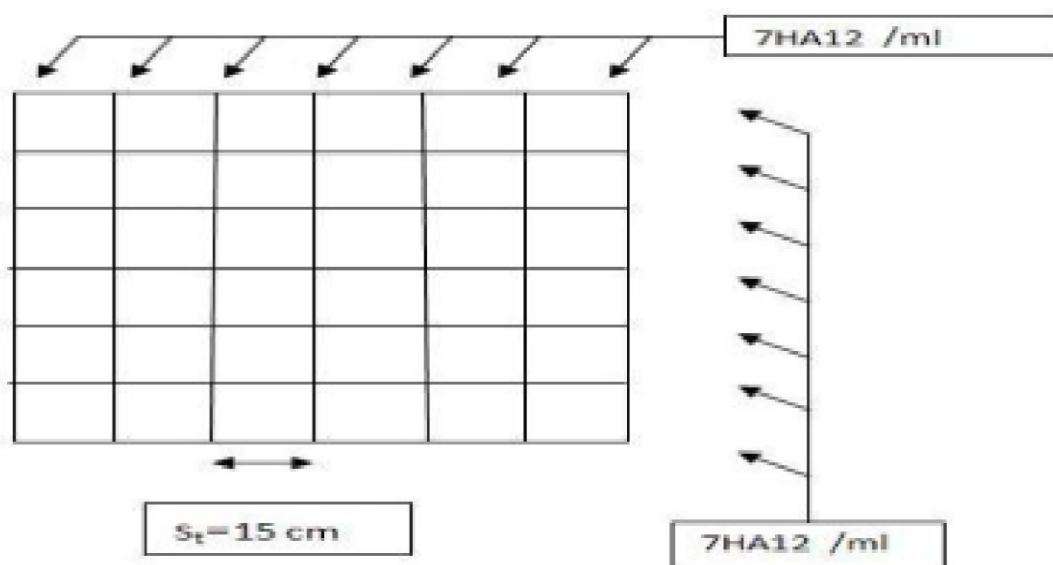
Condition de non fragilité : $A s_{min} = 0.23bd f_{t28}/f_e$ $A s_{min} = 5.43 \text{ cm}$

VII.5-4-b/Calcul des armatures a l'ELS :

PANNEAU	SENS X- X		SENS Y-Y	
	EN TRAVEE	EN APPUI	EN TRAVEE	EN APPUI
Mser (kn.m)	29.17	62	24.81	52.70
σ_{bc} (Mpa)	15	15	15	15
σ_{st} (Mpa)	201.63	201.63	201.63	201.63
h(m)	0.60	0.60	0.60	0.60
Z (m)	0.54	0.54	0.54	0.54
As (cm2/ml)	2,82	5,99	2,39	5.09
As min (cm2/ml)	5.43	5.43	5.43	5.43
choix	7HA12	7HA12	7HA12	7HA12
Choix (cm2/ml)	7,92	7,92	7,92	7,92
St(cm)	15	15	15	15



FigVI 1 Schéma du ferrailage du radier en appui.



FigVI 2 Schéma du ferrailage du radier en travée.

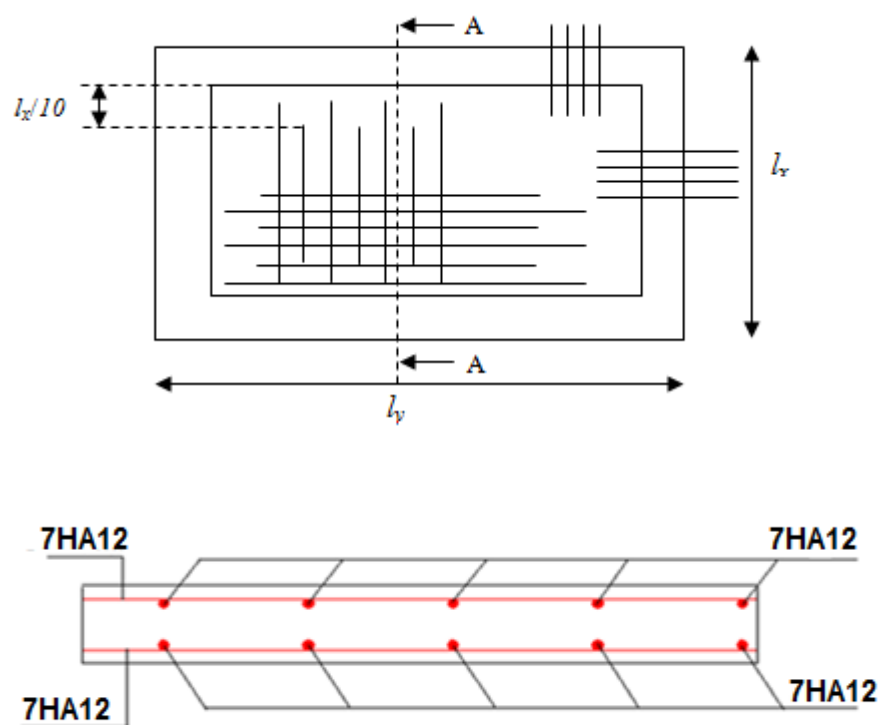


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage de la dalle de radier.coupe A-A

Conclusion

Après étude de ce projet qui représente d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation à CHLEF à tous les cotes, nous concluons :

D'une part (**stabilité**) le contreventement et la disposition des voiles ; nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures.

Et d'autre part (**économie**) l'estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaire.

Pour cela nous avons fait une étude (technico-économique) de notre bâtiment

Ainsi que ce projet nous a permis aussi d'être en face des problèmes techniques et administratifs (des informations précises sur le projet) qui peuvent se présenter dans un projet de construction d'un bâtiment

On peut situer cette étude comme une expérience

Cette expérience nous permet de pondre beaucoup d'informations sur la méthode de calcul et d'étude des structures

Donc c'est une première et très importante expérience pour la vie d'un ingénieur

Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

- **REGLEMENTS**

- RPA 99V2003 : Règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- BAEL91 : Béton armé aux états limites.
- D.R.T.B.C.2.2 : Document technique réglementaire.

- **Logiciels :**

- Logiciel d'analyse des structures ROBOT 2009 .
- AUTOCAD 2014.....Dessin.
- EXCEL 2007.....Calcul.
- WORD 2007