

Université Mohamed khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique
Référence :...../ 2018

جامعة محمد خيضر - بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع:...../ 2018



Mémoire de Master

Spécialité : Génie civil

Option : structure

Thème :

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+8)
Avec contreventement mixte**

Etudiante:

- BENS DIRA HANANE

Encadreur:

- Mr. ABDESSALAM ISSAM

Promotion: Juin 2018



Remerciements :



Tout d'abord, grâce et remerciement vont à dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Je remercie et dédis ce travail à mes très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

J'exprime mes profonds remerciements à mon encadreur **abdessalam Issam** pour son orientation et ses précieux conseils et surtout pour sa patience et sa coopération.

Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de mes profonds respects pour avoir pris la peine d'examiner ma mémoire.

A tous les enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation avec beaucoup de compétence et de dévouement.

Enfin, mon plus vifs remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'accomplissement de ce travail.



DÉDICACE :

Je dédie ce modeste travail :

A ma chère mère **NACIRA**, et ma Chère sœur **ZINEB**.

Grâce à leurs tendres encouragements et leurs grands sacrifices, ils ont pu créer le climat affectueux et propice à la poursuite de mes études.

Je prie le bon Dieu de les bénir, de veiller sur eux, en espérant qu'ils seront toujours fiers de moi.

A mes anges : **MIRAL** et **ADEM**

Et ma deuxième mère **SOUAD** mes sœurs **AYA**, **YASMINA**. et mon frère **NASRO**

A tous les membres de ma famille, petits et grands.

A tous mes proches amies de m'avoir encouragé et penser toujours à moi et pour m'avoir changé les idées quand j'en avais besoin.

A tous mes autres amies sans exception.

A mes camarades les étudiantes de la spécialité Génie Civil-2018, et je souhaite bonne continuation à tous.

🎓 **NANA**♥

Sommaire

Chapitre I : Présentation du projet

- 1) description de l'ouvrage. 01
- 2) Caractéristiques géométrique 03
- 3) Actions et sollicitations 10

Chapitre II : PRE-DIMENSIONNEMENT :

- 1) Descente des charges.
 - Introduction
 - 1.1. Rôle de descente des charges 14
 - 1.2. Les types des charges 14
 - 1.3. Évaluation des charges et des surcharges 14
 - 1.4. La loi de dégression 17
 - 1.5. Descente des charges sur le poteau intermédiaire (3.6) 17
- 2) Pré dimensionnement des éléments de l'ouvrage
 - Introduction 22
 - 2.1. Les planchers 22
 - 2.2. Les poutres 23
 - 2.3. Les poteaux 24
 - 2.4. Les voile 25
 - 2.5. les escaliers 26

Chapitre III : CALCUL DES ELEMENTS :

- 1) L'acrotère. 27
- 2) Les planchers. 33
- 3) Balcon. 50
- 4) L'escalier. 57
- 5) L'ascenseur. 64

Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE

- 1) Etude de vent. 65
 - Introduction
 - 1.1. Application de RNV99 65
 - 1.1.1. Détermination du coefficient dynamique C_d 65
 - 1.1.2. Détermination de la pression dynamique q_{dyn} 66
 - 1.1.3. Détermination des coefficients de pression C_p 66
 - 1.1.4. Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi} 69
 - 1.1.5. Détermination du coefficient de pression de vent C_p 69
 - 1.1.6. Répartition des coefficients de pression 70
 - 1.1.7. Conclusion 70
- 2) Etude sismique 72
 - Introduction
 - 2.1. Objectif de l'étude dynamique 72

2.2. Choix de la méthode de calcul	72
2.3. Les dispositions des voiles	75
2.4. Choix du contreventement	78
2.5. Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode	
Statique équivalente	79
2.6. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure	82
2.7. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	85
2.8. Vérifications	87

Chapitre V : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

1) Ferrailage des poteaux.	88
2) Ferrailage des poutres.	98
2.1. poutre principale	100
2.2. poutre secondaire	105
3) Ferrailage des voiles.	106

Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

1) Etude de type de semelle dans ce projet	111
2) Calcul des surfaces revenant aux semelles	111
3) Etude du radier	114
4) Étude de la nervure	123
5) Schéma de ferrailage	128

Conclusion générale

Bibliographique

Annexes

Liste de figures

Chapitre I : Présentation de projet

Figure.1 Diagramme parabole-rectangle	06
Figure.2 Diagramme contraintes-déformations d'acier	10

Chapitre II :

II.1. Découpe des charges

Figure.1 Composants d'un plancher terrasse	12
Figure.2 Composants d'un plancher courant	13
Figure.3 Composants d'un balcon courant	15
Figure.4 Poteau intermédiaire 3.6	17

II.2. Pré dimensionnement

Figure.5 Dimensions du plancher à corps creux avec une dalle de compression	23
Figure.6 Voile en 3D	26
Figure.7 Représentation d'un escalier	26

Chapitre III: Calcul les éléments secondaires

Figure.1 Schéma d'un acrotère	27
Figure.2 Ferrailage de l'acrotère	32
Figure.3 Ferrailage du nervure étage courant.	64
Figure.4 Ferrailage de la nervure terrasse.	64
Figure.5 Ferrailage de la console étage	54
Figure.6 Ferrailage de la console terrasse	56
Fig.07. Schéma de ferrailage d'escalier.	63
Fig.08.un ascenseur préfabriqué	64

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure.1 répartition des coefficients de pression (paroi verticale)	67
Figure.2 répartitions des coefficients de pression (Acrotère)	68
Figure.3 Répartition des coefficients de pression de vent	70
Figure.4 Modèle en 3D de la structure	73
Figure.5 1er disposition des voiles	75
Figure.6 2eme disposition des voiles	76
Figure.7 Premier mode de vibration.	77

Figure.8Deuxième mode de vibration.	77
Figure.9 Troisième mode de vibration.	78

Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

Figure.1 section de poteau	94
Figure.2 Ferrailage du poteau.	97
Figure.3poutre principale	100
Figure.4 Ferrailage de poutre principale	105
Figure.5 Ferrailage de poutre secondaire	106
Figure.6 Diagramme des contraintes (SPC).	111
Figure.7 Ferrailage du voile	113

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure.1 Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U.	124
Figure.2 Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U.	124
Figure.3 Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S.	124
Figure.4Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U.	125
Figure.5 Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U.	125
Figure.6 Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S.	125
Figure.7Ferrailage de la nervure.	128
Figure.8 Ferrailage du radier – sous poteau.	129
Figure.9 Ferrailage du radier – sous voile.	129

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de projet

Chapitre II :

II.1. Décence des charges

Tab.1. Charge permanente du plancher terrasse.	13
Tab.2. Charge permanente du plancher étage courant.	14
Tab.3. Charge permanente d'un mur extérieur.	14
Tab.4. Charge permanente d'un mur intérieur.	14
Tab.5. Charge permanente du balcon étage courant.	15
Tab.6. Charge permanente du balcon terrasse.	15
Tab.7. Charge permanente du palier de repos de l'escalier.	16
Tab.8. Charge permanente du paillasse de l'escalier.	16
Tab. 9. Descente des charges - Poteau Intermédiaire	20

II.2. Pré dimensionnement

Chapitre III: Calcul les éléments secondaires

Tab.01. Calcul la section des armatures.	29
Tab.02. La section des armatures longitudinales.	59

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. étude de vent

Tableau.1.les valeurs de la pression dynamique q_{dyn}	66
Tableau.2.les valeurs de Coefficient de pression extérieure C_{pe} (parois sens xx)	67
Tableau.3.les valeurs de Coefficient de pression extérieure C_{pe} (parois sens yy)	67
Tableau.4.les valeurs de Coefficient de pression extérieure C_{pe} (toiture)	68
Tableau.5.les valeurs de coefficient de pression de vent C_p	69
Tableau.6. les résultats de La force résultante R	71

IV.2. étude sismique

Tab.07. Coefficient d'accélération de zone.	79
Tab.08. Valeurs des pénalités P_q .	79
Tab.09. Valeurs de ξ (%).	80
Tab.10. Valeurs de T1 et T2.	80
Tab.11. Vérification des périodes.	81
Tab.12. Calcul D.	81
Tab.13. Les résultats des forces sismiques.	82
Tab.14. Excentricité théorique de chaque niveau.	84
Tableau. 15. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal	85
Tableau.16. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal	85
Tableau.17. moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X)	86
Tableau.18. moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y)	87

Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

Tab.01.Caractéristiques mécaniques des matériaux.	88
Tab.02. Choix la section d'armature.	97
Tab.03. Choix la section d'armature.	105

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tab.1. Calcule la section d'armature – Sens y-y.	125
Tab.2. Calcule la section d'armature – Sens y-y.	126
Tab.3. Choix la section d'armature.	126

Résumé :

Le but de mon travail est de faire une étude de bâtiment de (R+8) à usage d'habitations, Implanté à wilaya de **Sétif** qui est classé comme zone de sismicité moyenne (IIa) selon le **RPA99** version **2003**, après l'étude dynamique de la structure on a pu adopter un système de Contreventement mixte assuré par des portiques et des voiles. L'étude dynamique a été réalisée sur le logiciel **ROBOT 2018**.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous a permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

ملخص.

الهدف من دراستنا هو إقامة دراسة لبناء عمارة سكنية (R+8) الذي تم بنائه في ولاية سطيف التي تصنف على أنها منطقة زلزالية متوسطة (IIa) حسب إحصائيات التي كتبها RPA99/V2003 و في الدراسة الدينامكية للبنية التحتية للبناء اعتمدنا على تنفيذ نظام مختلط و عمل على برنامج robot 2018 .

و أخيرا. فان العمل الذي قدمناه هو تتويج لخمس سنوات من الدراسة نأمل أننا حققنا أهدافنا و سوف نستخدم هذه المعرفة في الحياة العلمية.

Introduction générale :

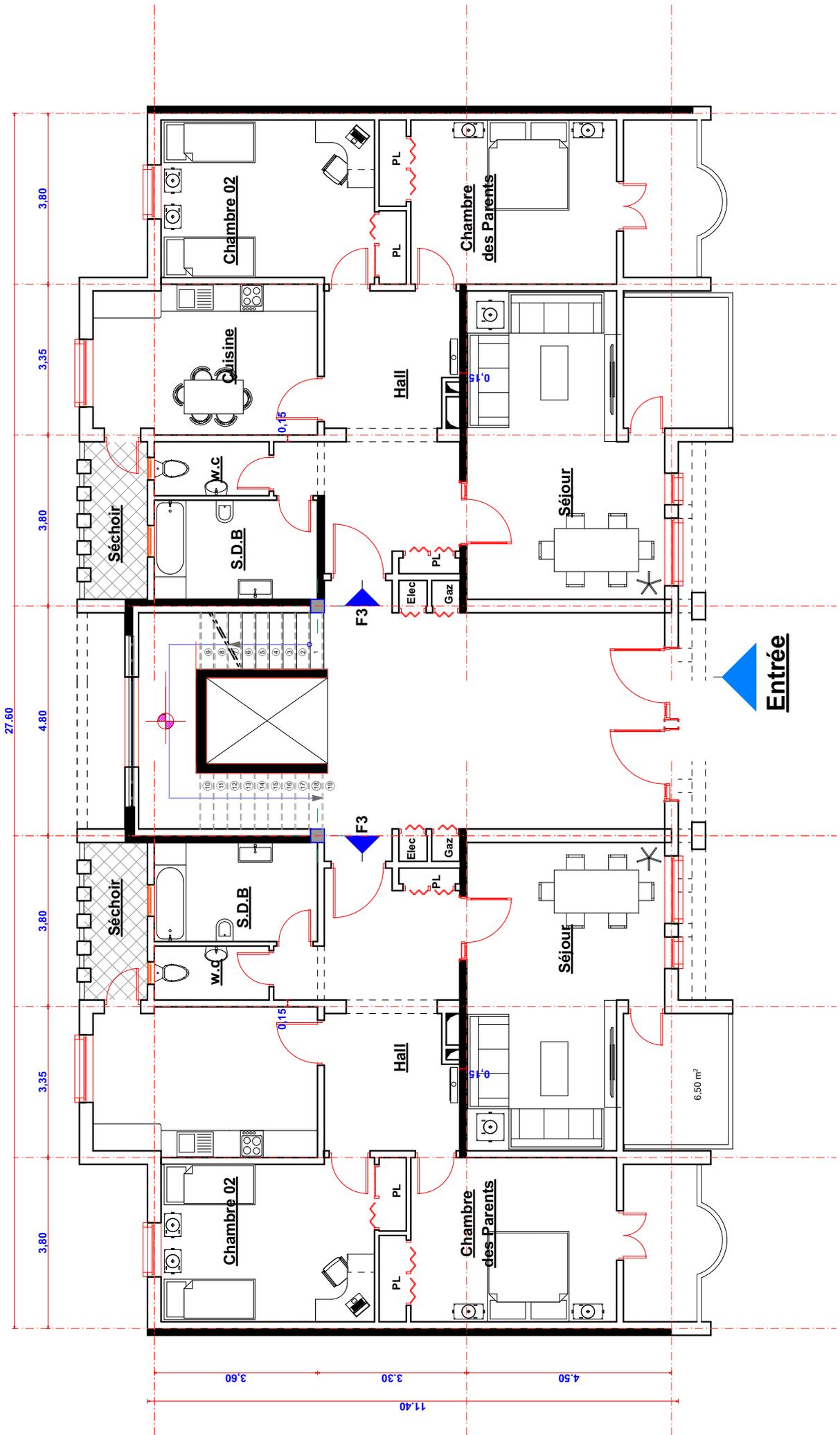
Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

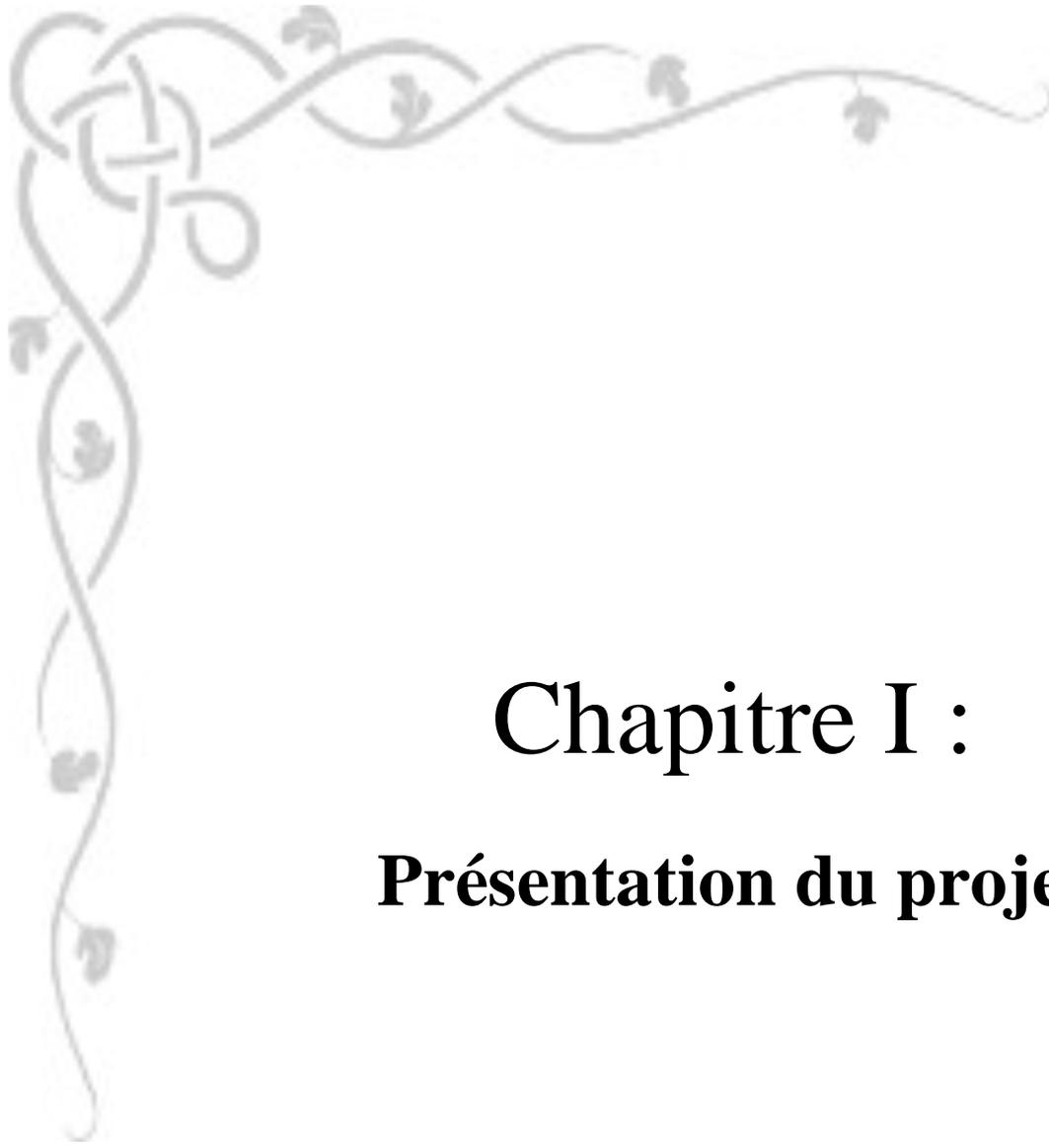
Le présent projet entre dans le cadre du gros œuvre, consiste à étudier un bâtiment (R+8) contreventée par un système mixte. Le travail a été partagé en un seul partie:

- L'étude de la superstructure et l'infrastructure, et qui contient :
 - Généralités sur les matériaux ;
 - Pré dimensionnement des éléments, qui est une estimation préliminaire des dimensions des éléments ;
 - Calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers,) ;
 - Etude dynamique de la structure (période, interaction,...) ;
 - Etude de vent ;
 - Etude des éléments structuraux (poteaux, poutres, ...) ;
 - L'étude de l'infrastructure, et qui consiste à choisir sur la base du rapport géotechnique le type de fondation pour la structure, puis la calculer.



Les plans





Chapitre I :

Présentation du projet

I. Présentation du projet

Introduction:

Construire a toujours été l'un des soucis majeurs de l'homme depuis sa création et l'une de ses occupations privilégiées. Les constructions étant est le principal témoin du niveau aussi bien culturel que civilisationnel des nations passées. Aussi doivent-elles présenter toutes les caractéristiques d'esthétique, de fonctionnalité et de pérennité à travers le temps.

En ce qui concerne l'ingénieur la pérennité d'une construction reste primordial.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été destinée, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

Elle doit résister à toutes les actions et autres aléas naturelles susceptibles de s'exercer aussi bien pendant sa réalisation que durant son exploitation et qu'elle ait une durée de vie acceptable au regard de son prix de revient que des coûts d'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux à utiliser, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la réalisation et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays.

1. Description de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment à usage d'habitation destiné à accueillir les habitants de SETIF. Il est composé d'un rez-de-chaussée, et de 8 étages.

La structure de l'ouvrage est mixte en portiques et voiles avec un contreventement mixte.

- **Caractéristiques architecturales de la structure :**

Les caractéristiques de la structure sont:

- ❖ Longueur en plan: 27.6m.
- ❖ Largeur en plan : 11.4 m.
- ❖ Hauteur totale du bâtiment (avec acrotère): 28.14 m.
- ❖ Hauteur du RDC: 3.06m.
- ❖ Hauteur d'étage courant: 3.06m.

- ❖ La circulation en élévation dans le bâtiment est assurée par un escalier et un ascenseur.
- ❖ Les cloisons et les murs sont en briques creuses, en façade il a été prévu des murs rideau.
- ❖ La terrasse est inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.
- **Données du site:**
 - ❖ Le bâtiment est implanté dans la ville De SETIF classée comme zone de moyen sismicité (zone II₂) par le RPA 99/version 2003.
 - ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage (2): bâtiment considéré comme bâtiment à usage d'habitation.
 - ❖ Le site est considéré comme ferme (S2).

➤ **Conception de la structure :**

a. Choix du contreventement:

Conformément au R.P.A 99 VERSION 2003 (page 19) notre bâtiment est contreventée par un système mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

b. Planchers:

Les planchers d'étage courant sont de type corps creux surmonté d'une dalle de compression avec des poutrelles en béton armé coulées sur place et d'épaisseur totale (16+4) cm soit 20 cm.

Néanmoins en ce qui concerne le plancher bas rez-de-chaussée ce dernier a été conçu en dalle pleine jouant le rôle de diaphragme rigide à ce niveau .Il en est de même pour les parties de dalles présentant des formes très irrégulières dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles .

2. Caractéristiques géométrique :

Notre projet est un bâtiment à usage d'habitation, construit en béton armé.

LE BETON ARME =BETON+ACIERS

Le béton armé est un mélange bien proportionné de deux matériaux différents

- Un matériau hétérogène qui est le béton.
- Un matériau homogène qui est l'acier.

➤ Caractéristiques Mécaniques de Matériaux :

Les matériaux retenus doivent présenter une résistance à la traction et au cisaillement suffisante ainsi qu'une ductilité, leur permettant de conserver leur caractéristique mécanique sous les déformations consécutives aux mouvements sismiques. Les assemblages sont conçus de manière à ne pas présenter de points faibles.

A- Béton:

A.1. Définition:

Le béton est un mélange d'agrégat (gravillons, sable), de liants (ciment) et d'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et un bon comportement après durcissement.

Le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m³ de béton mis en œuvre, au dessous de 300Kg/m³

Les règles **BAEL91** ne sont plus applicables.

A.2. Composition du béton:

Le dosage est fonction des composants et de la résistance caractéristique souhaitée. Pour obtenir une résistance à 28 jours de **25 MPa**, on utilisera pour **1m³** de béton :

❖ **Ciment Portland : 350 kg**

-On choisit un ciment type **CPJ 42,5**

❖ **Sable :** 400 litre/m³ (dimension : $\Phi \leq 5$ mm).

Poids : $G_s = \gamma_s \cdot V_s = 1,6 * 400 = 640 \text{ kg /m}^3$

γ_s : La masse volumique de sable.

❖ **Gravier : 800 litre/ m³** (dimension : $\Phi \leq 25$ mm).

- poids : $G_G = \gamma_G \cdot V_G = 1,5 \times 800 = 1200 \text{ Kg/ m}^3$

γ_G : la masse volumique de gravier

❖ **Eau : 175 litre /m³**

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre **2400 Kg/m³**.et **2500 Kg/m³**.

A.3. Résistance du béton à la compression:

Le béton est défini par sa contrainte à la compression déterminée à 28 jours d'âge notée f_{c28} .

Pour un dosage de 350Kg/m³, f_{c28} est prise égal 25MPa, la résistance caractéristique à la compression d'un béton d'âge inférieur à 28 jours est donnée par la formule :

$$f_{cj} = 0.685 f_{c28} \text{ Log}(j+1)$$

A.4. 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 définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad ; \quad \text{D'où: } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

A.5. déformation longitudinale du béton:**➤ Le module de déformation longitudinale instantané:**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours.

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \quad \text{d'où: } E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$$

➤ Le module de déformation longitudinale différé:

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \quad \text{d'où: } E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

➤ Module d'élasticité E :

C'est le rapport entre les contraintes appliquées u et la déformation relative $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$

Ce module n'est définissable que, dans la phase élastique (1 phase) où il y a proportionnalité des contraintes et des déformations.

➤ Module de déformation transversale :

Sa valeur est donnée par la formule suivante:

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

A.6. Coefficient de dilatation thermique :

$\alpha = 10^{-5} \cdot 1/i$ (béton armé). Ce coefficient peut varier de 0,8 à $1,2 \cdot 10^{-5}$ selon la composition du béton et la nature du granulat.

A.7 .Coefficient de Poisson:

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec: - ξ_t : déformation limite transversale.

- ξ_L : déformation limite longitudinale.

$\nu = 0.0$ dans le cas des ELU (section fissurée)

$\nu = 0.2$ dans le cas des ELS (section non fissurée)

La relation qui lie le coefficient de poisson et le module de glissement G est:

$$G = \frac{E \times (1 + \nu)}{2} \Rightarrow \begin{cases} G_{ELU} = 15411,21 \text{ MPa} \\ G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa} \end{cases}$$

Remarque : La résistance d'un béton à la rupture par compression varie avec le dosage en ciment (elle augmente avec ce dosage).

A.8. Contraintes limites:

Selon le **B.A.E.L** on distingue deux états limites :

- Etat limite ultime **E.L.U**
- Etat limite de service **E.L.S**

L'état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite, et cessait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

a. États limites ultimes E.L.U :

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante dont le dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Les états correspondants à la limite sont :

- L'équilibre stable
- La résistance de l'un de ses éléments
- La stabilité de forme

L'état limite ultime correspond à l'équilibre entre les sollicitations résistantes calculées en supposant que le matériau atteigne les limites de rupture minorées.

La contrainte de béton à l'état limite ultime est :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{cj}$$

$$\gamma_b = \left. \begin{array}{l} 1.15 : \text{cas des combinaisons accidentales} \\ 1.5 : \text{les autres cas} \end{array} \right\}$$

$$f_{bu} = \left. \begin{array}{l} 14.2 \text{ MPa: action courantes} \\ 18.45 \text{ MPa: action accidentales} \end{array} \right\}$$

0.85 = coefficient réducteur

Contrainte limite de cisaillement: elle dépend du type de fissuration (armatures transversales).

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{cj}, 4\text{Mpa})$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{cj}, 3\text{Mpa})$
- Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors $\bar{\tau}_u \leq \min(0.18f_{cj}, 5.5\text{MPa})$
- Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90° , la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.
- Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec}$$

Avec V_u = effort tranchant ultime de calcul
 b_0 = largeur de la pièce
 d = hauteur de la pièce

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

A.9. Diagramme contrainte déformation:

Si l'on exerce une sollicitation de compression sur une éprouvette de béton et que l'on enregistre l'évaluation de la déformation $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$ au fur et à mesure qu'augmente la

contrainte $\sigma = \frac{F}{S}$ on, obtient une courbe dont l'allure est présentée ci-dessous (fig.

➤ Diagramme Parabole rectangle :

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U.R on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "parabole rectangle". Ce diagramme qui représente la contrainte de béton en fonction de son raccourcissement (fig.1) est constitué comme suit:

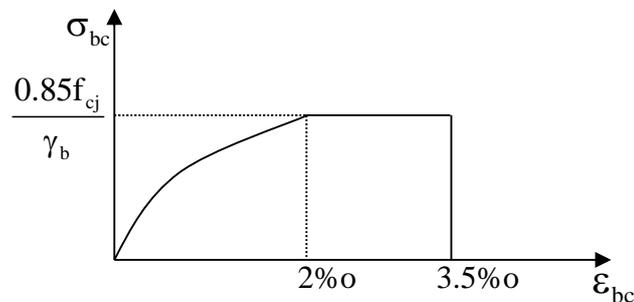


Fig.1 diagramme parabole rectangle

On a entre 0 et 2‰ un arc de parabole passant par l'origine $\left(\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}, \sigma_{bc} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{cj} \right)$

en pratique $f_{cj} = f_{c28}$: entre 2‰ et 3,5‰ par une parallèle à l'axe des déformations et tangente en "S" à la parabole

- Le raccourcissement du béton est limité à 3,5‰
- Pour le calcul à l'E.L.S on suppose que l'on reste dans le domaine élastique. (fig.1).

- La contrainte de béton est limitée à $\sigma_{bc} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{cj}$

- Le coefficient de sécurité, γ_b a pour valeur

$$\diamond \begin{cases} \gamma_b = 1.15 & \text{pour les situations accidentelles} \\ \gamma_b = 1.5 & \text{pour les autres cas} \end{cases}$$

A.10. Déformation différée:

- **Retrait** : c'est le phénomène de raccourcissement différé dû principalement au départ de l'eau libre interne. Il se produit d'autant plus lentement que la pièce est très grande (dimensions importantes) et que l'humidité ambiante est plus élevée.
- **Fluage** : lorsqu'une pièce en béton est soumise à une compression de longue durée, sa déformation augmente avec le temps; l'intensité du fluage dépend de plusieurs facteurs:
 - Composition du béton
 - Géométrie de la pièce
 - Conditions atmosphériques
 - L'âge du béton lors de l'application de la charge.

B- L'acier:

B.1.Définition:

Le matériau acier est un alliage (Fer + Carbone en faible pourcentage), l'acier est un matériau caractérisé 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 ou carrées pouvant aller 75,100,125,150,200,250,300

B.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 : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

B.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 strictement satisfaite.

Au-delà de 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.

B.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 sont exposés aux intempéries ou à des condensations ou 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 :

$$\sigma_s = \text{Min} \begin{cases} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \end{cases} \quad (\text{MPa}).$$

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_{ij} : la résistance caractéristique a la traction du béton exprimée en Mpa.

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

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{ronds lisses} \\ \eta = 1.6 & \text{haute adhérence} \end{cases}$$

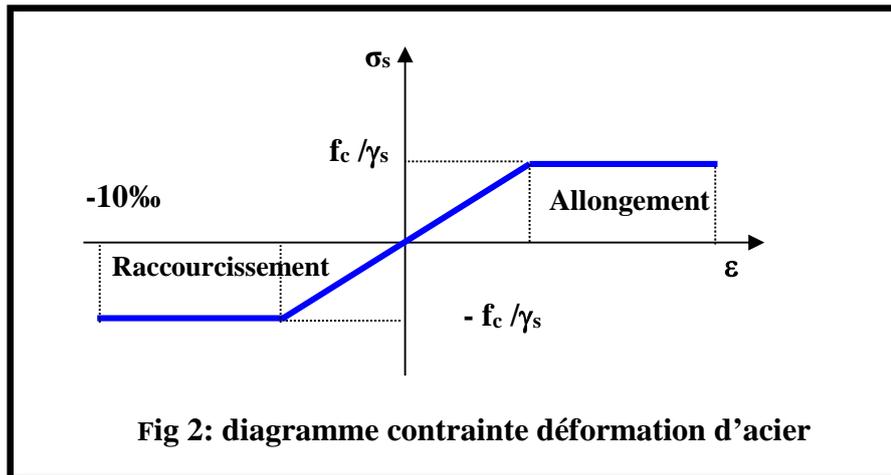
- **Cas où la fissuration est très préjudiciable:**

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

$$\sigma_s = \text{Min} \begin{cases} \frac{1}{2} f_e \\ 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \end{cases} \quad (\text{MPa}).$$

B.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



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

$$\gamma_s = \begin{cases} 1: \text{situation accidentales} \\ 1.15: \text{les autres cas} \end{cases}$$

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.

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.

3. Actions et Sollicitations:

➤ Les Actions :

Les actions sont les forces et dues 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
- ❖ 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 phénomène 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 : $1.35G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{0i} \cdot Q_i$

$Q_i = 1,5$ dans le cas général

$Q_i = 1,35$ 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 : $G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} \cdot Q_1 + \sum \Psi_{21} \cdot Q_i$

F_A = valeur nominale de l'action accidentelle.

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

$\sum \Psi_{21} \cdot Q_i$ = 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.

$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} \cdot Q_i$

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

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

Q_1 = une action variable dite de base

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

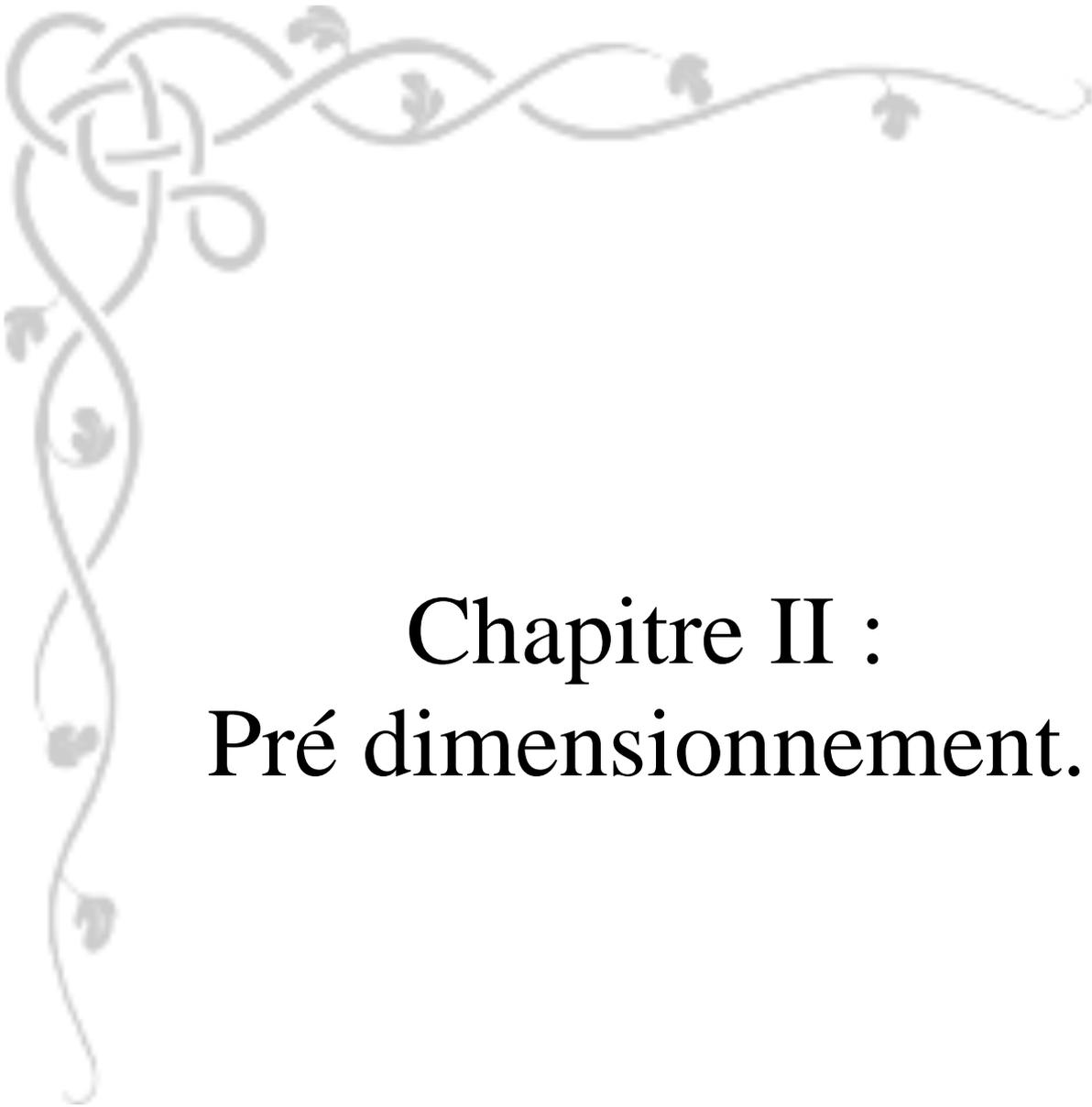
Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2 : Coefficient définis dans le (B.A.E .L91 article A 3,31)

➤ **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 à considérer et la nature des justifications à présenter sont précisées à l'article A.4.4 du règlement B.A.E.L91.



Chapitre II : Pré dimensionnement.

2. Pré-dimensionnement des éléments de l'ouvrage

2.1. Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement.

Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation

Le pré dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les règles en vigueries, les normes techniques et les conditions de résistance et de flèche.

2.2. Les Planchers :

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à Reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement ...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs ...).

Dans ce projet les planchers sont des Corps Creux et une dalle pleine pour les balcons.

a. Planchers à corps-creux :

On appelle plancher nervuré l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée.

Les nervures sont en béton armé, coulées sur place ou préfabriquées, et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

Ont adopté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 5.4 m).
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition de flèche (BAEL.91) :

On a : $ht \geq L/22.5$

Avec :

L : désigne la plus grande dimension entre nus de nervures = **450 cm**.

$ht \geq 450/22.5$

$ht \geq 20$ cm , On prend : **ht = 20 cm**

Et l'on choisit des planchers à Corps-creux de type **(16+4)** cm.

-16 cm pour le corps creux.

- 4 cm pour la dalle de compression.

b. Nervure :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de Caractéristique géométrique suivant :

La largeur de la table de compression est égale à : **$b = b_0 + 2b_1$**

Avec : $0.3ht \leq b_0 \leq 0.6ht$

$6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 12 \text{ cm}$, On prend : **$b_0 = 10 \text{ cm}$**

$b_1 = \min (L_0/2 , L/10)$

L = 450 cm

L_0 : La distance entre nus de deux nervures = $b - b_0 = 65 - 10 = 55$ cm

Donc, $b_1 = \min (55/2 , 450/10) = \min (27.5 , 36) \Rightarrow$ **$b_1 = 27.5$ cm**

$\Rightarrow b = 10 + (2 \cdot 27.5) \Rightarrow$ **$b = 65$ cm**

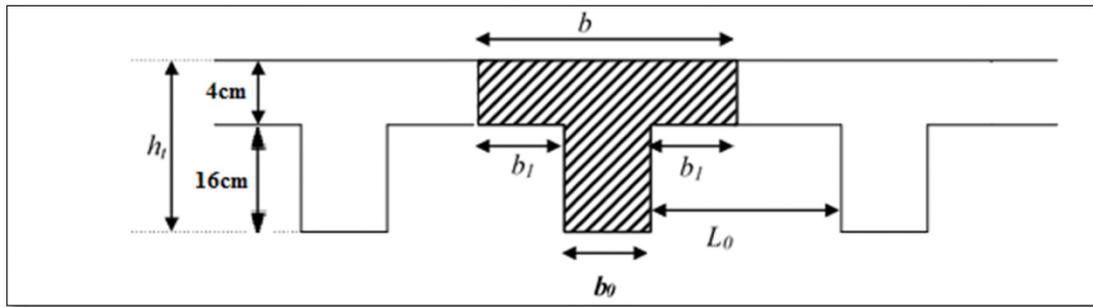


Fig.05. Dimensions du plancher à corps creux avec une dalle de compression.
c. Dalle pleine des balcons :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux). Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

❖ **Critère de résistance :**

$e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow$ Pour une dalle sur un seul appui.

$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30} \Rightarrow$ Pour une dalle sur deux appuis.

$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \Rightarrow$ Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.

❖ **Critère de coupe-feu :**

$e \geq 7\text{cm} \Rightarrow$ pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11\text{cm} \Rightarrow$ pour deux heures de coupe-feu.

Toutes les dalles des balcons ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de coupe-feu est la plus défavorable.

On a :

$e \geq \frac{Lx}{20} = \frac{Lx}{20}$

On adopte : **e = 10 cm**, donc on choisit un planche dalle pleine de type (10cm).

Donc : $e = 10\text{ cm} \geq 7\text{ cm} \Rightarrow$ pour une heure de coupe-feu.

2.3. Les poutres:

2.3.1 Les poutres transversales (principales):

➤ **Condition de la portée :**

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

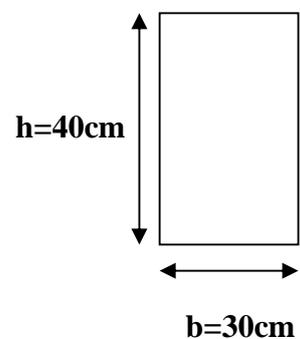
$L_{\max} = 480\text{cm}$

$h = (32 \div 48)\text{ cm}$

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

$b = (0, 3; 0,6) h = (12; 24)$.

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



➤ **Condition de RPA 99 :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.5 < 4,0 \longrightarrow \text{C.V.}$$

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

2.3.2. Les poutres longitudinales (secondaires):

➤ **Condition de portée (BAEL 91) :**

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} \quad L_{\max} = 450 \text{ cm}$$

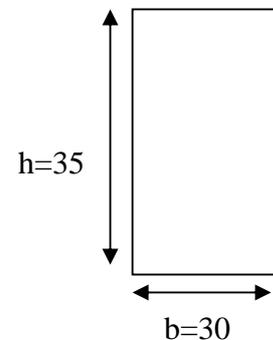
$$h = (1/15; 1/10) 450$$

$$h = (30; 45) \text{ cm.} \quad \text{On prend : } h = 35 \text{ cm}$$

$$b = (0,3 ; 0,6) h$$

$$b = (0,3 ; 0,6) 35$$

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



➤ **Condition de RPA :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 35/30 = 1.16 < 4,0 \longrightarrow \text{C.V.}$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une poutre longitudinale de section $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

2.4. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

On dimensionne la section du poteau comme suit :

On a : $L_f = 0.7 h_e$, avec : $h_e = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m}$

Donc : $L_f = 0.7 * 2.66 = 1.862 \text{ m}$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) \leq 50$$

$$\lambda_x = \sqrt{12 * L_f / b_i}$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} * L_f / h_i$$

avec :

- b_i : parallèle à l'axe x.
- h_i : parallèle à l'axe y.

Donc :

$$- \lambda_x = \sqrt{12} * 186.2 / b_i \leq 50$$

$$- \lambda_y = \sqrt{12} * 186.2 / h_i \leq 50$$

$b_i \geq 12.90$ cm et, $h_i \geq 12.90$ cm.

Donc on choisit une section de **(45*45)**.

➤ **La vérification : D'après les conditions de l'RPA99 :**

$$* \text{Min}(b_i, h_i) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Min}(45, 45) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$* \text{Min}(b_i, h_i) \geq h_e / 20 \Rightarrow \text{Min}(45, 45) \geq 13.55 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$* 1/4 \leq b_i / h_i \leq 4 \Rightarrow 0.25 \leq 1 \leq 4 \Rightarrow \text{C.V}$$

2.5. Les voiles:

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

Le contreventement mixte, tel que donné dans le RPA 99, est défini par les trois Conditions suivantes, qui doivent être respectées :

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

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

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

Le pré dimensionnement des murs en béton armé se fera à la lumière de l'article 7.7.1 du RPA99.

Les voiles sont définis comme étant pleins. Les charges prises en compte dans le pré dimensionnement des voiles sont :

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.

- Les actions horizontales : effet de séisme.

➤ **D'après le RPA 99 (article 7.7.1)**

les voiles doivent satisfaire la condition : $L \geq 4e$ où « e » est l'épaisseur du voile.

Le cas échéant, le voile n'est plus considéré comme tel, mais comme étant un élément linéaire.

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

Dans notre cas : $h_e = 3,06 - 0.45 = 2.61$ m.

$a \geq h_e / 20 = 261 / 20 = 13.05$ cm ; on prend : **a=20cm**

En parallèle, l'épaisseur minimale que doit avoir le voile, et qui est exigée par le RPA 99, est de $a = 15$ cm.

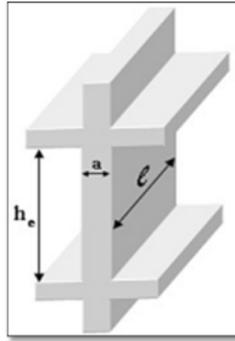


Fig06. Voile en 3D.

2.6. L'escalier :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

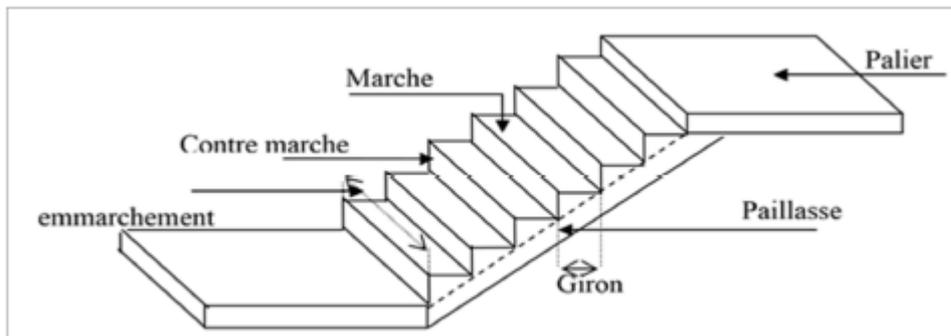


Fig 07. Représentation d'un escalier.

➤ Dimensions des escaliers :

Les Caractéristiques techniques :

- La hauteur d'étage : $H = 3.06$ m.
- La contre marche h : $14 \leq h \leq 18$, on prend : **$h = 17$ cm.**
- La marche g : $24 \leq g \leq 32$, on prend : **$g = 30$ cm.**
-

D'après la formule de BLONDEL on a : $59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$

Donc : $59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$ (C.V donc l'escalier est **confortable**).

- Le nombre de contre marche : $n = H / h = 306 / 17 =$ **18 contre marche.**

On aura **18** contre marche entre chaque deux étage, on a deux volées, donc **9** contre marche par volée.

- Le nombre de marche : $N = n - 1 = 9 - 1 =$ **8 marches.**
- La longueur de la volée : $l = N * g = 8 * 30 =$ **240 cm.**
- L'épaisseur : $L / 30 \leq e \leq L / 20$
 $240 / 30 \leq e \leq 240 / 20$
 $8 \leq e \leq 12$, on prend : **$e = 12$ cm**
- L'inclinaison de la paillasse: $\text{tg} \alpha = (H / 2) / l = (306 / 2) / 240 = 0.64 \Rightarrow \alpha =$ **32.5°**

II. Pré dimensionnement

1. Descente des charges

1.1.Introduction :

La descente de charge a pour objectif d'étudier la distribution des charges dans une Structure.

Lors de cette étude, On détermine les charges qui s'appliquent sur chaque éléments Porteurs de la structure cela nous permet dès les dimensionner jusqu'au sol qui est l'élément porteur de notre structure.

Il existe quatre familles d'éléments porteurs :

- Les porteurs horizontaux (plancher ou dalle poutre) situé dans un plan horizontal.
- Les porteurs verticaux (poteaux, murs ou voiles) situé dans un plan vertical.
- La charpente.
- Les fondations.

1.2.Rôle de descente des charges :

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

1.3. Les types des charges :

a. Charges permanentes :

Elles ont pour symbole de terme G, Elles résultant du poids propre des éléments porteurs et non porteurs.

Elles sont déterminées à partir :

- Poids volumique des matériaux exprimé en Kg/m³.
- Poids spécifique des éléments exprimé en Kg/m².

b. Charge variable :

On distingue deux familles principales : les charges d'exploitation, et les charge climatique.

1.4. Évaluation des charges et des surcharges :

a. Plancher terrasse :

La terrasse est inaccessible et réalisée en dalle pleine et en plancher en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

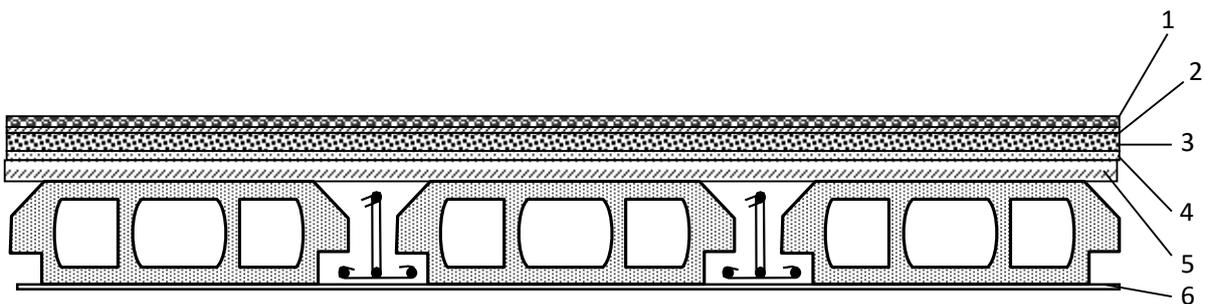


Figure 1 : Plancher terrasse inaccessible.

Charge permanente : d'après le DTR BC 2.2

désignation	e (m)	P (kg/m3)	G (kg/m2)
1-Gravier	0.05	1700	85
2-Forme en pente	0.10	2200	220
3- Isolant thermique	0.04	400	16
4-Etanchéité multi couches	0.02	400	0.06
5-Corps creux	0.20	-	280
6-Enduit en plâtre	0.02	1000	20
			G= 633kg /m²

Tab.1. Charge permanente du plancher terrasse.

-Surcharge d'exploitation: $Q = 100\text{kg /m}^2$

b-Plancher étage courant

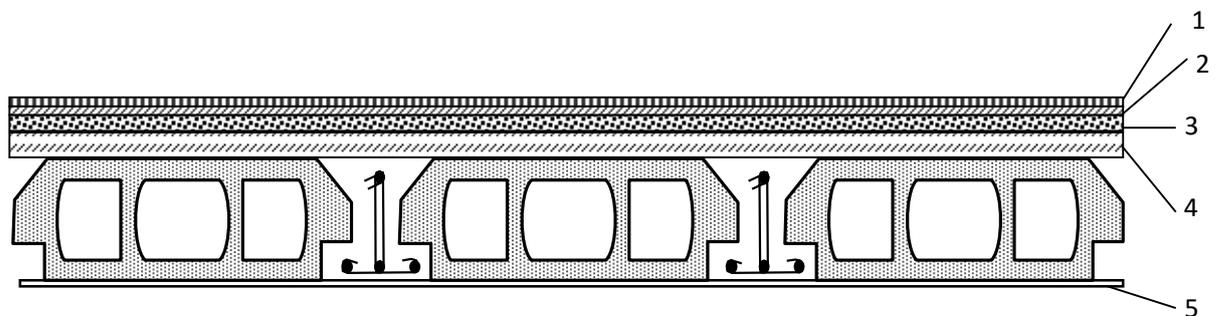


Figure 2 : Plancher étage courant.

-Charge permanente : D'après le DTR BC 2.2

N°	Désignations	e (m)	P (kg/m3)	G (kg/m2)
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	Mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36

4	Plancher à corps creux	0.2	-	280
5	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
6	Cloison simple	0.1	1000	0.36
				G=520kg/m²

Tab.2. Charge permanente du plancher étage courant.

-Surcharge d'exploitation: $Q = 150 \text{ kg/m}^2$

Maçonnerie :

° **Murs extérieurs:**

*Charge permanente :

Matériaux	P (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
1- Enduit extérieur	1200	0.02	24
2-Brique creuse	900	0.15	135
3- Enduit intérieur	1200	0.02	24
4-Brique creuse	900	0.1	90
			G=273kg/ m²

Tab.3. Charge permanente d'un mur extérieur.

Murs intérieurs:

*Charge permanente :

Matériaux	P (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
1- Enduit extérieur	1200	0.02	24
2-Brique creuse	900	0.1	90
3- Enduit intérieur	1200	0.02	24
			G=138kg/ m²

Tab.4. Charge permanente d'un mur intérieur.

La dalle plane des balcons :

° **Balcon étage courant :**

*Charge permanente :

Matériaux	P (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
1- Carrelage	2200	0.02	44

2- Mortier de pose	2000	0.02	40
3- Lit de sable	1800	0.02	36
4- Dalle pleine	2500	0.1	250
5- Enduit en plâtre	1000	0.02	20
			G=390 kg/m²

Tab.5. Charge permanente du balcon étage courant.

Charge d'exploitation : **Q= 350 kg/m²**

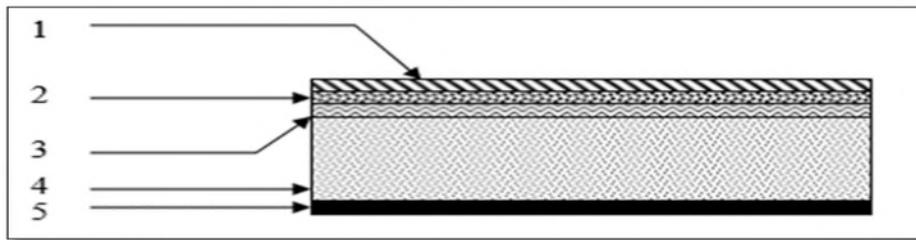


Fig.3. Composants d'un balcon courant.

° **Balcon terrasse :**

*Charge permanente :

Matériaux	P (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
1-Protection gravillon	1700	0.04	68
2-Etanchéité multicouche	600	0.02	12
3- béton de pente	2200	0.05	110
4-Isolation thermique	400	0.04	16
5- Dalle pleine	2500	0.1	250
6- Enduit en plâtre	1000	0.02	20
			G=476 kg/m²

Tab.6. Charge permanente du balcon terrasse.

*Charge d'exploitation : **Q= 100 kg/m²**

Les escaliers :

✓ **Palier :**

*Charge permanente :

Matériaux	P (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
1-Carrelage	2200	0.02	44
2- Mortier de pose	2000	0.02	40
3- Poids propre de palier	2500	0.12	300
4-Enduit extérieur	1400	0.02	28
			G=412kg/m²

Tab.7. Charge permanente du palier de repos de l'escalier.

*Charge d'exploitation : $Q= 250 \text{ kg/m}^2$

✓ Paillasse :

*Charge permanente :

Matériaux	P (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
1- Carrelage	2200	0.02	44
2- Mortier de pose	2000	0.02	40
3-Poids des marches	2200	0.17/2	187
4-Poids du paillasse	2500	0.12/cos α	355
5- Enduit extérieur	1400	0.02	28
			G=654 kg/m²

Tab.7. Charge permanente du paillasse de l'escalier.

*Charge d'exploitation : $Q= 250 \text{ kg/m}^2$

Poids des poteaux :

Section de Poteau	Calcul	G (KN)
45*45	0.45*0.45*3.06*25	13.466

Poids des poutres :

Type de poutre	Section	calcul	G (kN)
Poutre principale	40*30	0.40*0.30*25	3
Poutre secondaire	30*35	0.30*0.35*25	2.625

1.5. La loi de dégression : Selon DTR B.C.2.2 :

Dans le cas des bâtiments à usage d'habitation les surcharges d'exploitation sont égales $Q = Q = \dots = Q$, et soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant un bâtiment de n niveaux, donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau n : $Q + Q_0$

Niveau n-1 : $Q + Q_0 + 0.9 \times Q_0$

Niveau n-2 : $Q + Q_0 + 0.9 \times Q_0 + 0.8 \times Q_0$

Niveau n-3 : $Q + Q_0 + 0.9 \times Q_0 + 0.8 \times Q_0 + 0.7 \times Q_0$

Niveau n-4 : $Q + Q_0 + 0.9 \times Q_0 + 0.8 \times Q_0 + 0.7 \times Q_0 + 0.6 \times Q_0$

Niveau n-5 : $Q + Q_0 + 0.9 \times Q_0 + 0.8 \times Q_0 + 0.7 \times Q_0 + 0.6 \times Q_0 + 0.5 \times Q_0$

A partir du niveau n-6 on aura :

$Q + Q_0 + 0.9 \times Q_0 + 0.8 \times Q_0 + 0.7 \times Q_0 + 0.6 \times Q_0 + 0.5 \times Q_0 + 0.5 \times Q_0$

C'est-à-dire, la surcharge du niveau n-5 + $(0.5 \times Q_0)$

1.6. Descente des charges sur le poteau intermédiaire :

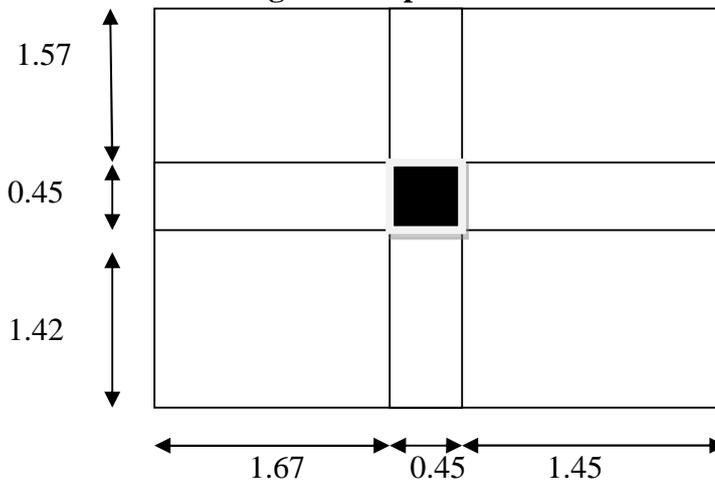


Fig.04. Poteau intermédiaire.3.6

$SG = (1.57 + 1.42) \times (1.67 + 1.45) = 9.32m^2$

$SQ1 = (1.57 + 1.42 + 0.45) \times (1.67 + 1.45 + 0.45) = 12.28m^2$

$SQ2 = 12.28 - (0.45 \times 0.45) = 12.07m^2$

Section	Elément	G (kN)	Q (kN)
1—1	p. Terrasse = 6.33x 9.32	58.99	
	p.pr = 0.30x0.40x2.99x25	8.97	
	p. Sec = 0.30x0.35x3.12x25	8.19	
	Surcharge=(1x 12.28)		12.28
2—2	venant 1—1	76.15	12.28
	Poteau0.45x0.45x3.06x25	15.49	
	venant 2—2	91.64	21.28

3--3	pl.ec=5.2x9.32	48.46	
	p.pr=0.30x0.40x2.99x25	8.97	
	p. Sec =0.30x0.35x3.12x25	8.19	
	surcharge= (1.5 x1 x12.0.7) +12.28		30.38
4--4	venant 3—3	157.26	30.38
	Poteau0.45x0.45x3.06x25	15.49	
5-5	Venant4-4	172.75	30.38
	pl.ec=5.2 x 9.32	48.46	
	p.pr=0.30x0.40x2.99x25	8.97	
	p. Sec =0.30x0.35x3.12x25	8.19	
	surcharge= (1.5 x 12.07x0.9) +30.38		46.67
6-6	venant 5-5	238.37	46.67
	Poteau0.45x0.45x3.06x25	15.49	
7-7	venant 6-6	253.86	46.67
	pl.ec=5.2x9.32	48.46	
	p.pr=0.30x0.40x2.99x25	8.97	
	p. Sec =0.30x0.35x3.12x25	8.19	
	Surcharge= (1.5x12.07x 0.8) +46.67		61.15
8-8	venant 7-7	319.48	61.15
	Poteau0.45x0.45x3.06x25	15.49	
9-9	venant 8-8	334.97	61.15
	pl.ec=5.2x9.32	48.46	
	p.pr=0.30x0.40x2.99x25	8.97	
	p. Sec =0.30x0.35x3.12x25	8.19	
	Surcharge= (1.5x12.07x 0.7) +61.15		73.82

10-10	venant 9-9	400.59	73.82
	Poteau0.45x0.45x3.06 x25	15.49	
11-11	venant 10-10	416.08	73.82
	pl.ec=5.2x9.32	48.46	
	p.pr=0.30x0.40x2.99x25	8.97	
	p. Sec =0.30x0.35x3.12x25	8.19	
	Surcharge = (1.5x12.07 x 0.6) +73.82		84.68
12-12	venant 11-11	481.7	84.68
	Poteau0.45x0.45x3.06x25	15.49	
13-13	venant 12-12	497.19	84.68
	pl.ec=5.2x9.32	48.46	
	p.pr=0.30x0.40x2.99x25	8.97	
	p. Sec =0.30x0.35x3.12x25	8.19	
	surcharge= (1.5x12.07 x0.5) +84.68		93.73
14-14	Venant13—13	562.81	93.73
	Poteau0.45x0.45x3.06x25	15.49	
15-15	venant 14-14	578.3	93.73
	pl.ec=5.2x9.32	48.46	
	p.pr=0.30x0.40x2.99x25	8.97	
	p. Sec =0.30x0.35x3.12x25	8.19	
	surcharge= (1.5x12.07 x0.5) +93.73		102.78
16-16	venant 15-15	643.92	102.78
	Poteau0.45x0.45x3.06x25	15.49	
17-17	venant 16-16	659.41	102.78
	pl.ec=5.2x9.32	48.46	
	p.pr=0.30x0.40x2.99x25	8.97	

	p. Sec =0.30x0.35x3.12x25	8.19	
	Surcharge= (1.5x12.07x0.5) +102.78		111.83
18-18	venant 17-17	725.03	111.83
	Poteau0.45x0.45x3.06x25	15.49	
	Σ	740.52	111.83

Tab. 8. Descente des charges - Poteau Intermédiaire

*G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré $\Rightarrow G=740.52\text{KN}$.

*Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau \Rightarrow Selon la loi de dégression,
Q=111.83KN

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1167.447\text{KN}$$

$$N_u = 1167.447\text{ KN}$$

1.7. Vérification: BAEL91 (B.8.4, 1)

On vérifie la section qu'on a adoptée à base de la règle (RPA 99) avec la condition à l'E.L.U de stabilité de forme d'un élément simplement comprimé.

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 3.46 \times \frac{l_f}{b} = 3.46 \times \frac{0.7 \times 2.66}{0.45} = 14.33$$

$$\lambda = 14.33 \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times (14.33/35)^2}$$

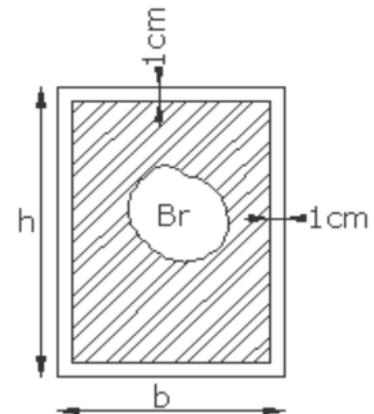
$$\Rightarrow \alpha = 0.822$$

B_r : Section réduite de poteau.

$$B_r = (450 - 20) \times (450 - 20) = 184900\text{ mm}^2$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 \times b \times h}{100} = \frac{0.2 \times 450 \times 450}{100} = 405\text{mm}^2 \\ \frac{8 \times (b + h)}{100} = \frac{8 \times (450 + 450)}{100} = 72\text{mm}^2 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow A_{\min}^{BAEL} = 72\text{mm}^2$$



$$A_{\min}^{RPA} = 0.8\% B = \frac{0.8 \times 450 \times 450}{100} = 1620 \text{ mm}^2 \text{ en : zone (X a)}$$

$$A = \max(A_{\min}^{BAEL} ; A_{\min}^{RPA}) = A_{\min}^{RPA} = 1620 \text{ mm}^2$$

$$\overline{N}_U \leq 0.82 \times \left[\frac{184900 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 1620 \times \frac{400}{1.15} \right] = 3987552.33 \text{ N}$$

$$\Rightarrow N_U = 1167.447 \text{ N} \leq \overline{N}_U = 3987552.33 \dots \dots \dots (c.v)$$

- Tableau récapitulatif :

Niveau	Nu (N)	A_{\min}^{BAEL}	A_{\min}^{RPA}	A(mm ²)	B _r (mm ²)	\overline{N} (N)	condition
B-2	1167.447	405	1620	1620	184900	3987552.33	Vérifier

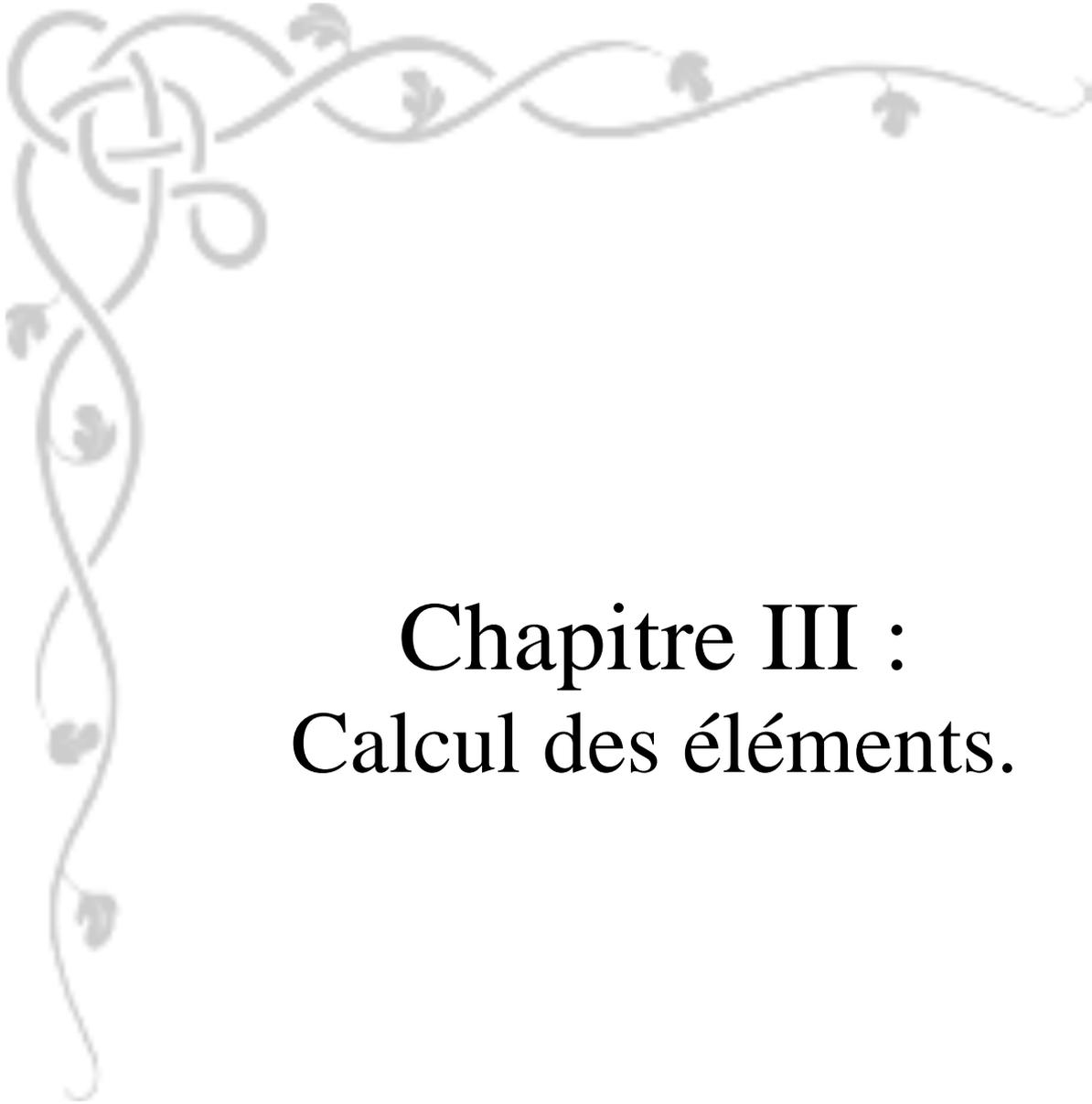
Tableau récapitulatif

Vérification vis-à-vis du RPA (art7.4.3.1 p 50) :

$$v = \frac{N_{ser}}{Bc \times f_c} \leq 0.3$$

$$v = \frac{852.35}{450 \times 450 \times 25} = 1.68 \dots \dots \dots (CV)$$

Donc les sections (45*45) choisies sont suffisantes pour tous les étages .



Chapitre III : Calcul des éléments.

III. Calcul des éléments

Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous allons procéder à l'étude de ce type d'éléments ne participant pas dans notre cas de façon directe au contreventement de la structure. Nous citons l'acrotère, les planchers, balcon, la cage d'ascenseur, et enfin l'escalier, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99/V2003**.

1. L'acrotère :

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse, cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute. Il sert à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

Elle est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Elle est sollicitée par son poids propre (G), et une poussée horizontale.
 $F = \max(F_p, F_q)$ avec : $F_p = 4AC_pW_p$ (**RPA 99 version 2003 page 43**).

- A : coefficient d'accélération de zone.

- C_p : facteur de force horizontale.

F_q : la poussée horizontale, $F_q = 100\text{kg/ml}$.

Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.

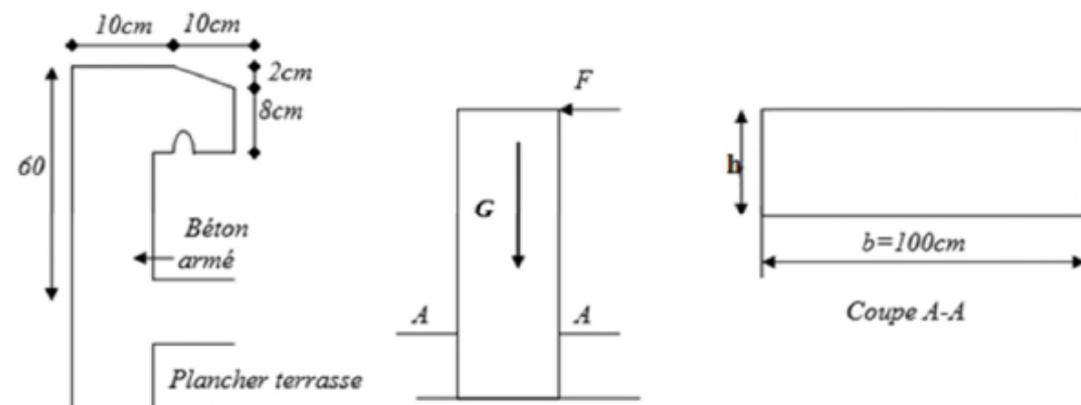


Fig.01. Schéma d'un acrotère.

a. Calcul des sollicitations :

On a :

- Poids propre : $W_p = 237.62\text{ Kg/ml}$
- La surcharge d'exploitation : $F_p = 114.06\text{ kg /ml}$

• D'une force tranche : $T_{\mu} = F_p = 114.06 \text{ kg}$

b. Moments et efforts normaux :

• ELU :

$$N_U = 1.35 \cdot W_p = 1.35 \cdot 237.62 = 320.787 \text{ kg/ml}$$

$$M_U = 1.5 \cdot F_{p,h} = 1.5 \cdot 114.06 \cdot 0.6 = 102.654 \text{ kg/ml}$$

$$T_U = 1.5 \cdot T = 1.5 \cdot 114.06 = 171.09 \text{ kg/ml}$$

• ELS :

$$N_{ser} = W_p = 237.62 \text{ kg/ml}$$

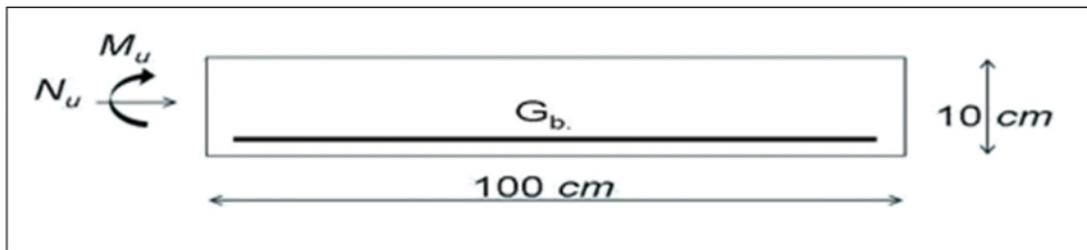
$$M_{ser} = F_{p,h} = 114.06 \cdot 0.6 = 68.436 \text{ kg/ml}$$

c. Ferrailages :

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

• On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries ($c=3 \text{ cm}$).

• Dans les dalles $\phi \leq \frac{h}{10} = \frac{10}{10} = 1 \text{ cm}$, donc : $d = h - c - \frac{1}{2}\phi = 6.5 \text{ cm}$.



✓ **Armatures Longitudinales :**

Calcul d'excentricité :

$$*M_U = N_U \cdot e_U \Rightarrow e_U = M_U / N_U = 0.32 \text{ m}$$

$$*M_{ser} = N_{ser} \cdot e_{ser} \Rightarrow e_{ser} = M_{ser} / N_{ser} = 0.29 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_0 = h/6 = 0.10/6 = 0.017 \text{ m}$$

(e_U, e_{ser}) > $e_0 \Rightarrow$ le centre de pression se trouve de la zone l'extrémité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression. Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent 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 :

$$M_1 = M_U + N_U \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 1026.54 + 3207.87 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 1090.70 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1090.70}{14.2 \times 100 \times (6.5)^2} = 0.018 < \mu\lambda = 0.392$$

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

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.022$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.991$$

$$A_1'' = \frac{M_1}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1090.70}{348 \times 0.991 \times 6.5} = 0.387 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

N est un effort de compression $\Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s}$

$$A = 0.386 - \frac{3207.87}{100 \times 348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$M_1(\text{N.m})$	μ	α	β	$A_1^u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A(\text{cm}^2)$
936.65	0.018	0.022	0.991	0.487	0.39

Tab.01. Calcul la section des armatures.

Vérification :

- **E.L.U :**

- **Condition De Non Fragilité : BAEI (A.4.2.1)**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 6.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A^{\min} \geq 1.33 \text{ cm}^2$$

Alors en prend : $A = \max (A_s , A_{\min}) = 1.33 \text{ cm}^2$, Soit **A = 4HA8 = 2,01 cm²**

- ✓ **Evaluation des armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \quad . \text{ Soit } A_{\text{rep}} = 4\text{HA6} = 1.13 \text{ cm}^2$$

- ✓ **L'espacement :**

Les Armatures longitudinales :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min (3h , 25 \text{ cm})$$

Les Armatures de répartition :

$$S_t = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm} \leq \min (3h , 25 \text{ cm})$$

- **E.L.S :**

- ✓ **La contrainte de traction d'armature :**

D'après le livre (P.CHARON, exercices), p 89 formules (77) :

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

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

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min (266.66 ; 201.63)$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

✓ **Vérification de la contrainte de compression du béton**

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

$$\text{On a: } c = e - \frac{h}{2} = 28.8 - 5 = 23.8 \text{ cm}$$

Compte tenu les conventions des signes : $c = -23.8 \text{ cm}$

$$p = -3 \times c^2 - \frac{90 \times A'}{b} \times (c - d') + \frac{90 \times A}{b} \times (d - c)$$

$$p = -3 \times (-23.8)^2 - 0 + \frac{90 \times 2.51}{100} \times (6.5 - (-23.8)) \Rightarrow$$

$$p = -1644.50$$

$$q = -2 \times c^3 - \frac{90 \times A'}{b} \times (c - c')^2 - \frac{90 \times A}{b} (d - c)^2$$

$$q = -2 \times (-23.8)^3 - \frac{90 \times 2.51}{100} (6.5 - (-23.8))^2$$

$$q = 25301.71$$

$$\text{On calcul } \Delta = q^2 + \frac{4p^4}{27} = (25301.71)^2 + \frac{4(-1644.50)^3}{27} = -18690629.76 < 0$$

$$y_2^3 - 2230.045y_2 + 39965.967 = 0$$

Par l'utilisation du logiciel " SCIENTIFIC WORKPLACE 5.0 " on obtient les racines de cette équation qui sont :

$$\Delta < 0 \Rightarrow \varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) \Rightarrow \varphi = \text{Arc cos}(-0.99)$$

$$\varphi = 171.89^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 46.83$$

$$y_{21} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 25.30$$

$$y_{22} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -46.78$$

$$y_{23} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 21.48$$

La distance du centre de pression à l'axe neutre à la fibre supérieur de la section :

$$Y_{ser} = y_2 + C$$

$$Y_{ser1} = y_{21} + C = 1.5$$

$$Y_{ser2} = y_{22} + C = -70.58$$

$$Y_{ser3} = y_{23} + C = -2.32$$

Puis $y_1 = y_2 + c$.on prend :

$$0 \leq y_1 \leq d \Rightarrow 0 \leq y_1 = 1.5 < 6.5 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\Rightarrow s = \frac{b \times y_1^2}{2} - 15[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)]$$

$$\Rightarrow s = \frac{100(1.5)^2}{2} - 15[2.01(6.5 - 1.5)] =$$

$$k = \frac{N_{ser}}{100 \times s} = \frac{2376.2}{100 \times 38.25} = 0.621$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.621 \times 1.5 = 0.93 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15k(d - y_1) = 15 \times 0.621(6.5 - 1.5) = 46.58 \text{MPa}$$

Alors, on peut conclure que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ et $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Donc et par conséquent , on accepte la valeur de la section des armatures:

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$[\tau_u] \leq \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{MPa})$$

$$[\tau_u] \leq 2.5 \text{MPa}$$

Donc on prend :

$$[\tau_u] = 2.5 \text{MPa}$$

Calcul de la contrainte tangente conventionnelle :

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

$$v_u = F \times 1.5 = 1000 \times 1.5 = 1500 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \dots\dots\dots (c.v)$$

$$\tau_u \leq [\tau_u]$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

d. Schéma de ferrailage :

L'action sismique est renversible, donc on dispose le même ferrailage pour les deux faces (extérieure et intérieure).

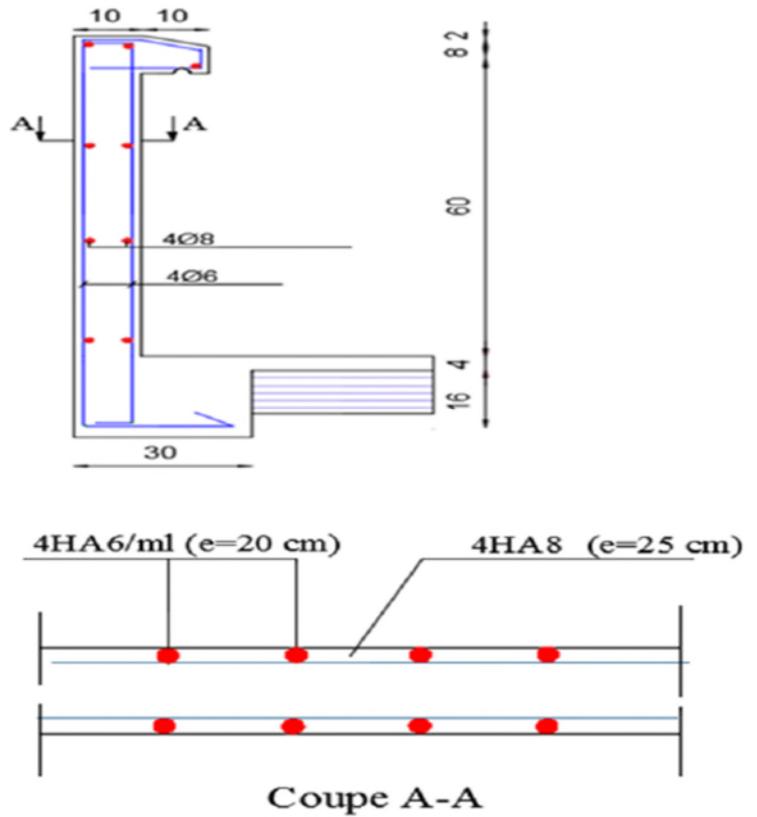


Fig.02. Ferrailage de l'acrotère.

2. Les planchers

2.1. Introduction :

Les planchers sont des pièces minces et planes dont la longueur et largeur sont nettement supérieures à l'épaisseur. Ils ont pour rôle :

- La transmission des charges et surcharges vers les éléments porteurs.
- De plate forme porteuse pour l'étage considéré.
- De toit pour l'étage sous-jacent.
- D'écran permettant le confort de l'habitation.

● **Dans notre projet on utilise : Les planchers à corps creux.**

2.2. Justification du choix des planchers à corps creux :

- Absence des charges concentrées importantes sur les planchers.

Plus ---

- léger que la dalle pleine.
- Exécution simple.
- Bonne isolation thermique et phonique que la dalle pleine.

2.3. Méthode de calcul :

Il y a plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple les suivantes méthodes :

● **Les méthodes approchées et les méthodes exactes :**

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

A- Les méthodes approchées :

A.I. Méthode forfaitaire :

* Condition d'application :

$$1- \left\{ \begin{array}{l} \varphi \leq 2G \\ \varphi \leq 5000 \text{ N/m}^2 \end{array} \right\}$$

2- Inertie constante (I)

$$3- 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

4- Fissuration peu nuisible

- M_0 : Moment isostatique d'une travée.

- M_t : Moment d'une travée.

- M_w : Moment gauche.

- M_d : Moment droite.

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

$$Q = 0 \rightarrow \alpha = 0 \quad , \text{ Si } Q = 2G \Rightarrow \alpha = \frac{2}{3} \rightarrow 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

Travée de rive	Travée intermédiaire
$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$	$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$
$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq 1.05M_0$	$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq 1.05M_0$
$M_t \geq ((1.2 + 0.3\alpha)/2)M_0$	$M_t \geq ((1.2 + 0.3\alpha)/2)M_0$

A.2. Méthode de Caquot :

- Condition d'application :

$Q > 2G$

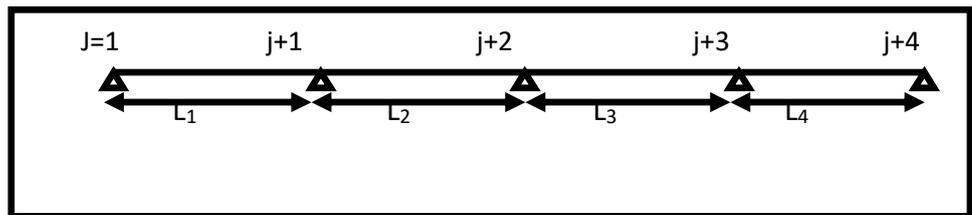
$Q > 5000N/m^2$

Les charges permanentes et d'exploitation sont élevées.

B- La méthode exacte :

B.1. Méthode de trois moments (RDM) :

* Principe :



$b_i \cdot M_i + (a_{i+1} + c_j)M_j + b_{i+1} \cdot M_i + 4 = W_{j+1} + W_j$

EI : constante. I : Inertie, E : Module de Young.

En appuis	Moment en travée
$W_{i+1} = -W_i = -\frac{4l^3}{24EI}$	$M_i = \mu_i(x) \cdot \mu_{i-1} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + \mu_i \left(\frac{x}{L}\right)$
$c_i = \frac{L_i}{3EI}, c_{i+1} = \frac{L_{i+1}}{3EI}$	Avec $\mu(x) = -\frac{P_u x^2}{2} + \frac{P_u l_i}{2}$
$a_i = \frac{L_i}{3EI}, a_{i+1} = \frac{L_{i+1}}{3EI}$	Les efforts tranchants :
$b_i = \frac{L_i}{6EI}, b_{i+1} = \frac{L_{i+1}}{6EI}$	$T_d = -\frac{P_u l^2}{2} + \frac{(M_d - M_g)}{L_i}$

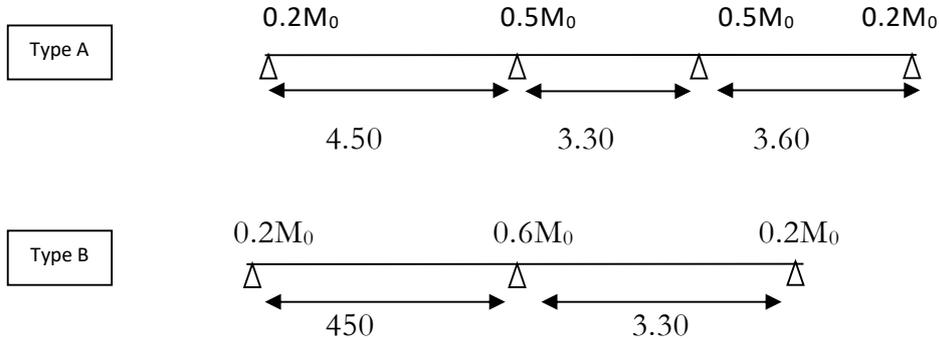
$M_A=M_0=M_5=0.$

Remarque :

Il y a plusieurs méthodes de (RDM) pour le calcul de sollicitation (méthode de forces... etc.).

➤ **Calcul des nervures :**

Nous avons 2 types des poutrelles contenues (A) et (B) dans l'étage courant et le plancher terrasse.



A/ PLANCHER ETAGE COURANT :

A-1/ Combinaisons d'Actions :

E. L. U :

$$P_u = (1.35 G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$P_u = (1.35 \times 5200 + 1.5 \times 1500) \times 0.65$$

$$P_u = 6025.5N/ml$$

E. L. S :

$$P_{ser} = (G + Q) \times 0.65$$

$$P_{ser} = (5200 + 1500) \times 0.65$$

$$P_{ser} = 4355 N/ml$$

- **Type A :** D'après les règles B.A.E.L83 Page 298

On va utiliser la méthode forfaitaire si les conditions d'application sont remplies.

-les conditions d'applications de cette méthode sont les suivantes :

- 1- la valeur nominale de la charge d'exploitation (avant application de tout coefficient de majoration) est au plus égale à deux fois de la charge permanente ou' de 5000 N/m²
- 2- les moments d'inerties sont les même dans les différentes travées.
- 3- les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25
- 4- la fissuration considérée est non préjudiciable.

*** Vérifications :**

1 - $Q = 1500 \frac{N}{m^2} < 2 \times 4670 = 9340 \frac{N}{m^2} \dots \dots \dots (C . V)$

2- le moment d'inertie est constant dans les différentes travées (C.V)

3- $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

$0.8 < \frac{3.75}{3.50} = 1.07 < 1.25 \dots \dots \dots (C.V)$

$$0.8 < \frac{3.50}{3.70} = 0.94 < 1.25 \dots\dots\dots (C.V)$$

$$0.8 < \frac{3.70}{3.30} = 1.12 < 1.25 \dots\dots\dots (C.V)$$

4-La fissuration est peu nuisible puisque les planchers sont protégés.

➤ **Toutes les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.**

On a :

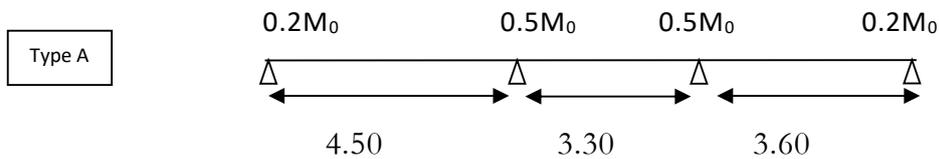
$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1500}{1500 + 4670} = 0.243$$

$$1 + 0.3\alpha = 1.07$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.634$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.534$$

- **Les moments sur appuis :**



Les moments en travées :

*** 1- Cas de travée de rive :**

$$1 * M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.72 M_0$$

$$2 * M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.7 M_0$$

$$3 * M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.634 M_0 ; \text{On adopte: } M_t = 0.72M_0$$

• En travée intermédiaire :

$$- 1 * M_t + \frac{M_1 + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.57 M_0$$

$$- 2 * M_t + \frac{M_1 + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.55 M_0$$

$$- 3 * M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.534 M_0$$

On adopte : $M_t = 0.57 M_0$

L'E.L.U :

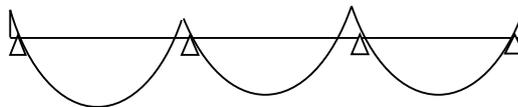
- Le moment isostatique :

$$L = 4.5\text{m} \Rightarrow M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{6025.5 \times 4.5^2}{8} = 15252.04 \text{ N.m}$$

$$L = 3.30\text{m} \Rightarrow M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{6025.5 \times 3.30^2}{8} = 8202.21 \text{ N.m}$$

$$L = 3.60\text{m} \Rightarrow M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{6025.5 \times 3.60^2}{8} = 9761.31 \text{ N.m}$$

3050.40 7626.02 4101.10 1952.26



10981.46 4675.25 7028.14

Diagramme de moment

• Calcul de l'effort tranchant :

$$T_w = \frac{|M_w| - |M_e|}{L} + \frac{P_u L}{2}$$

$$T_e = T_w - P_u L$$

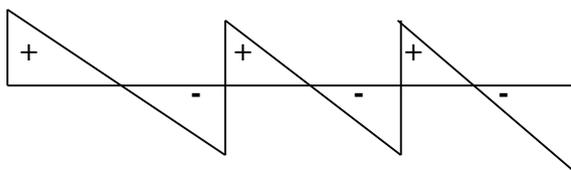
Pour L = 4.50 m $T_w =$

$$\frac{3050.40 - 7626.02}{4.5} + \frac{6025.5 \times 4.5}{2}$$

$$T_w = 14574.17$$

$$T_e = 14574.17 - (6025.5 \times 4.5) = -12540.57$$

14574.17 11010.23 11442.8



12540.57 8873.91 10249

Diagramme de l'effort tranchant

L'E.L.S :

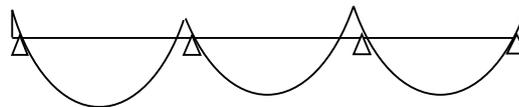
- Le moment isostatique :

$$L = 4.5\text{m} \Rightarrow M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{4355 \times 4.5^2}{8} = 11023.59 \text{ N.m}$$

$$L = 3.30\text{m} \Rightarrow M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{4355 \times 3.30^2}{8} = 5928.24 \text{ N.m}$$

$$L = 3.60\text{m} \Rightarrow M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{4355 \times 3.60^2}{8} = 7055.1 \text{ N.m}$$

2204.71 5511.79 2964.12 1411.02



7936.98 3379.09 5079.67

Diagramme de moment

• Calcul de l'effort tranchant :

$$T_w = \frac{|M_w| - |M_e|}{L} + \frac{P_u L}{2}$$

$$T_e = T_w - P_u L$$

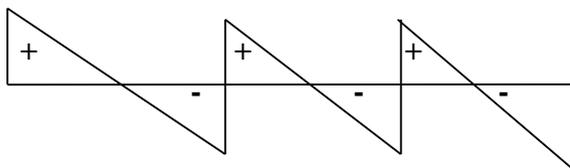
Pour $L = 4.50 \text{ m}$ $T_w =$

$$\frac{2204.71 - 5511.79}{4.5} + \frac{4355 \times 4.5}{2}$$

$$T_w = 10533.65$$

$$T_e = 10533.65 - (4355 \times 4.5) = -9063.85$$

10533.65 7957.77 8270.41



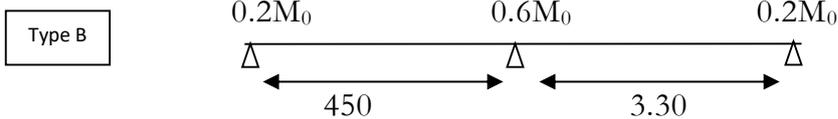
9063.85 6413.72 7407.58

Diagramme de l'effort tranchant

Tableau récapitulatif :

Travée	(1-2)	(2-3)	(3-4)
L (m)	4.5	3.3	3.6
P_u (N/ml)	6025.5	6025.5	6025.5
M_u^w (N.m)	3050.40	7626.02	4101.10
M_u^e (N.m)	7626.02	4101.10	1952.26
M_u^t (N.m)	10981.46	4675.23	7028.14
T_u^w (N)	14574.17	11010.23	11442.8
T_u^e (N)	12540.57	8873.91	10249
P_{ser} (N/ml)	4355	4355	4355
M_{ser}^w (N.m)	2204.71	5511.79	2964.12
M_{ser}^e (N.m)	5511.79	2964.12	1411.02
M_{ser}^t (N.m)	7936.98	3379.09	5079.67

- Les moments sur appuis :



Les moments en travées :

- Cas de travée de rive :

On adopte: $M_t = 0.72M_0$

L'E.L.U :

- Le moment isostatique :

$$L = 4.5m \Rightarrow M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{6025.5 \times 4.5^2}{8} = 15252.04 \text{ N.m}$$

$$L = 3.30m \Rightarrow M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{6025.5 \times 3.30^2}{8} = 8202.21 \text{ N.m}$$

3050.40 7626.02 1640.44



8693.66 468.65

Diagramme de moment

- Calcul de l'effort tranchant :

$$T_w = \frac{|M_w| - |M_e|}{L} + \frac{P_u L}{2}$$

$$T_e = T_w - P_u L$$

Pour $L = 4.50 \text{ m}$ $T_w =$
 $\frac{3050.40 - 7626.02}{4.5} + \frac{6025.5 * 4.5}{2}$

$$T_w = 14574.17$$

$$T_e = 14574.17 - (6025.5 * 4.5) = -12540.57$$

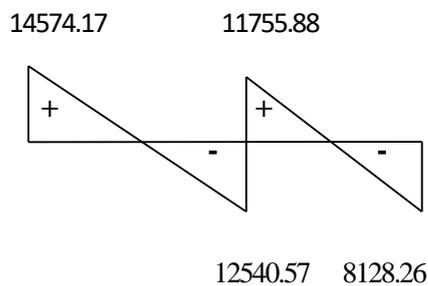


Diagramme de l'effort tranchant

Tableau récapitulatif :

Travée	(1-2)	(2-3)
L (m)	4.5	3.3
P_u (N/ml)	6025.5	6025.5
M_u^w (N.m)	3050.40	7626.02
M_u^e (N.m)	7626.02	1640.44
M_u^t (N.m)	8693.66	486.65
T_u^w (N)	14574.17	11755.88

A-2/ Calcul du ferrailage:

On va calculer le ferrailage de la nervure la plus sollicitée pour le plancher de l'étage courant.

• **L'enrobage :**

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}, \phi \geq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2.$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{2}{2} = 2$$

Alors on adopte $c = 3 \text{ cm}$

$$\Rightarrow d = h - c = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

E.L.U :

$$M_{app}^{max} = 7626.02 \text{ N.m}$$

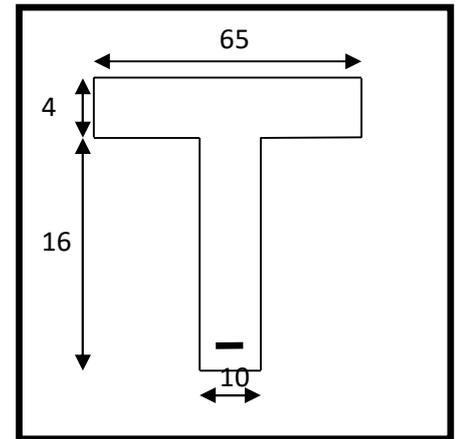
$$M_t^{max} = 10981.46 \text{ N.m}$$

$$T_{max} = 14574.17 \text{ N}$$

E.L.S :

$$M_{app}^{max} = 5511.79 \text{ N.m}$$

$$M_t^{max} = 7936.98 \text{ N.m}$$



A-2-1/ Les armatures longitudinales:

* **En Travée:**

Le moment fléchissant M_{Table} équilibré par la table est:

$$M_{Table} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \dots \dots \dots \text{BAEL 83 page (94)}$$

$$M_{Tab} = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left(17 - \frac{4}{2}\right) = 55380 \text{ N.m}$$

$$M_t^{max} = 10981.46 \text{ N.m} < M_{tab} = 55380 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculer comme une section rectangulaire de largeur b.

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \quad ; \quad A = \frac{M_t^{max}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$

➤ **Sur Appuis :**

$$M_{app}^{max} = -7626.02 \text{ N.m}$$

$$\Rightarrow M_{app}^{max} < 0$$

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.

$$\mu = \frac{M_{app}^{max}}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \quad ; \quad A = \frac{M_{app}^{max}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$

Remarque :

Si $\mu < \mu_l \Rightarrow \hat{A} = 0 \dots \dots \dots$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$\mu, \alpha, \beta \dots \dots \dots$ donner par le tableau 5 (BAEL83)

➤ **Tableau récapitulatif des resultat:**

Elément	M^{max} (N.m)	b_0 (cm)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
Appui	7626.02	10	0.185	0.392	0.257	0.897	0.883
Travée	10981.46	65	0.041	0.392	0.0523	0.97	1.91

➤ **Condition de non fragilité** : BAEL91 (A.4.2, 1)page (29)

$$\rho \geq 0.23b \cdot d \frac{f_{tj}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

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

- En travée : $A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 1.334 \text{ cm}^2$

- En appuis : $A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 0.205 \text{ cm}^2$

➤ **Pourcentage minimale** : B.A.E.L 91 (art B.6.4)page (153)

- En travée : $A'_m \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2$

- En appuis : $A'_m \geq 0.001 \times b_0 \times h = 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2$

$$A = \max (A_{cal}, A_{min}, A'_{min})$$

Tableau récapitulatif du ferrailage :

Elément	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A'_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{max} (\text{cm}^2)$	$A_{adp} (\text{cm}^2)$
Appui	0.883	0.205	0.20	0.883	1T14 = 1.54
Travée	1.91	1.334	1.30	1.91	2T12 = 2.26

❖ **Vérification de l'E.L.S :**

D'après le BAEL83.....Page (262)

- 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 la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

➤ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u^t}{M_{ser}^t} = \frac{10981.46}{7936.98} = 1.383$$

$$\bar{\alpha} = \frac{1.383 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.441$$

$$\alpha = 0.0330 \leq \bar{\alpha} = 0.441 \dots\dots\dots (c.v)$$

➤ **Sur appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u^{app}}{M_{ser}^{app}} = \frac{7626.02}{5511.79} = 1.383$$

$$\bar{\alpha} = \frac{1.383 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.441$$

$$\alpha = 0.1603 \leq \bar{\alpha} = 0.441 \dots\dots\dots (c.v)$$

❖ **Vérification de La contrainte de cisaillement :**

D'après BAEL91 (A.5.1, 21).....page(51)

La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (A.5.1, 1)}$

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

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : L'hauteur utile de la nervure.

$$T_u^{max} = 13921.41 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{14574.17}{100 \times 170} = 0.857 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites (\perp à la fibre moyenne), donc " τ_u " doit être au plus égale à la plus basse des deux valeur :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{F_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible (B.A.E.L.A.1.211)}.$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33, 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.857 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

- **Diamètre minimale ϕ_t** : B.A.E.L91 (A.7.2.2)page (87)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right) = \left(\frac{200}{35}, 12, \frac{100}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(5.71, 12, 10) \quad ; \text{ Soit } \phi_t = 6 \text{ mm.}$$

Donc on adopte des cadres ϕ_6 d'où :

$$A_t = 2 \phi_6 = 0.56 \text{ cm}^2 \text{ de nuance } F_e E 400$$

* **L'espacement des cadres " S_t "**:

B.A.E.L91 (A.5.1.22).....page(53) et (A.5.1, 23)page(55).

$$S_{t1} \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 15.3 \text{ cm.}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t F_e}{0.4 b_0} = \frac{0.56 \times 400}{0.4 \times 10} = 56 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 f_e A_t}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28} K)} \dots \dots \dots \text{ Avec } K=1 \text{ (en flexion simple)}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times 0.56 \times 400}{1.15 \times 10 \times (0.857 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} = 77.24 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}) \Rightarrow S_t \leq 15.3 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm.}$

* **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis** :

Selon B.A.E.L 91 (A.5.1, 313) page (57) :

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

$$T_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum : $a = 0.9d = 0.9 \times 17 = 15.3 \text{ cm.}$

$$T_u = 13921.41 \text{ N} \leq \frac{0.8 \times 100 \times 15.3 \times 10 \times 25}{1.5 \times 2} = 102000 \text{ N}$$

Au droit d'appui simple, la section 'A' des armatures longitudinales inférieurs doit être telle que:

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} \Rightarrow A \geq 1.15 \times \frac{13921.41}{400}$$

$$A = 2.26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2$$

$$1.15 \times \frac{13921.41}{400} = 40.02 \text{ mm}^2 \leq 226 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots (\text{c. v})$$

* **Condition de flèche :** B.A.E.L 91 (B.6.8, 424)page172-173

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{450} = 0.044 = 0.044 \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{0.70M_0}{15M_0} \Rightarrow 0.044 > 0.0466 \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3.60}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 17} = 0.002045 < 0.009 \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

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

A-3 Schéma de ferrailage :

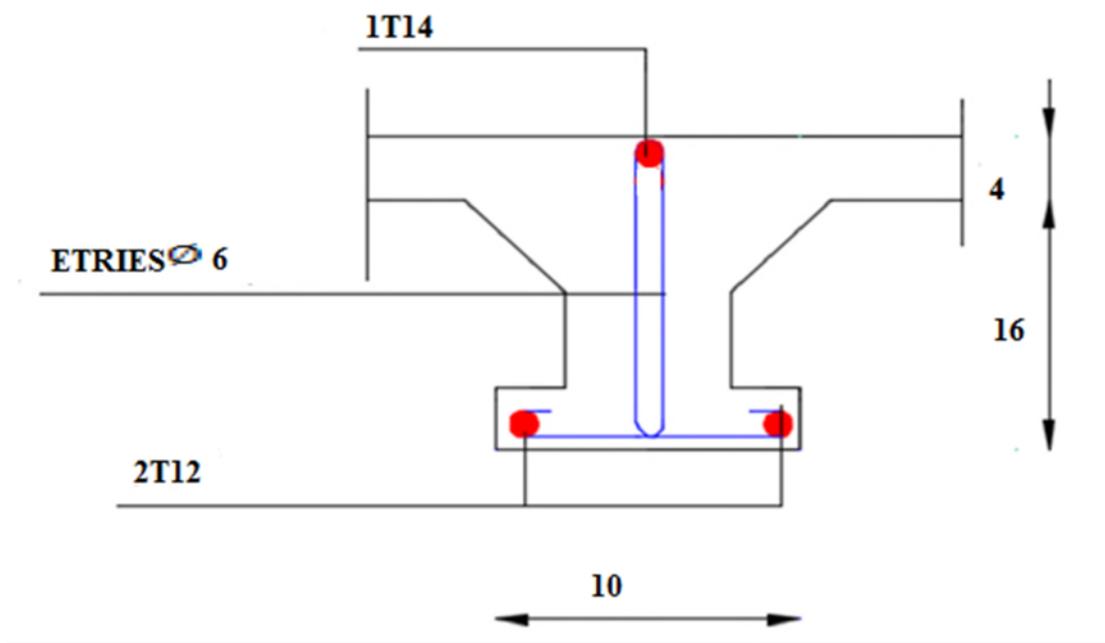


Fig03. Ferrailage du nervure étage courant.

B/PLANCHER TERRASSE :

B.1/ Combinaisons d'actions :

E.L.U :

$$P_u = (1.35 * 6330 + 1.5 * 1000) \times 0.65$$

$$P_u = 6529.57 \text{ N/ml}$$

E.L.S :

$$P_{ser} = (6330 + 1000) \times 0.65$$

$$P_{ser} = 4764.5 \text{ N/ml}$$

- les calculs des différents planchers sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Type A :**

- le moment isostatique :

$$L = 4.50\text{m} \Rightarrow M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{6529.57 \times 4.50^2}{8} = 9549.67 \text{ N.m}$$

$$L = 3.30\text{m} \Rightarrow M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{6529.57 \times 3.30^2}{8} = 8318.82 \text{ N.m}$$

$$L = 3.60\text{m} \Rightarrow M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{6529.57 \times 3.60^2}{8} = 9296.71 \text{ N.m}$$

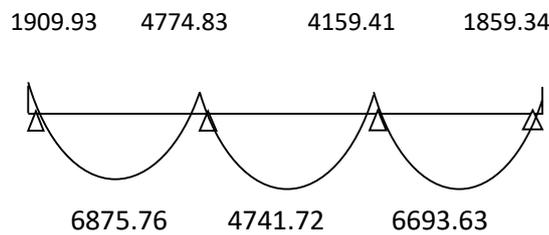


Diagramme de moment

• **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_w = \frac{|M_w| - |M_e|}{L} + \frac{P_u L}{2}$$

$$T_e = T_w - P_u L$$

Pour $L = 4.50 \text{ m}$ $T_w =$

$$\frac{1909.93 - 4774.83}{4.5} + \frac{6529.57 \times 4.5}{2}$$

$$T_w = 15328.17$$

$$T_e = 15328.17 - (6529.57 \times 4.5) = -14054.88$$

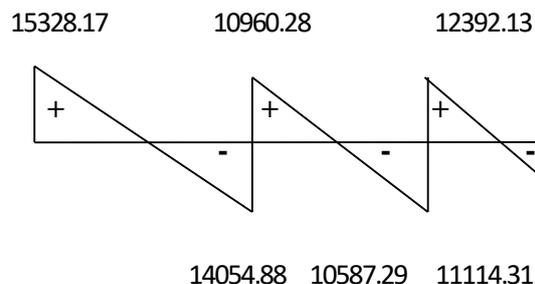


Diagramme de l'effort tranchant

E.L.S :

- le moment isostatique :

$$L = 4.50\text{m} \Rightarrow M_0 = \frac{P_{ser} \times L^2}{8} = \frac{4764.5 \times 4.50^2}{8} = 15894.51 \text{ N.m}$$

$$L = 3.30\text{m} \Rightarrow M_0 = \frac{P_{ser} \times L^2}{8} = \frac{4764.5 \times 3.30^2}{8} = 6485.7 \text{ N.m}$$

$$L = 3.60\text{m} \Rightarrow M_0 = \frac{P_{ser} \times L^2}{8} = \frac{4764.5 \times 3.60^2}{8} = 7718.49 \text{ N.m}$$

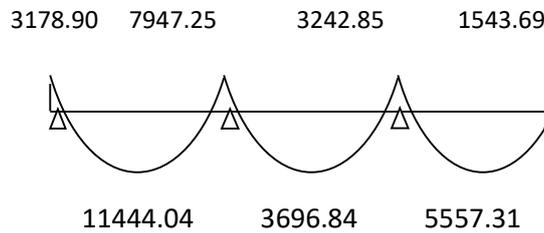


Diagramme de moment

Tableau récapitulatif :

Travée	(1-2)	(2-3)	(3-4)
L (m)	4.50	3.30	3.60
P _u (N/ml)	6529.57	6529.57	6529.57
M _u ^w (N.m)	1909.93	4774.83	4159.41
M _u ^e (N.m)	4774.83	4159.41	1859.34
M _u ^t (N.m)	6575.76	4741.72	6693.63
T _u ^w (N)	15325.17	19960.28	12392.03
T _u ^e (N)	14054.88	10587.29	11114.31
P _{ser} (N/ml)	4764.5	4764.5	4764.5
M _{ser} ^w (N.m)	3178.90	7947.25	3242.85
M _{ser} ^e (N.m)	7947.25	3242.85	1543.69
M _{ser} ^t (N.m)	11444.04	3696.84	5557.81

B.2/Calcul du ferrailage :

* les armatures longitudinales :

E.L.U :

$$M_{app}^{max} = 4774.83\text{N.m}$$

$$M_t^{max} = 6693.63\text{N.m}$$

$$T^{max} = 19960.28\text{N}$$

E.L.S :

$$M_{app}^{max} = 7947.25\text{N.m}$$

$$M_t^{max} = 11444.04 \text{ N.m}$$

➤ **EN travée :**

Le moment fléchissant M_{Table} équilibré par la table est:

$$M_{Table} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \dots \dots \dots \text{BAEL 83 page 94}$$

$$M_{Tab} = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left(17 - \frac{4}{2} \right) = 55380 \text{ N.m}$$

$$M_t^{max} = 6693.63 \text{ N.m} < M_{tab} = 55380 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculer comme une section rectangulaire de largeur b.

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \quad ; \quad A = \frac{M_t^{max}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$

➤ **Sur Appuis :**

$$M_{app}^{max} = -4774.835 \text{ N.m} \Rightarrow M_{app}^{max} < 0$$

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.

$$\mu = \frac{M_{app}^{max}}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \quad ; \quad A = \frac{M_{app}^{max}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$

Tableau récapitulatif des resultat:

Elément	M^{max} (N.m)	b_0 (cm)	μ	μ_l	α	β	A_{calcu} (cm ²)
Appui	4774.835	10	0.133	0.392	0.179	0.928	0.869
Travée	6693.63	65	0.0250	0.392	0.0317	0.987	1.14

➤ **Condition de non fragilité :** BAEL91 (A.4.2, 1)page29

$$\rho \geq 0.23 b \cdot d \frac{f_{tj}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

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

- En travée : $A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 1.334 \text{ cm}^2$

- En appuis : $A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 0.205 \text{ cm}^2$

* **Pourcentage minimale :** B.A.E.L 91 (art B.6.4)page153

- En travée : $A'_m \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2$

- En appuis : $A'_m \geq 0.001 \times b_0 \times h = 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2$

$$A = \max (A_{cal}, A_{min}, A'_{min})$$

Tableau récapitulatif du ferrailage :

Elément	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A'_{min} (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Appui	0.861	0.205	0.20	0.861	1T14 = 1.54
Travée	1.14	1.334	1.30	1.334	2T12 = 2.26

Vérification de l'E.L.S : D'après le BAEL83.....Page 262

- 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 la condition suivante est vérifiée:

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u^t}{M_{ser}^t} = \frac{6693.63}{11444.04} = 0.58$$

$$\bar{\alpha} = \frac{0.58 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.04$$

$$\alpha = 0.0330 \leq \bar{\alpha} = 0.04 \dots \dots \dots (c.v)$$

• **Sur appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u^{app}}{M_{ser}^{app}} = \frac{4774.83}{7947.25} = 0.600$$

$$\bar{\alpha} = \frac{0.600 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.05$$

$$\alpha = 0.03 \leq \bar{\alpha} = 0.05 \dots \dots \dots (c.v)$$

Vérification de La contrainte de cisaillement : BAEL91 (A.5.1, 21).....page51

La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$BAEL91 (A.5.1, 1)

$$T_u^{max} = 19960.28 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{19960.28}{100 \times 170} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{F_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible (B.A.E.L.A.1.211)}.$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33, 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

- Diamètre minimale ϕ_t : B.A.E.L91 (A.7.2.2)page87

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right) = \left(\frac{200}{35}, 12, \frac{100}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(5.71, 12, 10)$$

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

Donc on adopte des cadres ϕ_6 d'où :

$$A_t = 2 \phi_6 = 0.56 \text{ cm}^2 \text{ de nuance } F_e \text{ E } 400$$

* **L'espacement des cadres "S_t" :** B.A.E.L91 (A.5.1.22)page53 et (A.5.1, 23)page55.

$$S_{t1} \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) = 15.3 \text{ cm.}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t F_e}{0.4b_0} = \frac{0.56 \times 400}{0.4 \times 10} = 56 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)A_t}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3f_{t28}K)} \dots\dots\dots \text{Avec } K = 1 \text{ (en flexion simple)}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times 0.56 \times 400}{1.15 \times 10 \times (1.17 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} = 32.46 \text{ cm}$$

Soit $S_t \leq \text{Min} (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}) \Rightarrow S_t \leq 15.3 \text{ cm}$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm.}$

*** Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

Selon B.A.E.L 91 (A.5.1.313) p57 :

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

$$T_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum : $a = 0.9d = 15.3 \text{ cm.}$

$$T_u = 19960.28 \text{ N} \leq \frac{0.8 \times 100 \times 15.3 \times 10 \times 25}{1.5 \times 2} = 102000 \text{ N}$$

Au droit d'appui simple, la section 'A' des armatures longitudinales inférieurs doit être telle que:

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} \Rightarrow A \geq 1.15 \times \frac{19960.28}{400}$$

$$A = 2.26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2$$

$$1.15 \times \frac{10950.28}{400} = 57.38 \text{ mm}^2 \leq 226 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{(c.v)}$$

*** Condition de flèche :** B.A.E.L 91 (B.6.8, 424)page172-173

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{450} = 0.044 = 0.044 \dots\dots\dots \text{(c.v)}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{0.70M_0}{15M_0} \Rightarrow 0.044 > 0.0466 \dots\dots\dots \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \geq \frac{3.60}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 17} = 0.002045 < 0.009 \dots\dots\dots \text{(c.v)}$$

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

B-3 schéma de ferrillage :

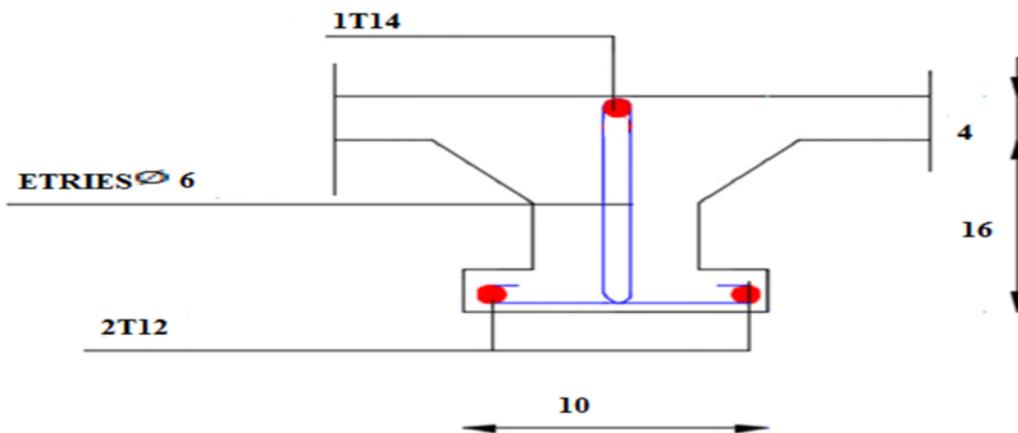


Fig.04.Ferrillage de plancher terrasse.

3. Les balcons :

Introduction :

Nous supposons pour le balcon de la dalle pleine en B.A encastrée dans la poutre de rive:

➤ Pré dimensionnement :

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: $L = 1.20\text{m}$

$8 \leq e \leq 13 \text{ cm}$; On prend : $e = 13\text{cm}$.

Avec des considérations pratiques (expérience); on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas plus pratique alors on doit majorer à $e = 15 \text{ cm}$.

➤ Balcon étage

*Charge permanente : $G=390\text{kg/m}^2$

*Charge d'exploitation : $Q= 350 \text{ kg/m}^2$

➤ Balcon terrasse :

*Charge permanente : $G=476\text{kg/m}^2$

*Charge d'exploitation : $Q= 100 \text{ kg/m}^2$

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

a. Détermination les sollicitations:

a.1. Terrasse:

$$g = G \times 1\text{m} = 4.76 \text{ KN/ml} \quad (\text{charge permanentes})$$

$$q = Q \times 1\text{m} = 1.00 \text{ KN/ml} \quad (\text{surcharge d'exploitation})$$

$$P = \gamma \times h \times e = 25 \times \left((0.6 \times 0.1) + \left(\frac{0.1 + 0.08}{2} \times 0.1 \right) \right) = 1.725 \text{ KN} \quad (\text{Poids de l'acrotère})$$

$$Mg = \frac{gl^2}{2} = 3.42 \text{ KN.m}$$

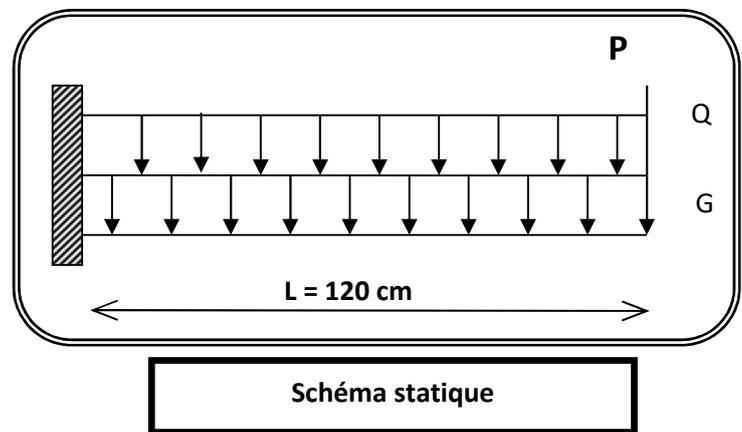
$$Mq = \frac{ql^2}{2} = 0.72 \text{ KN.m}$$

$$Mp = P \times L = 2.07 \text{ KN.m}$$

$$Tg = g \times L = 5.71 \text{ KN.m}$$

$$Tq = q \times L = 1.20 \text{ KN.m}$$

$$Tp = P = 1.725 \text{ KN.m}$$



a.2. Étage courant:

$$g = G \times 1\text{m} = 3.90 \text{ KN/ml} \quad (\text{charge permanentes})$$

$$q = Q \times 1\text{m} = 3.5 \text{ KN/ml} \quad (\text{surcharge d'exploitation})$$

$$P = \gamma \times h \times e = 14 \times 0.1 \times 1.2 = 1.68 \text{ KN} \quad (\text{Poids du mur extérieur})$$

$$Mg = \frac{gl^2}{2} = 2.80 \text{ KN.m}$$

$$Mq = \frac{ql^2}{2} = 2.52 \text{ KN.m}$$

$$Mp = P \times L = 2.02 \text{ KN.m}$$

$$Tg = g \times L = 4.68 \text{ KN.m}$$

$$Tq = q \times L = 4.20 \text{ KN.m}$$

$$Tp = P = 1.68 \text{ KN.m}$$

b. Détermination Les combinaisons d'action :

- **E.L.U :** $M_u = 1,35 (M_g + M_p) + 1,5M_q$

$$T_u = 1,35 (T_g + T_p) + 1,5 T_q$$

- **E.L.S :**

$$M_{ser} = M_g + M_p + M_q$$

Tableau récapitulative:

		Terrasse	Étage courant
ELU	M_u (KN.m)	6.57	8.6
	T_u (KN)	9.23	14.88
ELS	M_{ser} (KN.m)	6.21	7.34

c. Calcul du ferrailage:

Armatures Longitudinales:

- **Terrasse:**

- **E.L.U :**

$$= \frac{6570}{348 \times 0.984 \times 12} = 1.59 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{6570}{14.2 \times 100 \times 12^2} = 0.0321 < \mu_\ell = 0.392$$

• **Tableau récapitulatif des résultants :**

	$M^{\max} (N.m)$	b	μ	μ_l	α	β	$A_{calcul} (cm^2)$
Console	6570	100	0.0321	0.392	0.0406	0.984	1.59

➤ **Condition de non fragilité :** BAEL 91(art. A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 1.449 cm^2$$

➤ **Pourcentage minimal :** BAEL 91 (art. B.5.3.1)

$$A'_{\min} \geq 0.0025.b.h = 0.0025 \times 100 \times 15 = 3.75 cm^2$$

• **Tableau récapitulatif des résultants :**

Elément	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{\min} (cm^2)$	$A'_{\min} (cm^2)$	$A_{\max} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
console	1.59	1.449	3.75	3.75	4 H A12 = 4.52

d. Vérification de l'effort tranchant : BAEL 91 (A.5.1)

-On doit vérifier: $\tau_u = \frac{Tu}{b \times d}$

$$\tau_u = \frac{92300}{1000 \times 120} = 0.76 MPa$$

- La fissuration est peu préjudiciable :

$$\tau_{\mu} = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5MPa) = 3.33MPa$$

$$\tau_u = 0.76 MPa \leq 3.33 MPa \quad \dots\dots\dots (CV)$$

-Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 cm^2$$

$$soit : A_r = 5HA8 = 2.51 cm^2$$

➤ **Espacement entre les armatures :**

Les Armatures longitudinales : $\frac{100}{7} = 14 \leq \min(3h; 25\text{cm})$; On prend $S_t = 15\text{cm}$

Les Armatures transversales : $\frac{120}{5} = 24 \leq \min(3h; 25\text{cm})$; On prend $S_t = 25\text{cm}$

e. Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{100} \geq 0.0625 \quad \dots \dots \quad (C.V)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 * M^0} \rightarrow 0.15 \geq 0.085 \quad \dots \dots \quad (C.V)$$

$$\frac{A}{b^0 * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{4.52}{100 * 12} = 0.0037 \leq 0.0105 \quad \dots \dots \quad (C.V)$$

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

f. Schéma de ferrailage :

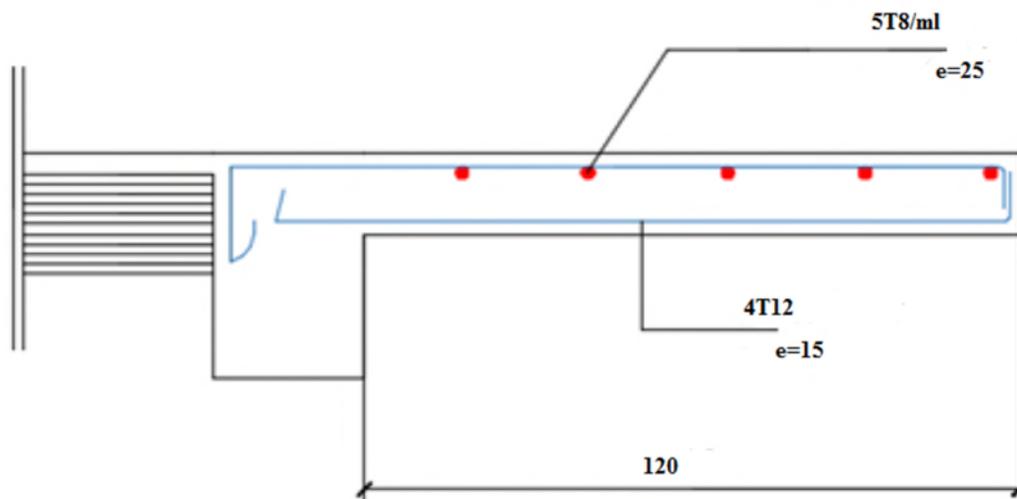


Fig.05.Ferrailage de la console

• **Étage courant:**

E.L.U:

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8600}{348 \times 0.979 \times 12} = 2.10\text{cm}^2$$

$$\mu = \frac{M^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{8600}{14.2 \times 100 \times 12^2} = 0.0420 < \mu_l = 0.392$$

• **Tableau récapitulatif des résultants :**

	$M^{\max} (N.m)$	b	μ	μ_l	α	β	$A_{calcul} (cm^2)$
Console	8600	100	0.0544	0.392	0.0536	0.979	2.10cm ²

➤ **Condition de non fragilité :** BAEL 91(art. A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 1.449cm^2$$

➤ **Pourcentage minimal :** BAEL 91 (art. B.5.3.1)

$$A'_{\min} \geq 0.0025 \cdot b \cdot h = 0.0025 \cdot 100 \cdot 15 = 3.75cm^2$$

• **Tableau récapitulatif des résultant :**

	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{\min} (cm^2)$	$A'_{\min} (cm^2)$	$A_{\max} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Console	2.10	1.449	3.75	3.75	4H A12 = 4.52

➤ **Vérification de l'effort tranchant : BAEL 91 (A.5.1)**

-On doit vérifier: $\tau_u = \frac{Tu}{b \times d}$

$$\tau_u = \frac{148800}{1000 \times 130} = 1.24MPa$$

- La fissuration est peu préjudiciable :

$$\tau_{\mu} = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5MPa) = 3.33MPa$$

$$\tau_u = 1.24Mpa \leq 3.33MPa \dots\dots\dots (CV)$$

-Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Les armatures de répartition :**

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

$$\text{soit : } A_r = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement entre les armatures :**

Les Armatures longitudinales : $\frac{120}{7} = 14$; On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

Les Armatures transversales : $\frac{120}{5} = 24$; On prend $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la flèche:**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{100} \geq 0.0625 \quad \dots \dots \quad (C.V)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 * M^0} \rightarrow 0.15 \geq 0.085 \quad \dots \dots \quad (C.V)$$

$$\frac{A}{b^0 * d} \leq \frac{4.2}{fe} \rightarrow \frac{4.52}{100 * 12} = 0.0037 \leq 0.0105 \quad \dots \dots \quad (C.V)$$

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

➤ **Schéma de ferrailage :**

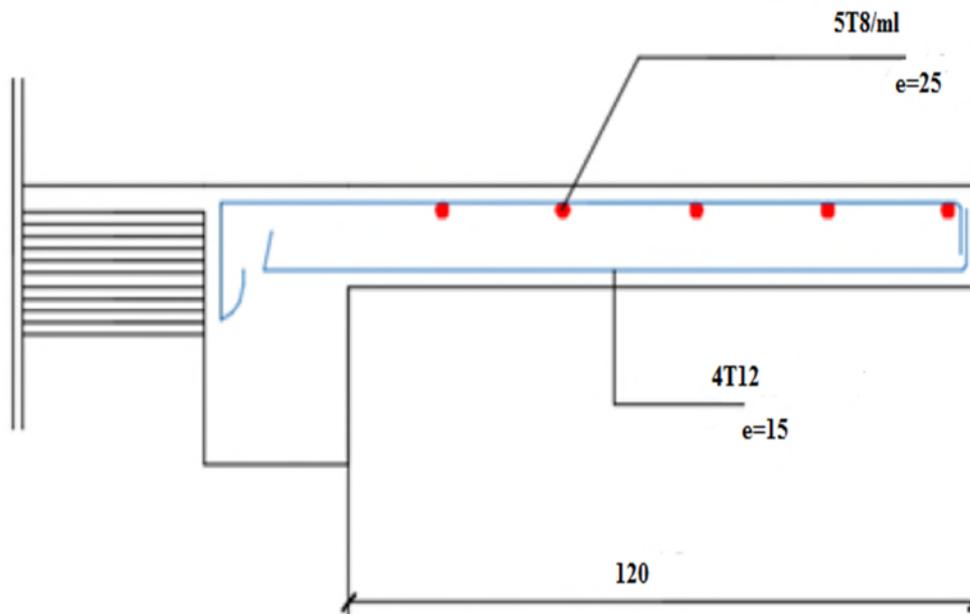


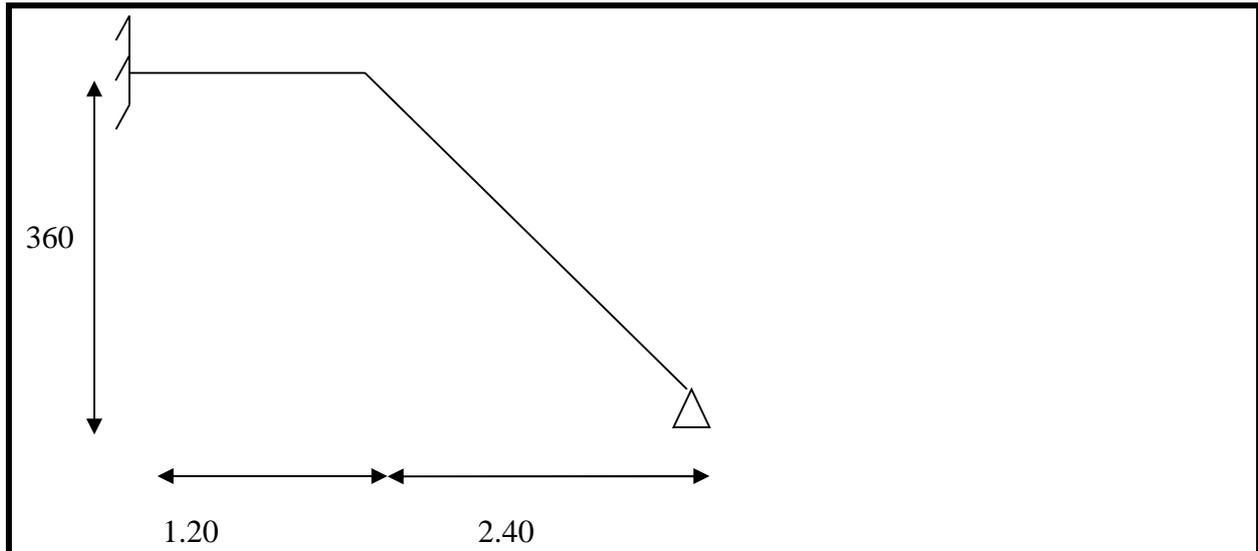
Fig.06 .Ferrailage de la consol.

4. L'escalier

4.1. Définition :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins, et permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

L'escalier de note bâtiment est en béton armé coulé sur place.



Le schéma statique

4.2. METHODE DE CALCUL:

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

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

- **LES CHARGES APPLIQUEES:**

- ❖ **Charges permanentes :**

a. Paillasse : $g = 6540 \text{ N/m}$.

b. Palier : $g = 4120 \text{ N/m}$.

- ❖ **Surcharges d'exploitation :**

$q = Q \times 1\text{m} = 2500 \times 1 = 2500 \text{ N/m}$.

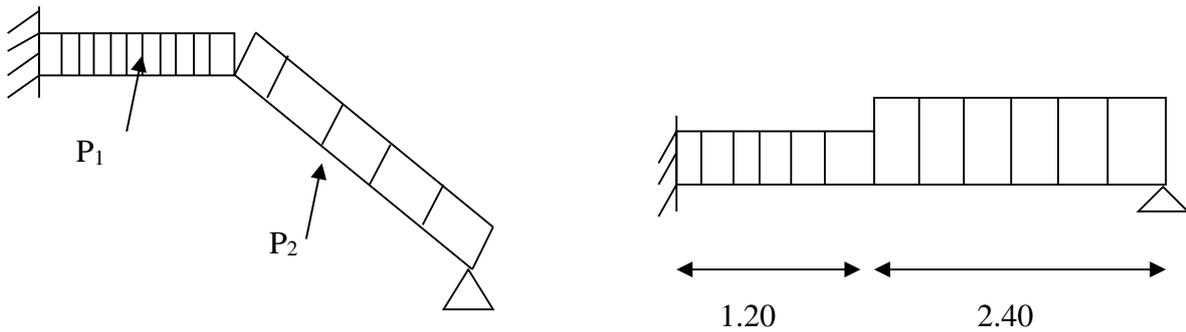
- **COMBINAISONS D'ACTION :**

- **E.L.U** : $P_u = 1,35g + 1,5q$

- **E.L.S** : $P_{ser} = g + q$

	Paillasse (N/m)	Palier (N/m)
ELU	12579	9312
ELS	9040	6620

4.3. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS:



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

- Le moment isostatique : $M_A = - P_{eq} \frac{L^2}{8}$ $M_B = 0$

$M_t = M_{max} = \frac{9P_{eq}L^2}{128}$

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

Pour : $x=0 \longrightarrow T_{u1} = \frac{5P_{eq}L}{8}$

Pour : $x=L \longrightarrow T_{u2} = - \frac{3P_{eq}L}{8}$

	Peq (N/mℓ)	MA(N.m)	MB (Nm)	Mt (Nm)	Tu1(N)	Tu2 (N)
ELU	11490	-18613.8	0	10470.26	25852.5	-15511.5
ELS	8233.33	-13337.99	0	7502.62		

4.4. CALCUL DE FERRAILLAGE:

❖ Armatures longitudinales :

➤ E.L.U :

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

$d = h - c - \frac{1}{2} \varphi \Rightarrow d = 12 - 2 - 0.5 = 9.5 \text{ cm}$

Avec : $\mu = \frac{M^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$, $\mu < \mu_l \Rightarrow \lambda = 0$; $A = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s \times d}$

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$, $\beta = (1 - 0.4\alpha)$

	Mu (N.m)	μ	α	β	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adp} (cm ²)
Travée	10470.26	0.082	0.107	0.957	3.30	5T10 = 3.93
Appuis	18613.8	0.145	0.2	0.92	6.11	6T12 = 6.79

Tab.02. La section des armatures longitudinales.

➤ **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 :

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

	α	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	f _{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	0.082	10470.26	7502.62	1,39	25	0,44	V
Sur appuis	0.2	-18613.8	-13337.99	1,39	25	0,44	V

➤ **Conditions de non fragilité :**

*Section minimale d’armatures : BAEL91 (art A.4.2,1).....page 29

$$A_s \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq 0,23 \times 100 \times 9.5 \times \frac{2,1}{400} = 1.15 \text{ cm}^2$$

*Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4).....page152

$$A_{\min} \geq 0,001.b.h$$

$$A_{\min} \geq 0,001 \times 100 \times 12 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Donc : A = max (A^u; A_{min}; A_s).

	A _u (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	3.93	1.2	1.15	3.93	5Ø10 =2.01
Appuis	6.79	1.2	1.15	6.79	6Ø12= 3.14

4.5. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte tangente τ_u : BAEL 91 (art A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{25852.5}{1000 \times 120} = 0,21 \text{ MPa.}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1, 211}) \dots\dots \text{Page 53}$$

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

$$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_t = A / 4$$

	A (cm ²)	A _t (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	3.93	0.98	4Ø6 = 1.13
Appuis	6.79	1.69	4Ø8 = 2.01

➤ **Espacement entre les armatures :** BAEL91 (art A.8.2, 42) page99.

. Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (36\text{cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

On prend : **20 cm.**

. Armatures transversales :

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (48 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

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

4.6. Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 2) page 155.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \longrightarrow \frac{0.85M_0}{10M_0} \longrightarrow \frac{12}{360} = 0.033 < 0.085 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$2) \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{3.14}{100 \times 18} = 0.0017 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{12}{360} = 0.033 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

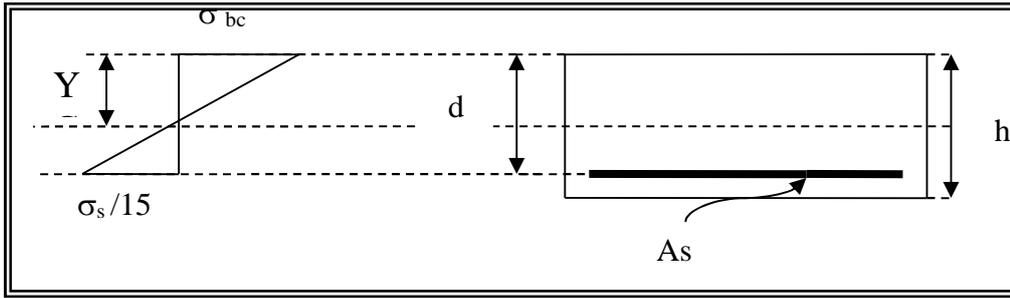
Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m (BAEL 91(art B.6.5,3).....Page158

➤ **Calcul de la flèche:** BAEL 91 (art B.6.5, 2).....page 154

Calcul du centre de gravité de la section homogène :



$$Y_{Gh} = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{A_b \frac{h}{2} + n A_s \cdot d}{A_b + n A_s} \quad \text{Avec : } n = E_s / E_b = 15 \text{ coefficient d'équivalence}$$

$$\Rightarrow Y_{Gh} = \frac{100 \times 12 \times 6 + 15 \times 6.79 \times 9.5}{100 \times 12 + 15 \times 6.79} = 6.27 \text{ cm}$$

Alors : $Y'_G = 12 - Y_G = 12 - 6.27 = 5.73 \text{ cm}$.

$$\delta = d - Y_G = 9.5 - 6.27 = 3.23 \text{ cm}$$

.Calcul du moment d'inertie de la section homogène :

$$I_o = \frac{b}{3} (Y_G^3 + Y'_G{}^3) + \eta \times A \times \delta^2$$

$$I_o = \frac{100}{3} (6.27^3 + 5.73^3) + 15 \times 6.79 \times 3.77^2 = 15935.06 \text{ cm}^4$$

.Evaluation des flèches: (BAEL 91.art B.6.5.2)page 154

On peut admettre que : $I_f = 1,1 \frac{I_o}{1 + \lambda \cdot \mu}$

- Déformations instantanées (Pour les déformations instantanées $b=b_0, f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$)

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \quad ; \text{ Avec : } \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{6.79}{100 \times 12} = 0,0056$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times 1) \times 0,0056} = 3.75$$

- Déformations de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i \quad \Rightarrow \lambda_v = 1.5$$

- Calcul du 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.

$$g = \frac{G_1 L_1 + G_2 L_2}{L_1 + L_2} = \frac{6540 \times 2.40 + 4120 \times 1.20}{1.20 + 2.40} = 5733.33 \text{ N/ml}$$

$$j = \frac{3750 \times 1.20 + 5620 \times 2.40}{1.20 + 2.40} = 5134.29 \text{ N/ml}$$

$$P = g + q = 5733.33 + 2500 = 8233.33 \text{ N/ml}$$

$$M_{ser}^g = g \cdot \frac{l^2}{8} = 5733.33 \times \frac{3.60^2}{8} = 9287.99 \text{ N.m}$$

$$M_{ser}^j = j \cdot \frac{l^2}{8} = 5134.29 \times \frac{3.60^2}{8} = 9512.87 \text{ N.m}$$

$$M_{ser}^p = p \cdot \frac{l^2}{8} = 8233.33 \times \frac{3.60^2}{8} = 13337.99 \text{ N.m}$$

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

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0.0056 = 0,56 \Rightarrow \beta_1 = 0,772 \quad (\text{Tableau BAEL 83})$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{ser}^g}{\beta_1 A_s d} = \frac{9287.99}{0,772 \times 6.79 \times 12} = 147.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{ser}^j}{\beta_1 A_s d} = \frac{9512.87}{0,772 \times 6.79 \times 12} = 151.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_{ser}^p}{\beta_1 A_s d} = \frac{13337.99}{0,772 \times 6.79 \times 12} = 212.04 \text{ MPa}$$

- Calcul du coefficient μ :

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad ; \quad (A=0 \text{ si } \mu=0)$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0.0056 \times 147.65 + 2,1} = 0,33$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0.0056 \times 151.23 + 2,1} = 0,34$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0.0056 \times 212.04 + 2,1} = 0,47$$

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164,20 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91.art A.2.1.21}) \dots \text{page9}$$

$$E_{vj} = \frac{E_i}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91.art A.2.1.22}) \dots \text{page9}$$

D'autre part :

$$I_{Fv}^g = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 1,1 \times \frac{15935.06}{1 + 1.5 \times 0,33} = 11724.79 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^g = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 1,1 \times \frac{15935.06}{1 + 3.75 \times 0,33} = 7833.99 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^j = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 1,1 \times \frac{15935.06}{1 + 3.75 \times 0,34} = 7704.86 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^p = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = 1,1 \times \frac{15935.06}{1 + 3.75 \times 0,47} = 6345.18 \text{ cm}^4$$

.Calcul de la flèche:

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g l^2}{10 E_{ij} I_{Fi}^g} = \frac{9287.99 \times 360^2}{10 \times 32164.2 \times 7833.99} = 0.5 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j l^2}{10 E_{ij} I_{Fi}^j} = \frac{9512.87 \times 360^2}{10 \times 32164.2 \times 7704.86} = 0.6 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{ser}^p l^2}{10 E_{ij} I_{Fi}^p} = \frac{13337.99 \times 360^2}{10 \times 32164.2 \times 6345.18} = 0.84 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{ser}^g l^2}{10 E_{ij} I_{Fv}^g} = \frac{9287.99 \times 360^2}{10 \times 10818.87 \times 11724.79} = 0.94 \text{ cm}$$

Donc : $\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \overline{f_{adm}}$

$$\Delta f_t = 0.94 - 0.6 + 0.84 - 0.5 = 0.68 \text{ cm}$$

D'après BAEL 91 (Art B.6.5.3) avec $L < 5 \text{ m}$ on a :

$$\overline{f_{adm}} = \frac{1}{500} = \frac{360}{500} = 0.72 \text{ cm} \geq \Delta f_t = 0.68 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{ (C.V)}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

4.7. Schéma de ferrailage :

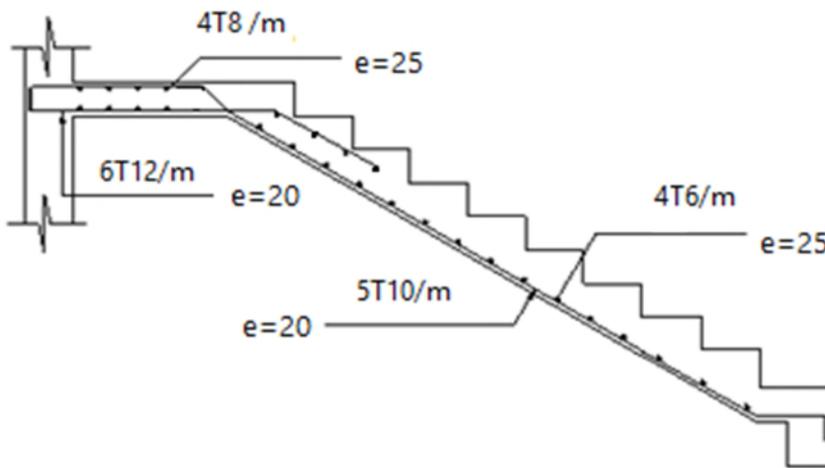


Fig.07. Schéma de ferrailage d'escalier.

5. L'ascenseur :

Les bâtiments actuels sont équipés de plusieurs installations mécaniques de transports des personnes et des marchandises. Parmi ces équipements on peut citer l'ascenseur qui joue un rôle très important de l'appareil élévateur installé à demeure, il dessert des arrêtes dans les niveaux sont détermines, Cet engin comprends une cabine aménagée se déplaçant le long guide.

Dans notre projet, on exploite un ascenseur préfabriqué pour immeuble d'habitation.

❖ L'ascenseur préfabriqué :

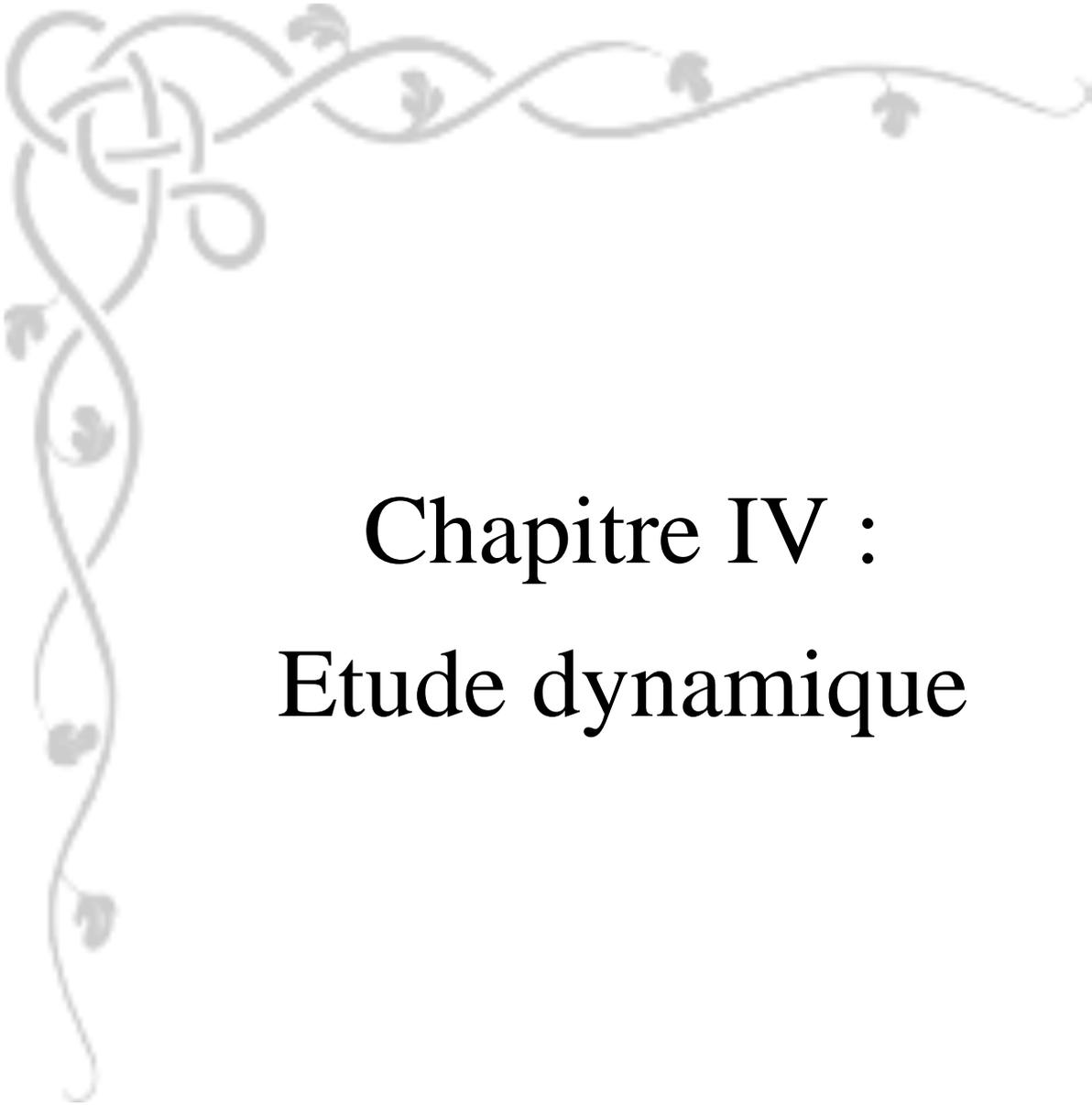
La préfabrication des cages d'escalier ou d'ascenseur représente une solution intéressante au niveau économique et pratique pour le gain de temps que celle-ci procure. Ce produit préfabriqué est adaptable à tous types de projets, et ce, quelque-soit la dimension de la structure.

Des cages d'ascenseur et d'escalier en béton préfabriqué aussi pour un chantier plus efficace

Outre leur fonction première, les cages d'ascenseur et d'escalier assurent souvent aussi la stabilité horizontale d'un bâtiment, que ce soit intégralement ou partiellement. En général, ces cages sont réalisées à l'aide de parois en béton coulé sur place ou de parois en maçonnerie généralement composées de blocs de béton. Toutefois, ces cages peuvent être réalisées à partir d'éléments en béton préfabriqué, qui offrent à l'entrepreneur l'avantage d'un processus de construction plus efficace.



Fig.08.un ascenseur préfabriqué



Chapitre IV :

Etude dynamique

IV. Etude dynamique

IV. 1. Etude au vent selon le règlement algérien (RNV99)

Introduction

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- la région.
- le site.
- l'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

L'objet de cette étude est l'évaluation des sollicitations agissant sur la structure, telle que moment fléchissant et effort tranchant qui sont engendrés par l'effet du vent.

On utilise le règlement NV99 pour le calcul du vent.

1. Application des R N V 99 :

❖ la vérification de la stabilité d'ensemble:

Les RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

* Notre construction est de **catégorie I** (art 1.1.3 RNV99)

La vérification à la stabilité d'ensemble de notre construction doit passer par les étapes suivantes :

1.1 Détermination du coefficient dynamique C_d :

Données relatives au site:

Site plat : (tab 2.5) P48 :

$C_t = 1$

Zone I : (tab 2.3) P46 :

$q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$

Terrain de catégorie I

$K_T = 0.24$

$Z_0 = 1 \text{ m}$

$Z_{min} = 16 \text{ m}$

$\varepsilon = 0.46$

Valeur C_d :

Notre bâtiment est en béton armé .donc On utilise la figure 3.1, page 51 pour:

- **Sens x-x:**

$h = 28.14 \text{ m}$ et $b = 26.7 \text{ m}$ donne (après interpolation)

$C_d \approx 0.95$

- **Sen y-y**

$h = 28.14 \text{ m}$ et $b = 11.40 \text{ m}$ donne (après interpolation)

$C_d \approx 0.94$

Cd : les deux directions est inférieur à 1.2 ; donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

1.2 Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

$$q_{dyn} = q_{réf} * C_e(Z_{eq})$$

$$q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$$

C_e : est le coefficient d'exploitation dépend aux nature de la structure.

Dans notre cas le coefficient d'exploitation données par :

$$C_e(Z_{eq}) = C_t(Z_{eq})^2 * C_r(Z_{eq})^2 * \left[1 + \frac{7 * K_T}{C_t(Z_{eq})^2 * C_r(Z_{eq})^2} \right]$$

- $C_t(Z_{eq})$: est le coefficient de topographié =1
- C_r est le coefficient de rugosité il est définit par la loi logarithmique (logarithme Népérien), ce coefficient traduit l'influence de la rugosité sur la vitesse moyenne du vent.

$$C_r = K_T \times \ln(Z_j / Z_0) \quad \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m.} \quad ; K_T = 0,24$$

$$C_r = K_T \times \ln(Z_{\min} / Z_0) \quad \text{pour } Z \leq Z_{\min} \text{ m.}$$

Z_j	C_r	C_e	q_{dyn}
1.53	0.665421	1.560692	585.2595
6.12	0.665421	1.560692	585.2595
9.18	0.665421	1.560692	585.2595
12.24	0.665421	1.560692	585.2595
15.3	0.665421	1.560692	585.2595
18.36	0.698441	1.661203	622.5
21.42	0.735438	1.776404	671.25
24.48	0.767485	1.878409	705
27.54	0.79575	2.1277	797.90

Tableau.1.les valeurs de la pression dynamique q_{dyn}

1.3 Détermination des coefficients de pression C_p :

➤ Coefficient de pression intérieur C_{pi} :

Dans le cas de bâtiment avec cloisons intérieur : $C_{pi} = 0.8$ et $-0,5$

➤ Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

Le coefficient de pression dynamique dépend au la surface chargée de la paroi considérée

$$C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{si la surface } S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe1} + C_{pe.10}) * \text{Log}_{10}(S)$$

$$C_{pe1} = C_{pe.10}$$

si la surface: $1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$
 si la surface $S \geq 10\text{m}^2$

a) les parois verticales :

a – 1) sens x-x

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si la surface } S \geq 10\text{m}^2$$

$$h = 28.14\text{m} \quad b = 26.7\text{m}$$

$$e = \min(b ; 2h) = 26.7\text{m}$$

$$d < e \text{ donc on adopte le 2}^{\text{ème}} \text{ cas}$$

A'	B'	D	E
C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Tableau.2.les valeurs de Coefficient de pression extérieure C_{pe} (parois sens xx)

a – 2) sens y-y

$$h = 28.14\text{m} \quad b = 11.40\text{m}$$

$$e = \min(b ; 2h) = 11.40\text{m}$$

$$d > e \text{ donc on adopte le 1}^{\text{ère}} \text{ cas}$$

A	B	C	D	E
C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau.3.les valeurs de Coefficient de pression extérieure C_{pe} (parois sens yy)

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure (1) Les valeurs de C_{p10} sont données dans le tableau (5.1) P 65.

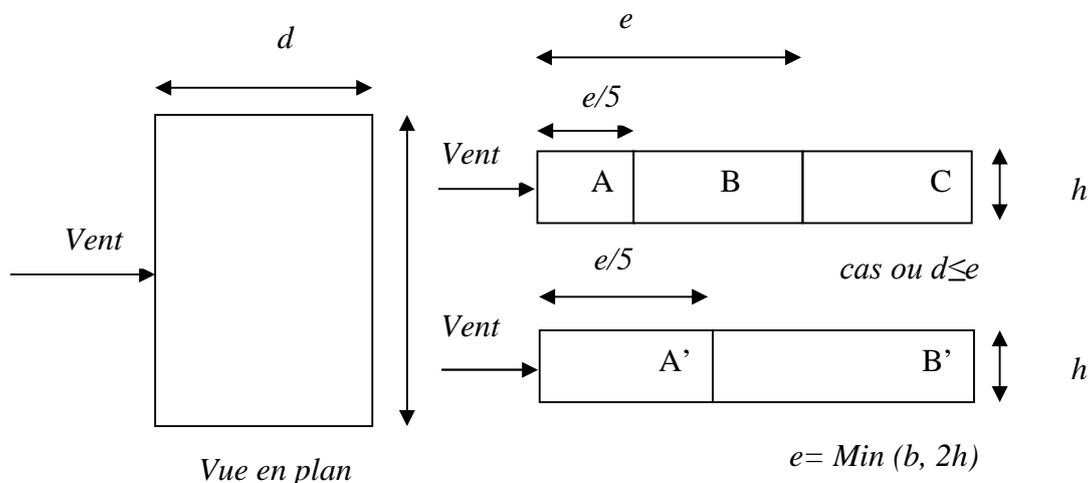
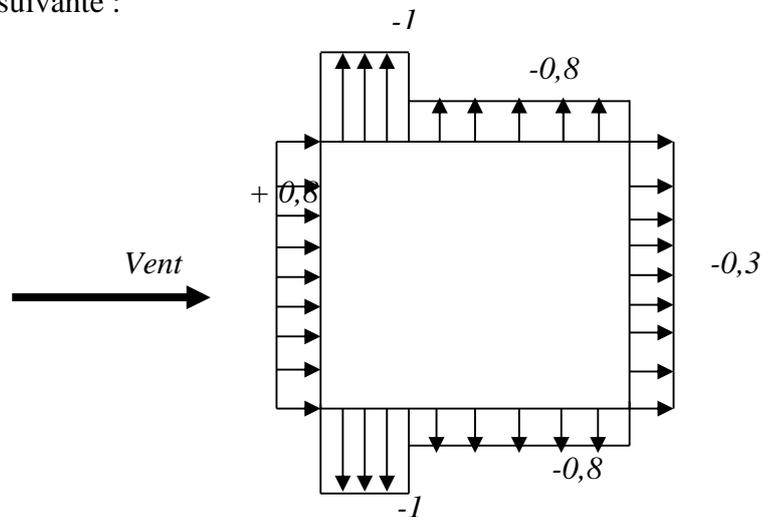


Fig.1. répartition des coefficients de pression (paroi verticale)

Les zones de pression et les valeurs des coefficients correspondant à ces zones sont montrées sur la figure suivante :



C_{pe} : Pour les parois verticales du bâtiment à base rectangulaire.

b) Toiture plate : Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° . Il convient à la toiture comme l'indique la figure 5.2 du RNV99 page 65.

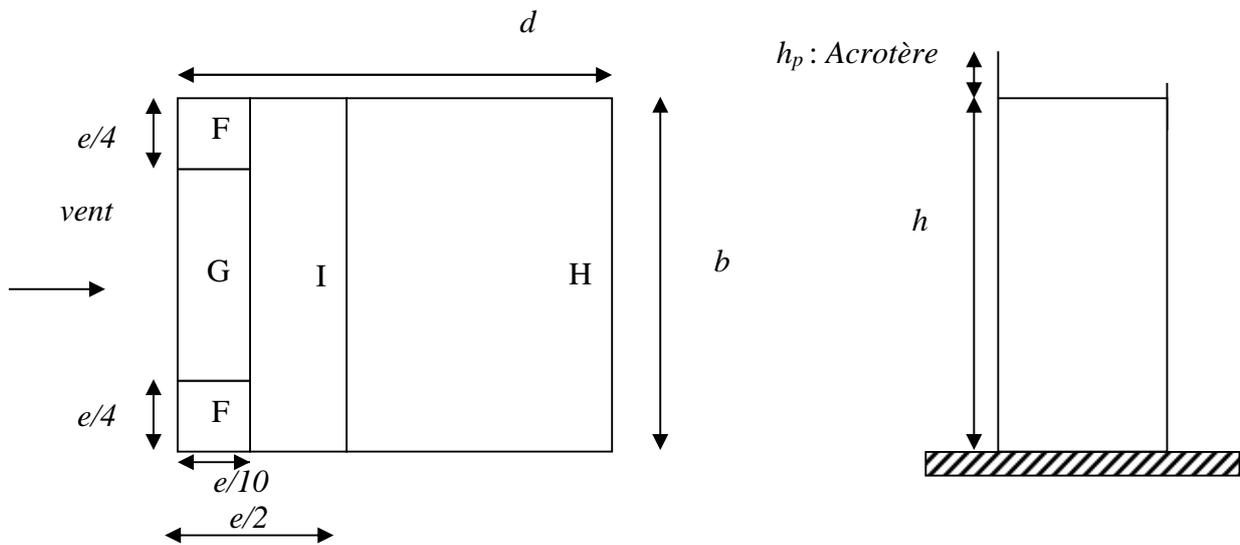


Fig.2. répartitions des coefficients de pression (Acrotère)

$$e = \text{Min} (b , 2h)$$

b : Dimension du côté perpendiculaire au vent ; On à :

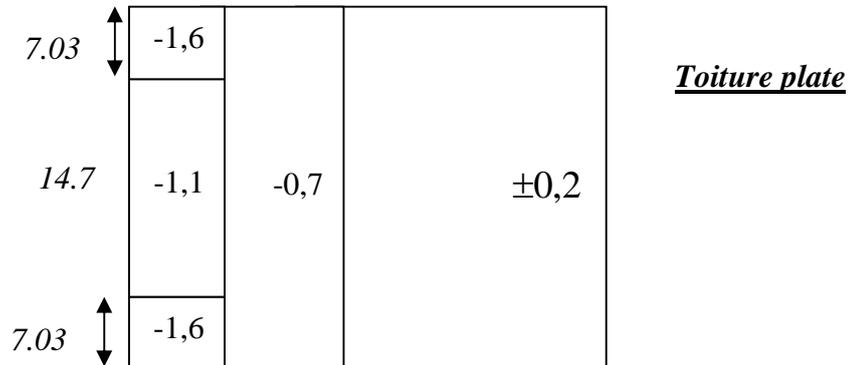
$$b = 26.7\text{m} ; h = 28.14\text{m} ; \quad H_p/h = 0.6/28.14 = 0.021$$

Le tableau suivant montre les résultats de C_{pe} :

	F	G	H	I
	$C_{pe 10}$	$C_{pe 10}$	$C_{pe 10}$	$C_{pe 10}$
$H_p/h = 0.025$	-1.6	-1.1	-0.7	± 0.2

Tableau.4.les valeurs de Coefficient de pression extérieure C_{pe} (toiture)

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones .Sont montrées sur la figure suivante :



Avec : $C_{pe} = C_{pe10}; S \geq 10 \text{ m}^2$

Résumé : Tableau 5.2 (66) toiture plate $\leq (4\%)$.

On a : $H_p/h = 0,6 / 28,14$;donc : $H_p/h = 0,021$

1.4. Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi} :

On utilisera les valeurs : $C_{pi} = -0,5$; $C_{pi} = +0,8$.

On prend : $C_{pi} = 0,8$.

1.5. Détermination du coefficient de pression de vent C_p

Le calcul se fait à l'aide de la formule suivante : $C_p = C_{pe} - C_{pi}$

On a $C_{pi} = 0,8$. Le tableau suivant montre les résultats de C_p :

Zone	C_{pi}	$C_{pe10} = C_{pe}$	C_p
AA'	0.8	-1	-1.8
BB'	0.8	-0.8	-1.6
D	0.8	0.8	0.8
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5
I	0.8	-0.2	-1
I	0.8	0.2	-0.6

Tableau.5.les valeurs de coefficient de pression de vent C_p

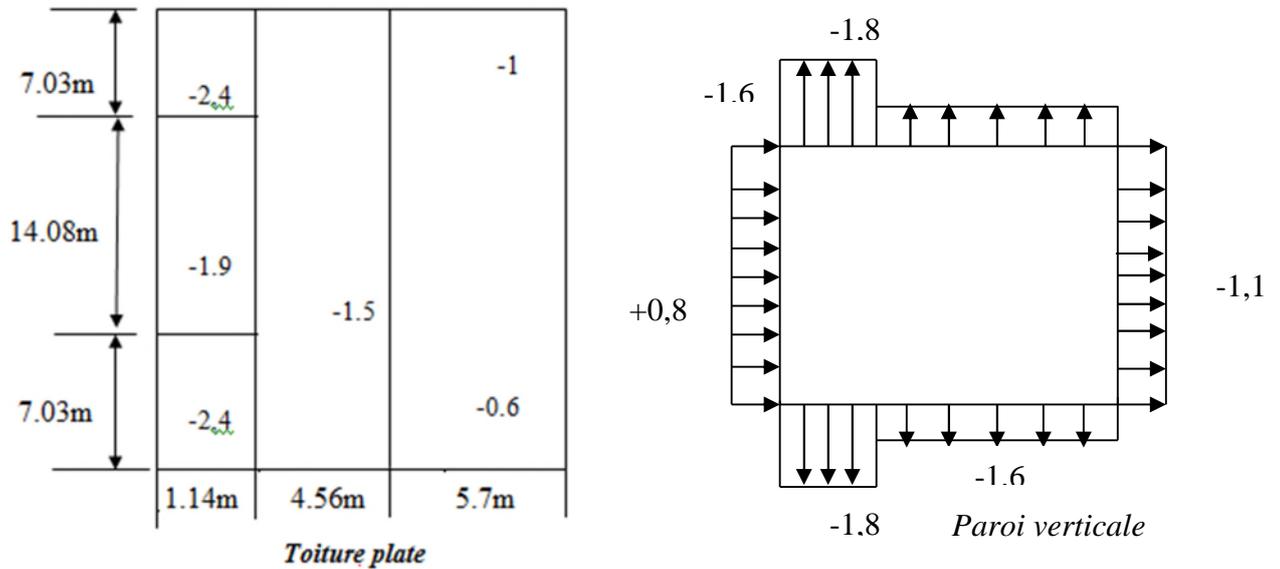


Fig.3.Répartition des coefficients de pression de vent

1.6. Répartition des coefficients de pression

- **Détermination de la pression due au vent**

La pression due au vent q_j , qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(Z_j).$$

C_d : Coefficient dynamique de la construction.

W : Pression nette exercée sur l'élément de surface j calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j . $W(Z_j)$ est donnée à l'aide de la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}).$$

D'où :
$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_p).$$

- **Calcul des forces de frottement**

Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du Vent.

- Les constructions pour lesquelles le rapport $d/b \geq 3$, et le rapport $d/h \geq 3$. Dans notre cas, cette condition n'est pas vérifiée, alors on peut négliger les effets des forces de frottement.

- La force résultante R , se décompose en deux forces :

Une force globale horizontale F_w , qui correspond à la résultante des forces horizontales, agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées au niveau de l'acrotère.

1. Une force de soulèvement F_u .

La force résultante R est donnée par la formule suivante :

$$R = \sum(q_j * S_j) + \sum F * f_{rj}$$

Zj (m)	zone	s(x,x)m ²	s(y,y)m ²	Qdyn(N/m2)	qj(x)	qj(y)	R(x)N	R(y)N
3.06	-1.1	75.13	32.07	585.2595	-1000.79	-990.25	-75189.35	-31757.31
6.12	-1.1	75.13	32.07	585.2595	-889.59	-880.23	-66834.89	-28240.52
9.18	-1.1	75.13	32.07	585.2595	-444.79	-440.11	-33417.07	-14114.32
12.24	-1.1	75.13	32.07	585.2595	-611.59	-605.15	-45948.75	-19407.16
15.3	-1.1	75.13	32.07	585.2595	-1334.39	-1320.34	-100252.7	-42343.30
18.36	-1.1	75.13	32.07	622.5	-1123.61	-1111.78	-84416.81	-35654.78
21.42	-1.1	75.13	32.07	671.25	-956.53	-946.46	-71864.09	-30352.97
24.48	-1.1	75.13	32.07	705	-669.75	-662.7	-50318.31	-21252.78
27.54	-1.1	75.13	32.07	797.90	-454.80	-450.01	-34191.86	-14431.82
28.14	-2.4	16.02	6.84	797.90	-1819.21	-1800.06	-29143.74	-12312.41
	-1.9	16.02	6.84	797.90	-1440.20	-1425.04	-23072.00	-9747.27
	-1.5	16.02	6.84	797.90	-1137.00	-1125.03	-18214.74	-7695.20

R _{xx}	-548447.5N
R _{yy}	-267309.84N

Tableau.6. les résultats de La force résultante R

1.7. Conclusion

En comparant les actions du vent à celles du séisme, on remarque que ces dernières sont plus importantes et que la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, la suite de l'étude se fera en tenant compte uniquement des actions sismique.

IV.2. Etude sismique

Introduction :

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

1. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

2. Choix de la méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1)

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ces forces peuvent être menées suivant trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

a. Méthode statique équivalente : RPA99 (Art. 4.1.2)

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Elle ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure : projecteur, (Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan).

- une ductilité suffisante.
- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

• Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- tous groupes.

Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

- Vérification régularité en plan par les conditions : $l_x / L_x \leq 25\%$, $l_y / L_y \leq 25\%$

b. La méthode d'analyse modale spectrale :

- **Principe :**

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

- **Modélisation :**

Le modèle choisi dans la modélisation sur le ROBOT est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

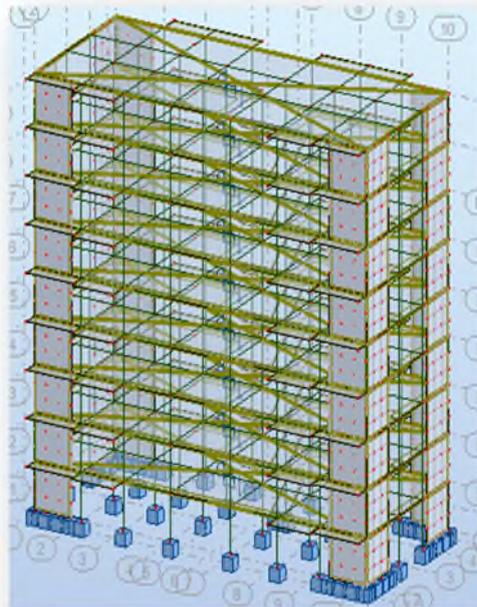


Fig.04.Modèle en 3D de la structure.

- **Données de l'ouvrage :**

- Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation, implanté dans la wilaya de Sétif (Zone IIa), et ayant une hauteur totale de 28.14 m, il sera classé au groupe d'usage 2.
- La catégorie du site est S2 (site ferme).

- **Le spectre de réponse de calcul :**

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul comme il est indiqué dans L'article 4.3.3 du RPA 99 / version 2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta (1,25A) \cdot \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

Notation :

S_a / g : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m/s²

T : Période fondamentale de la structure

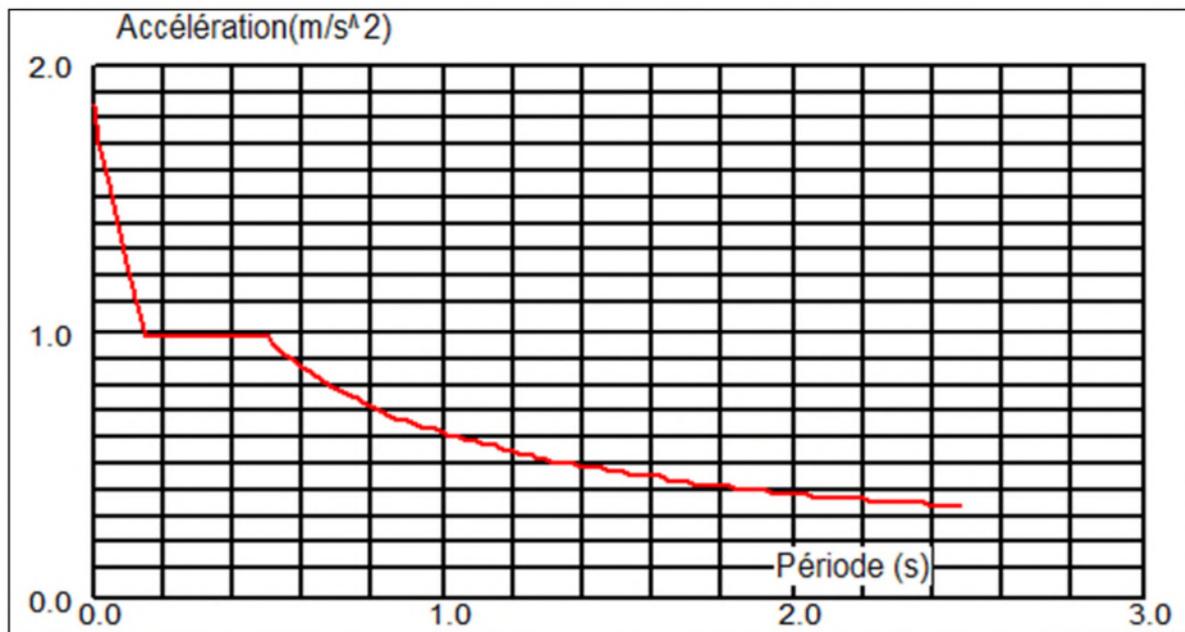
T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

A : coefficient d'accélération de zone

η : coefficient de correction d'amortissement

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement.



- **Nombre des modes considérer :**

Le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) préconise de prendre en considération ce qui suit :

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions. l'excitation doit être : la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes K, à retenir doit être :

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T la période du mode K.

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ sec}$$

c. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Le bâtiment étudié est de forme en plan irrégulière, sa hauteur de ce dernier dépasse les 17 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente et La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes ne sont pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'ROBOT'.

3. Les dispositions des voiles :

1^{er} disposition :

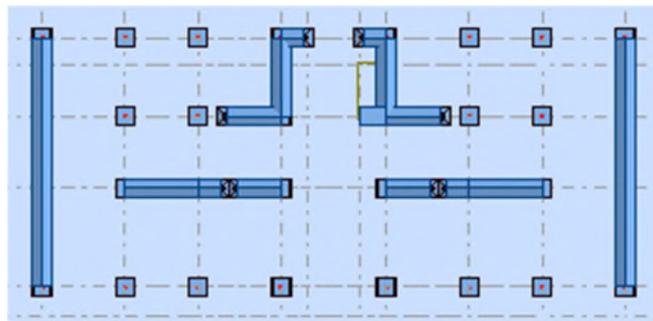


Fig.05. 1^{er} disposition des voiles.

Les résultats obtenus de la structure initiale sont récapitulés dans le tableau suivant :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masse Cumulée s UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	2,08	0,48	0.09	72.44	0.09	72.44
2	3,06	0,33	0.89	69,54	0,81	0,07
3	4,10	0,24	72,45	69,54	72.57	0,12
4	7,58	0,13	88,51	69,54	16,06	0,00
5	12,50	0,08	88,51	89,91	0,00	20,37
6	15,56	0,06	93,82	89,91	5,31	0,00
7	16,20	0,06	93,82	89,91	0,01	0,00
8	24,08	0,04	96,29	89,91	2,47	0,00
9	25,87	0,04	96,29	95,08	0,00	5,17
10	28,33	0,04	96,29	95,08	0,00	0,00

➤ **Interprétation :**

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- Le 1^{er} mode est un mode de translation ($u_x=0.09\%$, $u_y=72.44\%$).
- Le 2^{ème} est un mode torsion pure ($u_x=0.81\%$, $u_y=0.07\%$).
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation ($u_x=72.57\%$, $u_y=0.12\%$).

➤ **Remarque :**

L'analyse modale nous a permis de remarquer la présence d'une instabilité dans notre structure, cas dans : $T_{dy} \geq 1.3 T_{emp}$, et ce vu la présence d'une torsion dans le 2^{ème} mode et une translation dans le 1^{er} et le 3^{ème} mode.

Alors qu'en devrait avoir la translation dans le 1^{er} et le 2^{ème} mode et la torsion dans le 3^{ème} mode.

2^{ème} Proposition :

Pour cette raison, on propose de change la section du poteau (45x50)cm² la disposition et l'emplacement de certains voiles pour améliorer le comportement de la structure en particulier vis-à-vis de la torsion, les résultats obtenus avec la nouvelle conception sont les suivants :

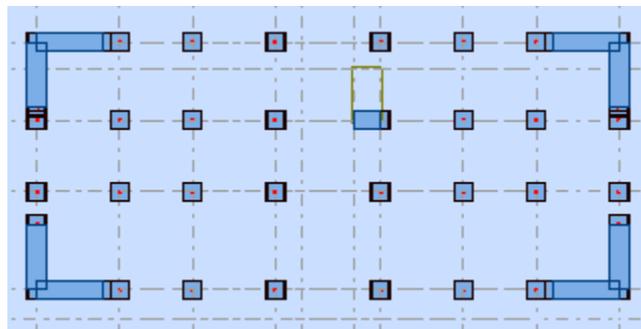


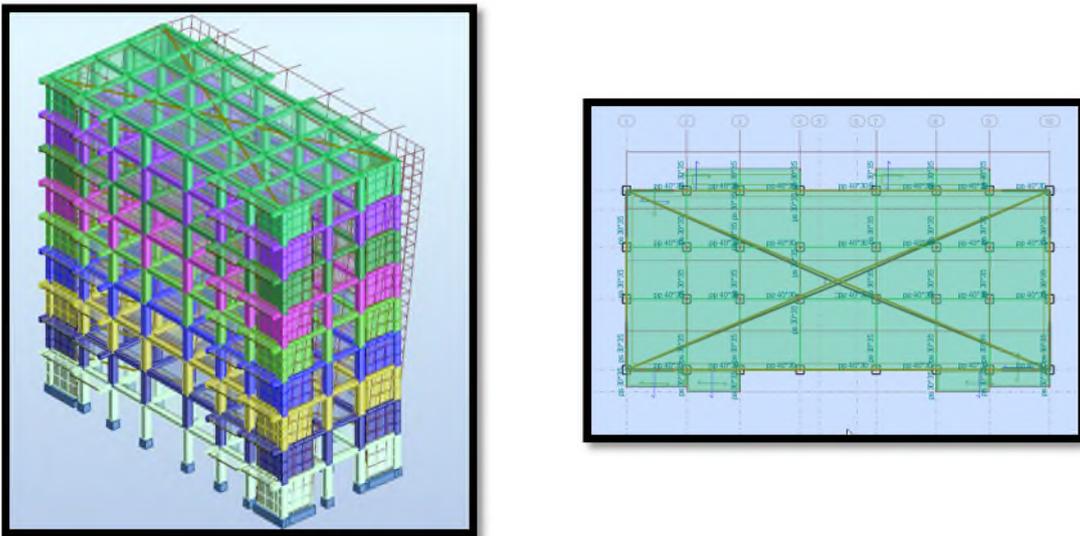
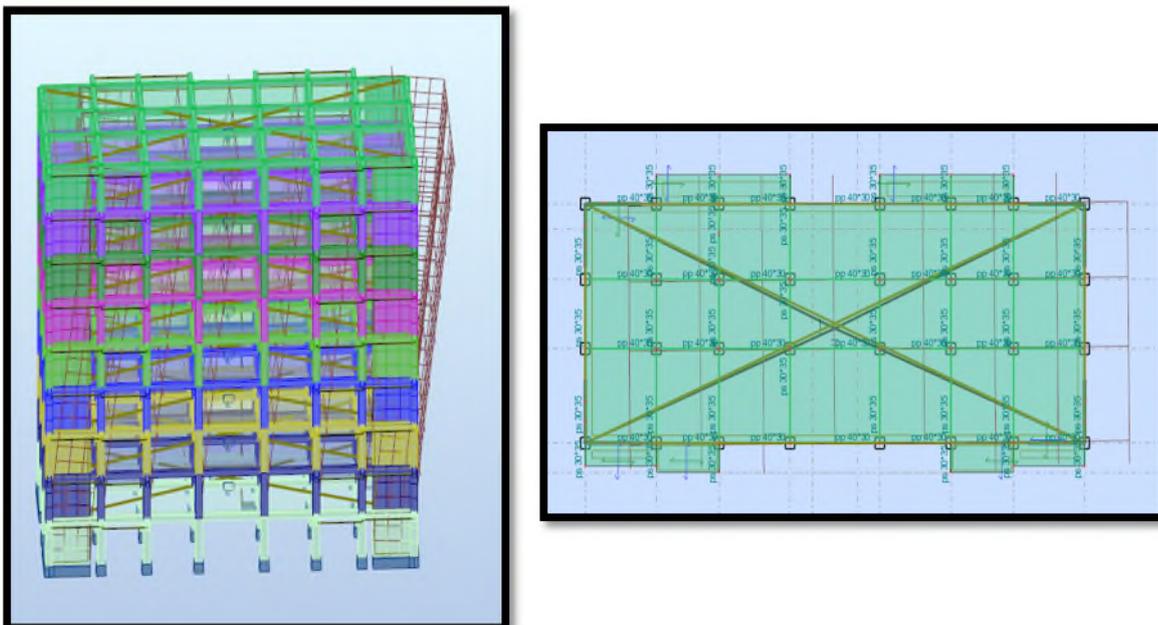
Fig.06. 2^{ème} disposition des voiles.

Après le calcul obtenu les résultats suivants :

Mode	Période	Facteurs de Participation Massique (en%)				Nature
		U _x	U _y	ΣU _x	ΣU _y	
1	0,64	0,00	71,37	0,00	71,37	Trans.y
2	0,58	71,95	0,00	71,95	71,37	Trans.x
3	0,42	0,10	0,00	72,04	71,37	Torsion
4	0,17	0,00	16,87	72,04	88,25	/
5	0,15	16,80	0,00	88,84	88,25	/
6	0,11	0,02	0,00	88,86	88,25	/
7	0,08	0,00	5,68	88,86	93,92	/
8	0,07	5,43	0,00	94,29	93,92	/

Interprétation :

- On constate qu'il faut **8 modes** pour attendre **90%** de participation des masses modales selon l'axe X (RPA99-VERSION 2003-ART 4.3.4.a).
- Il faut **7 modes** pour attendre **90%** de participation des masses modales selon L'axe Y (RPA99-VERSION 2003-ART 4.3.4.a).
- Le 1^{er} mode est **un mode translation** selon l'axe X avec **71.37%** de participation de masse modale (fig.04.)
- Le 2^{eme} mode est **un mode translation** selon l'axe Y avec **71.95%** de participation de masse modale (fig.05.)
- Le 3^{eme} mode est **un mode torsion pure** .

Les modes propres :**Fig.07. Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan****Fig.08. Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.**

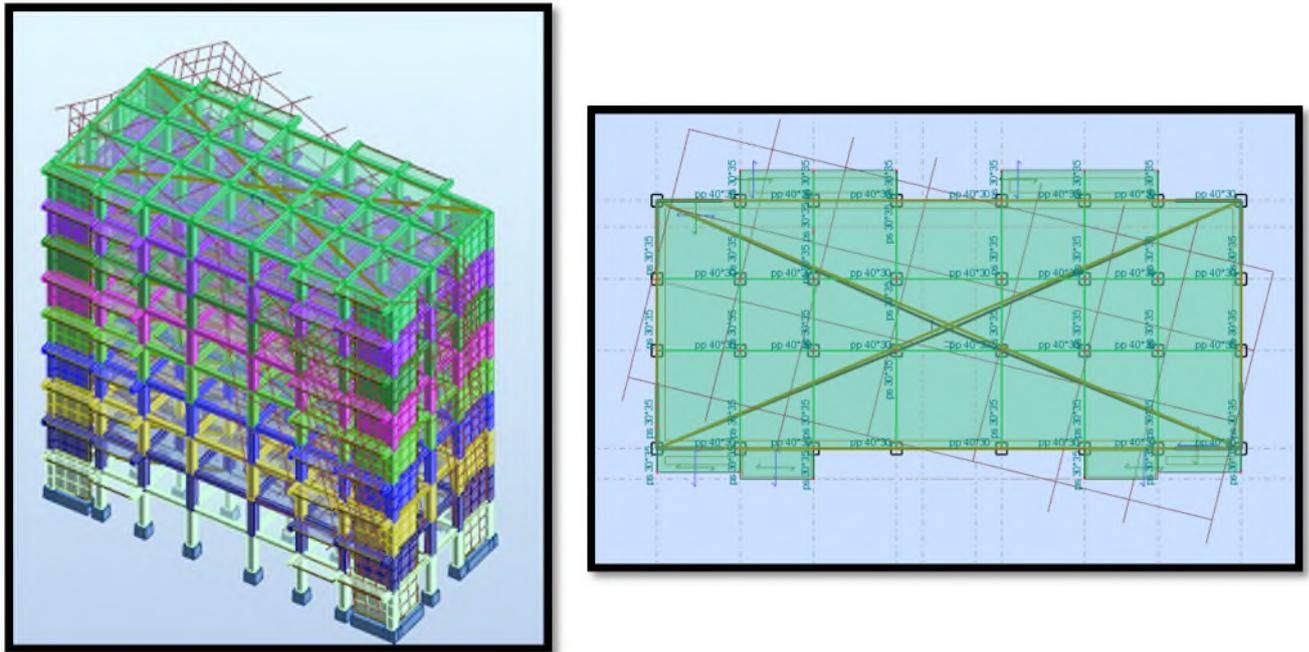


Fig.9. Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

❖ Pour cette raison, on adopte cette conception structurale qui nous Donne un meilleur Comportement de notre structure vis-à-vis du séisme.

4. Choix du contreventement :

Conformément au **RPA99-Version2003**, d'après les conditions de l'**article 3.4.A** notre bâtiment est contreventé par système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles .

- Les voiles de contreventement ne doivent reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux .
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

$$\frac{F_x \text{ poteau}}{F_x \text{ total}} = \frac{54,99}{169,55} = 32.43 \% \geq 25 \% \rightarrow \text{Vérfifié}$$

$$\frac{F_y \text{ poteau}}{F_y \text{ total}} = \frac{52,41}{159,33} = 32.89 \% \geq 25 \% \rightarrow \text{Vérfifié}$$

$$\frac{F_z \text{ voile}}{F_z \text{ total}} = \frac{-567,58}{-2919,76} = 19.43\% \leq 20 \% \rightarrow \text{Vérfifié}$$

❖ Donc on a choisie le système contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

5. Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalent V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t \leq 0,80V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W \quad (\text{RPA99-art 4.2.3})$$

Tel que :

V : effort tranchant à la base.

A : coefficient d'accélération de zone, pour notre ouvrage on a :(zone IIa, groupe d'usage2),

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.07. Coefficient d'accélération de zone.

donc : $A = 0,15$, (TAB.4-RPA99)

R : coefficient de comportement global de la structure, $R = 5$.

Q : facteur de qualité, il est déterminé par la forme : $Q = 1 + \Sigma P_q$

P_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non, (Tab4.4 RPA99).

Critère q »	P_q		
	Observé	N/observé	condition
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	✓ 0	0,05	observé
2. Redondance en plan	✓ 0	0,05	observé
3. Régularité en plan	✓ 0	0,05	N. observé
4. Régularité en élévation	✓ 0	0,05	observé

5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	✓ 0,05	N. observé
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	✓ 0,10	N. observé

Tab.08. Valeurs des pénalités Pq.

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : **Q= 1.15**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure **T**. Ce coefficient est donné par :

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

- ◆ Avec **T₂** : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003, (site meuble S₃) : **T₂(S₂) = 0.4ec**
 η : Coefficient de correction d'amortissement.

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tab.09. Valeurs de ξ (%).

→Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc on prend $\xi = 7 \%$

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882 > 0.7$

T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site, (**tab4.7-RPA99**).

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.15	0.15
T2	0.30	0.40	0.50	0.70

Tab.10. Valeurs de T1 et T2.

Alors : **T₂(S₂) = 0,40 sec**

➤ **Estimation empirique de la période fondamentale :**

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99.

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

Avec :

H_N : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99-version 2003.

$CT = 0,05$, on a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armée.

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

$T_x = \min (0.61 \text{ s}, 0.50 \text{ s}) \Rightarrow T = 0,50 \text{ s}$

$T_y = \min (0.61 \text{ s}, 0.75 \text{ s}) \Rightarrow T = 0,61 \text{ s}$

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivant :

	$T_{\text{empirique}}$	$1,3 \times T_{\text{empirique}}$	$T_{\text{analytique}}$	$1,3 \times T_{\text{emp}} \geq T_{\text{ana}}$
Sens X	0.50	0.65	0.64	Vérifié
Sens Y	0.61	0.79	0.64	Vérifié

Tab.11. Vérification des périodes.

On a : $D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \dots\dots T_2 \leq T \leq 3s$

Donc :

	T (s)	D
Sens X	0.65	1.59
Sens Y	0.79	1.39

Tab.12. Calcul D.

W : poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i)
par la formule: $W = \sum W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

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 $\Rightarrow \beta = 0.20$.

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$ Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Donc : $W = \sum w_i = 2919.73 \text{ (T)}$

Après les calculs, on donne les résultats dans les tableaux suivants :

Sens	A	D	R	Q	W(kg)	V _{dyn} (t)	V _{st} (kn)	0,8V _{st}	
Longitudinale (X-X)	0,15	1.95	5	1.15	2919,73	169,55	196,6903	157,3522	C.V
Transversale (Y-Y)	0,15	1.68	5	1,15	2919,73	159,33	169,5025	135,602	C.V

Tab.13. Les résultats des forces sismiques.

Donc : $V_{dyn} > 0,8 \times V_{stat}$ (RPA99 art 4.3.6) \Rightarrow Condition vérifié

6. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique.

Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse.
- Le centre de Torsion.
- L'excentricité.

➤ Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux). Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- X_i, Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G, Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

➤ Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{xj} X_j}{\sum I_{xj}} \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{yj} Y_j}{\sum I_{yj}}$$

Avec :

- I_x, I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport
- au repère global choisi.

• XT, YT : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi. Il est rappelé que :

• Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité.

• Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.

• Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

Pour les poteaux :

$$I_x = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{hb^3}{12}$$

Pour les voiles :

$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{e.L^3}{12}$$

➤ **Excentricité :**

a. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

	W [t]	Position du centre de masse		Position du centre de Torsion	
		X _G (m)	Y _G (m)	X _{CT} (m)	Y _{CT} (m)
RDC	2919,73	13,35	5,73	13,35	5,71
1	2919,73	13,35	5,73	13,35	5,71
2	2919,73	13,35	5,73	13,35	5,71
3	2919,73	13,35	5,73	13,35	5,71
4	2919,73	13,35	5,73	13,35	5,71
5	2919,73	13,35	5,73	13,35	5,71
6	2919,73	13,35	5,73	13,35	5,71
7	2919,73	13,35	5,73	13,35	5,71
8	2919,73	13,35	5,73	13,35	5,71

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 :

Cas/Etage	Nom	Masse [t]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]
7/ 1	Etage 1	320,55	13,35 5,73 1,53	13,35 5,71 2,12	0,00	0,01
7/ 2	Etage 2	320,55	13,35 5,73 4,59	13,35 5,71 5,18	0,00	0,01
7/ 3	Etage 3	320,55	13,35 5,73 7,65	13,35 5,71 8,24	0,00	0,01
7/ 4	Etage 4	320,55	13,35 5,73 10,71	13,35 5,71 11,3	0,00	0,01
7/ 5	Etage 5	320,55	13,35 5,73 13,77	13,35 5,71 14,3	0,00	0,01
7/ 6	Etage 6	320,55	13,35 5,73 16,83	13,35 5,71 17,4	0,00	0,01
7/ 7	Etage 7	320,55	13,35 5,73 19,89	13,35 5,71 20,4	0,00	0,01
7/ 8	Etage 8	320,55	13,35 5,73 22,95	13,35 5,71 23,5	0,00	0,01
7/ 9	Etage 9	355,33	13,35 5,79 26,01	13,35 5,71 26,6	0,00	0,08

Tab.14. Excentricité théorique de chaque niveau.

b. Excentricité accidentelle : (RPA 99-version 2003-Art 4.2.7)

L'excentricité exigée par le **RPA 99V2003** (art4.2.7) est de **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- $e_{ax} = 0.05 L_x$ avec : $L_x = 26.70$ m ; $e_{ax} = 0.00$ m
- $e_{ay} = 0.05 L_y$ avec : $L_y = 11.40$ m ; $e_{ay} = 0.01$ m
- L'excentricité a prendre dans le calcul :
 - $e_x = 1.335$ m
 - $e_y = 0.57$ m

7. 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

$$\Theta = \frac{PK \cdot \Delta K}{VK \cdot hK} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k

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

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δk : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : hauteur de l'étage k.

Etage	W_t (T)	Δx	V_x (T)	H(m)	Θ	Vérification
RDC	2919,73	0,2	169,55	3,06	0,011255	vérifier
1	2599,18	0,4	165,76	3,06	0,020497	vérifier
2	2278,63	0,5	157,73	3,06	0,023605	vérifier
3	1958,08	0,6	147,14	3,06	0,026093	vérifier
4	1637,53	0,6	133,76	3,06	0,024005	vérifier
5	1316,98	0,6	116,66	3,06	0,022135	vérifier
6	996,43	0,6	96,34	3,06	0,02028	vérifier
7	675,88	0,5	72,43	3,06	0,015248	vérifier
8	320,55	0,5	41,31	3,06	0,012679	vérifier

Tableau. 15. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal

Etage	W_t (T)	Δy	V_y (T)	H(m)	Θ	Vérification
RDC	2919,73	0,2	159,33	3,06	0,011977	vérifier
1	2599,18	0,5	155,11	3,06	0,027381	vérifier
2	2278,63	0,6	147,42	3,06	0,030307	vérifier
3	1958,08	0,7	137,57	3,06	0,03256	vérifier
4	1637,53	0,7	124,84	3,06	0,030006	vérifier
5	1316,98	0,7	109,49	3,06	0,027516	vérifier
6	996,43	0,7	90,82	3,06	0,025098	vérifier
7	675,88	0,6	68,68	3,06	0,019296	vérifier
8	320,55	0,6	40,42	3,06	0,01555	vérifier

Tableau.16. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal

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

8. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

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.

$$M_s = W \times \frac{L}{2}$$

W : le poids total de la structure

➤ Sens longitudinal:

Etage	Fi (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	3,79	3,06	11,5974
1	8,03	6,12	49,1436
2	10,59	9,18	97,2162
3	13,38	12,24	163,7712
4	17,1	15,3	261,63
5	20,32	18,36	373,0752
6	23,91	21,42	512,1522
7	31,12	24,48	761,8176
8	41,31	27,54	1137,677

Tableau.17. moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X)

- **Vérifications:**

$$M_s = 2919,73 \times \left(\frac{26,7}{2}\right) = 38978,4 \text{ T.m}$$

$$M_r = 3368,081 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = 11,57288 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

➤ **Sens transversal :**

Etage	Fk (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	4,22	3,06	12,9132
1	7,69	6,12	47,0628
2	9,85	9,18	90,423
3	12,73	12,24	155,8152
4	15,35	15,3	234,855
5	18,67	18,36	342,7812
6	22,14	21,42	474,2388
7	28,26	24,48	691,8048
8	40,42	27,54	1113,167

Tableau.18. moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y)

- **Vérifications:**

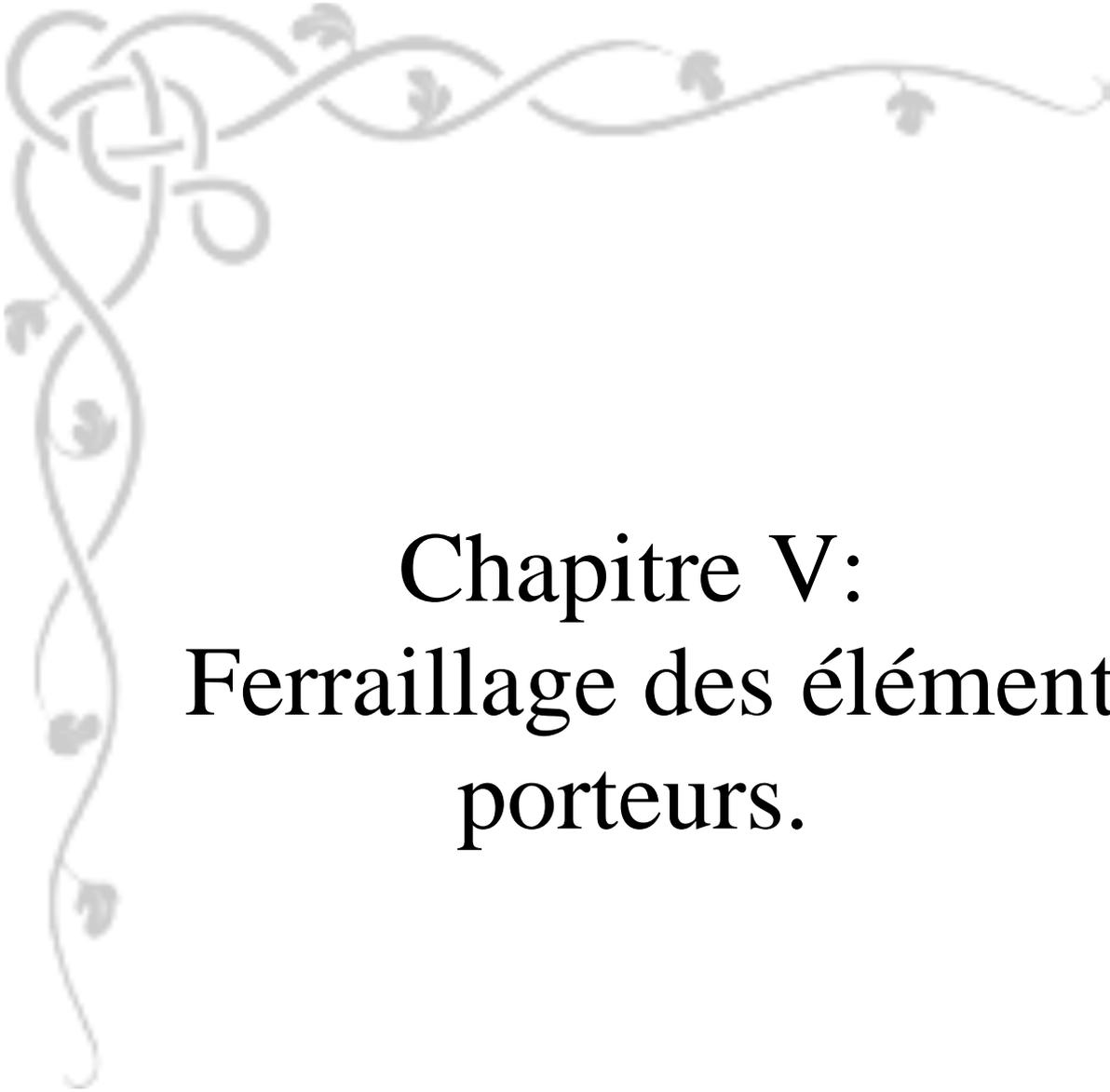
$$M_s = 2919,73 \times (11,40/2) = 16642,46 \text{ T.m}$$

$$M_r = 3163,061 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = 5,261505 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

9. Conclusion:

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique. Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2014 (différentes sollicitations des éléments principaux) seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).



Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs.

V. Etude des éléments structuraux

Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferraillements doivent être réalisés 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.

❖ Les combinaisons d'actions :

➤ Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**.

$1,35 G + 1,5 Q$, à l'E.L.U

$G + Q$, à l'E.L.S

➤ Règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui tiennent en compte les charges sismiques **E**.

$G + Q \pm E$

$0,8 G \pm E$

▪ Pour le portique :

Les poteaux et les poutres :

À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

À l'ELS : $G + Q$

$G + Q \pm E$

$0,8 G \pm E$

▪ Pour les voiles :

$G + Q \pm E$

$0,8 G \pm E$

1. Ferrailage des poteaux :

Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto-stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées.

Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales ; ils sont généralement soumis à la flexion composée.

Les armatures obtenues sont calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les situations présentées dans le tableau :

Situation	Béton			Acier (TYPE I FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,5	1	400	400

Tab.01. Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Détermination des armatures longitudinales :

❖ Recommandations des règlements :

Selon le RPA 99 version 2003 - Art 7.4.2.1 :

- La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h' .

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
 - Pourcentage minimal (zone II) : 0,8 %
 - Pourcentage maximal :
 - 3 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
 - Le diamètre minimum est de 12 mm.
 - La longueur minimale des recouvrements est de : 40Φ en (zone IIa).
 - La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser 25cm en zone (IIa).
- ❖ **Sollicitations extrêmes de ferrailage:**

Les combinaisons données par les règles RPA99 version 2003 - Art 5.2 :

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$
- $G + Q \pm E$

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion suivants les deux directions (y;z) indépendamment, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- 1er cas : Influence de l'effort normal : Le calcul se fera avec N_{max} et son M_{corr} .
- 2eme cas : Influence du moment : Le calcul se fera en prenant M_{max} et son N_{corr}
- 3eme cas : Effort normal minimum : Le calcul se fera pour N_{min} et son M_{corr} .

Exemple de calcul :

$c = c' = 4 \text{ cm}$; $S = 50 \times 55 \text{ (cm}^2\text{)}$; acier Fe E400 ; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
 $f_{bu} = 0.85 f_{c28}$; $\gamma_b = 14.2 \text{ MPa}$; $l = 3.06 \text{ m}$: hauteur totale du Poteau.

ELU		G+Q ± E		0,8G+E		ELS	
N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.M)	M _{MAX} (KN.M)	N _{COR} (KN)	N _{MIN} (KN)	M _{COR} (KN.M)	N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.M)
1667.08	30.87	67.58	1312.78	479.22	82.33	1211.76	22.36

a. Ferrailage longitudinal :

$N_{max} = 1667080 \text{ N}$; $M_{corr} = 30870 \text{ N.m}$
 $M_{max} = 67580 \text{ N.m}$; $N_{corr} = 1312780 \text{ N}$
 $N_{min} = 479220 \text{ N}$; $M_{corr} = 82330 \text{ N.m}$

E.L.U :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul : **MU = Nu .e**

Avec : $e = e_1 + e_2$; $e_1 = e_a + e_0$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right); L = 306 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{250} = 1.224 \text{ cm}; e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{30870}{1667080} = 0.018 \text{ m} = 1.8 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 1.8 = 3.8 \text{ cm}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f / h < \max (15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

l : hauteur totale du Poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$3.89 < \max (15 ; 1.38)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi). \quad \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 13.47$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.82$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} (2 + 2 \times 0.82) = 0.009 \text{ m.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 3.8 + 0.9 = 4.7$$

$$e = 4.7 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e = 1667080 \times 0.0470 = 78352.76 \text{ N.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{MAX}} = 1667080 \text{ N}; M_{\text{corrigé}} = 78352.76 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 4) \cdot 50 \times 55 \times 14.2 \text{ (N.m)}$$

$$A = 597074.5 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 78352.76 + 1667080 \left(0.51 - \frac{0.55}{2}\right) = 470116.56 \text{ N.m}$$

$$B = 1667080(0.51 - 0.04) - 470116.56 = 313411.04 \text{ N.m}$$

$A > B \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b d^2} = \frac{47011656}{14.2 \times 50 \times 51^2} = 0.25$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu \Rightarrow (\alpha = 0.44; \beta = 0.82)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{47011656}{348 \times 0.82 \times 51} = 32.30 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 32.30 - \frac{1667080}{100 \times 348} = -15.60 \text{ cm}^2$$

G+Q ± E:

$$M_{\text{MAX}} = 67580 \text{ N} ; N_{\text{cor}} = 1312780 \text{ N.m}$$

$$e_a = 2.016 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{67580}{1312780} = 0.051 \text{ m} = 5.1 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 5.1 = 7.1 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.55} (2 + 2 \times 0.82) = 0.009 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 5.1 + 0.9 = 6$$

$$e = 0.06 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e_t = 132780 \times 0.06 = 78766.8 \text{ N.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 4) 50 \times 55 \times 14.2$$

$$A = 597269.75 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 78766.8 + 1312780 \left(0.51 - \frac{0.55}{2}\right) = 387270.1 \text{ N.m}$$

$$B = 1312780(0.51 - 0.04) - 387270.1 = 229796.5 \text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b d^2} = \frac{387270.1}{18.5 \times 50 \times 51^2} = 0.23$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \Leftrightarrow \text{situation accidentelle.}$$

$$\mu \pi \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.24; \beta = 0.904)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{387270.1}{400 \times 0.904 \times 51} = 20.99 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 20.99 - \frac{1312780}{100 \times 400} = -11.82 \text{ cm}^2$$

🚦 0,8G+E:

$$N_{\min} = 479220 \text{ N}; \quad M_{\text{corr}} = 82330 \text{ N.m}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{82330}{479220} = 0.17 \text{ m} = 7.1 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 7.1 = 9.1 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.55} (2 + 2 \times 0.82) = 0.009 \text{ m.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 7.1 + 0.9 = 8$$

$$e = 0.08 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e_t = 479220 \times 0.08 = 38337.6 \text{ m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 4) 50 \times 55 \times 14.2$$

$$A = 597269.75 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d-c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 38337.6 + 479220(0.51 - \frac{0.55}{2}) = 150954.3 \text{ N.m}$$

$$B = 479220(0.51 - 0.04) - 150954.3 = 74279.1 \text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b d^2} = \frac{1509543}{18.5 \times 50 \times 51^2} = 0.062$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \Leftrightarrow \text{situation-accidentelle.}$$

$$\mu \pi \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.133, \beta = 0.945)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{1509543}{400 \times 0.945 \times 51} = 7.75 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 7.75 - \frac{479220}{100 \times 400} = -4.23 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des sections** : RPA (99ver2003)

D'après (**RPA2003**) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\min} = 0.8\% (h \cdot b) = 0.008(50 \times 55) = 22 \text{ cm}^2 \text{ (Zone IIa)}$$

➤ **Condition de non fragilité** : BAEL91 art A.4.2

$$A_{\min} = 0.23 d b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.07 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA}) = 22 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 2\text{HA}16 + 6\text{HA}20 = 22.87 \text{ cm}^2$$

🚧 **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 : $\bar{\sigma}_s = 400MPa$

$N_{ser}=1211760 N$; $M_{ser} = 22360N.m$.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{22360}{1211760} = 0.018m \quad e_0 = 0.018 < \frac{h}{6} = \frac{0.55}{6} = 0.091m$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 Mpa$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 50 \times 55 + 15(22.87) = 3083.6cm$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 25 cm$$

$$v_2 = h - v_1 = 55 - 25 = 30 cm$$

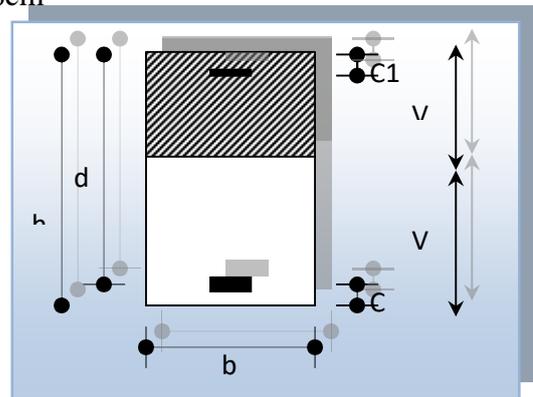


Fig.1.section de poteau

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15x(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2x(v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{40}{3} (25^3 + 25^3) + 15[11.43(25 - 4)^2 + 11.43(25 - 4)^2] = 675359.7cm^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravite de la section rendue homogène

$$M_G = 22360N.m$$

$$\sigma_0 = \frac{1211760}{100 \times 3083.6} = 3.92Mpa$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{22360}{675359.7} = 0.033$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 3.92 + 0.033 \times 25 = 3.23Mpa$$

$$\sigma_b = 3.23Mpa \leq 15Mpa \dots (cv)$$

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 :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[3.92 + 0.033(25 - 4)] = 69.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[3.92 - 0.033(51 - 25)] = 45.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 135.8 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

$$\sigma_s^2 = 89.79 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

b. Armatures transversales :

b.i. Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 67.58 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{67.58 \times 10^3}{510 \times 500} = 0.26 \text{ MPa}$$

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

$\tau = 0,26 < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ conditions vérifiées.

b.ii. Calcul d'armature transversale:

Selon (RPA99 version 2003) les armatures transversales des poteaux sont calculées à 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 totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

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

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.6} \text{ ou } \frac{2.142}{0.4} \right) \lambda_g = 3.57 > 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$. en prend $t = 10 \text{ cm}$
- La zone courante : $S_t \leq 15\phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

$S_t \leq 30\text{cm}$ en prend $S_t = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante.

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 67580 \times 0.15}{55 \times 235} = 2.94 \text{ cm}^2$$

$A_t = 2.94 \text{ cm}^2$ soit 4 cadres de $\Phi 10$ $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

b.iii. Vérification des cadres des armatures minimales :

- Selon RPA99 (7.4.2.2) :

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

- Dans la zone nodale: $t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

- Dans la zone courant : $t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

➤ **BAEL91 : (art A.8.1,3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67mm$$

1/ Le diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_t ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (30\text{cm} ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm}) \rightarrow \text{Condition Vérifier}$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Spot (cm ²)	Acal (cm ²)	N ^{mbr} des barres	Aadapt (cm ²)
50× 55	22	2HA16 + 6HA20	22.87

Tab.02. Choix la section d'armature.

a. Schéma de ferrailage :

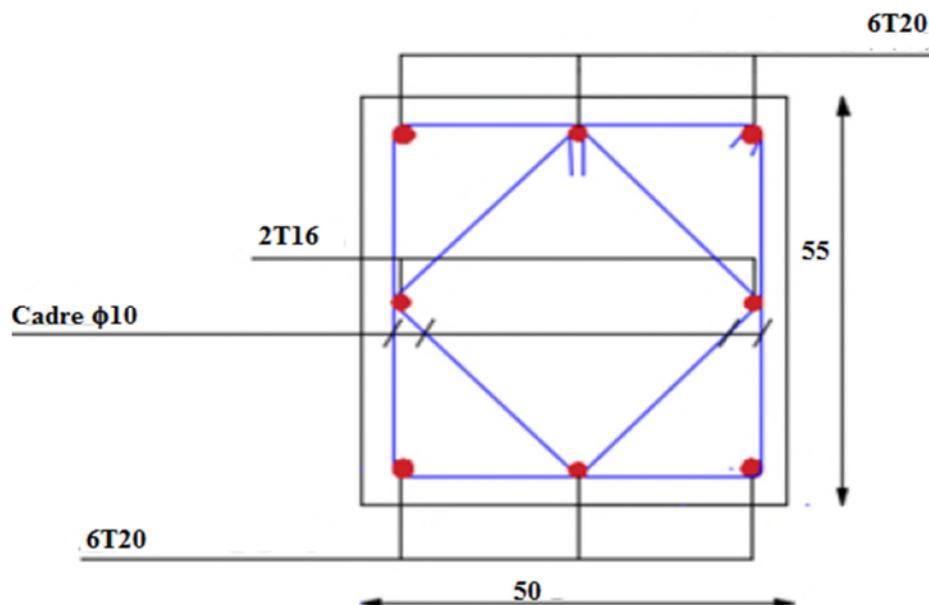


Fig.2. Ferrailage du poteau.

2. LES 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 : $A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}$ (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 $S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm})$.

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 : $K=1, \alpha = \frac{\pi}{2}$ 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 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 :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
- $\frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$

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 : (RPA 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 de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40ϕ en zone IIa

Les cadres des nœuds sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle.

Nota : La présence de ces cadres (2*2U6) permettent un bon comportement du nœud lors du séisme (évitent l'éclatement du nœud)

- **Armatures transversales :(RPA 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 et en travée 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 :

1. Poutre principale 30x40 :

1.a. Ferrailage longitudinal :

➤ L'enrobage :

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2} ; \phi = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{4}{2} = 3 \Rightarrow C = 3 \text{ cm}$$

➤ Ferrailage des travées :

$$B = 40 \times 30 \text{ cm}^2 ; F_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$M_{ult} = 83.74 \text{ KN.m}$$

D'après BAEL 91

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_b} = \frac{33940}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.058 \leq \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.075$$

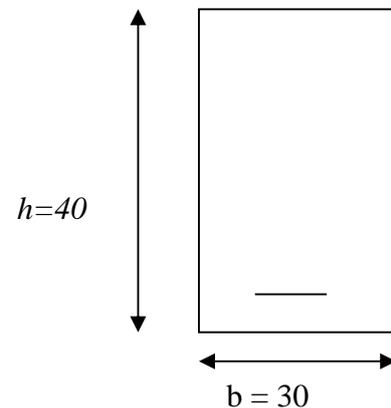


fig.3.poutre principale

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.97$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{33940}{0.97 \times 37 \times 348} = 2.71 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage sur appui :**

✓ **La nappe supérieure (G+Q+E) :**

$$M_{a \max} = 71.74 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_b} = \frac{71740}{30 \times 37^2 \times 18.5} = 0.094$$

Donc : $\mu < \mu_l$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.056$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.978$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{71740}{0.978 \times 37 \times 400} = 4.95 \text{ cm}^2$$

La combinaison :(0,8G+E)

$$M_{a \max} = 68.65 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \sigma_b} = \frac{68650}{30 \times 37^2 \times 18.5} = 0.09$$

Donc : $\mu < \mu_l$; $\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.125$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.95$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{68650}{0.95 \times 37 \times 400} = 4.88 \text{ cm}^2$$

1.b. Vérification nécessaire pour les poutres :

➤ **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} ; f_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$A_{\min} > 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

➤ **Pourcentage minimal d'armature :**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 40 \times 30 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}^{RPA} = \begin{cases} 4\% b \cdot h & \text{en zone courante} \\ 6\% b \cdot h & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{BAEL}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPa})$$

1.c. Choix des barres :

➤ **En travée :**

$A = 6,00 \text{ cm}^2$ alors en adopte : **6HA12=6.79cm²**

➤ **Au niveau des appuis :**

La nappe supérieure : $A = 4.95 \text{ cm}^2$ alors en adopte : **6HA12=6.79cm²**.

1.d. Vérification à l'état limite de service :

On considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification Se fait comme suit :

Calcul de (y_1) par résolution de l'équation suivante :

$$\frac{b y_1^2}{2} - 15 A (d - y_1) = 0$$

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$\begin{aligned} D &= 15 \frac{A}{b} & E &= 2 D d \\ y_1 &= -D + \sqrt{D^2 + E} & \alpha_1 &= \frac{y_1}{d} \\ \beta_1 &= 1 - \frac{\alpha_1}{3} & K_1 &= 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A \beta_1 d} & \sigma_b &= \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b} \end{aligned}$$

La vérification des contraintes au niveau de travée:

- **En travée** $M_{t \max} = 24.75 \text{ KN.m}$

Après les calculs en troue :

$$D = 3.40 ; E = 251.6$$

$$y_1 = 15.66 ; \alpha_1 = 0.42$$

$$\beta_1 = 0.86 ; K_1 = 20.71$$

$$\sigma_s = 114.55 \text{MPa} ; \sigma_b = 3.33 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 114.55 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{MPa} \dots\dots\dots (\text{C,V})$$

$$\sigma_b = 3.33 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots (\text{C,V})$$

La vérification des contraintes au niveau des appuis :

- **En appuis** $M_{a\max} = 38.55 \text{KN.m}$

$$D = 3.40 ; E = 251.6$$

$$y_1 = 15.66 ; \alpha_1 = 0.42$$

$$\beta_1 = 0.86 ; K_1 = 20.71$$

$$\sigma_s = 176.78 \text{MPa} ; \sigma_b = 5.14 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 176.78 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{MPa} \dots\dots\dots (\text{C, V})$$

$$\sigma_b = 5.14 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots (\text{C, V})$$

1.e. Armatures transversales :(la contrainte tangentielle)

$$\text{❖ } T_u^{\max} = -162.26 \text{ KN.}$$

$$\text{❖ } \tau_{u\max} = \frac{162260}{300 \times 370} = 1.3 \text{Mpa}$$

$$\text{❖ } \bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\text{❖ } \tau_{u\max} = 1,3 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

1.f. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \rightarrow \quad \frac{h}{L} = 0.091 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{h}{L} = 0.091 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.021 \dots\dots\dots (C.V)$$

$$\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \rightarrow \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.0061 \dots\dots\dots (C.V)$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

1.g. Disposition constructives :

S_t: l'espacement des cours d'armatures transversales.

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_1; 30\text{cm}) = 10\text{cm}.$$

- **En zone courante:**

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

-h : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0, 9.d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (33.3\text{cm}; 40\text{cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

1.h. Section minimale des armatures transversales: BAEL (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

1.i. Condition exigée par le RPA2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b.$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit (cadre de } \mathbf{1\phi 8} + \text{ un étrier de } \mathbf{1\phi 8}) = 1,00 \text{ cm}^2$$

1.j. Schéma de ferrailage :

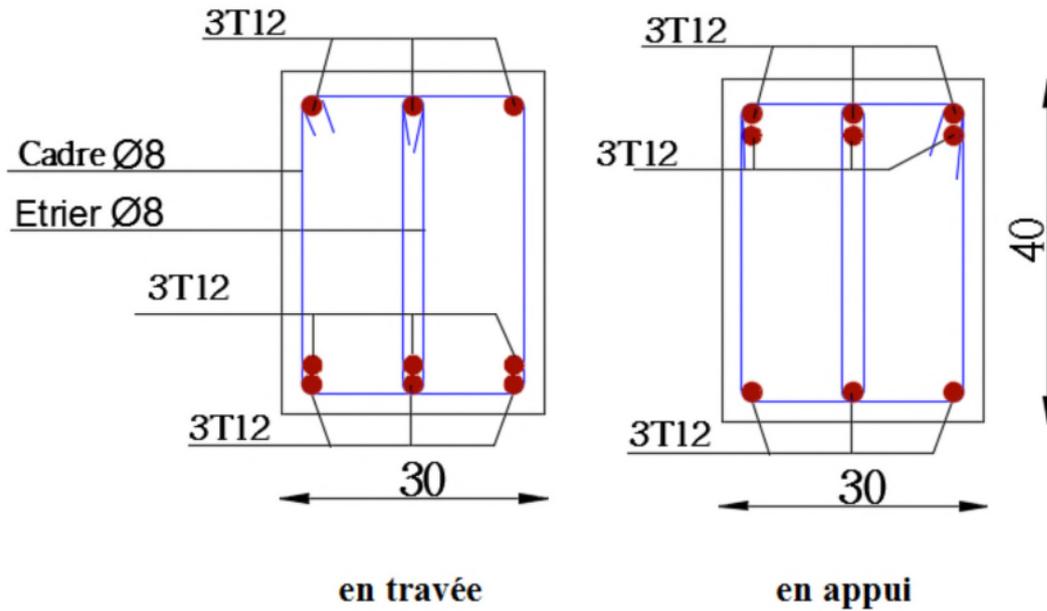


Fig.4. Ferrailage de poutre principale.

2. La Poutre secondaire (30x40) :

$$A = \max(A_{cal}, A_{BAEL}, A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPa})$$

$$A = \max(4.95, 1.34, 1.2, 5.25)$$

$$A = 5.25 \text{ cm}^2$$

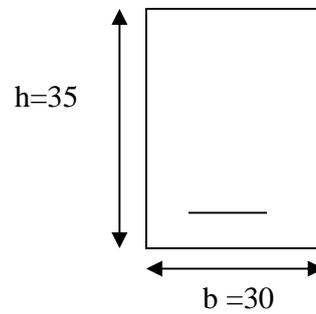


fig.5. poutre secondaire

Poutre (30.35)	A ^{RPA}	A
Sur Appui	5.25cm ²	5HA12 = 5.65 cm ²
Sur travée	5.25cm ²	5HA12 = 5.65 cm ²

Tab.03. Choix la section d'armature.

Schéma de ferrailage :

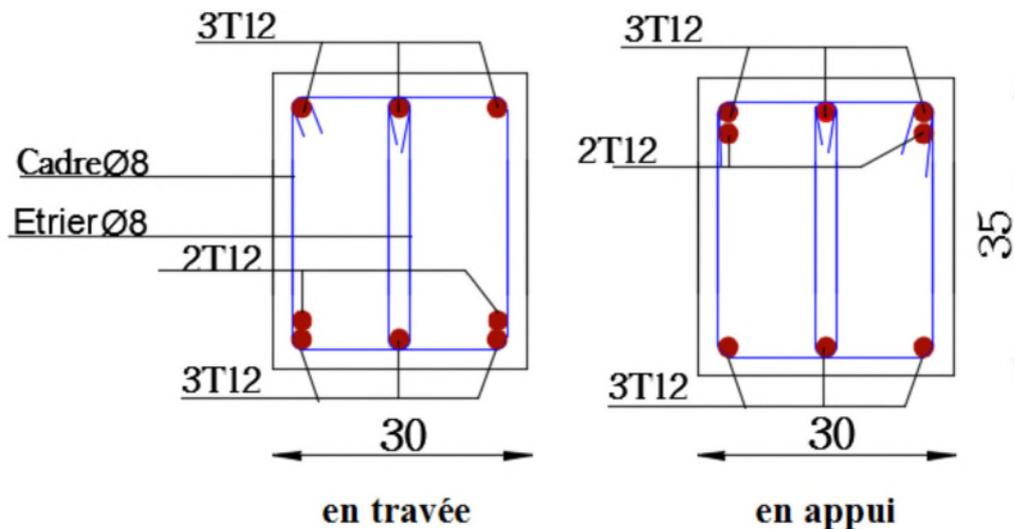


Fig.6. Ferrailage de poutre secondaire.

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 ferrillé 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 :

1. Armatures vertical:

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).

A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm.

2. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent 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 :

$$\begin{aligned} St &\leq 1,5a \\ St &\leq 37.5\text{cm} \end{aligned}$$

$St \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a)$, avec a : 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 :

$$A_{VJ} = 1,1 \frac{V}{F_e} \quad , \quad \text{Avec : } V = 1,4V_{\text{calculé}}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Calcul la section des armatures :

1- Ferrailage vertical :

a. 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).

b. Etapes de calcul :

b.1. 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 à l'effort normal ($e = \frac{M}{N}$).

b.2. 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 :

$$e_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

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 :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81 \cdot d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : 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 :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\%$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

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 :

$$A=0 \quad ; \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'} \quad ; \quad \text{Avec :} \quad \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

✓ **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 :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

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 :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{a.h} - \frac{6.M}{a.h^2} \end{aligned} \right\}$$

- 1^{ere} cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$
- 2^{eme} cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$.
- 3^{eme} cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

b.3. 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 :

- $N = 0,8 N_G \pm N_E$
- $M = 0,8 M_G \pm M_E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $N = N_G + N_Q \pm N_E$
- $M = M_G + M_Q \pm M_E$

b.4. 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 :

- $N_{\min} = 0,8 N_g + N_e \cdot (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$
- $M = 0,8 M_g + M_e$

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 :

$$N_{corr} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{max} = M_g + M_q + M_e$$

Exemple de calcul :

1. Armatures verticales :

G+Q± Ey : M = 822,77KN.m

N = 1599,04KN

h = 3.3 m ; c = 5 cm ; d = h-c = 3.25 m ; b = 20 cm

Détermination de l'excentricité 'e' :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{822.77}{1599.04} = 0.51m$$

$$N \times (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81 c') b \times h^2 \times \sigma_{bc}$$

$$1599.4 \times (3.25 - 0.05) - 339.2 \leq (0,33 \times 3.3 - 0,81 \times 0.05) \times 200 \times 3300 \times 14.2$$

$$4778.88 < 9826542 \dots\dots\dots(C.V)$$

✓ **Vérification de flambement :**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20.e}{h} = \frac{20 \times 0.51}{3.3} = 3.09$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.3}{3.3} = 0.5$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.5 \pi 15 \dots\dots\dots(c.v)$$

✓ **Calcul de ferrailage :**

***Calcul des armatures à la flexion simple**

$$M_A = M_u + N_u (d - \frac{h}{2}) = 339.488KN.m$$

$$\sigma_b = 18,5MPa \text{ cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400MPa (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{339.488 \times 10^3}{18.5 \times 20 \times 325^2} = 0.008 \pi \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0.0100$$

$$\beta = 0.996$$

Donc $A'_f = 0$

$$A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{339.488 \times 10^3}{400 \times 0.996 \times 325} = 2.63 \text{ cm}^2$$

***Calcul des armatures à la flexion composée :** (N effort de compression)

$$A_{cal} = A_f = \frac{N}{100 \sigma_s} = 2.63 - \frac{1599.04 \times 10^3}{100 \times 400} = -37.34 \text{ cm}^2$$

***L'armature verticale minimale :**

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de *Navier Bernoulli*

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1599.04 \times 10^3}{200 \times 3300} + \frac{6 \times 822.77 \times 10^6}{200 \times (3300)^2} = 3.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1599.04 \times 10^3}{200 \times 3300} - \frac{6 \times 822.77 \times 10^6}{250 \times (3300)^2} = -0.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 0.13 \text{ m}$$

Alors $A_{min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 13 \times 20 = 0.52 \text{ cm}^2$

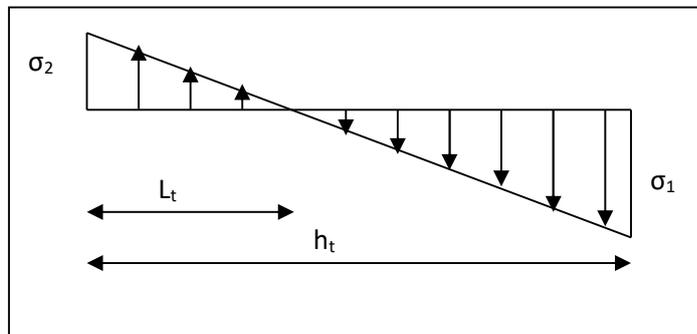


Fig.7. Diagramme des contraintes (SPC).

***Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :**

Globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1) :

$$A_{min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 330 = 9.9 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- Dans la zone tendue : $A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA})$

Alors on prend $A = 0.52 \text{ cm}^2$

- En zone courante : $h' = h - 2lt > 0$ $h' = 330 - 2 \times 0.13 = 329.8 > 0$

$$A_{\min 2} = 0.001.b.h' = 0.001 \times 20 \times (329.8) = 6.59 \text{ cm}^2$$

***Choix d'armature :**

En la zone tendue : $A = 0.52 \text{ cm}^2$, On prend : **6HA6 = 3.02 cm²**

En zone courante : $A = 6.59 \text{ cm}^2$, On prend : **18HA8 = 9.05 cm²**

***L'espaceur : d'après (RPA99 version 2003)**

$$S < \min(1,5.a ; 30 \text{ cm}) = \min(20 \times 1,5 ; 30 \text{ cm}) ; \text{ On prendre : } S = 20 \text{ cm}$$

- Dans la zone $h/10$:

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{30}{2} = \min \left\{ \frac{1,5a}{2} ; \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} \rightarrow D = 15 \text{ cm} ; \text{ On prendre : } D = 10 \text{ cm}$$

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par le RPA99

***Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a.d} = \frac{1.4 \times 173.52 \times 10^3}{200 \times 325} = 3.73 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

a : épaisseur du voile (**a = 20cm**)

h : longueur totale de la section tout (**h = 330cm**)

2.Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile :

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 330 = 6.6 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{\text{hor}} = 6\emptyset 12 = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

-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 :

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2}$$

✓ **Exemple de calcul :**

- Soit le voile V_{L1} au niveau de RDC

La vérification se fait pour la combinaison suivante : G+Q+E

$$M = 822,77 \text{ KN.m}$$

$$N = 1599,04 \text{ KN}$$

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1599.04 \times 10^3}{200 \times 330} + \frac{6 \times 822.77 \times 10^6}{200 \times (330)^2} = 2.64 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18.5 \text{ MPa} \quad \mathbf{3.}$$

3. Schéma de ferrailage :

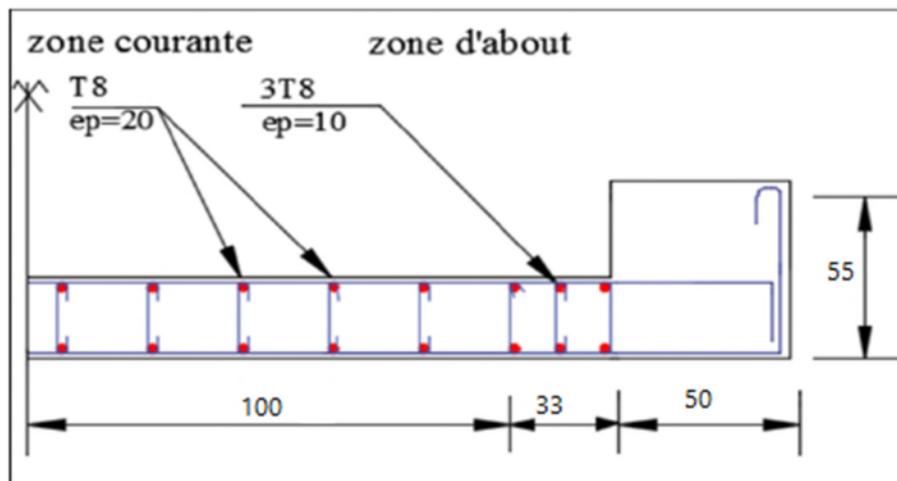
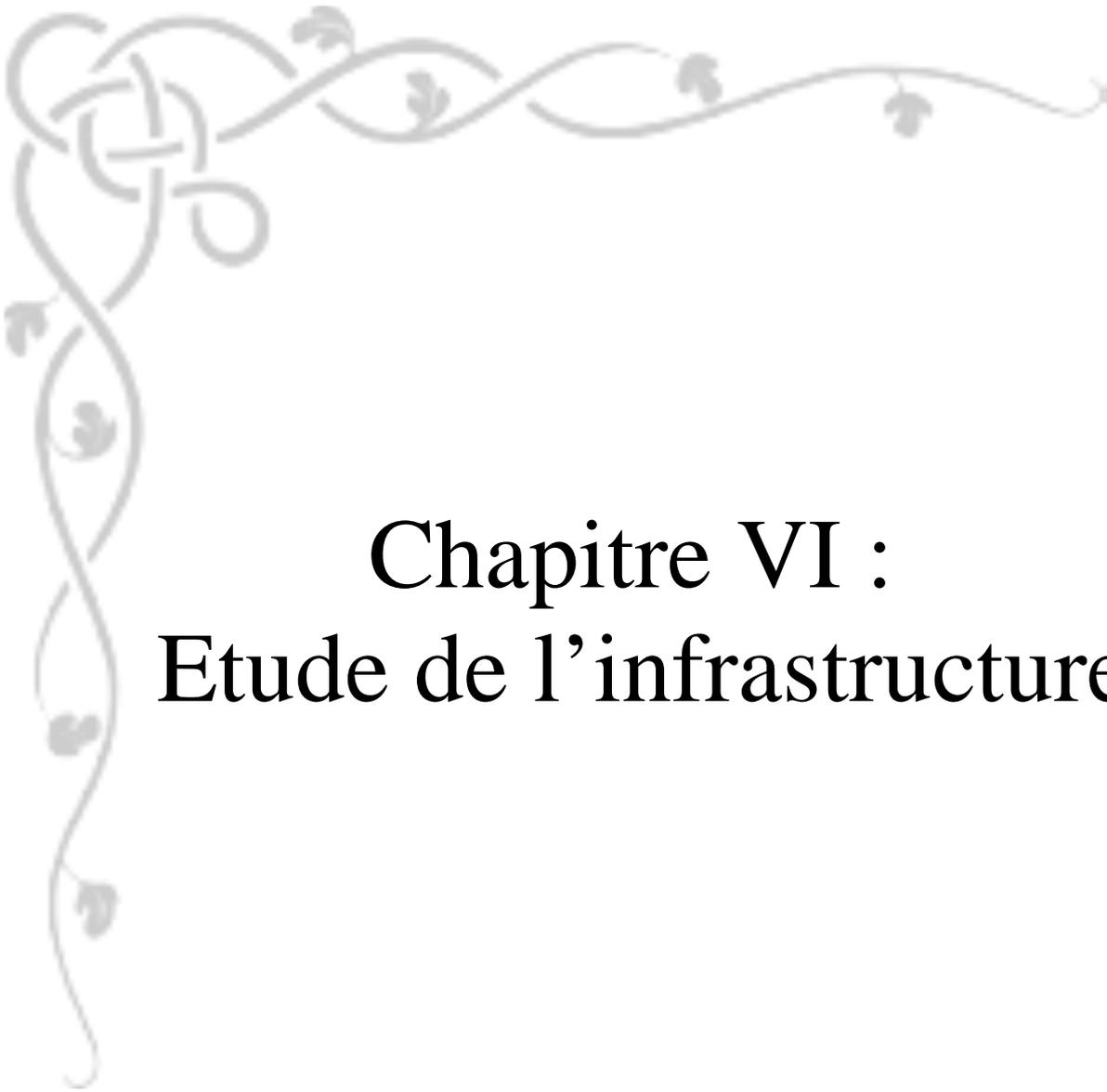


Fig.05. Ferrailage du voile.



Chapitre VI :

Etude de l'infrastructure.

VI. Etude de l'infrastructure

Introduction :

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

Elles doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans des bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

1. Etude de type de semelle dans ce projet :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Nous proposant en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

($S_s/S_b < 50\%$)

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

2. Calcul des surfaces revenant aux semelles :

$$\frac{N_{ser}}{S_s} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

*Avec : $\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars} = 150 \text{ KN}$

La somme des réactions des poteaux et voiles A L'ELS sont :

$$*N_{ser} = N_G + N_Q$$

$$N_{ser} = 32508,57 \text{ KN}$$

$$S_s = \frac{32508,57}{150} = 216,72 \text{ m}^2$$

- La surface totale des semelles est: **216.72 m²**
- La surface totale du bâtiment est: **314.64m²**
- On a : $\Sigma S_s / S_b = 216.72/314.64 = 0.688 = \mathbf{68.8\%}$.

Commentaire :

On déduit que la surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à opter pour un radier général comme fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution.

3. Etude du radier :

a. Pré dimensionnement :

Condition forfaitaire :

--Sous voile :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

Avec :

L_{\max} : le plus grand travail.

$$L_{\max} = 3.3\text{m}$$

$$0.41 \text{ m} \leq h_r \leq 0.66 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h = 50 \text{ cm}$.

--Sous poteaux :

➤ **La dalle:**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Avec :

L_{\max} : la plus grande distance entre deux poteaux.

h_t : épaisseur du radier.

$$\text{D'où : } h_t \geq \frac{480}{20} = 24\text{cm}$$

➤ **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_t \geq \frac{480}{10} = 48\text{cm}$$

Condition de rigidité : $L_e \geq \frac{2 L_{\max}}{\pi}$

Avec :

L_{\max} : plus grande distance entre deux poteaux.

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité, ($E = 3,2 \times 10^6 \text{ t/m}^2$).

I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à ($K=4000\text{t/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m).

D'où:

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 KL_{\max}^4}{E \pi^4}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4.8^4}{3,2 \times 10^6 \times 3.14^4}} \Rightarrow h \geq 0,68 \text{ m}$$

Conclusion :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

La nervure : **h = 70 cm.**

La dalle : **h = 50 cm.**

La largeur de la nervure : **b = 50 cm.**

b. Calcul de surface minimale du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

$$N_{ser} = 32508,57 \text{ KN.}$$

$$S_{rad} = 32508,57/150 = 216.72 \text{ m}^2$$

L'emprise totale nécessaire est de : **216.72m²**

$$S_{bat} = 314.64 \text{ m}^2 > S_{rad} = 216.72 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, Donc il faut ajouter un débordement (D).

L'emprise totale avec un débordement (D) sera : $S' = S + D \cdot 2 \cdot (L_x + L_y)$

Avec :

S' : la surface finale du radier.

S : surface totale du bâtiment.

D : débordement.

L_x : longueur en plan (27.6 m).

L_y : largeur en plan (11.40m).

c. Calcul de débordement 'D' :

$$D \geq \text{Max} (h_r/2 ; 30 \text{ cm}), \text{ O\grave{u} : } h_r = 70 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (35 ; 30 \text{ cm})$$

On prend : **D = 0.5 m**, alors l'emprise totale avec D est :

$$S' = 314.64 + 0.5 \times 2 \times (27.6 + 11.40) = \mathbf{353.64 \text{ m}^2}.$$

d. Des vérifications nécessaires :

-Vérification au poinçonnement : (BAEL91 Art A.5.2.42) :

$$\text{On doit vérifier que : } \bar{N}_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U.

h : Épaisseur totale du radier, h = 70 cm.

➤ **les poteaux :**

$$N_u = 1667,08 \text{ KN} ; S_p = (50 \times 55) \text{ cm}^2$$

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$$

$$\mu_c = 2(0,55 + 0,5 + 2 \times 0,7) = 4,9$$

$$\bar{N}_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = N_u \leq \frac{0.045 \times 4,9 \times 0,7 \times 25000}{1,5} = 2572,5 \text{ KN}$$

$$N_u \leq \bar{N}_u \Rightarrow \text{C.V}$$

➤ **les voiles :**

On considère une bonde de 01 ml du voile.

$$N_u = 105,53 \text{ KN}, a = 20 \text{ cm}, b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_c = 2(0.20 + 1 + 2 \times 0.7) = 5.2 \text{ m}$$

$$\overline{N}_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = N_u \leq \frac{0.045 \times 5.2 \times 0.7 \times 25000}{1.5} = 2730 \text{ KN}$$

$$N_u \leq \overline{N}_u \Rightarrow C.V$$

- Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Donc il faut vérifier :

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

$$N_T = N_G + N_{radier}$$

N : effort normal dû aux charges verticales

N_{radier} : effort normal dû au poids propre du radier

Donc :

$$N_G = 32508.57 \text{ KN.}$$

$$N_{radier} = 353.64 \times 0.7 \times 25 = 6188.7 \text{ KN}$$

$$N_T = N_G + N_{radier} = 32508.57 + 6188.7 = 38697.27 \text{ KN.}$$

$$\sigma = \frac{38697.27}{353.64} = 109.42 \leq \overline{\sigma}_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow C.V$$

Vérification à l'effort de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effort de sous pression hydrostatique on doit vérifier : $W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$).

h : profondeur de l'infrastructure ($h = 2.6 \text{ m}$).

S : surface de radier ($S = 353.64 \text{ m}^2$).

$$W = N_T = 38697.27 \text{ KN} \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 13791.96 \text{ KN} \rightarrow C.V$$

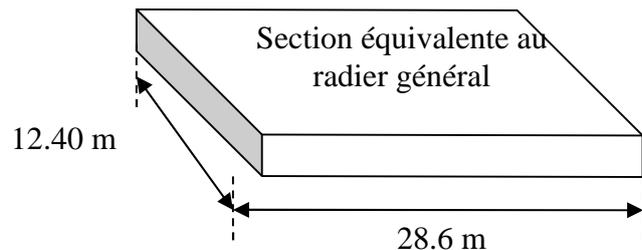
Donc pas de risque de soulèvement.

e. Caractéristiques géométriques du radier:

- Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 14.00 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 6.00 \text{ m}$$



-Moment d'inertie d'un radier :

$$I_{x-x} = \frac{b.h^3}{12} = 5009.15m^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h.b^3}{12} = 18486.00m^4$$

f. Vérification de stabilité :**➤ Vérification de la stabilité de radier :**

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement.

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les Combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

➤ Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) :

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \longrightarrow e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.}$$

L= Lx ; Ly

Sens longitudinal :

$$\Sigma N_{total} = 166.56 \text{ t}$$

$$\Sigma M_x = 150.96 \text{ t}$$

$$\Sigma M_y = 135.09 \text{ t}$$

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N_{tot} (t)	166.560	166.560
M (t.m)	150.963	135.095
e (m)	0,90	0,81
L / 4 (m)	6.9	2.85
Condition	Condition vérifié	Condition vérifier

➤ **Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)**

Sens longitudinal :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}} \times 1,5$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} X_G ; \sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} Y_G$$

$$N = 4499.702t$$

$$M_{x-x} = 151.48t.m$$

$$M_{y-y} = 135.096t.m$$

$$S_{radier} = 353.64m^2$$

$$I_{x-x} = 5009.18 m^4$$

$$I_{y-y} = 18486.00 m^4$$

$$X_G = 14.00 m$$

$$Y_G = 6,00 m$$

	G+Q+E			$\overline{\sigma_{sol}} \times 1,5$ (T/m ²)	Observation
	σ_{max} (T/m ²)	σ_{min} (T/m ²)	σ_{moy} (T/m ²)		
Sens (X-X)	13.14	12.54	12.99	22.5	Condition vérifier
Sens (Y-Y)	12.82	12.68	12.78	22.5	Condition vérifier

g .Ferrailage du radier :

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.
- 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 BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires

μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

➤ **Méthodes de calcul :**

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x / l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
Sur travées	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appuis	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) + (1.35 \times \frac{N_{Ramb} + PP_{rad}}{S_{rad}})$	$q_{ser} = (G + Q) + (\frac{N_{Ramb} + PP_{rad}}{S_{rad}})$
$q_u = \frac{4461.32 + 1.35(1676.82)}{353.64}$	$q_s = \frac{3250.85 + (1676.82)}{353.64}$
$q_u = \mathbf{19.01}$ t/m	$q_s = \mathbf{13.93}$ t/m

Le plus grand panneau est le panneau du 3.30×4.00

a) l'ELU : $v = 0$; $q_u = 19.01$ t/m

$\alpha = 3.3/4 = 0.82 > 0.4 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0,0368$$

$$\mu_y = 1$$

- **donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0368 \times 19.01 \times 3.3^2 = 76182.9 \text{ N/ml.}$$

$$M_y = M_x \rightarrow M_y = 76182.9 \text{ N/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 76182.9 = 64755.51 \text{ N/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \rightarrow M_{ty} = M_{tx} = 64755.51 \text{ N/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \rightarrow 0,3 \times 76182.9 = 22854.87 \text{ N/ml.}$$

➤ Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

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

$$\sigma_b = 14.2MPa \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\varphi_x}{2} = 45 - 5 - 2/2 = 39\text{cm}$$

$$d_y = d_x - \frac{(\varphi_x + \varphi_y)}{2} = 37\text{cm}$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui (KN.m)	En travée (KN.m)	Sur appui (KN.m)	En travée (KN.m)
M (KN.m)	22.36	35.69	22.36	35.69
μ	0.0103	0.0165	0.0115	0.0183
α	0.014	0.014	0.015	0.023
β	0.994	0.991	0.994	0.990
As (cm²/ml)	1.65	2.65	1.74	2.79
As min (cm²/ml)	4.70	4.70	4.47	4,47
Choix des barres	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
As Choix (cm²/ml)	5.65	5.65	5.65	5.65
Espacement (cm)	15	15	15	15

L' ELS: $v = 0.2$; $q_s = 13.93\text{t/m}$

$\alpha = 3.3/4 = 0.82 > 0.4 \rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens

- A partir du tableau:

$\mu_x = 0,0442$; $\sigma_b = 15 \text{ MPa}$

$\mu_y = 1$; $\sigma_s = 201.63 MPa$

- donc les moments sont:

- $M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0442 \times 13.93 \times 3.3^2 = 67050.38 N/ml.$

- $M_y = M_x \rightarrow M_y = 67050.38 N/ml.$

- $M_{tx} = 0.85 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 67050.38 = 56992.82 N/ml.$

- $M_{ty} = 0.85 \times M_y \rightarrow M_{ty} = M_{tx} = 56992.82 N/ml.$

- $M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \rightarrow 0,3 \times 67050.38 = 20115.11 N/ml.$

h. Calcul des armatures:

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui (KN.m)	En travée (KN.m)	Sur appui (KN.m)	En travée (KN.m)
M (KN.m)	30.87	49.03	30.87	49.03
μ	0.0142	0.022	0.016	0.0252
α	0.019	0.028	0.021	0.034
β	0.992	0.988	0.992	0.986
As (cm²/ml)	2.29	3.65	2.41	3.86
As.min (cm²/ml)	4.70	4.70	4.47	4,47
Choix des barres	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
As Choix (cm²/ml)	5.65	5.65	5.65	5.65
Espacement (cm)	15	15	15	15

$\sigma_s = 153.85 MPa \leq \sigma_s = 201,63 MPa$ (Condition vérifié)

$\sigma_b = 4.38 MPa \leq \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ (Condition vérifié)

❖ **Vérification au cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{190.1 \times 3.3 \times 4}{2(4) + 3.3} = 202.06 KN/m$$

$$\tau_u = \frac{202.06 \times 10^3}{1000 \times 390} = 0,518 MPa$$

$$\tau = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min(2,5; 4MPa)$$

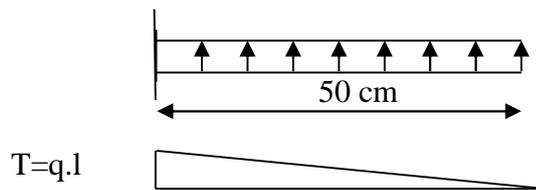
$$\tau_u = 0,518MPa < \tau = 2,5MPa$$

La condition est vérifié n'est pas nécessaire des armatures transversales.

i. Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm. Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur de un mètre.

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	q _u (KN/m)	q _s (KN/m)
100	45	39	50	178.70	131.00



$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{s\min} = \frac{0.23bf_{t28}}{f_e}$$

$$A^{BAEL} = 0,0025 \times b \times h = 11,25 \text{ cm}^2$$

I' ELU :

$$M_u = q_u \times l^2 / 2 = 22.34 \text{ KN.m}$$

Mu (KN.m)	M	α	β (m)	As (cm ²)	As _{min}	ABAEL
22.34	0,010	0,013	0,994	1.66	4,7	11,25

Donc $A_s = \max (A_{BAEL} , A_{ser} , A_{S\min})$.

$$A_s = 11,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on choisit $A=12,24= 8HA14 /\text{ml}$ avec un espacement 14 cm.

Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{12,24}{4} = 3,06 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit $A=3,14=4HA10$ avec un espacement 12 cm.

4. Etude de la nervure:

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$h = 70 \text{ cm}$, $d = 65 \text{ cm}$, $b = 50 \text{ cm}$, $c = 5 \text{ cm}$

a. Calcul les charges revenant à la nervure :

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = 26,335 \text{ t/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_r} = 19,3 \text{ t/m}^2$$

b. Les sollicitations sur les nervures :

Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel de Robot 2011.

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

Sens (x-x) :

✚ L'ELU:

Sens (x-x) :

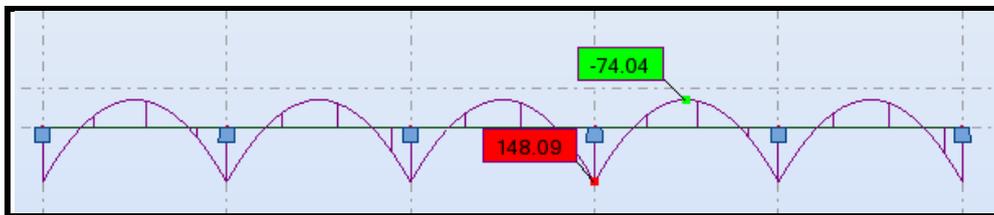


Fig.01. Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U.



Fig.02. Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U.

✚ L'ELS:

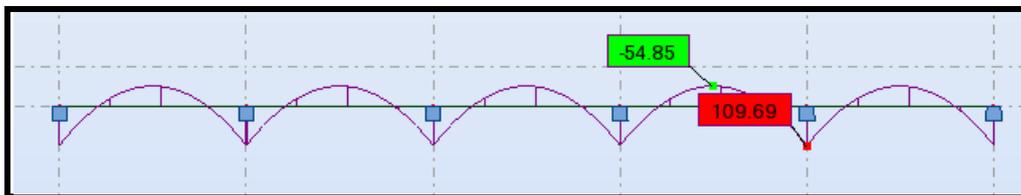


Fig.03. Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S.

✚ L'ELU:

Sens (y-y) :

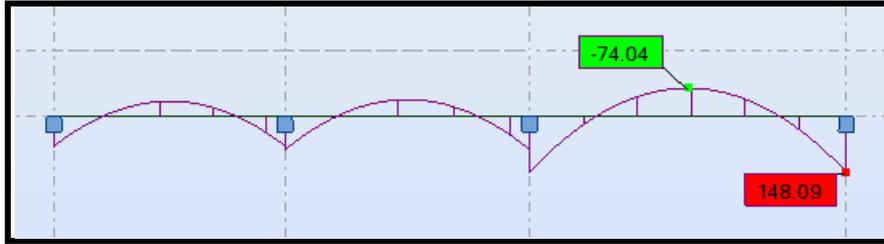


Fig.04. Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U.

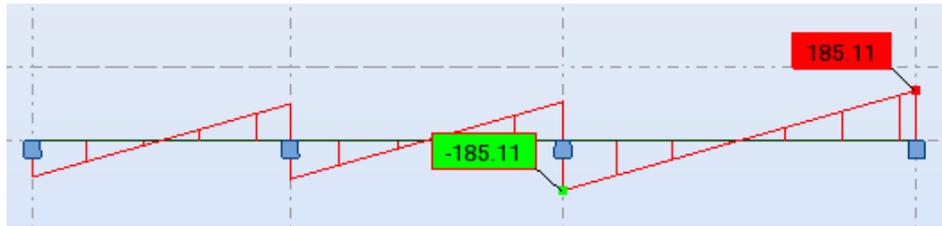


Fig.05. Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U.

✚ L'ELS:

Sens (y-y) :

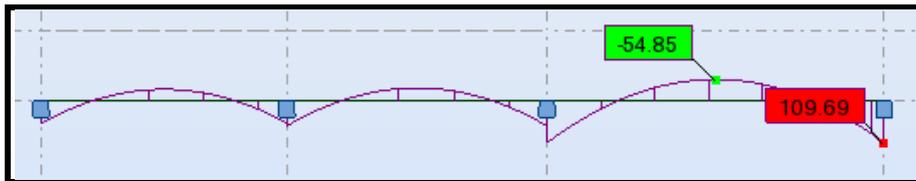


Fig.06. Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S.

c. Calcul du ferrillage :

Sens Y-Y :

- En travée : $M_{u(max)} = 74.04 \text{ KN.m} = 74040 \text{ N.m}$
- En appuis : $M_{app(max)} = 148.09 \text{ KN.m} = 148090 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \beta = 1 - 0.4\alpha$$

- Tableau récapitulatif des résultats :

- Sens (y-y)

-Tableau récapitulatif des résultats (ELU) :

Elément	$M_u(\text{N.m})$	$dt(\text{cm})$	μ	μ_l	α	β	$A_{\text{calc}} (\text{cm}^2)$
Appuis	148090	65	0,062	0.392	0,08	0,968	6.76
Travée	74040	65	0,031	0.392	0,04	0,984	3.33

Tab.1. Calcule la section d'armature – Sens y-y.

Sens X-X :

- En travée : $M_{u(\max)} = 74.04 \text{ KN.m} = 74040 \text{ N.m}$
- En appuis : $M_{app(\max)} = 148.09 \text{ KN.m} = 148090 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \beta = 1 - 0.4\alpha$$

Elément	M _u (N.m)	dt(cm)	μ	μ _l	α	β	A _{calc} (cm ²)
Appuis	148090	65	0,062	0.392	0,08	0,968	6.76
Travée	74040	65	0,031	0.392	0,04	0,984	3.33

Tab.2. Calcule la section d'armature – Sens y-y.

- Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_t}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 40 \times 65 \times \frac{2.1}{400} = 3.14 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 b h \quad ; \quad A'_m \geq 0.001 \times 40 \times 70 = 2.80 \text{ cm}^2$$

- section minimale de RPA :

$$ARPA = 0.5\% b \cdot h = 14 \text{ cm}^2$$

- Tableau récapitulatif des résultats :

Elément	A _u (cm ²)	A'm(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A ^{RPA} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Appuis	6.76	2.80	3.14	14	14	6HA20 = 18.85
Travée	3.33	2.80	3.14	14	14	6HA20 = 18.85

Tab.3. Choix la section d'armature.

E. L. S :

D'après le BAEL83

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

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

	α	$M_u(\text{N.m})$	$M_{ser}(\text{N.m})$	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Appuis	0.08	148090	109690	1.35	25	0.425	vérifié
Travée	0.04	74040	54850	1.35	25	0.425	vérifié

➤ **État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{70}{430} = 0,165 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition.vérifié}$$

$$2) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{6,03}{40 \times 65} = 0,0023 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition.vérifié}$$

➤ **Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

$$- : T_{\max}^u = 185,11 \text{ KN} = 185110 \text{ N}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{185110}{400 \times 650} = 0,71 \text{ MPa}$$

- **La fissuration est préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow (\text{condition vérifier})$$

⇒ Selon BAEL les armatures transversale ne son pas nécessaire, et il faut disposer des cadre des armatures minimale :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_t, \frac{b}{10} \right\}.$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \{ 20; 16 ; 10 \}$$

$$\Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures transversales : RPA 99.**

$$- \text{ dans la zone nodale } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right)$$

$$\Rightarrow S_t \leq (17,50 ; 19,20; 30 \text{ cm})$$

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

$$- \text{ dans la zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} \Rightarrow S'_t \leq 35 \text{ cm}$$

$$S'_t = 15 \text{ cm}$$

- la longueur de la zone nodale :

$$L' = 2h = 140 \text{ cm} .$$

- la quantité des armatures transversales : BAEL 91 (art .A.5.1).

$$A_t \geq 0.4 b_0 \frac{S'}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.4 \times 40 \times \frac{15}{400} = 0.60$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.8 f_e} .$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{40 \times 15 \times (0.71 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.15 \text{ cm}^2$$

- **RPA 99 :**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 15 \times 40 = 1.80 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = \max (A_t^{BAEL}, A_t^{RBA}) \Rightarrow A = 1.80 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = 3\phi 10 = 2.36 \text{ cm}^2 .$$

5. Schéma de ferrailage :

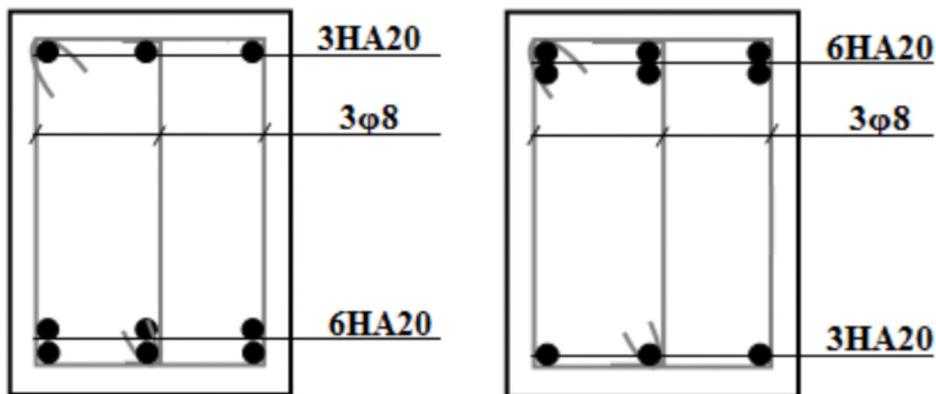


Fig.07. Ferrailage de la nervure.

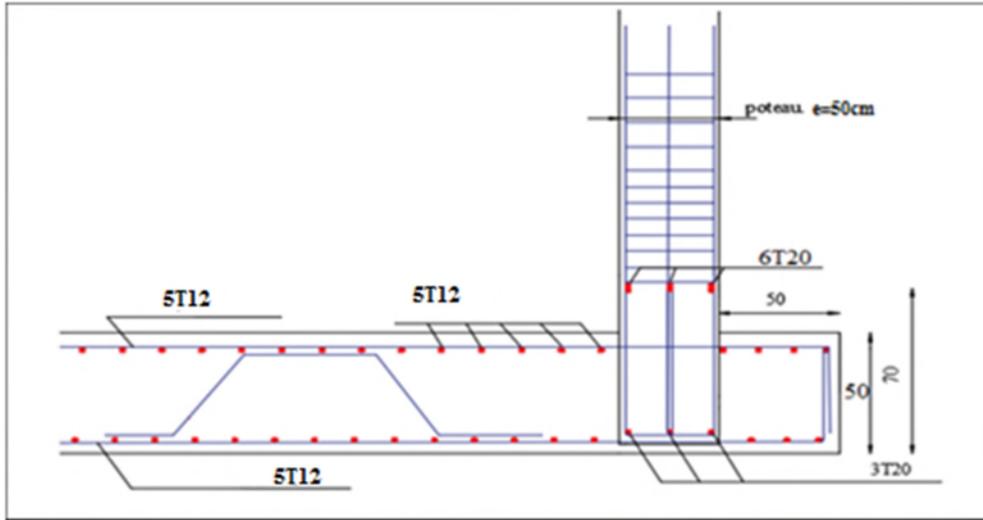


Fig.8. Ferrailage du radier – sous poteau.

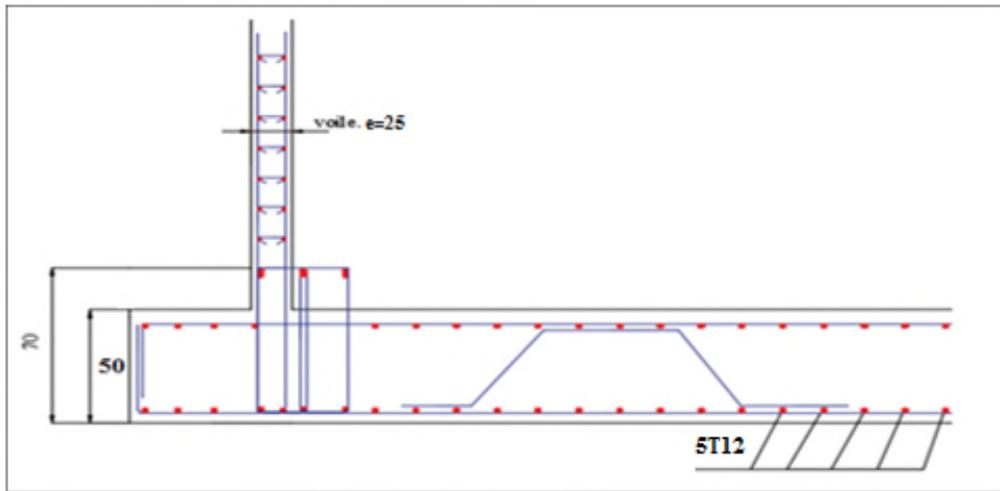


Fig.9. Ferrailage du radier – sous voile.

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Après cette expérience ; notre descente sur site nous a permis de savoir les différentes étapes de construction par le biais du contrôle visuel de près d'une manière continue dans plusieurs chantiers et dans différents étapes de réalisation ainsi que le suivi de différents essais qu'on a effectué dans le laboratoire.

Il convient de signaler que le travail en collaboration entre le spécialiste en génie civil et l'architecte dès le début de projet permet d'assurer une bonne conception parasismique ; afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

Finalement, on indique que le rôle principal d'un spécialiste en génie civil est de réduire le risque sismique pour minimiser les dégâts et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Bibliographie

Règlements :

- A. RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes
- B. BAEL91 : Béton armé aux états limites
- C. CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé
- D. DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation