

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila

Institut des Sciences et de Technologie

Département de Génie Civil et Hydraulique



N° Ref :

Projet de Fin d'Etude préparé en vue de l'obtention du diplôme de

Master

Spécialité : Structure

Etude d'un bâtiment R +4 à usage multiple

Réalisé par :

AYMEN ALI MOUSSA

CHEKIROU AMEUR

Soutenu Devant le jury:

Dr. BRAHIMI Abdelkader

Président

Dr. RABEHI Moustefa

Examineur

Dr. ABADA Rofia

Examinatrice

Dr. TIOUA Tahar

Promoteur

Année universitaire : 2021/2022

Remerciement

On remercie Allah le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de Mr TIOUA., on le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.

Nos remerciements s'adressent à Mr TIOUA. Pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances.

Nous remercions tous les membres pour avoir bien voulu examiner et juger ce travail.

Nos remerciements s'adressent également à tous nos professeurs du département de génie civil pour leurs générosités à la grande patience malgré leurs charges académique et professionnelles

Nous devons un grand merci à tous nos amis, amies et tous ceux qui nous sont chers pour leur soutien moral, et tous ceux qui nous sont chers.

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Dédicace

Je dédie ce travail à celle qui m'a donné à la vie, qui s'est sacrifié pour mon bonheur et ma réussite, à ma chère mère.

A mon père qui m'a été mon ombre durant toutes les années des études, qui a veillé à me donner l'aide, à m'encourager à ta me protéger, que Dieu les gardes et les protèges.

*Au mémoire de mon cher oncle, que Dieu
ait son âme A mes adorables sœurs*

*A mes très chers amis Ahmed, Yahia et
Adem.*

*A mon cher binôme AYMEN qui a contribué à la
réalisation de ce travail.*

*A tous les gens que j'aime, qui ont cru en moi et m'ont
soutenu.*

CHEKIROU AMEUR

Dédicace

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A toutes personnes qui m'ont aidé à poursuivre mes études

A mes très chers frères, CHAMSO, AHMED, et

CHOUAIB mes très chères sœurs NIHAD, WASILA, et

FAYROUZ

A toute ma famille sans exception.

A mon cher binôme AMEUR qui a contribué à la réalisation de ce travail

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

ALI MOUSSA AYMEN

Résumé :

Le contenu de ce projet est l'étude d'un bâtiment (R+4) en béton armé, à usages multiples (Habitation, commerce) situé à la Wilaya de Mila, au Daïra de GRAREM Gouga précisément qui est classé en zone sismique II a selon le règlement parasismique Algérien (RPA99v2003).

Un système de contreventement (voiles porteurs) assure la résistance de la structure aux charges horizontales et verticales.

Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au règlement algérien en vigueur (RPA version 2003) et le document technique CBA93.

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis par le logiciel (ROBOT).

Dernièrement, nous avons étudié l'infrastructure en faisant le calcul des fondations après avoir recueilli les résultats de l'étude géotechnique du site auprès du laboratoire charge de l'étude.

Mots clés : Bâtiment, béton armée, système portique, voiles, la méthode numérique.

Abstract:

The purpose of this project is a study of a bloc (ground for dealing+ 4stories), for multiple use (commerce, habitation), realized in the city of Mila, classified in the Zone II according to the Algerian seismic regulations (RPA99v2003).

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads assured by a (frame Wall) system.

The measurements and the design of reinforcement of all elements were prepared in accordance with regulatory and technical documents CBA93; RPA99 Version 2003; BAEL99.

The seismic analysis has been realized by the numerical method through the analysis. Software « ROBOT ».

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations after taking the results of the geotechnical study of the site from the laboratory responsible for the study.

Key Word: conception, system frame, shear, walls, the numerical method.

ملخص:

الهدف من هذه المذكرة هو دراسة بناية مكونة من طابق أرضي + 4 طوابق متعددة الإستخدامات تقع هذه البناية في ولاية ميله، تحديدا دائرة القرارم فوثة المصنفة في المنطقة الزلزالية الثانية قسم 2أ حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل (v2003 99 RPA) استقرار البناية يعتمد على الأعمدة والعارضات والجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة. تم تحديد الأبعاد وحساب التعزيزات لجميع العناصر المقاومة وفقاً للوائح المعمول بها في الجزائر: (BAEL 99 ; CBA93 ; RPA99 v 2003) أجريت الدراسة الزلزالية باستخدام الطريقة الرقمية المعتمدة على طريقة العناصر المحدودة باستخدام برنامج (ROBOT) البنية التحتية من، قمنا بدراسة الدراسة الجيوتقنية للموقع من المخبر المسؤول عن الدراسة في الأخير بعد أخذ النتائج خلال حساب أساسات الكلمات المفتاحية: البناء، الخرسانة المسلحة، الجدران، الطريقة الرقمية.

Sommaire

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1	Introduction	1
I.2	Description de l'ouvrage	1
I.2.1	Caractéristique géométrique	1
I.3	Règlements utilisés et normes de conception	3
I.4	Les logiciels utilisés dans l'étude de cet ouvrage	3
I.5	Conception de la structure	3
I.6	Notion sur les règles de calcul des structures	4
I.7	Actions.....	5
I.8	Caractéristique des matériaux.....	6

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1	Introduction.....	13
II.2	Pré dimensionnement des poutres	13
II.2.1	Les poutres principales	13
II.2.2	Poutres secondaires	14
II.3	Pré dimensionnement des dalles	14
II.3.1	Dalle en corps creux	14
II.3.2	Pré dimensionnement de la poutrelle	15
II.4	Pré dimensionnement des escaliers.....	16
II.4.1	Définition.....	16
II.4.2	Escalier d'étage courant.....	17
II.4.3	Escalier d'étage RDC	17
II.5.	Pré dimensionnement de l'acrotère	18
II.6	Pré dimensionnement de Poteaux.....	19
II.6.1	Evaluation des charges et surcharges.....	19
II.6.2	Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux.....	22
II.7	Pré dimensionnement des voiles	25

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1.	INTRODUCTION	28
III.2.	L'acrotère	28
III.2.1	Évaluation des charges	28
III.2.2	Détermination de l'effort due au séisme.....	29
III.2.3	Calcul des sollicitations	29
III.2.4	Moments est efforts normaux	29

III.2.5	Ferraillages.....	29
III.3	Calcul des balcons	31
III.3.1	Dimensionnement du balcon	32
III.3.2	Evaluation des charges de balcon	32
III.3.3	Calcul de ferraillage	33
III.3.4	Les armatures de répartition.....	33
III.4	La poutre palière.....	36
III.5	Calcul des escaliers	44
III.6	Etude des planchers	53
III.7	Dalle de compression.....	68

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1	Introduction	69
IV.2	Objectif de l'étude dynamique	69
IV.3	Présentation du logiciel ROBOT	69
IV.4	Choix de la méthode de calcul	70
IV.5	Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003	71
IV.6	Modélisation	72
IV.6.1.	La structure sans voiles	73
IV.6.2.	La structure avec les voiles	75
IV.7	Calcul de la force sismique totale	86
IV.7.1	Coefficient d'Accélération de Zone	86
IV.7.2	Facteur d'amplification dynamique moyen.....	87
IV.7.3	Calcul facteur d'Amplification D	90
IV.7.4	Coefficient de Comportement Global de la Structure	90
IV.7.5	Facteur de qualité.....	91
IV.7.6	Poids totale de la structure.....	92
IV.7.7	Vérification de l'effort tranchant à la base	92
IV.8	Vérification des déplacements latéraux inter étages	94
IV.9	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	94
IV.10	Vérification au renversement	95

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEUS

V.1	Introduction	98
V.3	Ferraillage des poteaux	98
V.3.1	Méthode de ferraillage	98
V.4	Ferraillage des poutres	114
V.4.1	Ferraillage des poutres principales	115

V.4.2	Ferraillage des poutres secondaire.....	120
V.5	Ferraillage des voiles.....	124

CHAPITRE VI : ETUDES DES FONDATIONS

VI.1	Introduction	134
VI.2	Stabilité des fondations	134
VI.3	Choix du type de fondation	134
VI.4	Calcul des surfaces des semelles isolées	135
VI.4.1	Calcul de ferraillage.....	138
VI.5	Les semelles filantes (sous voile)	138
VI.5.1	Ferraillage des semelles filantes.....	141

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1: Analyse du diagramme de déformation d'une section	12
Tableau II.1. Les charges permanentes de plancher terrasse	20
Tableau II.2 : évaluations des charges de plancher étage courant.....	20
Tableau II.3: Les Charges permanentes Mur extérieur	20
Tableau II.4 : Les Charges permanentes Mur intérieur.....	21
Tableau II.5 : Les Charges permanentes Palier	21
Tableau II.6 : Les Charges permanentes Paillasse	21
Tableau II.7 : charge et surcharges revenant aux poteaux	22
Tableau III.1 : Les Combinaison des charges d'escaliers	44
Tableau III .2: Coupe 1—1 des Escaliers.....	46
Tableau III.3: Coupe 2—2 des Escaliers.....	46
Tableau III.4 : Ferrailage En appui D'escaliers	49
Tableau III.5: Les valeurs des moments en travée et sur appuis à l'ELU	58
Tableau III.6: Les valeurs de l'effort tranchant sur appuis à l'ELU	59
Tableau III.7 : Les valeurs des moments en travée et sur appuis à l'ELS	60
Tableau III.8 : Les valeurs de l'effort tranchant sur appuis à l'ELS.....	60
Tableau III.9 : Récapitulatif des résultats.	61
Tableau. IV.1 : les périodes et les factures de participation massique modale....	73
Tableau IV.2: les périodes et les factures de participation massique modale	75
Tableau IV.3 : les périodes et les factures de participation massique modale.....	78
Tableau IV.4: Centre de gravité est centre de rigidité.....	80
Tableau IV.5: la distribution des efforts tranchant et normaux sur les voiles.....	81
Tableau IV.6: la distribution des efforts tranchant et normaux sur les poteaux ...	81
Tableau IV.7: les périodes et les factures de participation massique modale.....	83
Tableau IV.8 Centre de gravité est centre de rigidité	85
Tableau IV.9 : : Coefficient d'Accélération de Zone A.....	86
Tableau IV.10 : Valeurs de ξ (%).	87
Tableau. IV.11 : Valeurs du coefficient C_T	89

Tableau IV.12 : valeurs du coefficient de comportement R.....	90
Tableau IV.13 : Valeurs des pénalités P_q	91
Tableau IV.14 : Valeurs du coefficient de pondération β	92
Tableau IV.15 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	93
Tableau IV.16 : Vérification des déplacements inter étages du bloc	94
Tableau IV.17 : Vérification de l'effet P- Δ au sens x-x	95
Tableau IV.18 : Vérification de l'effet P- Δ au sens Y-Y	95
Tableau IV.19 : Valeurs des moments de renversement et moment stabilisant selon x.-x.....	97
Tableau IV. 20 : Valeurs des moments de renversement et moment stabilisant selon y-y	97
Tableau V.1 : Vérification des nouveaux poteaux sous les sollicitations normales.....	98
Tableau V.2 : Les Sollicitations des poteaux (40x40) trouvées par le ROBOT .	102
Tableau V.3 : Les résultats de calcul du ferrailage longitudinal des poteaux (40x40) .	106
Tableau V.4 : Les résultats de calcul du ferrailage transversal des poteaux(40x40) ...	108
Tableau V.5 :Les Sollicitations des poteaux (35x35) trouvées par le ROBOT	109
Tableau V.6 : Les résultats de calcul du ferrailage longitudinal des poteaux (35x35) .	109
Tableau V.7 : Les résultats de calcul du ferrailage transversal des poteaux(35x35) ...	111
Tableau V.8 : Les Résultats de ferrailage en travée des poutres principales à ELS	118
Tableau V.9 : Les Résultats du ferrailage en appui des poutres principales à ELS	119
Tableau V.10 : Vérification des contraintes à ELS	119
Tableau V.11 : La vérification de la flèche	119
Tableau V.12 : Les Résultats de ferrailage en travée des poutres principales à ELS ...	123
Tableau V.13 : Les Résultats du ferrailage en appui des poutres principales à ELS	123
Tableau V.14 : Vérification des contraintes à ELS	123
Tableau V.15 : La vérification de la flèche	124
Tableau V.16 : Sollicitations des voiles dans les deux sens	127
Tableau V.17 : les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.....	133
Tableau VI.1 : Les combinaisons.....	137

Tableau VI.2 : Vérification de la condition de résistance	137
Tableau VI.3 : Les conditions de la méthode des bielles.....	137
Tableau VI.4 : Dimensions des semelles filantes.....	139
Tableau VI.5 : Vérification des semelles filantes au poinçonnement	140
Tableau. VI.6 : Vérification des semelles filantes à l'ELS.....	140
Tableau. VI.7 : Vérification des semelles filantes à l'ELU	141
Tableau VI.8 : Vérification des semelles filantes sous $G + Q \pm E$	141

LISTE DES FIGURES

9

Figure I.1 : Vue En Plan Etage Courant et RDC	02
Figure I.2 : Vue En Plan Terrasse inaccessible.....	02
Figure I.3 : Diagramme de contrainte de déformation L'ELU.....	08
Figure I.4 : Diagramme de contrainte de déformation à l'ELS.....	08
Figure I .5: Diagramme contraintes- déformations de calcul.....	10
Figure I .6: Diagramme des déformations limite de la section d'acier	11
Figure II.1 : Les Caractéristiques géométriques De Poutrelle	16
Figure II.2 : Les principes composant d'escaliers	16
Figure II.3 : Les Caractéristiques Géométriques D'acrotère	19
Figure II.4 : schéma de Plancher terrasse inaccessible.....	19
Figure II.5 : Schéma d'un plancher d'étage courant.....	20
Figure II.6 : Poteau central	22
Figure II.7 : Coupe du voile en élévation	26
Figure II.8 : Coupes de voiles en plan	26
Figure III.1 : Les caractéristiques géométriques d'acrotère	29
Figure. III.2. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	31
Figure III.3. Schéma statique de balcon	32
Figure III.4. Coupe 1-1 de balcon.....	33
Figure III.5 : Schéma de ferrailage de balcon	36
Figure III.6. Schéma de poutre palière	36
Figure III.7 : Schéma statique de la poutre.....	37
Figure III.8 : La section de torsion	41
Figure III .9: Schéma de ferrailage de la poutre palier.....	43
Figure III.10 : Les comptants des escaliers	44
Figure III.11 : Schéma statique des escaliers	45
Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchants et moment fléchissant	47
Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchants et moment fléchissant	47
Figure III.14 : Les dimensions de ferrailage pour 1 bande.....	48
Figure. III.15. Schéma de ferrailage des escaliers.....	53
Figure III.16. Dimensionnement des poutrelles	54
Figure III.17. Diagramme les moments en travée et sur appuis à l'ELU	58
Figure III.18 : Diagramme des efforts tranchants a ELU.....	59
Figure III.19. Diagramme les moments en travée et sur appuis à l'ELS.....	60

Figure III.20 : Diagramme des efforts tranchants a ELS.....	61
Figure III.21 : Coffrage de la poutrelle	61
Figure III 22 : Ferrailages des poutrelles.....	67
Figure III 23 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression	68
Figure IV.1 : Modèle en 3D.....	72
Figure IV.2 : vue de la structure avec voile	80
Figure IV.3 : Classification du système de contreventements selon RPA.....	87
Figure IV.4. Histogramme de distribution d'efforts normaux	82
Figure. IV .5. Choix de méthode de calcul de période T selon le cas.....	88
Figure IV.6 : distribution des forces sismiques et efforts tranchants sur la construction.	96
Figure V.1 : vu en 3D d'une section de poteau avec différentes sollicitations.....	99
Figure V.2 : Zone nodale	100
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux (40×40) cm.....	108
Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poteaux (35×35) cm.....	111
Figure V.5 : Schéma de ferrailage de La poutre principal	120
Figure V.6 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.....	124
Figure V.7 : la disposition des voiles en 3D	127
Figure V.8 : Section entièrement comprimée	128
Figure V.9 : Section entièrement tendue.....	129
Figure V.10 : Section partiellement comprimée	129
Figure V.11 : Schéma des contraintes.....	132
Figure V.12 : Schéma de ferrailage de voile V1y	133
Figure VI.1 : les dimensions des semelles	135
Figure VI.2 : Schéma de ferrailage semelles isolées	138
Figure VI.3 : Vue en plan d'une semelle filante.....	139
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage semelles filante.....	142

LISTE DES NOTATIONS ET ABREVIATIONS

- ❖ As : Section d'armatures tendues.
- ❖ As' : Section d'armatures comprimées.
- ❖ At : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.
- ❖ Ar : Section d'armature de répartition.
- ❖ Φ : Diamètre des armatures.
- ❖ B ou A: Aire d'une section de béton.
- ❖ Br : Section réduite du béton.
- ❖ E : module d'élasticité longitudinal, actions accidentelles.
- ❖ Es : Module de Young de l'acier.
- ❖ Eij : Module de Young instantané à l'âge de j jours.
- ❖ Evj : Module de Young diffère à l'âge de j jours.
- ❖ F : Force ou action en généra.
- ❖ P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
- ❖ q : chargement.
- ❖ I : Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS).
- ❖ M : Moment en général.
- ❖ Mu : Moment fléchissant de calcul ultime.
- ❖ M0 : Moment isostatique.
- ❖ Mser : Moment fléchissant de calcul de service.
- ❖ Nu : Effort normal de calcul ultime.
- ❖ Nser : Effort normal de calcul service.
- ❖ Vu ; Tu : Effort tranchant de calcul ultime.
- ❖ fe : Limite d'élasticité de l'acier.
- ❖ fcj : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours.
- ❖ ftj : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours.
- ❖ j : Nombre de jours de maturité du béton.
- ❖ fc28 et ft28 : grandeurs précédemment calculé a' 28 jours.
- ❖ St : Espacement des armatures transversales.
- ❖ γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier.
- ❖ γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
- ❖ L : Portée d'une poutre ou d'une dalle.
- ❖ Lf : Longueur de flambement. ν : Coefficient de poisson.
- ❖ σ_{bc} : Contrainte maximale du béton comprime.
- ❖ σ_s : Contrainte dans les aciers.
- ❖ $\bar{\sigma}$: Contrainte admissible.
- ❖ : Contrainte tangente conventionnelle.
- ❖ ru Contrainte tangente admissible.

- ❖ η : Coefficient de fissuration relative a une armature.
- ❖ ρ : rapport de deux dimensions.

- ❖ G : charge permanente.
- ❖ Q : surcharge d'exploitation.
- ❖ h_t : Épaisseur du plancher.
- ❖ h_c : La hauteur des poutrelles.
- ❖ h_0 : Épaisseur de la dalle de compression.
- ❖ h_e : Hauteur d'étage.
- ❖ h_r : Hauteur du radier.
- ❖ L_c : La longueur du corps creux.
- ❖ e : excentricité d'un résultante ou d'un effort par apport au centre de gravité de la section, épaisseur d'une dalle.
- ❖ Z : Coordonnée, bras de levier.
- ❖ y : Coordonnée, Profondeur de l'axe neutre.
- ❖ a : Largeur d'un poteau ou épaisseur d'un voile.
- ❖ b : Largeur d'une poutre, d'un poteau.
- ❖ b_0 : Largeur de l'âme d'une poutre (largeur de la nervure).
- ❖ d : Position des armatures tendues.
- ❖ d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature inf).
- ❖ ϵ_{bc} : Déformations du béton comprime.
- ❖ ϵ_s : Déformations des armatures.
- ❖ α : Angle en général, coefficient.
- ❖ θ : Coefficient sans dimension.
- ❖ λ : Elancement.
- ❖ Δf_t : La flèche totale.
- ❖ $\bar{f}$: La flèche admissible.
- ❖ l' : longueur fictive.
- ❖ μ_l : Moment réduit limite.
- ❖ μ : Moment ultime réduit.
- ❖ ELS : Etat limite de service.
- ❖ ELU : Etat limite ultime.
- ❖ CV : condition vérifié

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 modifié 99, RPA99V2003, CBA 93) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2 Description de l'ouvrage :

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste à un bâtiment à usage commerciale et d'habitation, implanté à MILA (GRAREM GOUGA), Qui est une Zone de moyenne sismicité (zone II) d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003). Cet ouvrage compose de :

- ❖ Un Rez-de-chaussée à usage commercial
- ❖ 04 Niveaux à usage d'habitation
- ❖ Une terrasse inaccessible

I.2.1- Caractéristique géométrique :

Les dimensions de bâtiment sont :

En élévation :

- ❖ Hauteur de bloc : $H = 15.98$ m (sans l'acrotère).
- ❖ Hauteur de l'étage courant : $H_e = 3.06$ m
- ❖ Hauteur de rez-de-chaussée : $h_{RDC} = 3.74$ m
- ❖ Hauteur de l'acrotère : $h_a = 0.60$ m

En plan :

- ❖ Longueur de bâtiment : $L = 23.40$ m
- ❖ Largeur de bâtiment : $L = 08.90$ m

I.3 Règlements utilisés et normes de conception :

L'étude de bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants :

- ❖ Règlement Parasismique Algérien « RPA99/Version 2003 ».
- ❖ Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé « BAEL91/modifié99 ».
- ❖ Document Technique Réglementaire « DTR-B.C.2.2 » : charges permanent et charges d'exploitation.

I.4 Les logiciel utilise dans l'étude de cet ouvrage :

- ❖ ROBOT Pour la modélisation de la structure.
- ❖ SOCOTEC : Pour le calcul et la vérification de ferrailage.
- ❖ AUTOCAD 2016 : Pour les dessins des plans.

I.5 Conception de la structure :**a) Plancher :**

Nous avons utilisé un seul type de plancher ; plancher corps creux et un dalle de compression (16+4) cm, pour tous les niveaux avec un plancher terrasse d'une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.

b) Contreventement :

Notre ouvrage rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003). Et puisqu'il répond aux conditions de l'article 1-b du RPA99/version 2003, et qu'il dépasse deux niveaux (8m), le contreventement sera assuré par un contreventement mixte portique- voile.

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à :

- ❖ La résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent.
- ❖ Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- ❖ Minimiser les effets de torsion.

En utilisant pour cela :

- ❖ Des voiles intérieurs et dans les deux sens longitudinal et transversal (voiles avec ouverture et voiles plain).
- ❖ Des portiques constituent par des poteaux et des poutres.

c) Escaliers :

Sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticale des personnes entre les étages. Ils sont construits en B.A. (volée ; palier ; volée).

d) L'acrotère :

Elément coulé sur place encastré dans le plancher terrasse ayant pour rôle la protection de la ligne de conjoncture entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, il joue le rôle de garde-

e) Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm (pour assurer la sécurité d'incendie et l'étanchéité de la pluie et de la neige).

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur (pour la séparation entre les chambres).

f) Revêtement :

- ❖ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ❖ Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cages d'escalier.
- ❖ Enduit en plâtre pour les cloisons et les plafonds.

g) Fondation :

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels. Le système de fondation doit être homogène.

Le choix de type de fondation dépend essentiellement de deux facteurs qui sont :

- ❖ La nature du sol d'implantation.
- ❖ L'importance de l'ouvrage.

h) Type de coffrage utilisé :

Les éléments structuraux « Poteaux, Poutres et les Voiles » sont réalisés par le coffrage métallique ou coffrage en bois.

Pour les planchers corps creux et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.

I.6 Notion sur les règles de calcul des structures**✓ État limite**

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'une de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées. Théorie des états limites considère 2 états limites :

a) Les états limite ultime (ELU)

Correspondant à la limite :

- Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement).
- Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Soit de la stabilité de forme (non flambement).

b) L'état limite de service (ELS)

Définissant les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

- Etat limite de compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite d'ouverture des fissures (pas de flèche excessive).
- Etat limite de déformation (durabilité et sécurité des ouvrages).

I.7 Actions

Les actions sont l'ensemble des charges (force, couple, etc. permanent, climatique et d'exploitation) appliqué à la structure.

Les actions sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition :

a) Actions permanent (G)

Elles sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant tout la durée de la vie d'ouvrage et comportant :

- Le poids propre de la section.
- Le poids des équipements fixes.
- Le poids de poussées de terre.

b) Actions variables (Qi)

Ce sont des actions dont l'intensité est plus ou moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes on distingue :

- Les charges d'exploitation.
- Les charges climatiques (neige).
- Les charges mobiles.
- Les actions dues à la température.

c) Actions accidentelles (Fa)

Comme (séisme, action du feu, chocs des véhicules routiers, effet d'exploitation...).

I.8 Caractéristique des matériaux

a) Le béton :

Définition :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, ...) avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde dans le domaine de la construction.

Le principe est de créer un béton compact à partir d'un squelette granulaire et d'un dosage en ciment et en eau au minimum compatible avec la résistance et l'ouvrabilité.

Les matériaux constituant le béton doivent satisfaire à certaines exigences pour donner un béton de bonne qualité.

b. Compositions :

Le dosage est en fonction des composants et de la résistance caractéristique souhaitée.

Pour obtenir une résistance à 28 jours de 25MPa, on utilisera pour 1m³ de béton :

- Ciment Portland artificiel (CPA) : 350kg.
- Sable : 400 l (dimension : $\emptyset \leq 5\text{mm}$).
- Gravier : 800 l (diamètre : $5 \leq \emptyset \leq 20\text{mm}$).
- Eau : 175 litres.

❖ Résistance caractéristique du béton à la compression :

Elle sera prise à 28 jours de temps de durcissement du béton notée f_{c28} , dans notre projet on prend $f_{c28}=25 \text{ MPA}$ pour $j \leq 28$. La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ Pour } f_{cj} \leq 40 \text{MPa.}$$

(BAEL91, art A.2.1, 11)

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95} f_{c28} \text{ Pour } f_{cj} > 40 \text{MPa.}$$

La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$.

❖ La résistance à la traction

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatique non armé
- Fendage diamétrale d'une éprouvette cylindrique (essai brésilien).

La résistance à la traction du béton à j jour notée f_{tj} est définie par la relation

$$F_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ avec } f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa}$$

$$F_{cj} = 25 \text{ mpa} \Rightarrow F_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa}$$

❖ Déformation longitudinale du béton

• Déformations instantanées

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures on admet adéfaut de mesures qu'à l'âge de « j » jour le module de déformation longitudinale instantanée du béton « E_{ij} » est égale $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$

Dans notre projet on a :

$$F_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

• Déformations différées

Les Déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage, Le module de déformation longitudinale différée E_{vj} est donné par :

$$E_{vj} = E_{ij} / 3 = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Dans notre projet on a :

$$F_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow E_{vj} = 10818.9 \text{ Mpa}$$

❖ Coefficient de poisson :

Coefficient de poisson ν est le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale (BAEL91, art A1.1.3) :

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Il est pris égal :

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

$\nu = 0.2$ (ELS) pour le calcul des déformations

❖ Les Contraintes Limites de calcul :

• Etat limite ultime « E.L.U » :

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \dots \begin{cases} \theta \dots \begin{cases} 1 \dots \text{si la durée est supérieure à 24 h} \\ 0.9 \dots \text{si la durée est comprise entre 1 h et 24 h} \\ 0.85 \dots \text{si la durée est inférieure à 1 h} \end{cases} \\ \gamma_b \dots \begin{cases} 1.5 \dots \text{combinaisons fondamentales} \\ 1.15 \dots \text{combinaisons Accidentelle} \end{cases} \end{cases}$$

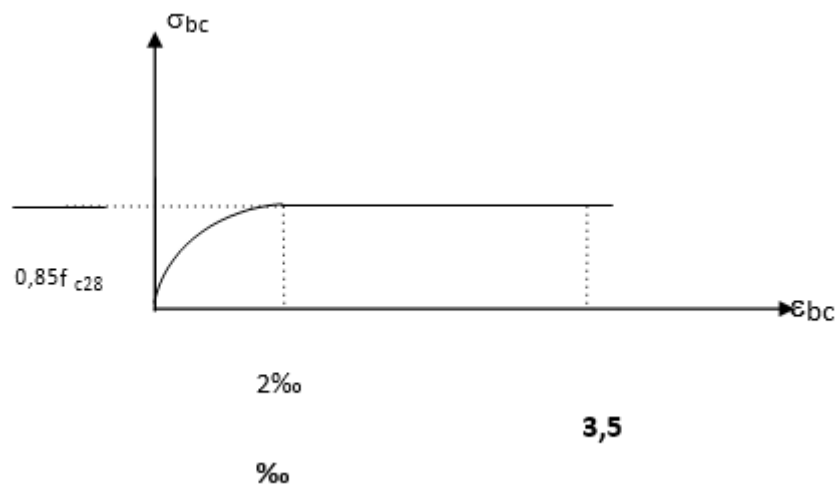


Figure I.3 : Diagramme de contrainte de déformation L'ELU

➤ A L'ELS :

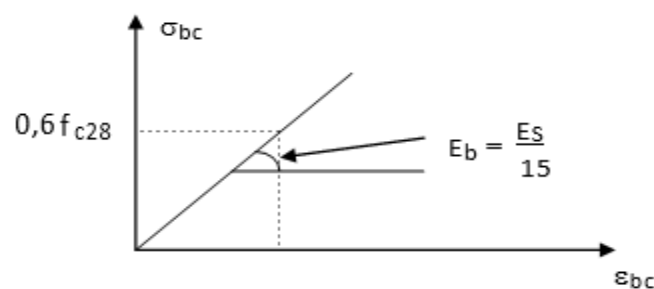


Figure I.4 : Diagramme de contrainte de déformation à l'ELS

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj}$$

La valeur de la contrainte normale de compression du béton est :

Dans notre projet on a :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

- **Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement à L'ELS est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} [\text{MPa}]$$

V_u = Effort tranchant à L'ELU dans la section.

b = Largeur de la section cisailée.

d = Hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

La contrainte limite de cisaillement est limitée par $\tau < \bar{\tau}$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2f_{cj}; 5 \text{ MPA}) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15f_{cj}; 4 \text{ MPA}) \rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable}$$

Dans notre cas et pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

$$\tau_u^- = 3.33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u^- = 2.5 \rightarrow \text{fissuration très préjudiciable}$$

b) L'acier

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la Compression dans le cas d'élancements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui attend des déformations très Importantes avant rupture.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

Ronds lisses (R.L) : FeE240

Barres à haute adhérences (HA) : FeE400

Treillis soudés (TS) : TLE52 $\square = 6 \text{ mm}$ pour les dalles.

- **Les limites élastiques :**

Les ronds lisses (R.L) : $F_e = 235 \text{ MPA}$

Barres à haute adhérence (HA) : $F_e = 400 \text{ MPA}$.

Treillis soudés (TS) : $F_e = 520 \text{ MPA}$.

❖ Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa}$$

❖ Contraintes limite d'élasticité de l'acier

Contrainte limite ultime à l'ELU

La contrainte limite ultime notée f_{su} avec $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

f_e : Limite d'élasticité garantie.

γ_s : Coefficient de sécurité avec : $\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour les situations durables.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

Pour un acier à haute adhérence ayant $f_e = 400 \text{ MPa}$:

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \begin{cases} 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{situations durables.} \\ 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{situations accidentelles} \end{cases}$$

$$S_u = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \begin{cases} 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{situations durables.} \\ 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{situations accidentelles} \end{cases}$$

Diagramme contraintes- déformations

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

• Contrainte limite de service à l'ELS

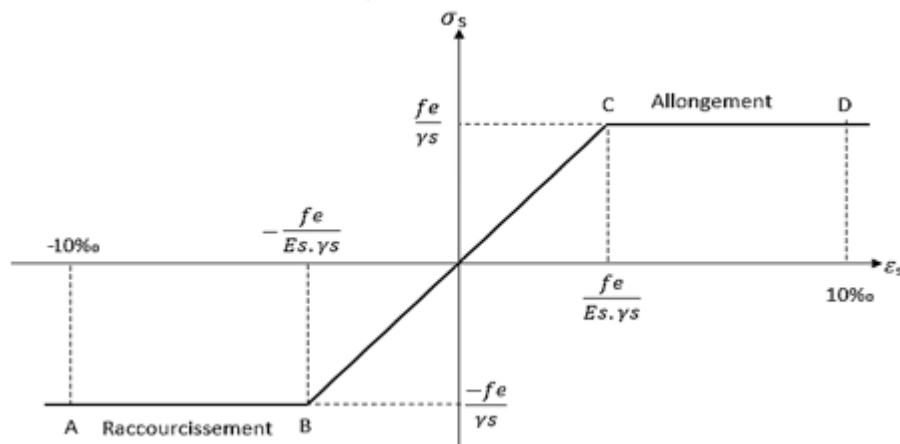


Figure I.5 : Diagramme contraintes- déformations de calcul

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}}\right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{n \cdot f_{tj}}\right)$.

Avec :

η : coefficient de fissuration ayant pour valeur :

$$\begin{cases} \eta = 1.3: \text{coefficient de fissuration (HA) de } \varnothing < 6 \text{ mm} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les aciers à hautes adhérences de } \varnothing \geq 6 \text{ mm} \\ \eta = 1 \text{ pour les aciers ronds lisses} \end{cases}$$

❖ **Coefficient d'équivalence :**

Le coefficient d'équivalence noté « η » est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

η : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton

❖ **Diagramme des déformations de la section :**

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

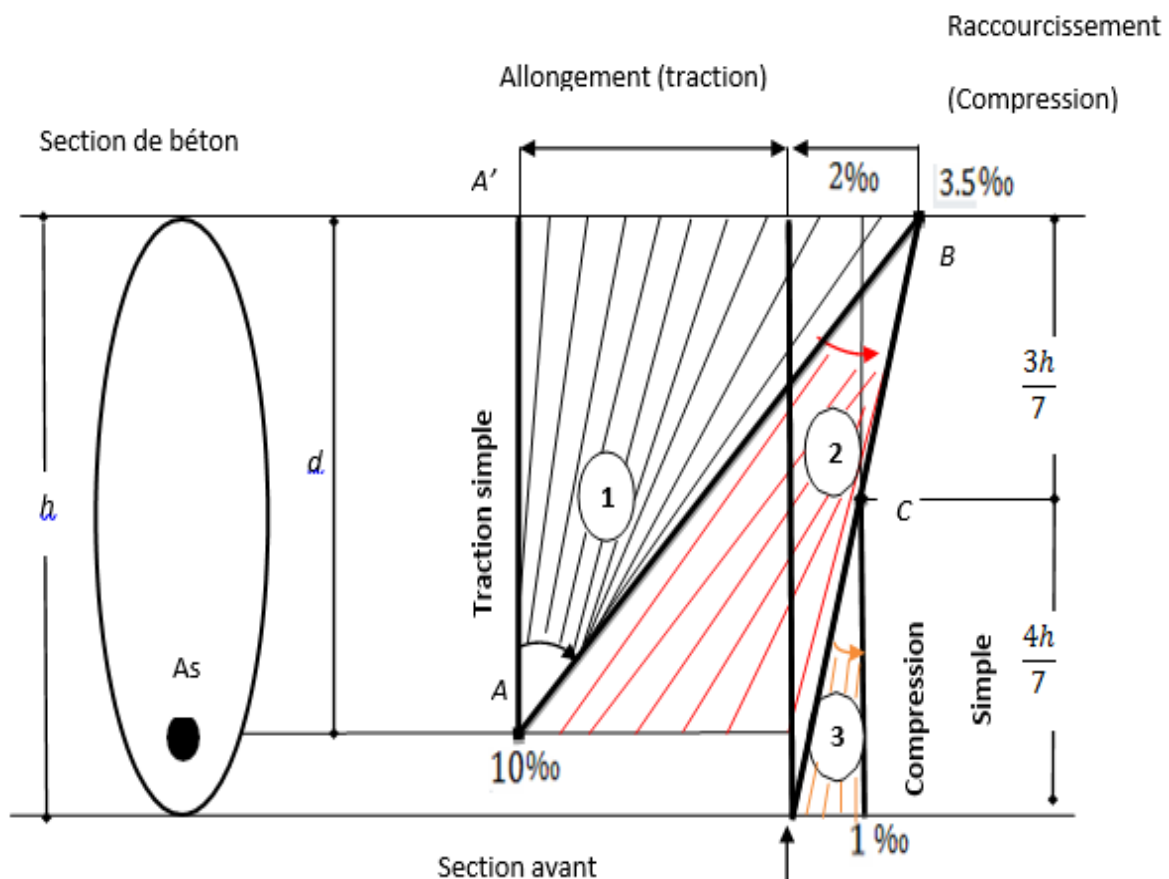


Figure I.6 : Diagramme des déformations limite de la section d'acier

Tableau I. 1 : Analyse du diagramme de déformation d'une section

Pivot A	Pivot B	Pivot C
Domaine 1	Domaine 2	Domaine 3
Allongement de l'acier s :	Raccourcissement du béton comprimé $\epsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$	Raccourcissement du béton comprimé pour
Traction simple : • Limite AA' • Béton entièrement tendu • Flexion simple ou composée • Acier tendu $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$ béton partiellement comprimé $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰}$	Flexion simple ou composée : • acier tendu béton partiellement comprimé	Compression simple : Si la droite de déformation est parallèle à la droite représentative de la section avant déformation, sinon flexion composée

❖ Combinaisons d'action

Pour les planchers

Elles sont soumises uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitations

Pour cela les combinaisons considérées sont :

A l'E.L.U : $1,35 G + 1,5 Q$

A l'E.L.S : $G + Q$

Dans le cas des actions sismiques les combinaisons à fournir une meilleure résistance sont :

D'après RPA99 V. 2003 : on a :

Pour les poutres : $- G + Q \pm E$ - $1,35 G + 1,5 Q$

$- 0,8 G \pm E$ - $G + Q$

E : Effort sismique.

Pour les poteaux :

$$-G + Q \pm 1.2 E$$

$$-0.8G \pm E$$

Pour les voiles :

$$-G + Q \pm E$$

$$-0.8G \pm E$$

CHAPITRE II

Predimensionnement des éléments structuraux

II.1 Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99 V 2003**, **BAEL91** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2 Pré dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments structuraux horizontaux en béton armé dont deux dimensions sont très petits par rapport à la troisième dimension donc c'est un élément bidimensionnelle. Elles transmettent les charges aux poteaux ou aux murs sur lesquels elle s'appuie.

Le pré dimensionnement doit respecter la condition de la flèche. Selon le BAEL

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0.3h \leq b \leq 0.6h$$

❖ **h** : hauteur de la poutre.

❖ **b** : largeur de la poutre.

❖ **L** : est la grande portée de la poutre, mesurée entre axes des appuis.

II.2.1 Les poutres principales :

La longueur de plus grande portée est égale à $L = 3.90\text{m}$

La hauteur de la poutre

$$\frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \text{ donc } 26 \leq h \leq 39 \text{ on adopte } h = 40$$

La largeur de la poutre :

$$12 \leq b \leq 24 \text{ cm On adopte } b=30\text{cm}$$

Donc notre poutre a la section suivante : **(b x h) = (30 x 40) cm²**.

❖ Vérification des dimensions de la section de la poutre vis-à-vis les règles RPA99v2003 :

Suivant l'article 7.5.1 des règles RPA99 v2003, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\text{❖ } b \geq 20 \text{ } b = 30 \geq 20 \rightarrow \text{vérifié}$$

$$\text{❖ } h \geq 20 \text{ } h = 40 \geq 30 \rightarrow \text{vérifié}$$

$$\text{❖ } h/b \leq 41.33 \leq 4 \rightarrow \text{vérifié}$$

Donc la section adoptée s'accorde vis-à-vis les conditions imposées par les RPA.

II.2.2 Poutres secondaires :

La longueur de plus grande portée est égale à $L = 3.20\text{m}$. La hauteur de la poutre :

$$21.33 \leq h \leq 32 \quad \text{on adopte } h = 30\text{cm}$$

La largeur de la poutre :

$$9 \leq b \leq 18\text{cm} \quad \text{On adopte } b=30\text{cm}$$

Donc notre poutre a la section suivante : **$(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$** .

❖ Vérification des dimensions de la section de la poutre vis-à-vis les règles RPA99v2003 :

Suivant l'article 7.5.1 des règles RPA99 v2003, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\text{❖ } b \geq 20 \quad b = 30 \geq 20 \rightarrow \text{vérifié}$$

$$\text{❖ } h \geq 20 \quad h = 30 \geq 30 \rightarrow \text{vérifié}$$

$$\text{❖ } h/b \leq 4 \quad 1 \leq 4 \rightarrow \text{vérifié}$$

Donc la section adoptée s'accorde vis-à-vis les conditions imposées par les RPA.

II.3 Pré dimensionnement des dalles :

Les dalles déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux. Leur épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations et par conséquent déterminée selon les conditions ci-dessous :

II.3.1 Dalle en corps creux :

On détermine l'épaisseur du plancher par la condition de flèche suivante : $e \geq L_x / 22.5$

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

$$\text{On a } L_x = 3.20 \text{ m}$$

$e \geq 3.20 / 22.5 \Rightarrow e = 14.22 \text{ cm}$. Donc on optera une épaisseur $e = 20\text{cm}$, (dalle en corps creux (16+4) cm), cette épaisseur vérifie les conditions ci-dessous :

❖ Résistance au feu :

Selon le niveau de sécurité à l'incendie recherché, l'épaisseur de la dalle donnée par les valeurs suivantes :

- ❖ $e = 7 \text{ cm}$,
- ❖ $e = 11 \text{ cm}$,
- ❖ $e = 17.5 \text{ cm}$,
- ❖ Pour **une** heure de coup feu,
- ❖ Pour **deux** heures de coup feu,
- ❖ Pour **quatre** heures de coup feu. C. V

❖ Isolation acoustique :

La loi de masse exige pour un bon confort acoustique une épaisseur telle que : ϕ : masse volumique de béton.

On la loi suivante $\phi \times e \geq m$ avec e : épaisseur de la dalle. M : masse surfacique = 350 kg/m².

$e > 350/2500 = 0.14 \text{ m} = 14 \text{ cm}$ Condition vérifiée

Aussi, selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.C.V.

II.3.2 Pré dimensionnement de la poutrelle :

Selon les règles BAEL : $0,3 h_t < b_0 < 0,8 h_t$
 e : épaisseur totale de la dalle.

Donc $6\text{cm} \leq b_0 \leq 16\text{cm}$. Pour des raisons constructives on prend $b_0 = 10\text{cm}$.

Le corps creux commercialisé à une hauteur de 16cm et une longueur de 55 cm.

❖ Détermination la largeur de la table de compression :

Cette largeur définit la dimension de la zone de compression.

Avec : $b = 2b_1 + b_0$

Selon le BAEL 91 :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq (L_0 / 2) = (b - b_0) / 2 = 27.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq (L / 10) = 320 / 10 = 37 \text{ cm} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \Rightarrow 24 \leq b_1 \leq 32 \end{cases}$$

Donc on prend $b_1 = 27.5\text{cm}$ Donc : $b = 10 + 55 = 65\text{cm}$

Notre poutrelle a les Caractéristiques géométriques suivantes : $h_0 = 4\text{cm}$.

- ❖ $h_0 = 4\text{cm}$.
- ❖ $h_t = 16\text{cm}$
- ❖ $b = 65\text{cm}$.
- ❖ $b_0 = 10\text{cm}$.

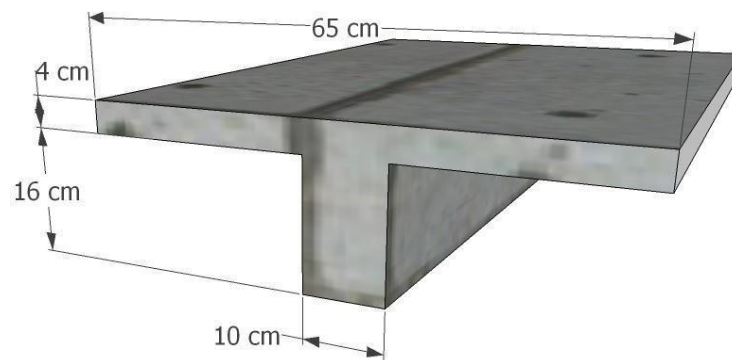


Figure II.1 : Les Caractéristiques géométriques De Poutrelle

II.4 Pré dimensionnement des escaliers :

II.4.1 Définition :

C'est un ouvrage constitué de gradins successifs permettant de changer de niveau. Il est réservé à l'usage exclusif du piéton et doit pouvoir s'utiliser dans le sens de la marche en montant ou en descendant.

Les principes composant d'escalier sont montrés dans la figure 11

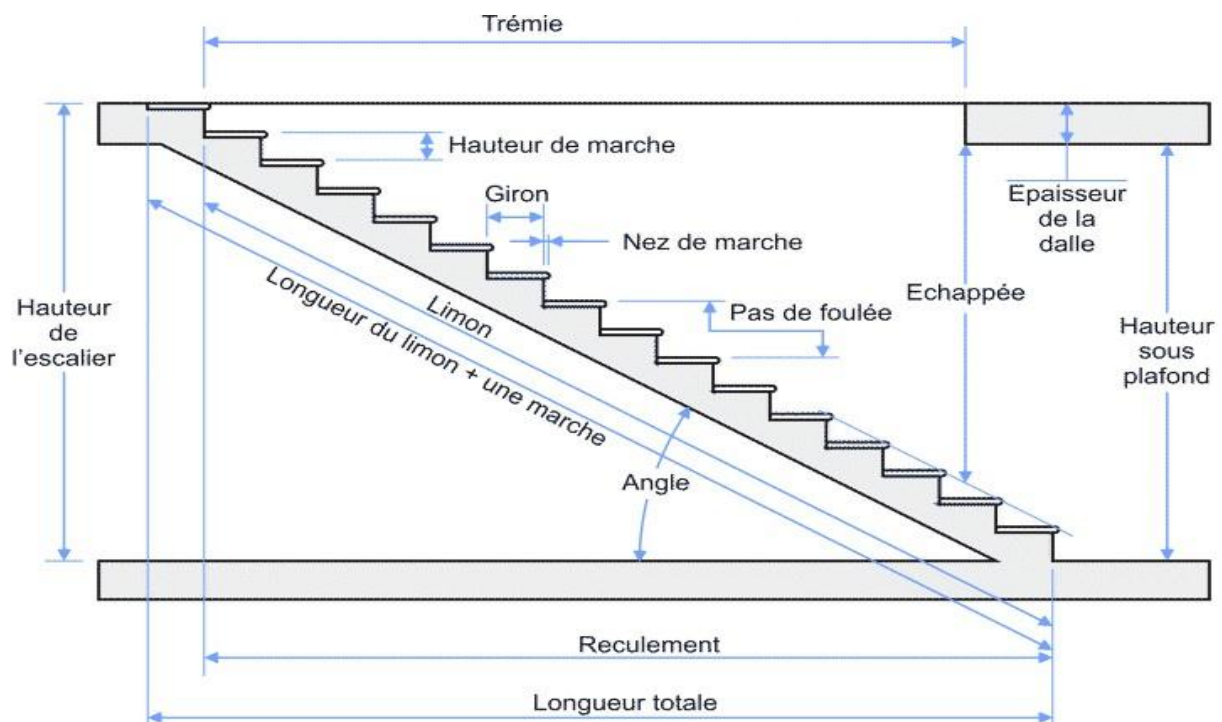


Figure II.2 : Les principes composant d'escaliers

II.4.2 Escalier d'étage courant :

Dans notre cas l'escalier à des marches droites et ceci surtout pour leur facilité d'exécution. En utilisant la formule de Blondel, pour déterminer la hauteur de la marche

$$0.6 \text{ m} \leq 2h + g \leq 0.65 \text{ m}$$

Nous appelons g la mesure du giron (largeur de la marche), h la hauteur de la marche. La valeur de g égale à 30cm.

Pour des escaliers confortable.

$$0.6 \leq (30+2*17) \leq 64 \leq 65 \text{ cm} \quad \text{condition vérifié.}$$

❖ Les marches et les contre marchent :

H : la hauteur d'étage, L= **3.06 m**.

Où

$$\text{Le nombre de contre marche est : } \frac{\frac{H}{2}}{h} = \mathbf{9}$$

Le nombre de marche est : $n'-1N'=9-1=\mathbf{8 \text{ marches.}}$

Le nombre de marches dans chaque volée est : 8 marches.

❖ L'inclination de la pente paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{\frac{H}{2}}{L} \quad ; \quad L = g(n' - 1) \implies L = 30(9 - 1) = 240 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \tan \alpha = \frac{\frac{3.06}{2}}{L} = 32.51'$$

$$\text{❖ Epaisseur de la paillasse : } l = \sqrt{h^2 + L^2} \quad ; \quad h = \frac{h}{2} = \mathbf{1.53 \text{ m}}$$

$$\text{on a : } L = \mathbf{2.40 \text{ m}} \quad ; \quad l = \sqrt{1.53^2 + 2.40^2} = \mathbf{2.85 \text{ m}}$$

$$\frac{285}{30} \leq e \leq \frac{285}{20} \implies 9.5 \leq e \leq 14.25 \text{ cm}$$

On adopte : donc l'épaisseur de palier et de volée est égale **15 cm**.

II.4.3 Escalier d'étage RDC :

Dans notre cas l'escalier à des marches droites et ceci surtout pour leur facilité d'exécution. En utilisant la formule de Blondel, pour déterminer la hauteur de la marche

$$0.6 \text{ m} \leq 2h + g \leq 0.65 \text{ m}$$

Nous appelons g la mesure du giron (largeur de la marche), h la hauteur de la marche. La valeur de g égale à 30 cm.

Pour des escaliers confortables

$$0.6 \leq (30+2*17) \leq 64 \leq 65 \text{ cm} \quad \text{condition vérifié.}$$

❖ **Les marches et les contre marchent :**

H : la hauteur d'étage, L= 3.74 m.

Où

$$\text{Le nombre de contre marche est : } \frac{\frac{H}{2}}{h} = \mathbf{11}$$

Le nombre de marche est : $n'-1N'=11-1=10$ marches.

Le nombre de marches dans chaque volée est : 8 marches.

❖ **L'inclination de la pente paillasse :**

$$\tan \alpha = \frac{\frac{H}{2}}{L} \quad ; \quad L = g(n' - 1) \implies L = 30(10 - 1) = 240 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \tan \alpha = \frac{\frac{3.06}{2}}{L} = 37.92'$$

$$\text{❖ Epaisseur de la paillasse : } l = \sqrt{h^2 + L^2} \quad ; \quad h = \frac{h}{2} = \mathbf{1.87m}$$

$$\text{on a : } L = \mathbf{2.40 m} \quad ; \quad l = \sqrt{1.53^2 + 2.40^2} = \mathbf{3.04 m}$$

$$\frac{304}{30} \leq e \leq \frac{304}{20} \implies 9.5 \leq e \leq 14.25 \text{ cm}$$

On adopte : donc l'épaisseur de palier et de volée est égale **15 cm**.

II.5. Pré dimensionnement de l'acrotère :

Les acrotères désignent les ornements eux-mêmes ; il peut s'agir de statues, de statuettes en pierre, de vases en terre cuite.

Dans l'architecture moderne, on appelle mur acrotère, en abrégé acrotère (Dans l'architecture classique, grecque et romaine antique, les acrotères sont des socles (piédestaux) soutenant des ornements, disposés au sommet ou sur les deux extrémités d'un fronton.), un muret situé en bordure de toitures terrasses pour permettre le relevé d'étanchéité. Cette appellation a largement remplacé celle, originale, de mur besquaire qu'on ne semble retrouver qu'au Québec et en Belgique.

L'acrotère de notre projet a les dimensions suivantes :

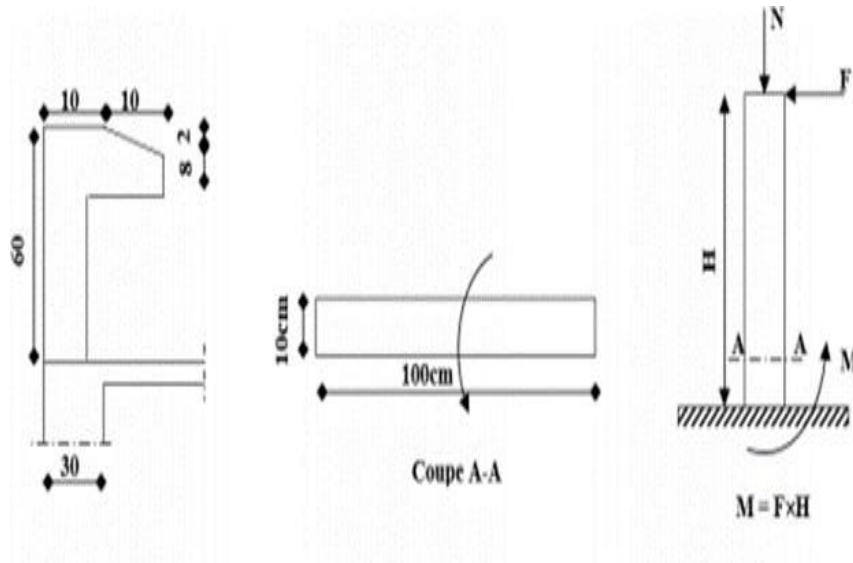


Figure II.3 : Les Caractéristiques Géométriques D'acrotère

II.6 Pré dimensionnement de Poteaux

II.6.1 Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation. Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (**G**).
- Les surcharges d'exploitation (**Q**)
- ❖ **Plancher terrasse inaccessible**

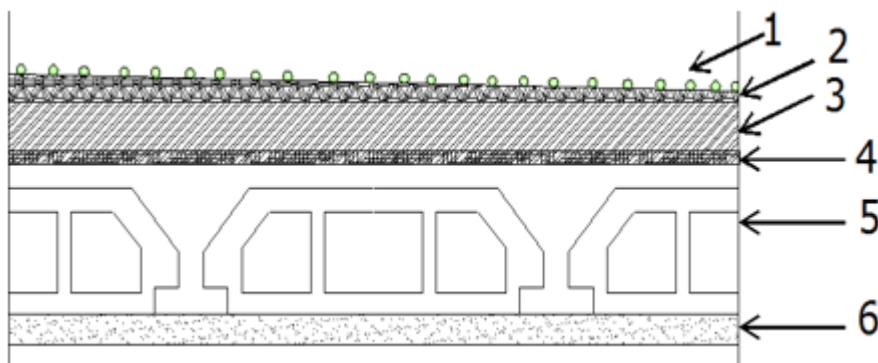
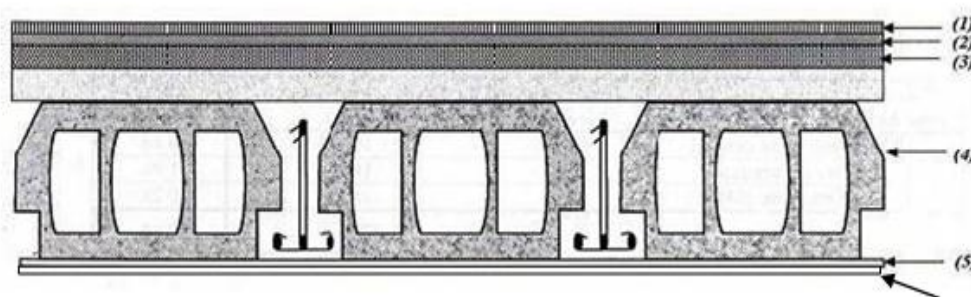


Figure II.4 : schéma de Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1 : Les charges permanentes de plancher terrasse

Nº	Constituants	Epaisseur (cm)	Charge unitaire	G (KN/m ²)
1	Gravillon roulé de protection	2	0.20 KN/m ² /cm	0.40
2	Etanchéité multicouches	-	-	0.12
3	Forme de pente	10	22 KN/m ³	2.20
4	Isolant thermique (liège)	4	4 KN/m ³	0.16
5	Par vapeur	4	2.4 KN/m ³	0.096
6	Plancher corps-creux	(16+4)	-	2.80
7	Enduit plâtre	2	0.1 KN/m ² /cm	0.20
Total				5.976

❖ **Plancher étage courant et RDC****Figure II.5 : Schéma d'un plancher d'étage courant****Tableau II.2 : évaluations des charges de plancher étage courant.**

Nº	Constituants	Epaisseur (cm)	Charge unitaire	G (KN/m ²)
1	Cloisons de séparation	-	-	1
2	Revêtement en carrelage	2	0.20	0.40
3	Mortier de pose	0.04	20	0.8
4	Plancher à corps creux	(16+4)	-	2.80
5	Enduit plâtre	0.10	2	0.20
6	Lit de sable	0.04	15	0.6
Total				5.8

❖ **Mur extérieur****Tableau II.3 : Les Charges permanentes Mur extérieur**

Nº	Constituant s	Epaisseur (cm)	Charge unitaire	G (KN/m ²)
1	Enduit ciment	2	20 KN/m ² /cm	0.4
2	Maçonnerie en brique creuse (15+10) cm.	25	9 KN/m ³	2.25
3	Enduit plâtre	2	10 KN/m ³	0.20
Total				2.85

❖ Mur intérieur

Tableau II.4 : Les Charges permanentes Mur intérieur

Nº	Constituants	Epaisseur (cm)	Charge unitaire	G (KN/m²)
1	Maçonnerie en brique creuse	10	9 KN/m²	0.9
2	Enduit plâtre (2 cotés)	2 * 2	10 KN/m³/cm	0.4
Total				1.30

❖ Les Escalier :

➤ Palier

Tableau II.5 : Les Charges permanentes Palier

		Etage courante	RDC
Pp de palier	0.15*25	3.75	3.75
Revêtement de carillage	0.20*0.20	0.4	0.4
Mortier de ciment		0.4	0.4
Enduit de plâtre	0.20*10	0.2	0.2
Total		4.75	4.75

➤ Paillasse

Tableau II.6 : Les Charges permanentes Paillasse

		Etage courante	RDC
Pp de paillasse	$\frac{0.15 * 25}{\cos 32.85}$	4.45	4.75
Pp de marche	$\frac{0.17 * 22}{2}$	1.87	1.87
Revêtement de carrelage	0.20*0.20	0.4	0.4
Mortier de ciment		0.4	0.4
Enduit de plâtre	0.20*10	0.2	0.2
Gard corps		1	1
Total		8.32	8.62

Le poteau le plus sollicité est le poteau central

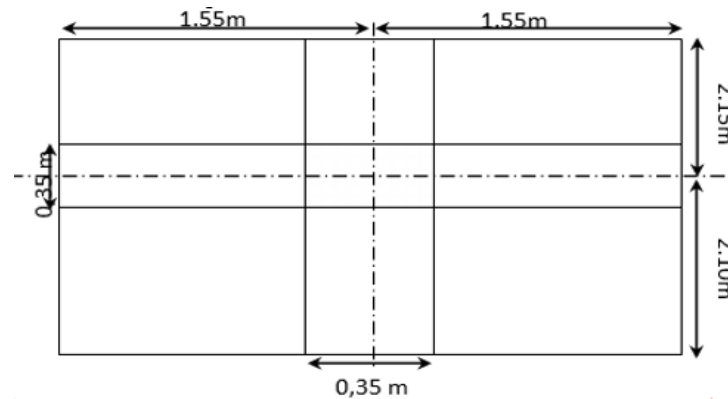


Figure II.6 : Poteau central

II.6.2 Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux

Tableau II.7 : charge et surcharges revenant aux poteaux

Niveaux	Elément	G(KN)
4-4	Plancher terrasse Poutre principale Poutre secondaire	$13.175 \times 5.976 = 78.73$ $(0.30 \times 0.40) \times 4.25 \times 25 = 12.75$ $(0.30 \times 0.30) \times 3.1 \times 25 = 6.975$
Totale		G=98.45 KN
3-3	Plancher étage courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau	$13.175 \times 5.8 = 76.415$ $(0.30 \times 0.40) \times 4.20 \times 25 = 12.75$ $(0.30 \times 0.35) \times 3.55 \times 25 = 6.975$ $(0.35 \times 0.35) \times 3.06 \times 25 = 9.371$ G=105.511 KN
Totale		G=203.961 KN
2-2	Plancher étage courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau	$13.175 \times 5.8 = 76.415$ $(0.30 \times 0.40) \times 4.20 \times 25 = 12.75$ $(0.30 \times 0.35) \times 3.55 \times 25 = 6.975$ $(0.35 \times 0.35) \times 3.06 \times 25 = 9.371$ G= 105.511 KN
Totale		G= 309.472 KN
1-1	Plancher étage courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau	$13.175 \times 5.8 = 76.415$ $(0.30 \times 0.40) \times 4.20 \times 25 = 12.75$ $(0.30 \times 0.35) \times 3.55 \times 25 = 6.975$ $(0.35 \times 0.35) \times 3.06 \times 25 = 9.371$ G=96.552.KN
Totale		G= 414.983 KN
RDC	Plancher étage courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau	$13.175 \times 5.8 = 76.415$ $(0.30 \times 0.40) \times 4.20 \times 25 = 12.75$ $(0.30 \times 0.35) \times 3.55 \times 25 = 6.975$ $(0.35 \times 0.35) \times 3.74 \times 25 = 11.453$ G = 107.593 KN
Total		G=522.576 KN

❖ Dégression des Surcharges d'Exploitation

D'après le **DTR B.C.2.2.5** comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% par étage jusqu'à $0.5 \times Q$ sauf le dernier et l'avant-dernier niveau.

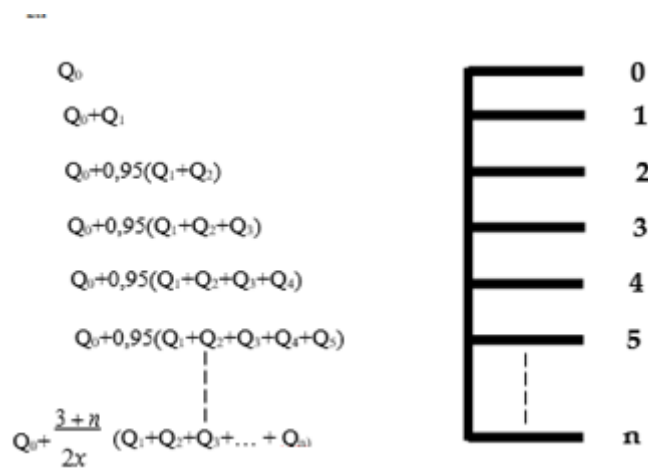
$$Q_0 + \frac{3+n}{2Xn} (Q_1 + Q_2 + Q_3 \dots + Q_n)$$

n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas.

Q₀ : la charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂, Q₃... Q_n : les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le partir du cinquième étage.



❖ Dégression des charges :

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \times 13.175 = 13.175 \text{ KN}$$

$$Q_4 = 13.175 + 1.5 \times 13.175 = 32.93 \text{ KN}$$

$$Q_3 = 13.175 + 0.95 (2 \times 19.75) = 50.7 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 13.175 + 0.90 (3 \times 19.75) = 66.5 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 13.175 + 0.85 (4 \times 19.75) = 80.325 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{total}} = 243.63$$

$$N_U = 1.35 \times 522.576 + 1.5 \times 80.325 = 825.965 \text{ KN}$$

$$Br \geq \frac{1.2 \times 825.965 \times 10^3}{\frac{14.2}{0.9} + \frac{0.8 \times 0.85}{100} 348} 10^{-4} = 5.46 \text{ cm}^2$$

$$Br \geq 5.46 \text{ cm}^2$$

$$Br = (a \times b) = 5.46 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 2)^2 \rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$$

❖ **Vérification spécifique**

$$v = \frac{N_u}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

B : section brute considérée (**art 7.4.3.1 RPA9/2003**)

Exemple de calcul pour le poteau

$$V = 825.965 \times 10^{-3} / (0.35 \times 0.35 \times 25) \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

Doit vérifier que :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right)$$

A_s : La section d'acier minimale.

F_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 400 \text{ MPa}$

B_r : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre

D'épaisseur sur toute sa périphérie tel que :

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

F_{c28} : résistance à la compression de béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\gamma_b = 1.5$$

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

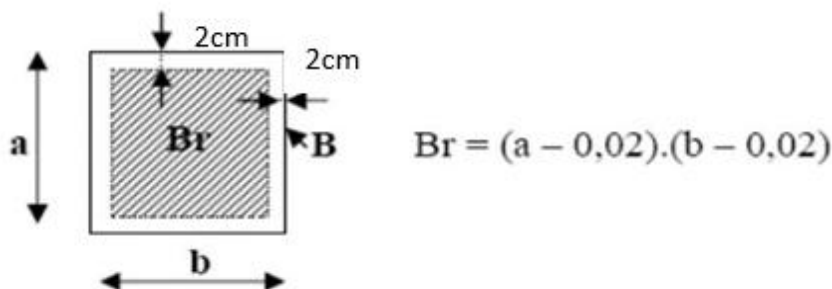
❖ **Méthode de calcul :**

Leur pré dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes : Condition de résistance, condition de stabilité et condition imposée par le RPA99

a. Condition de résistance :

$$\text{D'après le BAEL91 : } \beta_r \geq \frac{K \cdot \beta \cdot N_u}{\left[0.9 \left(\frac{\sigma_{bc}}{\beta_r} \right) + 0.85 \left(\frac{A}{\beta_r} \right) \cdot \sigma_s \right]} \dots \dots \dots (*)$$

B_r : section réduite obtenue en retirant 2 cm d'épaisseur du béton sur toute la périphérie du Poteau :



Tel que : $\begin{cases} \theta = 1 \\ K = 1 \end{cases}$

$$\beta = \begin{cases} 1 + 0,2(\lambda/35)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,85\lambda^2/150 & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

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

$$\beta = 1,2$$

Selon le **RPA99 V2003** le pourcentage minimal des armatures est de **0.8 %** en zone II.

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

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La formule (*) est simplifiée et devient :

$$Br = ((1.2 \times Nu \times 10^3) / [14.20 / 0.90] + 0.85 (0.8/100) \cdot 348] 10^{-4}$$

$$Nu = 1.35Ng + 1.5Nq$$

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

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

b. Condition de stabilité :

Pour éviter le flambement il faut qu'il soit λ

$$\leq 35\lambda$$

$$\lambda = 3.46 \times 2,14 / 0,35 = 21.16 < 35 \dots \text{ CV}$$

c. Condition imposée par le RPA99 (version 2003) [article 7.4.1 P60] :

$$\begin{cases} \min(h_1, b_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(h_1, b_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_2}{h_1} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \min(35, 35) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \text{ CV} \\ \min(35, 35) \geq \frac{306}{20} = 15.5 \dots \dots \text{ CV} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} = 1 \leq 4 \dots \dots \text{ CV} \end{cases}$$

II.7 Pré dimensionnement des voiles :

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du **RPA99V2003**. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- ❖ Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- ❖ Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- ❖ Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

❖ Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après le **RPA99 V2003** article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4a$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » Où **L** et **a** sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99 V2003 « l'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus l'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-après :

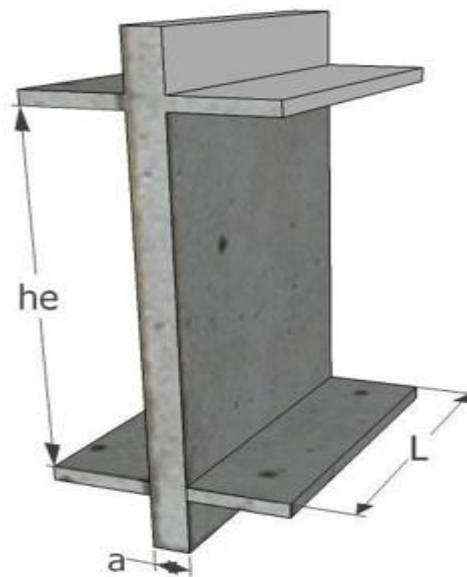


Figure II.7 : Coupe du voile en élévation

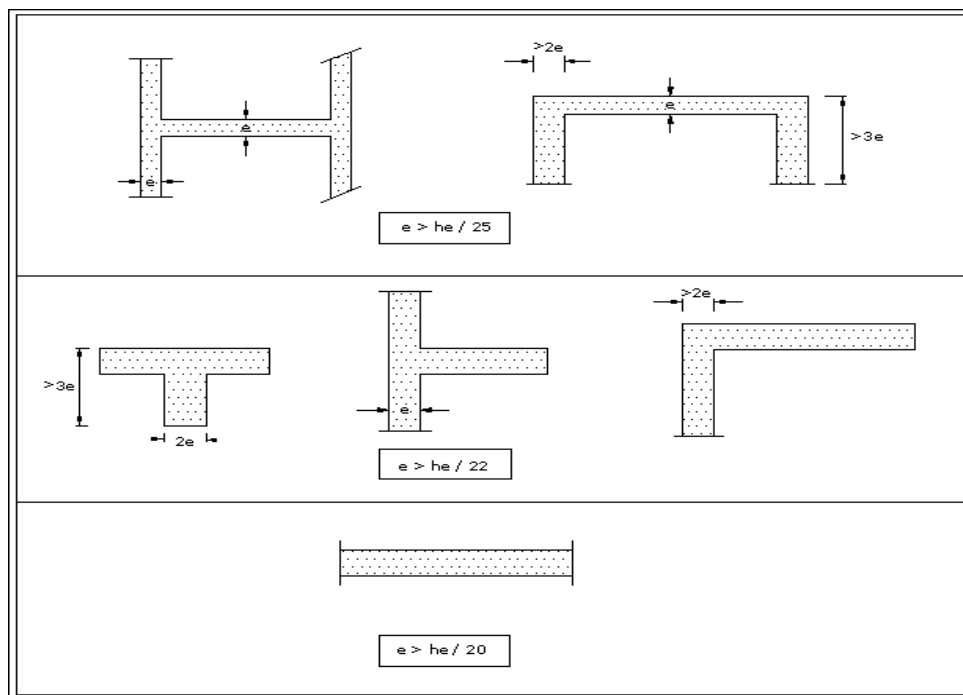


Figure II.8 : Coupes de voiles en plan

Pour le cas des voiles encadrés aux extrémités par des poteaux, qui ne se considèrent pas comme des raidisseurs, l'épaisseur « a » doit vérifier la condition des voiles libres suivante :

$$a \geq h_e/20$$

Avec:

$$h_e = 374 - 40 = 334 \text{ cm}$$

$$a \geq 334/20 = 16.7 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $a = 20 \text{ cm}$

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

III.1. INTRODUCTION

Les éléments structuraux n'apportent pas des conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensembles, à leur distribution peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments suivants :

- Planchers
- L'escalier et la poutre palière
- Balcons
- L'acrotère.

III.2. L'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- ❖ Un effort normal dû à son poids propre (G).
- ❖ Un moment dû à la surcharge (Q)

Il a pour rôle de :

- ❖ Protection d'étanchéité.
- ❖ Servant comme garde-corps.
- ❖ Entretien des façades.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

III.2.1 Évaluation des charges :

- ❖ Charge permanente : $G = 2.20 \text{ KN/ml}$
- ❖ Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

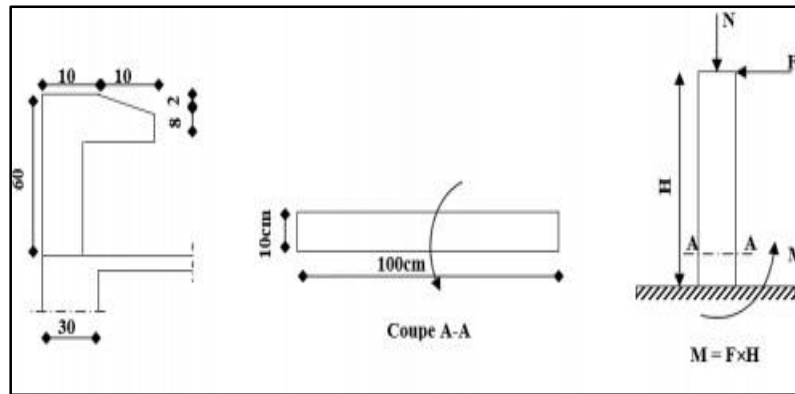


Figure III.1 Les caractéristiques géométriques d'acrotère

III.2.2 Détermination de l'effort due au séisme

$F = \max(F_p, F_q)$ Avec : $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$ (R.P.A 99 versions 2003 P-43).

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

F_q : la poussée horizontale $F_q = 1 \text{ KN/ml}$.

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

III.2.3 Calcul des sollicitations

Poids propre : $W_p = 2.20 \text{ kn /ml}$

La surcharge d'exploitation : $Q = \max(F_p, F_q)$:

❖ $F_q = 1 \text{ KN/ml}$: poussée de la main courante.

❖ $F_p = 4A \times C_p \times W_p$: la force sismique.

$A = 0.15$ zone II et groupe d'usage 2, Suivant le (tableau 4-1 de RPA99V2003).

$C_p = 0.8$ élément de console (tableau 6.1 de RPA 99). $F_p = 4 \cdot 0.15 \cdot 0.8 \cdot 2.20 = 1.056 \text{ KN/ml}$.

$Q = \max(1 ; 1.056)$

Donc : **$Q = 1.056 \text{ KN/m}$**

III.2.4 Moments et efforts normaux

❖ Calcul à E.L.U : $N_u = 1.35 \cdot W_p$ $M_u = 1.5 \cdot F_p \cdot h$

❖ Calcul à E.L.S : $N_s = W_p$ $M_s = F_p \cdot h$

III.2.5 Ferrailages

a) Calcul d'excentricité

$$M_u = N_u \cdot e_u \Rightarrow e_u = M_u / N_u = 0.95 / 2.97 = 0.32 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \cdot e_s \Rightarrow e_s = M_s / N_s = 0.63 / 2.2 = 0.28 \text{ m}$$

$$e_0 = h / 6 = 0.1 / 6 = 0.017 \text{ m} (e_{u,s}) > e_0$$

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.

Tout le problème de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée se ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif $M_{au} = N_u * e_a$ avec (e_a) la distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues.

$$e_a = e_u + \left(d - \frac{h}{2}\right) \text{ avec : } d = 0.09 * h_t = 0.09 \text{ m}$$

$$e_a = 0.32 + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.33 \text{ m}$$

On obtient une section fictive d'acier A_{lu} puis on déduit la section d'acier tendue de flexion composée :

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma} = \text{cm}^2$$

Moment réduit fictif :

$$M_{bu} = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.9510^3}{100.6^2 \cdot 14.17} = 0.018$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser}} = \frac{0.95}{0.63} = 1.5$$

$$104 u_{lu} = 3440 * \gamma * \theta + ((49 f_{c28}) / \theta) - 3050 \rightarrow u_{lu} = 0.3340$$

$u_{bu} < (\text{Pas d'armature comprimée } A' = 0)$.

$$\Rightarrow \alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 u_{bu}}\right) = 0.023 \quad Z_b = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.09 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} = 0.44 \text{ cm}^2$$

b) Condition de non-fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 0.23 \frac{10 \times 6 \times 2.1}{400} = 1.086 \text{ cm}^2$$

Alors on prend : $A_{rel} = A_{\min} = 5 \text{ HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$. L'espacement des armatures principales sera de 20 cm.

c) Armature de répartition : Selon (article A.8.2.4.1 du BAEL91 modifié 99) :

$$A_{rep} = \frac{A_{real}}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'E.L. S :

État limite de compression du béton :

Position de l'axe neutre : ($A' = 0$)

$$b + y^2 + 30 * A * y - 30 * d * A = 0 \Rightarrow y = 2.05 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I_{AN} = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15(A (d - y)^2) = 1743.49 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 0.75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

État limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} (d - y) = 34.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 250 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

d) Vérification au cisaillement : art A.6.1.1, 3 BAEL91

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d} = \frac{1.5 \cdot Q}{100 \cdot 60} = \frac{1.5 \cdot 1.056 \cdot 10^3}{60000} = 0.0264 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{15 \cdot f_{c28}}{\gamma_s} = 2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

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

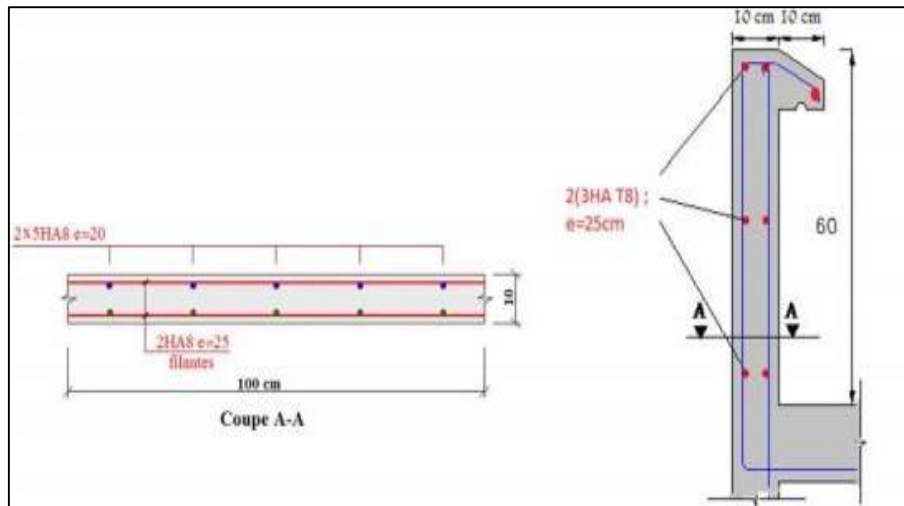


Figure III.2 : Ferrailage d'acrotère

III.3 Calcul des balcons

Notre balcon est considéré comme une porte à faux (consol), on fait son calcul comme une poutre encastree d'une seule extrémité. Le calcul se fait pour une bande de 1m. Schéma statique :

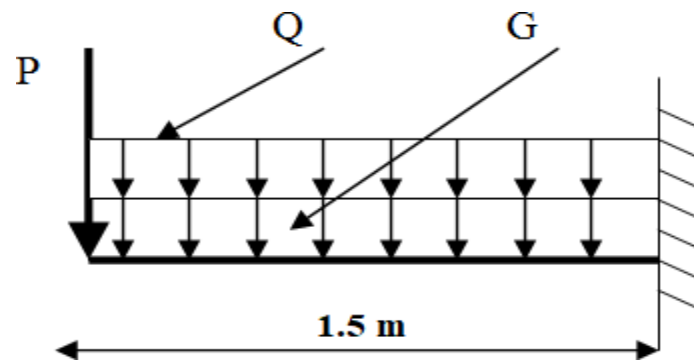


Figure III.3 : Schéma statique de balcon

III.3.1 Dimensionnement du balcon

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm on prend : } e_p = 20 \text{ cm}$$

L = largeur de balcon.

III.3.2 Evaluation des charges de balcon :

a) Poids propre de balcon :

- ❖ Dalle pleine $e = 20 \text{ cm}$ $25 \times 0,20 = 5 \text{ KN/m}^2$.
- ❖ Carrelage $e = 02 \text{ cm}$ $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ KN/m}^2$.
- ❖ Mortier de pose $e = 02 \text{ cm}$ $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ KN/m}^2$.
- ❖ Enduit en plâtre $e = 01 \text{ cm}$ $14 \times 0,01 = 0,14 \text{ KN/m}^2$.

$$G_{\text{total}} = 5.94 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 5.94 \text{ KN/ml.}$$

Poids propre de mur extérieur :

$$\text{Brique } e = 15 \text{ cm } 9 \times 0,15 \times 1 = 1.35 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Enduit en plâtre } 0,2 \text{ KN/m}$$

$$\text{Enduit ciment } 0.4 \text{ KN/m}$$

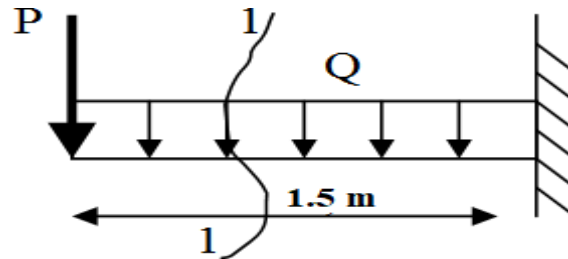
$$G_{\text{total}} = 1.9 \text{ KN/m}$$

b) Combinaison de charges :

E.L.U :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(5.94) + 1,5(3,50) = 13.27 \text{ KN/ml.}$$

$$P_u = 1,35G = 1,35(1.95) = 2.63 \text{ KN/m.}$$

E.L.S :**c) Calcul des moments :**Section : 1-1 $0 \leq x \leq 1,50 \text{ m}$ **Figure III.4 : Coupe 1-1 de balcon****ELU :**

$$x = 0 \quad \implies Mu = 0$$

$$x = 1.5 \implies Mu = \frac{Qu \cdot x^2}{2} + Pu \cdot x \quad Mu = 18.87 \text{ kNm}$$

ELS :

$$x = 0 \quad \implies Mu = 0$$

$$x = 1.5 \implies Mu = \frac{Qs \cdot x^2}{2} + Ps \cdot x \quad Mser = 13.54 \text{ kNm}$$

III.3.3 Calcul de ferrailage :On a : $b=100 \text{ cm}$ $d=18 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{18.87 \cdot 10^6}{1000 \cdot 180^2 \cdot 14.2} = 0.041 \leq 0.392 \quad A's = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.052$$

$$B = 1 - 0.4\alpha = 0.97$$

$$As = \frac{18.87 \cdot 10^6}{0.97 \cdot 348 \cdot 180} = 3.10 \text{ cm}^2$$

On adopte **4HA12** dont $As = 4.52 \text{ cm}^2$ Espacement : $St = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$ **III.3.4 Les armatures de répartition**

$$Ar \geq \frac{As}{4} \implies \frac{4.52}{4} = 0.94 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } \mathbf{4HA8} \text{ (} As=2.01 \text{)}. \text{ Avec un espacement de } 25 \text{ cm}$$

a) Condition de non-fragilité

Selon l'article (B.6.4) de BAEL 91 :

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_{min} \geq 2.17 \text{ cm}^2$$

Et $A_s > A_{min}$ condition vérifiée ; aussi on a $A_s > A_{min}$ condition vérifiée

b) Vérification à L'ELS

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bar\ bc}$$

$$\sigma_s \leq \sigma_{bar\ s}$$

Avec :

$$\sigma_{bars} = \min\left(\frac{2f_e}{3}; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right)$$

$$\sigma_{bar\ bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

c) Calcul des contraintes

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

$$\sigma = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $(x=y) \quad (\sigma) = K y$.

Contrainte maximale dans l'acier tendu : $(x=d-y) \quad (\sigma) = (d - y)$.

On a $M_{ser} = 13.54 \text{ KN m/ml}$, et $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$

d) Position de l'axe neutre (y) :

$$B \cdot y^2 / 2 + 15(A_s + A'_s) - 15' A_s d + A'_s d' = 0$$

$$50y^2 + 58.35y - 1050.3 = 0 \dots\dots\dots 1$$

Après résolution de l'équation (1) on a trouvé que $\Rightarrow y = 3.65 \text{ cm}$

e) Le moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15(d - y)^2 + A'_s(y - d)^2 = 7022.21 \text{ cm}^2$$

Et par conséquent :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 7.03 \text{ MPa} \leq \sigma_{bar\ bc} = 15 \text{ MPa condition verif}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 415.03 \text{ MPa} \leq \sigma_{bar\ bs} = 202 \text{ MPa condition non verifie}$$

Donc, nous cherchons la section d'armature qui satisfait l'état limite de service à partir du

moment de l'ELS :

$$\mu = \frac{13.04 \cdot 10^6}{1000 \cdot 202 \cdot 180^2} = 0.001 \leq 0.392$$

En calculant : $Z_1 = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0.97$

$$A_s = \frac{13.04 \cdot 10^6}{0.97 \cdot 202 \cdot 180} = 3.69 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA12 dont ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$)

L'espaceur $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$

❖ **Vérification de la flèche :**

$$h \leq \frac{L}{16} : 10 \geq \frac{150}{16} \quad 9.38 \quad \text{C.V}$$

$$A_s = 5.65 \leq 4.2 \cdot b \frac{d}{f_e} = 18.9 \quad \text{C.V}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$x = 1.5 ; V_u = Q_u \cdot x + P_u = 13.04 \cdot 1.5 + 2.63 = 22.19$$

$$V_u = 22.19 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{22.19 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.18} = 0.123 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{bar u}} = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$r_u = 0.123 \text{ MPa} \leq r_{\text{bar lim}} = 2.50 \text{ MPa} \text{ donc } r_u \leq r_{\text{bar lim}} \quad \textbf{condition verifie}$$

❖ **Vérification au séisme :**

Après le RPA 99 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone, obtenu à partir du tableau 4.1 du RPA99

v2003 ; **A=0.15** **C_p** : facteur de force horizontale, donné par le tableau 6.1 ; **C_p = 0.8**

W_p : c'est le poids propre de balcon. **W_p = 25 * 1.5 * 0.15 =**

$$5.63 \text{ KN/ml}$$

Application numérique :

$$F_p = 4 \cdot 0.15 \cdot 0.8 \cdot 5.63 = 2.70 \text{ KN/ml}$$

$Me = 1.35 * 2.70 * 1.5 = 5.47 \text{ KNm/ml}$
 sous Fp :

$Ve = 1.35 * 2.70 = 3.64 \text{ KN/ml}$

Remarque : nous voyons que :

$$Me = 5.47 \leq Mu = 13.04 \quad c. v$$

$$Ve = 3.64 \leq Vu = 18.87 \quad c. v$$

❖ Schéma de ferrailage :

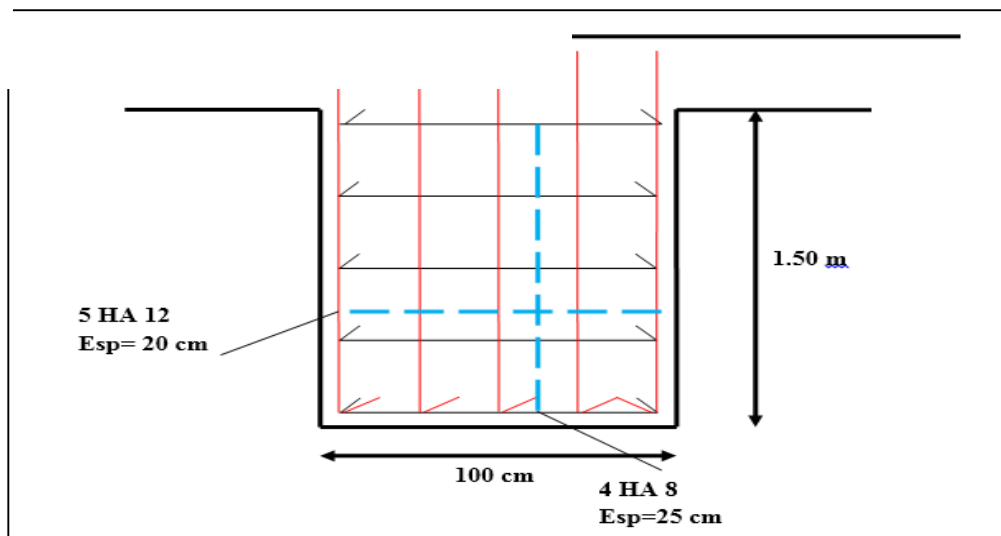


Figure III.5 : Schéma de ferrailage de balcon

III.4 La poutre palière

La poutre palière, c'est une poutre partiellement encastrée à ses extrémités dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion. La poutre palière prévue pour être un support d'escalier. Dans notre cas, elle est normalement noyée dans l'épaisseur de la volée.

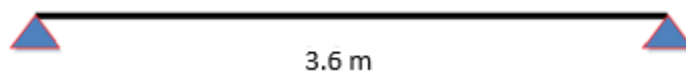


Figure III.6 : Schéma de poutre palière

Pré dimensionnement :

L : la portée entre axes des appuis ; $L=360 \text{ cm}$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq hp \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{360}{15} \leq hp \leq \frac{360}{10}$$

$$24 \leq hp \leq 36$$

Selon RPA99 /V2003 on adopte $hp = 30 \text{ cm}$

$$0.4h_p \leq b \leq 0.8h_p \Rightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.8 \times 30$$

$$\Rightarrow 12 \leq b \leq 24 \dots \text{On adopte } b = 20\text{cm}$$

Vérification selon le RPA :

- $b = 20\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$
- $h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$
- $h/b = 30/20 = 1,5 < 4 \dots \dots \dots \text{CV}$

Donc les dimensions de la poutre de palier sont de (30x20) cm²

Schéma statique :

Le modèle réduit de calcul de poutre palière est présenté dans la figure

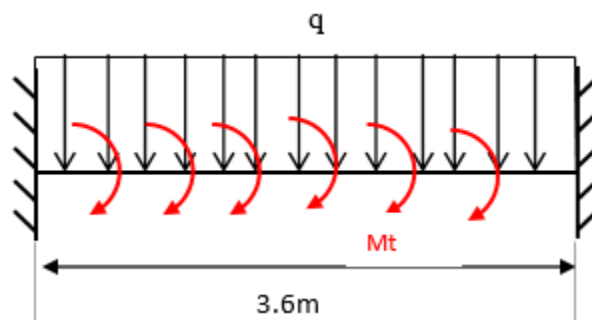


Figure III.7 : schéma statique de la poutre

Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre : $0,30 \times 0,20 \times 25 = 1.5 \text{ KN/ml}$

Poids propre du mur :(mur extérieure) : $2.85 \times 1,53 = 4.36\text{kn/ml}$

Le poids de palier : $G_p = 5,86 \text{ K}$

Donc $G = 1.5 + 4.36 + 5.86 = 11.72 \text{ KN/ml}$.

$Q = 2,5\text{KN/ml}$.

Combinaison d'action :

à l'ELU : $P_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 11.72 + 1,5 \times 2,5 = 19.57 \text{ KN/m}$

à l'ELS : $P_{ser} = G + Q = 11.72 + 2,5 = 14.22 \text{ KN/m}$

Le moment isostatique à L'ELU :

$$M_0 = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{19.57 \cdot 3.6^2}{8} = 31.7 \text{ KN.m}$$

Le moment sur appuis :

$$M_{ua} = 0,3M_0 = 0,3 \times 31.7 = 9.51 \text{ KN.m}$$

Le moment sur travée :

$$M_{ut} = 0,85M_0 = 0,85 \times 31.7 = 26.945 \text{ KN.m.}$$

Le moment isostatique à l'ELS :

$$M_0 = \frac{P_{ser} \cdot l^2}{8} = \frac{14.22 \cdot 3.6^2}{8} = 23.04 \text{ KN.m}$$

Le moment sur appuis :

$$M_{ua} = 0,3M_0 = 0,3 \times 23.04 = 6.912 \text{ KN.m.}$$

Le moment sur travée :

$$M_{ut} = 0,85M_0 = 0,85 \times 23.04 = 19.584 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage :**

$$b = 20 \text{ cm}$$

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

$$d = 27 \text{ cm}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

En travée :

$$M_u = 26.945 \text{ KN.m/ml}; \quad M_{ser} = 19.584 \text{ KN.m/ml}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.37$$

$$\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa,} \\ \text{acier FeE400.} \end{cases} \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.289$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2} = \frac{26.945}{0.2 \cdot 14.2 \cdot 10^3 \cdot 0.27^2} = 0.13$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow (As' = 0, \text{section d'acier comprimée})$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.174$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 27(1 - 0.4 \cdot 0.174) = 25.12 \text{ cm}$$

$\alpha = 0.174 < 0.259$, l'ELU est atteint en pivot A, avec :

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$AS = \frac{M_u}{Z_u \cdot f_{su}} = \frac{26.945 \cdot 10}{0.2512 \cdot 348} = 3.08 \text{ cm}^2$$

❖ **Le ferraillage minimal : (BAEL DTU P175 et BAEL A.4.2 P29) :**

En plus de la condition de non fragilité on ajoute pour les poutres la section d'acier minimale

$$A_{smin} \geq \max \left\{ 0.005bh; \frac{bh}{1000}; 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_s} \right\}$$

$$A_{smin} \geq \max \left\{ 0.005 \times 20 \times 30; \frac{20 \times 30}{1000}; 0.23 \times 20 \times 30 \frac{2.1}{400} \right\}$$

recommandée par les règles (RPA99v2003 .7.5.2.1 P165)

En Appuis:

$$A_s \geq \max\{A_{smin}; A_s\} = 3\text{cm}^2$$

$$\text{On adopte } 3T12 \text{ avec } A_s = 3.39\text{cm}^2$$

En Appuis :

$$M_U = 9.51 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ser} = 6.912 \text{ KN.m/ml}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.37$$

$$\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa,} \\ \text{acier FeE400.} \end{cases} \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.289$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2} = \frac{9.51}{0.2 \cdot 14.2 \cdot 10^3 \cdot 0.27^2} = 0.045$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow (A_s' = 0, \text{section d'acier comprimée})$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.057$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 27(1 - 0.4 \cdot 0.057) = 26.38 \text{ cm}$$

$\alpha = 0.057 < 0.259$, l'ELU est atteint en pivot A, avec :

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z_u \cdot f_{su}} = \frac{9.51 \cdot 10}{0.263 \cdot 348} = 1.03 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimal :

$$A_{smin} \geq \max \left\{ 0.005bh; \frac{bh}{1000}; 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_s} \right\}$$

$$A_{smin}(\text{RPA}) = 3\text{cm}^2 \quad \text{On adopte } 3T12 \text{ avec } A_s = 3.39\text{cm}^2$$

$$A_s \geq \max\{A_{smin}; A_s\} = 3\text{cm}^2$$

Armatures transversales :

Suivant l'article A.5.1, 22 des règles BAEL91 modifié99 on a :

$$\frac{A_t f_{et}}{b s_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

St : est l'espacement des cours s'armatures transversales, qui est donné par l'article des règles

RPA comme suit :

Zone nodale :

Avec est le plus petit des diamètres longitudinales c.-à-d. 1.4 cm,

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\text{cm} \right\}$$

Donc on adopte $S_t = 7\text{cm}$

Hors zone nodale :

$$S_t \leq 7.5\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{ cm},$$

$$A_t \geq \frac{b \times s_t \times 0.4\text{MPa}}{f_{st}} = \frac{20 \times 15 \times 0.40}{235} = 0.51$$

$$A_t = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 15 \times 20 = 0.9\text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc on adopte : et $S_t = 15\text{cm}$.

❖ Vérification de l'effort tranchant à (L'ELU):

$$V_U = \frac{P_u \cdot l}{2} = 19.57 \cdot \frac{3.6}{2} = 35.226\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{35.226 \cdot 10^3}{200 \cdot 270} = 0.652\text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 2.5\text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau = 0.652\text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5\text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

❖ Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes :

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{26.945}{19.584} = 1.37$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 > \alpha = 0.167$$

En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9.51}{6.912} = 1.37$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 > \alpha = 0.056$$

Donc pas vérification des contraintes à L'ELS.

Vérification de la flèche :

Avant de passer à la vérification de la flèche proprement dit, on doit examiner les conditions de non vérification de la flèche par l'article B.7.5 des règles BAEL comme suit :

$$\begin{cases} h \geq \max \left\{ \frac{L}{16} ; \frac{M_t L}{10 M_0} \right\} \\ A_s \leq \frac{4.2 b d}{f_s} \\ L \leq 8.00 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t = 26.945 \text{ KNm/ml} \\ M_0 = 31.70 \text{ KNm/ml} \\ L = 3.6 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} h = 30 \text{ cm} > \max \left(\frac{L}{16} ; \frac{M_t L}{10 M_0} \right) = \max \left(\frac{360}{16} ; \frac{26.945 \cdot 360}{10 \cdot 31.70} \right) = \max(22.5 ; 30.6) = 30 \quad \text{cv} \\ A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 b_0 d}{f_e} = \frac{4.2 \cdot 20 \cdot 27}{400} = 5.67 \text{ cm}^2 \quad \text{c, v} \end{cases}$$

$$L = 3.6 \text{ m} \leq 8 \text{ m} \quad \text{c, v}$$

❖ Ferrailage sous sollicitations de torsion :

Calcul de la contrainte tangentielle de torsion :

Selon l'article A.5.4.2 des règles BAEL91 modifiée 99, les contraintes de cisaillement dues à

la torsion pour une section $\tau_{uT} = \frac{T_u}{2\Omega b_0}$

Avec :

$$b_0 = \frac{a}{6}$$

a : le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section

Ω : l'aire du contour à mi-épaisseur des parois

T_u : le moment de torsion ultime, dont 'il est égale à : 6.112KN.m

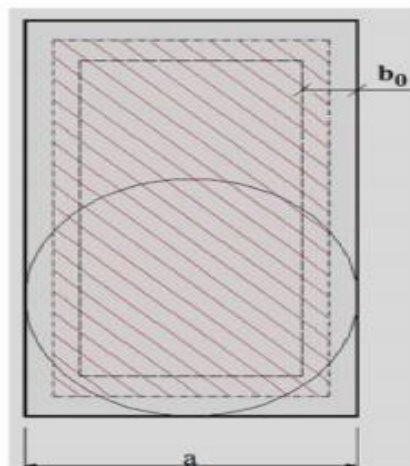


Figure III.8 : La section de torsion

Donc :

$$a = 0.20 \text{ m} \rightarrow b_0 = \frac{0.20}{6} = 0.033 \text{ m}$$

$$\Omega = (b - b_0)(h - b_0) = (0.20 - 0.033)(0.30 - 0.033) = 0.044 \text{ m}^2$$

Calcul de moment de torsion à l'E.L.U :

$$c = V_u * 0.1 = 35.226 * 0.1 = 3.522$$

$$M_t = c \frac{l}{2}$$

$$M_t = 3.522 \frac{3.6}{2} = 6.339 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{ut} = \frac{6.339 * 10^3}{2 * 440 * 3.3} = 2.18 \text{ MPa}$$

Vérification de contraintes tangentielles :

L'article A.5.4.3 des règles BAEL91 recommande de faire la vérification suivante

$$\sqrt{\tau_{uT}^2 + \tau_{uV}^2} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$2.27 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \quad \text{c.v}$$

Détermination des armatures de torsion :

Les armatures longitudinales :

Suivant la règle des coutures décrit par l'article A.5.3.1 des règles BAEL91 on à :

$$\frac{\sum A_l f_s}{U \gamma_s} = \frac{T_u}{2\Omega}$$

Où :

ΣA_l : est la section des armatures longitudinales engendrés par la torsion, et que l'on

Note A_s^t

U : le périmètre de l'aire Ω , et qui se calcul comme suit :

$$U = [(b - b_0) + (h - b_0)] \times 2 = [(0.20 - 0.033) + (0.30 - 0.033)] \times 2 = 0.868 \text{ m}$$

Par conséquent on n'aura :

$$A_s^T = \frac{\gamma_s U T_u}{2 f_{st} \Omega} = \frac{1.15 \times 0.868 \times 0.006}{2 \times 400 \times 0.044} = 1.7 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.7 \text{ cm}^2$$

Description des barres :

On adopte pour les armatures longitudinales de torsion : 3T12 avec

$$A_s^T = 3.39 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales :

Selon la même règle on à :

$$\frac{A_t^T f_{st}}{s_t \gamma_s} = \frac{T_u}{2\Omega}$$

$$\rightarrow A_t^T = \frac{\gamma_s s_t T_u}{2 f_{st} \Omega} = \frac{1.15 \times 0.15 \times 0.006}{2 \times 235 \times 0.006} = 5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.5 \text{ cm}^2$$

❖ Ferrailage totale :

La poutre palier, on doit superposer les deux ferraillements de flexion et de torsion :

Armatures longitudinales :

En travée :

$$A_s^{\text{travée}} = A_s^{\text{flexion}} + A_s^{\text{torsion}} = 3T12 + 3T12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

Armatures transversales :

$$A_s^{\text{appuis}} = A_s^{\text{flexion}} + A_s^{\text{torsion}} = 3T12 + 3T12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + A_t^{\text{torsion}} = 0.9 + 0.5 = 1.4 \text{ cm}^2$$

On adopte alors pour les armatures transversales 5T8 avec $A_t = 2.51 \text{ cm}^2$, un cadre et une épingle de 8.

❖ Vérification au ferrailage minimale (Torsion-flexion)

Sur appuis :

On doit vérifier que :

$$\frac{A_s f_e}{b_o U} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

En travée :

$$\rightarrow \frac{A_s f_e}{b_o U} = \frac{6.78 \times 10^{-4} \times 400}{0.033 \times 0.868} = 9.46 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \frac{A_s f_e}{b_o U} = \frac{6.78 \times 10^{-4} \times 400}{0.033 \times 0.868} = 9.46 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa}$$

Armatures transversales :

On doit vérifier que :

$$\frac{A_t f_{et}}{b_o s_t} \geq 0.4 \text{ MPa},$$

$$\rightarrow \frac{A_t f_{et}}{b_o s_t} = \frac{2.51 \times 10^{-4} \times 235}{0.033 \times 0.15} = 11.916 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

❖ Schéma de ferrailage :

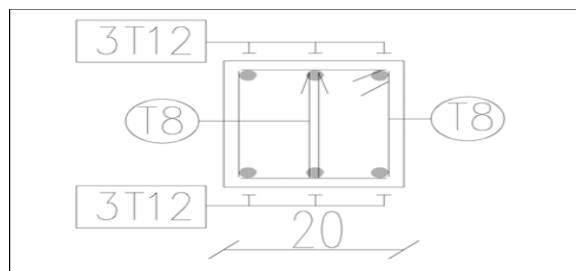


Figure III.9 : Schéma de ferrailage de la poutre palier

III.5 Calcul des escaliers :

Méthode de calcul de l'escalier :

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 longueur.

Hypothèses de calcul :

Les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc la fissuration sera considérée comme peu nuisible.

L'ensemble volée-palier sera considéré comme une poutre simplement fléchie de largeur unitaire, et bi-articulée à ses deux extrémités pour le calcul du moment de la travée isostatique.

Ce moment sera ventilé en travée et sur appuis par des coefficients de continuité qui tiennent compte de l'effet d'encastrement aux extrémités de cette poutre.

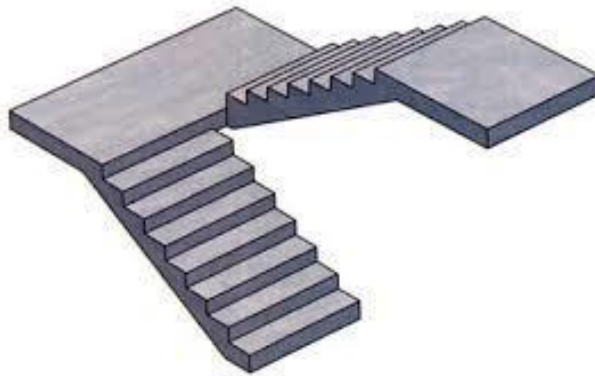


Figure III.10 : Les composants des escaliers

➤ **Combinaison des charges :**

Tableau III.1 Les Combinaison des charges d'escaliers

	Volée (KN /m ²)	Palier (KN/m ²)
Charge permanent (G)	8.62	4.75
Charge d'exploitation(Q)	2.5	2.5

Zone volée :

ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 15.39 \text{ KN/m}^2$

ELS : $N_s = G + Q = 11.12 \text{ KN/m}^2$

Zone palier :

ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 10.16 \text{ KN/m}^2$

ELS : $N_s = G + Q = 7.25 \text{ KN/m}^2$

Mur extérieurs :

$$G=1.75\text{KN/m}^2$$

$$\text{ELU : } N_u=1.35G=1.35 \times 1.75 \times (3.74-0.15) = 8.48 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS: } N_s=G=1.75 \times (3.74-0.15) = 6.28 \text{ KN/m}^2$$

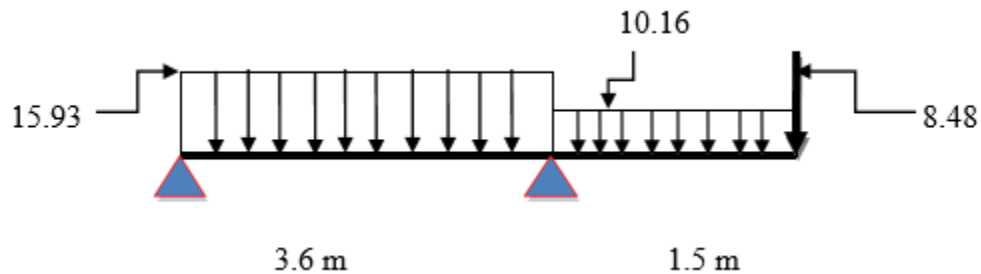


Figure III.11 : Schéma statique des escaliers

➤ **Calcul des sollicitations :**

ELU :

En utilisant le formulaire de calcul des poutres de Henry Thonier (conception et calcul des structures de bâtiment tome1). En tenant en considération l'effet de l'encastrement aux extrémités, et selon l'article A.8.2, 32 des règles BAEL91mod99, on aura comme moments : ($M_{travée} = 0.8M_0$; $M_{appui} = -0.3M_0$)

Les réactions :

$$R_A + R_B = 15.39 \times 3.60 + 10.16 \times 1.5 + 8.48$$

$$R_A + R_B = 79.12$$

$$\sum M/A = 0 \implies \frac{15.39 \times 3.6^2}{2} - R_B \times 3.60 + (10.16 \times 1.5 \times 4.35) + 8.48 \times 5.1 = 209.269 - R_B \times 3.6$$

$$R_B = 58.13 \text{ KN}$$

Donc :

$$R_A = 79.12 - 58.13 = 20.99 \text{ KN}$$

➤ **Calcul les moments fléchissant et les efforts tranchants :**

Nous procédons par la méthode des sections, car la poutre est soumise des chargements différents

Effort tranchant :

$$\begin{cases} v(0) = 20.99 \\ M(3.6) = -34.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Coupe 1-1 : } 0 \leq x \leq 3.60$$

$$\sum F/y = 0 \implies -15.39x + 20.99 = 0$$

$$\text{Coupe 2-2 : } 0 \leq x \leq 1.5$$

$$\sum F/y = 0 \quad 10.16x + 8.48 = 0 \quad \begin{cases} V(0) = 8.48 \text{ KN} \\ V(1.50) = 23.72 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

Coupe 1-1 : $0 \leq x \leq 3.60$

$$\sum M = 0 \quad \frac{-15.39x^2}{2} + 20.99x = 0 \quad \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(3.6) = -24.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Coupe 2-2 : $0 \leq x \leq 1.5$

$$\sum M = 0 \quad \frac{-10.16x^2}{2} - 8.48x = 0 \quad \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.5) = -24.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On a dans la coupe : $0 \leq x \leq 3.60$ avec $x_0 = 1.35$ le moment max :

$$M_0(1.35) = 14.31 \text{ KN.m} = M_{ax}$$

Selon l'article A.8.2 des règles BAEL91mod99, on aura comme moments :

Le moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 14.31 = 12.16 \text{ KN.M}$$

Le moment sur appui $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 14.31 = -4.29 \text{ KN.m}$

ELS :

Les réactions :

$$R_A = 15.14 \text{ KN}$$

$$R_B = 42.05 \text{ KN}$$

Coupe 1-1 : $0 \leq x \leq 3.60$

Tableau **III.2** Coupe 1—1 des Escaliers

Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KNm)
$V(0) = 15.14$	$M(0) = 0$
$V(3.6) = -24.89$	$M(3.6) = -17.55$

Tableau Coupe 1—1 des Escaliers

Coupe 2-2 : $0 \leq x \leq 1.5$

Tableau **III.3** Coupe 2—2 des Escaliers

Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KNm)
$V(0) = 6.28$	$M(0) = 0$
$V(1.5) = 17.15$	$M(1.5) = -17.55$

On a dans la coupe : $0 \leq x \leq 3.60$ avec $x_0 = 1.35$ le moment max :

$$M_0 = 10.30 \text{ KN.m}$$

Selon l'article A.8.2 des règles BAEL91mod99, on aura comme moments :

Le moment en travée :

$$M_t = 0.85 \times 10.33 = 8.76 \text{ KN.M}$$

Le moment sur appui :

$$M_a = -0.3 \times 10.30 = -3.09 \text{ KN. M}$$

Les diagrammes :

ELU :

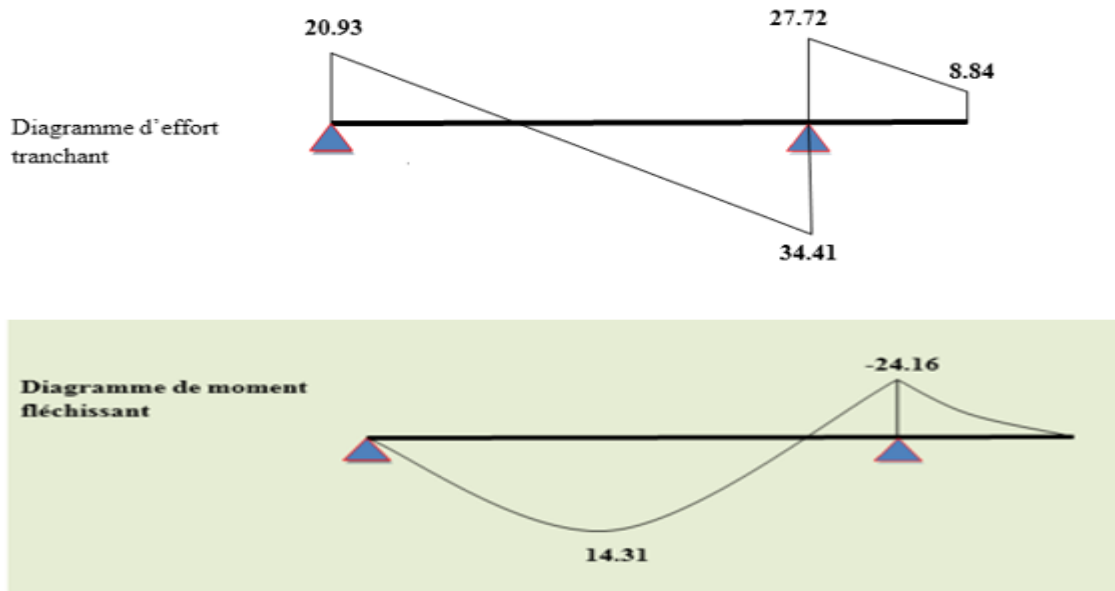


Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchants et moment fléchissant

ELS :

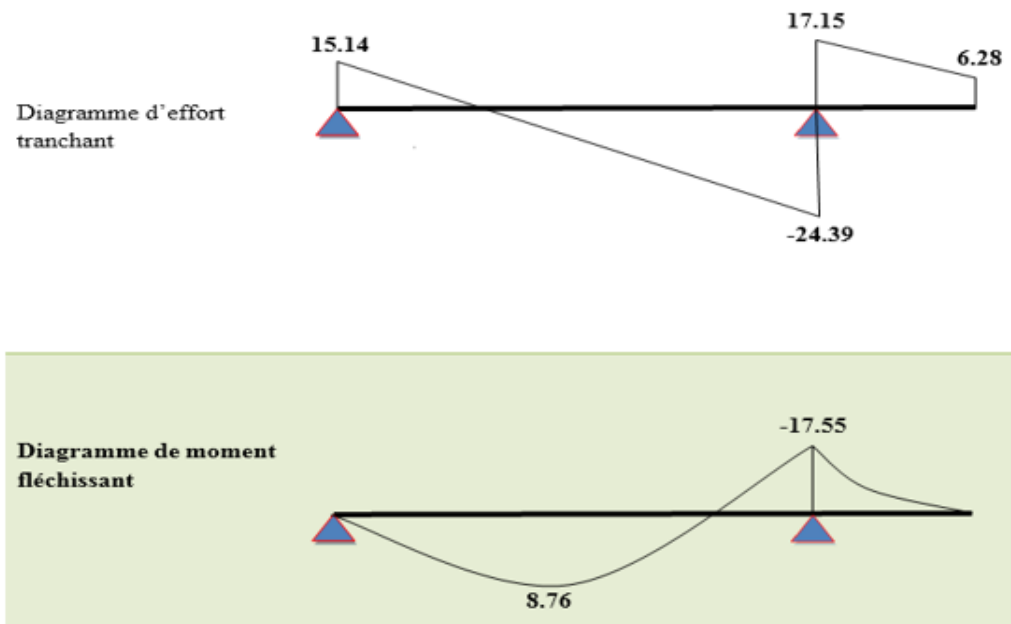


Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchants et moment fléchissant

❖ **Le Ferrailage a ELU :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m (voir figure ci-après) :

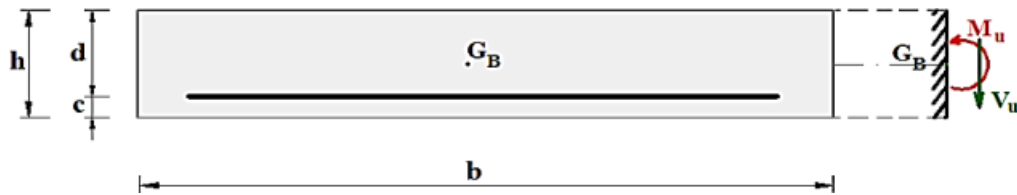


Figure III.14 : Les dimensions de ferrailage pour 1 bande

Avec : $h=15\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $d=13\text{cm}$

Ferrailage En travée :

$M_{tu}=12.16\text{kn/ml}$ et $M_{t.ser}=8.76\text{ KN/ml}$

Calcul le moment limite :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{12.16}{8.76} = 1.38$$

On a : $f_s E400$ et $f_{c28} = 25\text{ Mpa}$

$$\mu l = 0.341 \cdot \gamma - 0.1776 = 0.292$$

Calcul le moment réduit (μ) :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{12.16 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.051 \leq 0.292 \quad A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0.065$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.97$$

$$A_s = \frac{12.16 \times 10^6}{0.97 \times 130 \times 348} = 277\text{ mm}^2 = 2.77\text{ cm}^2$$

Ferrailage minimal

Le ferrailage minimal imposé par la règle de millièmes et la règle de condition de non-fragilité :

$$A_{min} \geq \max \left(\frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \implies A_{min} \geq 1.57\text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (1.57; 2.77) = 2.77\text{ cm}^2$$

Ferrailage En appui :

Tableau III.4 Ferrailage En appui D'escaliers

M(KN/ml)	b(cm)	d(cm)	μ	α	β	As (cm²)	As.min(cm²)
24.16	100	130	0.101	0.133	0.95	5.62	1.57

Alors après la consultation de l'enseignant on a adopté le ferrailage de appuis et le même on travée : **As** =5.65**cm²**=5HA12.

L'espacement ci :

Selon le BAEL91 mode 99 article 14.II.3 :

$$St \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}).$$

$$St \leq \min (45; 33) = 33\text{cm}$$

$$St=20 \text{ cm}$$

❖ Les Armatures de répartition :

Selon le BAEL91 mod99 article 14.II.2 :

$$Ar \geq \frac{As}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41\text{cm}^2$$

Donc on a adopté : 4HA8 ; **As.a**= 2.01 **cm²**

L'espacement ci : St=25cm

Vérification à l'effort tranchant à ELU :

Selon le BAEL91 modifié99 chapitre 13. III.2.1.

On doit vérifier la condition ci-après :

$$\tau_u \leq \bar{r}$$

La fissuration est considérée comme non préjudiciable :

$$\bar{r}_u = \min \left(\frac{0.2fc28}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) = \min (3.33 \text{ Mpa} ; 5\text{MPa}) ; \bar{r}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} = \frac{34.41 \cdot 10^3}{1 \cdot 0.13} = 0.264\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C.V}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6fc28 = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s ; \bar{\sigma}_s = Fe = 400 \text{ MPA}$$

Et on l'a contrainte du béton donne par la relation suivant :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

En travée :

On a: $M_{ser} = 8.76 \text{ KN.m/ml}$; $A_s = 2.77 \text{ cm}^2$

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

Avec:

$$\eta = 15 \text{ (d'après le BAEL).}$$

$$50. y^2 + 41.55y - 540.15 = 0$$

D'après la résolution d'équation on a trouvé deux solution : $y_1 < 0$ rjt ; $y_2 = 2.90 \text{ cm}$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2$$

$$I = 5051.48 \text{ cm}^4$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{8.76 \cdot 10^6}{5051.48 \cdot 10^4} \cdot 29 = 5.029 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 262.72 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

En Appuis :

On a: $M_{ser} = 3.09 \text{ KN.m/ml}$; $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$

$$50. y^2 + 84.75. y - 1101.75 = 0$$

D'après la résolution d'équation on a trouvé deux solution : $y_1 < 0$ rjt ; $y_2 = 3.92 \text{ cm}$

Le moment d'inertie :

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

$$I = 8995.21 \text{ cm}^4$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = 1.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_s = 46.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

On peut dire que le ferrailage adopté à l'ELU, est valable à l'ELS.

❖ Vérification de la flèche à l'ELS :

Avant de passer directement à la vérification de la flèche, il faut qu'on examine d'abord les conditions qui nous dispensent de cette vérification. Ces conditions sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} H \geq \max\left(\frac{L}{16}; \frac{MtL}{10M_0}\right) \\ L \leq 8 \text{ m} \\ A_s \leq \frac{4.2b_0d}{f_e} \end{array} \right.$$

Application numérique :

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 15\text{cm} \geq \max \left(\frac{360}{16} ; \frac{8.76 \cdot 360}{10 \cdot 10.30} \right) (22.5; 30.61) = 30.61 \text{ cm} \quad \text{c. n. v} \\ L = 3.6 \leq 8\text{m} \quad \text{C. V} \\ As = 2.77 \leq \frac{4.2 \cdot 100 \cdot 15}{400} = 15.75 \quad \text{C. V} \end{array} \right.$$

Puisque la première condition est non vérifiée, donc on doit faire une vérification de la flèche comme suit, en examinant la condition suivante :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

Avec :

f_{gv} et **f_{gi}** : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanées ou différées).

f_{ji} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation. Pour un porté < 5 m, la flèche admissible :

$$f = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0.72\text{cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + 15As \cdot y - 15 \cdot As \cdot d = 0$$

Après résolution de cette équation on trouve que : $y = 2.90$ cm.

Le moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot As (d - y)^2$$

Après résolution de cette équation on trouve que : $I = 5051.48 \text{ cm}^2$

Calcul du moment d'inertie de la section totale rendue homogène (I_0) :

$$I_0 = \frac{bh^2}{12} + 15 \left(As \cdot \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + As \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \right)$$

$$A's = 0 \implies \text{Donc : } d' = 0$$

Donc la solution ci :

$$I_0 = 29381.89 \text{ cm}^2$$

Calcul du facteur(λ) :

$$\lambda_i = \frac{0.005ft28}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \text{ avec } \rho = \frac{As}{bd} \quad \text{Pour les charges a courte durée d'application}$$

$$\lambda_v = 0.4\lambda_i \quad \text{Pour les charges a longue durée d'application}$$

Donc :

$$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{2.77}{100 \times 13} = 2.13 \times 10^{-3}$$

$$\lambda i = \frac{0.005 \times 2.1}{2.13 \times 10^{-3} \times 5} = 9.86$$

$$\lambda v = 0.4 \times 9.86 = 3.94$$

Calcul des moments :

Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (M_g) :

$$M_g = \left(\frac{GpL^2}{8} \right) = 8.62 \times \frac{3.6^2}{8} = 13.96 \text{ KN. m}$$

Le moment dû aux charges permanentes appliquées à la mise en œuvre des revêtements (M_j) :

$$M_j = \left(\frac{JL^2}{8} \right) = \frac{8.22 \times 3.6^2}{8} = 13.31 \text{ KN. m}$$

Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation : $M_p = M_{tser} = 8.76 \text{ KN.m}$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sg} = \frac{15.M_g}{I}. (d - y) = 41.86 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sj} = 39.91 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 26.27 \text{ Mpa}$$

Calcul des paramètres (μ) :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = -0.49 < 0$$

$$\mu_j = -0.66 < 0$$

$$\mu_p = -0.68 < 0$$

Calcul de l'inertie fissurée :

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda \mu}$$

On a : $\mu = 0$

$$I_f = 3.23 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul des flèches :

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 E_v I_{f_{gv}}} = \frac{13.96 \times 10^{-3} \times 3.6^2}{10 \times 10818.87 \times 3.23 \times 10^{-4}} = 0.005 \text{ m}$$

$$f_{gi} = 0.001 \text{ m}$$

$$f_{ji} = 0.002 \text{ m}$$

$$f_{pi} = 0.001 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

$$\Delta f_t = 0.003 \text{ m} < \bar{f} = 0.0072 \text{ m C.V}$$

Dans la console :

$$M_{t_{ser}} = \frac{q_s \cdot L^2}{2} + q_{s.mur} \cdot L = \frac{7.25 \cdot 1.35^2}{2} + 6.28 \times 1.35 = 15.08 \text{ KN.m}$$

$$H = 15 \text{ cm} \geq \left(\frac{135}{16}; \frac{15.08 \cdot 1.35}{10 \cdot 17.55} \right); (8.43 \text{ cm}; 116 \text{ cm}) \quad \text{C.V}$$

$$AS = 2.77 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 \cdot 100 \cdot 15}{400} = 15.75 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$L = 1.35 \text{ m} < 8 \text{ m} \quad \text{C.V}$$

Les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :

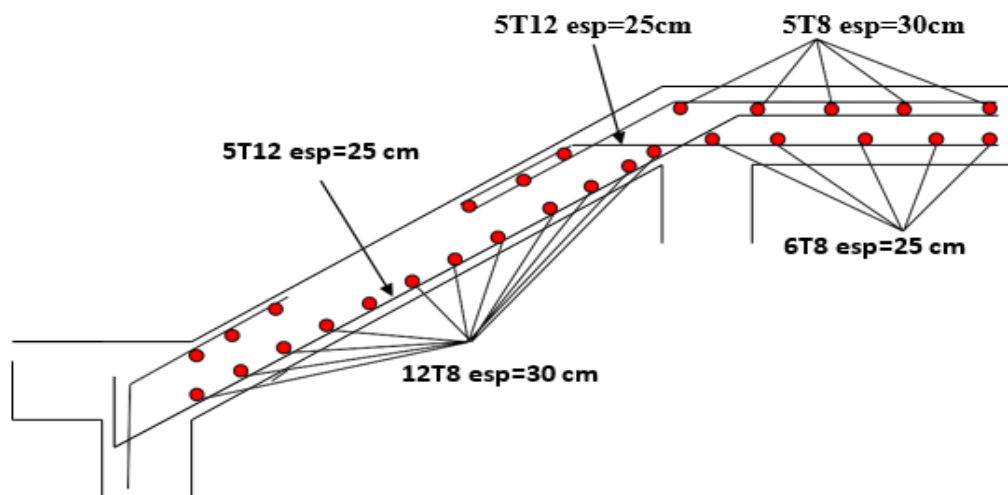


Figure III.15 : Schéma de ferrailage des escaliers

III.6 Etude des planchers :

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane (horizontale) séparant deux niveaux, destinée à limiter les revêtements de sol et il assure les fonctions principales suivantes :

Fonction de résistance mécanique où il doit supporter son poids propre et les surcharges.

Fonction d'isolation thermique et phonique qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond ou revêtement de sol approprié.

Transmet les charges verticales aux éléments porteurs et répartit les charges horizontales au système de contreventement qui assure la compatibilité des déplacements horizontaux (plancher infiniment rigide).

Le choix du plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il

répond aux conditions suivantes :

Facilité et rapidité d'exécution.

Plus légère que la dalle pleine.

Economie.

Sur le plan sécuritaire, il offre une bonne résistance au feu.

Etude des poutrelles :

Plancher 16+4

Dimensionnement des poutrelles :

Hauteur de la poutrelle : $h=20\text{cm}$

L'épaisseur du corps creux : $e=16\text{cm}$

Epaisseur de la dalle de compression : $=4\text{cm}$

La largeur de la poutrelle :

$b = b_0 + 2 c_1$ avec : $b_0 = 12 \text{ cm}$

Le corps Creux utilisé pour ce plancher : $d_c = 53 \text{ cm}$

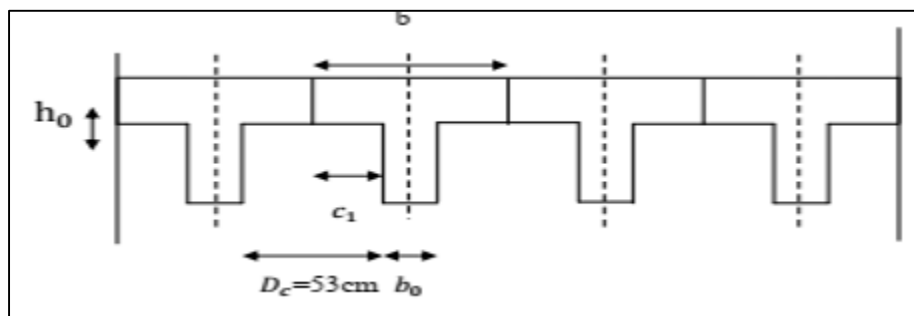


Figure III.16 : Dimensionnement des poutrelles

Evaluation des charges

Plancher terrasse :

$G=5.976 \text{ KN/m}^2$ $Q=1\text{KN/m}^2$

Plancher étage courant :

$G=5.8 \text{ KN/m}$ $Q=1.5\text{KN/m}^2$

On calcule le plancher le plus défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres

Planchers des différents niveaux :

Le cas le plus défavorable c'est le cas de terrasse : $G=5.976 \text{ KN/m}^2$ et $Q=1 \text{ KN/m}^2$

Choix de la méthode de calcul :

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérées comme poutres

Continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

La méthode forfaitaire.

La méthode de Caquot.

Méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

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

Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents Travées.

Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\begin{cases} 0.8 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{l_n}{l_{n-1}} \leq 1.25 \end{cases}$$

Fissuration peu nuisible.

Si l'une des conditions vérifiée la méthode forfaitaire applicable

Application :

Plancher terrasse

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 2G = 11.952 \text{ KN/m}^2 \text{ condition vérifié.}$$

Plancher Etage courant

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 11.6 \text{ KN/m}^2 \text{ condition vérifié.}$$

Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

La fissuration est peu préjudiciable

$$4) \begin{cases} 0.8 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 1.22 \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{l_n}{l_{n-1}} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 0.81 \leq 1.25 \end{cases} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Remarque : les conditions d'application sont vérifiées on utilise la méthode forfaitaire

❖ Méthode forfaitaire

Application de la méthode :

α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanent et d'exploitation ;
en valeur non pondérées :

$$\alpha = Q / G + Q.$$

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de compression, avec : $M_0 =$

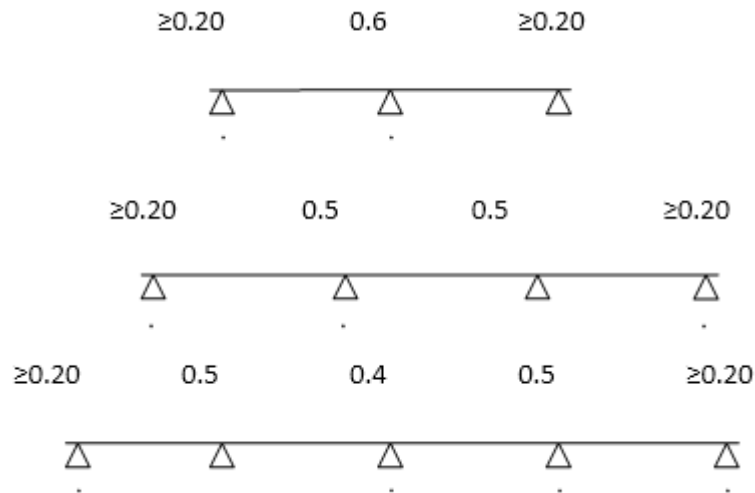
$$\frac{ql^2}{8}$$

M_w, M_e : Sont des moments sur appuis.

M_t : Moment sur travée avec :

- $M_t \geq \max \{1.05 \cdot M_0; (1 + 0.3 \alpha) \cdot M_0 - (M_w + M_e) / 2\}$.
- $M_t \geq (1 + 0.3 \alpha) \cdot M_0 / 2$: dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \cdot M_0 / 2$: dans une travée de rive.

Le moment sur appuis à corde de nombre de travées



Calcul de M_0 :

E.L.U :

$$M_{0u} = \frac{P_u \cdot l^2}{8}$$

E.L.S:

$$M_{0s} = \frac{P_s \cdot l^2}{8}$$

Calcul de l'effort tranchant isostatique :

E.L.U :

$$T_{0u} = \frac{P_u \cdot l}{2}$$

E.L.S :

$$T_{0s} = \frac{P_s \cdot l}{2}$$

L'effort tranchant :

$$V_1 = T_0 + (M_e - M_w) / l$$

$$V^2 = -T^0 + (M_e - M_w) / l$$

Plancher terrasse :

Charge permanentes : $G = 5.976 \text{ KN / m}^2$.

Charge d'exploitations $Q = 1 \text{ KN / m}^2$.

Charges sur 0.65 m (distances entre poutrelles) :

$$G = 5.976 \times 0.65 = 3.884 \text{ KN / ml.}$$

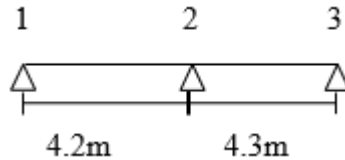
$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN / ml.}$$

Calcul statique :

$$\text{E.L.U : } P_u = 1.35 \times 3.884 + 1.5 \times 0.65 = 5.568 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{E.L.S : } P_u = 3.884 + 0.65 = 4.534 \text{ KN / ml}$$

❖ Plancher 1^{er} type :



ELU :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.65}{3.884+0.65} = 0.14$$

$$1 + 0.3 \alpha = 1 + 0.3 \times 0.14 = 1.04$$

$$\text{Max } (1.05; 1 + 0.3\alpha) = 1.05$$

❖ Calcul les moments en travée et sur appuis à l'ELU.

➤ Moment isostatique :

Travée01 :

$$M_{01} = \frac{qul^2}{8} = \frac{5.568 \times 4.2^2}{8} = 12.277 \text{ KN.m}$$

Travée02 :

$$M_{02} = \frac{qul^2}{8} = \frac{5.568 \times 4.3^2}{8} = 12.869 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments des appuis :

$$\text{Appui A : } M_{aA} = 0.2 \times M_0 = 0.2 \times 12.277 = 2.455$$

$$\text{Appui B : } M_{aB} = 0.6 \times \max(M_{01}; M_{02}) = 0.6 \times 12.869 = 7.721$$

$$\text{Appui C : } M_{aC} = 0.2 \times M_{02} = 0.2 \times 12.869 = 2.573$$

➤ Les moments de la travée :

Travée de rive AB :

$$M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \cdot M_0 / 2$$

$$M_t \geq (1.2 + (0.3 \times 0.14)) \cdot 12.277 / 2 = 7.624$$

$$M_t \geq \max \{ 1.05 \cdot M_0 ; (1 + 0.3 \alpha) \cdot M_0 - (M_W + M_e) / 2 \}.$$

$$M_t \geq \max \{ 12.890 ; 7.887 \} = 12.890$$

Travée de rive BC :

$$M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \cdot M_0 / 2$$

$$M_t \geq (1.2 + (0.3 \times 0.14)) \cdot 12.869 / 2 = 7.991$$

$$M_t \geq \max \{ 1.05 \cdot M_0 ; (1 + 0.3 \alpha) \cdot M_0 - (M_W + M_e) / 2 \}.$$

$$M_t \geq \max \{ 13.512 ; 8.26 \} = 13.512$$

Tableau III.5 : Les valeurs des moments en travée et sur appuis à l'ELU

Travée	01		02	
L (m)	4.2		4.3	
M _{0u} (N.m)	12.277		12.869	
Appui	01	02	03	
Coef. Forfaitaire	0.20	0.6	0.20	
MA (KN.m)	2.455	7.366	2.573	
M _t (KN.m) (c.1)	12.89		13.512	
M _t (T.de rive)	7.624		7.991	
M _t (resultant)	12.98		13.512	

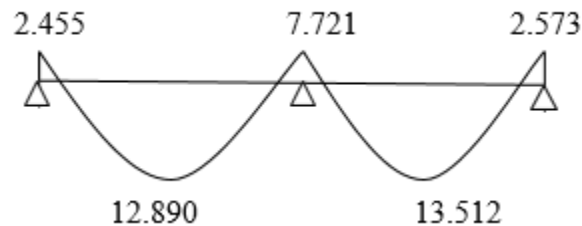


Figure III.17 : Diagramme les moments en travée et sur appuis à l'ELU

❖ Calcul de l'effort tranchant

E.L.U :

$$T_u = \frac{P_u \cdot l}{2} = 11.962 \text{ KN}$$

E.L.S :

$$T_s = \frac{P_s \cdot l}{2} = 9.521 \text{ KN}$$

$$V_1 = T_0 + (M_e - M_W) / l$$

$$V_2 = - T_0 + (M_e - M_W)$$

Tableau III.6 : Les valeurs de l'effort tranchant sur appuis à l'ELU

Section	M _e (KN.m)	M _w (KN.m)	T ₀ (KN)	L(m)	V ₁ (KN)	V ₂ (KN)
1-2	2.455	7.366	11.692	4.2	14.030	-16.603
2-3	2.573	7.721	9.521	4.3	8.323	-14.669

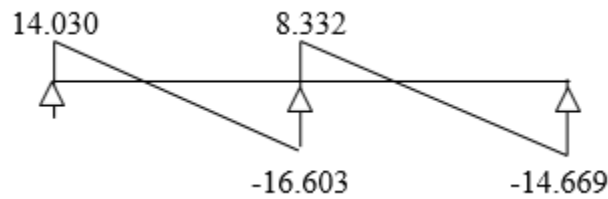


Figure III.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

❖ Calcul des moments en travée et sur appuis à l'ELS.

➤ Moment isostatique :

$$M_{01} = \frac{qsl^2}{8} = \frac{4.534 \cdot 4.2^2}{8} = 9.997 \text{ KN.m}$$

Travée02 :

$$M_{02} = \frac{qsl^2}{8} = \frac{9.534 \cdot 4.3^2}{8} = 10.479 \text{ KN.m}$$

Les moments des appuis :

Appui A : $M_{aa} = 0.2 \times M_0 = 2$

Appui B : $M_{ab} = 0.6 \times \max(M_{01}; M_{02}) = 6.287$

Appui C : $M_{ac} = 0.2 \times M_{02} = 2.095$

Les moments de la travée :

Travée de rive AB :

$$M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \cdot M_0 / 2$$

$$M_t \geq 6.208$$

$$M_t \geq \max \{ 1.05 \cdot M_0 ; (1 + 0.3 \alpha) \cdot M_0 - (M_W + M_e) / 2 \}.$$

$$M_t \geq \max \{ 10.496 ; 6.420 \} = 10.496$$

Travée de rive AB :

$$M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \cdot M_0 / 2$$

$$M_t \geq 6.907$$

$$M_t \geq \max \{ 1.05 \cdot M_0 ; (1 + 0.3 \alpha) \cdot M_0 - (M_W + M_e) / 2 \}.$$

$$M_t \geq \max \{ 11.002 ; 6.727 \} = 11.002$$

Tableau III.7 : Les valeurs des moments en travée et sur appuis à l'ELS

Travée	1	2
L (m)	4.2	4.3
$M_{0u} = P_s \cdot L_2 / 8 (\text{KN.m})$	9.997	10.479

Appui	1	2	3
Coef. Forfaitaire	0.20	0.6	0.20
MA (KN.m)	1.994	5.998	2.095
Mt (KN.m)	10.496		11.002
Mt (T.de rive)	6.208		6.507
Mt (resultant)	10.496		11.002

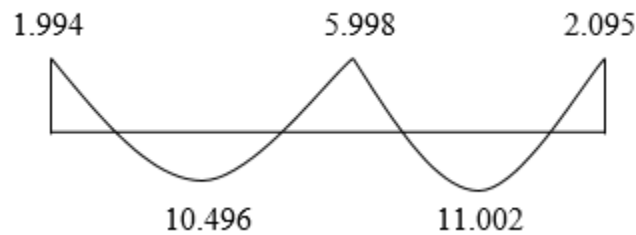


Figure III.19 : Diagramme les moments en travée et sur appuis à l'ELS

Calcul de l'effort tranchant

E.L.U :

$$T_u = \frac{P_u.l}{2} = 9.521 \text{ KN}$$

E.L.S :

$$T_s = \frac{P_s.l}{2} = 9.748 \text{ KN}$$

$$V_1 = T_0 + (M_e - M_w) / l$$

$$V_2 = - T_0 + (M_e - M_w)$$

Tableau III.8 : Les valeurs de l'effort tranchant sur appuis à l'ELS

Section	Me(KN.m)	Mw(KN.m)	T0(KN)	L (m)	V ₁ (KN)	V ₂ (KN)
1-2	1.994	5.998	9.521	4.2	8.567	-10.474
2-3	2.095	6.287	9.748	4.3	8.773	-10.722

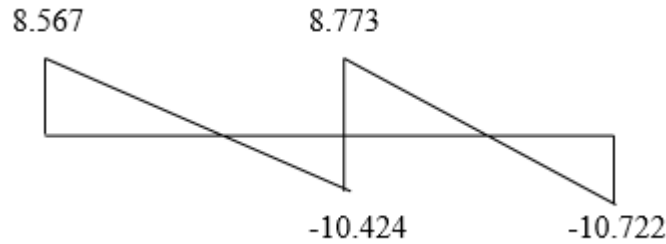


Figure III.20 : Diagramme des efforts tranchants a ELS

❖ Calcul des armatures longitudinales :

Tableau III.9 : Récapitulatif des résultats.

$M_{au}(\text{max})$ (KN.m)	$M_{tu}(\text{max})$ (KN.m)	$V(\text{max})$ (KN)
7.366	13.512	-16.603

$$b = 0.65 \text{ m} ; b_0 = 0.1 \text{ m} ; h_0 = 0.04 \text{ m} ; h = 0.2 \text{ m} ; d = 0.9h = 0.18 \text{ m}$$

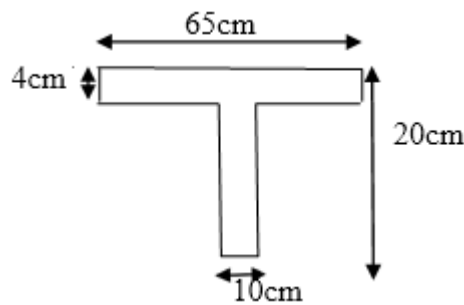


Figure III.21 : Coffrage de la poutrelle

D'après l'organigramme de la flexion simple nous trouverons les résultats suivants :

❖ Moment de référence :

En travée :

Les calculs des armatures s'effectuent comme une poutre de section en T. Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tab} = b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \sigma_{bc} \sigma_{st}$$

$$= 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M < M_t \rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \cdot h)$, $b = 65 \text{ cm}$ et $h = 20 \text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13.512 \cdot 10^{-3}}{0.65 \cdot 0.18^2 \cdot 14.2} = 0.045$$

$$\mu_L = 0.302$$

$$\mu_{bu} < \mu_L A'_s = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.045}) = 0.057$$

$$Z_b = 0.18(1 - 0.4 \cdot 0.057) = 0.17m$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$A = \frac{Mu}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{13.512 \cdot 10}{0.17 \cdot 348} = 2.28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}12/\text{ml} = 3.39\text{cm}^2 \quad A_u = 3.39\text{cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}, f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23(65 \times 18) \times \frac{2.1}{400} = 1.41\text{cm}^2$$

$$\text{On remarque que : } A_{\min} < A_u = 3.39\text{cm}^2$$

➤ **Sur appuis :**

La table entièrement tendue donc la section à considérer pour le calcul est une section

Rectangulaire ($b \times h$) = (10×20) cm².

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.366 \cdot 10^{-3}}{0.1 \cdot 0.18^2 \cdot 14.2} = 0.16$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.16}) = 0.219$$

$$\mu_L = 0.302$$

$$\mu_{bu} < \mu_L A'_s = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$Z_b = 0.18(1 - 0.4 \cdot 0.219) = 0.16m$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$A = \frac{Mu}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{7.366 \cdot 10}{0.16 \cdot 348} = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA}12/\text{ml} = 2.26\text{cm}^2 \quad A_u = 2.26\text{cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}, f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23(20 \times 18) \times \frac{2.1}{400} = 0.26\text{cm}^2$$

$$\text{On remarque que : } A_{\min} < A_u = 2.26\text{cm}^2$$

➤ **Les vérifications :**

Vérification à l'E.L.U :

En travée :

Vérification de l'effort tranchant (Art III.2/BAEL 91)

$$T=16.603\text{KN}$$

Il faut vérifier que $\tau_u < \tau_u^-$ FP

$$\tau_u^- = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\tau_u^- = \min \{ 2.5\text{MPa}; 5\text{MPa} \} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} = \frac{16.603 \times 10^3}{650 \times 180} = 0.14\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.14 \text{ MPa} \leq \tau_u^- = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{C. V}$$

$$\tau_{ser} < \tau_{se}^-$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \leq \tau_{se}^- = \psi_s^- \cdot f_{t28} = 3.15\text{MPa}$$

$$\psi_s = 1.5 (\text{acier Fe400, haute adhérence})$$

$$\sum u_i = n\pi\varnothing = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.03\text{mm}$$

n : nombre des barres

$\varnothing$: Diamètre des barres $\varnothing=12\text{mm}$

$$\tau_{ser} = \frac{16.603 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 0.906 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0.906 < \tau_{se}^- = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{C. V}$$

En Appuis :

$$T = 16.603 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que : $\tau_u < \tau_u^-$

$$\tau_u^- = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\tau_u^- = \min \{ 2.5\text{MPa}; 5\text{MPa} \} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} = \frac{16.603 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.922\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.922 \text{ MPa} \leq \tau_u^- = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{C. V}$$

Vérification d'adhérence

$$\tau_{ser} < \tau_{se}^-$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \leq \tau_{se}^- = \psi_s^- \cdot f_{t28} = 3.15\text{MPa}$$

$$\psi_s = 1.5 (\text{acier Fe400, haute adhérence})$$

n : nombre des barres

$$\sum u_i = n\pi\varnothing = 2 \times 3.14 \times 12 = 75.36\text{mm}$$

$\emptyset$: Diamètre des barres $\emptyset=12\text{mm}$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{16.603 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.36} = 1.359 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{ser}} = 1.35 < \tau_{\text{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

C . V

❖ Calcul des Armature transversale et de l'espacement :

➤ Calcul des armatures transversales

Le ferrailage transversal est calculé suivant les règlements suivant : Suivant le

RPA99V2003(Article.7.5.2.2)

$$\begin{cases} \frac{A_t}{s_t} \geq 0.003b_0 \\ s_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_L \right) \dots \dots \text{zone nodale} \text{ Avec: } \emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset_l \right) \\ s_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\emptyset_t \leq \min[5.7; 10; 12] = 5.7 \text{ mm}$$

Nous prendrons $\emptyset = 6 \text{ mm}$; les armatures transversales sont : 2 $\emptyset 6$ ($A = 0.57\text{cm}^2$).

Calcul de l'espacement (s_t)

Zone courant ; $s_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) =$

Zone nodal ; $s_t = s_t (\text{Zone courant}) / 2$

Donc :

$$s_t \leq \min (0.9 ; 40) = \min (16.2 ; 40)$$

$$s_t \leq 16.2\text{cm}$$

On prend : $s_t = 15 \text{ cm}$ (sauf pour le premier plan des armatures transversale qui sera placé à).

Vérification à l'E.L.S :

$$\frac{s_t}{2} = 7.5\text{cm}$$

a) la contrainte de compression dans le béton :

La fissuration étant peu préjudiciable, on doit vérifier.

En travée :

$M_{\text{ser}} = 10.496\text{KNm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $A = 3.39\text{cm}^2$; $A_s' = 0$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Position de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = Ky \text{ avec } k = \frac{M_{\text{ser}}}{I}$$

On a)

$$y = n \frac{A_s + A_s'}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s + d \cdot A_s'}{7.5(A_s + A_s')^2}} - 1 \right)$$

$$y = 15 \frac{3.39}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{18 \times 65}{7.5 \times 3.39}} - 1 \right)$$

$$y = 4.58\text{cm}$$

avec ($A' = 0$ $\eta_l = 15$)

$$I = \frac{65}{3} (4.58)^3 + 15 \times 3.39 (18 - 4.58)^2 = 11239.46 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{10.496 \times 10^6}{11239.46 \times 10^4} = 0.093 \text{ N/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k.y = 0.093 \times 45.8 = 4.27 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C. V}$$

Vérification de la contrainte maximale de l'acier

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - d')^2$$

$$\sigma_s = K(d - y) = 15 \times 0.093 (180 - 45.8) = 187.209 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 187.209 \text{ MPa} \leq \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{C. V}$$

$$\sigma_s^- = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

En Appuis :

$$M_{ser} = 5.998 \text{ KN.m} ; b = 10 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; A = 2.26 \text{ cm}^2 ; A_s' = 0$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = Ky \quad \text{avec} \quad k = \frac{M_{ser}}{I}$$

Position de l'axe neutre :

avec ($A' = 0$ $\eta_l = 15$)

On a

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

$$Y = 15 \frac{2.26}{10} \left(\sqrt{1 + \frac{18 \times 10}{7.5(2.26)}} - 1 \right)$$

$$Y = 8.16 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - d')^2$$

$$I = \frac{10}{3} (8.16)^3 + 15 \times 2.26 (18 - 8.16)^2 = 5093.516 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{5.998 \times 10^6}{5093.516 \times 10^4} = 0.117 \text{ N/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k.y = 0.117 \times 81.6 = 9.6 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C. V}$$

Vérification de la contrainte maximale de l'acier

$$\sigma_s \leq \sigma_s^-$$

$$\sigma_s = K (d - y) = 15 \times 0.117 (180 - 81.6) = 172.692 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 172.692 \text{ MPa} \leq \sigma_{s\text{---}} = 348 \text{ MPa} \quad \text{C. V}$$

$$\sigma_s^- = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad 2) \frac{l}{h} > \frac{1M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ MPa}$$

Avec :

l : La portée entre nus d'appuis (4,05m)

H : hauteur de la section (15 cm)

M_t : moment max en travée

M_0 : moment de la travée de référence

A : section d'acier tendu en travée

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{430} = 0.04 < 0.06 \quad \text{c. v}$$

Donc on va calculer la flèche et vérifiée celle-ci avec la flèche admissible

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0.d} = \frac{3.39}{10 \cdot 18} = 0.018$$

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.018 \cdot 348 + 2.1} \right] = 0.864$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{\left(2 + 3 \frac{100}{650}\right) 0.018} = 2.36$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0.4 \times 2.36 = 0.947$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + n \left[A_s \left(\frac{h}{2} - h'' \right)^2 \right] = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times 3.39 \left(\frac{20}{2} - 18 \right)^2 = 46587.733 \text{ cm}^4$$

$$I_{gfi} = \frac{1.1 I_0}{(1 + \lambda_i \mu)} = \frac{1.1 \cdot 46587.733}{1 + 2.36 \cdot 0.864} = 16862.728 \text{ cm}^4$$

$$I_{gfv} = \frac{1.1 I_0}{(1 + \lambda_v \mu_g)} = \frac{1.1 \cdot 46587.733}{1 + 0.947 \cdot 0.864} = 28185.172 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{Mg \cdot L^2}{10 Ei \cdot Ifi} = \frac{13.512 \cdot 430^2 \cdot 10^3}{10 \cdot 32164.19 \cdot 16862.728} = 0.4 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{Mg \cdot L^2}{10 Ev \cdot Ifv} = \frac{13.512 \cdot 430^2 \cdot 10^3}{10 \cdot 10818.86 \cdot 28185.175} = 0.8 \text{ cm}$$

La flèche totale

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{gi}) = (0.8 - 0.4) = 0.4 \text{ cm}$$

La flèche admissible

$$L = 430 \text{ cm} < 500 \text{ cm} \implies \Delta f_{\max} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 0.86 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0.4 \text{ cm} \leq \Delta f_{\max} = 0.86 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

❖ Ferrailages des poutrelles

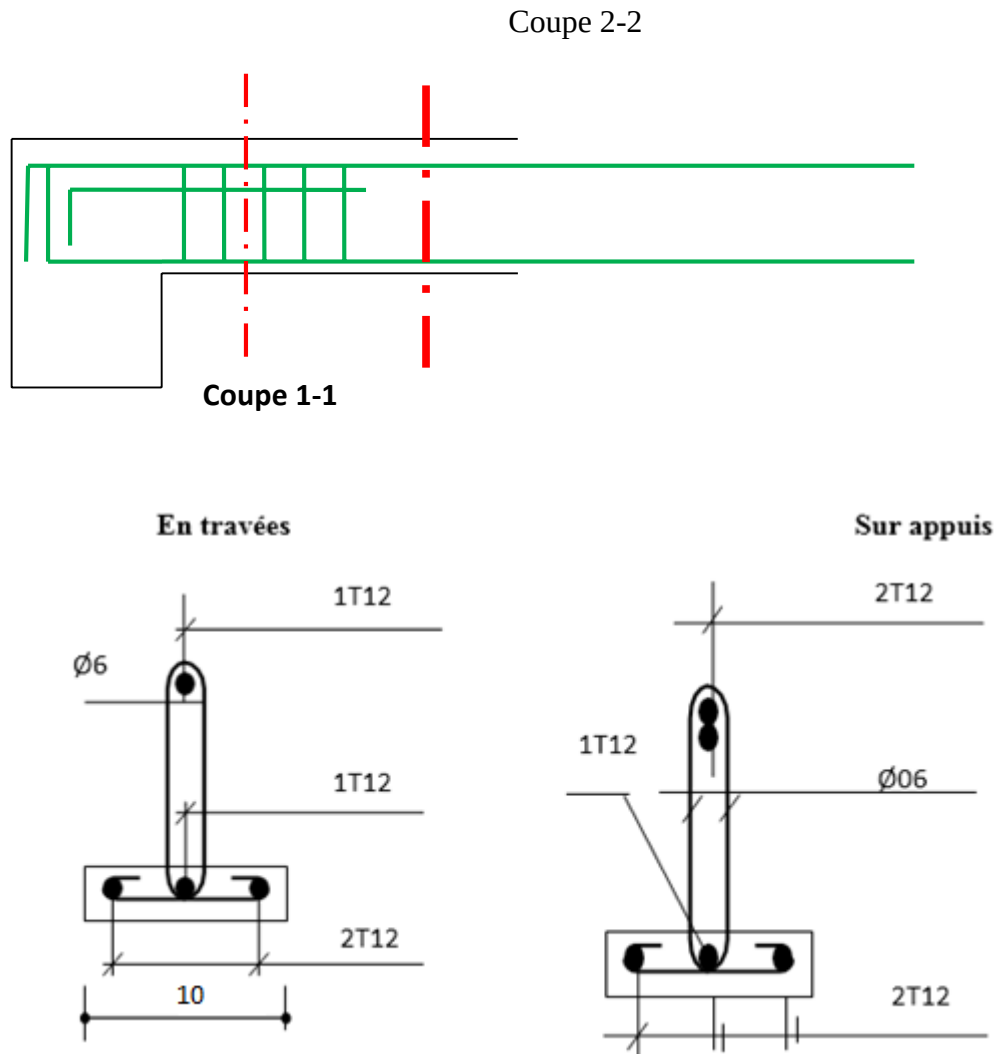


Figure III.22 : Ferrailages des poutrelles

III.7 Dalle de compression

Selon l'article (2.7.2.2) de béton armé règles BAEL91 :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4cm. Elle est armée d'un quadrillage à mailles dont les dimensions au plus égales à :

20 cm dans le sens perpendiculaire aux nervures.

33cm dans le sens parallèle aux nervures.

La section (en cm^2/m) des armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A \geq \begin{cases} \frac{200}{f_e} & \text{si } l \leq 50 \text{ cm} \\ \frac{4l}{f_e} & \text{si } 50 < l \leq 80 \text{ cm} \end{cases}$$

l en cm et f_e en MPa

$L=65\text{cm}$, distance entre axe des poutrelles.

Le diamètre des barres doit être : $\emptyset \leq \frac{h_0}{10} = \frac{4}{10} = 0.4 \text{ cm}$

On prend un diamètre $\phi=6\text{mm}$ pour les deux sens. On prend $5T6=1.41\text{cm}^2$ avec un espacement $st=20\text{cm}$

On prend $st = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm}$ on adopte $st=20\text{cm}$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

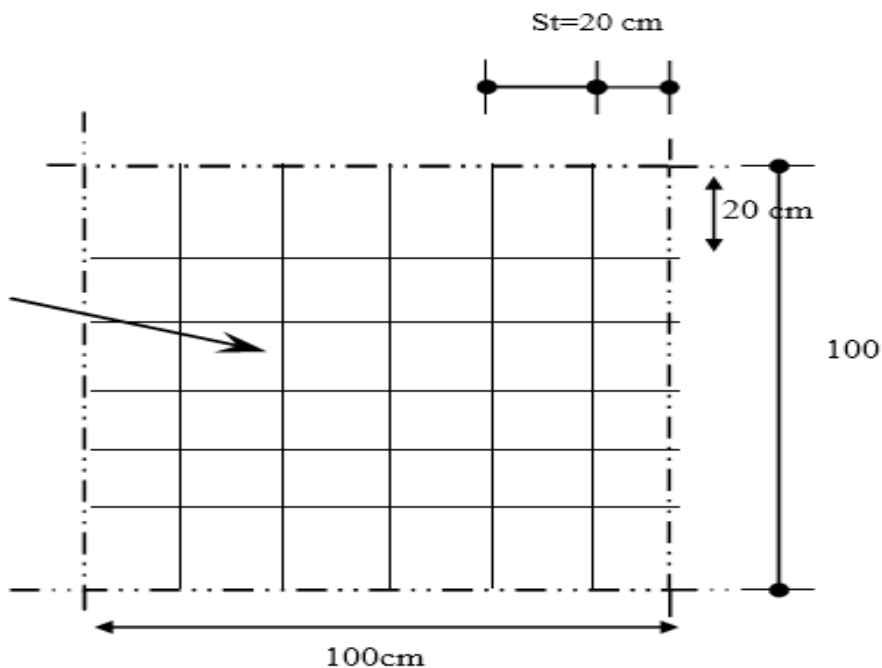


Figure III.23 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

CHAPITRE IV

Étude

sismique

IV.1 Introduction :

Un séisme, ou tremblement de terre, se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

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

IV.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique (zone II.a dans notre cas), ou éventuellement soumis à des actions accidentelles.

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « Autodesk ROBOT » avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel Autodesk ROBOT du présente plus de facilité d'exécution.

IV.3 Présentation du logiciel ROBOT :

ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014 est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner différents types de structures de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis (MEF) et permet de :

- ✓ Modéliser des structures, les calculer.
- ✓ Vérifier les résultats obtenus.
- ✓ Dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

C'est un logiciel qui permet de modéliser tous types de structures en génie civil (portique, treillis soudés, bâtiment, coques, plaque etc..). Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique des structures, ainsi que le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément

de la structure. Les efforts engendrés dans la structure seront ensuite utilisés pour ferraillement les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant les différentes réglementations Algérienne en vigueur à savoir les règles parasismique Algériennes -[RPA99]/version2003 et les Règles « CBA93 ».

IV.4 Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques; calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

A. La méthode statique équivalente :

❖ Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles de même centre de gravité, de même propriétés d'inertie.

❖ Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a. 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 **II** et à **30m** en zones **III**.
- b. 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 II :

- Groupe d'usage 3
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à **7 niveaux** ou **23m**.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à **5 niveaux** ou **17m**.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à **3 niveaux** ou **10m**.

Zone III :

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à **5 niveaux** ou **17m**.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à **3 niveaux** ou **10m**.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à **2 niveaux** ou **08m**.

B. La méthode d'analyse modale spectrale :

❖ Principe de la méthode :

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 la structure.

❖ Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

C. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas 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.

IV.5 Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social. Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à JIJEL (Zone IIa), Il sera classé au groupe d'usage 2.

➤ **Classification du site:**

D'après [RPA99/version2003] Article (3.3.1):

Les sites sont cassés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- Catégorie S1 (site rocheux).
- Catégorie S2 (site ferme).
- Catégorie S3 (site meuble).
- Catégorie S4 (site très meuble)

Notre structure se situe dans un site meuble (S3)

IV.6 Modélisation :

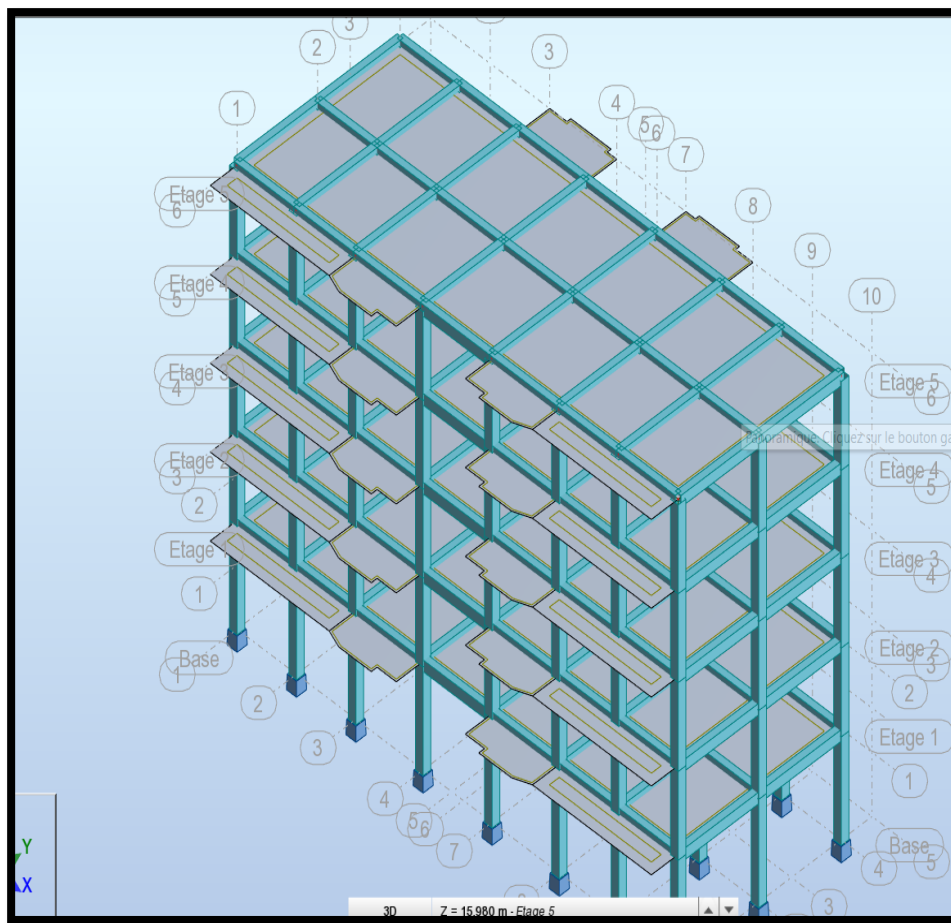


Figure IV.1 : Modèle en 3D

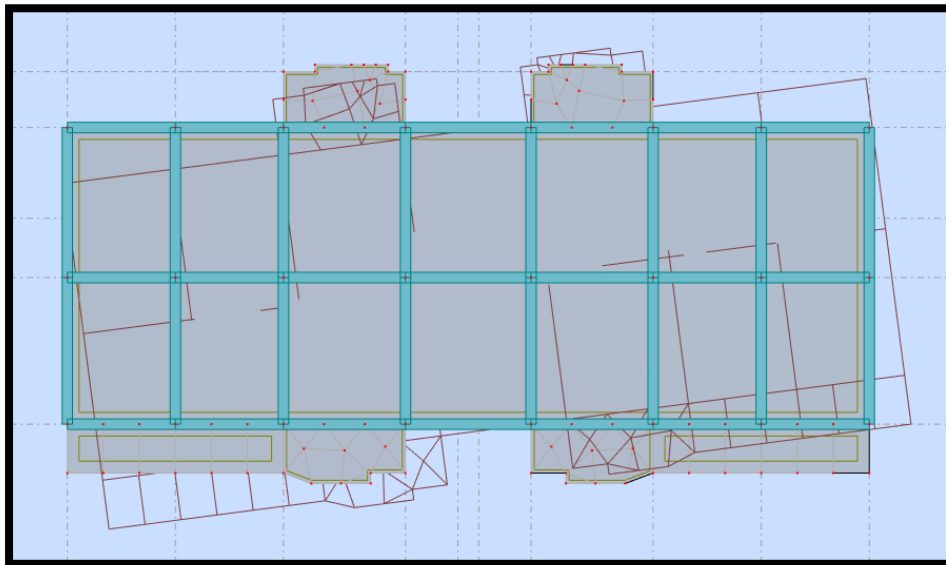
V.6.1. La structure sans voiles :

a) Le comportement de la structure sans voiles :

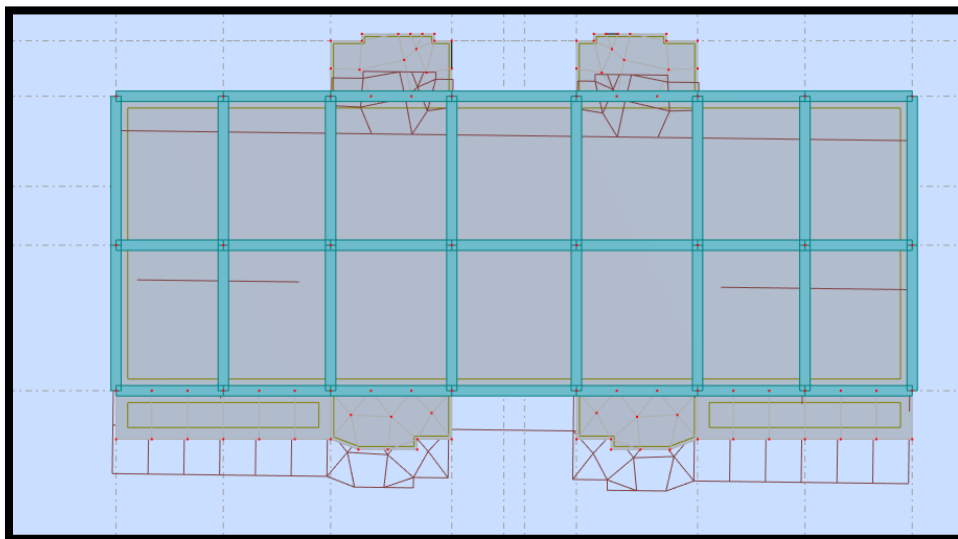
Tableau IV.1: les périodes et les factures de participation massique modale

mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0.63	16.54	0.71	16.54	0.71	1115679.37
2	0.62	16.64	83.10	0.09	82.39	1115679.37
3	0.55	86.02	83.10	69.38	0.00	1115679.37
4	0.20	86.08	92.96	0.06	9.86	1115679.37
5	0.20	88.11	93.03	2.04	0.07	1115679.37
6	0.18	94.78	93.06	6.67	0.03	1115679.37
7	0.11	94.79	96.38	0.01	3.32	1115679.37

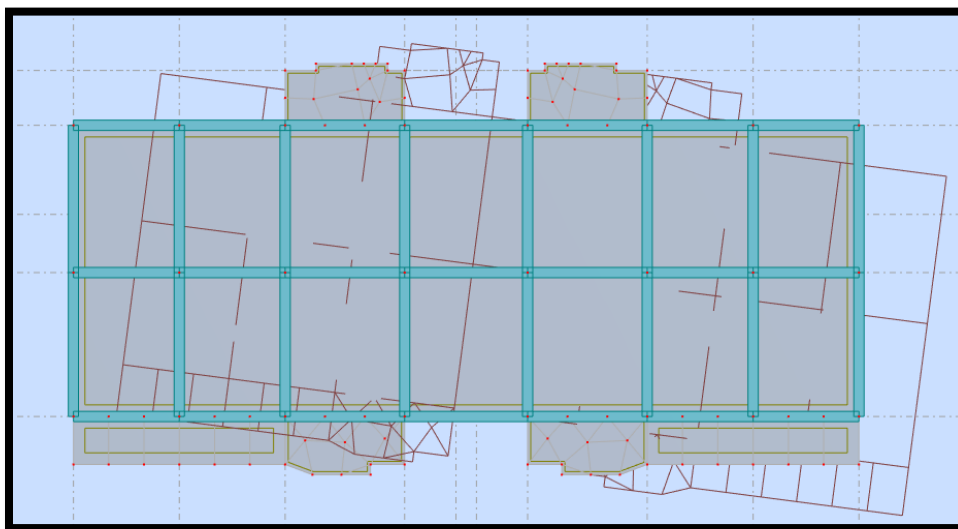
❖ Mode 01



❖ Mode 02



❖ Mode 03



V.6.2. La structure avec les voiles :**a) La première disposition :**

Pour obtenir la raideur maximale à la torsion d'ensemble, il faut que les éléments susceptibles de donner la raideur torsionnelle à la structure soient portés le plus possibles vers le pourtour de la construction.

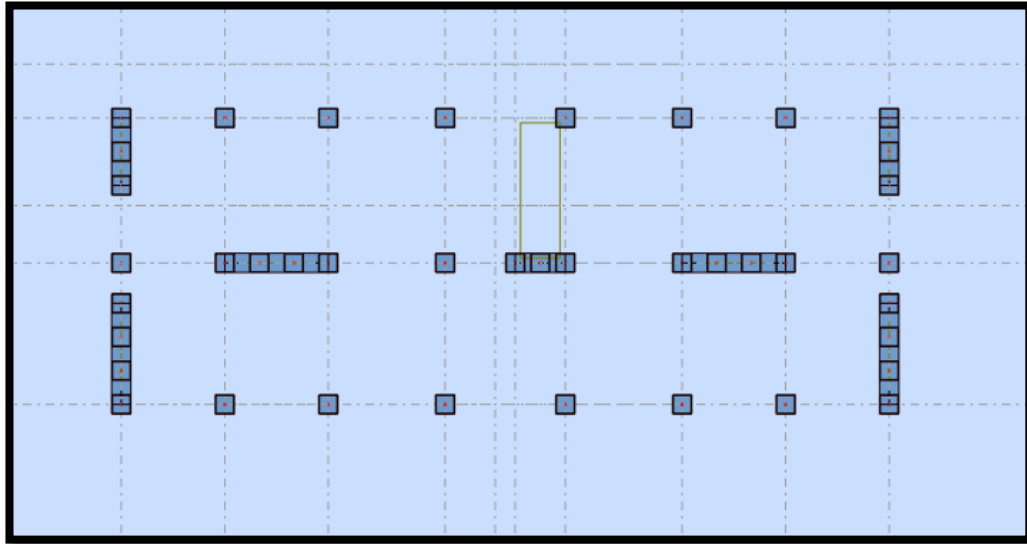
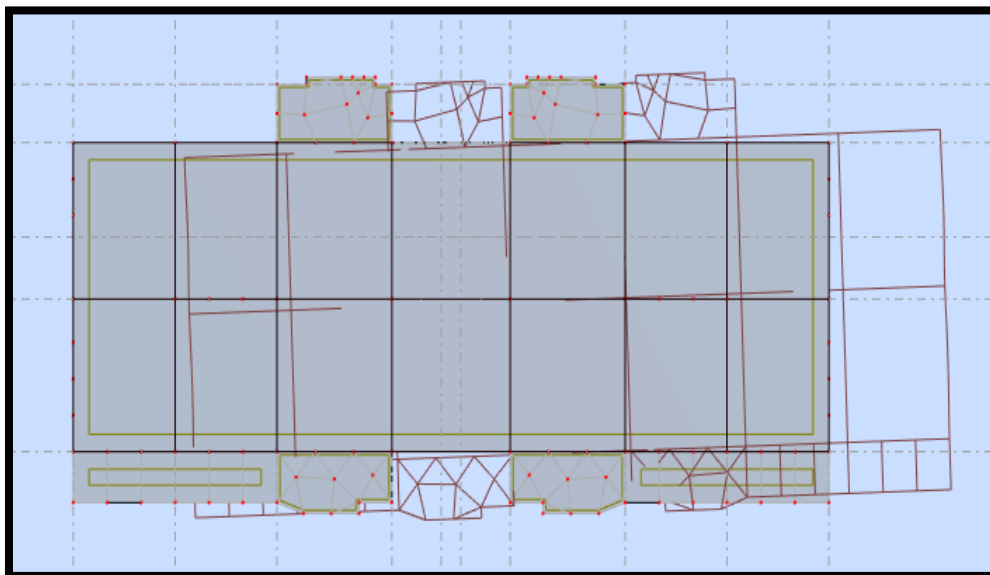


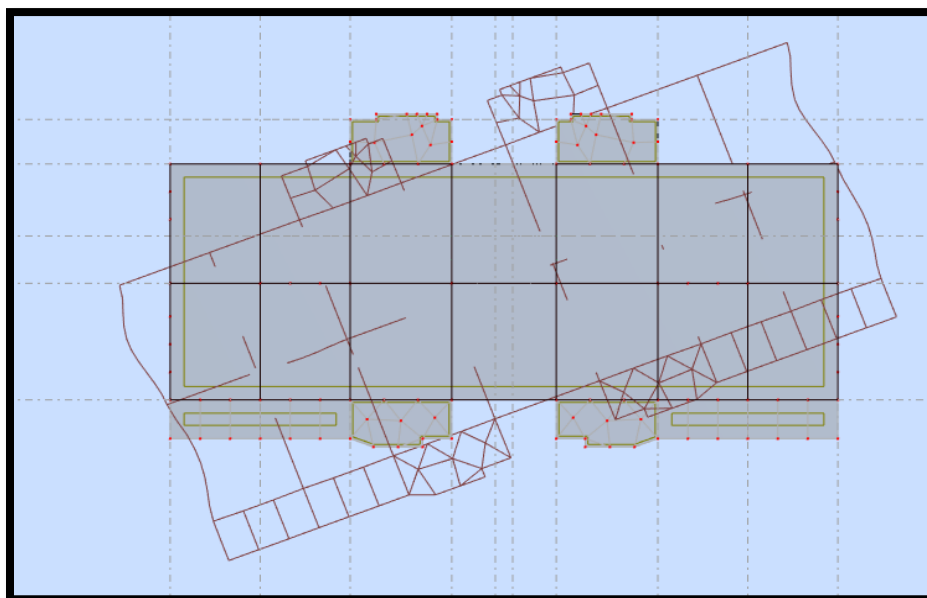
Tableau IV.2: les périodes et les factures de participation massique modale

mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0.37	73.17	0.00	73.17	0.00	1209277.83
2	0.36	73.17	5.35	1.23	73.40	1209277.83
3	0.27	73.59	73.40	0.42	0.00	1209277.83
4	0.09	91.39	73.42	17.80	0.01	1209277.83
5	0.09	91.40	90.55	0.01	17.13	1209277.83
6	0.06	91.41	90.55	0.01	0.00	1209277.83
7	0.05	91.41	90.55	0.00	0.01	1209277.83
8	0.05	96.08	90.55	4.67	0.00	1209277.83
9	0.04	96.09	90.55	0.01	0.00	1209277.83

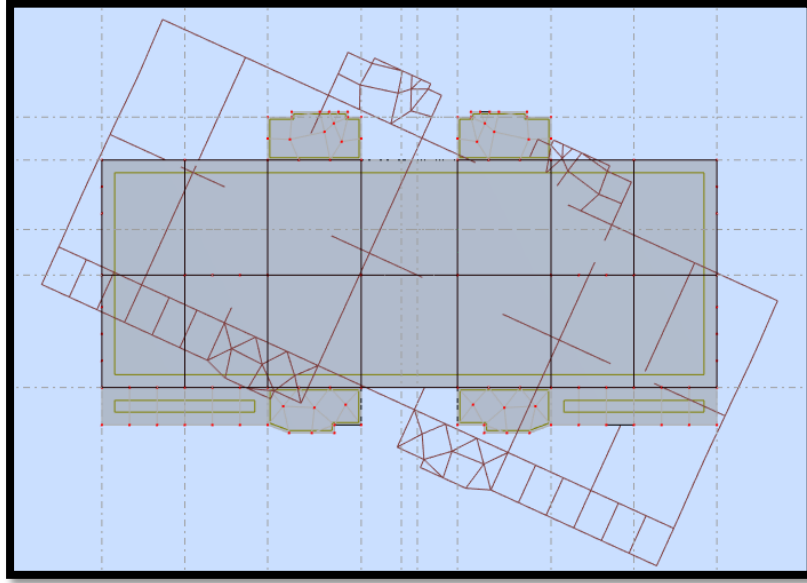
❖ Mode 01



❖ Mode 02



❖ Mode 03

**Direction X :**

$$T = C_t \cdot h_n^{3/4} = 0.05 \cdot 15.98^{3/4} = 0.4 \text{ s}$$

$$T = 0.09 h_n / \sqrt{D_x} \dots\dots D_x = 23.4 \text{ m}$$

$$0.09 \cdot 15.98 / \sqrt{23.4} = 0.3$$

$$** T \text{ empirique} = \min (1; 2) = 0.3 \text{ s}$$

$$1.3 * T \text{ empirique} = 0.39 \text{ s}$$

$$T \text{ analytique} = 0.39 \text{ s}$$

Direction Y :

$$T = C_t \cdot h_n^{3/4} = 0.05 \cdot 15.98^{3/4} = 0.4 \text{ s}$$

$$T = 0.09 h_n / \sqrt{D_y} \dots\dots D_y = 8.9 \text{ m}$$

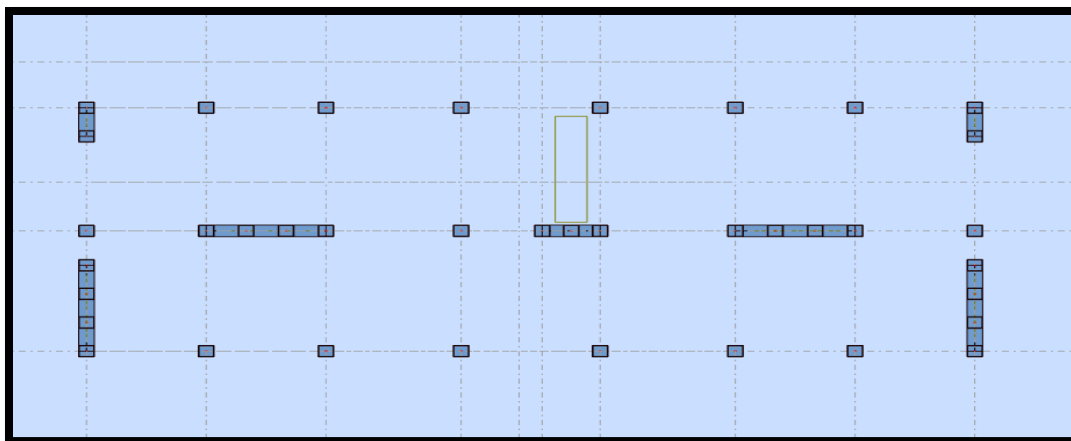
$$0.09 \cdot 15.98 / 8.9 = 0.48$$

$$** T \text{ empirique} = 0.4 \text{ s}$$

$$1.3 * T \text{ empirique} = 0.52$$

$$T \text{ analytique} = 0.52 \text{ s}$$

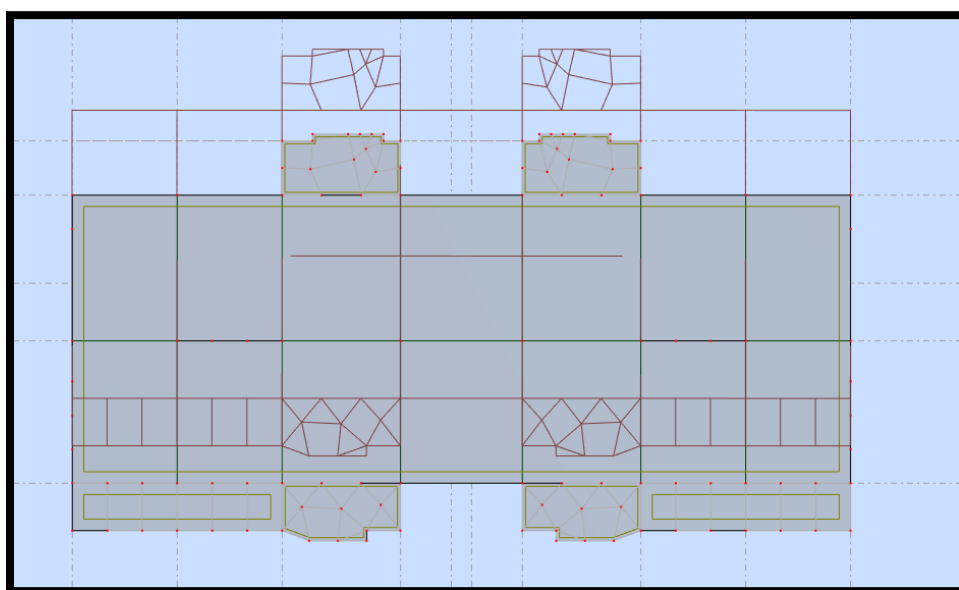
b) La deuxième disposition :



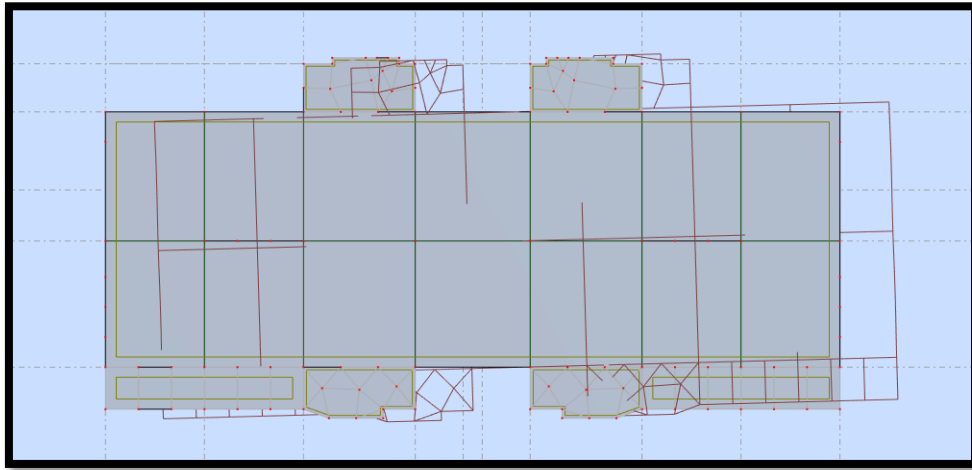
❖ Le comportement de la structure :

Tableau IV.3: les périodes et les factures de participation massique modale

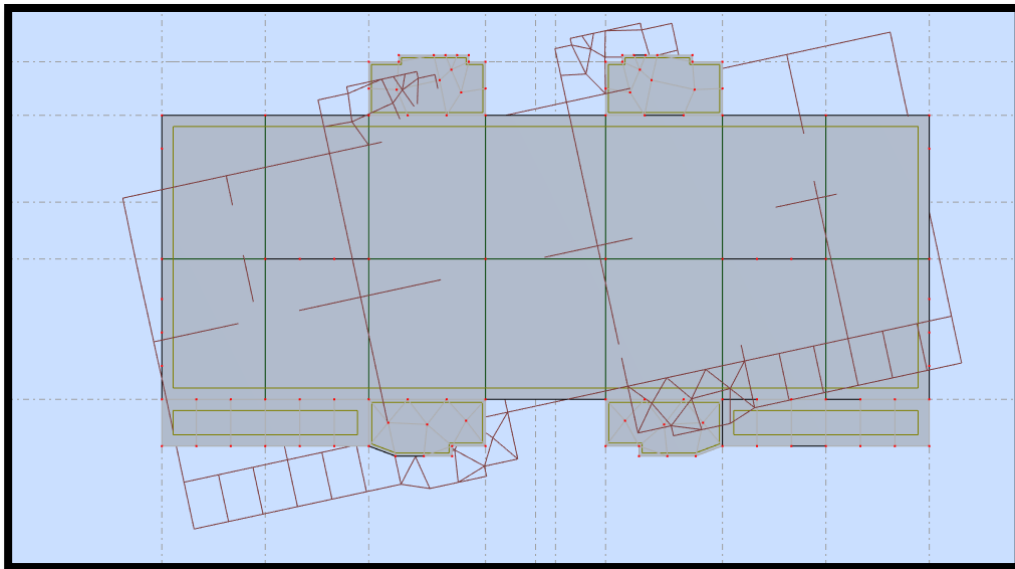
mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0.40	0.00	73.73	0.00	73.73	1193224.80
2	0.37	72.41	73.73	72.41	0.00	1193224.80
3	0.29	73.67	73.73	1.26	0.00	1193224.80
4	0.10	73.67	90.87	0.00	17.14	1193224.80
5	0.09	91.49	90.87	17.82	0.00	1193224.80

❖ Mode 01: translation sur Y-Y. **T = 0.40s.**

Mode 02 : translation sur X-X. $T = 0.37s$.



Mode 03: Rotation Z-Z. $T = 0.29 s$.



Remarques :

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale : $T_x = 0,37 s$ $T_y = 0,40 s$

2°/ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation

3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

4°/ On doit retenir les 5 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

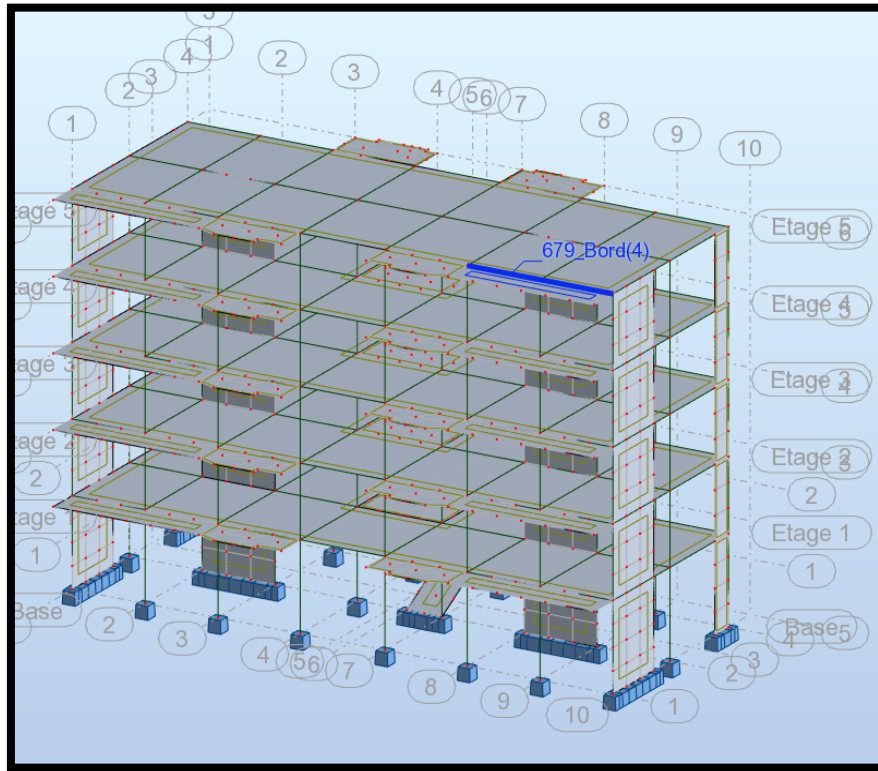


Figure IV.2: vue de la structure avec voile.

Figure IV.4: Centre de gravité est centre de rigidité

	Cg-Cr[m] x-x	Cg-Cr[m] y-y	0.05 Lx [m]	0.05 Ly[m]	
1	0.011	0.251	1.150	0.600	cv
2	0.000	0.288	1.150	0.600	cv
3	0.000	0.288	1.150	0.600	cv
4	0.000	0.288	1.150	0.600	cv
5	0.000	0.138	1.150	0.600	cv

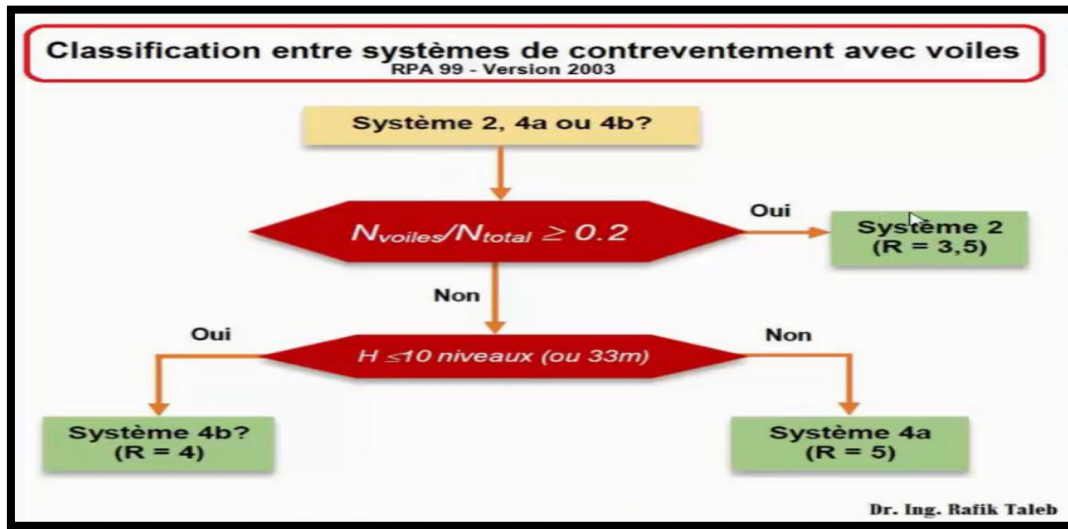


Figure IV.3: Classification du système de contreventements selon RPA.

Tableau IV.5 : la distribution des efforts tranchant et normaux sur les voiles.

	Voiles de contreventement		
	Effort tranchant	Effort normal	
Etage	Tx	Ty	N
1	905.74	1017.06	-5561.36
2	691.65	802.22	-4308.89
3	469.92	581.27	-3245.29
4	266.64	365.37	-2142.32
5	23.21	83.32	-1008.96

Tableau IV.6 : la distribution des efforts tranchant et normaux sur les poteaux.

	Poteaux		
	Effort tranchant	Effort normal	
Etage	Tx	Ty	N
1	177.87	141.36	-12646.22
2	241.36	209.69	-9881.67
3	261.08	217.86	-7269.26
4	246.28	196.02	-4696.22
5	240.68	205.2	-2158.9

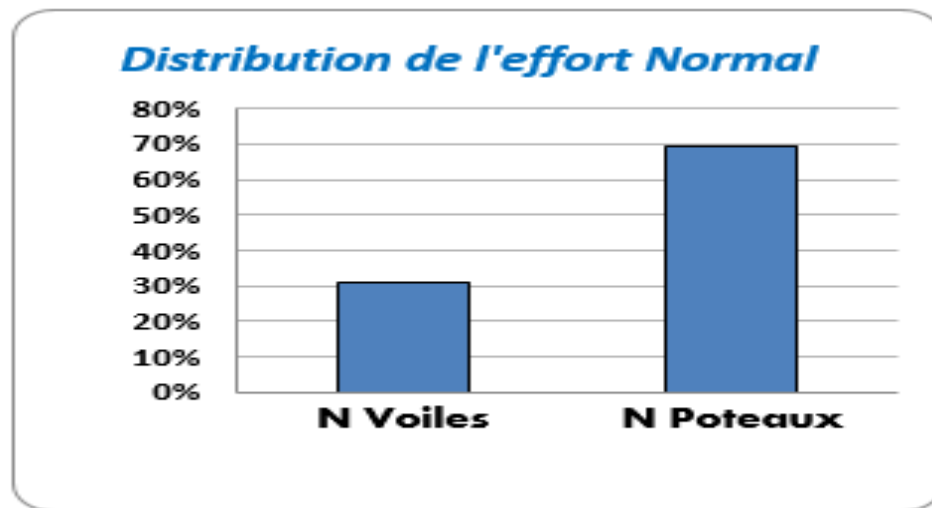


Figure IV.4: histogramme de distribution d'efforts normaux.

On choisit le système 2 Voiles porteurs $R= 3.5$

❖ **Vérification de l'effort normal réduit :**

L'article (7-4-3-1) du RPA (version 2003) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante :
$$N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3 \quad [1]$$

Où :

N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

F_{c28} : résistance caractéristique du béton.

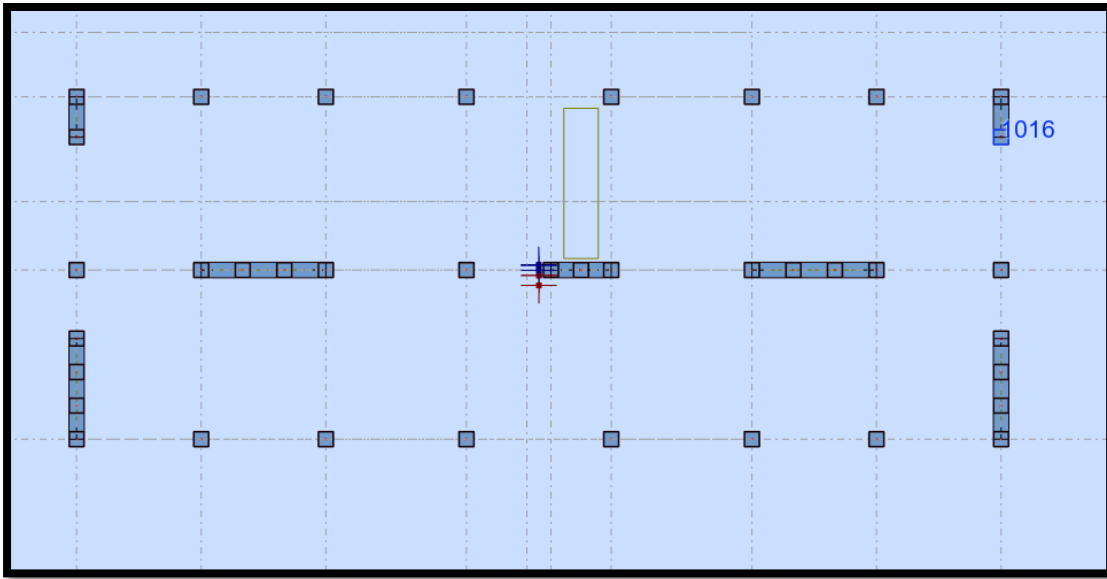
	B (cm ²)	N (KN)	F_{c28}	N_{rd}	
Poteau 35*35	35×35	962.82	25	0.314	Cnv

On augmente la section des poteaux de RDC (40*40).

Direction X : $T_{analytique} = 0.37 \text{ s.}$

Direction Y : $T_{analytique} = 0.36 \text{ s.}$

c) La troisième disposition:



❖ Le comportement de la structure :

Tableau IV.7: les périodes et les factures de participation massique modale

mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0.43	0.00	73.42	0.00	73.42	1193650.01
2	0.36	65.85	73.42	65.85	0.00	1193650.01
3	0.33	72.49	73.42	6.64	0.00	1193650.01
4	0.12	72.49	89.80	0.00	16.37	1193650.01
5	0.09	90.60	89.80	18.11	0.00	1193650.01
6	0.08	90.83	89.80	0.23	0.00	1193650.01
7	0.05	90.83	95.13	0.00	5.33	1193650.01

Remarques :

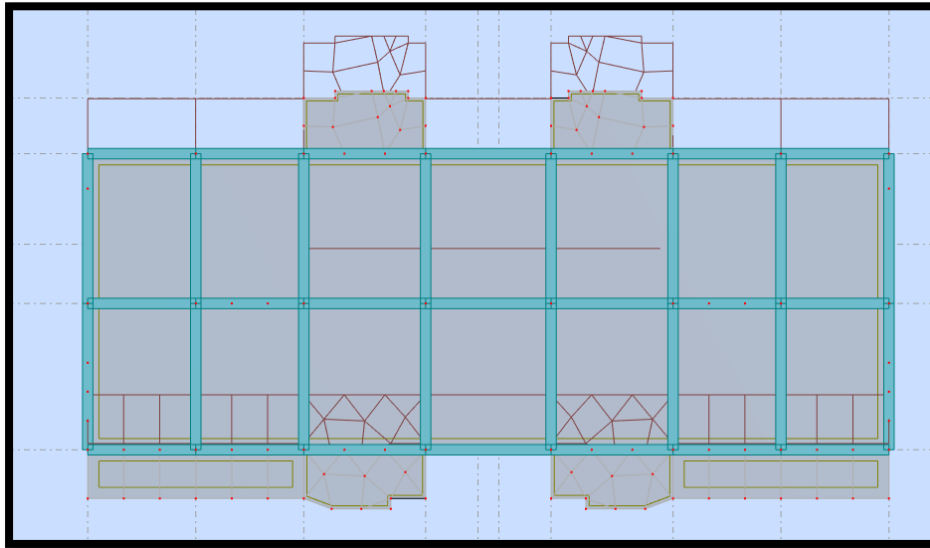
1°/ Ce modèle présente une période fondamentale : $T_x = 0,36$ s $T_y = 0,43$ s

2°/ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation

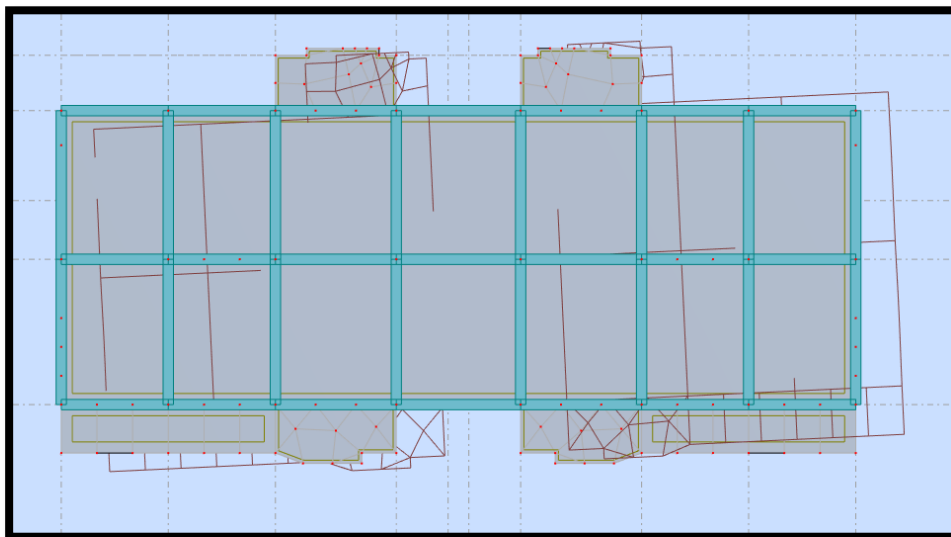
3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

4°/ On doit retenir les 7 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

Mode 01 : translation sur Y-Y. $T = 0.43s$.



Mode 02 : translation sur X-X. $T = 0.36 s$.



Mode 03: Rotation Z-Z. $T = 0.33$ s.

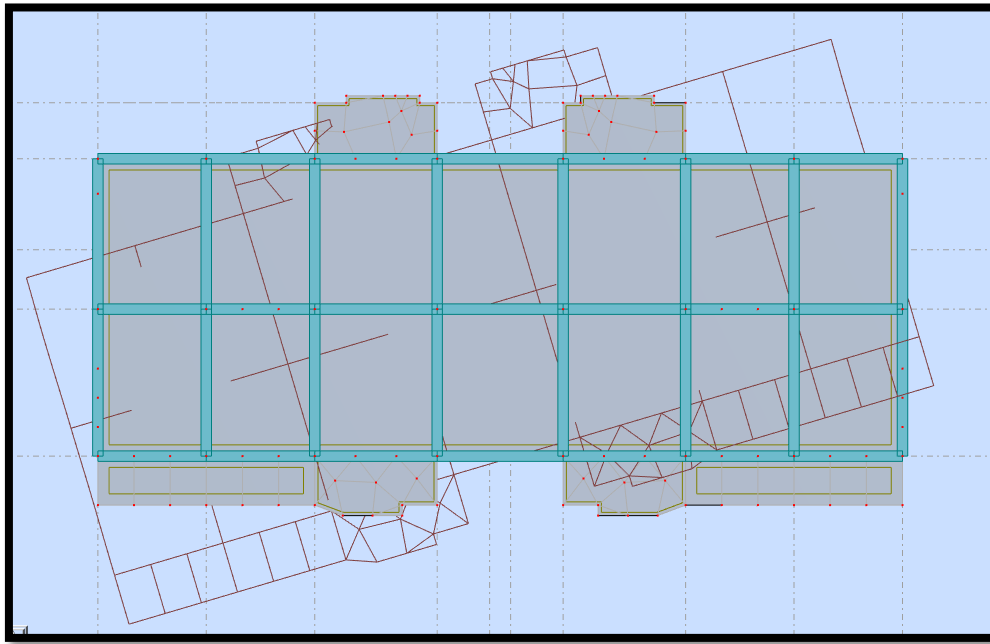


Tableau IV.8: Centre de gravité est centre de rigidité

	Cg-Cr[m] x-x	Cg-Cr[m] y-y	0.05 Lx [m]	0.05 Ly[m]	
1	0.011	0.239	1.150	0.600	cv
2	0.001	0.228	1.150	0.600	cv
3	0.001	0.228	1.150	0.600	cv
4	0.001	0.228	1.150	0.600	cv
5	0.000	0.132	1.150	0.600	cv

❖ **Vérification de l'effort normal réduit :**

La vérification s'effectue par la formule suivante : $N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3$ [1]

Où :

N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

F_{c28} : résistance caractéristique du béton.

	B cm ²	N KN	F _{c28}	N _{rd}	
Poteau 35*35	35×35	757.41	25	0.24	Cv
Poteau 40*40	40×40	974.31	25	0.24	Cv

IV.7 Calcul de la force sismique totale : (RPA art 4.2.3) [1]

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure.

Ces valeurs sont obtenues après les classifications du projet d'après le tableau par RPA99 version 2003.

IV.7.1 Coefficient d'Accélération de Zone « A » : [1]

Le coefficient d'accélération de zone « A » est donné par le Tableau 4.1 des (RPA 99/Version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment Pour notre projet : groupe usage2 et Zone IIa.

Tableau IV.9 : Coefficient d'Accélération de Zone A.

/	ZONE			
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Donc : $A = 0.15$

IV.7.2 Facteur d'amplification dynamique moyen « D » : [1]

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T .

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

η : Facteur de correction d'amortissement.

T : Période fondamentale.

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie de site.

- **Calcule de facteur de correction d'amortissement η : [1]**

Donné par la formule:

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

D'abord on calcule Pourcentage d'Amortissement Critique ξ .

- **Pourcentage d'Amortissement Critique ξ :**

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

Tableau IV.10 : Valeurs de ξ (%).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

D'après le Tableau $\xi = 8.5 \%$

Donc : $\eta = \sqrt{7/(2 + 8.5)} = 0.816 \geq 0.7$

• **Estimation de la période fondamentale de la structure : [1]**

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99 version 2003.

$$T = T_{\min} \begin{cases} T = C_T h_N^{3/4} \\ T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \end{cases}$$

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

On a : $h_N = 15.98 \text{ m}$

C_T : coefficient fonction de système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 (dans notre cas on a Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie)

Donc : $C_T = 0.05$

$$T = C_T h_N^{3/4} \Rightarrow T = 0.05 \times (15.98)^{3/4}$$

Alors : $T = 0.40 \text{ s}$.

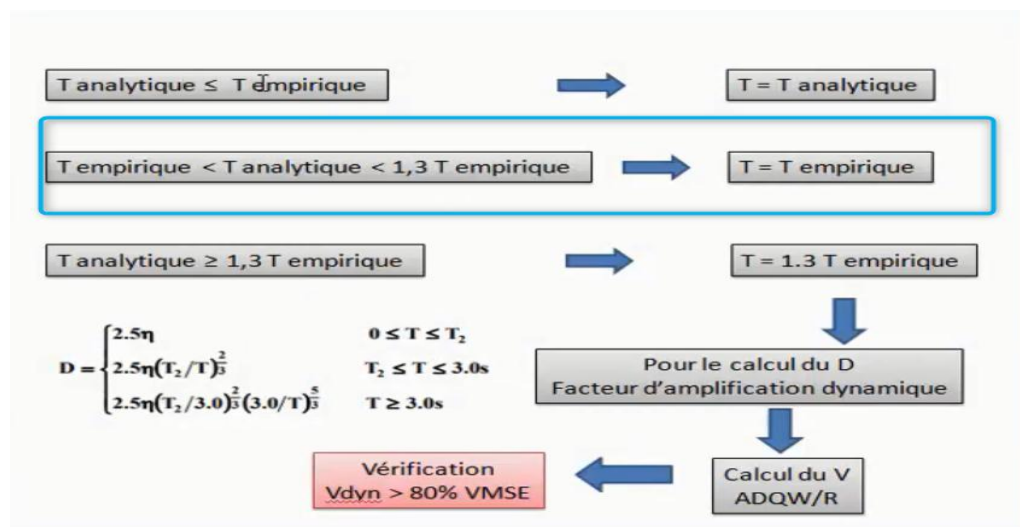


Figure IV.5 : choix de méthode de calcul de période T selon le cas

Tableau IV.11 : Valeurs du coefficient C_T .

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

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

Diréction X :

$$T = C_t \cdot h_N^{3/4} = 0.05 \cdot 15.98^{3/4} = 0.4 \text{ s}$$

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D_x} \dots \dots dx = 23.4 \text{ m}$$

$$0.09 \cdot 15.98 / \sqrt{23.4} = 0.3$$

$$** T \text{ empirique} = \min (1; 2) = 0.3 \text{ s}$$

$$1.3 \cdot T \text{ empirique} = 0.39 \text{ s}$$

$$T \text{ analytique} = 0.39 \text{ s}$$

Diréction Y :

$$T = C_t \cdot h_N^{3/4} = 0.05 \cdot 15.98^{3/4} = 0.4 \text{ s}$$

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D_y} \dots \dots dY = 8.9 \text{ m}$$

$$0.09 \cdot 15.98 / 8.9 = 0.48$$

$$** T \text{ empirique} = 0.4 \text{ s}$$

$$1.3 \cdot T \text{ empirique} = 0.52$$

$$T \text{ analytique} = 0.52 \text{ s}$$

IV.7.3 Calcul facteur d'Amplification D :

T_1 et T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7).

$S_3 \Rightarrow T_1 = 0.15$ et $T_2 = 0.5$ on obtient :

Sens X :

La condition

La condition $T \leq T_2$

Donc : $2.5\eta = 2 * 0.816 = 1.632$

D = 1.632

Sens Y :

$2.5\eta = 2 * 0.816 = T \leq T_2$

Donc : **D = 1.632**

IV.7.4 Coefficient de Comportement Global de la Structure « R » : [1]

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 des RPA99/version 2003 en fonction du système de contreventement.

Tableau IV.12 : valeurs du coefficient de comportement R.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autos-tables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Dans notre cas : Voiles porteurs

Alors : $R = 3.5$

IV.7.5 Facteur de qualité « Q » : [1]

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{1}^5 P_q$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 des RPA99/version 2003.

Tableau IV.13 : Valeurs des pénalités P_q .

« Critère q »	Sens X	Sens Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.05	0.05

➤ Sens X → $Q = 1 + 0.1 = 1.1$

➤ Sens Y → $Q = 1 + 0.2 = 1.2$

IV.7.6 Poids totale de la structure « W » :

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

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5. RPA99version2003

Tableau IV.14 : Valeurs du coefficient de pondération β .

1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions Avec places debout.	0.30
	- Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec Places assises	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Dans notre cas : $\beta = 0.20$

IV.7.7 Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode

statique équivalente V pour une valeur de la période Fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$ Avec :

$V_{\text{dynamique}}$: la résultante des forces sismique à la base.

V_{statique} : la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

Si $V_{\text{dynamique}} < 0.80 V_{\text{statique}}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Le Déplacements, moment,) Dans le rapport $0.8 V_{\text{statique}}/V_{\text{dynamique}}$.

✓ **Calcule de l'effort sismique totale « V » :**

Sens x :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 1.632 \times 1.10}{3.5} \times 11\,705,71 \Rightarrow V_x = 900.60 \text{ KN}$$

$$0.8V_x = 720.48 \text{ KN}$$

Sens Y :

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_y = \frac{0.15 \times 1.632 \times 1.2}{3.5} \times 11\,705,71 \Rightarrow V_y = 982.47 \text{ KN}$$

$$0.8v_y = 785.98 \text{ KN}$$

Les Résultats d'action sismique à la base trouvée par logiciel ROBOT dans les deux sens :

Tableau IV.15 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Les sens	$0.8V_{\text{statique}}$ (KN)	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$
Suivant X	720.48	1080.15	Condition vérifiée
Suivant Y	785.98	1144.96	Condition vérifiée

IV.8 Vérification des déplacements latéraux inter étages :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01he$

Où : he représente la hauteur de l'étage.

Avec:

$$\delta_K^x = R \cdot \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \cdot \delta_{eK}^y \quad \Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y$, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y$, δ_{eK}^y).

Tableau IV.16 : Vérification des déplacements inter étages du bloc.

Etage	R	$\delta_{eK}^x(cm) \times R$	$\delta_{eK}^y(cm) \times R$	$\Delta_K^x(cm) \times R$	$\Delta_K^y(cm) \times R$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
RDC	3.5	0.221	0.359	0.221	0.359	3.74	Vérifier
1	3.5	0.539	0.893	0.318	0.534	3.06	vérifier
2	3.5	0.901	1.474	0.362	0.581	3.06	vérifier
3	3.5	1.261	2.023	0.360	0.549	3.06	vérifier
4	3.5	1.601	2.520	0.340	0.497	3.06	vérifier

IV.9 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

Les effets du 2° ordre (ou effet $P-\Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \quad \text{"RPA99 version 2003" [2]}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau " K ".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K : Hauteur de l'étage "K"

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

Avec:

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.17 : Vérification de l'effet P-Δ au sens x-x.

Etage	P kn	ΔX m	VX kn	H m	θX	Vérification
RDC	11705.71	0.00221	1079.94	3.74	0.006405	OK
1	9067.44	0.00318	928.39	3.06	0.01014986	OK
2	6750.57	0.00362	725.06	3.06	0.01101422	OK
3	4433.7	0.0036	508.29	3.06	0.01026209	OK
4	2119.06	0.0034	261.67	3.06	0.00899802	OK

Tableau IV.18 : Vérification de l'effet P-Δ au sens y-y.

Etage	P kn	ΔY m	VY kn	H m	θX	Vérification
RDC	20764.22	0.00359	1144.80	3.74	0.0174104	OK
1	17707.81	0.00534	1005.17	3.06	0.03074292	OK
2	15045.57	0.00581	795.39	3.06	0.03591561	OK
3	12383.41	0.00549	556.77	3.06	0.0399039	OK
4	9771.93	0.00497	284.75	3.06	0.05573803	OK

IV.10 Vérification au renversement : (RPA99/V2003 Art.5.5.)[1]:

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par

rapport au niveau de contact sol-fondation.

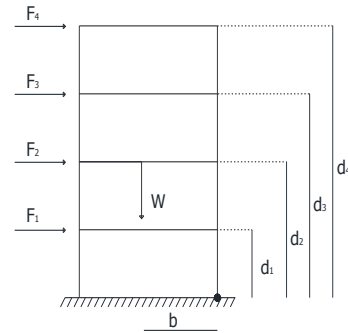
Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. $M_s > M_r$

Avec :

M_s : moment stabilisant

M_r : moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage. Soumis à des effets de renversement et/ou de glissement



$$✓ \quad M_{\text{renversement}} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$✓ \quad M_{\text{stabilisant}} = W \times b$$

b : la distance au centre de gravité selon la direction x-x et y-y (X_g ; Y_g).

Il faut vérifier que :

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} \geq 1,5$$

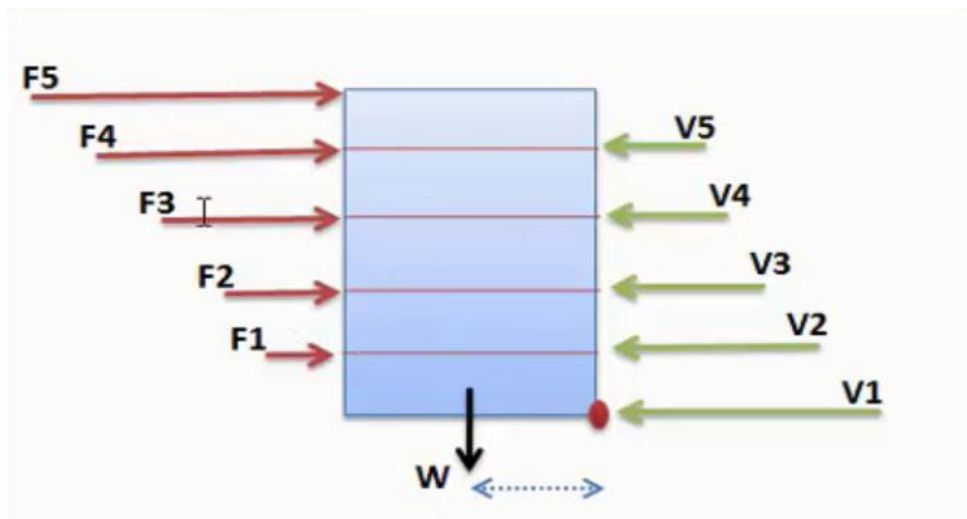


Figure IV.6: distribution des forces sismiques et efforts tranchants sur la construction.

Tableau IV.19: Valeurs des moments de renversement et moment stabilisant selon xx.

ETAGE	V _x (KN)	f _x	h (m)	W (KN)	X _g (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
RDC	1079.94	59.09	3.74	11 705,71	12.842	244.555	150324.728	OK
1	928.39	136.26	6.8			1229.386		OK
2	725.06	207.12	9.86			2484.934		OK
3	508.29	250.26	12.92			3404.311		OK
4	261.67	262.98	15.98			24124.428		OK

Tableau IV.20: Valeurs des moments de renversement et moment stabilisant selon y-y

ETAGE	V _y (KN)	f _y	h (m)	W (KN)	Y _g (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
RDC	1144.80	139.63	3.74	11 705,71	6.626	427.268	150324.728	OK
1	1005.17	209.78	6.8			1283.854		OK
2	795.39	238.62	9.86			2190.532		OK
3	556.77	272.02	12.92			3329.525		OK
4	284.75	284.75	15.98			4356.675		OK

CHAPITRE V
Ferraillages des
éléments
porteurs

V.1 Introduction:

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, c'est l'ensemble des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Ces éléments sont réalisés en béton armé doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur le **CBA93** et le **RPA99 version 2003**

V.2 Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA99/2003 article 7.4.3 dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times F_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : L'effort du poteau le plus sollicité sous combinaison sismique.

B_c : L'aire (la section brute obtenue après calcul sismique) de cette dernière.

F_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Tableau V.1 : Vérification des nouveaux poteaux sous les sollicitations normales.

Poteau	N_d (t)	B_c (cm ²)	F_{c28}	$V \leq 0.3$	observation
40*40	850.41	40×40	25	0.21	Vérifie

V.3 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée

V.3.1 Méthode de ferrailage :

Pour ferrailer les poteaux, on choisit le poteau le plus sollicité dans chaque catégorie (section) et on adoptera le ferrailage trouvé pour le reste des poteaux. Pour le cas de la fissuration, elle sera prise peu préjudiciable si les poteaux ne sont pas exposés aux intempéries extérieures, et sera préjudiciable dans le cas contraire. Pour le calcul d'une section soumise à la flexion composée, 3 cas peuvent se présenter :

➤ Section entièrement tendue : S.E.T.

- Section partiellement comprimée : S.P.C.
- Section entièrement comprimée : S.E.C.

❖ **Les combinaisons de calcul :**

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91 :** E.L.U : $1.35G + 1.5Q$
E.L.S : $G + Q$

- **Selon le R.P.A 99:** $G + Q \pm E$
 $0.8G \pm E$
 $G + Q \pm 1.2E$

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

- Effort normal maximal et le moment correspondant : N_{max} M correspondant
- Effort normal minimal et le moment correspondant : N_{min} M correspondant
- Moment maximum et l'effort normal correspondant : M_{max} N correspondant

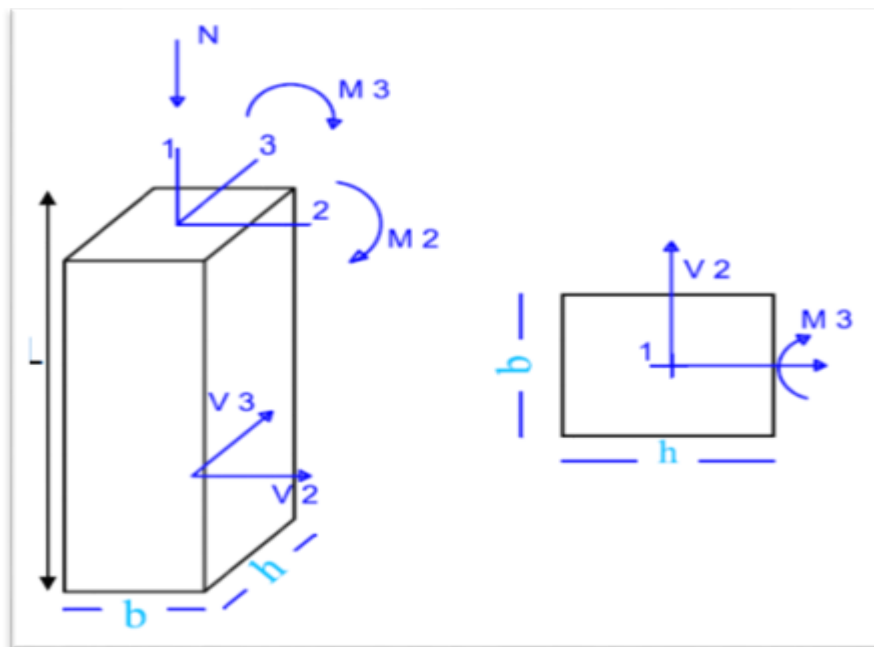


Figure V.1 : vu en 3D d'une section de poteau avec différentes sollicitations

Les recommandations du RPA 99/2003: Coffrage : RPA7.4.1
Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent

satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa.
- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq h_e / 20$.
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$.

a) Les armatures longitudinales : RPA. article.7.4.2.1.

D'après le RPA99 version 2003, pour une zone sismique II, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

➤ Leur pourcentage est limité par:

- $0,8\% < \frac{A_s}{B} < 4\%$ Zone courante (Z.C)
- $0,8\% < \frac{A_s}{B} < 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R)

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $40\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.
- La zone nodale est définie par l' et h' . $l' = 2h$
- $h' = (\max h_e / 6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$
- h_e : la hauteur de l'étage. ($h_1 ; b_1$) :
- Dimensions de la section transversale du poteau

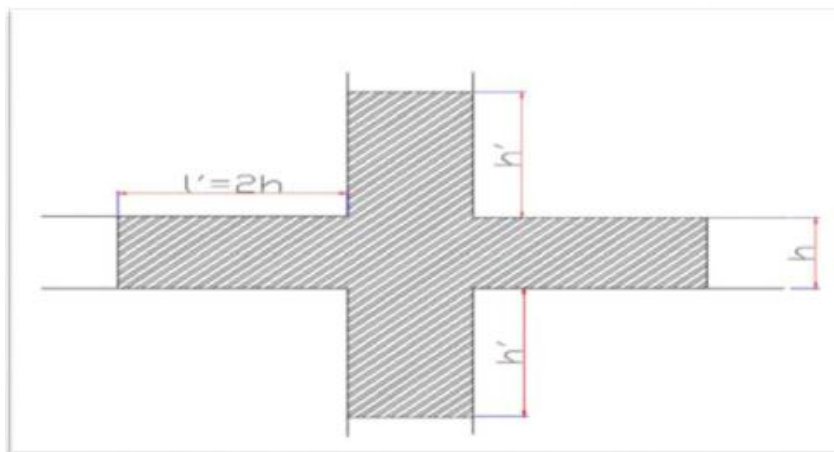


Figure V.2 : Zone nodale.

b) Les armatures transversales : RPA article.7.4.2.2.

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

➤ **zone nodale :**

$t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15\text{cm})$ en zone II.

➤ **zone courante :**

$t' \leq 15 \phi_l$ en zone II

Où Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du

poteau La quantité d'armatures transversales minimales :

✓ Si : $\lambda_g \geq 5$: $A_{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$

✓ Si : $\lambda_g \leq 3$: $A_{\min} = 0.8\% (t \times b_1)$

✓ Si : $3 < \lambda_g < 5$:

Interpoler entre les valeurs limites précédentes. λ_g : est l'élançement géométrique du poteau:

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

Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, L_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi_{l\min}$.

• **Les Sollicitations :**

Tableau V.2 : Les Sollicitations des poteaux (40×40) trouvées par le ROBOT.

	G+Q±E		ELU		0.8G±E	
	$M^{\max}$ et N^{corres}		$N^{\max}$ et M^{corres}		$N^{\min}$ et M^{corres}	
Poteau	$M^{\max}$	N^{corres}	$N^{\max}$	M^{corres}	$N^{\min}$	M^{corres}
40×40	53.36	740.17	850.41	35.90	258.37	39.91
35×35	51.6	201.51	251.75	18.78	22.49	48.03

➤ Le ferrailage des poteaux (40×40) :

➤ Armatures longitudinales :

$b = 40 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 36 \text{ cm}$; $d' = 4 \text{ cm}$

✓ **Cas 01 (ELU) :**

$$N_{\max} = 850.41 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corre}} = 35.90 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{35.90}{850.41} = 0.042 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{0.4}{2} = 0.2 < 0.225 \text{ Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

Alors :

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple.

On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

➤ **Moment fictif (M_f):**

$$M_f = M_u + N_u (d - h/2) \Rightarrow M_f = 35.90 + 850.41 \left(0.36 - \frac{0.40}{2} \right)$$

$$M_f = 171.965 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.04) \times 0.40 \times 0.40 \times 14.16 \times 10^3 = 690.101 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 850.41 \times (0.36 - 0.04) - 171.965 = 100.166 \text{ KN.m}$$

On a : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement comprimée. Alors :

$$N_u = 850.41 \text{ KN} ; M_f = 171.965 \text{ KN.m} \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPA}$$

$$\mu_{ua} = \frac{Mf}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{171.965 \cdot 10^6}{14.16 \times 400 \times 360^2} = 0.23$$

$$\mu_{ua} = 0.23 < 0.493 \Rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

$$0.23 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \mu_{ua} < \mu_l$$

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

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.23 \Rightarrow \alpha = 0.33$$

$$Z = 312 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} = \frac{171.965 \cdot 10^6}{348 \cdot 312} = 1583.82 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{\text{calcul}} = 15.83 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 1583.82 - \frac{850.41 \cdot 10^3}{348} = -859.88 \text{ mm}^2$$

$A = 0 \text{ cm}^2$: Il n'est pas nécessaire de mater des armatures, le béton seul suffira.

✓ Cas 02 (**0.8G ± E**) :

$$N_{\max} = 258.37 \text{ kN} ; M_{\text{corré}} = 39.91 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{39.91}{258.37} = 0.154 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{0.4}{2} = 0.2 < 0.225 \text{ Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

Alors :

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple.

On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

➤ Moment fictif (M_f):

$$M_f = M_u + N_u (d - h/2) \Rightarrow M_f = 39.91 + 258.37 \left(0.36 - \frac{0.40}{2}\right)$$

$$M_f = 81.249 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.04) \times 0.40 \times 0.40 \times 14.16 \times 10^3 = 690.101 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 258.37 \times (0.36 - 0.04) - 81.849 = 0.829 \text{ KN.m}$$

On a : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement

comprimée. Alors :

$$N_u = 258.37 \text{ KN} ; M_f = 81.249 \text{ KN.m} \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPA}$$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{81.249 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 360^2} = 0.11$$

$$\mu_{ua} = 0.11 < 0.493 \Rightarrow \text{section partiellement comprimé}$$

$$0.11 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \mu_{ua} < \mu_l$$

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

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.11 \Rightarrow \alpha = 0.14$$

$$Z = 339 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} = \frac{81.249 \times 10^6}{348 \times 339} = 688.71 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{\text{calcul}} = 6.88 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 688.71 - \frac{258.37 \times 10^3}{348} = -53.73 \text{ mm}^2$$

$A = 0 \text{ cm}^2$: Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira.

✓ Cas 03 ($G + Q \pm E$) :

$$N_{\max} = 740.17 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corré}} = 53.36 \text{ KN.m}$$

$$e_o = \frac{Mu}{Nu} = \frac{53.36}{740.17} = 0.072 \text{ m}$$

$$e_o < \frac{h}{2} = \frac{0.4}{2} = 0.2 < 0.225 \text{ Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

Alors :

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple.

On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

➤ **Moment fictif (M_f):**

$$M_f = M_u + N_u (d - h/2) \Rightarrow M_f = 53.36 + 740.17 \left(0.36 - \frac{0.40}{2} \right)$$

$$M_f = 171.787 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.04) \times 0.40 \times 0.40 \times 14.16 \times 10^3 = 690.101 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 740.17 \times (0.36 - 0.04) - 171.787 = 65.067 \text{ KN.m}$$

On a : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement

comprimée. Alors :

$$N_u = 740.17 \text{ KN} ; M_f = 171.787 \text{ KN.m} \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPA}$$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{171.787 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 360^2} = 0.23$$

$$\mu_{ua} = 0.23 < 0.493 \Rightarrow \text{section partiellement comprimé}$$

$$0.23 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \mu_{ua} < \mu_l$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.23 \Rightarrow \alpha = 0.33$$

$$Z = 312 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M}{\bar{\sigma}_s Z} = \frac{171.787 \times 10^6}{348 \times 312} = 1582.18 \text{ mm}^2$$

Donc : $A_{\text{calcul}} = 15.82 \text{ cm}^2$

$$A = A_{\text{st}} - \frac{N}{\sigma_s} = 1582.18 - \frac{740.17 \cdot 10^3}{348} = -544.74 \text{ mm}^2$$

$A = 0 \text{ cm}^2$: Il n'est pas nécessaire de mater des armatures, le béton seul suffira.

➤ Tableau de calcul du ferrailage :

$$A_{\text{min}} = 0.8 \% b \times h = 12.8 \text{ cm}^2$$

Tableau V.3 : Les résultats de calcul du ferrailage longitudinal des poteaux (40×40) cm.

Niveau	$A_{\text{calcul}} (\text{cm}^2)$		$A_{\text{min(RPA)}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{max}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$	N° de barres
RDC,1	Cas 01	15.83	14.4	15.83	18.34	6T16+2T20
	Cas 02	6.88				
	Cas 03	15.82				

➤ Condition de non fragilité : (BAEL 91)

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 * 400 * 360 * \frac{2.1}{400} = 173.88 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{min}} \geq 1.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_{\text{adapte}} \Rightarrow 1.73 \text{ cm}^2 < 18.34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{CV})$$

➤ Section maximal:

$$A_{\text{max}} = A_s / b \times h < 3\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_{\text{max}} = A_s / b \times h < 6\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ Armatures transversales :

➤ Recommandation du R.P.A :

• Section d'armature :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e}$$

où : V_u : l'effort tranchant de calcul.

h : hauteur totale de la section brute .

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élanement géométrique (λ_g)

$$\rho_a = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g \leq 5$$

Avec :

$$\lambda_g = \max \left[\frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right]$$

Avec :

$$\lambda_g = \frac{2.61}{0.4} = 6.5$$

Donc : $\rho_a = 2.5$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot s_t}{h \cdot l \cdot f_e}$$

➤ L'espacement S_t : (BAEL91)

• En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\phi_L; 15 \text{ cm}) \Rightarrow \min (10 \times 2; 15 \text{ cm}) = (20; 15 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 15 \text{ cm}$$

On adopte: $S_t = 10 \text{ cm}$

• En zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_L = 30 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_L \Rightarrow L_r = 40 \times 2$$

Donc: $L_r = 80 \text{ cm}$

➤ Le ferraillage minimum donné par le RPA :

$$A_{tmin} \geq 0.30\% S_t \times b$$

Tableau V.4: Les résultats de calcul du ferrailage transversal des poteaux (40×40) cm.

Niveau	ρ_a	V	S_t (cm)		$A_{t \text{ min}}$	$A_{t \text{ calcul}}$	A_{adopt}
			nodal	courante			
Zone I	2.5	43.85	10	15	1.8	1.02	6Ø8

➤ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min (0.15f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

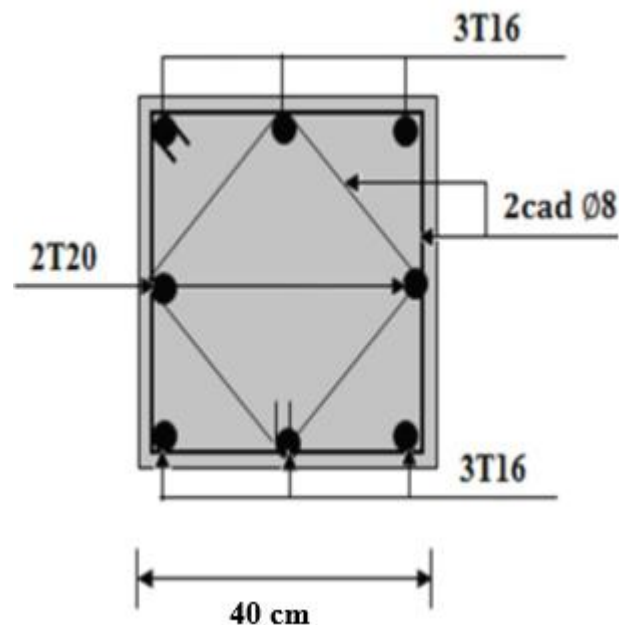
$$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Tu}{b*d} = \frac{43.85*10^3}{400*400} = 0.27 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.27 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Schéma de ferrailage :**

**Figure V.3:** Schéma de ferrailage des poteaux (40×40) cm.

❖ Le ferrailage des poteaux (35×35) cm :

Tableau V.5 : Les Sollicitations des poteaux (35×35) cm trouvées par le ROBOT.

Niveau	Les combinaisons	Sollicitation		N (KN)	M(KN.m)
1^{er} 2^{ème},3^{ème} 4^{ème} Etages	1.35 G + 1.5Q	N _{max}	M _{cor}	251.75	18.78
	0.8G ± E	N _{min}	M _{cor}	22.49	48.03
	G+Q±E	N _{cor}	M _{max}	201.51	51.6

b = 35 cm; h = 35cm; d = 30 cm; d' = 4 cm

❖ Armatures longitudinales:

$$A_{\min(RPA)} = 0.8 \% b \times h = 9.80 \text{ cm}^2$$

Tableau V.6: Les résultats de calcul du ferrailage longitudinal des poteaux (35×35) cm.

Niveau	A _{calcul} (cm ²)		A _{min(RPA)} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N° de barres
Zone I	Cas 01	5.11	9.80	8.12	13.26	6T14+2T16
	Cas 02	5.18				
	Cas 03	8.12				

➤ Condition de non fragilité : (BAEL 91)

$$A_{\min} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 * 350 * 300 * \frac{2.1}{400} = 126.78 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \Rightarrow 1.26 \text{ cm}^2 < 13.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{CV})$$

➤ Section maximal:

$$A_{\max} = A_s / b \times h < 3\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_{\max} = A_s / b \times h < 6\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ Armatures transversales :

➤ **Recommandation du R.P.A :**

- Section d'armature :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h.f_e}$$

où : V_u : l'effort tranchant de calcul.

h : hauteur totale de la section brute .

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élancement géométrique (λ_g)

$\rho_a = 2.5$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \leq 5$

Avec :

$$\lambda_g = \max \left[\frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right]$$

Avec :

$$\lambda_g = \frac{2.14}{0.35} = 6.11$$

Donc : $\rho_a = 2.5$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u . s_t}{h.l.f_e}$$

➤ L'espacement s_t : (BAEL91)

- **En zone nodale :**

- $s_t \leq \min (10\phi_L; 15 \text{ cm}) \Rightarrow \min (10 \times 2; 15 \text{ cm}) = (20; 15 \text{ cm})$

$$\Rightarrow s_t \leq 15 \text{ cm}$$

On adopte: $s_t = 10 \text{ cm}$

- **En zone courante :**

$$s_t \leq 15\phi_L = 30 \text{ cm}$$

On adopte : $s_t = 15 \text{ cm}$

➤ Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40.\phi_L \Rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

Donc: $L_r = 56 \text{ cm}$

➤ **Le ferrailage minimum donné par le RPA :**

$$A_{t_{\min}} \geq 0.30\% S_t \times b$$

Tableau V.7 : Les résultats de calcul du ferrailage transversal des poteaux (35×35) cm.

Niveau	ρ_a	V	$S_t(\text{ cm })$		$A_{t \min}$	$A_{t \text{ calcul}}$	A_{adopt}
			nodal	courante			
Zone I	2.5	11.49	10	15	1.57	1.02	6Ø8

➤ Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min (0.15f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{11.49 \times 10^3}{350 \times 300} = 0.10 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.10 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ Schéma de ferrailage :

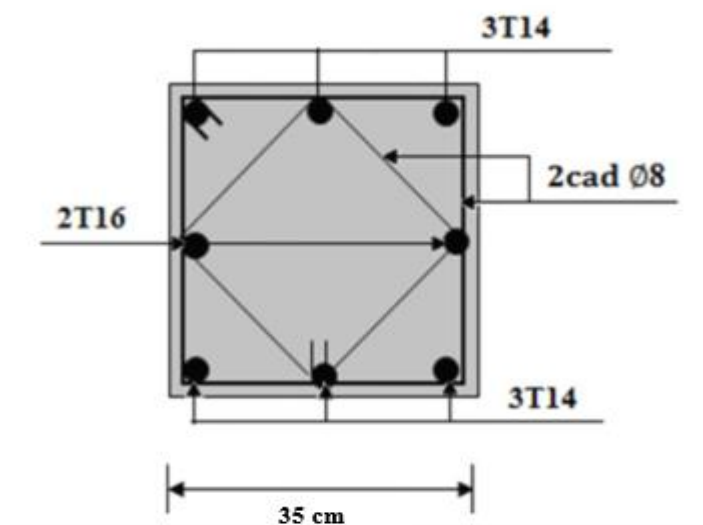


Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poteaux (35×35) cm.

❖ **Vérification à L'ELS :**➤ **Les poteaux de section (40×40) :**

$$N_s = 615.62 \text{ KN}$$

$$M_s = 25.37 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = M_s / N_s = 0.041 \text{ m}$$

• **Section homogène:**

$$B = b \times h + 15(As + A's) \Rightarrow B = (40 \times 40) + 15(18.34 + 0)$$

$$B = 1875.1 \text{ cm}^2$$

V_1 et V_2 seront déterminés par l'équation du moment statique par rapport à la plus comprimés

$$V_1 = \frac{1}{B} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(As \cdot c + A's \cdot d) \right] = \frac{1}{1875.1} \left[\frac{40 \cdot 40^2}{2} + 15(18.34 \cdot 4 + 0) \right]$$

$$V_1 = 17.65$$

$$V_2 = h - V_1 = 40 - 17.65 = 22.35 \text{ cm}$$

• **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} [V_1^3 + V_2^3] + 15[As(V_2 - c)^2 + A's(V_1 - c')^2]$$

$$I = \frac{40}{3} [17.65^3 + 22.35^3] + 15[18.34(22.35 - 4)^2]$$

$$I = 314801.69 \text{ cm}^4$$

• **Condition limite 1:**

$$C_1 = \frac{I}{B \cdot V_1} = \frac{314801.69}{1875.1 \cdot 17.65} = 9.51 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + (V_1 - h/2) \Rightarrow e_1 = 4.1 + (17.65 - 40/2) = 1.75 \text{ cm}$$

$e_1 < C_1 \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée.

❖ **Vérifications des contraintes :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B} + N_s \cdot e_1 \left(\frac{V_1}{I} \right) \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{615.62}{1875.1} + 615.62 \cdot 1.75 \left(\frac{17.65}{314801.69} \right)$$

$$\sigma_{bc} = 3.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow 3.8 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Contrainte d'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f t 28} \right) = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \left(\frac{N_s}{B} \right) - N_s * e_1 \left(\frac{V_1 - c}{I} \right) = \sigma_{st} = 15 \left(\frac{615.62}{875.1} \right) - 615.62 * 1.75 \left(\frac{17.65 - 4}{314801.69} \right)$$

$$\sigma_{st} = 105 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow 105 \text{ MPa} \leq 266.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Les poteaux de section (35×35) cm :**

$$N_s = 183.82 \text{ KN}$$

$$M_s = 12.84 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = M_s / N_s = 0.06 \text{ m}$$

➤ **Section homogène:**

$$B = b \times h + 15(A_s + A'_s) \Rightarrow B = (35 \times 35) + 15(13.26 + 0)$$

$$B = 1423.9 \text{ cm}^2$$

V_1 et V_2 seront déterminés par l'équation du moment statique par rapport à la plus comprimés

$$V_1 = \frac{1}{B} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_s * c + A'_s * d) \right] = \frac{1}{1423.9} \left[\frac{35 * 35^2}{2} + 15(13.26 * 4 + 0) \right]$$

$$V_1 = 15.61 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 35 - 15.61 = 19.38 \text{ cm}$$

➤ **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} [V_1^3 + V_2^3] + 15[A_s(V_2 - c)^2 + A'_s(V_1 - c')^2]$$

$$I = \frac{35}{3} [15.61^3 + 19.38^3] + 15[13.26(19.38 - 4)^2]$$

$$I = 140863.40 \text{ cm}^4$$

➤ Condition limite 1:

$$C_1 = \frac{I}{B \cdot V_1} = \frac{140863.40}{1423.9 \cdot 15.61} = 6.33 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + (V_1 - h/2) \Rightarrow e_1 = 4.1 + (15.61 - 35/2) = 2.21 \text{ cm}$$

$e_1 < C_1 \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée.

❖ Vérifications des contraintes :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B} + N_s \cdot e_1 \left(\frac{V_1}{I} \right) \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{183.82}{1423.9} + 183.82 \cdot 2.21 \left(\frac{15.61}{140863.40} \right)$$

$$\sigma_{bc} = 1.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow 1.7 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ Contrainte d'acier :

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \left(\frac{N_s}{B} \right) - N_s \cdot e_1 \left(\frac{V_1 - c}{I} \right) = \sigma_{st} = 15 \left(\frac{183.82}{1423.9} \right) - 183.82 \cdot 2.21 \left(\frac{15.61 - 4}{140863.40} \right)$$

$$\sigma_{st} = 19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow 19 \text{ MPa} \leq 266.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

V.4 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux leur rôle est transmettre les charges supportées par les dalles aux poteaux. Elles sont sollicitées par des moments de flexion. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui supportent les poutrelles et les poutres secondaires assurent le chaînage.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99

On tenant compte des efforts donnés par le logiciel Robot version 2014.

On fait le calcul pour les combinaisons suivantes :

➤ Selon le BAEL 91 les Combinaisons fondamentales sont : **article A.3.3**

$1,35G + 1,5Q$ (ELU).

$G + Q$ (ELS).

➤ Selon le RPA 99/v2003 les Combinaisons accidentelles sont : **article 5.2**

$G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$

❖ Armatures longitudinales : (RPA A.7.5.2.1)

➤ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton.

➤ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

✓ 4% de la section de béton en zone courante.

✓ 6% de la section de béton en zone de recouvrement.

• La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone II.

• L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

❖ Armatures transversales : (RPA A.7.5.2.2)

➤ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

✓ $S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12 * \phi_L\right)$ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

✓ $S_t \leq \frac{h}{2}$: En dehors de la zone nodale.

• La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

V.4.1 Ferrailage des poutres principales :

$b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $d = 36 \text{ cm}$

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**➤ **En travée :** (1.35G+1.5Q)

$$M_t = 34.72 \text{ kN. m}$$

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu.b.d^2}} = \frac{34.72 \cdot 10^6}{14.16 \times 300 \times 360^2} = 0.06$$

$$\mu = 0.06 < \mu_{lim} = 0.392$$

$$0.06 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \mu_{ua} < \mu_l$$

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

$$\mu = 0.06 < \mu_{lim} = 0.186 \dots\dots \text{pivot A}$$

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.06 \implies \alpha = 0.07$$

$$Z = 349.92 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} = \frac{34.72 \cdot 10^6}{348 \cdot 349.92} = 285.12 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{\text{calcul}} = 2.85 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA16 = 6.03 cm²➤ **Sur appui :** (G+Q±E)

$$M_a^{\text{max}} = -73.07 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu.b.d^2}} = \frac{73.07 \cdot 10^6}{14.16 \times 300 \times 360^2} = 0.13$$

$$\mu = 0.13 < \mu_{lim} = 0.392$$

$$0.13 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \mu_{ua} < \mu_l$$

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

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

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.13 \implies \alpha = 0.17$$

$$Z = 335.52 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M}{\bar{\sigma} \cdot Z} = \frac{73.07 \cdot 10^6}{348 \cdot 335} = 626.77 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{\text{calcul}} = 6.2 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3HA14+3HA16 = 10.65 cm²**

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot 300 \cdot 360 \cdot \frac{2.1}{400} = 130.41 \text{ mm}^2$$

$$\implies A_{\min} \geq 1.3 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales : (RPA A.7.5.2.1)**

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures maximales : (RPA A.7.5.2.1)**

$$\text{Zone nodale : } A_{\max} = 4\% (b \times h) = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement : } A_{\max} = 6\% (b \times h) = 72 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul du ferrailage transversal :**

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (**BAEL91**) : $\emptyset_t \leq$

$$\text{Min} (h/35 ; b/10 ; \emptyset_l) \text{ cm} \implies \emptyset_t = \text{Min} (40/35 ; 30/10 ; 1.2)$$

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

➤ **Calcul de l'espacement :**

L'espacement est calculé par le **RPA99 V2003** :

La quantité d'armatures transversales minimale est de : $A_t \geq 0.3\% \times S_t \times b [4]$

➤ **Pour la zone nodale :**

$$S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12\emptyset_l)$$

$$S_t \leq \text{Min} (40/4 ; 12 \times 1.4) = 10 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de : S_t

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

$$A_t \geq 0.3\% \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Alors :

On adopte : **3HA8 = 1.51 cm²**

➤ **Pour la zone courante :**

$$S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de : $S_t = 15$

$$cm.A_t \geq 0.3\% \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Alors :

On adopte : **4HA8 = 2.01 cm²**

➤ **La longueur minimale de recouvrement :**

$$L_r = 40 \times \phi_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

Vérifications :

➤ **Vérification des contraintes tangentielles :**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

On doit vérifier que: $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min(0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau} = \min(3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{23.38 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.21 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Le ferraillage à ELS :**

➤ **En travée :**

Tableau V.8 : Les Résultats de ferraillage en travée des poutres principales à ELS.

M_t(KN.m)	μ	μ_l	α	Z(mm)	A (cm²)	A_{adopt}(cm²)
25.36	0.04	0.392	0.05	352.64	2.06	4.52

➤ **En Appui :****Tableau V.9 :** Les Résultats du ferraillage en appui des poutres principales à ELS.

M_a(KN.m)	μ	μ	α	Z(mm)	A (cm²)	A_{adopt} (cm²)
-53.29	0.09	0.392	0.12	342.72	4.46	10.65

➤ **Vérification à l'ELS**➤ **Vérification des contraintes:****Tableau V.10 :** Vérification des contraintes à ELS.

Moment service	M_{ser}	25.36 KN.m
Position de l'axe neutre	$1/2 by^2 - 15A_{st}(d-y) = 0$	y= 10.69 cm
Moment d'inertie	$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 = 0$	I =55648.53cm ⁴
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I}$	$\sigma_{bc} = 4.87 \text{ MPa}$
Contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser} \cdot (d-y)}{I}$	$\sigma_{st} = 173.01 \text{ MPa}$
Vérification de contrainte Dans le béton	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}$	4.87 ≤ 15MPa.....vérifiée
vérifiée Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = f_e / \delta_s$	173.01 ≤ 348 MPa...vérifiée

➤ **La vérification de la flèche :****Tableau V.11 :** La vérification de la flèche

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	0.10 ≥ 0.0625	Vérifiée
$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$	0.004 ≤ 0.01	Vérifiée
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	0.10 ≥ 0.04	Vérifiée

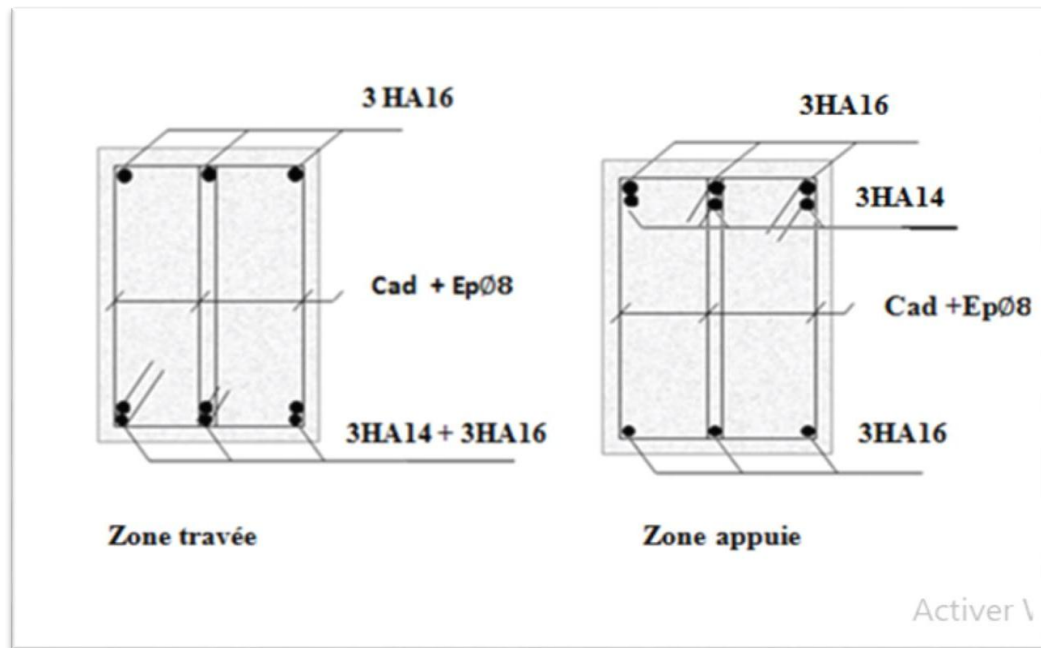


Figure V.5 : Schéma de ferrailage de la poutre principale

V.4.2 Ferrailage des poutres secondaire:

$b = 30 \text{ cm}; \quad h = 30 \text{ cm}; \quad c = 3 \text{ cm}; \quad d = 27 \text{ cm}$

a) Calcul des armatures longitudinales :

➤ **En travée:** $(1.35G + 1.5Q)$

$M_t = 18.70 \text{ kN.m}$

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{18.70 \cdot 10^6}{14.16 \cdot 300 \cdot 270^2} = 0.06$$

$$\mu = 0.06 < \mu_{lim} = 0.392$$

$$0.06 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \mu_{ua} < \mu_l$$

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

$$\mu = 0.06 < \mu_{lim} = 0.186 \dots\dots \text{pivot A}$$

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.06 \implies \alpha = 0.07$$

$$Z = 261.58 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M}{\bar{\sigma} \cdot Z} = \frac{18.70 \cdot 10^6}{348 \cdot 261.58} = 205.42 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{\text{calcul}} = 2.05 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3HA12= 3.39 cm²**

➤ **Sur appui : (G+Q±E)**

$$M_a^{\text{max}} = -28 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu.b.d^2}} = \frac{28 \cdot 10^6}{14.16 \times 300 \times 270^2} = 0.09$$

$$\mu = 0.09 < \mu_{\text{lim}} = 0.392$$

$$0.09 < \mu_{\text{lim}} = 0.392 \Rightarrow \mu_{\text{ua}} < \mu_l$$

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

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.09 \implies \alpha = 0.11$$

$$Z = 257.18 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M}{\bar{\sigma} \cdot Z} = \frac{28 \cdot 10^6}{348 \cdot 257.18} = 312.84 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{\text{calcul}} = 3.12 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3HA12+3HA14= 8.01 cm²**

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

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \cdot 300 \cdot 270 \cdot \frac{2.1}{400} = 97.80 \text{ mm}^2$$

$$\implies A_{\text{min}} \geq 0.97 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales : (RPA A.7.5.2.1)**

$$A_{\text{min}} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (30 \times 30) = 4.5 \text{ cm}^2$$

➤ **<Armatures maximales : (RPA A.7.5.2.1)**

Zone nodale : $A_{\max} = 4\% (b \times h) = 36 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% (b \times h) = 54 \text{ cm}^2$

b) Calcul du ferrailage transversal :

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

(BAEL91) : $\varnothing_t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \varnothing_l) \text{ cm} \Rightarrow \varnothing_t = \text{Min} (30/35 ; 30/10 ; 1.2)$

On prend : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

➤ **Calcul de l'espacement :**

L'espacement est calculé par le **RPA99 V2003** :

La quantité d'armatures transversales minimale est de : $A_t \geq 0.3\% \times S_t \times b [4]$

➤ **Pour la zone nodale :**

$S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12\varnothing_l)$

$S_t \leq \text{Min} (30/4 ; 12 \times 1.4) = 7.5 \text{ cm}$

Donc on adoptera un espacement de : S_t

$= 10 \text{ cm.}$

$A_t \geq 0.3\% \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$

Alors :

On adopte : **3HA8 = 1.51 cm²**

➤ **Pour la zone courante :**

$S_t \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm}$

Donc on adoptera un espacement de : $S_t = 15$

$\text{cm. } A_t \geq 0.3\% \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

Alors :

On adopte : **4HA8 = 2.01 cm²**

➤ **La longueur minimale de recouvrement :**

$L_r = 40 \times \varnothing_l = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

❖ **Vérifications :**

➤ **Vérification des contraintes tangentielles :**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la

fissuration peu nuisible suivante :

On doit vérifier que: $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min (0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa})$$

$$\bar{\tau} = \min (3.33\text{MPa} ; 5\text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Tu}{b*d} = \frac{16.55*10^3}{300*270} = 0.20\text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.20\text{MPa} < 2.5\text{ MPa} \quad \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Le ferrailage à ELS :

➤ En travée :

Tableau V.12: Les Résultats de ferrailage en travée des poutres principales à ELS.

$M_t(\text{KN.m})$	μ	μ_l	α	$Z(\text{mm})$	$A\text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$
13.37	0.04	0.392	0.05	264.03	1.45	1.57

➤ En Appui :

Tableau V.13: Les Résultats du ferrailage en appui des poutres principales à ELS.

$M_a(\text{KN.m})$	μ	μ_l	α	$Z(\text{mm})$	$A\text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adopt}}\text{ (cm}^2\text{)}$
-20.37	0.06	0.392	0.07	261.64	2.23	3.39

❖ Vérification à l'ELS

➤ Vérification des contraintes:

Tableau V.14: Vérification des contraintes à ELS.

Moent service	M_{ser}	13.37 KN.m
Position de l'axe neutre	$1/2 by^2 - 15A_{\text{st}}(d-y) = 0$	$y = 5.77\text{ cm}$
Moment d'inertie	$I = 1/3 by^3 + \eta A_{\text{st}}(d-y)^2 = 0$	$I = 12535.28\text{ cm}^4$
Contrainte dans le béton	$\sigma_{\text{bc}} = \frac{M_{\text{ser}}*Y}{I}$	$\sigma_{\text{bc}} = 6.1\text{MPa}$
Contrainte dans l'acier	$\sigma_{\text{st}} = \frac{\eta M_{\text{ser}}*(d-y)}{I}$	$\sigma_{\text{st}} = 339.65\text{MPa}$
Vérification de contrainte Dans le béton	$\sigma_{\text{bc}} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0.60 f_{c28}$	$6.1 \leq 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$
Vérifiée Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_{\text{st}} \leq \bar{\sigma}_{\text{st}} = f_e/\delta_s$	$339.65 \leq 348\text{ MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$

➤ La vérification de la flèche :

Tableau V.15: La vérification de la flèche

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$0.07 \geq 0.0625$	Vérifiée
$\frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$	$0.001 \leq 0.01$	Vérifiée
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$0.07 \geq 0.06$	Vérifiée

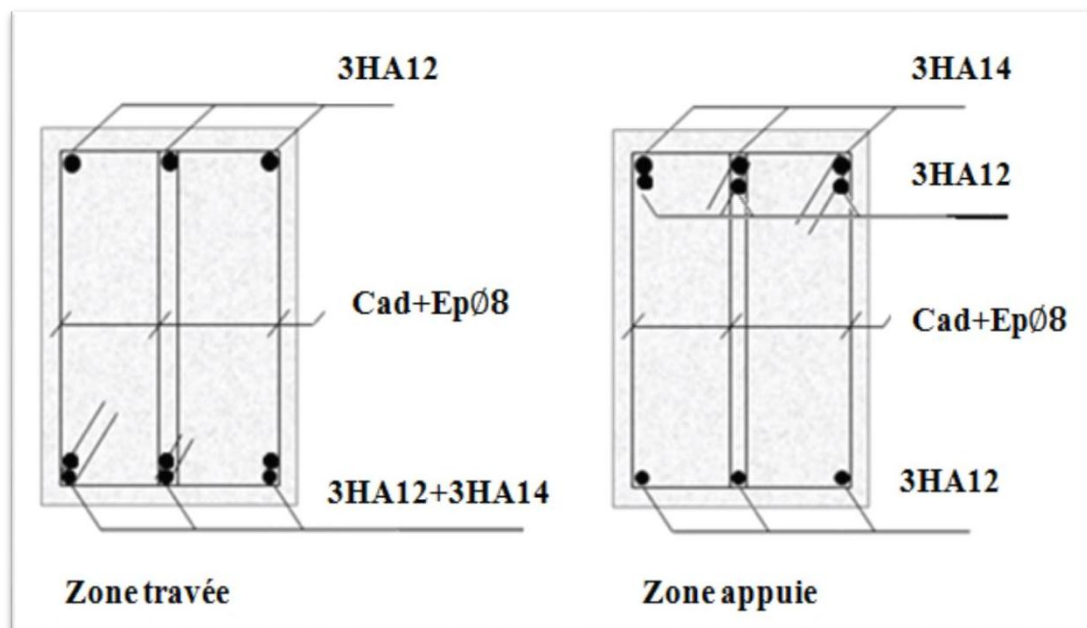


Figure V.6 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.

V.5 Ferrailage des voiles:

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone.

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation.

Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol. Le mode de fonctionnement d'une structure comportant des voiles de contreventement dépend donc fortement du comportement de chaque élément individuel. Le comportement d'un élément de voile est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales et de la forme de sa section

De ce point de vue, il est généralement reconnu que la modélisation du comportement des voiles est bien plus complexe que celle des éléments linéaires (poutres et poteaux). Un voile est

considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- Voiles élancés avec : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voiles courts avec : $\frac{h}{l} < 1.5$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus, on doit respecter les modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales. Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- ✓ $1.35G + 1.5Q$
- ✓ $G + Q \mp E$
- ✓ $0.8G \mp E$

Le ferraillage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}} \{ M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}} N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}} \}$

❖ Recommandations du RPA99/2003:

• Armatures verticales :

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit:

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile

- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton

$$A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

Avec :

L_t : Longueur de la zone tendue

e : épaisseur du voile.

- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

➤ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- **Armatures Horizontal :**

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de $10\varnothing$

- **Armatures Transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres /m²

- **Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3] :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

➤ Globalement dans la section du voile 0.15%

➤ En zone courante 0.10%

L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est :

$$St \leq \min(1.5e; 30\text{cm})$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

➤ $40\varnothing$: Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

➤ $20\varnothing$: Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec : } = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement

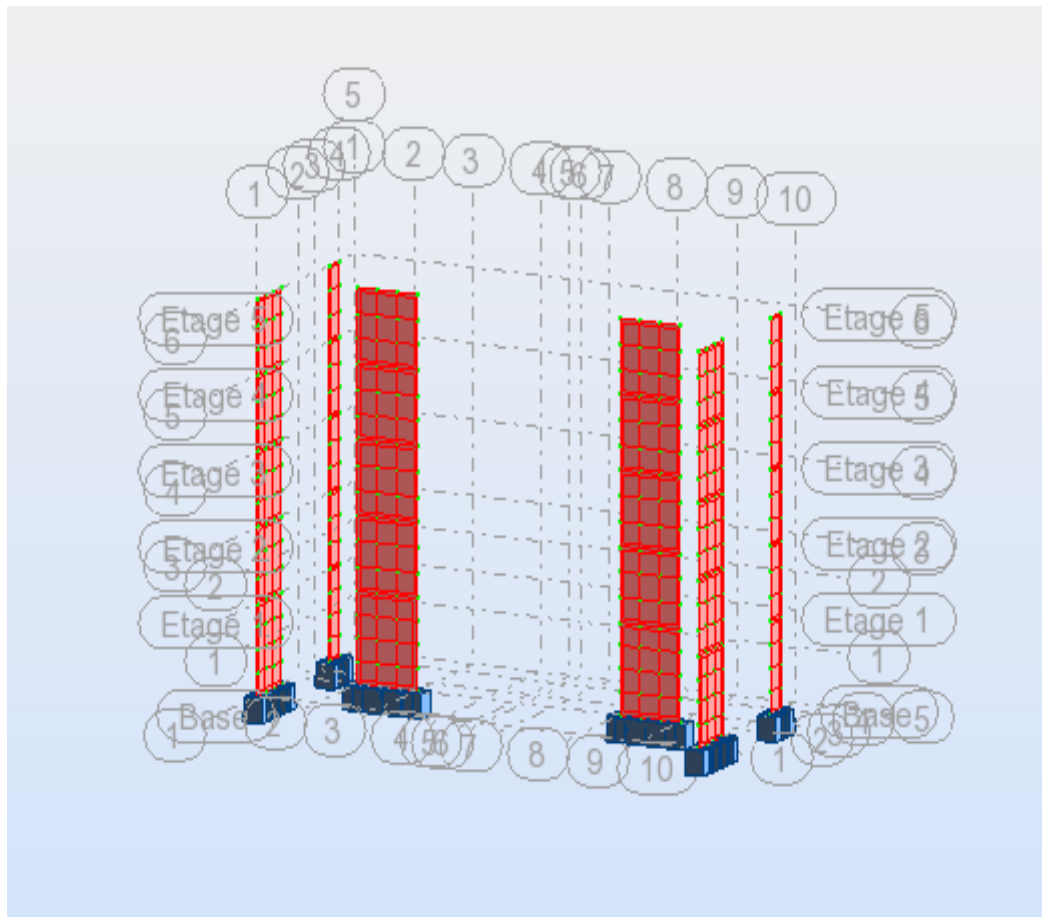


Figure V.7: la disposition des voiles en 3D

❖ **Sollicitations de calcul :**

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ROBOT, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.16 : Sollicitations des voiles dans les deux sens.

Voiles		$N_{max} \rightarrow M_{cor}$ 1.35G+1.5Q		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$ 0.8G+Ex, y		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$ G+Q+Ex, y		V (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	
Vy1	e=0.2m	648.34	50.35	792.52	1146.06	26.59	1209.60	6.02
	L=2.5m							
Vy2	e=0.2m	281.36	1.18	348.58	94.41	8.55	96.05	25.99
	L=1m							
Vx1	e=0.2m	1501.15	4.27	780.51	3.73	1083.72	0.91	7.26
	L=3.1m							
Vx2	e=0.2m	1500.76	8.34	778.53	6.64	1085.12	3.01	1.61
	L=3.1m							

- **Etapes de calcul des voiles:**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{B} \mp \frac{M}{I} V$$

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

B : Aire du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée. I : moment d'inertie.

D'après R.PA 99 V 2003, on distingue 3 cas :

✓ Si : σ_1 et $\sigma_2 > 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée. La zone courante est armée par le minimum d'acier

$$\text{Avec : } A_{mi} = 0.15 \times b \times L$$

➤ **Section entièrement comprimée :**

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferraillage minimum).

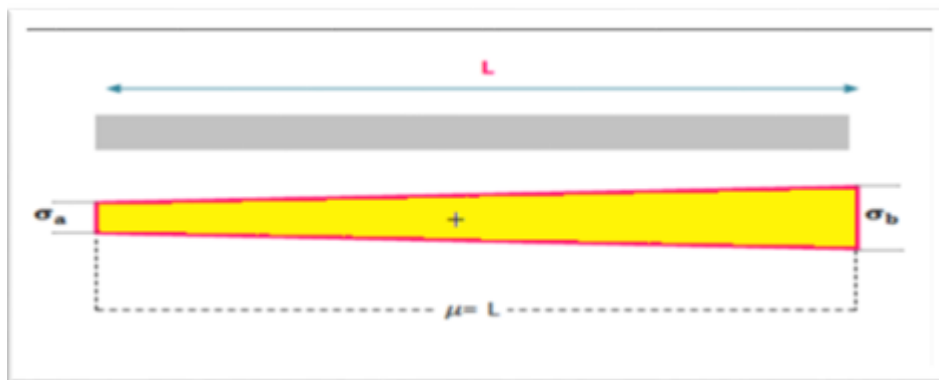


Figure V.8: Section entièrement comprimée

✓ Si : σ_1 et $\sigma_2 < 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue, on calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare A_v par la section minimale :

✓ Si : $A_v < A_{min} = 0.15\% \times a \times L$ on ferraillie avec la section minimale.

✓ Si : $A_v > A_{min}$ on ferraillie avec la section minimale A_v

➤ **Section entièrement tendue :**

Dans ce cas on a deux contraintes de traction longueur tendue (μ) est égale à (L) l'effort de traction est égal à :

$$T = (\sigma_a \times \sigma_b \times \mu \times b) / 2$$

La section d'armature est :

$$A_s = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

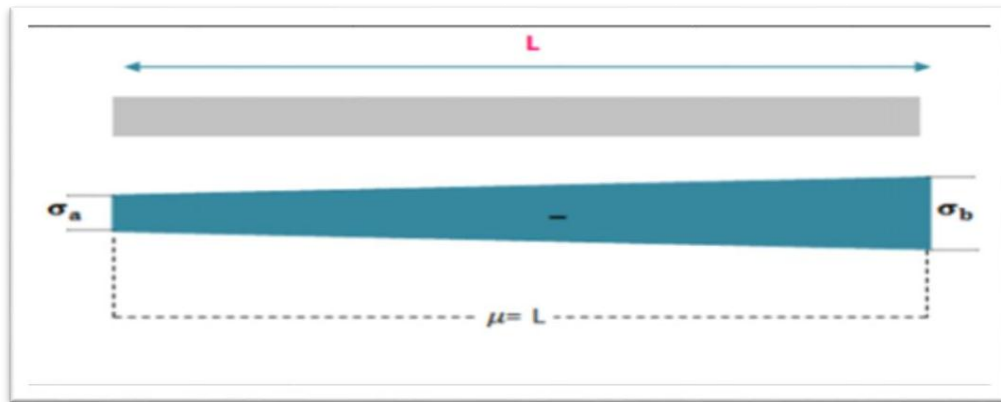


Figure V.9 : Section entièrement tendue

Si : σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

➤ **Section partiellement comprimée /tendue :**

Connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue, en utilisant les triangles semblables :

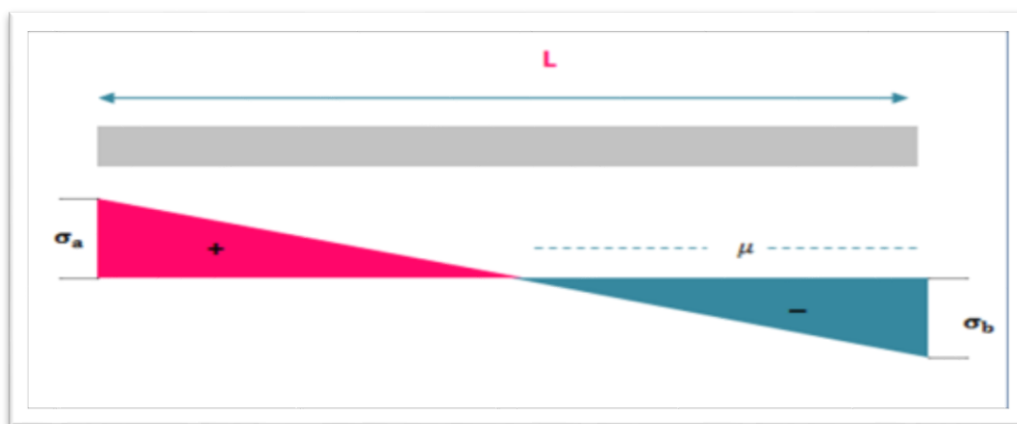


Figure V.10 Section partiellement comprimée

$$\text{Pour } \tan \alpha = \frac{\sigma_a}{L - \mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \rightarrow \mu = \frac{L}{1 + \frac{\sigma_a}{\sigma_b}}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = (\sigma b \times \mu \times b)/2$$

La section d'acier nécessaire est donnée par : $A_s = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$

❖ **Exemple de calcul :**

Pour cet exemple de calcul du ferrailage des voiles, on adopte le voile : « Vy1 » d'une longueur de 2.5 m et d'épaisseur 20cm.

Ce voile est sollicité sous les charges suivantes :

$$\begin{array}{ll} N_{\max}=792.52\text{KN} & ; \quad M_{\text{corr}}=50.35\text{KN.m} \\ N_{\min}=26.59 \text{ KN} & ; \quad M_{\text{corr}}=1146.60\text{KN.m} \\ M_{\max}=1209.60\text{KN.m} & ; \quad N_{\text{corr}}=26.59\text{KN} \end{array}$$

➤ **Cas 01 :**

$$N_{\max}=792.52\text{KN}$$

$$M_{\text{corr}}=50.35\text{KN.m}$$

$$V = 6.02 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des armatures verticales :**

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e × L)

$$L = h = 2.5 \text{ m}, b = 20 \text{ cm}, d = 2.25 \text{ m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{50.35}{792.52} = 0.063\text{m}$$

$$e = 0.063\text{m} < \frac{L}{2} = 1.25\text{m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V$$

$$V = \frac{L}{2} = 1.25$$

$$B = b \times h = 0.5\text{m}^2$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.26 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{\max} = \frac{792.52}{0.5} + \frac{50.35}{0.26} * 1.25 = 1.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{792.52}{0.5} - \frac{50.35}{0.26} * 1.25 = 1.34 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} > 0 \\ \sigma_{min} > 0 \end{cases} \quad \text{La section est entièrement comprimée}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 6.3 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2\text{cm}; \frac{250}{250}\right) = 2\text{cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 8.3\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3lF^3}{10000 \cdot h} (2 + \alpha\varphi) / \varphi = 2 \text{ cas général}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{Mu}{1.5 \cdot M_{ser}}\right) = 10 \left(1 - \frac{50.53}{1.5 \cdot 38.003}\right) = 1.13$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot 2.16^3}{10000 \cdot 2.5} (2 + 1.13 \cdot 2) = 0.0051\text{m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 8.81\text{cm}$$

$$Mu = Nu \times e = 792.52 \times 8.81 \times 10^{-2} = 69.82\text{KN.m}$$

$$Mua = Mu + Nu \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 69.82 + 792.52 \times \left(2.25 - \frac{2.5}{2}\right) = 862.34 \text{ KN.m}$$

$$U_{bu} = \frac{Mua}{b d^2 f_{bu}} = \frac{862.34^6}{200 \cdot 2250^2 \cdot 14.16} = 0.06$$

$$U_{bu} = 0.06 \leq 0.493 \text{ partiellement comprimée}$$

$$U_{bu} = 0.06 \leq U_{ab} = 0.186 \text{ pivot A}$$

$$U_{bu} = 0.06 \leq U_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 0.07$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 2187\text{mm}$$

$$A_1 = \frac{Mua}{Z \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{862.34 \cdot 10^6}{760695} = 1133.62\text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{Nu}{f_{su}} = 1133.62 - \frac{792.52 \cdot 10^3}{348} = -1143.73\text{cm}^2$$

$$A = 0\text{cm}^2 : \text{Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira.}$$

❖ Calcul des armatures minimales dans tout le voile:

$$A_{\min} = 0.15 \times b \times L$$

$$A_{\min} = 0.15 \times 20 \times 250 = 7.5 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures minimale dans la zone tendue donnée par le RPA est :

$$A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \cdot L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V$$

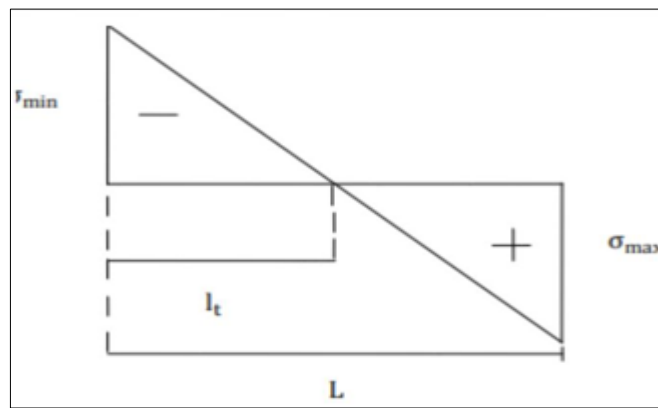


Figure V.11 : Schéma des contraintes.

➤ Armatures minimale dans la zone comprimée:

$$A_{\min} = 0.2\% \times L_c \times b$$

$$L_c = L - 2 \times L_t$$

❖ Calcul des armatures horizontales :

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \cdot e \cdot st}{0.8 f_e}$$

$$V = 6.02 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \cdot v}{e \cdot d} = \frac{1.4 \cdot 6.0210^3}{200 \cdot 2250} = 0.018$$

➤ Espacement des barres horizontales :

$$st \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend : $st = 20 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{0.018 \cdot 200 \cdot 200}{0.8 \cdot 400} = 0.002 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des barres :

➤ **Armatures verticales :**

En zone comprimé ($A = 0 \text{ cm}^2$): Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira.

Donc : on va ferrailer $A_{\min}$ ($A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$)

$$A = 8\text{HA}12 = 9.05 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures horizontales :**

$$A_h = 8\text{HA}8 = 4.02 \text{ cm}^2$$

Tableau V.17 : les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

Voile	V1x	V2x	V3x	V1y	V2y
Section (cm^2)	0.6	0.6	0.2	0.5	0.2
N(KN)	1501.15	1500.76	625.125	792.52	348.58
M (KN/m)	4.27	8.34	0.286	50.53	96.05
V(KN)	7.26	1.61	34.153	287.73	25.99
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ (MPa)	0.018	0.004	0.12	0.89	0.20
Tbarre(MPa)	5	5	5	5	5
Lt(m)	0	0	0	0	0
Acal (cm^2)	0	0	0	0	0
$A_{\min}$ (cm^2)	9.3	9.3	3	7.5	3
N barre/face	4HA12=4.52	7HA12=7.92	4HA12=4.52	8HA12=9.05	8HA12=9.05
St (cm)	20	20	20	20	20
A_h (cm^2)	2.27	0.5	0.15	1.11	2.5
$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$	2.01	3.52	2.01	4.02	4.02
N barre/face	4HA8	7HA8	4HA8	8HA8	8HA8
St (cm)	20	20	20	20	20

➤ **Exemple sur le Schéma de ferrailage de notre voile :**

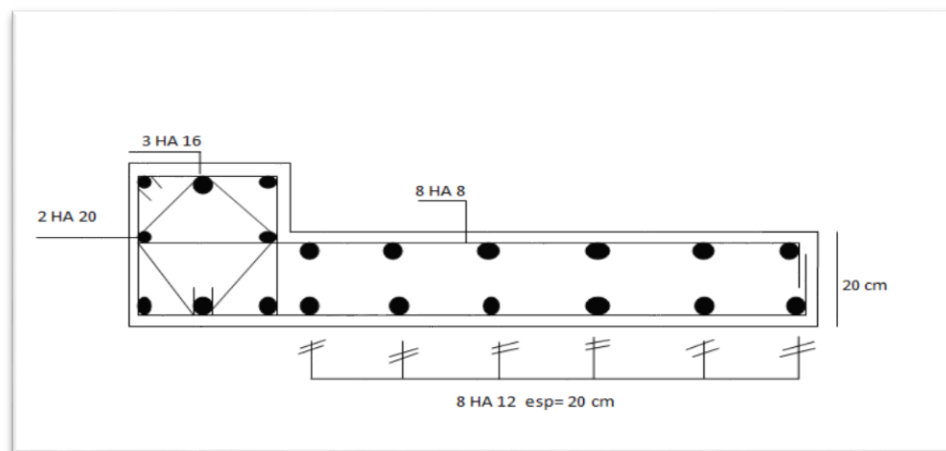


Figure V.12 : Schéma de ferrailage de voile V1y.

CHAPITRE VI

Etudes des

fondations

VI.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

VI.2 Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- ❖ Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.
- ❖ Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...).

Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage ; des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites ; mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage : l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

VI.3 Choix du type de fondation :

D'après l'étude géotechnique laboratoire donne la contrainte admissible du sol égal à :

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.5 \text{ bars}$$

Le choix du type de fondation dépend du :

- ❖ Type d'ouvrage construire.
- ❖ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ❖ La capacité portance de terrain de fondation.
- ❖ La charge totale transmise au sol.
- ❖ La raison économique.

❖ La facilité de réalisation.

Pour le choix de type de semelle, nous supposons en premier lieu, que les semelles de notre projet sont des semelles isolées. Le dimensionnement du coffrage de ces semelles s'effectuera à l'état limite de service sous l'effort normal maximal dans les éléments les plus chargés statiquement.

La surface de semelle se calculera comme suit :

❖ Semelle isolée sous poteau : $A. B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$

❖ Semelle isolée sous voile : $A. L \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$

A, B, L ci les dimensions des semelles .

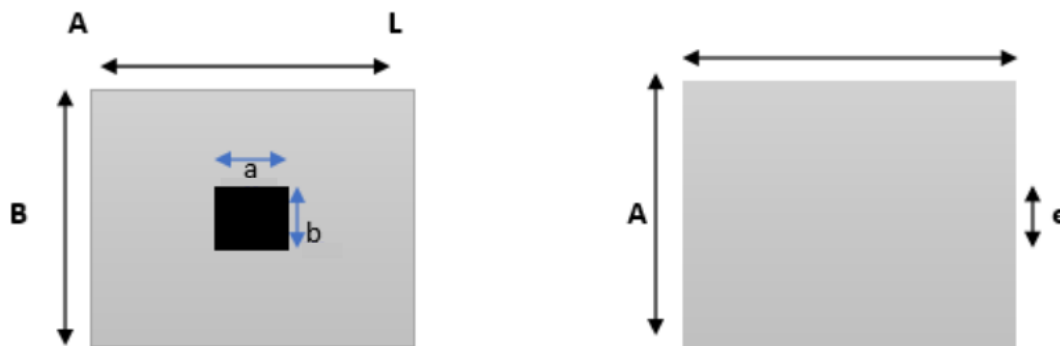


Figure IV.1 : les dimensions des semelles

On sait que Les dimensions des semelles isolées sont homothétiques aux dimensions du poteau supporté, c'est-à-dire :

$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$: Dans notre cas : $a=b=0.50m$ donc $A=B$

On a trouvé les résultants suivant par logiciel **ROBT** :

❖ La somme des N_{ser} des poteaux ci : $N_{ser} = 850.41 \text{ KN}$

❖ La somme des N_{ser} des voiles ci : $N_{ser} = 1501.26 \text{ KN}$

VI.4. Calcul des surfaces des semelles isolées :

La somme des surfaces des semelles sous poteaux ci : $S_p = \frac{850.41}{150} = 56.6 \text{ m}^2$

La somme des surfaces des semelles sous voile ci : $S_p = \frac{1501.26}{150} = 10 \text{ m}^2$

❖ La surface totale des semelles ci : $S_t = 56.6 + 10 = 66.6 \text{ m}^2$

❖ La surface de la structure ci : $S = 208.26 \text{ m}^2$

a) Calcul le taux des surfaces des semelles

$$\frac{\text{surface totale des semelles}}{\text{surface de la structure}} * 100 = \frac{66.6}{208.26} * 100 = 31.9\%$$

Nous voyons que la surface totale des semelles isolées ne dépasse pas la moitié de la surface d'emprise du bâtiment. Donc, nous adoptons des semelles isolées.

b) Dimensionnement de la semelle isolée sous poteau :

❖ Les combinaisons de calcul :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

❖ Selon BAEL 91 :

$$\text{-ELU : } 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{-ELS : } G + Q$$

❖ Selon le R.P.A 99 Version 2003 :

$$\text{-} G + Q \pm E$$

$$\text{-} 0.8 G \pm E$$

Pour calcul Les dimensions de semelle isolée en utilisant l'effort normal maximal à ELS à la base de poteau plus sollicité :

D'après ROBT on a trouvé : $N_{ser} = 705.39 \text{ KN}$

L'étude géotechnique donne : $\bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2$

On a Les semelles carrée donc : $A=B$

$$A \cdot B = \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} \quad B = \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{705.39}{150}} = 2.16 \text{ m}$$

On adopté: **A=B=2.20 m**

➤ A ELS:

Calcul de e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{11.04}{705.39} = 0.015 \text{ m}$$

Condition homothétique :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{2.20}{2.20} = \frac{0.4}{0.4} = 1$$

Calcul de :

$$H_t \geq \frac{A-a}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{220-40}{4} + 5 = 50 \text{ cm}$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{1.2} = \left(\frac{N}{A.B} \right) * \left(1 \pm \frac{6.e}{A} \right)$$

$$\sigma_1 = \left(\frac{705390}{2200*2200} \right) * \left(1 + \frac{6*0.015}{2.20} \right) = 0.151 \text{ MPa} ; \sigma_2 = 0.138 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de : } 1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.33 * 0.15 = 0.2 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{1.2} < 0.2 \text{ MPa C.V}$$

La condition de la vérification résistance

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3*\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3*0.151 + 0.138}{4} = 0.147 \text{ MPa} < 1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Les autres cas dans ce tableau :

Tableau IV.1 : Les combinaisons

combinaison	M (kN.m)	N (KN)	e (m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	$1.33\sigma_s$	$\sigma_1; \sigma_2$ $\leq 1.33\sigma_s$
G+Q	11.04	705.39	0.015	0.151	0.138	0.20	C.V
G+Q±E	30.41	816.99	0.037	0.18	0.151	0.20	C.V
0.8G±E	25.93	558.40	0.046	0.116	0.101	0.20	C.V
1.35G+1.5Q	15.33	974.31	0.015	0.20	0.19	0.20	C.V

➤ **Vérification de la condition de résistance :**

Tableau IV.2 : Vérification de la condition de résistance

Combinaison	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_{moy} (MPa)	σ_{moy} $\leq 1.33\sigma_s$	Type de diagramme
G+Q	0.151	0.138	0.144	C.V	Trapézoïdal
G+Q±E	0.180	0.151	0.165	C.V	Trapézoïdal
0.8G±E	0.116	0.101	0.108	C.V	Trapézoïdal
1.35G+1.5Q	0.2	0.19	0.195	C.V	Trapézoïdal

Donc on a calcul le ferrailage des semelles a **ELU : 1.35G+1.5Q**

Avant le calcule on a vérifié les conditions de la **méthode des bielles** :

Tableau IV.3 : Les conditions de la méthode des bielles.

comb	e (m)	$\frac{a}{6}$ (m)	$\frac{A}{6}$ (m)	H_t (m)	$\frac{A-a}{4}$ (m)	$e \leq \frac{a}{6}$	$e \leq \frac{A}{6}$	$H_t \geq \frac{A-a}{4}$
ELU	0.015	0.666	0.36	0.5	0.45	C.V	C.V	C.V

Donc la méthode des bielles est applicable.

VI.4.1 Calcul de ferrailage : A_s

Le poids propre de la semelle :

$$P_p = 0.4 \times 2.20 \times 2.20 \times 25 = 48.4 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_{u,tot} = P_p + N_u = 974.31 + 48.4 = 1022.71 \text{ KN}$$

Parallèle a A (sens X) = A_s parallèle a B (sens Y) alors :

$$A_s = \frac{N_u \cdot (A - h)}{8 \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{1022710 \cdot (2200 - 400)}{8 \cdot 348 \cdot 360} = 1836.7 \text{ mm}^2 = 18.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,B} = A_{s,A} = 21.55 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **12 HA14 pour les deux sens** $A_{s,ad} = 21.55 \text{ cm}^2$

Espacement : $St=15 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la stabilité au renversement : $(0,8G \geq E)$**

Selon l'article (10.1.5) de **RPA99V2003** :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{2.2}{4} = 0.55 \text{ m} > e = 0.046 \quad \text{C.V}$$

➤ **Schéma de ferrailage :**

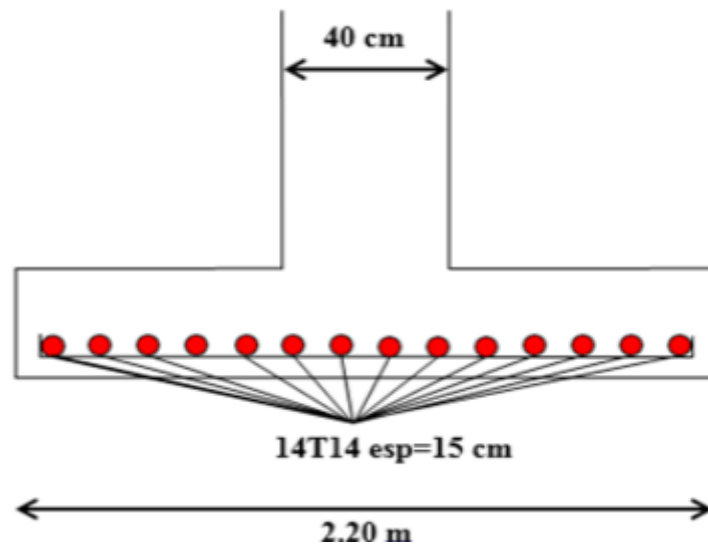


Figure IV.2 : Schéma de ferrailage semelles isolées

VI.5 Les semelles filantes (sous voile) :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la

semelle.

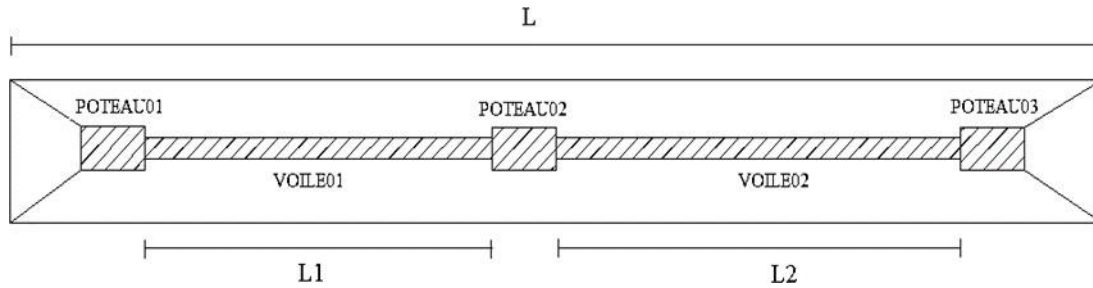


Figure IV.3 : Vue en plan d'une semelle filante

a) Dimensionnement de la semelle filante

La surface nécessaire pour la semelle filante pour reprendre la totalité des efforts lui revenant est :

$$S_f = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{351.86}{15} = 23.45 \text{ m}^2$$

La longueur totale de la semelle filante est donnée par :

$$L = L1 + L2 + 3 \times a + 2 \times \text{débord}$$

Nous avons prévu un débord de 0.5 m à partir du nu du poteau

$$L = 3.1 + 3.1 + 3 \times 0.4 + 2 \times 0.5 \Rightarrow L = 8.4 \text{ m}$$

La largeur de la semelle continue doit vérifier la condition suivante : $B \geq \frac{S_f}{L}$

$$\text{Donc : } B \geq \frac{23.45}{8.4} = 2.79 \text{ m} \Rightarrow \text{On prend : } B = 2 \text{ m}$$

❖ Hauteur de la paillasse de la semelle filante h

La hauteur de la paillasse est donnée par la relation suivante

$$h = d + 0.05 \quad \text{avec ; } d \geq \frac{B-b}{4}$$

d : hauteur utile (en m)

b : Cotés du poteau (en m)

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 \text{ m} \Rightarrow h \geq 0.45 \text{ m}$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Dimensions des semelles filantes

Semelle	N (KN)	L (m)	B (m)	h (m)
SF1	351.86	8.4	2	0.45
SF2	276.33	5.7	3	0.70

❖ Vérification des semelles filantes

➤ Vérification au non poinçonnement

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance des semelles filantes au poinçonnement par l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau = \frac{P}{2ht} \left[1 - \left(b + \frac{5ht}{3} / B \right) \right] \leq \tau_{\text{lim}}$$

P : l'effort normal au niveau du poteau ou du voile le plus sollicité de chaque semelle.

$\tau_{\text{lim}} = 0.045 f_{c28} / \gamma_b$: représente la valeur limite de la contrainte de cisaillement.

$$\tau_{\text{lim}} = 0.045 \times 25 / 1.5 = 0.75 \text{ MPa} = 750 \text{ KN/m}^2$$

Le tableau suivant résume les résultats pour l'ensemble des semelles filantes :

Tableau IV.5 : Vérification des semelles filantes au poinçonnement

Semelle	P (KN)	B adoptée (m)	h adoptée (m)	τ (KN/m ²)	τ_{Min} (KN/m ²)	Vérifiée
SF1	350.60	2.00	0.45	486.94	750	Oui
SF2	807.33	3.00	0.70	581.21	750	Oui

➤ Vérification des contraintes à ELS

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}$$

σ_{moy} : contrainte moyenne du sol

σ_{sol} : contrainte admissible du sol $\sigma_{\text{sol}} = 1.5 \text{ bars} = 15 \text{ t/m}^2$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Vérification des semelles filantes à l'ELS

Semelle	N _{total} (KN)	M _{total} (KN.m)	e(m)	σ_1	σ_2	σ_{moy}	σ_{sol}	Vérifiée
SF1	351.86	1.01	0.002	88	87.4	87.8	150	oui
SF2	276.33	2.07	0.007	69	68.3	68.8	150	oui

➤ Vérification des contraintes à ELU

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.5\sigma_{\text{sol}}$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Vérification des semelles filantes à l'ELU

Semelle	N _{total} (KN)	M _{total} (KN.m)	E(m)	σ ₁ (KN)	σ ₂ (KN)	σ _{moy} (KN)	σ _{sol} *1.5 (KN)	Vérifiée
SF1	481.59	1.39	0.002	11.2	12.02	11.40	22.5	Oui
SF2	376.95	2.84	0.0075	9.6	9.2	9.5	22.5	oui

➤ Vérification des contraintes sous combinaisons accidentelles : G+Q±E

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{\text{sol}}$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8 : Vérification des semelles filantes sous G + Q ± E

Semelle	N _{total} (KN)	M _{total} (KN.m)	E(m)	σ ₁ (KN)	σ ₂ (KN)	σ _{moy} (KN)	σ _{sol} *2 (KN)	Vérifiée
SF1	571.54	10.85	0.018	15.06	13.51	14.67	30	Oui
SF2	296.73	2.79	0.009	7.6	7.2	7.5	30	oui

VI.5.1 Ferrailage des semelles filantes

➤ Calcul de ferrailage : A_s

Le poids propre de la semelle :

$$P_p = 0.45 \times 2 \times 8.4 \times 25 = 189 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_{u,\text{tot}} = P_p + N_u = 481.59 + 189 = 670.59 \text{ KN}$$

A_sParallèle a A (sens X) = A_s parallèle a B (sens Y) alors :

$$A_s = \frac{N_u \cdot (A - h)}{8 \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{670590 \cdot (2000 - 450)}{8 \cdot 348 \cdot 400} = 933.38 \text{ mm}^2 = 9.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,B} = A_{s,A} = 11.31 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **10 HA12** A_{s,ad} = 11.31 cm²

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

Schéma de ferrailage :

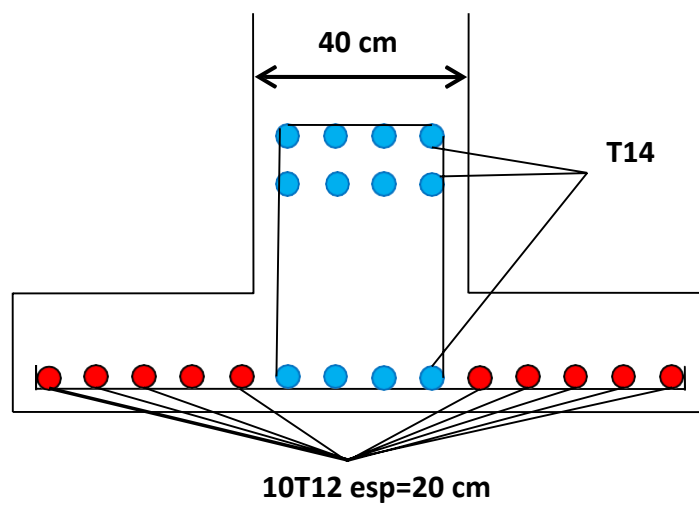


Figure IV.4 : Schéma de ferrailage semelles filante

Conclusion

Ce projet de fin d'étude, nous a été très bénéfique et enrichissant, il nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet 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.

Notons que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de base des sciences de l'ingénierie, ainsi que le logiciel lui-même.

Enfin, l'objectif principal de la conception est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires et d'économie.

Bibliographie :

1)-Règlements :

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- Charges permanentes et charges d'exploitation DTR BC -2.2.

2)- Livres :

- BAEL 91 modifié 99 (Jean- Pierre MOUGIN).
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Tome 1, 2, 3, 4 HENRY. Thonier).
- Mémoires des années précédentes (génie civil).
- Résumé BAEL 2015

3)- Cours :

- Cours béton ramé des années précédentes.
- Cours résistance des matériaux (RDM) des années précédentes.

4)- Logiciels :

- ROBOT
- AUTO CAD 2016.
- WORD 2007/2019.
- Power point 2019.

Annexe 01

Tableau des Armatures
(en Cm^2)

$\emptyset$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 02

