



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic Republic of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية
Civil engineering department



N° d'ordre : M/GC/2023

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures

Thème

**ÉTUDE D'UN BATIMENT EN BETON ARME A USAGE
D'HABITATION (RDC + 6 ETAGES) A KHAROUBA**

Présenté par :

- MAHREZ Mahi Ayoub
- YAHIA BEY Mohammed

Soutenu le 25/06/2023 devant le jury composé de :

- Président : Mr. Moussaoui Salah Eddine MAA UMAB
- Examineur : Mr. Mehala Tewfik MCB UMAB
- Encadrant : Mr. Bensoula Mohamed MCA UMAB

Année Universitaire : 2022/2023

Dédicaces

Nous dédions ce projet de fin d'études en premier lieu à nos parents qui nous ont soutenus durant toutes ces longues années d'études.

Nous dédions également cette réussite à nos frères, sœurs et à toute notre famille qui n'ont jamais cessé de nous conseiller et de prier pour que nous soyons sous la protection divine.

Nous dédions également ce projet à nos amis et à toute la promotion génie civil pour leurs précieux conseils, leur soutien inconditionnel et surtout leur soutien moral.

Mahrez Mahi Ayoub

Yahia Bey Mohammed

Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à exprimer notre gratitude à Dieu qui nous a accordé le courage et la volonté de mener à bien ce travail.

*Nous souhaitons vivement remercier tous ceux qui nous ont aidés à élaborer ce projet, en particulier notre encadreur, **Mr. BENSOUA Mohamed**, pour sa disponibilité constante, son aide précieuse et ses orientations tout au long de ce projet.*

Nous tenons également à remercier les membres honorables du jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous souhaitons reconnaître et apprécier l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation en génie civil.

À tous ceux qui nous ont apporté leur soutien et leur aide, que ce soit de près ou de loin, pour la réalisation de ce projet, nous exprimons ici notre gratitude sincère et vive. En particulier, nous remercions nos parents, nos familles et nos amis pour leur soutien indéfectible et leurs encouragements constants.

Résumé

Ce projet est une étude technique détaillée d'une structure en béton armé, comprenant un rez-de-chaussée et 6 étages, situé à Kharouba, Mostaganem. Cette zone est classée comme étant de sismicité moyenne (zone IIa) selon les normes du RPA 99 version 2003.

Le travail réalisé comprend plusieurs chapitres, qui couvrent les aspects suivants :

- Description de l'ouvrage ainsi que les caractéristiques des matériaux ;
- Descente des charges et pré-dimensionnement des éléments structuraux ;
- L'étude des éléments secondaires ;
- L'étude dynamique de la structure réalisée à l'aide du logiciel Autodesk Rebot ;
- L'étude des éléments structuraux ;
- L'étude de l'infrastructure.

Enfin, les résultats conceptuels de toute la structure ont été traduits en plans d'exécution à l'aide du logiciel AUTOCAD.

Cette étude a été réalisée en respectant les recommandations du BAEL91 modifié 99 et les règles parasismiques algériennes RPA99/V2003 et le CBA 93.

Mots-clés : Bâtiment ; Séisme ; Modélisation ; Béton armé ; Ferrailage.

Abstract

This project consists of a detailed technical study of a reinforced concrete structure comprising a ground floor and 6 floors, located in Kharouba, Mostaganem.

This area is classified as a medium seismic zone (Zone IIa) according to the RPA (Regulations for Seismic Design) version 2003.

The work undertaken includes several chapters covering the following aspects:

- Description of the structure and material characteristics
- Load analysis and preliminary dimensioning of structural elements
- Study of secondary elements
- Dynamic analysis of the structure using Autodesk Robot software
- Study of structural elements
- Study of the infrastructure

Finally, the conceptual results of the entire structure have been translated into execution plans using AUTOCAD software.

This study was conducted in accordance with the recommendations of the modified BAEL91 (French Structural Design Code), the Algerian seismic regulations RPA99/V2003 and CBA93.

Keywords: Building; Earthquake; Modelling; Reinforced concrete; Reinforcement.

ملخص

هذا المشروع هو دراسة فنية مفصلة لهيكل مسلح بالخرسانة، يتكون من الطابق الأرضي و6 طوابق، يقع في خروبة، مستغانم. تصنف هذه المنطقة أنها منطقة زلزالية متوسطة (المنطقة IIa وفقاً لمعايير RPA99 الإصدار 2003).

يشمل العمل المنجز العديد من الفصول، التي تغطي الجوانب التالية:

- وصف المبنى وخصائص المواد.
- تقدير الأحمال والأبعاد الأولية.
- دراسة العناصر الثانوية.
- دراسة ديناميكية باستخدام برنامج Autodesk Robot
- دراسة العناصر الهيكلية.
- دراسة البنية التحتية.

وأخيراً، تم ترجمة النتائج النظرية للهيكل بأكمله إلى خطط التنفيذ باستخدام برنامج AutoCAD تم إجراء هذه الدراسة وفقاً لتوصيات BAEL91 المعدلة 99، قواعد الزلازل الجزائرية RPA99/V2003 و CBA93

كلمات مفتاحية: مبنى؛ هزة أرضية؛ تصميم؛ الخرسانة؛ المسلحة تسليح.

Liste des symboles

ELU : Etat limite ultime de résistance

ELS : Etat limite de service

G : Charge permanents

Q ; P : Charge d'exploitation

E : Charge sismique

qu : Chargement ultime

qs : Chargement de service

Mf : Moment fléchissant

Mt : Moment de flexion en travée

Ma : Moment de flexion en appui

Md : Moment en appui droite

Mg : Moment en appui gauche

N : Effort normal

Td : Effort tranchant à droit du point considéré

Tg : Effort tranchant à gauche du point considéré

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge

f_{t28} : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantané

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

h : Hauteur des éléments (poteaux, poutres)

b : Largeur des éléments

h₀ : Hauteur de la table de compression

σ_b : Contrainte de calcul dans le béton

σ̄_b : Contrainte admissible limite dans le béton

σ_s : Contrainte de calcul dans l'acier

σ̄_s : Contrainte admissible limite dans l'acier

τ_u : Contrainte tangentielle de calcul

τ̄_u : Contrainte tangentielle limite

Φ_t : Diamètre des armatures

S : Espacement entre armatures transversales

A_u : Armatures calculées à l'ELUR

A_s : Armatures calculées à ELS

A_a : Armatures en appuis

A_t : Armatures en travées

I_{xx} : Inertie par rapport à l'axe des abscisses

I_{yy} : Inertie par rapport à l'axe des ordonnées

M_{zz} : Inertie massique

L_f : Longueur de flambement

Br : Section réduite

L_x : La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine

L_y : La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine

I₀ : Moment d'inertie de la section homogène

I_f : Moment d'inertie fictif

f : Flèche due à une charge considérée (g; j; p)

Δ_{ft} : Flèche total

ζ : Rapport entre deux dimensions (L_x/L_y)

λ : Elancement

W : Poids total de la structure.

β : Coefficient de pondération.

SOMMAIRE

Dédicaces	
Remerciements	
Résumé, Abstract, ملخص	
Liste des symboles	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction générale	17
Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage	
1. Introduction	18
2. Description de l'ouvrage	18
3. Caractéristiques géométriques	18
4. Dimensions en plan	18
5. Eléments de l'ouvrage	20
5.1 Ossature du bâtiment	20
5.2 Les portiques	20
5.3 Les voiles	20
5.4 Les planchers	20
5.4.1 Plancher en corps creux	20
5.4.2 Plancher en dalle pleine	20
5.5 Balcons	20
5.6 Les escaliers	20
5.7 Les revêtements	21
5.8 La maçonnerie en brique	21
5.8.1 Murs extérieurs	21
5.8.2 Murs intérieurs	21
5.9 Les Voiles	21
5.10 Les fondations	21
6. Caractéristiques des matériaux	21
6.1 Béton	21
6.1.1 Résistance du béton à la compression	21
6.1.2 Résistance du béton à la traction	22
6.1.3 Déformation longitudinale du béton	22
6.1.4 Contrainte ultime de béton	22
6.2 Acier	22

Chapitre 2 : Pré dimensionnement et descente des charges

1. Introduction	23
2. Poutres	23
2.1 Poutres principales	23
2.2 Poutres secondaires	23
3. Murs.....	24
3.1 Murs extérieurs	24
4. Planchers.....	24
4.1 Dalle pleine pour balcons	25
4.2 Plancher en corps creux	25
4.3 Poutrelles :	26
5. Les charges des différents planchers	27
5.1 Les charges d'exploitation	27
5.2 Plancher terrasse inaccessible	27
6. Escaliers.....	28
6.1 Charges et surcharges du Palier	30
6.2 Charges et surcharges de la paillasse	30
7. Poteaux	30
7.1 Dimensionnement des poteaux les plus sollicités.....	31
7.1.1 Vérification des conditions de l'R.P.A 99 V2003	32
7.1.2 Vérification des conditions de flambement	32
8. Voiles.....	32
8.1 L'épaisseur (e)	32
8.2 Vérification des exigences du RPA99 (Art 7, 7, 1)	33
9. Acrotère	33
9.1 Poids propre	33

Chapitre 3 : Ferrailage des éléments secondaires

1. Introduction	34
2. Acrotère	34
2.1 Détermination des sollicitations.....	34
2.1.1 Schéma statique de l'acrotère	35
2.1.2 Poids propre de l'acrotère	35
2.1.3 Combinaisons d'actions (Calcul des sollicitations).....	35
2.2 Calcul de l'excentricité	36
2.3 Ferrailage de l'acrotère	36
2.3.1 Armatures de répartition	37
2.3.2 Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)	38

3. Escaliers.....	39
3.1 Schémas statique.....	39
3.2 Dimensions des éléments d'escalier.....	40
3.3 Détermination des sollicitations de calcul.....	40
3.3.1 Charge & surcharge.....	40
3.3.2 Combinaisons des charges.....	40
3.3.3 Escalier du RDC.....	40
3.3.4 Escalier de l'étage courant.....	40
3.4 Ferrailage des escaliers.....	41
3.4.1 Escalier du RDC et étage courant (Volée N°01 & N°02) :.....	41
3.4.2 L'effort tranchant.....	44
4. Balcons.....	45
4.1 Schéma statique du balcon.....	45
4.2 Evaluation des charges.....	45
4.3 Calcul des sollicitations.....	45
4.3.1 Schémas statique de calcul.....	46
4.4 Les moments et les efforts tranchants.....	47
4.5 Calcul du ferrailage.....	49
4.5.1 Armatures principales.....	49
4.5.2 Armatures de répartition.....	49
4.5.3 Vérification de disposition des armatures.....	50
4.5.4 Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2).....	50
4.5.5 Vérification de 'adhérence d'appui (BAEL, Art A.6.1.3).....	50
4.5.6 Vérification de la flèche.....	51
5. Planchers.....	52
5.1 Plancher corps creux.....	52
5.1.1 Détermination des sollicitations :.....	52
5.1.2 Ferrailage des poutrelles :.....	53
5.1.3 Ferrailage transversale :.....	56
5.1.4 Choix D'armature :.....	57
5.1.5 Ferrailage de la dalle de compression.....	58
Chapitre 4 : Etude sismique	
1. Introduction.....	59
2. Caractéristiques géométriques de la structure.....	59
2.1 Centre de rigidité.....	59
2.2 Excentricité accidentelle.....	59
2.3 La période fondamentale.....	60

2.3.1 Valeurs du coefficient C_t :	60
2.3.2 Valeurs de la période T :	60
2.4 Les méthodes de calcul	61
2.4.1 Méthode statique équivalente	61
2.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale	61
2.4.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	63
2.5 Détermination des charges : pour notre cas, on a trois type	63
2.5.1 Détermination des combinaisons de charges	63
2.5.2 Détermination du spectre de réponse	63
2.6 Résultats (modes propres)	64
2.6.1 Premier cas (sans voiles)	64
2.6.2 Deuxième cas (Mise en place des voiles)	64
2.7 Disposition des voiles : RDC et étage courant	64
2.8 Choix de la méthode de calcul	65
2.8.1 Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent	65
2.8.2 La méthode dynamique modale spectrale	67
2.9 Etude des variantes	69
2.9.1 Etude du premier modèle	69
2.9.2 Vérification de la période du mode K	70
2.9.3 La résultante des forces sismiques	70
2.10 Calcul et vérification des déplacements	70
Chapitre 5 : Ferrailage des éléments structuraux	
1. Introduction	72
2. Ferrailage des poutres	72
2.1 Les moments des poutres	72
2.2 Calcul de ferrailage pour Poutre P (30x40)	73
2.2.1 Ferrailage longitudinal	73
2.2.2 Ferrailage transversal	75
2.3 Calcul de ferrailage pour poutre S (30x30)	76
2.3.1 Ferrailage longitudinal	76
2.3.2 Ferrailage transversal	78
3. Ferrailage des poteaux	80
3.1 Caractéristiques des matériaux	80
3.2 Combinaison de charges	80
3.3 Calcul des armatures	80
3.3.1 Calcul des armatures longitudinale	81
3.3.2 Longueur de recouvrement RPA99/V2003 art (7.4.2.1)	82

3.3.3	Vérification des contraintes	83
3.3.4	Vérification vis-a-vis flambement	83
4.	Ferraillage des voiles	85
4.1	Introduction.....	85
4.2	Les combinaisons d'action	85
4.3	Procèdes de calcul.....	85
4.3.1	Ferraillage vertical	85
4.3.2	Ferraillage horizontal	86
4.3.3	Armatures constructives.....	87
4.3.4	Ferraillage minimale	87
4.3.5	Espacement	87
4.3.6	Longueur de recouvrement	87
4.3.7	Diamètre minimal	88
4.4	Vérifications.....	88
4.4.1	Vérification à L'ELS :	88
4.4.2	Vérification de la contrainte de cisaillement	88
4.5	Exemple d'application	89
4.5.1	Voiles (1.2m)	89
4.5.2	Armature verticale	89
4.5.3	Armature minimale	89
4.5.4	Armature horizontale	90
4.5.5	Armature transversale	90

Chapitre 4 : Etude d'infrastructure

1.	Introduction	91
2.	Choix de type de fondations	91
3.	Calcul des surfaces revenant aux semelles	91
4.	Etude du radier.....	92
4.1	Epaisseur du radier.....	92
4.1.1	Condition de rigidité	92
4.1.2	Condition forfaitaire	93
4.2	Calcul des surfaces minimales du radier	93
4.2.1	Calcul de débordement D	93
4.3	Vérification du radier.....	93
4.3.1	Vérification de non poinçonnement.....	93
4.3.2	Condition de résistance au cisaillement.....	94
4.3.3	Détermination de centre de gravité du radier.....	94
4.3.4	Calcul de l'inertie du radier	94

4.3.5 Calcul de section rectangulaire équivalente	95
4.3.6 Diagramme trapézoïdal des contraintes	95
4.3.7 Vérification de la stabilité du radier : sous (0,8G □ □E).....	96
4.4 Ferrailage du radier	96
4.4.1 Ferrailage a L'ELU	96
4.4.2 Ferrailage à L'ELS	96
4.4.3 Calcul des moments :	97
4.4.4 Calcul des armatures	97
4.5 Etude de débord du radier	97
4.5.1 ELU.....	98
4.5.2 ELS (Fissuration préjudiciable).....	98
4.6 Vérification du Cisaillement	98
Conclusion générale	100
Bibliographie	101

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Plan du rez de chaussée	18
Figure 2 : Plan du 1er étage.....	19
Figure 3 : Façades principales & arrière	19
Figure 4 :Façade latérale	19
Figure 5 : Poutre Principale.....	23
Figure 6 : Poutre Secondaire	23
Figure 7 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.	25
Figure 8 : La plus grande portée.....	25
Figure 9 : Nervure du plancher à corps creux	26
Figure 10 : Dimensions adoptées pour les poutrelles.....	27
Figure 11 : Escaliers	28
Figure 12 : Vue sur Plan (Escaliers).....	28
Figure 13 : Façade (Escaliers)	28
Figure 14 : Volées et palier des escaliers	29
Figure 15 : la section réduite du poteau	31
Figure 16 : Coupe en élévation d'un voile.....	32
Figure 17 : Coupe verticale de l'acrotère.	33
Figure 18 : Schéma Statique de l'acrotère	35
Figure 19 : Diagramme des efforts internes	35
Figure 20 : Ferrailage de l'acrotère.....	39
Figure 21 : Les efforts agissent sur le Volée N°1 du RDC	39
Figure 22 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU (Volé 01 & 02).....	41
Figure 23 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (Volé 01 & 02).....	41
Figure 24 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS (Volé 01 & 02)	43
Figure 25 : Ferrailage des escaliers	44
Figure 26 : Coupe transversal du Balcon	45
Figure 27 : Schéma statique du balcon.....	45
Figure 28 : Schémas statique de calcul du balcon.....	46
Figure 29 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU	47
Figure 30 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	47
Figure 31 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS	48
Figure 32 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	48
Figure 33 : Ferrailage du balcon	52
Figure 34 : Section transversale de la poutrelle étudiée	54
Figure 35 : Ferrailage des poutrelles	57
Figure 36 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression	57
Figure 37 : Simulation de la structure sur Autodesk ROBOT	62
Figure 38 : Vue en plan de la structure sur Autodesk ROBOT.....	63
Figure 39 : Disposition des voiles	64
Figure 40 : Résultats (modes propres) 10 modes	69
Figure 41 : Ferrailage des poutres secondaires	79
Figure 42 : Ferrailage des poutres principales	79
Figure 43 : Ferrailage des poteaux 30x30	84
Figure 44 : Ferrailage des poteaux 35x35	84
Figure 45 : Ferrailage des poteaux 40x40	84

Figure 46 : Ferrailage des poteaux 45x45	84
Figure 47 : Ferrailage des voiles (1,2m)	90
Figure 48 : Ferrailage des voiles (2,95m)	90
Figure 49 : Section rectangulaire équivalente	95
Figure 50 : Bande 1m du radier.....	97
Figure 51 : Ferrailage de radier nappe supérieur.....	99
Figure 52 : Ferrailage de radier nappe inférieur.....	99

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Charges des murs extérieurs.....	24
Tableau 2 : Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon.....	25
Tableau 3 : Les charges d'exploitation	27
Tableau 4 : Charges du plancher terrasse.....	27
Tableau 5 : Charges du plancher étage courant.....	28
Tableau 6 : Dimensions des éléments d'escalier	29
Tableau 7 : Les charges et surcharges du palier.....	30
Tableau 8 : Les charges et surcharges de la paillasse.....	30
Tableau 9 : Les charges de l'acrotère	33
Tableau 10 : Les charges de l'acrotère	34
Tableau 11 : Sollicitations à L'ELS & L'ELU	36
Tableau 12 : Dimensions des éléments d'escalier	40
Tableau 13 : Effort tranchant et Moment en appui et travée.....	41
Tableau 14 : Moment en appui et travée	43
Tableau 15 : Ferrailage des escaliers	44
Tableau 16 : Sollicitations à l'ELU & l'ELS	48
Tableau 17 : Les valeurs des efforts maximums :.....	53
Tableau 18: récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appui	57
Tableau 19 : Valeurs du coefficient Ct.....	60
Tableau 20 : Modes propres (sans voiles)	64
Tableau 21 : Modes propres (avec voiles).....	64
Tableau 22 : Valeurs du coefficient de comportement R et facteur de qualité Q	66
Tableau 23 : Tableau de valeurs et vérification des déplacements	71
Tableau 24 : Sollicitations des poutres principales et secondaires.....	73
Tableau 25 : Caractéristiques des matériaux.....	80
Tableau 26 : Combinaisons des efforts internes à l'ELU	81
Tableau 27 : Combinaisons des efforts internes à l'ELS	81
Tableau 28 : Combinaisons accidentelles des efforts internes	81
Tableau 29 : Calcul des armatures des poteaux	82
Tableau 30 : Vérifications des sections des poteaux	82
Tableau 31 : Longueur de recouvrement.....	82
Tableau 32 : Vérification vis-à-vis flambement.....	83
Tableau 33 : Calcul des surfaces revenant aux semelles.....	92

IINTRODUCTION GENERALE

La construction en béton armé est l'un des procédés les plus couramment utilisés dans l'industrie de la construction pour ériger des structures solides et durables. Cette technique associe les qualités de résistance du béton et de l'acier pour créer des éléments structurels capables de supporter des charges importantes.

Le présent projet de fin d'étude se concentre sur l'étude approfondie d'une structure résidentielle R+6 située à Kharouba, Mostaganem, en Algérie. Cette zone est classée comme étant de sismicité moyenne (zone IIa), ce qui souligne l'importance de prendre en compte les contraintes sismiques lors de la conception de la structure.

L'objectif principal de ce projet est de réaliser une étude technique complète de la structure, en se concentrant sur plusieurs aspects clés tels que le pré dimensionnement et la descente des charges des éléments structurels, le calcul des éléments, l'étude sismique et l'analyse de l'infrastructure.

Dans un premier temps, une attention particulière est accordée au pré dimensionnement des éléments structurels afin d'assurer leur résistance et leur capacité à supporter les charges qui s'exercent sur la structure. Des méthodes et des techniques appropriées sont utilisées pour estimer les dimensions préliminaires des éléments tels que les poteaux, les poutres et les dalles.

Par la suite, une analyse détaillée des éléments structurels est effectuée. Cette analyse englobe le calcul des forces internes, des moments fléchissant, des contraintes et des déformations subies par chaque élément de la structure. L'objectif est de garantir la sécurité structurale et de vérifier que chaque élément répond aux critères de résistance et de déformation admissibles.

Une étude sismique approfondie est également important pour évaluer la réponse de la structure aux charges sismiques potentielles. Cela comprend l'analyse des forces sismiques, la détermination des actions sismiques, et la vérification de la résistance et de la stabilité de la structure face à ces charges.

Enfin, l'étude de l'infrastructure est menée pour les fondations qui sont des structures conçues pour transférer les charges provenant de la superstructure vers le sol de support.

Chapitre 1

Présentation de l'ouvrage

1. Introduction

Ce premier chapitre a pour but la présentation globale de l'ouvrage avec ses caractéristiques et ses éléments constitutifs ainsi que les caractéristiques des matériaux.

2. Description de l'ouvrage

Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment en (R+6) à usage d'habitation constitué de :

- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- Du 1^{er} au 6^{ème} étage à usage d'habitation.

L'ouvrage est implanté à Kharouba, Mostaganem classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

3. Caractéristiques géométriques

La présente structure a pour dimensions :

- Hauteur de RDC 3,06 m.
- Hauteur d'étage courant :..... 3,06 m.
- Hauteur du bâtiment :..... 21,42 m.

4. Dimensions en plan

Le bâtiment à une forme rectangulaire de dimensions :

- Longueur totale21,80 m.
- Largeur totale..... 10,55 m.

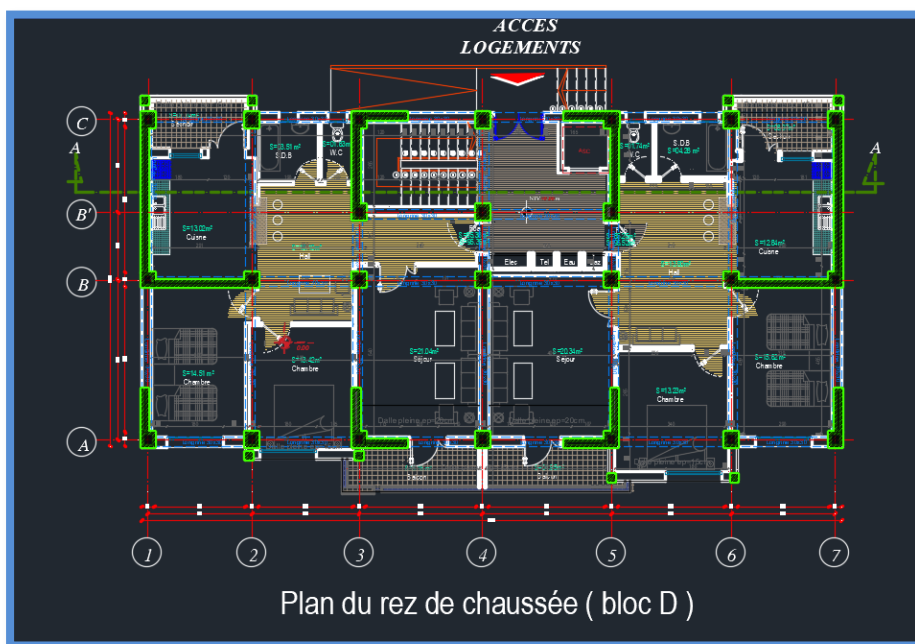


Figure 1 : Plan du rez de chaussée

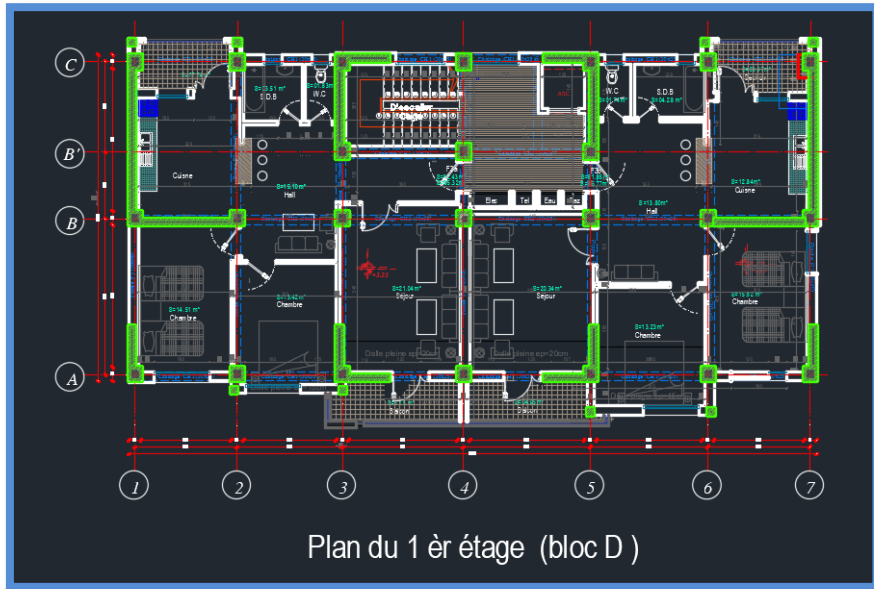


Figure 2 : Plan du 1er étage

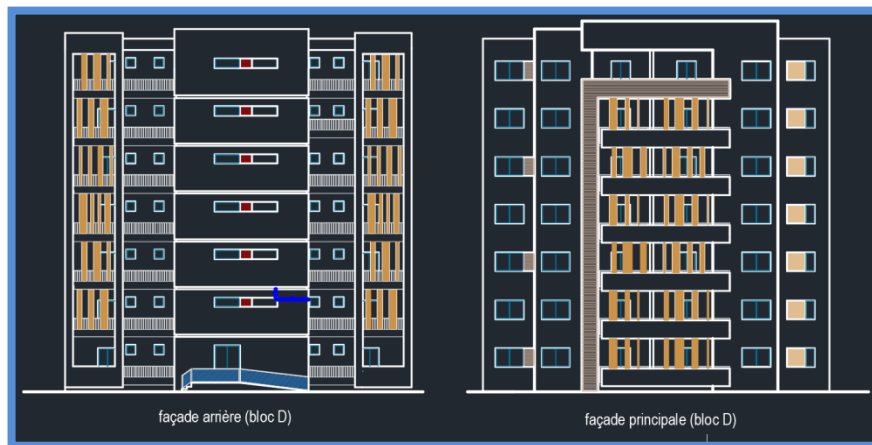


Figure 3 : Façades principales & arrière

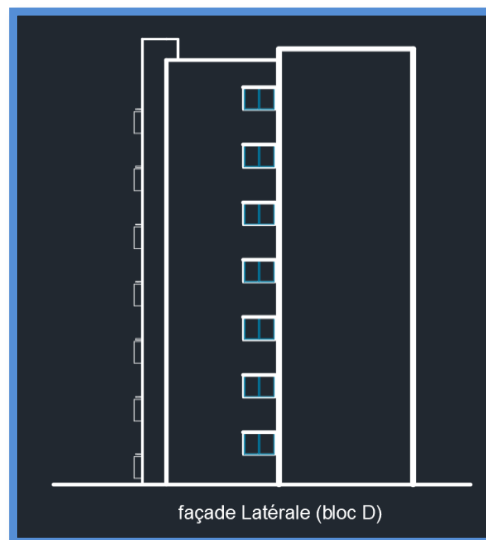


Figure 4 : Façade latérale

5. Eléments de l'ouvrage

La structure est composée des éléments ci-dessous :

5.1 Ossature du bâtiment

Les Règles Parasismiques Algériennes « RPA 99/Version2003 » préconisent, pour toute structure dépassant une hauteur de 14 mètres en zone IIa, une ossature mixte faite en voiles et portiques.

5.2 Les portiques

Ils sont en béton armé, constitués de poteaux et poutres, qui doivent être disposés d'une façon à :

- Reprendre les charges et surcharges verticales.
- Transmettre directement les efforts aux fondations.

5.3 Les voiles

Sont des éléments verticaux en béton armé, disposés dans les deux sens transversal et longitudinal ; ils assurent :

- D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse).
- Et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement)

5.4 Les planchers

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux niveaux successifs d'un bâtiment, capables de supporter les charges et surcharges d'exploitation du bâtiment. Comme ils doivent répondre à l'exigence de l'isolation thermique et acoustique de la structure en plus d'assurer le passage des différents types de gaines et conduites (eau, chauffage, électricité,...).

Dans notre bâtiment nous distinguons deux types de planchers :

5.4.1 Plancher en corps creux

Porté par des poutrelles disposées parallèlement à la petite portée des travées sur lesquelles on pose les corps creux (Hourdis).

5.4.2 Plancher en dalle pleine

Réalisé en béton armé, ils sont généralement coulés sur place. Les balcons de notre structure sont réalisés en dalle pleine.

5.5 Balcons

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.

5.6 Les escaliers

Ce sont les éléments qui assurent l'accès d'un niveau à un autre ; le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers réalisée en béton armé, coulé sur place.

5.7 Les revêtements

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Enduit en ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

5.8 La maçonnerie en brique

5.8.1 Murs extérieurs

Les façades extérieures sont réalisées en double cloisons de deux briques creuses.

5.8.2 Murs intérieurs

Les façades intérieures sont réalisées en simple cloison de briques creuses.

5.9 Les Voiles

Ils sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme.

Ils sont caractérisés par une forme géométrique spécifique qui leur offre une importante inertie, grâce à laquelle ils soulagent considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques - voiles).

5.10 Les fondations

Ce sont des ouvrages en béton armé qui ont pour rôle de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles....etc.).

Ces éléments transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles filantes ou radier général, soit par l'intermédiaires d'organe (cas des semelles reposant sur pieux).

Le choix du mode de fondation à adopter est en fonction des conditions de résistances et de tassement liées aux caractéristiques physiques et mécaniques des sols. Il existe trois types de fondations :

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.
- Les fondations semi-profondes.

6. Caractéristiques des matériaux

Dans notre ouvrage nous utilisons deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent satisfaire les règles parasismiques algériennes.

6.1 Béton

6.1.1 Résistance du béton à la compression

Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âges noté f_{c28} , pour notre cas on prend $f_{c28} = 25$ Mpa.

6.1.2 Résistance du béton à la traction

Pour un béton d'une contrainte de compression inférieure à 40 Mpa est défini par :

- $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ d'où $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

6.1.3 Déformation longitudinale du béton

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

- $E_{ij} = 11000 \cdot f_{cj}^{1/3} \text{ Mpa}$
- $E_{ij} = 32164.19 \text{ Mpa}$

Le module de déformation Longitudinale différé du béton E_{vj} est égal à :

- $E_{vj} = 3700 \cdot f_{cj}^{1/3}$
- $E_{v28} = 10818.86 \text{ Mpa}$

Coefficient de Poisson :

- $\nu = 0.0$ dans le cas des ELU (section fissurée)
- $\nu = 0.2$ dans le cas des ELS (section non fissurée)

6.1.4 Contrainte ultime de béton

- $f_{bu} = (0.85 f_{c28}) / \gamma_b$

Donc : $f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$ (situations durables)

- $f_{bu} = 18.48 \text{ Mpa}$ (situations accidentelles)

6.2 Acier

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est limite d'élasticité

Garantie désignée par $\langle f_e \rangle$

Pour ce projet on prend des barres à haute adhérence (HA).

- Fe E400, $f_e = 400 \text{ MPa}$

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

- $E_s = 200000 \text{ Mpa}$.

Chapitre 2

Pré dimensionnement et descente des charges

1. Introduction

Pré dimensionnements se basant sur des lois issues des règlements **BAEL91** et **RPA99version 2003**, ces lois résultent généralement des limitations de déformations et des contraintes dans les matériaux. Les pré dimensionnements des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections et des éléments de l'ouvrage.

2. Poutres

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

2.1 Poutres principales

Elles supportent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes:

Critère de flèche :

$$\text{Avec : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

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

H : hauteur de la poutre.

On a : L = 5,10 m

$$\text{Donc : } \begin{cases} \frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \\ 34 \text{ cm} \leq h \leq 51 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{on prend : } h = 40 \text{ cm}$$

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

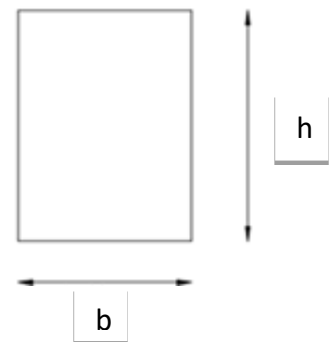


Figure 5 : Poutre Principale

R.P.A 99 version 2003 :

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

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

$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1,33 \leq 4$condition vérifiée.

2.2 Poutres secondaires

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

Critère de flèche :

$$\text{Avec : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L : distance entre les axes des poteaux

(L = 4.10 m)

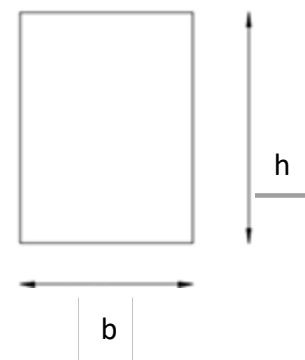


Figure 6 : Poutre Secondaire

H : hauteur de la poutre.

$$\text{Donc : } \begin{cases} \frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \\ 27,3 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{on prend : } \mathbf{h = 30 \text{ cm}}$$

$$\text{et } \begin{cases} 0,4h \leq b \leq 0,8h \\ 12 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{On prend: } \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

R.P.A 99 version 2003 :

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

$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1,5 < 4$ condition vérifiée.

3. Murs

3.1 Murs extérieurs

Désignation des éléments	e(cm)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit en plâtre	2	10	0,2
Briques creuses	15	09	1,35
Ame d'air	5	/	/
Briques creuses	10	09	0,9
Revêtement de ciment	2	20	0,4
Total	/		G = 2,85

Tableau 1 : Charges des murs extérieurs

4. Planchers

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur faible par rapport à leur dimension en plan, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

Les planchers sont réalisés en deux types :

- Type 1 : Dalle pleine (16) cm, pour les balcons.
- Type 2 : Corps creux.

4.1 Dalle pleine pour balcons

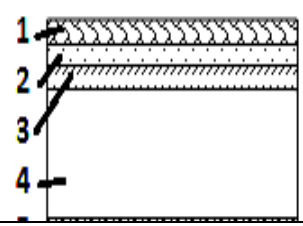
N°	Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
1	Dalle de sol	/	/	0.24	
2	Mortier de pose	20	0,01	0.20	
4	Dalle pleine	25	0,15	3.75	
5	Enduit en ciment	20	0,02	0.4	
Charge permanente G (balcon)				4.59	
Charge d'exploitation Q (balcon)				3.5	(KN/m ²)

Tableau 2 : Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon

4.2 Plancher en corps creux

Les planchers d'étages courant sont de type corps creux, les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

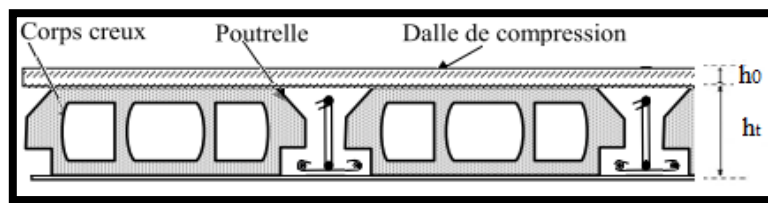


Figure 7 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

h_t : épaisseur total du plancher

h_0 : épaisseur de la dalle de compression

L'épaisseur de ce plancher est déterminée par la condition de la flèche suivante :

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

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

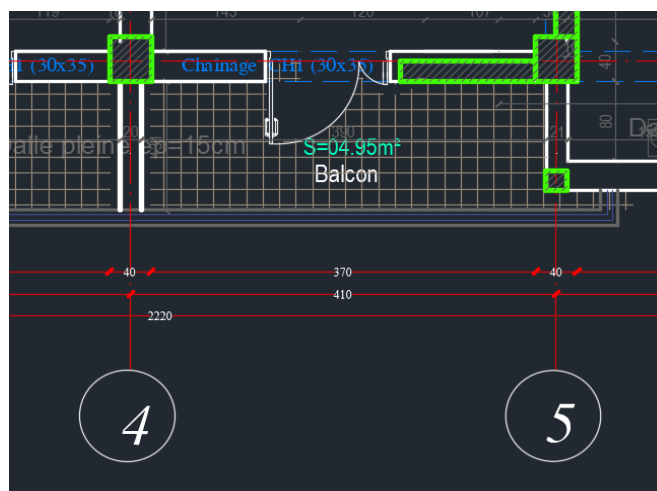


Figure 8 : La plus grande portée

On a: $L = 410 \text{ cm} \Rightarrow 16.4 \text{ cm} \leq h_t \leq 20,5 \text{ cm}$

\Rightarrow On prend : $h_t = 20 \text{ cm} = (16+4) \text{ cm}$

$h_0 = 4 \text{ cm}$ Épaisseur de la table de compression.

$h_t = 16 \text{ cm}$ Épaisseur du corps creux.

4.3 Poutrelles :

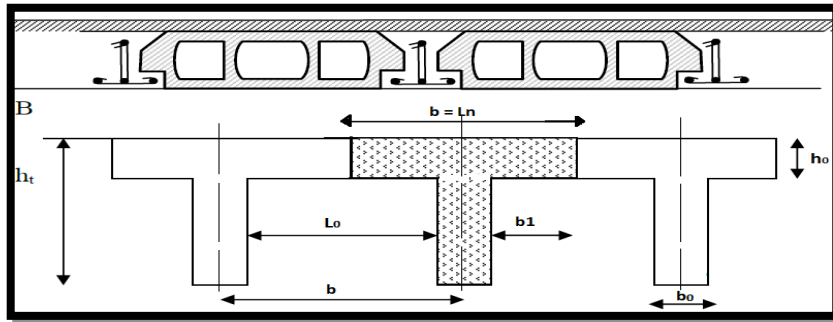


Figure 9 : Nervure du plancher à corps creux

La longueur de la dalle de compression sera calculée à partir de la plus petite des valeurs suivantes de b_1 :

- $b_1 \geq (L_n - b_0) / 2 = (60 - 10) / 2 = 25 \text{ cm}$
- $b_1 \geq L / 10 = 410 / 10 = 41 \text{ cm}$
- $b_1 \geq (6 \div 8) h_0 = (24 \div 32) \text{ cm}$

Donc $b_1 = 25 \text{ cm} \Rightarrow b = 2 * b_1 + b_0 = 2 * 25 + 10 = 60 \text{ cm}$

Avec :

- L_n : la distance entre axes de nervures 60 cm.
- L : La portée entre nus d'appuis
- h_0 : La hauteur de la nervure
- b_0 : Epaisseur de la nervure.
- $b_0 = (0.3/0.4) h_t$ et elle est généralement prise a $b_0 = 10 \text{ cm}$

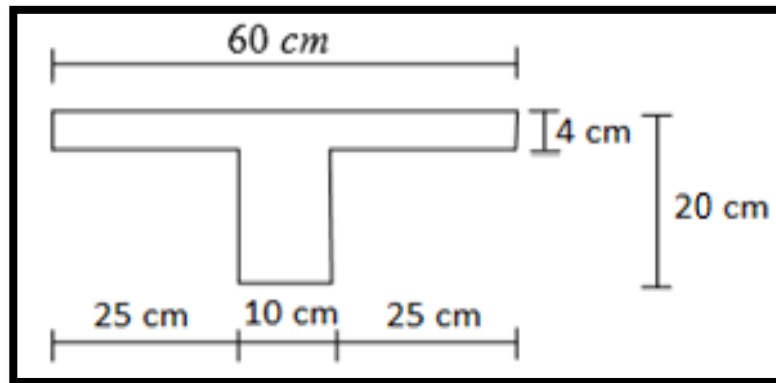


Figure 7 : Dimensions adoptées pour les poutrelles.

5. Les charges des différents planchers

La charge permanente et la charge d'exploitation de chaque étage sont déterminées à partir du document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation « D.T.R B.C.2.2 ».

5.1 Les charges d'exploitation

Nature des locaux	Valeurs (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher courant à usage d'habitation	1,5
Plancher TDC	2,5
Balcon	3,5
Escalier	2,5

Tableau 3 : Les charges d'exploitation

5.2 Plancher terrasse inaccessible

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

N°	Désignation	e (cm)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Protection gravillon	5	18	0,9
2	Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3	Béton en Forme de pente (1%)	0,1	22	2,20
4	Isolation thermique en polystyrène	4	4	0,16
5	Dalle en corps creux (16+4)	0,16+0,04	14	2,8
6	Enduit en plâtre	1	10	0,10
	Charge permanent G			6,28
	Charge d'exploitation Q			1,00

Tableau 4 : Charges du plancher terrasse

N°	Désignation	e (cm)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Dalle de sol	/	/	0,24
2	Mortier de pose	1	20	0,2
4	Plancher corps creux (16+4)	/	/	2,8
5	Enduit en plâtre	1	10	0,10
6	Cloisons intérieures	10	10	1
	Charge permanent G		4,34	
	Charge d'exploitation Q		1,50	

Tableau 5 : Charges du plancher étage courant

6. Escaliers

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

Avec

- h : hauteur de la marche.
- g : largeur de la marche.

h = 17cm

g = 30cm

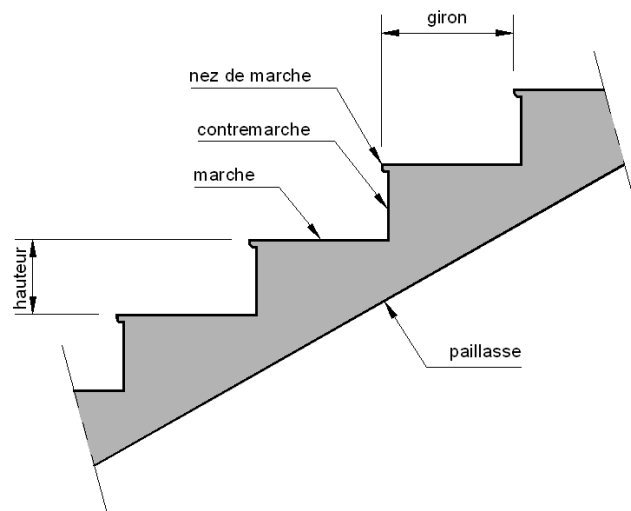


Figure 8 : Escaliers

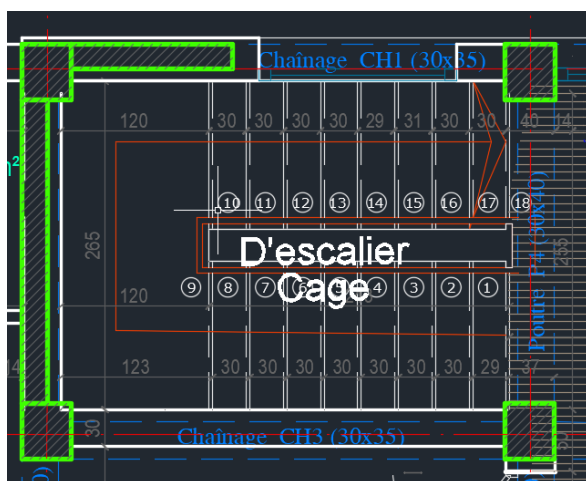


Figure 9 : Vue sur Plan (Escaliers)

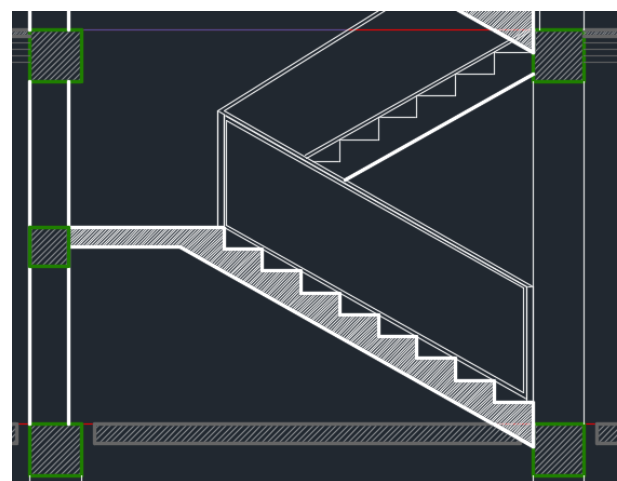


Figure 10 : Façade (Escaliers)

- $H = 9.17 = 153\text{cm}$
- $L = (n-1)g \rightarrow g = L / (n-1)$.
- $L = (9-1).30 = 8.30 = 240\text{cm}$
- H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.
- n : nombre de contre marches.
- L : projection horizontale du volée.
- Angle : 30°

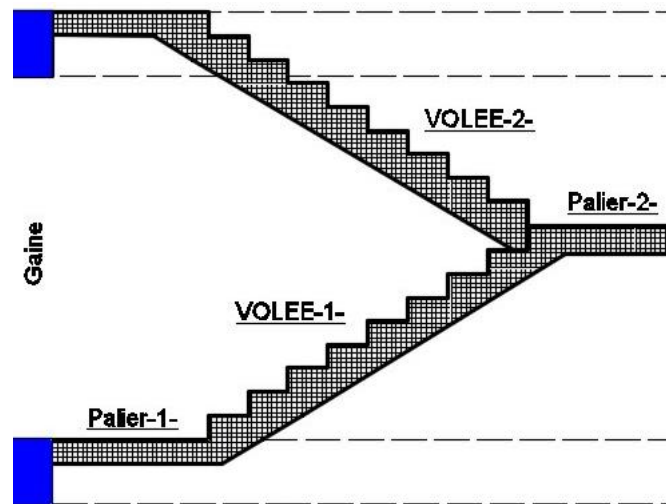


Figure 11 : Volées et palier des escaliers

$$L_R = \sqrt{(240^2 + 153^2)} = 285 \text{ cm}$$

$$\frac{L_R}{30} \leq ep \leq \frac{L_R}{20} \Rightarrow \frac{285}{30} \leq ep \leq \frac{285}{20} \Rightarrow 9,5 \leq ep \leq 14,25$$

On prend $ep = 12 \text{ cm}$.

Nous avons opté pour les dimensions figurées dans le tableau suivant :

	Marche (cm)	Contre marche (cm)	Reculement (cm)	Hauteur Affranchir (cm)	Angle de pente (α°)
Volé N° 01 & 02	30	17	240	153	30

Tableau 6 : Dimensions des éléments d'escalier

6.1 Charges et surcharges du Palier

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
Poids propre du palier	25	0,12	3
Revêtement en marbre	21	0,02	0,42
Lit de sable	18	0,02	0,36
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Enduit en ciment	20	0,02	0,4
Garde-corps	/	/	0,1
Charge permanent G			4,68
Charge d'exploitation Q			2,50

Tableau 7 : Les charges et surcharges du palier

6.2 Charges et surcharges de la paillasse

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
Revêtement en marbre horizontal	20	0,02	0,42
Lit de sable	18	0,02	0,36
Mortier de pose horizontal	20	0,02	0,4
Revêtement en marbre vertical $ep \times 20 \times h/g = 0,56$	20	/	1,36
Poids propre de la paillasse $ep \times 25 / \cos \alpha = 3,46$	25	/	3,46
Poids propre des marches $h/2 \times 22 = 1,87$	22	/	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en plâtre $ep \times 10 / \cos \alpha = 0,11$	10	0,01	0,11
Charge permanent G			8.08
Charge d'exploitation Q			2,50

Tableau 8 : Les charges et surcharges de la paillasse

7. Poteaux

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les trois conditions suivantes :

- Respect des critères de résistance.
- Respect des conditions du RPA 99.
- Satisfaction des conditions de flambement.

Le poteau le plus sollicité choisi est : (4B).

7.1 Dimensionnement des poteaux les plus sollicités

Les poteaux les plus sollicités de cet ouvrage supportent des charges réparties sur une surface afférente $S_{aff} = 20\text{m}^2$.

Le dimensionnement est basé sur les critères suivants :

Critère de résistance :

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

Br : Section nette du béton ; $Br = [(a - 0,02)]$.

θ : Facteur de durée d'application des charges ($\theta=1$).

σ_{bc} : Résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

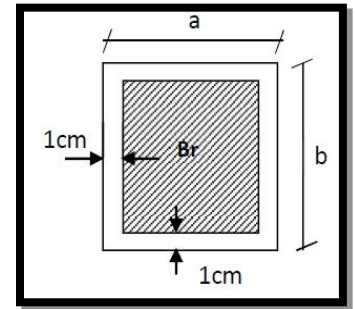


Figure 15 : la section réduite du poteau

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

$A/Br = 0,8 \%$ (Mostaganem : zone IIa)

β : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \text{ si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85 + 2/1500 \text{ si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élançement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1 + 0,2(35/35)^2 \rightarrow \beta = 1,2$

$$\text{FeE400} \rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

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

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

$$\frac{N_u}{f_{c28} \times B_c} \leq 0.3$$

$$\min(a, b) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\left(\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \right)$$

7.1.2 Vérification des conditions de flambement

Selon les règles de (CBA.93) on a : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$ avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et $L_f = 0,7 l_0$.

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

8. Voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à (Art 7-7-1 du RPA99)

8.1 L'épaisseur (e)

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

- $h_{e(\max)} = \text{hauteur d'étage} - 30$
- $h_e = 306 - 30 = 276 \text{ cm}$
- $L = 306 - 30$
- $L_{\text{linéaire}} = 306 - 30$

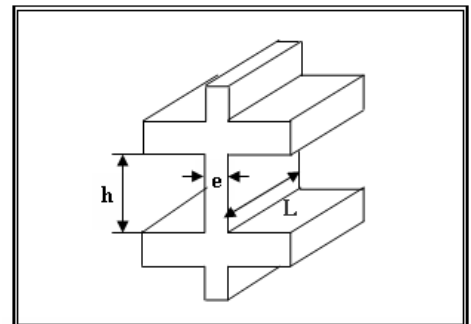


Figure 16 : Coupe en élévation d'un voile

$$e = \frac{276}{20} = 13,8$$

- On prend $e = 15$ cm (Minimum donnée par le RPA)
- $h_{e(max)} =$ hauteur libre du RDC

8.2 Vérification des exigences du RPA99 (Art 7, 7, 1)

Les voiles satisfaisants à la condition :

- $L_{(min)} \geq 4.e$
- $L_{(min)} = 1,5m \geq 4.(0.2) = 0.8m$ Condition vérifiée
- L min : portée minimale des voiles

L'ouvrage sera implanté à Kharouba Mostaganem, zone de moyenne sismicité (IIa). L'épaisseur minimale exigée est de 15cm.

9. Acrotère

L'acrotère set un élément non structural faisant partie du plancher terrasse encastré sa base, et réalisé en béton armé.

- $S = 0.6*0.1 + (0.1*0.07) + (0.1*0.03) / 2$
- $S = 0.0675 \text{ m}^2$

9.1 Poids propre

- $G = \gamma_b \times S \times 1$
- $G_1 = 25 * 0.0675 * 1$
- $G_1 = 1.6875 \text{ KN/ml}$

Enduit de ciment :

- $G = \gamma_c \times e \times 1$
- $G_2 = 20 * 0.02 * 1.56$
- $G_2 = 0.624 \text{ KN/ml}$

Alors :

$$G_{tot} = G_1 + G_2 = 2.3115 \text{ KN/ml}$$

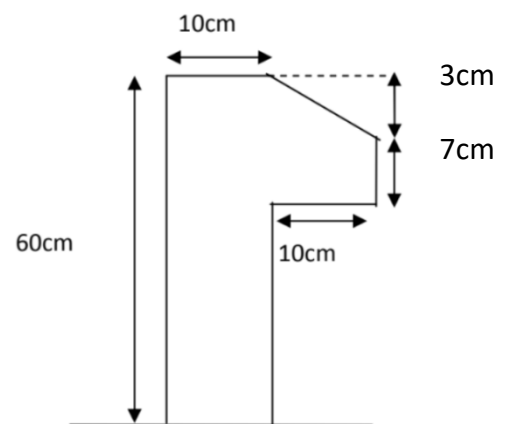


Figure 17 : Coupe verticale de l'acrotère.

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
0.0675	1.6875	0.624	2.3115	1

Tableau 9 : Les charges de l'acrotère

Chapitre 3

Ferraillage des éléments secondaires

1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Dans ce chapitre, on va procéder au calcul des éléments suivants : L'acrotère, les escaliers, les planchers à corps creux et les balcons.

2. Acrotère

L'acrotère est un élément non structural en béton armé qui entoure les planchers des terrasses. Son but est de protéger les personnes contre les chutes et de prévenir les écoulements d'eau sur la façade.

Il sert également de point d'ancrage pour les équipements d'entretien des bâtiments. L'acrotère est considéré comme une console encastrée à sa base, en raison de trois charges :

- Le poids propre qui agit verticalement
- une force horizontale causée par une main courante de 1kN/m
- une force latérale due à l'effet sismique.

Le calcul doit être effectué en flexion composée sur une section de 1m linéaire à l'endroit où il est encastré. Étant donné que l'acrotère est exposé aux intempéries et peut se fissurer, les calculs doivent être effectués ELU & ELS.

2.1 Détermination des sollicitations

L'acrotère est sollicité par :

Un effort normal dû à son poids propre.

Une surcharge d'exploitation, on prend le maximum entre (1 KN et F_p)

- $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$ (RPA 99 V 2003) / Zone IIa et ouvrage $\rightarrow A = 0,15$.

Acrotère en consol \rightarrow facteur des forces horizontales $C_p = 0.8$

- $W_p = 1,69$ KN.
- $F_p = 0,81$ KN.
- $P = \max(0,81 \text{ KN} ; 1 \text{ KN}) \rightarrow P = 1 \text{ KN}$

Le calcul se fait pour une bande de 1ml

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
0.0675	1.6875	0.624	2.3115	1

Tableau 10 : Les charges de l'acrotère

2.1.1 Schéma statique de l'acrotère

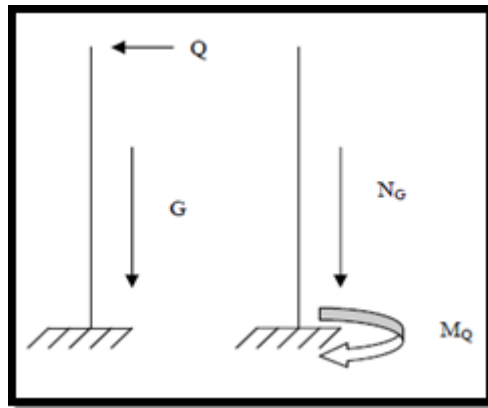


Figure 18 : Schéma Statique de l'acrotère

2.1.2 Poids propre de l'acrotère

- $G = 1,687 \text{ KN/ml.}$
- $P = 1 \text{ KN/ml.}$

2.1.3 Combinaisons d'actions (Calcul des sollicitations)

L'effort normal :

- $N = G \times 1\text{m} = 1.687\text{KN.}$

L'effort tranchant :

- $T = Q \times 1\text{m} = 1 \text{ KN.M}$

Le moment fléchissant du a Q :

- $M = Q \times H \times 1\text{m} = 0.6\text{KN.m}$ avec : $H=0.6\text{m}$

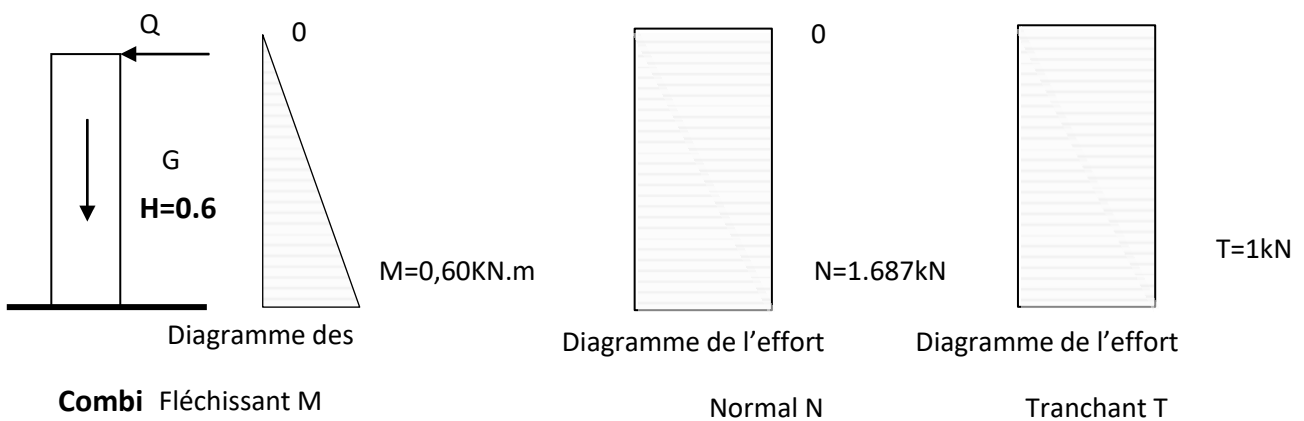


Figure 12 : Diagramme des efforts internes

ELU :

La combinaison est : 1.35G + 1.5Q

- $NU = 1.35.N = 1.35 \times 1.687 = 2.28 \text{ KN}$
- $MU = 1.5.M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$
- $TU = 1.5.T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

ELS :

La combinaison est : G + Q

- $NS = 1.687 \text{ KN}$
- $MS = 0.6 \text{ KN.m}$
- $TS = T = 1 \text{ KN}$

	M (KN.m)	N(KN)	T (kn)
ELU	0,9	2,28	1,5
ELS	0,6	1,687	1

Tableau 11 : Sollicitations à L'ELS & L'ELU

2.2 Calcul de l'excentricité

$h=10 \text{ cm}; \quad b=100 \text{ cm}; \quad c=7 \text{ cm}; \quad d = 3 \text{ cm}$

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

- $e = \frac{M}{N} = \frac{0,9}{2,28} = 0,395 \text{ m}$
- $e = 39,5 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 5 \text{ cm},$

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

- $M_1 = N' \cdot \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 0,9918 \text{ KN.m}$

2.3 Ferrailage de l'acrotère

Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

ELU :

- $\mu = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \rightarrow \mu = \frac{900,6}{100 \cdot 5^2 \cdot 14,20} \rightarrow \mu = 0,0254 < 0,392$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- $A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 0,32 \text{ cm}^2$
- $A_s = A_1 - \frac{N'}{\sigma_s} = 0,32 - \frac{2280}{348} = 0,25 \text{ cm}^2$
- $A_{s \text{ min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,087 \text{ cm}^2$

Donc on prend : $A_s = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = 1,087 \text{ cm}^2$.

Choix des armatures : $A_s = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$

Espacement : $St = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm Ok.}$

2.3.1 Armatures de répartition

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

Choix d'armatures : $A_r = 4 \text{ HA10} = 1,509 \text{ cm}^2$

Espacement : $St = (60 - 2,5)/2 = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ Ok.

ELS :

Fissuration préjudiciable donc on doit vérifier que:

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}}$$

- $\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$

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

- $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2 \cdot 400}{3} ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) = \min(266,67 ; 201,63)$

- $\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

$M_s = 0,6 \text{ KN.m}$ et $N_s = 1,6875 \text{ KN}$.

- $e = M_s / N_s \Rightarrow e = \frac{0,60}{1,6875} \Rightarrow e = 0,35 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression se à l'extérieur de la section donc SPC.

$C = e + h/2 = 0,35 + 0,1/2 = 0,4 \text{ m}$ et puisque N est un effort de compression donc $C = -0,40 \text{ m}$.

- $p = -3(c)^2 + \frac{6\eta A_{st}}{b}(d-c) \rightarrow p = -4794,22 \text{ cm}^2$

- $q = -2(c)^3 - \frac{6\eta A_{st}}{b}(d-c)^2 \rightarrow q = 126467,79 \text{ cm}^3$

y_2 est racine de l'équation $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 (modifiés 99) :

- $\Delta = q^2 + 4p^3/27 = -330733170,5 < 0$

D'où :

$$\cos \varphi = \left[\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right] = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

Après itération on trouve :

- $Y_{2,1} = a \cos(\varphi/3) = 43,17 \text{ cm}$

- $Y_{2,2} = a \cos(\varphi/3 + 240^\circ) = 79,86 \text{ cm}$

- $Y_{2,3} = a \cos (\varphi/3+120) = 36,67 \text{ cm}$

Avec : $a = 2\sqrt{-p/3} = 79,95$

La solution qui convient : $y_2 = 43,17 \text{ cm}$

- $0 < y_1 = y_2 + c < h \rightarrow 0 < 43,17 - 40,56 = 2,62 \text{ cm} < h = 10$

Alors : la position de l'axe neutre est $y_1 = 2,62 \text{ cm}$

Calcul du moment statique de la section

- $S^* = \frac{by_{SER}^2}{2} + 15A_s(d - y_{SER})^2 = \frac{100 \times 1.94^3}{3} + 15 \times 1.41 \times (9 - 1.16)^2 = 1294.44 \text{ cm}^4$

- $S^* = 42,72 \text{ cm}^3$

Contrainte du béton

- $\sigma_c = K \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b$ avec $\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

- $K = \frac{N_{SER}}{S^*} \Rightarrow K = \frac{1687}{100 \cdot 42.72} = 0.39$

- $K = 0,39$

- $\sigma_c = 0,39 \times 2,62 = 1,03 \text{ Mpa}$

- $\sigma_c = 1,03 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ vérifiée.

Contrainte de l'acier

- $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \cdot \sqrt{2 \cdot n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$

On a une fissuration préjudiciable :

- $\eta = 1,6$ (Acier HA)

- $\sigma_s = 15 \frac{N_s}{S} (d - y_c) = 37.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ vérifiée.

2.3.2 Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

- $T_u = 1 \text{ KN}$

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

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

- $\tau_u = \frac{1000}{1000 \cdot 90} = 0,011 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots CV$

- $\tau_u = 0.021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

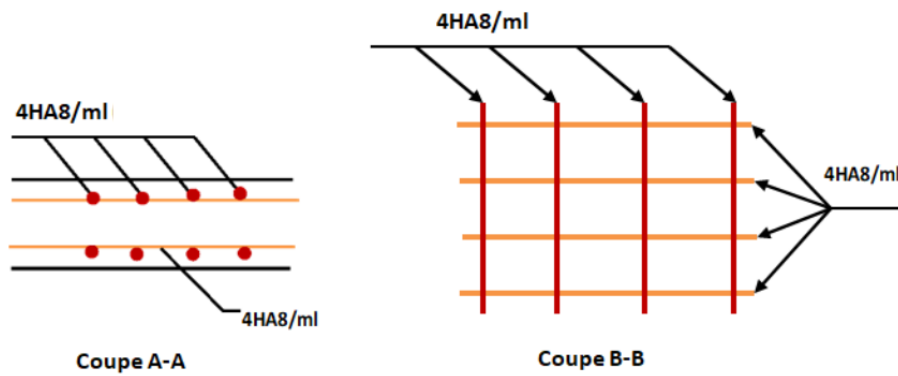
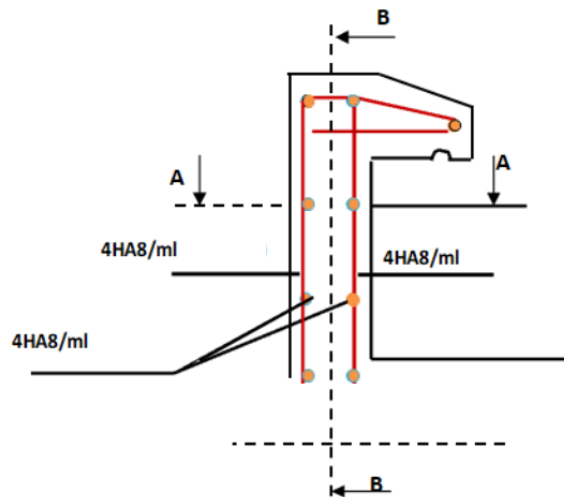


Figure 20 : Ferrailage de l'acrotère

3. Escaliers

3.1 Schémas statique

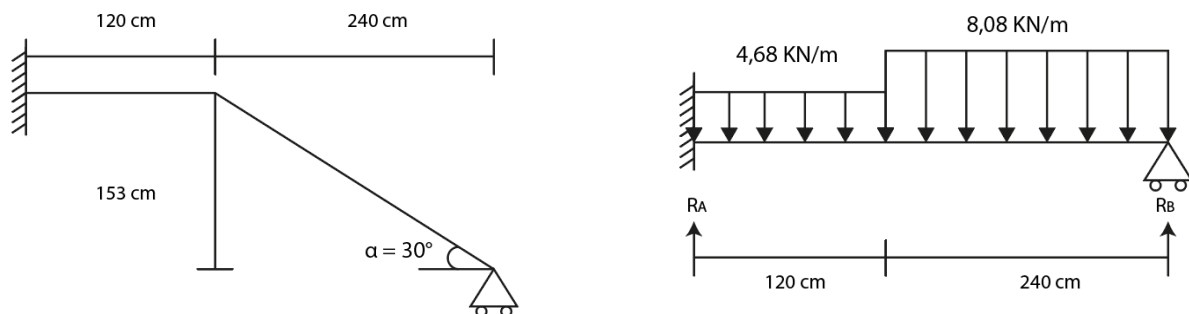


Figure 21 : Les efforts agissent sur le Volée N°1 du RDC

3.2 Dimensions des éléments d'escalier

	Marc he (cm)	Contre marche (cm)	Reculemen t (cm)	Hauteur Affranchir (cm)	Angle de pente (α°)
Volée N° 01 & 02	30	17	240	153	30

Tableau 12 : Dimensions des éléments d'escalier

3.3 Détermination des sollicitations de calcul

3.3.1 Charge & surcharge

Paillasse :

- G paillasse = 8,08 KN/m
- Q paillasse = 2,5 KN/m

Palier :

- G palier = 4,68 KN/m
- Q palier = 2,5 KN/m

3.3.2 Combinaisons des charges

ELU : (1,35G+1,5Q)

- Paillasse : $q_{U1} = 1,35 \times 8,08 + 1,5 \times 2,5 = 14,658 \text{ KN/m}^2$
- Palier : $q_{U1} = 1,35 \times 4,68 + 1,5 \times 2,5 = 10,068 \text{ KN/m}^2$

ELS : (G + Q)

- Paillasse : $q_{s2} = 8,08 + 2,5 = 10,58 \text{ KN/m}$
- Palier : $q_{s2} = 4,68 + 2,5 = 7,18 \text{ KN/m}$

3.3.3 Escalier du RDC

Volée N°01 & N°02 :

Emmarchement = largeur du palier = 1,2 m ; H = 1,53 m ; n = 9 marches ; G = 30 cm et h = 17 cm

- $59 \text{ cm} \leq G+2h = 30 + 2 \cdot 17 = 64 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow$ La formule de BLONDEL est vérifiée
- $Tg \alpha = \frac{17}{30} \cong 0,56 \rightarrow 30 < (\alpha = 30^\circ) < 40$ (condition vérifier)

3.3.4 Escalier de l'étage courant

Volée N°01 & N°02 :

Emmarchement = largeur du palier = 1,2 m ; H = 1,53 m ; n = 9 marches ; G = 30 cm et h = 17 cm

- $59 \text{ cm} \leq G+2h = 30 + 2 \cdot 17 = 64 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow$ La formule de BLONDEL est vérifiée
- $Tg \alpha = \frac{17}{30} \cong 0,56 \rightarrow 30 < (\alpha = 30^\circ) < 40$ (condition vérifier)

3.4 Ferrailage des escaliers

3.4.1 Escalier du RDC et étage courant (Volée N°01 & N°02) :

ELU :

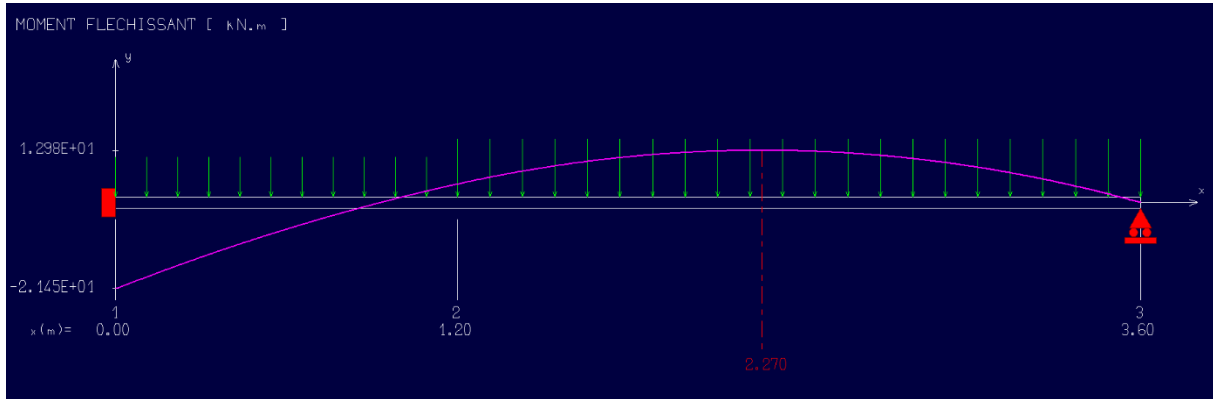


Figure 22 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU (Volé 01 & 02)

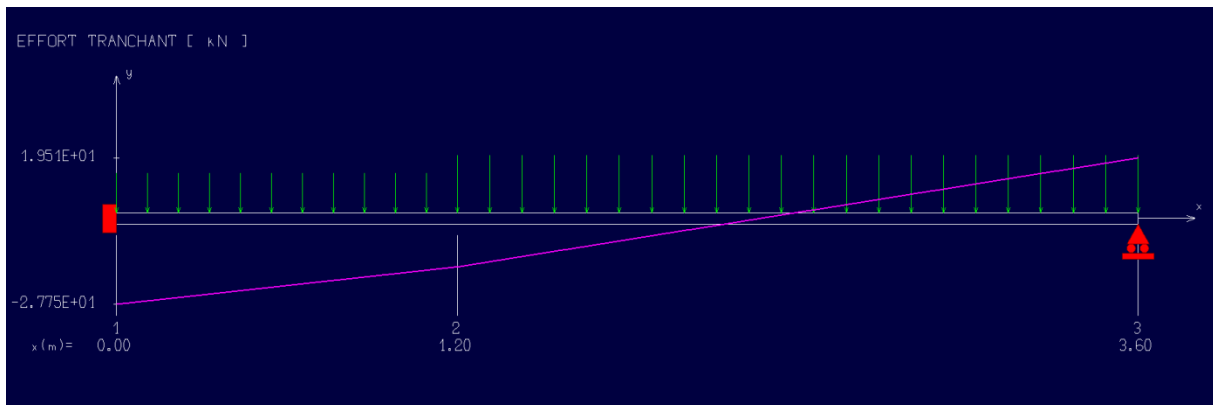


Figure 23 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (Volé 01 & 02)

Effort tranchant [KN]	M_{appui} [KN.M]	$M_{\text{travée}}$ [KN.M]
27,75	- 21,45	12,98

Tableau 13 : Effort tranchant et Moment en appui et travée

En travée

- $\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{129680}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,050 < 0,392$ (Acier FeE400)

Pivot A, donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,050}) = 0,064$

- $\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,064 = 0,974$

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

- $A_{cal} = \frac{Mt}{\beta d \sigma_s} = \frac{129680}{0,974 \cdot 13,5 \cdot 348} = 2,83 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- $A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- $A = \max (A_{cal} ; A_{min}) = \max (2,83 ; 1,63) \text{ cm}^2$
- $A = 2,83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Choix : 5 HA12 = 5,655 cm²

- $e = 20 \text{ cm} \leq \min[3h ; 33\text{cm}] = \min[51 ; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

(DTR cba93 a.7.2.4.2 p97)

Armatures de répartition :

- $A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$

Choix : 4 HA10 = 3,14 cm²

- $e = 25 \text{ cm} \leq \min[3h ; 45] = \min[51 ; 45]\text{cm} = 45 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

En appui :

- $\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{21450}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,082 < 0,392$ (Acier FeE400)

Pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,089}) = 0,117$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,044 = 0,953$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$
- $A_{cal} = \frac{Ma}{\beta d \sigma_s} = \frac{21450}{0,953 \cdot 13,5 \cdot 348} = 4,790 \text{ cm}^2$
- $A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$
- $A = \max (A_{cal} , A_{min}) = \max (4,790 ; 1,63) \text{ cm}^2$
- $A = 4,790 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Choix : 5T12 = 5,655 cm²

- $e = 20 \text{ cm} \leq \min[3h ; 33\text{cm}] = \min[45 ; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

Armatures de répartition :

- $A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,655}{4} = 1,414 \text{ cm}^2$

Choix : 4T10 = 3,14 cm²

- $e = 25 \text{ cm} \leq \min[3h ; 45] = \min[45 ; 45]\text{cm} = 45 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

ELS :

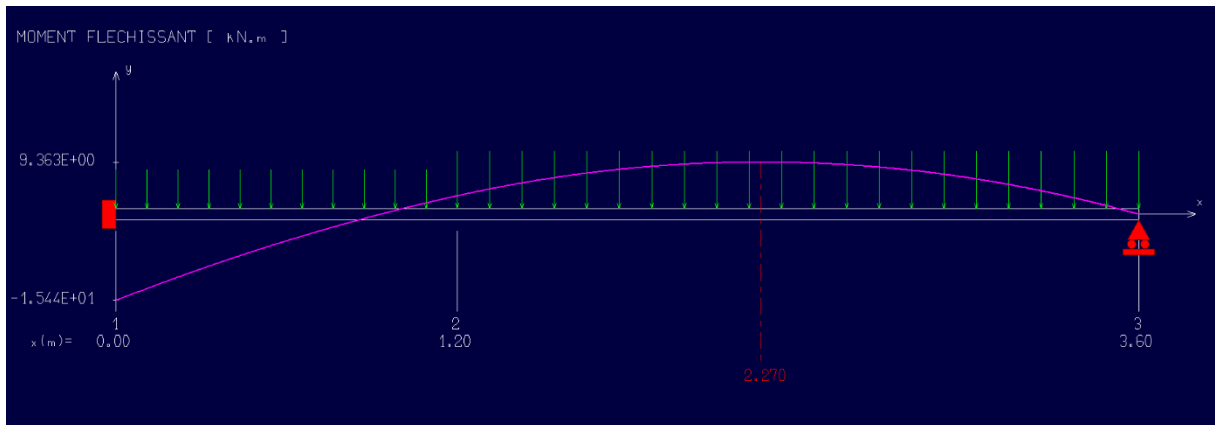


Figure 24 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS (Volé 01 & 02)

$M_{\text{appui}} \text{ [KN.M]}$	$M_{\text{travée}} \text{ [KN.M]}$
- 15.44	9.363

Tableau 14 : Moment en appui et travée

{ Fissurations peut préjudiciables
 Flexion simple
 Section rectangulaire
 FeE400

\rightarrow Si $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$ Il n'y a aucune vérification à effectuer pour l'ELS.

En travée :

- $M_u = 12,98 \text{ KN.m}$
- $M_s = 9.363 \text{ KN.m}$
- $\gamma = \frac{12,98}{9.363} = 1,39$
- $\alpha = 0,057 < 0,445 \rightarrow$ condition vérifiée

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

En appui :

- $M_u = - 21.45 \text{ KN.m}$
- $M_s = - 15.44 \text{ KN.m}$
- $\gamma = \frac{21.45}{15.44} = 1.39$
- $\alpha = 0,118 < 0,447 \rightarrow$ condition vérifiée

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

3.4.2 L'effort tranchant

Pour des fissurations peut préjudiciables on doit vérifier que

- $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \left(\text{A.5.1.2.1.1 CBA 93} \right)$

Avec : $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$

- $T_u = 27,75 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{27750}{1000 \cdot 135} = 0,205 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Niveau			Armatures Longitudinale	Armatures de répartition [cm ²]	Vérification de la flèche	Vérification de l'effort tranchant
R D C	Volée 1 et Volée 2	En appui	5 HA12 (5.655 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)	Condition vérifié	Condition vérifié
		En travée	5 HA12 (5.655 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)		
1 2, 3, 4, 5, 6	Volée 1 Et Volée 2	En appui	5 HA12 (5.655 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)	Condition vérifié	Condition vérifié
		En travée	5 HA12 (5.655 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)		

Tableau 15 : Ferrailage des escaliers

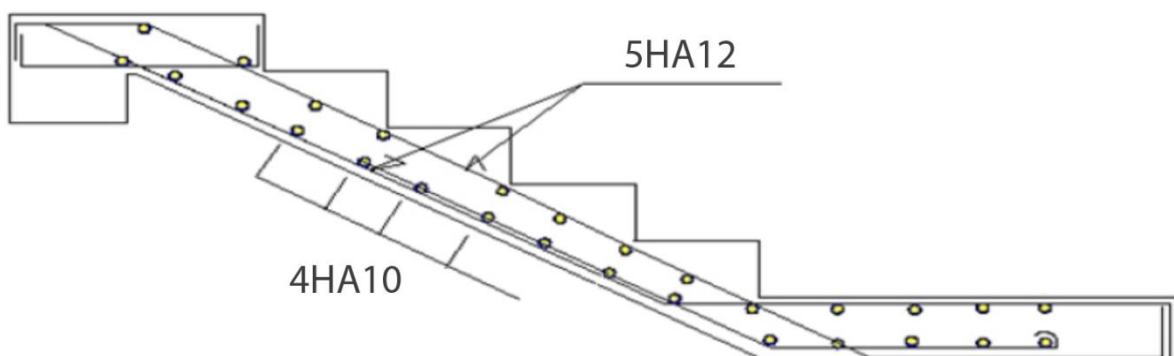


Figure 25 : Ferrailage des escaliers

4. Balcons

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre et différentes charges), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids du garde du corps), et une charge d'exploitation Q .

Epaisseur de la dalle $e=15\text{cm}$

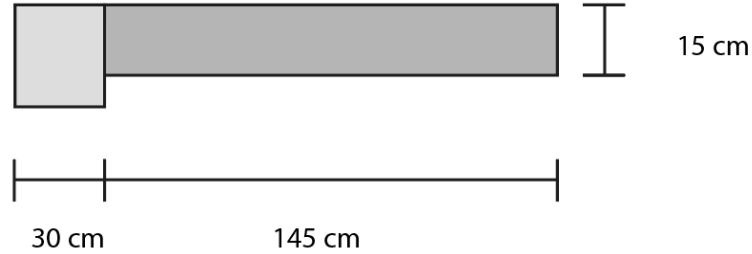


Figure 26 : Coupe transversal du Balcon

4.1 Schéma statique du balcon

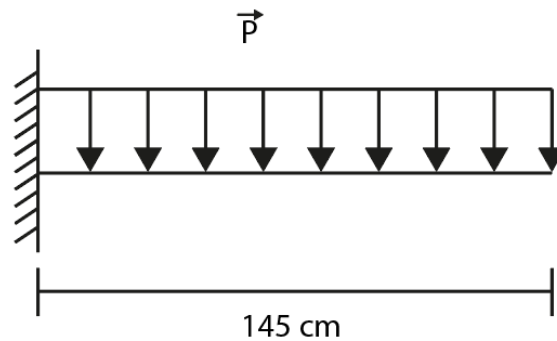


Figure 27 : Schéma statique du balcon

4.2 Evaluation des charges

Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

- Charge permanente : $G_1=4.59 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q_1=3.5 \text{ KN/m}^2$
- Charge de garde-corps : $G_2=1 \text{ KN/m}^2$
- Surcharges dus à la main courante : $Q_2=3.5 \text{ KN/m}^2$

4.3 Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour une bande de **1m** linéaire.

Combinaison fondamentale :

ELU :

- $q_u = 1.35G_1 + 1.5Q_1$

- $q_u = 1.35(4.59) + 1.5(3.5) = 11.45 \text{ KN/ml}$

- $p_u = 1.35G_2$

- $p_u = 1.35(1) = 1.35 \text{ KN/ml}$

- $Q_u = 1.5Q_2$

- $Q_u = 1.5(1) = 1.5 \text{ KN/ml}$

ELU :

- $q_s = G_1 + Q_1$

- $q_s = 4.59 + 3.5 = 8.09 \text{ KN/ml}$

- $p_s = G_2 = 1 \text{ KN/ml}$

- $Q_s = Q_2 = 1 \text{ KN/ml}$

4.3.1 Schémas statique de calcul

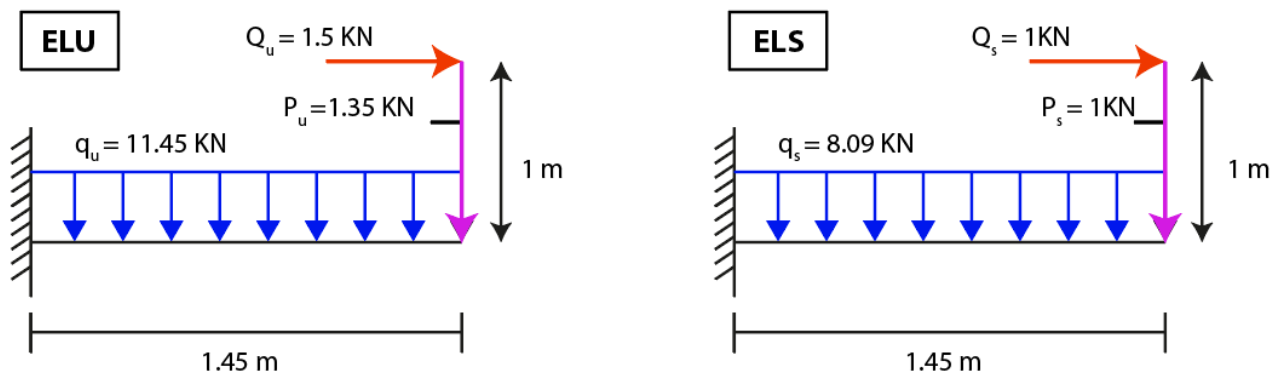


Figure 28 : Schémas statique de calcul du balcon

4.4 Les moments et les efforts tranchants

ELU : Tronçon $0 \leq x \leq 1.45\text{m}$

- $M_u(x) = -q_u x^2/2 - p_u(x) - Q_u$
- $M_u(0\text{m}) = -Q_u = -1.5 \text{ KN.m}$
- $M_u(1.45\text{m}) = -5.725 (1.45)^2 - 1.35(1.45) - 1.5 = -12.04 - 1.96 - 1.5 = -15.5 \text{ KN.m}$

- $T_u(x) = q_u(x) + p_u$
- $T_u(0\text{m}) = p_u = 1.35 \text{ KN}$
- $T_u(1.45\text{m}) = q_u(1.45\text{m}) + p_u = 11.45(1.45) + 1.35 = 17.95 \text{ KN}$

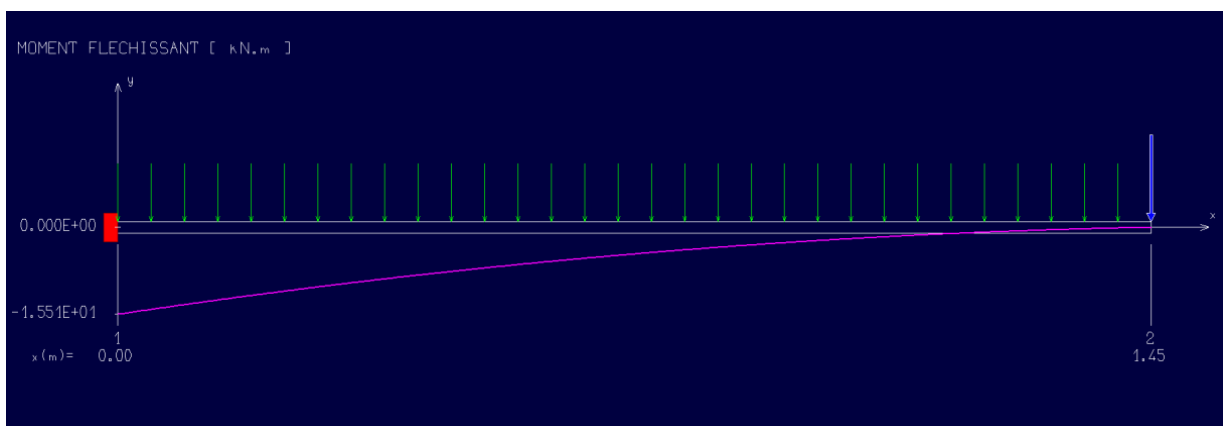


Figure 29 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

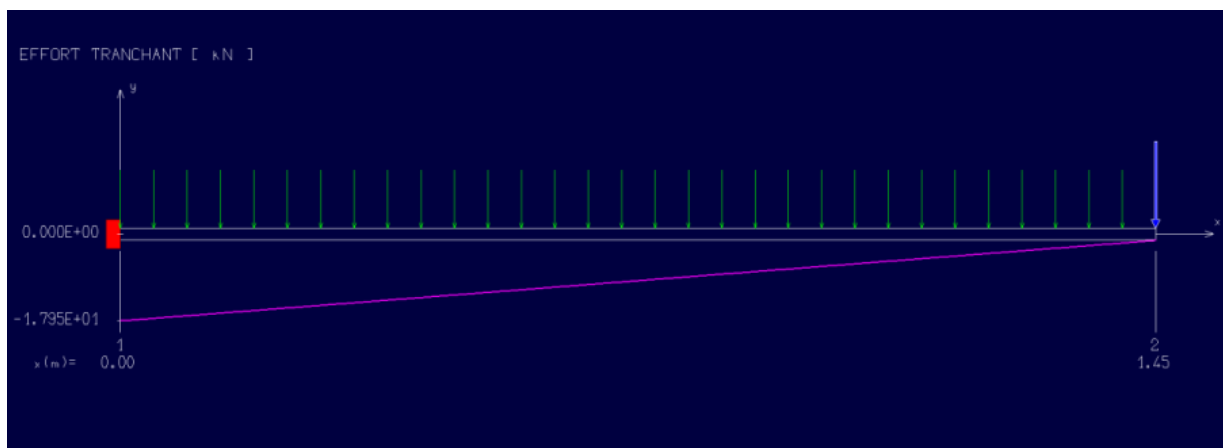


Figure 30 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

ELS : Tronçon $0 \leq x \leq 1.45\text{m}$

- $M_s(x) = -q_s x^2/2 - p_s(x) - Q_s$
- $M_s(0\text{m}) = -Q_s = -1 \text{ KN.m}$
- $M_s(1.45\text{m}) = -4.045 (1.45)^2 - 1 (1.45) - 1 = -8.50 - 1.45 - 1 = -10.95 \text{ KN.m}$

- $T_s(x) = q_s(x) + p_s$
- $T_s(0\text{m}) = p_s = 1\text{KN}$
- $T_s(1.45\text{m}) = q_s(1.45\text{m}) + p_s = 8.09(1.45) + 1 = 12.73 \text{ KN}$

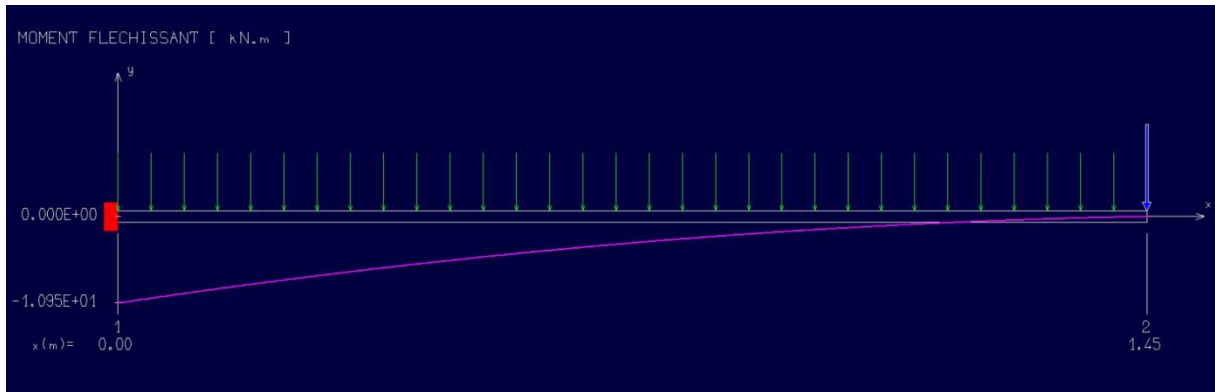


Figure 31 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

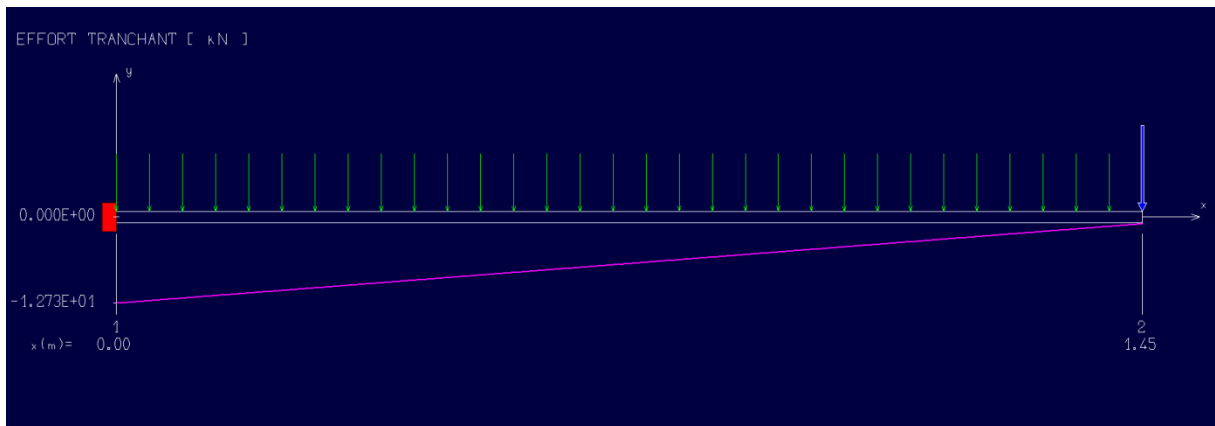


Figure 32 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

Sollicitation	ELU		ELS	
	X = 0m	X=1.45	X = 0m	X=1.45m
M(X) KN.m	1.5	15.5	1	10.95
T(X) KN	1.35	17.95	1	12.73

Tableau 16 : Sollicitations à l'ELU & l'ELS

4.5 Calcul du ferrailage

4.5.1 Armatures principales

- $b = 100\text{cm}$, $h=15\text{cm}$, $d=14.5\text{cm}$, $M_u = 15.5 \text{ KN.m}$
- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.50 \times 10^{-3}}{1 (0.135)^2 \times 14.2} = 0.060$
- $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15.50}{10.95} = 1.40$

Calculer μ_{lu} :

- $\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \times 10^4 = 0.29$
- $\mu_{bu} = 0.060 < \mu_{lu} = 0.29 \rightarrow$ (On n'utilise pas d'armatures comprimées $A' = 0$)
- $\mu_{bu} = 0.060 < 0.27 \rightarrow$ On opte pour la méthode simplifiée

Calculer Z_b :

- $Z_b = d \times (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 145 \times (1 - 0.6 \times 0.060)$
- $Z_b = 139.78 \text{ mm} = 0.14\text{m}$

Calculer A_l :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u(\text{max})}{Z_b \times \sigma_{su}} = \frac{15.50 \times 10}{0.14 \times 348} = 3.18 \text{ cm}^2$

On prend donc : 5H12 = 5.65 cm²

Espacement $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

4.5.2 Armatures de répartition

- $A_r = \frac{A_l}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$

On prend alors : 5HA10 = 3.93 cm² avec $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

Vérification ELU :

Condition de fragilité (BAEL91 A4.2)

$$\begin{cases} A_l \geq A_{\min} \\ A_r \geq A_{\min} \end{cases}$$

- $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 14.5 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 1.75 \text{ m}^2$

$$\begin{cases} A_l = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.75 \text{ cm}^2 \\ A_r = 3.02 \geq A_{\min} = 1.75 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4.5.3 Vérification de disposition des armatures

Armatures longitudinales :

- $S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$
- h : l'épaisseur du balcon $h = 15\text{cm}$
- $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

Armatures de répartition :

- $S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$
- $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

4.5.4 Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2)

- $\tau_{u(\max)} = 17.95 \text{ KN}$
-
- On vérifie que :
- $\bar{\tau}_u \leq \min(0.13(f_{cj}); 5 \text{ MPa}) \leq \min(3.25; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$
- $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{17.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.145} = 0.12 \text{ MPa}$
- $\tau_u = 0.12 < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée

4.5.5 Vérification de 'adhérence d'appui (BAEL, Art A.6.1.3)

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec:

$\sum u_i$: La somme des périmètres des barres.

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm.}$$

n : nombre des barres.

- $\tau_{ser} = \frac{17.95 \times 10^3}{0.9 \times 145 \times 188.4} = 0.73 \text{ MPa}$
- Donc $\tau_{ser} = 0.73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

Vérification ELS :

Vérification des contraintes :

$$b = 100\text{cm}, h=15\text{cm}, d=14.5\text{cm}, M_s = 15.5 \text{ KN.m}, A_u = 5.65\text{cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$(b/2)*y_1^2 - 15*As*(d-y_1) = 50y_1^2 + 84.75y_1 - 1228.9 \quad y_1 \rightleftharpoons 4.31\text{cm}.$$

Moment d'inertie :

- $I = (b*Y^3)/3 + 15[A (d-Y)^2]$
- $I = (100*4.31^3)/3 + 15* 4.52*(22.5-4.31)^2 = 35684.39\text{cm}^4.$

Vérification des contraintes dans le béton:(Art A.4.5.2/BAEL 91) :

- σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.
- $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé
- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18\text{MPa}.$
- $\sigma_{bc} = (M_s / I)*y_1 = (15500/15375.57)*4.31 = 4.34\text{Mpa}.$
- $\sigma_{bc} = 4.34\text{Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$

État limite d'ouvertures des fissures :

- $\overline{\sigma}_s \leq \sigma_s$
- σ_s : Contrainte dans le béton tendu.
- $\overline{\sigma}_s$: Contrainte limite dans le béton tendu.
- $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_{te}; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63\text{MPa}$
- $\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 15500 / 15375.57 * (14.5 - 4.31)) = 148.39\text{Mpa}.$
- $\sigma_s = 148.39 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$

4.5.6 Vérification de la flèche

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.45} = 0.10 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.45} = 0.10$$

$$\frac{M_t}{10M_0} = \frac{19.16}{10 \cdot 19.16} = 0.1$$

$$\frac{A}{b \cdot d} = \frac{5.65}{100 \cdot 14.5} = 0.00418$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

} **Condition vérifiée.**

} **Condition vérifiée**

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

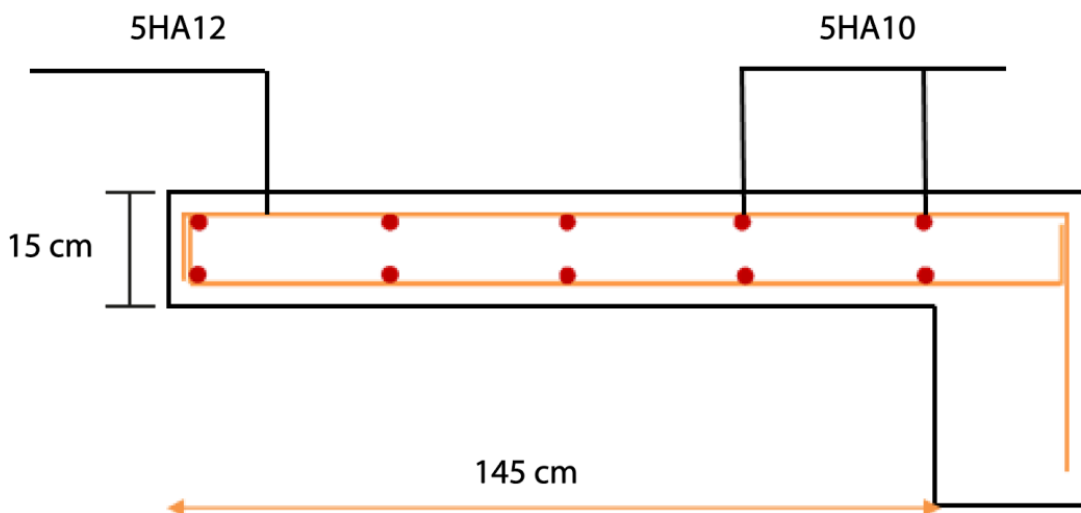


Figure 33 : Ferraillage du balcon

5. Planchers

Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

5.1 Plancher corps creux

5.1.1 Détermination des sollicitations :

Pour la détermination des différentes sollicitations des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

Méthode forfaitaire, si les conditions (a, b, c, et d) cités ci-après sont vérifiées.

- a) $q \leq 2G$; $Q \leq 5\text{KN}$, charges localisées $\leq (2 \text{ KN}, 0,25Q)$
- b) le moment d'inertie est constant pour toutes les travées
- c) $0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$
- d) La fissuration est considérée comme peu nuisible.

Pour notre cas nous avons ce type :

Moments en appuis [KN.M]		Moments en travées [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
-4,24	-3,02	7,85	5,63	8,62

Tableau 17 : Les valeurs des efforts maximums :

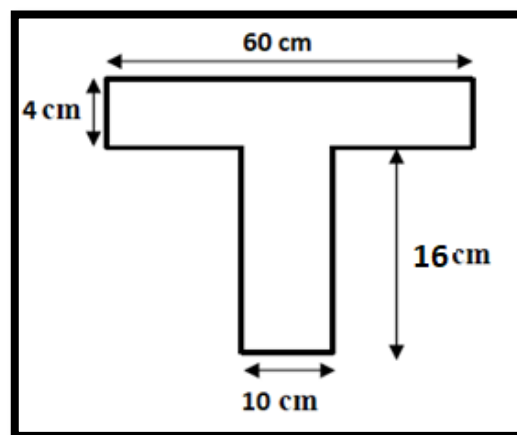


Figure 34 : Section transversale de la poutrelle étudiée

5.1.2 Ferrailage des poutrelles :

ELU:

En travée :

- $M_{u \max} = 7,85 \text{ KN.m}$

Moment qui équilibre la table de compression :

- $M_t = b \cdot h_o \cdot \sigma_b (d - h_o / 2)$
- $M_t = 0,60 \times 0,04 \times 14,20 ((0,9 \times 0,20) - (0,04/2))$
- $M_t = 54,528 \text{ kN.m} \rightarrow M_{u \max} < M_t \rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table.

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

- $\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{7850}{60 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,028$
- $\mu = 0,028 < 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.
- $\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,035$
- $\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,985$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7850}{0,985 \cdot 18 \cdot 348} = 1,27 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

- $A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$
- $A = \max(1,27 \text{ cm}^2; 1,30 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 1,30 \text{ cm}^2$

Donc on adopte : $A_{st} = 3 \text{ HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

En appuis :

- $M_{u \max} = 4,24 \text{ KN.m}$

Vu que le moment en appuis est négatif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

- $\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{4240}{10 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,092$
- $\mu = 0,092 < 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.
- $\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,121$
- $\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,952$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4240}{0,952 \cdot 18 \cdot 348} = 0,71 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 10 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(0,71 \text{ cm}^2; 0,22 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 0,71 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: $1 \text{ HA}10 + 1 \text{ HA} 12 = 2,26 \text{ cm}^2$

ELS:

{ Fissurations peut préjudiciables
 Flexion simple
 Section rectangulaire
 FeE400

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

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

En travée :

- $M_u = 7,85 \text{ KN.m}$
- $M_s = 5,63 \text{ KN.m}$
- $\gamma = \frac{7,85}{5,63} = 1,39$
- $\alpha = 0,035 < 0,44 \rightarrow$ condition vérifiée

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

En Appuis :

- $M_u = 4,24 \text{ KN.m}$
- $M_s = 3,02 \text{ KN.m}$
- $\gamma = \frac{4,24}{3,02} = 1,4$
- $\alpha = 0,035 < 0,45 \rightarrow$ condition vérifiée

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

Vérification de la flèche :

- $F = \frac{M.I^2}{10.E_v.I_{Fv}}$ (Art : Annexe D CBA 93) et $f < \bar{f} = \frac{1}{500}$ ($L < 5\text{m}$. Art B.6.5.3 CBA 93)
- $I_{Fv} = 0,00008213 \text{ m}^4$
- $E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$
- $M_{u\max} = 7,85 \text{ KN.m}$
- $f = \frac{M.I^2}{10.E_v.I_{Fv}} = \frac{7850 \cdot 3,8^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,00008213} = 0,0128$
- $\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{380}{500} = 0,76$.
- $f = 0,0128 < \bar{f} = 0,76 \rightarrow$ condition vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant :

Pour des fissurations peu préjudiciables on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \left(\text{(A.5.1.2.1.1 CBA 93)} \right)$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_u = 8,62 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{8620}{100 \cdot 180} = 0,478 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

5.1.3 Ferrailage transversale :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

Le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

Selon le CBA 93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj} \cdot K}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } K = 1 \quad \text{pas de reprise de betonage} \\ S_t \leq \min \left\{ 0,9 \cdot d; 40 \text{ cm} \right\} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_o}{10} \right)$$

Selon le RPA 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \cdot b_0 \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \cdot \phi_l \right) \quad \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

- ϕ_l : diamètre minimum des armatures longitudinales.
- ϕ_t : diamètre minimum des armatures transversales.

Application

- $\tau_u = 1,275 \text{ Mpa}$

Selon le CBA 93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,021 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 16,2 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,01 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\phi_t \leq \text{Min} (0,57 \text{ cm} ; 1,2 \text{ cm} ; 1 \text{ cm}) = 0,57 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99 version 2003 :

- $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,03$
- $S_t \leq 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$
- $S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$

On adopte : $\emptyset_t=6\text{mm}$

5.1.4 Choix D'armature :

On adopte : **2HA6** = $0,57 \text{ cm}^2$ de $A_s=0,57 \text{ cm}^2$

Choix Des Espacements

- donc $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$

$\frac{A_t}{S_t} = 0,057 \geq 0,036 \quad \text{ok}$

Après les calculs et les vérifications, les armatures adoptées sont regroupées dans le tableau suivant :

Armature	Longitudinale	Transversale
En travée	3 HA10	2 $\emptyset 6$
Sur appuis	1 HA10 + 1 HA12	2 $\emptyset 6$

Tableau 18: récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appui

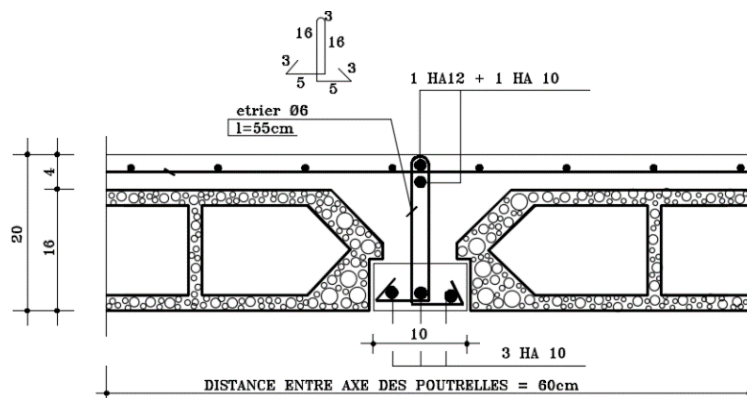


Figure 35: Ferrailage des poutrelles

5.1.5 Ferrailage de la dalle de compression

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations, Le ferrailage sera effectué en treillis soudé.

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :
 - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
 - 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

$$\text{Si : } L_n \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} (L_n \text{ en cm})$$

$$\text{Si : } 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_n}{f_e} (L_n \text{ en cm})$$

Avec :

- L_n : distance entre axe des poutrelles ($L_n=60$ cm).
- A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).
- A_2 : diamètre (A.R).
- $A_2 = \frac{A_1}{2}$
- $f_e = 400$ MPa

Armature perpendiculaire aux poutrelles

- $A_1 = 4 \cdot \frac{60}{400} = 0,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$
- $5T6 \rightarrow A_1 = 1,7 \text{ cm}^2$

Armature parallèle aux poutrelles

- $A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,85 \text{ cm}^2$ $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$
- $4T6 \Rightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2$.

Le ferrailage de la dalle de compression est assuré par un treillis soudé de diamètre $\phi 6$ dans les deux sens, espacés de 20 cm pour les armatures perpendiculaires au poutrelles et 25 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

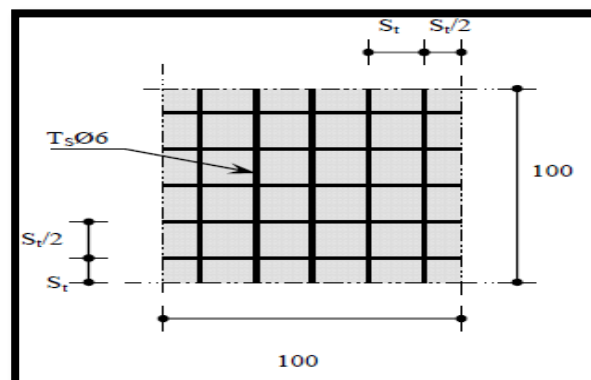


Figure 36 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

Chapitre 4

Etude sismique

1. Introduction

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces dernières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort sismique est un effort dynamique (varie en fonction du temps). Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [R.P.A.99 (version2003)].

2. Caractéristiques géométriques de la structure

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure.

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

Avec

M_i : la masse de l'élément i

X_i, Y_i : les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère global

2.1 Centre de rigidité

Le centre de torsion dans un bâtiment représente le point où se trouve le barycentre des rigidités des éléments de contreventement. Si le centre de masse et le centre de torsion coïncident, seuls des déplacements linéaires se produisent en cas de forces horizontales.

Cependant, si le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, à la fois des déplacements linéaires et des rotations se produisent.

Lors d'une analyse tridimensionnelle, une déviation accidentelle équivalente à $\pm 0.05L$ doit être appliquée au niveau du plancher dans chaque direction, en plus du décalage théorique calculé.

2.2 Excentricité accidentelle

Formule : $e_{acc} = 0.05$

- L : La plus grande dimension de bâtiment
- Sens X : $e_a = 0.05 \times 22.25 = 1,1125 \text{ m}$
- Sens Y : $e_a = 0.05 \times 10.60 = 0,53 \text{ m}$

2.3 La période fondamentale

Une formule empirique couramment utilisée est la suivante, selon le RPA99/version2003 : (4-

6) : $T = C_T h_N^{3/4}$

- $h_N = 22.02 \text{ m}$

C_T : un coefficient dépendant du système de contreventement et du type de remplissage, dont la valeur est indiquée dans le tableau 4.6 du RPA99/version2003

Dans notre cas, le contreventement est partiellement assuré par des voiles en béton armé :

- D'où : $C_T = 0.05$
- Donc : $T = 0.05 \times (22.02)^{3/4} = 0.51 \text{ sec}$
- $T = 0.51 \text{ sec}$

2.3.1 Valeurs du coefficient C_t :						
Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en ma						
$C_t =$		0,05				
Site	S3 : Site meuble	$T1 =$		0,15		
		$T2 =$		0,50		
$T = C_T h_N^{3/4}$		$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$				
2.3.2 Valeurs de la période T :						
h_n	D_x	D_y	C_t	T_h	T_x	T_y
22,02	22,25	10,6	0,05	0,51	0,42	0,61
T_x	0,42	1.3 T_x	0,55	>	T_{mod}	0,47
T_y	0,51	1.3 T_y	0,66	>	T_{mod}	0,30

Tableau 19 : Valeurs du coefficient C_t

2.4 Les méthodes de calcul

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certaines conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA99 version 2003), et qui ont le rapport avec les régularités en plan et en élévation du bâtiment.

Le calcul des forces sismiques est mené selon les trois méthodes suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

2.4.1 Méthode statique équivalente

Principe :

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q : Facteur de qualité ;
- R : Coefficient de comportement et
- W : Poids total de la structure.

Vue les conditions d'application imposées par la méthode statique équivalente ne sont pas applicable, dans ce cas on fait appel à la méthode dynamique modal-spectral par l'utilisation d'un logiciel de calcul « Auto desk Robot Bat 2019 ».

2.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale

Principe :

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés 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.

Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base, ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degré de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

Présentation du logiciel :

Autodesk Robot est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;

Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;

Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure »,

Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normales, contraintes σ ...)

Étapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot (voir figure V.1) :
- Les poutres sont modélisées par des éléments barres et les voiles dalle Pleine par panneau.
- Introduction des propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton (voir chapitre I)
- Introduction des propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- Introduction des conditions aux limites ;

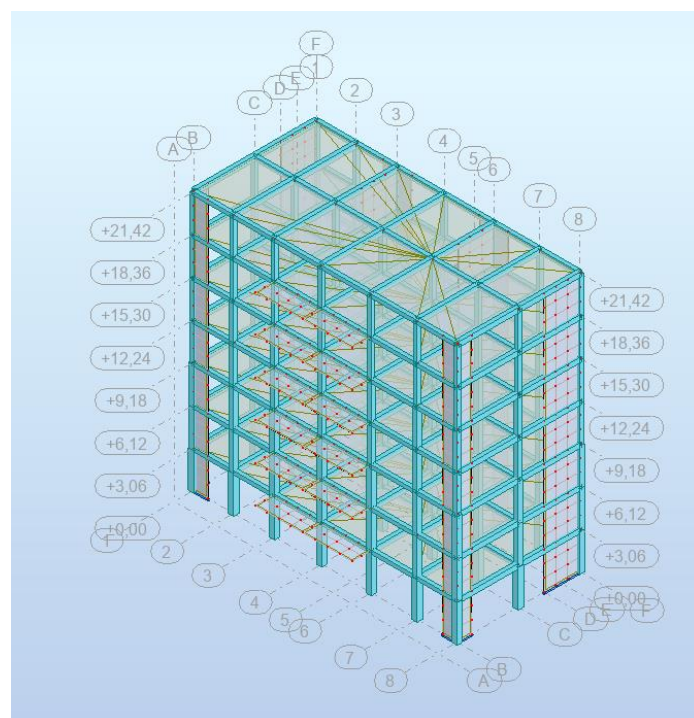


Figure 37 : Simulation de la structure sur Autodesk ROBOT

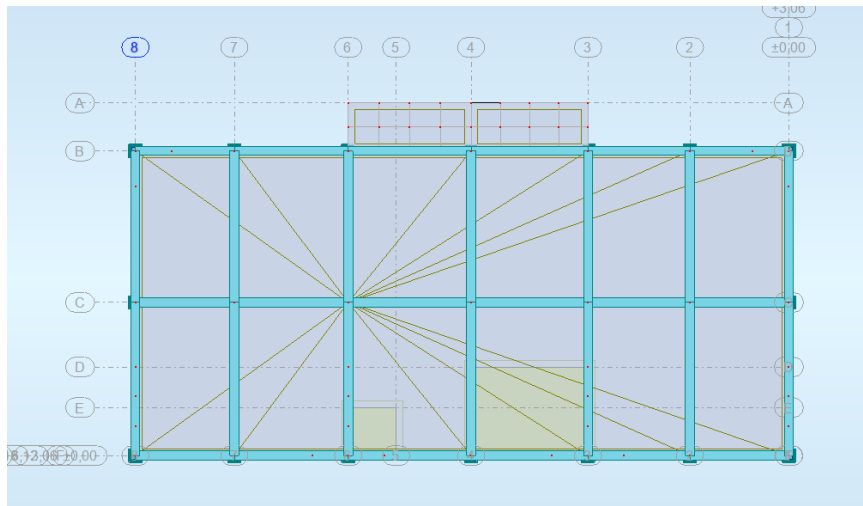


Figure 38 : Vue en plan de la structure sur Autodesk ROBOT

2.4.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Cette méthode utilise des enregistrements d'accélération réels, appelés accélérogrammes, pour simuler les vibrations sismiques. Les forces sismiques sont calculées en appliquant ces accélérogrammes à la structure et en résolvant les équations du mouvement.

2.5 Détermination des charges : pour notre cas, on a trois type

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

Charges d'exploitation Q : Les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.

Les forces sismiques E : Elle contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens (X, Y et Z).

2.5.1 Détermination des combinaisons de charges

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $0.8G \pm E$
- $0.8G \pm E$
- $G + Q \pm E$

2.5.2 Détermination du spectre de réponse

- Zone : IIa
- Usage : 2
- Site : S_3
- Coefficient de qualité : 1.15
- Coefficient de comportement : 3.5
- Amortissement: 7.00 %

2.6 Résultats (modes propres)

2.6.1 Premier cas (sans voiles)

Dans la première tentative de calcul pour la structure avant la mise en place des voiles, cela a donné de bons résultats pour la période :

- $T_x = 0,61$
- $T_y = 0,57$

Mais selon le règlement, les structures au-dessus de 4 niveaux doivent avoir des voiles.

Modes propres (sans voiles)			
Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,61	74,71	0
2	0,57	0	75,52
3	0,53	0,81	0,02

Tableau 20 : Modes propres (sans voiles)

2.6.2 Deuxième cas (Mise en place des voiles)

Résultats de la période après la mise en place des voiles :

- $T_x = 0,47$
- $T_y = 0,30$

Modes propres (avec voiles)			
Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,47	69,99	0
2	0,30	0	66,95
3	0,29	0,04	0,07

Tableau 21 : Modes propres (avec voiles)

2.7 Disposition des voiles : RDC et étage courant

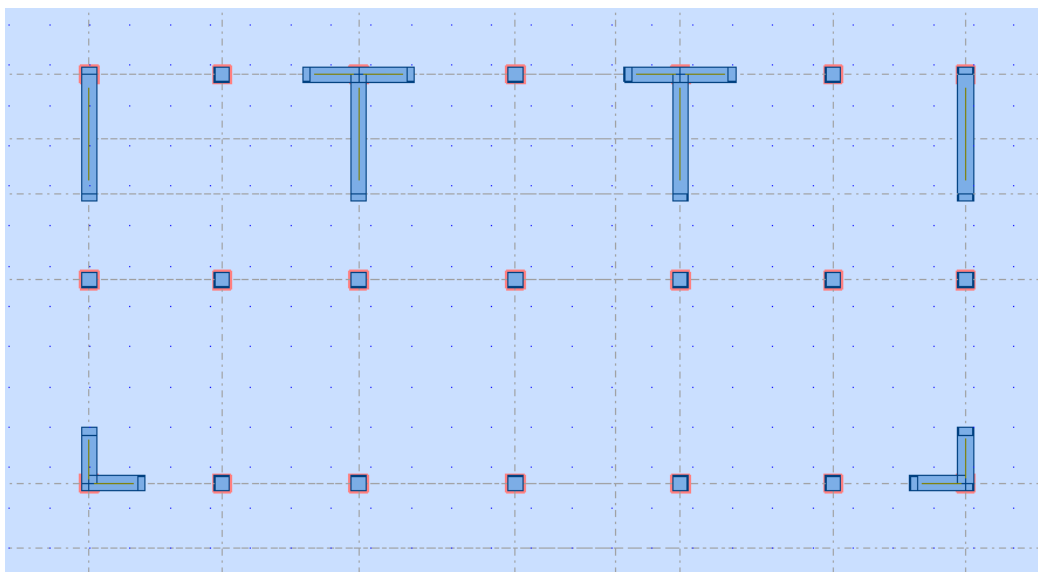


Figure 39 : Disposition des voiles

2.8 Choix de la méthode de calcul

Avant de choisir la méthode à utiliser, il est nécessaire de prendre en compte un certain nombre de conditions conformément aux règles en vigueur en Algérie, telles que spécifiées dans le RPA99/version 2003.

2.8.1 Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent

Conformément à l'article 4.2.3 du RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui agit à la base de la structure doit être calculée séparément dans deux directions horizontales orthogonales, en utilisant la formule suivante :

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

Conditions nécessaire pour la structure :

1. La structure doit être régulière en plan et en élévation, avec une hauteur ne dépassant pas 65 m en zones I et II, et 30 m en zone III.
2. Si la structure présente une configuration irrégulière, elle doit encore respecter les conditions supplémentaires suivantes :
 - Zone I : Tous les groupes d'usages.
 - Zone II : Groupe d'usage 3.
 - Groupe d'usage 2 avec une hauteur totale (HT) ≤ 7 niveaux ou 23 m.
 - Groupe d'usage 1B avec une hauteur totale (HT) ≤ 5 niveaux ou 17 m.
 - Groupe d'usage 1A avec une hauteur totale (HT) ≤ 3 niveaux ou 10 m.
 - Zone III : Groupe d'usage 2 et 3 avec une hauteur totale (HT) ≤ 5 niveaux ou 17 m.
 - Groupe d'usage 1B avec une hauteur totale (HT) ≤ 3 niveaux ou 10 m.

Notre structure est implantée en :

- Zone :IIa, Usage :2, Site :S₃ avec une Hauteur : 22,02 < 23m

Il est donc recommandé d'utiliser la méthode dynamique modale spectrale en se référant au spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003.

Classification de notre ouvrage :

La zone sismique est la Zone IIa, correspondant à la wilaya de Mostaganem.

Le groupe d'usage est le groupe 2, comprenant les bâtiments d'habitation et de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

Le site est classé comme "meuble S3".

Les valeurs de T1 et T2, qui représentent les périodes caractéristiques de la structure, sont respectivement de 0,15 s et 0,50 s.

Le système structurel adopté est une combinaison de voiles et de portiques.

Facteur d'amplification dynamique moyen

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

Dx	2,205
Dy	2,181

Valeurs du coefficient de comportement R :				
2 - Voiles porteurs				
R = 3,50				
$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$				
Q : facteur de qualité :	P _q		données	Q
Critère " q "	Observé	N/observé		
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0,00	1,15
2. Redondance en plan	0	0,05	0,00	
3. Régularité en plan	0	0,05	0,00	
4. Régularité en élévation	0	0,05	0,00	
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	0,05	
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10	0,10	
Estimation de la période fondamentale de la structure :				
$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$				
η : Facteur de correction d'amortissement critique donné par la formule				
ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif				
ξ (%)=	Béton armé "Dense" ▼	ξ (%) =	7,00	
		η =	0,88	

Tableau 22 : Valeurs du coefficient de comportement R et facteur de qualité Q

Poids de la structure W :

Masse totale = 588189.16 kg = 5768.17 KN

Poids total = (Masse totale) x g = 5768.18 x 9.81 = 56585.85 KN

- A = 0.15, η = 0.88, ξ=7,00, R = 3.5, h_N = 37.76 m, T₁ = 0.15 s, T₂ = 0.5 s, Q = 1.15

On peut aussi utiliser cette formule :

- $T = 0.09h_n / \sqrt{d}$
- d : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.
- d_x = 22.25m → T_x = 0.42 s
- d_y = 10.60 m → T_y = 0.61 s

(Selon le RPA99/version 2003, il est nécessaire d'utiliser la plus petite valeur)

Donc on prend $T_x = 0.42s$

On a $T_2=0.50s$

- $0 < T_x < T_2$; Donc $D=2.5 \eta$
- $D=2.5 \eta=2.5(0.88)=2.2$
- **D= 2.2**

- $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.15}{3.5} \times 56585.85 = 6135.52 \text{ KN}$

Conformément aux recommandations du RPA99/version 2003 (article 4.3.6), une vérification importante concerne la résultante des forces sismiques. Il est crucial que la résultante des forces sismiques à la base, notée V_t et obtenue en combinant les valeurs modales, ne soit pas inférieure à 80% de celle déterminée par la méthode statique équivalente, notée V .

Si V_t est inférieur à $0.8 V$, il sera nécessaire d'appliquer un rapport spécifique pour augmenter tous les paramètres de la réponse, tels que les forces, les déplacements, les moments, etc.

- $r = \frac{0.8V}{V_t}$

2.8.2 La méthode dynamique modale spectrale

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

Principe :

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés 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.

- Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :
- Concentration des masses au niveau des planchers ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égale à 90% ;
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ s}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

Classification des ouvrages selon leur importance :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. D'après l'RPA le type de la structure est classée dans le groupe 2 définit : ouvrages courants ou d'importance moyenne, donc on à la zone IIa avec un groupe d'usage 2.

En fonction des propriétés mécaniques de sols qui les constituent. Catégories et critères de classification d'après RPA99, le site et classés en catégorie S3 (site meuble).

Utilisation de La méthode d'analyse modale spectrale :

Nombre de modes à considérer : (RPA.99 / Version 2003 4.3.4)

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

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes :

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq \sqrt{N}$

Avec :

- N : le nombre de niveau au-dessus du sol (N=7)
- $K \geq 3\sqrt{7} \cong 8 \text{ modes}$

Interprétation des résultats :

Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99 (version 2003) /4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport.

2.9 Etude des variantes

2.9.1 Etude du premier modèle

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
5/ 1	2,12	0,47	69,99	0,00	0,0
5/ 2	3,39	0,30	69,99	66,95	0,0
5/ 3	3,51	0,29	70,03	67,01	0,0
5/ 4	7,36	0,14	85,17	67,01	0,0
5/ 5	13,38	0,07	85,17	85,88	0,0
5/ 6	13,61	0,07	85,17	85,98	0,0
5/ 7	15,60	0,06	91,54	85,98	0,0
5/ 8	23,68	0,04	93,88	85,98	0,0
5/ 9	24,60	0,04	93,88	85,98	0,0
5/ 10	24,82	0,04	93,89	85,98	0,0

Figure 40 : Résultats (modes propres) 10 modes

Constations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

$$\text{Une période fondamentale : } T = \begin{cases} T_{dyn.x} = 0.30s \\ T_{dyn.y} = 0,47 s \end{cases}$$

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 7ème mode suivant X-X et suivant Y-Y n'atteint pas le 90%.

- Le 1^{er} mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^e mode est mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3^e mode est un mode de torsion.

Vérification de la période : (RPA99 ver 2003 /A.4.2.4.4) :

La valeur de (T) calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

- $T_{dyn.x} = 0.30 > 1.3 \times T_{sta.x} = 0.586 \text{ s} \Rightarrow$ Condition non vérifiée
- $T_{dyn.y} = 0.47 > 1.3 \times T_{sta.y} = 0.793 \text{ s} \Rightarrow$ Condition non vérifiée

2.9.2 Vérification de la période du mode K

- Pour $K \geq 3\sqrt{7}$ et $T_K \leq 0.20 \text{ s}$

La période $T_K = 0.04$ dans le 8eme mode, alors $T_K = 0.04 \leq 0.20 \text{ s}$

Condition vérifiée.

2.9.3 La résultante des forces sismiques

Après l'interprétation des résultats du fichier, la résultante des forces sismiques à la base est

égale à : $V = \frac{ADQ}{R} W$

Données :

- | | |
|-----------------------------|----------------------|
| • $A = 0.15$ | • $D_x = 22,25$ |
| • $R = 3.5$ | • $D_y = 10,60$ |
| • $W = 56585.85 \text{ KN}$ | • $Q_x = Q_y = 1.15$ |

$$\bullet V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0,15 \times 22,25 \times 1,15}{3,5} \times 56585,85 = 62052,44 \text{ KN}$$

$$\bullet V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0,15 \times 10,60 \times 1,15}{3,5} \times 56585,85 = 29562,06 \text{ KN}$$

Sens x-x :

- $V_{x \text{ dyn}} = 5430,74 \text{ KN}$

Sens y-y :

- $V_{y \text{ dyn}} = 850,74 \text{ KN}$

Vérification :

$V_{x \text{ dyn}} = 5430,74 \text{ KN} < 80\% V_x \Rightarrow$ Condition vérifiée.

$V_{y \text{ dyn}} = 850,74 \text{ KN} < 80\% V_y \Rightarrow$ Condition vérifiée.

2.10 Calcul et vérification des déplacements

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l'article 4.4.3 et 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 : $\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x$ et $\Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$

- $\delta_{ek}^x = R \times \delta_k^x$ et $\delta_{ek}^y = R \times \delta_k^y$

Déplacement relatif admissible (toléré) : $\bar{\Delta} = 0.01 h_e$

- h_e : représente la hauteur de l'étage.

Donc les déplacements sont inférieurs de 1% de la hauteur

Niveaux	h (cm)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification	
									$\Delta_k^x < \bar{\Delta}$	$\Delta_k^y < \bar{\Delta}$
6 étage	306	4	3,1	14	10,85	1,75	0,35	3,06	Vérifiée	Vérifiée
5 étage	306	3,5	3	12,25	10,5	2,45	1,75	3,06	Vérifiée	Vérifiée
4 étage	306	2,8	2,5	9,8	8,75	2,45	1,4	3,06	Vérifiée	Vérifiée
3 étage	306	2,1	2,1	7,35	7,35	1,75	2,8	3,06	Vérifiée	Vérifiée
2 étage	306	1,6	1,3	5,6	4,55	2,45	2,1	3,06	Vérifiée	Vérifiée
1 étage	306	0,9	0,7	3,15	2,45	2,1	1,75	3,06	Vérifiée	Vérifiée
RDC	306	0,3	0,2	1,05	0,7	1,05	0,7	3,06	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 23 : Tableau de valeurs et vérification des déplacements

Chapitre 5

Ferraillage des éléments structuraux

1. Introduction

Dans le présent chapitre, nous allons étudier le ferrailage des poutres et des poteaux considérés comme élément principal de la structure porteuse.

Les règles CBA 93, intitulées "Règles de conception et de calcul des structures en béton armé", établissent les principes et les méthodes les plus actuelles pour la conception et la vérification des structures et ouvrages en béton armé. Elles s'appliquent principalement aux bâtiments courants.

Les règles RPA 99/Ver2003, appelées "Règles Parasismiques Algériennes", fixent les normes de conception et de calcul des structures en béton armé dans les zones sismiques. Elles ont pour objectif de garantir une protection adéquate des vies humaines et des constructions contre les effets des actions sismiques, en assurant une conception et un dimensionnement appropriés.

2. Ferrailage des poutres

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant (les efforts normaux sont négligeables).

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante

Devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant on ne le prend pas en compte ;
Donc le ferrailage se fera en flexion simple (cas le plus défavorable).

Combinaisons fondamentales (Selon B.A.E.L 91):

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

Combinaisons accidentelles (Selon R.P.A 99/V2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

2.1 Les moments des poutres

Les moments fléchissant et l'effort tranchant de la poutre sont pris depuis ROBOT :

Résultats des moments et des efforts tranchants donnés par Autodesk Robot

Combinaisons	Sollicitations	Poutres P (30x40)	Poutres S (30x30)
E.L.U (1.35G+1.5Q)	M _t (KN)	52.54	38.38
	M _a (KN)	-60.73	-77.13
E.L.S (G+Q)	M _t (KN)	38.39	28.33
	M _a (KN)	-44.47	-56.91
A.C.C (G+Q±E) (0.8 G ± E)	M _t (KN)	44.03	36.14
	Ma (KN)	-71.23	-62.79
Effort tranchant	T (KN)	155.38	39.10

Tableau 40 : Sollicitations des poutres principales et secondaires

2.2 Calcul de ferrailage pour Poutre P (30x40)

2.2.1 Ferrailage longitudinal

$$\left\{ \begin{array}{ll} b = 30 \text{ cm} & h = 40 \text{ cm} \\ d = 0.9 \cdot h = 36 \text{ cm} & d' = 0.1 \cdot h = 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

ELU :

En travée :

- $u = \frac{M_t}{b \sigma_b d^2} = \frac{52540}{30 \cdot 17 \cdot 36^2} = 0.08 < 0.392$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.10$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0.96$
- $A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{52540}{0.96 \times 348 \times 36} = 4.37 \text{ cm}^2$

Donc ; on adopte : **A_{st} = 12.06 cm² = 6T16**

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

- $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e^{400}} = 1.30 \text{ cm}^2$
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$
- $A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2$
- $A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2 < A_s$

Condition vérifiée

En appuis :

- $u = \frac{Ma}{b\sigma_b d^2} = \frac{60730}{30 \times 17 \times 36^2} = 0.09 < 0,259$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0.12$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0.952$
- $A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{60730}{0.952 \times 348 \times 36} = 5.09 \text{ cm}^2$

Donc ; on adopte : **A st = 3T16 = 6.03 cm²**

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

- $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.86 \text{ cm}^2$
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$
- $A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2$
- $A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2 < A_s$

Condition vérifiée

RPA : $0,5\%b \times h = 0,5\% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

ELS :

En travée :

Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

Position de l'axe neutre :

- $(b/2) \times y_1^2 - 15 \times A_s \times (d - y_1) = 15y_1^2 + 65.55y_1 - 2359.8$
- $y_1 = 11.25 \text{ cm}$

Moment d'inertie :

- $I = (b \times Y^3)/3 + 15[A (d - Y)^2] = 14238.28 + (65.55 \times 612.5625)$
- $I = (30 \times 11.25^3)/3 + 15 \times 4.37 \times (36 - 11.25)^2 = 54391.75 \text{ cm}^4$

Contraintes dans le béton :

- $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

- σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.
- $\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé
- $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{MPa}$.
- $\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (38390 / 54391.75) \cdot 11.25 = 7.94 \text{MPa}$.
- $\sigma_{bc} = 7.94 \text{MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{MPa}$

Condition vérifiée

En appuis :

Position de l'axe neutre :

- $(b/2) \cdot y_1^2 - 15 \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 15y_1^2 + 76.35y_1 - 2748.6$
- $y_1 = 11.79 \text{cm}$

Moment d'inertie :

- $I = (b \cdot Y^3) / 3 + 15[A(d - Y)^2]$
- $I = (30 \cdot 11.79^3) / 3 + 15 \cdot 5.09 \cdot (36 - 11.79)^2 = 72064.88 \text{cm}^4$.
- Contraintes dans le béton :
- $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
- σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.
- $\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé
- $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{MPa}$.
- $\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (38390 / 72064.88) \cdot 11.79 = 6.28 \text{MPa}$.
- $\sigma_{bc} = 6.28 \text{MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{MPa}$ Condition vérifiée.

2.2.2 Ferrailage transversal

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

- $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{155.38 \times 10^3}{30 \times 36 \times 100} = 1.44 \text{MPa}$
- $\overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{MPa}$ (valeur de référence peu nuisible)
- $\tau_u = 1.44 \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{MPa}$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

Calcul du diamètre :

- $\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{1 \max}; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{400}{35}; 16; \frac{300}{10} \right) = 11.43 \text{mm}$
- $\phi_t \leq 11.43 \text{mm}$

On prend : $\phi_t = 8 \text{mm}$

Soit : $A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{cm}^2$. (cadre Ø8 + étrier)

Calcul de l'espacement :

Selon le B.A.E.L 91

- $St_1 \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 32.4 \text{ cm}$
- $St_2 \leq \frac{A_t f_{et}}{0,4b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 30} = 67 \text{ cm}$
- $St_3 \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_{et}}{\gamma_s \times b [\tau_{ur} - (0,3 \cdot k \cdot f_{ij}^*)]} = \frac{0,9 \times 2,01 \times 400}{1,15 \times 36 [1,05 - (0,3 \times 1 \times 2,1)]} = 41.61 \text{ cm}$

Soit : **St = 15 cm**

Selon RPA99/V2003

- En zone nodale : $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \rightarrow$ soit **St=10cm**
- En zone courante : $St' \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow$ soit **St = 15m.**

D'armatures transversales minimales est donnée par :

- En zone nodale : $A_t = 0,3\% \times St \times b = 1.35 \text{ cm}^2$
- En zone courante : $A_t = 0,3\% \times St \times b = 2.03 \text{ cm}^2$

2.3 Calcul de ferrailage pour poutre S (30x30)

2.3.1 Ferrailage longitudinal

$$\left\{ \begin{array}{ll} b = 30 \text{ cm} & h = 30 \text{ cm} \\ d = 0.9 \cdot h = 27 \text{ cm} & d' = 0.1 \cdot h = 3 \text{ cm} \end{array} \right.$$

ELU :

En travée :

- $u = \frac{Mt}{b\sigma_b d^2} = \frac{38380}{30 \cdot 17 \cdot 27^2} = 0.10 < 0.392$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.13$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0.948$
- $A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{38380}{0.948 \times 348 \times 27} = 4.30 \text{ cm}^2$

Donc ; on adopte : **A st = 4.70 cm² = 3T14**

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

- $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e^{400}} = 0.98 \text{ cm}^2$
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

- $A_{\min} = 0.98 \text{ cm}^2$
- $A_{\min} = 0.98 \text{ cm}^2 < A_s$

Condition vérifiée

En appuis :

- $u = \frac{Ma}{b\sigma_b d^2} = \frac{77130}{30 \cdot 17 \cdot 27^2} = 0.21 < 0.259$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.298$
- $\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.881$
- $A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{77130}{0.881 \times 348 \times 27} = 9.32 \text{ cm}^2$

Donc ; on adopte : **A st = 6T14 = 9.24 cm²**

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

- $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.98 \text{ cm}^2$
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$
- $A_{\min} = 0.98 \text{ cm}^2$
- $A_{\min} = 0.98 \text{ cm}^2 < A_s$

Condition vérifiée

RPA : $0.5\% b \times h = 0.5\% \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$

ELS :

En travée :

Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

Position de l'axe neutre :

- $(b/2) \cdot y_1^2 - 15 \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 15y_1^2 + 64.5y_1 - 1741.5$
- $y_1 = 8.63 \text{ cm}$

Moment d'inertie :

- $I = (b \cdot Y^3)/3 + 15[A(d - Y)^2] = 14238.28 + (65.55 \cdot 612.5625)$
- $I = (30 \cdot 8.65^3)/3 + 15 \cdot 4.30 \cdot (27 - 8.65)^2 = 28190.75 \text{ cm}^4$.

Contraintes dans le béton :

- $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
- σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.
- $\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé
- $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$.

- $\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (28330 / 28190.75) * 8.63 = 8.67 \text{ MPa}$.

- $\sigma_{bc} = 8.67 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$

Condition vérifiée

En appuis :

Position de l'axe neutre :

- $(b/2) * y_1^2 - 15 * A_s * (d - y_1) = 15 y_1^2 + 139.8 y_1 - 3774.6$

- $y_1 = 11.82 \text{ cm}$

Moment d'inertie :

- $I = (b * Y^3) / 3 + 15 [A (d - Y)^2]$

- $I = (30 * 11.82^3) / 3 + 15 * 9.32 * (27 - 11.82)^2 = 48728.46 \text{ cm}^4$.

Contraintes dans le béton :

- $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

- σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

- $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 30 = 18 \text{ MPa}$.

- $\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (56910 / 48728.46) * 11.82 = 13.80 \text{ MPa}$.

- $\sigma_{bc} = 13.80 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

2.3.2 Ferrailage transversal

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

- $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b * d} = \frac{155.38 * 10^3}{30 * 27 * 100} = 1.92 \text{ MPa}$

- $\overline{\tau}_u = \min \left(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$ (vérification peu nuisible)

- $\tau_u = 1.92 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

Calcul du diamètre :

- $\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{1 \text{ max}}; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{300}{35}; 16; \frac{300}{10} \right) = 8.5 \text{ mm}$

- $\phi_t \leq 8.5 \text{ mm}$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Soit : $A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$. (cadre Ø8 + étrier)

Calcul de l'espacement :

Selon le B.A.E.L 91

- $St_1 \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$
- $St_2 \leq \frac{A_t f_{et}}{0,4b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 30} = 67 \text{ cm}$
- $St_3 \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_{et}}{\gamma_s \times b [\tau_{ur} - (0,3 \cdot k \cdot f_{ij}^*)]} = \frac{0,9 \times 2,01 \times 400}{1,15 \times 27 [1,05 - (0,3 \times 1 \times 2,1)]} = 55.49 \text{ cm}$

Soit : **St = 15 cm**

Selon RPA99/V2003

- En zone nodale : $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \rightarrow$ soit **St=10cm**
- En zone courante : $St' \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow$ soit **St' = 15m.**

D'armatures transversales minimales est donnée par :

- En zone nodale : $A_t = 0,3\% \times St \times b = 1.35 \text{ cm}^2$
- En zone courante : $A_t = 0,3\% \times St' \times b = 2.03 \text{ cm}^2$

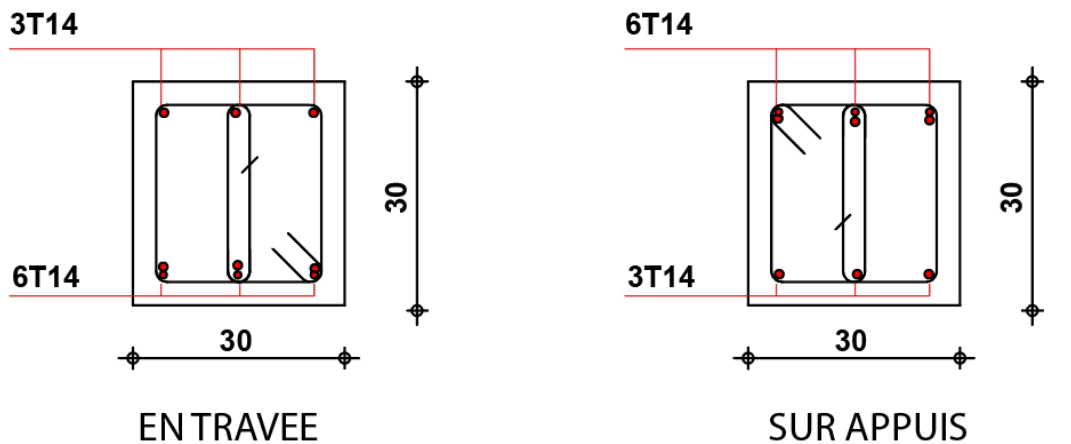


Figure 41 : Ferrailage des poutres secondaires

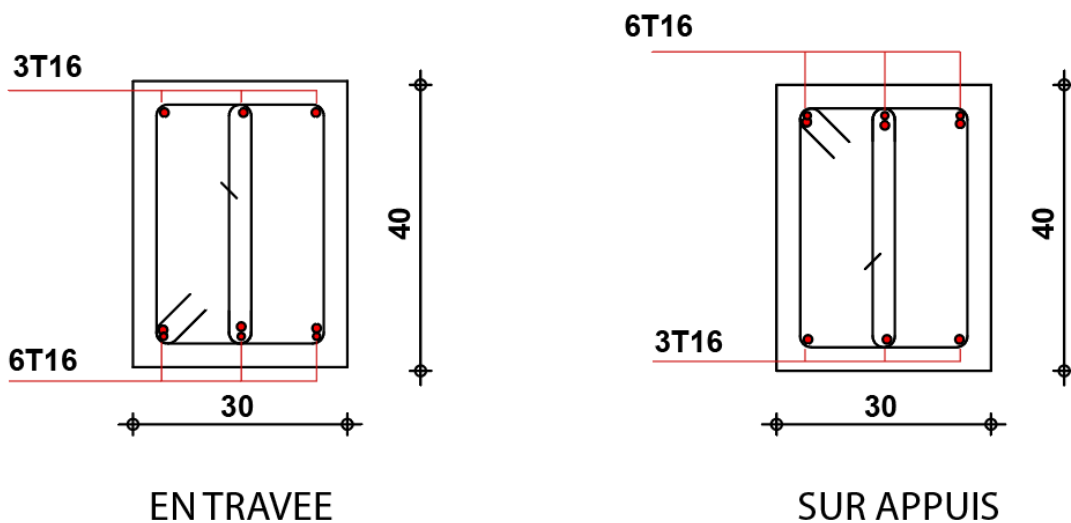


Figure 42 : Ferrailage des poutres principales

3. Ferrailage des poteaux

La section d'acier sera calculée en prenant en compte les trois types de sollicitations suivants (en utilisant la méthode de flexion composée à l'état limite ultime (ELU)) :

- Effort normal maximal et le moment fléchissant correspondant.
- Effort normal minimal et le moment fléchissant correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Pour chaque combinaison d'efforts internes, la section d'acier sera déterminée afin de garantir la résistance et la stabilité adéquates du poteau.

3.1 Caractéristiques des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	\emptyset	F_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	1	14.17	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	0.85	21.74	1	400	400

Tableau 24 : Caractéristiques des matériaux

3.2 Combinaison de charges

Combinaisons fondamentales (Selon B.A.E.L 91):

- ELU : $1,35G + 1,5Q$
- ELS : $G + Q$

Combinaisons accidentelles (Selon R.P.A 99/V2003) :

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

Combinaisons des efforts internes :

- $N_{max} ; M_{corres}$
- $N_{min} ; M_{corres}$
- $M_{max} ; N_{corres}$

3.3 Calcul des armatures

Les zones de calcul des armatures sont définies comme suite :

- **Zone 1** : RDC
- **Zone 2** : Du 1^{er} étage jusqu'au 2^{eme} étage
- **Zone 3** : Du 3^{eme} étage jusqu'au 4^{eme} étage
- **Zone 4** : Du 5^{eme} étage jusqu'au 6^{eme} étage

Les résultats obtenus sont à l'aide de l'Autodesk Robot

	$N_{\max} M_{\text{corr}}$		$N_{\min} M_{\text{corr}}$		$M_{\max} N_{\text{corr}}$	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
Zone 01	1694.18	51.60	158.52	5.32	51.60	1694.18
Zone 02	1426.65	47.09	96.05	12.12	54.62	1165.45
Zone 03	904.17	40.23	45.82	12.90	47.44	645.97
Zone 04	411.91	3.85	-3.70	2.14	38.30	386.55

Tableau 25 : Combinaisons des efforts internes à l'ELU

	$N_{\max} M_{\text{corr}}$		$N_{\min} M_{\text{corr}}$		$M_{\max} N_{\text{corr}}$	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
Zone 01	1239.76	37.64	118.26	3.88	37.64	1239.76
Zone 02	1044.08	34.34	71.62	8.85	39.82	853.10
Zone 03	662.06	29.33	34.44	9.43	34.57	473.33
Zone 04	303.26	2.80	-2.72	1.57	27.92	283.72

Tableau 26 : Combinaisons des efforts internes à l'ELS

	$N_{\max} M_{\text{corr}}$		$N_{\min} M_{\text{corr}}$		$M_{\max} N_{\text{corr}}$	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
Zone 01	1260.89	38.54	-195.36	24.34	38.54	1260.89
Zone 02	1062.97	37.06	-118.36	17.07	45.12	868.59
Zone 03	673.77	33.99	-27.94	12.64	40.41	481.27
Zone 04	307.22	10.55	-6.48	1.79	31.71	288.24

Tableau 27 : Combinaisons accidentelles des efforts internes

3.3.1 Calcul des armatures longitudinale

$$A \geq \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} b_0 d \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

➤ **Le ferrailage minimal d'après CBA93**

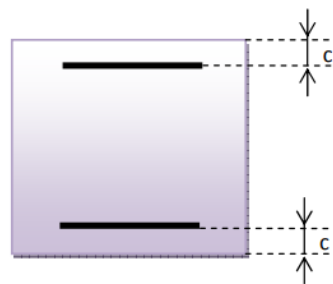
Ferrailage minimum d'après le CBA93 est donnée par :

$$A \geq \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} b_0 d$$

➤ **Recommandations du «BAEL91»**

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2/\text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = b×h. (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)



Recommandation RPA 99/v.2003 :

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

Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de 0.8% (zone IIa).

Ferraillage maximum sera de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 400 (zone IIa)

La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

- $h' = \max(b, h, 60\text{cm})$ $h' = 6$
- Le diamètre minimum est de 12 mm

Poteaux	Section (cm*cm)	A_{max} (cm ²)	A_{th} (cm ²)	A_{sc} (cm ²)
Zone 1	45 x 45	101,25	82,90	7,20
Zone 2	40 x 40	80	61,16	6,40
Zone 3	35 x 35	61,25	42	6,60
Zone 4	30 x 30	45	25,37	4,80

Tableau 28 : Calcul des armatures des poteaux

Section	N_{ser} (KN)	A (cm ²)	B (cm ²)	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Vérification
45 x 45	1059,081	101,25	2025	0,30	15	C.V
40 x 40	917,484	80	1600	0,33	15	C.V
35 x 35	627,375	61,25	1225	0,29	15	C.V
30 x 30	329,374	45	900	0,21	15	C.V

Tableau 29 : Vérifications des sections des poteaux

3.3.2 Longueur de recouvrement RPA99/V2003 art (7.4.2.1)

Selon la zone sismique II_a, la longueur minimale de recouvrement est donnée pour : $L_r = 40 \varnothing$

Le diamètre minimum est de 12mm

Diamètre \varnothing (mm)	Longueur L (cm) = 40 \varnothing
Ø20	80
Ø16	64
Ø14	56
Ø12	48

Tableau 30 : Longueur de recouvrement

3.3.3 Vérification des contraintes

La fissuration a un impact limité, seule la contrainte dans le béton est vérifiée. Le calcul est effectué en considérant le scénario le plus défavorable pour chaque zone.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{15A_s + B} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

3.3.4 Vérification vis-a-vis flambement

Si l'élanement $\lambda \leq 50$ qu'on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement.

Dans le cas contraire, il y a lieu de tenir compte du risque de flambement dans les calculs de la flexion composée des poteaux.

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

l_f : c'est la longueur de flambement: $l_f = 0.7 l_0$

i : c'est le rayon de giration:

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

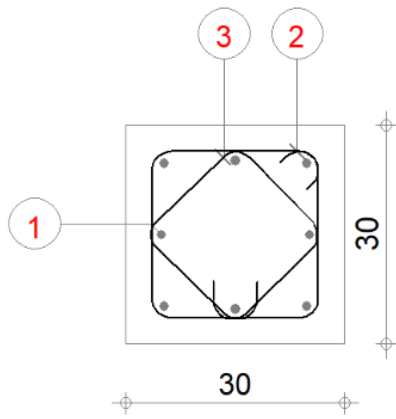
Pour les poteaux carrés :

a : la plus petit longueur

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

Ns [KN]	Br [cm ²]	a	choix	Vérif. flambement
176,750	160,223	14,658	30	24,735
329,374	299,899	19,318	30	24,735
478,862	436,457	22,892	35	21,201
627,375	571,831	25,913	35	21,201
772,751	704,086	28,535	40	18,551
917,484	835,455	30,904	40	18,551
1059,081	963,705	33,044	45	16,490
1105,184	1004,955	33,701	45	16,490
1118,650	1017,003	33,890	45	11,856

Tableau 31 : Vérification vis-à-vis flambement






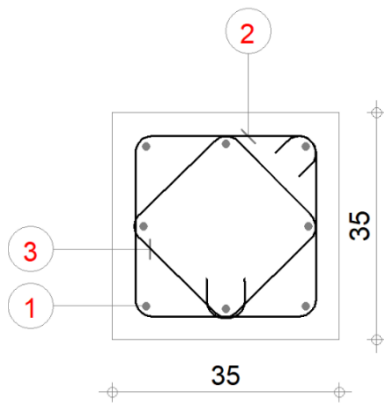
Pos.	Armature	Code	Forme
1	8HA 12	l=3.03	00 
2	17RL 12	l=1.19	31 
3	17RL 12	l=99	

Figure 43 : Ferrailage des poteaux 30x30






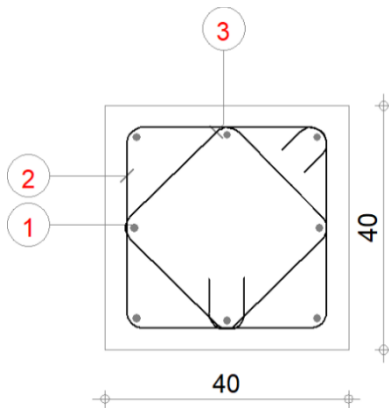
Pos.	Armature	Code	Forme
1	8HA 12	l=3.03	00 
2	17RL 12	l=1.39	31 
3	17RL 12	l=1.13	

Figure 44 : Ferrailage des poteaux 35x35






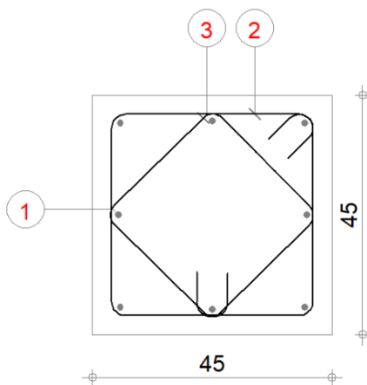
Pos.	Armature	Code	Forme
1	8HA 12	l=3.03	00 
2	17RL 12	l=1.59	31 
3	17RL 12	l=1.28	

Figure 45 : Ferrailage des poteaux 40x40






Pos.	Armature	Code	Forme
1	8HA 12	l=3.23	00 
2	18RL 12	l=1.79	31 
3	18RL 12	l=1.42	

Figure 46 : Ferrailage des poteaux 45x45

4. Ferrailage des voiles

4.1 Introduction

Les sollicitations appliquées sur les voiles sont dues aux charges permanentes, surcharges d'exploitation et aux forces sismiques.

Ces forces provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant. Donc le calcul des sections d'armatures se fera en flexion composée. On calcul alors trois types d'armatures :

Armatures verticales Armatures horizontales Armatures transversales

Pour cela on a divisé la structure en trois zones de calcul :

- ZONE I: RDC
- ZONE II : 1er – 2eme – 3eme étage
- ZONE III : 4eme – 5eme – 6eme étage

4.2 Les combinaisons d'action

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après:

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exige les combinaisons ci-contre Etat limite ultime

- Situation durable et transitoire $1,35G + 1,5 Q$
- Situation accidentelle $G + Q \pm E$ $0,8G \pm E$
- Etat limite de service $G + Q$

Les voiles pleins en situation durable ou transitoire sont sollicités par un effort de compression centré mais dans le cas d'une situation accidentelle ils sont sollicités par un moment fléchissant et un effort tranchant dû aux charges horizontales et un effort de compression dû aux charges verticales. Ces trois efforts nous donnent un calcul à la flexion composée en se basant sur les règles BAEL91 et les recommandations du RPA99.

4.3 Procèdes de calcul

4.3.1 Ferrailage vertical

Le ferrailage vertical est déterminé suivants les étapes de calcul définies ci-dessous. On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, et cela en utilisant les formules classiques de la RDM.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

Avec:

- S : section du béton

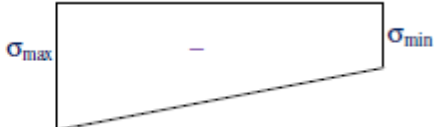
- V : bras de levier (distance entre axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée)
- L_v : longueur du voile y compris les deux poteaux voisins $v = \frac{L_v}{2}$

On détermine les efforts agissant dans chaque bande suivant la position de l'axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués, la section peut-être : Section entièrement tendue SET

Section partiellement comprimée SPC Section entièrement comprimée SEC

1^{er} cas : Section entièrement tendue (S.E.T)

Une section est dite entièrement tendue si « N » est un effort normal de traction et le centre de pression se trouve entre les armatures.

$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] L_t \cdot e$$


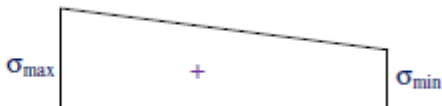
2^{eme} cas : Section partiellement comprimée (S.P.C)

Une section est dite partiellement comprimée si « N » est un effort de traction et le centre de pression se trouve en dehors des armatures.

$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] L_t \cdot e$$


3eme cas : Section entièrement comprimée (S.E.C)

Une section est dite entièrement comprimée si « N » est un effort de compression

$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] L_c \cdot e$$


La plupart de nos voiles sont des sections partiellement comprimées (S.P.C) le 2eme cas.

4.3.2 Ferrailage horizontal

La section d'armature est donnée par la plus élevée des deux relations suivantes

- Selon le BAEL91 : $A_H \geq \frac{A_V}{4}$
- Selon le RPA99 : $A_H \geq 0,0015bL_{voil}$
- A_v : section d'armature verticale

Ces barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une Longueur de 10 ϕ , et doivent être disposés de telle manière à servir de cadre retenant les armatures verticales.

4.3.3 Armatures constructives

Ces aciers sont généralement des épingles, elles sont perpendiculaires aux forces des refends et relient les deux nappes d'armatures verticales.

4.3.4 Ferrailage minimale

Compression simple

La section d'armatures verticales doit respecter les conditions suivantes :

- $A \geq 4\text{cm}^2/\text{ml}$; (longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures) (A.8.1.2.1.BAEL91)
- $0.2\% \leq \frac{A}{S} \leq 0.5\%$ (S: section du béton comprimé)

Traction simple

$$A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \quad (\text{A.4.2.1.BAEL91})$$

Selon le **RPA99 / version 2003** :

- Le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section du béton tendu (**Art7.7.4.1 page 61**)
- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile égale à **0.15%**. (**Art7.7.4.3 page 61**) En zone courante égale à **0.10%**

4.3.5 Espacement

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} S \leq 1.5e \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

4.3.6 Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :8

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

4.3.7 Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

4.4 Vérifications

4.4.1 Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère

$$\begin{cases} N_{ser} = G + Q \\ \sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} N_{ser} : \text{Effort normal appliqué} \\ B : \text{Section du béton} \\ A : \text{Section d'armatures adoptée} \end{cases}$$

4.4.2 Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après le RPA 2003

$$\begin{cases} \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} \\ \tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \\ V = 1.4 \cdot V_{u,calcul} \end{cases}$$

Avec :

- b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile
- d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)
- h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL : il faut vérifier :

$$\begin{aligned} \tau_u &\leq \bar{\tau}_u \\ \tau_u &= \frac{V_u}{b \cdot d} \end{aligned}$$

Avec : Contrainte du cisaillement $\tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$ pour la fissuration préjudiciable

4.5 Exemple d'application

4.5.1 Voiles (1.2m)

Zone(1)

- $L=1.2$ m; $e=0.15$ mN .
- M sont donnees par (ROBOT)
- $V = 0.75$ m N =2313.47KN
- $M = 1288.908$ KN/m
- $S= 0, 2 \times 1.2=0,24$ m²
- $I= (bh^3/12) = 0.056$ m⁴

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} = 24973.73 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I} = -9550.59 \text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

La section est partiellement comprimée

$$\left\{ \begin{array}{l} L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L; \\ F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b = \end{array} \right.$$

- $L_t = 0.93$
- $F = 888.20$ KN = Nu

4.5.2 Armature verticale

$$\left\{ \begin{array}{l} A_v = \frac{F}{f_e} = 22.2 \text{cm}^2 \\ \bullet A_v = \frac{Nu}{f_e} + A_{vj} \\ \bullet \end{array} \right.$$

- $A_v = 22.2$ cm²

Avec :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

V= l'effort tranchant

4.5.3 Armature minimale

Vérifications vis à vis du RPAV2003 (art : 7.7.4.1)

$$A_{\min \text{RPA}} = \max (0.2\% bL_t; \frac{Bf_{t28}}{f_e})$$

Avec :

- **b** : épaisseur du voile ; **Lt** : longueur de la section tendue ; **B** : section du béton

$$0.2\% b L_t = (0.2 \times 0.2 \times 0.93) / 100 = 3.72 \text{ cm}^2$$

$$\frac{B f_{t28}}{f_e} = 15.75 \text{ cm}^2$$

- Amin RPA = max (3.72 cm², 15.75 cm²)
- Amin RPA = 15.75 cm²

La longueur + minimal d'après l'article 7.7.4.3 Du RPA99V2003

- Zone d'about : (200/10) = 20 cm ; Avec St=20cm
- Zone courante : 324 cm ; Avec St= 20 cm

Nous adoptons alors le même type de ferrailage sur toute la surface du voile

4.5.4 Armature horizontale

D'après le BAEL91 : $A_H = AV/4 = 23.53/4 = 5.88 \text{ cm}^2$ D'après le RPA :

- $A_H \geq 0.15\% . B = 0.15\% . 20 \times 150 = 4.5 \text{ cm}^2$
Donc : $A_H = \max [\text{RPA.V2003} ; \text{BAEL}] = 5.88 \text{ cm}^2$
- 12 HA8 = 6.03 cm² ; Soit 6 HA 8 = 3.02 cm² /nappe

4.5.5 Armature transversale

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) Epingles au mètre carré, soit : 4 HA8

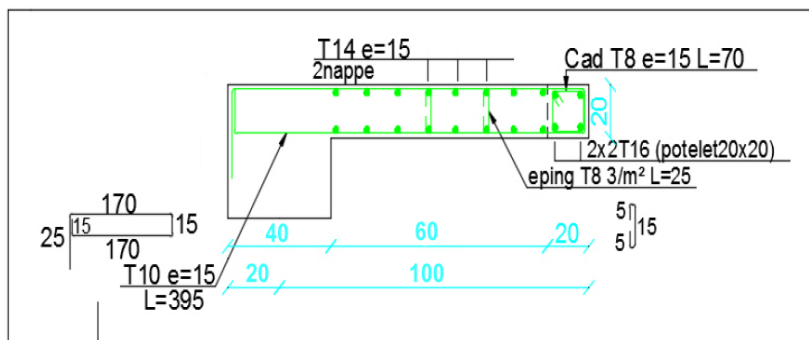


Figure 47 : Ferrailage des voiles (1,2m)

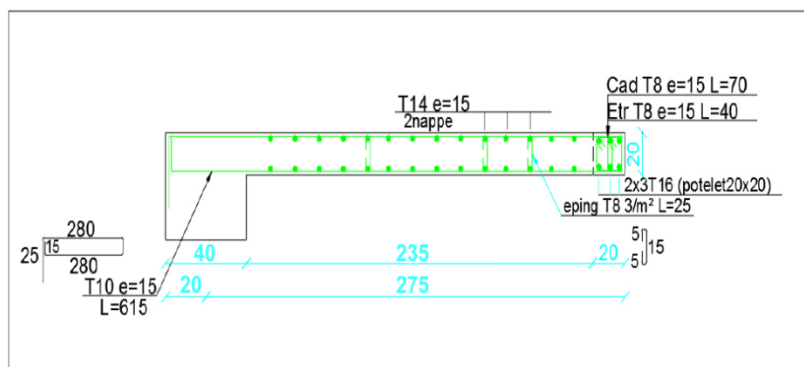


Figure 48 : Ferrailage des voiles (2,95m)

Chapitre 6

Etude d'infrastructure

1. Introduction

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges qui proviennent de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitation, les surcharges climatiques et sismiques.

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.

2. Choix de type de fondations

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui es t'égal à 2bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier évidé.
- Radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Nous proposant en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procédera une petite vérification telle que :

- ($S_s/S_b < 50\%$).

La surface de la semelle est donnée par :

- $SS \geq \frac{Ns}{\sigma_s}$
- Avec : $N = N_G + N_Q$; $\sigma_s = 2\text{bars} = 20 \text{ t/m}^2$

3. Calcul des surfaces revenant aux semelles

Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées sur le tableau suivant :

Sens Transversal			Sens longitudinal		
Files	N (KN)	S (m2)	Files	N (KN)	S (m2)
1	1789.573	8.947865	A	1289.284	6.44642
2	1006.394	5.03197	B	3015.22	15.0761
3	2096.533	10.482665	C	3446.424	17.23212
4	2045.754	10.22877	D	1935.078	9.67539
5	1858.382	9.29191	E	2070.482	10.35241
6	2256.128	11.28064	F	/	/
7	1292.885	6.464425	/	/	/
8	1792.53	8.96265	/	/	/
/		70.690895			58.78244

Tableau 32 : Calcul des surfaces revenant aux semelles

- Surface totale des semelles est : 129.473m²
- Surface totale du bâtiment est : 227.58 m²

Donc :

- $S_s/S_b = 0,568 > 0.5$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ;

Cela nous conduit à opter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile réaliser : c'est le radier générale.

4. Etude du radier

4.1 Epaisseur du radier

4.1.1 Condition de rigidité

- $L_e \geq 2L_{max} / \pi$
- L_{max} : plus grande distance entre deux files parallèles.
- L_e : longueur élastique.
- $L_e = \sqrt[4]{4EI/Kb}$
- E : module d'élasticité.
- I: inertie d'une bande d'un mètre de radier.
- K : coefficient de raideur du sol.
- b : largeur du radier(bande de 1m)
- $L_e^4 = 4EI/ kb$, avec $I = bh^3/ 12$

$$D'ou : h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48.K.L_{max}^4}{E\pi^4}}$$

- $L_{max} = 4.8 \text{ m}$; $E = 3.216 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$; $K = 4000 \text{ t/m}^3$

- $H_r \geq 0.326\text{m}$

4.1.2 Condition forfaitaire

$$\frac{L}{8} \leq h_r \leq \frac{L}{5} \quad L_{\max} = 4.8 \text{ m}$$

- $0.6 \text{ m} \leq h_r \leq 0.96 \text{ m}$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est: On prend : $h = 70\text{cm}$

4.2 Calcul des surfaces minimales du radier

La surface du radier est déterminé en vérifiant la condition suivante :

- $(N_{\text{ser}} / S) \overline{\geq} \sigma_{\text{sol}}$

D'ou :

$$S \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma}$$

$$N = G + Q = 2149.826 \text{ t}$$

- $\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 20 \text{ t/m}^2$
- donc : $S_{\text{min}} = 107.491 \text{ m}^2$

L'emprise totale de bâtiment est de : 227.58 m^2

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera :

- $S' = S + D \cdot 2 \cdot (L_x + L_y)$
- L_x : longueur en plan (25.4 m)
- L_y : largeur en plan (11.7m)

4.2.1 Calcul de débordement D

- $D \geq \text{Max} (h_r/2 ; 30 \text{ cm})$. Où : $h_r = 0.7 \text{ m}$

On prend $D = 0.4 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

- $S' = 257.26 \text{ m}^2$

4.3 Vérification du radier

4.3.1 Vérification de non poinçonnement

La vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Nous devons vérifier :

- $Q_u \leq 0,045 \times u_c \times f_{c28} \times h_r$

- Q_u : charge de calcul à l'ELU
- $Q_u = N_u$
- $N_u = 1,35G + 1,5Q$
- $N_u = 1328,312t$
- $Q_u = 1328,312/4,4 = 301,889 t/ml$
- $Q_u = 3,018 MN/ml$
- u_c : périmètre de contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.
- $u_c = 2(a+b+2hr) = 5,2 m$
- $Q_u \leq 0,045 \times u_c \times h_r \times f_{c28} / b = 4,095 MN/ml$ (C.B.A art A.5.2.4.3)

Avec $Q_u = 3,018 MN/ml$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas risque de rupture du radier par poinçonnement.

4.3.2 Condition de résistance au cisaillement

- $\overline{\tau_u} < \tau_u = 0,05 f_{c28}$

Nous vérifions l'effort tranchant sous l'effet de l'effort normal ramené par voile le plus sollicité (V1) qui devient un appui au radier renversé.

- $\tau_u = V_u/bd$
- $b = 1m$.
- $d = 0,9h_r = 63cm$.

$$\overline{V_u} = \frac{Q_u \times L_{max}}{2} = \frac{(N_u/S_{rad}) \times L_{max}}{2}$$

$$V_u = 13,28 \times 4,8 / (2 \times 257,26) = 0,123 MN$$

$$\tau_u = 0,123 / 0,63 = 0,196 MPa$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} = 1,25 MPa$. (Condition de résistance au cisaillement est vérifiée).

4.3.3 Détermination de centre de gravité du radier

$$\begin{cases} \overline{X} = 12,77 (m) \\ \overline{Y} = 5,66 (m) \end{cases}$$

4.3.4 Calcul de l'inertie du radier

- $I_x = b \cdot h^3 / 12 + A \cdot d_x^2$
- $I_y = b^3 \cdot h / 12 + A \cdot d_y^2$

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est:

$$\begin{cases} I_y = 11193,426 m^4 \\ I_x = 1815,773 m^4 \end{cases}$$

4.3.5 Calcul de section rectangulaire équivalente

$$\begin{cases} I_y = 11193.426 \text{ m}^4; \text{ avec } I_y = a^3 b / 12 \\ I_x = 1815.773 \text{ m}^4; \text{ avec } I_x = a b^3 / 12 \end{cases}$$

- Et : $a \times b = 257.26 \text{ m}^2$

D'où : $a = 22.84 \text{ m}$ $b = 11.25 \text{ m}$

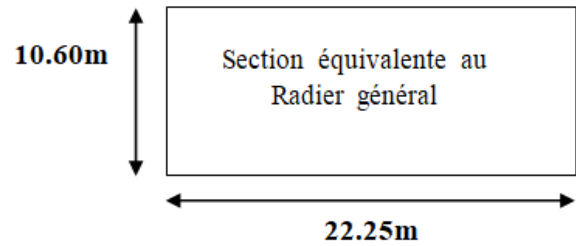


Figure 49 : Section rectangulaire équivalente

4.3.6 Diagramme trapézoïdal des contraintes

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I}$$

- N : effort normal dû aux charges verticales.
- $N = 2564.312 \text{ t}$
- M : effort de renversement dû au séisme.
- $M_x = 4315.26 \text{ t.m.}$
- $M_y = 4612.78 \text{ t.m.}$
- $S_{rad} = 257.26 \text{ m}^2$

$$\begin{cases} I_y = 11193.426 \text{ m}^4 \\ I_x = 1815.773 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_x = 11.42 \text{ m} \\ V_y = 5.62 \text{ m} \end{cases}$$

Sens longitudinal :

- $\sigma_1 = 27.107 \text{ t/m}^2$
- $\sigma_2 = -17.173 \text{ t/m}^2$

$$\sigma_m = 16.03 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 20 \text{ t/m}^2$$

Sens transversal :

- $\sigma_1 = 12.277 \text{ t/m}^2$
- $\sigma_2 = 7.657 \text{ t/m}^2$

$$\sigma_m = 11.12 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 20 \text{ t/m}^2$$

Donc : le non renversement est vérifié dans le deux sens.

4.3.7 Vérification de la stabilité du radier : sous (0,8G ± E)

D'après le RPA99 (art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = M/N < 1/4$$

- e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.
- M : moment dû au séisme.
- N : charge verticale permanente.

$$N=0,8 N_G= 2051.449 \text{ t}$$

Sens longitudinal :

- $e = 2.10 \text{ m} < a/4 = 5.71 \text{ m}$ (Vérifie)

Sens transversal :

- $e = 1.27 \text{ m} < b/4 = 2.81 \text{ m}$ (Vérifie)

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

4.4 Ferrailage du radier

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux.

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\rho = l_x/l_y$.

4.4.1 Ferrailage a L'ELU

- $q_u = (1.35G + 1.5Q)/S_{\text{rad}}$
- $q_u = 11.52/\text{m}^2$

4.4.2 Ferrailage à L'ELS

- $q_{\text{ser}} = (G + Q)/S_{\text{rad}}$
- $q_{\text{ser}} = 8.35 \text{ t/m}^2$

Si : $0 < \rho < 0,4$; la dalle porte dans seul sens.

- $M_x = qL_x^2/8$
- $M_y = 0$

Si : $0,4 < \rho < 1$; la dalle porte dans deux sens.

- $M_x = \mu_x q L_x^2$
- $M_y = \mu_y M_x$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

Pour les panneaux de rive :

- Moment sur appuis : $M_a = 0,4 M_0$
- Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$

Pour les panneaux intermédiaires :

- Moment sur appuis : $M_a = 0,5 M_0$
- Moment en travée : $M_t = 0,75 M_0$

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivant :

$$M_t + \frac{M_{ad} + M_{ag}}{2} > 1,25 M_0 \text{ (d'après le BAEL91)}$$

4.4.3 Calcul des moments :

ELS:

$$v = 0,2; q_{ser} = 8,35 \text{ t/m}^2$$

Le plus grand panneau a un moment de **16.7 t.m**

ELU:

$$v = 0; q_u = 11,52 \text{ t/m}^2$$

Le plus grand panneau a un moment de **23.04 t.m**

4.4.4 Calcul des armatures

Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} > \frac{0,23 \text{ } bd \text{ } f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s \min} = 7,61 \text{ cm}^2$$

4.5 Etude de débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L = 0,50 \text{ m}$ le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur égale à un mètre.

- $h = 0,7 \text{ m}$
- $b = 1 \text{ m}$
- $d = 0,9h = 0,63 \text{ m}$
- $M = ql^2/2$

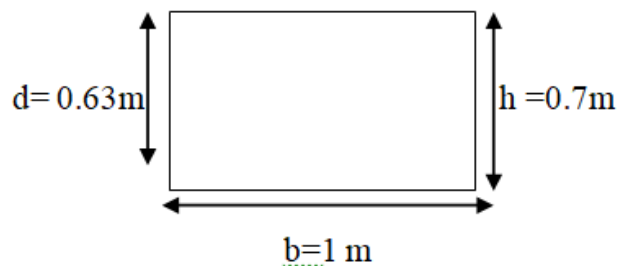


Figure 50 : Bande 1m du radier

4.5.1 ELU

- $M_{\max} = q_u L^2 / 2 = 11.52 \times (0.5)^2 / 2 = 1.44 \text{ tm} = 0.0144 \text{ MN.m}$
- $\mu = 0.0025$; $\alpha = 0.0032$; $Z = 0.629 \text{ m}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$
- $A_s = 0.657 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- $A_{s\min} = 7.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$

4.5.2 ELS (Fissuration préjudiciable)

- $M_{\max} = q_{\text{ser}} \times L^2 / 2 = 8.35 \times (0.5)^2 / 2 = 1.04 \text{ t.m} = 0.0104 \text{ MN.m}$.
- $M_1 = 1.29 \text{ MN.m}$
- $M_{\max} < M_1$
- $A_s = 0.992 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Donc $A_s = \max(A_s, A_{s\min})$.

- $A_s = 7.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Donc on choisi 5HA14/ml avec un espacement 20cm.

4.6 Vérification du Cisaillement

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0,05 f_{28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

- $b = 1 \text{ m}$.
- $d = 0,90 \text{ m} = 0.63 \text{ m}$
- $V_u = 0.0288 \text{ MN}$
- $\tau_u = 0.0457 \text{ MPa}$
- $\tau_u < \overline{\tau_u} = 1,25$ (condition vérifiée).

On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

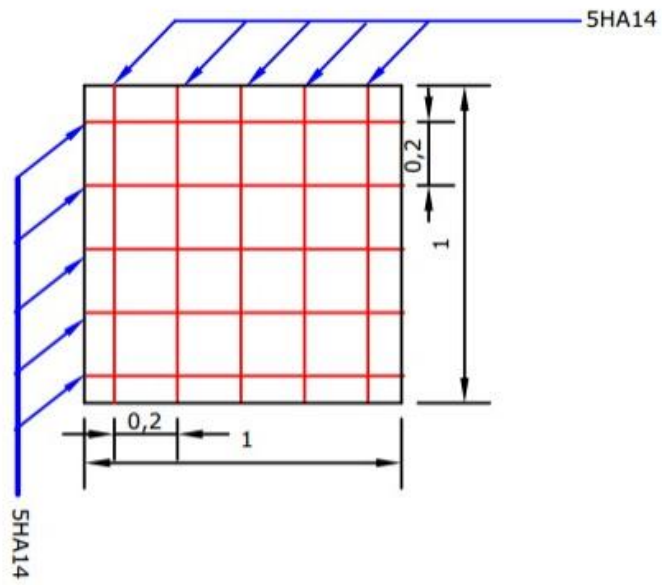


Figure 51 : Ferrailage de radier nappe supérieur

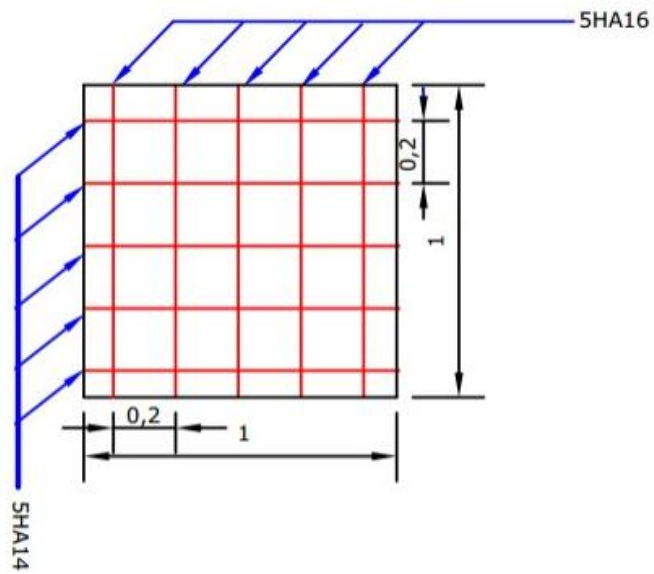


Figure 52 : Ferrailage de radier nappe inférieur

CONCLUSION GENERALE

Cette conclusion reflète la réalisation complète du projet de fin d'étude, qui a consisté en une étude détaillée de la structure R+6 à usage d'habitation implantée à Kharouba, Mostaganem, en Algérie. L'objectif principal de cette étude était d'assurer la sécurité et la performance de la structure, tant dans des conditions de charges statiques que sismiques.

Pour atteindre cet objectif, nous avons réalisé une étude sismique approfondie qui nous a permis d'évaluer la réponse de la structure aux charges sismiques potentielles. Cette étude a inclus l'analyse des forces sismiques, la détermination des actions sismiques, ainsi que la vérification de la résistance et de la stabilité de la structure face à ces charges. Grâce à cette analyse, nous avons pu prendre les mesures nécessaires pour renforcer la structure là où cela était nécessaire, afin de garantir sa résistance aux séismes.

De plus, nous avons effectué une vérification minutieuse des calculs et de la réalisation du projet. Nous avons passé en revue les pré dimensionnements des éléments structurels, en nous assurant de leur résistance et de leur capacité à supporter les charges. Nous avons également effectué une analyse détaillée des éléments structurels, calculé les forces internes, les moments fléchissant, les contraintes et les déformations subies par chaque élément, pour garantir la sécurité structurale et vérifier que chaque élément répond aux critères de résistance et de déformation admissibles.

Enfin, nous avons procédé à un ferrailage rigoureux de la structure, en utilisant des techniques appropriées pour renforcer les éléments en béton avec des barres d'acier, conformément aux normes et aux exigences de conception. Cela a permis d'assurer la solidité et la durabilité de la structure face aux charges statiques et sismiques.

Bibliographie

Règlement :

- RPA99/V2003 : Règlement Parasismique Algérienne, Edition CGS
- BAEL91 modifier 99 : béton armé aux états limites, Edition Eyrolles, Troisième 2000.
- CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton arme, Edition CGS 29 Décembre 1993.
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges), Edition CGS Octobre 1988.

Livres et Documents :

- Précis de calcul de béton armé (H Renaud & J Lamirault) Béton Armé, Guide de Calcul. Bâtiment et Génie Civil (H. Renaud & J. Lamirault) Edition Faucher, Paris 1993.
- Pratique du BAEL91 cours avec exercices corrigés (Jean Perchât & Jean Roux, édition Eyrolles).
- Formulaire de béton armé, fondations (V. Davidivici. Publication de moniteur 1995).
- Cours de Béton armé.
- Mémoires de fin d'études précédentes.
- Rapport de sol.

Logiciels :

- Robot structural Analysis.
- RDM6.
- AUTOCAD 2014.
- Microsoft Word.
- Microsoft Excel.
- Adobe Acrobat.